



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Trabalho de Licenciatura

**MELHORAMENTO DE FUNDAÇÃO DE ATERRO COM COLUNAS DE
*JET-GROUTING***

Estudo de Caso: Baixa do Rio PÚNGUÈ na Cidade da Beira

Autor:

Jorge Felisberto Mabote

Supervisor:

Prof. Dr. Eng. Carlos Quadros

MAPUTO, NOVEMBRO DE 2022



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

MELHORAMENTO DE FUNDAÇÃO DE ATERRO COM COLUNAS DE

JET-GROUTING

Estudo de Caso: Baixa do Rio PÚNGUÊ na Cidade da Beira

Trabalho de Licenciatura submetido ao
Departamento de Engenharia Civil para
obtenção do Grau de Licenciado em
Engenharia Civil.

Autor:

Jorge Felisberto Mabote

Supervisor:

Prof. Dr. Eng. Carlos Quadros

MAPUTO, NOVEMBRO DE 2022



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE ENTREGA DE RELATÓRIO DO TRABALHO DE LICENCIATURA

Declaro que o estudante **Jorge Felisberto Mabote** entregou no dia / / **2022**
as cópias do seu relatório do trabalho de Licenciatura com a
referência: intitulado: Melhoramento de Fundação de Aterro com Colunas
de Jet-grouting.

Maputo, de Novembro de 2022

A Chefe da Secretaria

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Felisberto Jorge Mabote e Helena Alfredo Zavale.

“Honra o teu pai e a tua mãe, para que se prolonguem os
teus dias sobre a terra que o SENHOR, teu Deus, te dá.”

Êxodo 20:12

AGRADECIMENTOS

Agradecer a Deus pelo dom da vida, sabedoria e coragem que me concedeu para que chegasse a essa fase.

Sou grato aos meus pais Felisberto Jorge Mabote e Helena Alfredo Zavale por nunca terem medido esforços para proporcionar melhores condições para a minha educação e formação até aos dias de hoje. Agradeço, igualmente, as minhas irmãs Florentina Helena Mabote e Marllen Felisberto Mabote pelo suporte proporcionado.

Agradeço a minha família em geral e especialmente a Dirse Mesa, Adilson Faduco, Alexandre Dingane, Helena Ngovene, Alberto Chambale e Kátia Chambale pelos conselhos, motivação e apoio moral quando mais precisei.

Um agradecimento especial ao supervisor Carlos Quadros pelos conselhos e pela disponibilidade, partilha de material bibliográfico, momentos de discussão e pelo contributo imensurável durante a realização deste trabalho.

Agradecer ao corpo docente do departamento de engenharia civil, em especial aos professores Carlos Quadros, Diniz Juízo, Daniel Balói, Nelson Matsinhe, Alexandra Neves e Pedro Sing-Sang, aos mestres Saturino Chembeze e Omar Khan, aos engenheiros Carlos Caupers, Rafael Mabunda, Jorge Pindula e Alberto Andissene pelos ensinamentos durante o curso.

Agradeço, igualmente, aos meus colegas e amigos, Adriano Hué, Bernardino Mandlate, Chelsea Mahumane, Dircia Zandamela, Edmirson Tomás, Frederico Nhaguilinguane, Hans Dete, Hélder Simões, Luís Nhantumbo, Layla Matavele, Martinho Sadias, Momad Faruq, Sónia Tivane e Telúrio Mapsanganhe pelo suporte e apoio incondicional durante a formação.

EPÍGRAFE

“A gravidade explica os movimentos dos planetas, mas não pode explicar quem colocou os planetas em movimento. Deus governa todas as coisas e sabe tudo que é ou que pode ser feito.”

Isaac Newton

RESUMO

A construção de infra-estruturas pode ser limitada pelas condições dos solos da fundação, pois estes solos desempenham um papel muito importante para a integridade das mesmas. Nos dias de hoje, é comum a execução de obras ao longo da costa e os solos nessas regiões são caracterizados pela baixa resistência ao corte, associada à baixa permeabilidade e elevada compressibilidade desses solos.

Para a construção de infra-estruturas em solos moles é necessário uma intervenção com vista a melhorar as propriedades desses solos pois, caso contrário, estas podem apresentar diversas patologias que contribuiriam para o seu colapso total ou parcial.

Actualmente, estão disponíveis diversas alternativas de técnicas para o melhoramento das propriedades de solos moles. Assim, no presente trabalho é desenvolvido o estudo da técnica de *Jet-grouting* como reforço de fundação de um aterro a ser construído sobre solos moles, que está localizado na baixa do rio Púnguè. Este estudo consistiu no dimensionamento das colunas de *Jet-grouting* com base em formulações empíricas e simulação do seu comportamento no *Plaxis 2D V.8.6*, que é um *software* baseado no método de elementos finitos.

Apresentam-se neste estudo duas metodologias de dimensionamento das colunas de *Jet-grouting*, entretanto, importa referir que por se tratar de uma técnica relativamente recente não há unanimidade no que toca ao dimensionamento desta técnica.

Após o dimensionamento das colunas de *Jet-grouting* procurou-se fazer uma comparação entre as colunas de *Jet-grouting* e estacas de betão no que concerne ao desempenho das duas alternativas ao objectivo que se pretende. Esta comparação permitiu evidenciar que as duas alternativas são compatíveis ao estudo de caso.

O controlo de qualidade desempenha um papel muito importante para o sucesso na aplicação desta técnica, pelo que, durante e após as fases de execução das colunas de *Jet-grouting* estas deverão ser acompanhadas de um rigoroso controlo de qualidade.

Palavras-chave: solos moles, aterros, *Jet-grouting*, melhoramento da capacidade de carga, reforço de aterro.

ABSTRACT

The construction of infrastructure can be constrained by the local soil conditions, as these soils play a very important role for the integrity of the foundations. Nowadays, it is common to build works along the coast which soils are characterized by low shear strength, associated with low permeability and high compressibility of these soils.

For the construction of infrastructure in soft soils, an intervention is necessary to improve the properties of these soils because, otherwise, the build-up infrastructure may experience several pathologies that may contribute to their total or partial collapse.

Currently, several techniques are available for the improvement of soft soil properties. Thus, this present work studies the Jet-grouting technique as reinforcement of foundation of an embankment to be built on soft soils, located in the lower part of the Pungwe River. This study consisted of designing the Jet-grouting columns based on empirical formulations and simulating their behavior in Plaxis 2D V.8.6, which is a software based on the finite element method.

This study presents two methodologies for design Jet-grouting columns, however, it should be noted that because it is a relatively recent technique there is no unanimity regarding the design of this technique.

After the designing of Jet-grouting columns, a comparison was made between the Jet-grouting columns and concrete piles with regard to the performance of the two solutions for the stated purpose. This comparison showed that the two alternatives are compatible with the case study.

The quality control plays a very important role in the successful implementation of this technique, so during and after the implementation phases of Jet-grouting columns they should undergo strict quality control.

Keywords: soft soils, embankments, Jet-grouting, improved bearing capacity, embankment reinforcement.

SUMÁRIO

O presente trabalho está organizado em **7 capítulos**, de acordo com a descrição abaixo mencionada:

Capítulo I: Introdução - este capítulo faz menção ao enquadramento geral do trabalho, descrevendo a justificativa, formulação do problema, os objectivos e a metodologia utilizada para satisfazer os objectivos ora traçados.

Capítulo II: Revisão da Literatura – neste capítulo, faz-se a revisão sobre conceitos gerais acerca de solos moles, suas principais características e parâmetros para sua caracterização a partir do conhecimento de algumas propriedades das argilas, este aborda ainda algumas soluções para a execução de aterros sobre solos moles.

O Capítulo II descreve ainda de forma mais detalhada a técnica de melhoramento de solos por injeção denominada *Jet-grouting*, apresentando as características dos sistemas desenvolvidos e parâmetros típicos de tratamento.

Capítulo III: Especificações técnicas - neste capítulo são descritas as especificações técnicas para a execução da técnica de *Jet-grouting*, apresentam-se ainda as considerações técnicas sobre os tipos e classe de materiais a utilizar, e sobre os equipamentos e procedimento de execução.

Capítulo IV: Métodos de Dimensionamento – neste capítulo, apresentam-se as normas para a elaboração do projecto com *Jet-grouting* e descrevem-se as etapas e actividades a seguir ao longo do projecto e processo de execução. No presente capítulo, apresentam-se os métodos para o dimensionamento de colunas de *Jet-grouting*.

Capítulo V: Estudo de caso - neste capítulo, descreve-se de forma detalhada a área em estudo e apresentam-se as condições geológicas e geotécnicas da mesma. O Capítulo V contém o dimensionamento das colunas de *Jet-grouting* e a verificação do estado limite relevante, apresentando ainda a análise e modelação da solução pelo método de elementos finitos. Ainda neste capítulo, foi feita a discussão dos resultados, análise dos aspectos técnicos, ambientais e económicos das colunas de *Jet-grouting* vs. estacas de betão.

Capítulo VI: Conclusões e Recomendações - neste capítulo, são apresentadas as conclusões deste estudo e as recomendações para desenvolvimentos futuros sobre o ponto de vista de técnicas de melhoramento de solos.

Capítulo VII: Bibliografia e anexos – neste capítulo, são apresentadas as referências bibliográficas consultadas e citadas ao longo do desenvolvimento do estudo e os anexos.

ÍNDICE GERAL

DEDICATÓRIA	I
AGRADECIMENTOS	II
RESUMO	IV
ABSTRACT	V
SUMÁRIO	VI
LISTA DE FIGURAS	X
LISTA DE TABELAS	XI
CAPÍTULO I.....	1
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. JUSTIFICATIVA	1
1.2. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA.....	2
1.3. OBJECTIVOS.....	3
1.3.1. Geral	3
1.3.2. Específicos	3
1.4. METODOLOGIA.....	3
CAPÍTULO II.....	4
2. REVISÃO DA LITERATURA.....	4
2.1. Introdução.....	4
2.2. Caracterização de Solos Moles.....	4
2.2.1. Considerações iniciais	4
2.2.2. Influência das Partículas de Argila para o Uso na Engenharia	4
2.2.3. Características das Argilas	5
2.2.3.1. Consistência do solo.....	5
2.3. CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	7
2.3.1. Introdução	7
2.3.2. TÉCNICAS DE ACELERAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO	8
2.3.2.1. Aplicação de drenos verticais pré-fabricados.....	8
2.3.2.2. Aplicação da sobrecarga temporária.....	9
2.3.3. TÉCNICAS DE AUMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA	10
2.3.3.1. Aplicação de colunas de brita	10
2.3.3.2. Aplicação de colunas de betão.....	11
CAPÍTULO III.....	15
3. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DE <i>JET-GROUTING</i>	15
3.1. Materiais	15

3.2.	Equipamentos	16
3.3.	Procedimento de execução.....	17
CAPÍTULO IV		18
4.	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE <i>JET-GROUTING</i>	18
4.1.	Introdução.....	18
4.2.	Normas e recomendações técnicas aplicáveis à técnica de <i>Jet-grouting</i>	18
4.3.	Princípios de dimensionamento do <i>Jet-grouting</i>	18
4.4.	Métodos de dimensionamento	20
4.4.1.	Norma europeia NP EN 1997-1 (2010)	21
4.4.1.1.	CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO PARA COLUNAS DE <i>JET-GROUTING</i> À COMPRESSÃO	21
4.4.2.	Método de Bustamante (2002)	24
4.4.2.1.	Capacidade de carga do solo para coluna de <i>Jet-grouting</i> à compressão.....	24
CAPÍTULO V		30
5.	ESTUDO DE CASO	30
5.1.	DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	30
5.1.1.	Enquadramento geral	30
5.1.2.	Geologia.....	30
5.1.3.	Perfil geotécnico	31
5.2.	MELHORAMENTO DE FUNDAÇÃO COM COLUNAS DE <i>JET-GROUTING</i>	32
5.2.1.	Metodologia de dimensionamento	32
5.2.2.	DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS COLUNAS	33
5.2.2.1.	Diâmetro das colunas.....	33
5.2.2.2.	CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DAS COLUNAS	39
5.2.2.3.	DETERMINAÇÃO DAS CARGAS SOBRE AS COLUNAS	40
5.2.3.	DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	45
5.2.3.1.	Determinação da resistência do fuste e da base.....	45
5.2.4.	ANÁLISE E MODELAÇÃO	46
5.2.4.1.	Introdução.....	46
5.2.4.2.	Definição do modelo de cálculo	46
5.2.5.	Análise e discussão dos resultados	48
5.2.5.1.	SOLUÇÃO EM ESTACAS DE BETÃO	50
5.3.	Análise da estabilidade de taludes.....	50
5.3.1.	Método de Fellenius	51
5.3.2.	Método de Bishop Simplificado	52
5.3.3.	DETERMINAÇÃO DE FACTORES DE SEGURANÇA	53
5.3.3.1.	Fundação não reforçada	53
5.3.3.2.	Fundação reforçada	54
5.4.	Controlo de qualidade.....	55
5.5.	ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE COLUNAS DE <i>JET-GROUTING</i> E ESTACAS DE BETÃO	56
5.5.1.	Introdução	56

5.5.2.	Aspectos tecnológicos	56
5.5.3.	Aspectos económicos	57
5.5.4.	Aspectos ambientais.....	57
CAPÍTULO VI	58
6.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	59
6.1.	Conclusões	59
6.2.	Recomendações	60
CAPÍTULO VII	60
7.	BIBLIOGRAFIA	61
7.1.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61
7.2.	OUTRA BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	63
7.3.	ANEXOS	64

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Limites de consistência.	5
Figura 2: Limites de consistência.	6
Figura 3: Técnicas de melhoramento do solo.	7
Figura 4: Procedimento de execução de colunas de betão.	11
Figura 5: Geometrias dos elementos de <i>Jet-grouting</i>	13
Figura 6: Ascensão do refluxo à superfície durante a execução de <i>Jet-grouting</i> (a); Captação e condições de escoamento do refluxo (b).	14
Figura 7: Ábaco para determinação do atrito lateral unitário em solos coesivos.	26
Figura 8: Ábaco para determinação do atrito lateral unitário em solos granulares.	26
Figura 9: Ábaco para determinação do atrito lateral unitário em solos granulares.	27
Figura 10: Localização da área em estudo.	30
Figura 11: Mapa geológico da área em estudo.	31
Figura 12: Esquema da solução de melhoramento.	32
Figura 13: Padrão de velocidades na saída do bico.	33
Figura 14: Dependência de Δg para a composição da calda.	36
Figura 15: Configuração geométrica das colunas.	39
Figura 16: Esquema de melhoramento considerado.	40
Figura 17: Esquema de rotura pelo cone de cisalhamento.	41
Figura 18: Modelo de cálculo e condições de fronteira.	Error! Bookmark not defined.
Figura 19: Configuração da deformada no final do processo construtivo de <i>Jet-grouting</i>	48
Figura 20: Ilustração dos valores obtidos das tensões totais.	49
Figura 21: Deslocamentos verticais obtidos para fundação reforçada.	49
Figura 22: Deslocamentos verticais obtidos para fundação não reforçada.	50
Figura 23: Forças atuantes em uma fatia pelo método de Fellenius.	51
Figura 24: Análise de estabilidade pelo método de Bishop Simplificado.	52
Figura 25: Geometria do talude não reforçado.	53
Figura 26: Configuração das fatias ao longo da superfície de rotura correspondente ao menor factor de segurança passando do corpo de aterro e pela fundação.	54
Figura 27: Resultado da análise da estabilidade do talude pelo método de Bishop simplificado	54
Figura 28: Resultado da análise da estabilidade do talude pelo método de Fellenius.	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Caracterização de solos moles a partir das características das argilas.....	7
Tabela 2: Características dos sistemas <i>Jet</i>	12
Tabela 3: Parâmetros de tratamento de <i>Jet-grouting</i>	14
Tabela 4: Coeficientes parciais.....	22
Tabela 5: Coeficientes de correlação utilizados para <i>Jet-grouting</i>	22
Tabela 6: Coeficientes de correlação utilizados para <i>Jet-grouting</i>	24
Tabela 7: Factor de capacidade de carga em função do tipo de ensaio.	28
Tabela 8: Coeficientes de segurança.	28
Tabela 9: Resistência a compressão da coluna de <i>Jet-grouting</i> para o sistema de <i>Jet</i> simples.	29
Tabela 10: Resistência a compressão da coluna de <i>Jet-grouting</i> para o sistema de <i>Jet</i> duplo.	29
Tabela 11: Resultados obtidos da prospecção geotécnica a partir dos furos de sondagem.	31
Tabela 12: Valores dos parâmetros a adoptar na determinação do diâmetro, propostos por Flora et al. (2013).	37
Tabela 13: Valores típicos do diâmetro de colunas.	37
Tabela 14: Dados de entrada para determinação do diâmetro das colunas.	38
Tabela 15: Energia específica obtida.....	38
Tabela 16: Diâmetros obtidos considerando os resultados de SPT.....	38
Tabela 17: Diâmetros obtidos considerando os resultados de CPT.....	38
Tabela 18: Dados de entrada para determinação das cargas.....	43
Tabela 19: Configurações geométricas verificadas.	45
Tabela 20: Parâmetros do solo utilizados no modelo <i>Mohr Coulomb</i>	47
Tabela 21: Parâmetros do solo utilizados no modelo <i>Soft Soil</i>	47
Tabela 22: Estimativa de custo para a execução das colunas e estacas.....	57

1. INTRODUÇÃO

1.1. JUSTIFICATIVA

Com o desenvolvimento de Moçambique, é recorrente a construção de infra-estruturas nas zonas litorais e nos vales de rios com solos aluvionares finos. Geralmente, os solos predominantes nessas zonas possuem, por um lado, baixa capacidade de carga, associada a uma baixa resistência ao corte. Por outro lado, devido ao elevado índice de vazios, estes solos são altamente compressíveis.

Os referidos solos são comumente designados por “solos moles” e, quando carregados podem sofrer elevadas deformações que se processam ao longo do tempo devido à baixa permeabilidade dos mesmos.

Com efeito, a construção de aterros sobre solos moles tem-se mostrado um grande desafio para a engenharia geotécnica, na medida em que as características já mencionadas podem condicionar a integridade das infraestruturas erguidas sobre os mesmos. O colapso total ou parcial de um aterro construído sobre solo mole devido às propriedades que estes apresentam, pode onerar os custos de manutenção dessas infra-estruturas.

Neste contexto, para viabilizar a construção de aterros sobre os solos moles, é comum recorrer-se a soluções de melhoramento de solos.

Diversas soluções foram desenvolvidas ao longo dos anos com o objectivo de melhorar as propriedades de solos moles, destacando se a pré-carga, utilização de drenos verticais pré-fabricados, remoção/substituição de solo mole, reforço com colunas de brita, entre outras soluções. Porém algumas soluções podem estender o prazo da obra por períodos de tempo muito elevados.

Portanto, para viabilizar a construção do aterro na baixa do rio Púnguè na cidade da Beira, será analisado o desempenho de colunas de *Jet-grouting* no que concerne ao melhoramento das propriedades de solos de tal forma que estas colunas possibilitem a construção do aterro numa só etapa, evitando intervalos de tempo prolongados durante a construção.

1.2. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Necessidades

- Garantir a integridade estrutural e funcional dos pavimentos de estrada assentes em aterros construídos sobre solos moles, minimizando os custos de execução e manutenção;
- Reduzir o tempo de execução de aterros sobre depósitos de solos moles, racionalizando os seus custos de construção;
- Viabilizar o melhoramento das propriedades de solos moles, minimizando seus períodos de consolidação e maximizar o aumento da capacidade de suporte.

Problema de pesquisa

O colapso total ou parcial de um aterro devido à fraca capacidade de suporte de solos moles pode até certo ponto condicionar os custos de manutenção dos pavimentos de estrada assentes nesse aterro e condicionar a sua utilização. Neste contexto, para evitar tais problemas, procura-se esclarecer a seguinte questão:

Como melhorar a capacidade de suporte de solos moles com vista a minimizar os custos associados a construção e manutenção dos pavimentos de estrada em aterros sobre solos moles?

Soluções propostas

Dentre várias técnicas disponíveis no mercado cujo objectivo é de melhorar a capacidade de suporte de solos moles, foram propostas as soluções seguintes:

Técnicas de aceleração da consolidação:

- Drenos verticais pré-fabricados (*Wick drains*);
- Pré-carga ou sobrecarga temporária.

Técnicas de aumento da capacidade de carga

- Colunas de brita (*Stone columns*);
- Colunas de betão (*Concrete columns*);
- Colunas de *Jet-grouting* (*Jet-grouting columns*).

1.3. OBJECTIVOS

1.3.1. Geral

Analisar o comportamento de fundações de aterros reforçadas com colunas de *Jet-grouting*.

1.3.2. Específicos

- Caracterizar os solos moles através das suas propriedades;
- Descrever as especificações técnicas para a execução de colunas de *Jet-grouting*;
- Descrever as metodologias de dimensionamento de colunas de *Jet-grouting* e as respectivas verificações de segurança aos estados limites relevantes;
- Descrever os métodos de controlo de qualidade de colunas de *jet-grouting*;
- Fazer uma breve discussão dos resultados obtidos através de colunas de *Jet-grouting* e resultados obtidos através de estacas de betão;
- Avaliar a economia de execução de fundações melhoradas com colunas de *Jet-grouting* comparando com os custos de execução de estacas de betão;
- Avaliar os aspectos tecnológicos e ambientais decorrentes do uso de colunas de *Jet-grouting* e de estacas de betão no melhoramento das propriedades de solos moles.

1.4. METODOLOGIA

Tendo em conta os objectivos anteriormente apresentados, foi considerada a seguinte metodologia para a elaboração deste estudo:

- Análise dos resultados de ensaios realizados no troço em que será construído o aterro;
- Consulta das normas e especificações técnicas para a execução de colunas de *Jet-grouting*;
- Dimensionamento das colunas de *Jet-grouting* pelas formulações empíricas;
- Análise e modelação recorrendo aos *softwares Plaxis2D V8.6 e Slide2*;
- Avaliação dos aspetos técnicos, económicos e análise dos aspectos ambientais envolvidos durante a execução de colunas de *Jet-grouting* e estacas de betão.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1. Introdução

Com a evolução da humanidade, várias são as infra-estruturas executadas sobre depósitos de solos moles, o que torna imprescindível por parte dos profissionais da engenharia geotécnica e fundações o conhecimento das características dos solos desses depósitos.

Neste capítulo, abordar-se-á a caracterização de solos moles e os aspectos relacionados com a construção de aterros sobre esses solos.

2.2. Caracterização de Solos Moles

2.2.1. Considerações iniciais

Na Engenharia Geotécnica, a terminologia “solos moles” é utilizada para caracterizar os depósitos de solos saturados que apresentam baixa resistência ao corte, elevada plasticidade, elevado índice de vazios e elevada compressibilidade.

Os depósitos de solos moles são constituídos majoritariamente por siltes, areias argilosas fofas e argilas moles, portanto, no presente trabalho, os solos moles serão caracterizados a partir do conhecimento de características das argilas.

2.2.2. Influência das Partículas de Argila para o Uso na Engenharia

Segundo Budhu (2011) a inadequada investigação das camadas de solos argilosos pode contribuir para muitas falhas em infra-estruturas na engenharia geotécnica, pois estas apresentam baixa capacidade de suporte.

Neste contexto, Martins e Abreu (2002) afirmam que as características das argilas demonstram que as variações de tensões efetivas, por exemplo durante a construção de um aterro, resultam em grandes deformações ($\frac{\Delta L}{L_0} > 10\%$)¹, pelo que, segundo Handy & Spangler (2007), quando o solo argiloso saturado for submetido a uma carga, parte desta será suportada pelos poros da água, que por sua vez estes não apresentam resistência

¹ ΔL - Assentamento devido à sobrecarga.
 L_0 - Espessura da camada do solo argiloso.

significativa, tornando deste modo crítica a relação entre o grau de saturação e o teor de humidade.

Budhu (2011) enfatizou que a resistência e a variação do volume das argilas são afectadas pelas condições do teor de humidade do solo.

2.2.3. Características das Argilas

2.2.3.1. Consistência do solo

Segundo Handy & Spangler (2007) os limites de teor de humidade sobre os quais os solos podem ser moldados são designados como limites de consistência ou limites de Atterberg, que traduzem a dependência do comportamento das argilas face ao teor de humidade.

Esta consistência da argila é influenciada segundo Raj (2013) pelo teor de humidade no solo, podendo esta se apresentar no estado líquido, plástico, semi-sólido ou sólido. Os limites de teor de humidade responsável pela transição de um estado para o outro são nomeadamente: o limite de liquidez (WL), o limite de plasticidade (WP) e o limite de retração (WC).

As **Figuras 1 e 2** ilustram as transições que a argila pode apresentar aquando da variação do teor de humidade.

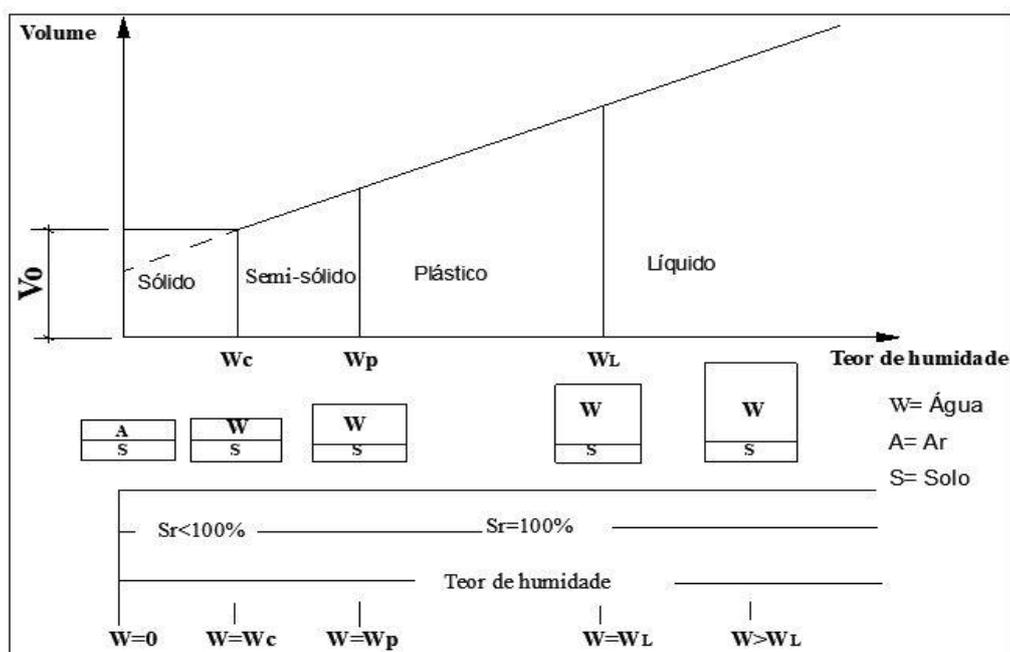


Figura 1: Limites de consistência.

Fonte: Raj (2013).

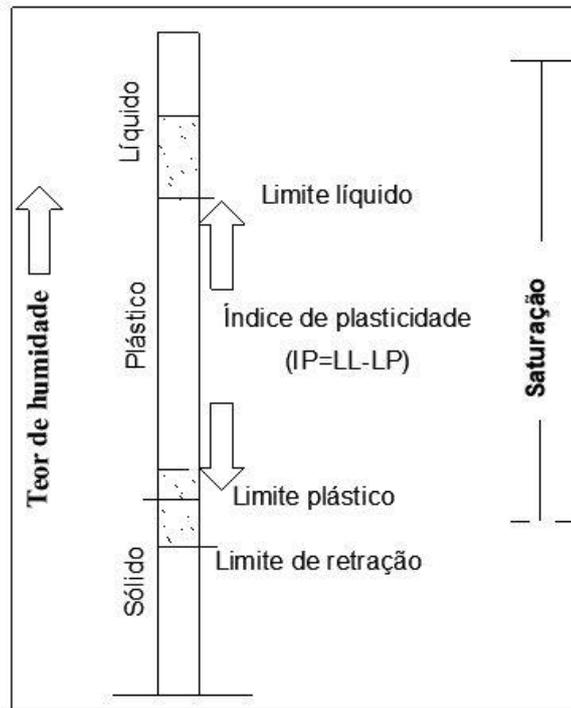


Figura 2: Limites de consistência.

Fonte: Handy e Spangler (2007).

Nota-se nas **Figuras 1 e 2**, à medida que há redução gradual do teor de umidade na camada de argila, há transição do estado líquido para plástico e do estado plástico para semissólido ou sólido.

Outrossim, Barends (2011) afirma que a consistência da argila não só depende do teor de umidade mas também da floculação e das forças elétricas, e pode ser expressa em termos de resistência ao cisalhamento não drenada (q_u).

Ainda segundo Barends (2011) a permeabilidade (k) das argilas é muito baixa variando entre $(10^{-8} - 10^{-10})$ m/s e apresentam módulo de deformabilidade que varia entre (1.8 – 3.5) MPa.

Portanto, a partir do conhecimento de algumas características das argilas foi possível caracterizar os solos moles. Estes solos são caracterizados pelo índice de consistência não superior à 0.5, resistência à penetração não superior à 4 pancadas² e com resistência à compressão não limitada (q_u) inferior à 50 kPa³, como demonstrado na **Tabela 1**.

² Obtido num ensaio SPT.

³ Obtido num ensaio de compressão não limitada (CNL).

Tabela 1: Caracterização de solos moles a partir das características das argilas.

Consistência	Índice de consistência	Resistência à penetração (SPT)	Resistência à compressão q_u (kPa)
Muito mole	0.00-0.25	0 - 2	< 25
Mole	0.25-0.50	2 - 4	25 - 50
Média	0.50-0.75	4 - 8	50 - 100
Dura	> 0.75	8 - 15	100 - 200
Muito dura	> 0.75	15 - 30	200 - 400
Rija	> 0.75	30 - 60	> 400

2.3. CONSTRUÇÃO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

2.3.1. Introdução

A resistência e as condições da água no interior do aterro podem ser controladas até um certo grau, entretanto, as condições do solo e da água abaixo do aterro mostram-se condicionantes para a estabilidade do mesmo.

Portanto, nesta secção, abordar-se-ão algumas técnicas construtivas de aterros sobre solos moles com principal enfoque para técnicas de aceleração da consolidação e técnicas de aumento da capacidade de carga. A **Figura 3** ilustra a variedade de técnicas disponíveis para o melhoramento do solo em função do tipo de solo.

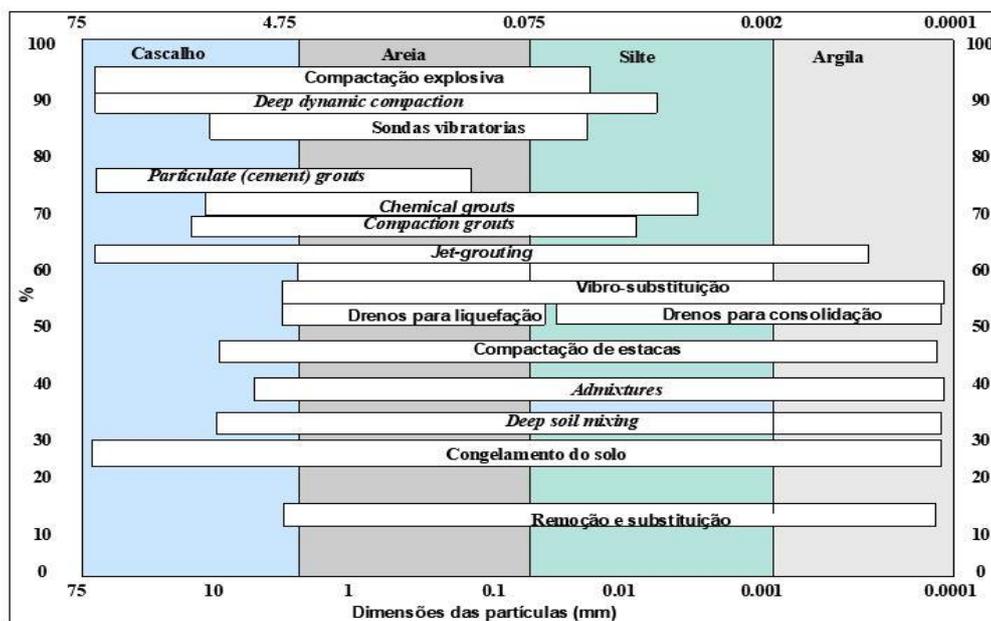


Figura 3: Técnicas de melhoramento do solo (Fonte: Nicholson, 2015).

2.3.2. TÉCNICAS DE ACELERAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO

2.3.2.1. Aplicação de drenos verticais pré-fabricados

Os drenos verticais pré-fabricados (PVDs) também conhecidos como *Wick drains*, são uma alternativa relativamente mais económica comparada aos drenos de solos granulares, pois estes não necessitam de remoção e substituição do solo para sua aplicação.

Os drenos verticais pré-fabricados, segundo Moseley & Kirsch (2004), têm objectivo de reduzir o caminho de drenagem de solos moles de tal forma que o tempo da consolidação ou a dissipação do excesso de pressão intersticial seja reduzido. Estes são feitos de plástico corrugado e envolvidos por um filtro geotêxtil, apresentando dimensões padronizadas de 100 mm de largura e espessuras de 3 a 6 mm.

Klaus *et al.* (2013) afirmam que, estão disponíveis no mercado 3 tipos de drenos pré-fabricados, nomeadamente: drenos verticais pré-fabricados ordinários, drenos verticais pré-fabricados integrados e por fim drenos verticais pré-fabricados circulares.

Relativamente à configuração geométrica, segundo Thyagaraj (2016), os drenos podem ser dispostos em malha triangular com zona de influência de drenagem limitada à $D=1.13*S$ ou em malha quadrada com zona de influência de drenagem limitada à $D=1.05*S$. A malha triangular é usualmente adoptada em comparação à malha quadrada pelo facto desta fornecer consolidação uniforme.

A instalação de drenos verticais pré-fabricados é feita com recurso a um equipamento de cravação, e durante este processo é originada uma zona de mancha (*Smear zone*) devido a perturbação do solo a volta do dreno com os movimentos descendente e ascendente do mandril (Klaus *et al.*,2013).

Neste contexto, Thyagaraj (2016) sugere que, para minimizar as alterações da estrutura do solo durante a instalação dos drenos, a secção transversal do mandril deverá limitar-se a 65 cm² e a instalação deverá ser estática sempre que possível.

Durante a instalação dos drenos e dependendo da estratigrafia do solo, o equipamento de cravação pode alcançar eficiência de 2 Km por dia (Almeida & Marques, 2014).

2.3.2.2. Aplicação da sobrecarga temporária

A sobrecarga temporária segundo Ruffing *et al.* (2022) consiste no aumento sucessivo da tensão efectiva na camada de argila por aplicação de sobrecarga, que tem como objectivo acelerar a consolidação e consequentemente aumento da capacidade de carga.

Entretanto, Anggraini *et al.* (2020) afirmam que a aplicação da sobrecarga não se mostra eficiente em projectos com cargas concentradas muito elevadas, e sua aplicação é condicionada pelo tempo de consolidação, capacidade de suporte do aterro pelo solo a consolidar e disponibilidade do solo para a construção do aterro.

Neste contexto, para se obter melhor eficiência da pré-carga, Anggraini *et al.* (2020), sugerem a combinação da pré-carga com os drenos verticais e/ou uso de pré-carregamento por vácuo.

Enquanto no sistema convencional de pré-carregamento há aumento da tensão total com aplicação da sobrecarga, Indraratna *et al.* (2009) afirmam que com o uso de pré-carregamento por vácuo há aumento da tensão efectiva sem contudo alterar a tensão total, eliminando deste modo o risco de instabilidade do solo.

A técnica de pré-carregamento por vácuo foi proposto por Kjellman em 1952, que segundo Anggraini *et al.* (2020) consiste na impermeabilização da superfície do solo através da colocação de uma membrana que tem suas extremidades enterradas abaixo do nível da água na camada de argila, para posteriormente redução através de um sistema de bombeamento.

Segundo Indraratna *et al.* (2009) os drenos verticais devem ser acoplados ao pré-carregamento por vácuo para acelerar a dissipação da pressão da água de poros radialmente para os drenos e verticalmente para a superfície.

Para Indraratna (2009), o pré-carregamento por vácuo pode ser executado em áreas subdivididas para facilitar a instalação da membrana, entretanto Khabbaz *et al.* (2004) assumem que este procedimento de execução não se mostra eficiente, propondo deste modo a ligação da conduta de ar directamente em cada dreno e posteriormente conecta-los à membrana, contudo Seah (2006) prevê que tal solução certamente afecta o tempo e o custo da instalação do sistema.

Por outro lado, Kirsch *et al.* (2013) afirma que a eficiência de todo sistema depende da capacidade de evitar vazamentos de ar e sustentar sucção suficiente durante um período de tempo significativo.

2.3.3. TÉCNICAS DE AUMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA

2.3.3.1. Aplicação de colunas de brita

É uma técnica que consiste na execução em malhas de colunas compactadas de brita na camada da argila, com objectivo de aumentar a capacidade de carga e acelerar a consolidação do solo.

Para a execução de colunas de brita no solo mole, é necessário a construção prévia de uma camada de solo granular com espessura entre 0.3 a 1.0 m que, por um lado, serve circulação dos equipamentos, visto que estes solos apresentam baixa capacidade de carga segundo Barksdale e Bachus (1983). Por outro lado, esta camada serve para permitir melhor distribuição de cargas provenientes do aterro para as colunas.

Segundo Ruffing *et al.* (2022) a coluna de brita resulta da adição de um material granular na camada de argila após a substituição do solo ou por cravação de um tudo moldador com ponta fechada que, posteriormente é introduzido um geotêxtil e enchido com o material granular, originando um elemento que confere maior rigidez. Para a formação de colunas por substituição do solo, a percentagem de substituição varia segundo Barksdale e Bachus (1983) de 15 a 35 % do volume do solo.

Para a execução de colunas de pedra, segundo Ruffing *et al.* (2022), foram desenvolvidos dois métodos, nomeadamente: a vibração por via seca e vibração por via húmida, sendo o método de vibração por via seca usualmente adoptado pelo facto de que a vibração por via húmida demanda elevado volume de água durante a execução das colunas.

Entretanto, Klaus & Fabian (2017) afirmam que o método de vibração por via húmida é adoptado em solos que apresentam resistência ao cisalhamento (C_u) que varia entre 10-30 kPa e a vibração por via seca em solos com resistência ao cisalhamento entre 30-50 kPa.

Após se atingir a profundidade de projecto, Handy & Spangler (2007) afirmam que as colunas de pedra podem atingir de 0.75 a 1.40 m de diâmetro, dependendo tais características geométricas, em parte, da resistência do solo. Barksdale e Bachus (1983)

afirmaram que para cada coluna de pedra é esperada uma capacidade de suporte de 200 a 500 KN.

2.3.3.2. Aplicação de colunas de betão

A utilização das colunas de brita pode ser condicionada pela resistência ao cisalhamento não drenada do solo que não deverá ser inferior à 5 kPa, entretanto Klaus & Fabian (2017) afirmam que o melhoramento de solos com $C_u < 5$ kPa pode ser conseguida com a execução de colunas de betão. Estas colunas podem ser executadas da mesma forma e com os mesmos equipamentos de execução de colunas de brita.

Esta técnica segundo Klaus & Fabian (2017) consiste na adição de betão seco ou húmido para a formação da coluna, podendo estas alcançar diâmetros na ordem de 50 a 80 cm e suportar carga até 900 KN.

Sonderman & Wehr (2013) afirmam que a carga suportada pelas colunas de betão pode ser aumentada com a execução de um bolbo na base da coluna ao invés de aumentar o seu diâmetro.

Observa-se na **Figura 4** que o processo de execução de colunas de betão por via seca equipara-se ao processo de execução de colunas de brita por via seca, entretanto, Han (2015) afirma que a principal diferença nas duas técnicas reside no fornecimento e densificação do betão.

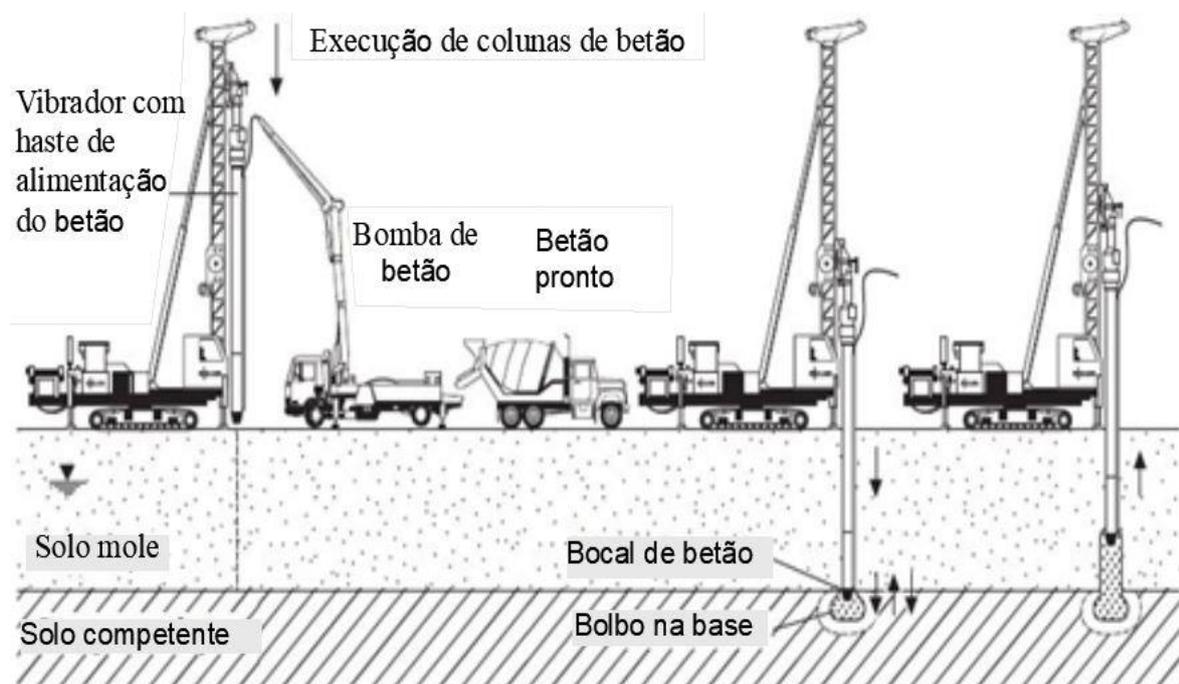


Figura 4: Procedimento de execução de colunas de betão (Fonte: Klaus & Fabian, 2017).

Aplicação de colunas de *Jet-grouting*

O *Jet-grouting* é uma técnica amplamente utilizada para melhorar as propriedades mecânicas de solos que apresentam baixa capacidade de carga. Segundo Croce *et al.* (2014) esta técnica baseia-se na injeção de um ou mais fluidos (calda de cimento, ar ou água) sob elevada pressão, dando origem a um elemento de solo-cimento que apresenta melhores propriedades mecânicas em comparação com o solo inicial.

Segundo Croce *et al.* (2014) os fluidos são injectados por meio de bicos com 2 a 8 mm de diâmetro e instalados em uma haste, com a função de liberar os fluidos para desagregar a estrutura do solo durante o processo de execução de elementos de solo-cimento.

Durante a desagregação do solo, Chang-Yu Ou (2006) afirma que os bicos da calda e água podem atingir simultaneamente pressões de 20 MPa, enquanto que o bico de injeção do ar comprimido pode atingir pressão de 0.7 MPa, dependendo do sistema utilizado.

O sucesso da técnica ao longo dos anos levou ao desenvolvimento de três sistemas para a execução de elementos de *Jet-grouting* (sistema de *Jet* simples, *Jet* duplo e *Jet* triplo), que se diferenciam pelo tipo e número de fluidos injectados no solo que se pretende melhorar Kirsch *et al.* (2004).

A **Tabela 2** apresenta algumas características e diferenças dos sistemas desenvolvidos.

Tabela 2: Características dos sistemas *Jet*. Fonte: Carreto (1999).

Sistema <i>Jet</i>	Principais características	Aplicabilidade	Profundidade atingida
Simple	A calda é que realiza a desagregação da estrutura do solo e posteriormente aglutinação e formação do elemento tratado.	Adequado à solos coesivos com $5 < N_{spt}^4 < 10$ E solos incoerentes com $N_{spt} < 20$ (Carreto, 1999).	O <i>Jet</i> simples pode atingir 20 metros de profundidade.
Duplo	Sistema composto por dois bicos, um para injeção da calda e outro para ar ou água.	Adequado à solos coesivos com $N_{spt} < 10$ E solos incoerentes com $N_{spt} < 50$ (Carreto, 1999).	O <i>Jet</i> duplo pode atingir 25 metros de profundidade.

⁴ Número de pancadas num ensaio SPT (MASSAD, 2010)

Sistema <i>Jet</i>	Principais características	Aplicabilidade	Profundidade atingida
Triplo	Sistema relativamente mais complexo, composto por três bicos para injeção da calda de cimento/cal, ar e água simultaneamente.	Adequado à solos coesivos com $N_{spt} < 15$ E solos incoerentes com $N_{spt} < 50$ (Carreto, 1999).	O <i>Jet</i> triplo pode atingir 40 metros de profundidade.

Relativamente à geometria dos elementos obtidos pela técnica de *Jet-grouting*, segundo Neves (2010) estes podem tomar diversas formas dependendo do ângulo de rotação da haste, assumindo forma circular para o ângulo de rotação de 360° até um painel quando o ângulo de rotação for 0° , isto é, quando não há rotação da haste. A **Figura 5** ilustra as diferentes geometrias alcançáveis com a técnica de *Jet-grouting* no tratamento de solos.

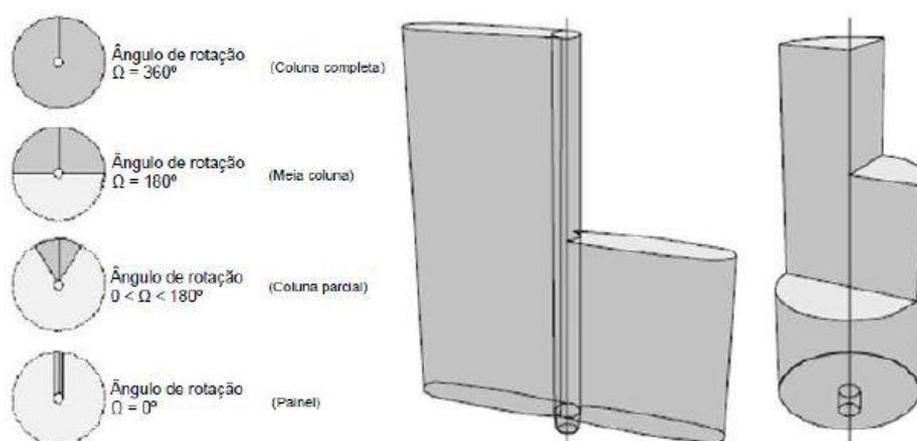


Figura 5: Geometrias dos elementos de *Jet-grouting* (fonte: Neves 2010).

Tal como qualquer técnica de aumento da capacidade de carga como técnicas de aceleração da consolidação, Brito (2002) afirma que a técnica de *Jet-grouting* tem suas limitações, dentre as quais destacam-se as seguintes:

- Limita-se a utilização da técnica em solos muito compactos ou em solos com percolação muito rápida;
- Limita-se a utilização da técnica em solos com muitos vazios, uma vez que há o risco de percolação da calda;
- Limita-se a utilização da técnica em solos orgânicos;
- Pode ser limitada a utilização desta técnica em espaços muito confinados ou pela existência de Instalações ou infra-estruturas subterrâneas;

- Limitada pela profundidade de tratamento;
- Condições de remoção, escoamento e despejo do refluxo.



a)

b)

Figura 6: Ascensão do refluxo à superfície durante a execução de *Jet-grouting* (a); Captação e condições de escoamento do refluxo (b).

Fonte: Brito (2002).

Ainda segundo Brito (2002) existem factores que condicionam a execução da técnica e o comportamento final dos elementos tratados com *Jet-grouting*, nomeadamente, os parâmetros de execução, geometrias a obter e a investigação geotécnica. Este último, segundo Croce *et al.* (2014) pode elevar os custos de execução e estender o prazo da obra em longos períodos de tempo quando mal executado.

Os principais parâmetros de execução de colunas de *Jet-grouting* em função do sistema de *Jet-grouting* utilizado são referidos na **Tabela 3**.

Tabela 3: Parâmetros de tratamento de *Jet-grouting*. Fonte: Croce *et al.*, 2014.

Item	Parâmetros de tratamento	Símbolo	Unidade	Sistemas de <i>Jet-grouting</i>		
				Simplex	Duplo	Triplo
1	Grau de elevação	Δs	mm	40-50	40-80	40-100
2	Velocidade de elevação média	v_r	mm/s	4-10	1-8	0.5-5
3	Velocidade de rotação	ω	rpm	5-40	3-30	1-40
4	Diâmetro dos bicos	d	mm	2-8	2-8	2-8
5	Número de bicos	M	-	1-2	1-2	1-2
6	Pressão da calda	p_g	MPa	30-55	20-40	2-10
7	Pressão do ar	p_a	MPa	-	0.5-2	0.5-2
8	Pressão da água	p_w	MPa	-	-	20-55
9	Taxa de fluxo da calda	Q_g	l/s	2-10	2-10	2-5
10	Taxa de fluxo do ar	Q_a	l/s	-	200-300	200-300
11	Taxa de fluxo da água	Q_w	l/s	-	-	0.5-2.5
12	Relação água e cimento	a/c	-	0.6-1.25	0.6-1.25	0.4-1

3. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DE *JET-GROUTING*

O presente capítulo faz menção às especificações técnicas de *Jet-grouting*, abordando os pontos relacionados aos materiais a serem utilizados durante a execução das colunas, procedimento de execução, equipamentos e seus parâmetros.

As especificações técnicas adoptadas são definidas pela *BRITISH STANDARDS INSTITUTION* (BSI), G&P *GEOTECHNICS SDN BHG* (2011) e *ASCE G-I grouting committee*.

3.1. Materiais

- O cimento Portland tipo I ou II, ASTM C-150 ou AASHTO M 85, é o ligante maioritariamente utilizado para a execução das colunas de *Jet-grouting*, porém a BSI (2001) afirma que outros ligantes hidráulicos podem ser utilizados.
- A relação água/cimento para a execução das colunas de *Jet-grouting* deve variar entre 0.5 e 1.5;
- Materiais como a bentonite, cinzas volantes podem ser adicionados à argamassa;
- As cinzas volantes deverão ser da classe C ou F, ASTM C 618 ou AASHTO M 295.
- Se a bentonite for utilizada para a execução das colunas de *Jet-grouting*, esta deverá ser pré-hidratada por pelo menos 12 horas antes de ser incorporada na mistura.
- Em casos em que a bentonite é utilizada na mistura, uma suspensão de água/bentonite deve ser preparada antes da adição do cimento.
- A execução de *Jet-grouting* poderá ser feita com recurso a qualquer água potável ou outra fonte de água aprovada, desde que esta não contenha deletérios que possam afectar a qualidade da argamassa.

3.2. Equipamentos

Relativamente aos equipamentos, estes deverão ser especializados para garantir o tratamento adequado da área e formação das colunas de *Jet-grouting*.

- Os equipamentos de perfuração deverão ser capazes de perfurar a camada do solo a tratar até à profundidade de projecto;
- O misturador da argamassa deverá ser capaz de operar a velocidades acima de 1500 rpm;
- As bombas deverão ser capazes de fornecer pressão suficiente para a desagregação e mistura da argamassa com o solo.
- O sistema de *Jet-grouting* a usar deverá ser capaz de operar com o mínimo de 400 bar no bico de água;
- É necessário garantir a não existência de partículas relativamente maiores que possam influenciar na produtividade ou bloquear os bicos.
- Durante a execução das colunas de *Jet-grouting*, devem ser disponibilizados equipamentos de medição e registo em tempo real.
- O equipamento de perfuração deverá ser equipado com controlos automatizados para manter e regular a taxa de retração da haste e dispor de medidores de pressão para todos os fluidos injectados.
- A bomba de *Jet-grouting* e os bicos devem ser capazes de fornecer a velocidade e uma taxa de fornecimento adequada para a execução das colunas de *Jet-grouting*.
- O diâmetro da broca deverá ser suficientemente grande para garantir a saída do refluxo durante todas as operações do *Jet-grouting*.
- O compressor deverá produzir pressão e fornecer os caudais propostos, dependendo dos parâmetros e sistema de *Jet-grouting* escolhido.

3.3. Procedimento de execução

- Os equipamentos para a execução das colunas de *Jet-grouting* deverão ser mantidas seguros em uma plataforma ou camada de solo, sem que interfiram na operação de perfuração do solo a melhorar.
- O empreiteiro deverá ser qualificado, dispondo de equipamento e mão-de-obra qualificada para a execução dos trabalhos e cumprir com os prazos.
- Se por algum motivo as actividades forem interrompidas durante a execução de *Jet-grouting*, é importante que os operários contactem os engenheiros residentes para assegurar a continuidade das actividades;
- Durante a execução do *Jet-grouting*, parte do material injectado e solo desagregado elevam-se à superfície, este refluxo permite controlar a qualidade, pois, no caso de não existir o refluxo pode significar que há formação de bolas em vez de colunas no interior da camada do solo.
- Se durante a execução do *Jet-grouting* for observado um comportamento inesperado no refluxo, os parâmetros do *Jet-grouting* e/ou o método deverão ser revistos.
- A resistência mínima à compressão das colunas de *Jet-grouting* deverá ser de 1.0 MPa, esta pode ser confirmada através de ensaios laboratoriais em amostras colhidas no terreno.
- O empreiteiro poderá ser obrigado a repetir o procedimento de execução, caso os parâmetros na secção de ensaio forneçam resultados fora dos escolhidos. O programa de ensaio deve confirmar que o elemento tratado satisfaz os critérios exigidos antes da realização das actividades.

Para mais detalhes sobre as especificações técnicas de *Jet-grouting* consultar *BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI)*, *G&P GEOTECHNICS SDN BHG (2011)* e *ASCE G-I grouting committee*.

4. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE *JET-GROUTING*

4.1. Introdução

O presente capítulo aborda os princípios e métodos propostos para o dimensionamento de colunas de *Jet-grouting*, apresenta-se ainda uma sequência das etapas envolvidas no dimensionamento, assim como normas e recomendações técnicas aplicáveis.

Embora a técnica de *Jet-grouting* tenha aplicações diversificadas, o seu dimensionamento mostra-se complexo devido às dificuldades de definir com exatidão as características finais do solo melhorado durante a fase de projecto.

4.2. Normas e recomendações técnicas aplicáveis à técnica de *Jet-grouting*

O *Jet-grouting* é uma técnica que foi desenvolvida no Japão entre os anos 60 e 70, e é actualmente aplicado em diversos países. Actualmente, não há uma unanimidade nas normas e recomendações técnicas para a execução de *Jet-grouting*, pelo que, alguns países desenvolveram suas recomendações e normas sobre o *Jet-grouting* entre os quais destacam-se o Japão (JJGA⁵ 2005), EUA (GI-ASCE⁶ 2009) e a Itália (AGI⁷ 2012).

Existe também a norma europeia EN 12716 (2001), que define as especificações e princípios de execução do *Jet-grouting* e foca no controle de qualidade, que por sinal é uma das etapas bastante importante para o sucesso de aplicação do método.

4.3. Princípios de dimensionamento do *Jet-grouting*

Baseando-se nas recomendações e especificações técnicas da norma europeia EN 12716 (2001), apresentam-se as fases e actividades a seguir durante o dimensionamento das colunas de *Jet-grouting*.

⁵ *Japanese Jet Grouting Association.*

⁶ *American Society of Civil Engineers.*

⁷ *Associazione Geotecnica Italiana.*

- **Fase 1** - Consiste na realização de estudos geológico-geotécnicos e identificação dos condicionalismos;
- **Fase 2** - Consiste na avaliação da aplicabilidade do uso de *Jet-grouting*;
- **Fase 3** - Acções e suas combinações;
- **Fase 4** – Pré-dimensionamento da coluna- esta fase consiste essencialmente nas seguintes actividades:
 - ❖ Selecção do sistema de *Jet-grouting* a empregar;
 - ❖ Definição das características geométricas;
 - ❖ Definição dos parâmetros de execução;
 - ❖ Avaliação das propriedades mecânicas das colunas de *Jet-grouting*;
- **Fase 5** – Realização de colunas de teste;
- **Fase 6** – Dimensionamento das colunas de *Jet-grouting*- esta fase consiste na realização das seguintes actividades:
 - ❖ Dimensionamento aos E.L.U de capacidade de carga de terreno;
 - ❖ Dimensionamento aos E.L.U de resistência estrutural;
 - ❖ Dimensionamento aos E.L.U de assentamento;

Importa referir que, durante a realização das actividades acima mencionadas, a norma europeia EN 12716 (2001) recomenda que estas devem ser executadas acompanhadas de um rigoroso controlo de qualidade.

4.4. Métodos de dimensionamento

Apresentam-se a seguir dois métodos de dimensionamento de colunas de *Jet-grouting*, o primeiro é baseado na norma europeia NP EN 1997-1 (2010) e segundo é o método proposto por Bustamante (2002).

4.4.1. Norma europeia NP EN 1997-1 (2010)

O método de dimensionamento aqui proposto baseia-se nas prescrições do Eurocódigo 7 (2010) para projecto de estruturas geotécnicas ou estruturas que tenham relação com a resistência e com deformabilidade do solo.

De acordo com Rodrigues (2018), o EC7 não apresenta princípios de dimensionamento de colunas por injeção, pelo que, o dimensionamento das colunas de *Jet-grouting* seguirá os critérios de dimensionamento das estacas proposto pela norma europeia, porém os coeficientes parciais, coeficientes de modelo e coeficientes de correlação serão diferentes.

4.4.1.1. CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO PARA COLUNAS DE *JET-GROUTING* À COMPRESSÃO

a) Capacidade de carga à compressão obtida por ensaios de carga estática (NP EN 1997-1 (2010))

A verificação da capacidade de carga do solo face à compressão das colunas de *Jet-grouting* é verificada com base na seguinte condição:

Equação 4.1

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

Onde:

$F_{c,d}$ – valor de cálculo da carga axial;

$R_{c,d}$ – capacidade de carga do solo;

A capacidade de carga do solo à compressão das colunas de *Jet-grouting* ($R_{c,k}$) é determinada pela soma das resistências de ponta ($R_{p,k}$) e resistência lateral ($R_{L,k}$) e pode ser obtida a partir da seguinte expressão:

Equação 4.2

$$R_{c,k} = R_{p,k} + R_{L,k}$$

O valor de cálculo da capacidade de carga é obtida a partir da divisão da capacidade de carga característica ($R_{c,k}$) pelos factores parciais relativos às colunas de *Jet-grouting* através da seguinte equação:

Equação 4.3

$$R_{c,k} = \frac{(R_{P,k})}{\gamma_P} + \frac{(R_{L,k})}{\gamma_L}$$

Os factores parciais podem ser obtidos na **Tabela 4** segundo a norma europeia para a abordagem de cálculo 1, os factores parciais abaixo descritos são os mesmos propostos para as estacas.

Tabela 4: Coeficientes parciais. Fonte: NP EN 1997-1 (2010).

Capacidade resistente	Símbolo	Coeficiente parcial	
		R1	R4
Ponta	γ_P	1.10	1.60
Lateral (compressão)	γ_L	1.00	1.30
Lateral (tração)	$\gamma_{L,t}$	1.25	1.60

Tendo em conta os resultados obtidos de ensaios de carga estática, o valor da capacidade de carga característica do solo $R_{c,k}$ é determinado a partir da seguinte expressão:

Equação 4.4

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{med}}{\xi_1}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Onde:

ξ_1 e ξ_2 - são os coeficientes de correlação cujo valor depende do número de estacas ensaiadas, respectivamente ao valor medio $(R_{c,m})_{med}$ e valor mínimo $(R_{c,m})_{min}$.

A **Tabela 5** fornece os valores respectivos aos coeficientes de correlação ξ_1 e ξ_2 para as estacas, que serão os mesmos a empregar para as colunas de *Jet-grouting*.

Tabela 5: Coeficientes de correlação utilizados para *Jet-grouting*. Fonte: NP EN 1997-1 (2010).

ξ para n estacas ensaiadas	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1.40	1.35	1.33	1.31	1.30
ξ_2	1.40	1.20	1.05	1.0	1.0

b) Capacidade de carga à compressão obtida com base nos parâmetros resistentes do solo (NP EN 1997-1 (2010))

A capacidade resistente à compressão para colunas de *Jet-grouting* ($R_{c,d}$) é obtida a partir do conhecimento dos parâmetros de resistência do solo e é determinada através da seguinte expressão:

Equação 4.5

$$R_{c,d} = R_{P,d} + R_{L,d}$$

Onde:

$R_{P,d}$; $R_{L,d}$ - representam respectivamente a resistência de ponta ($R_{P,d}$) e resistência lateral ($R_{L,d}$) da coluna de *Jet-grouting* e obtidos a partir das seguintes expressões:

Equação 4.6

$$R_{P,d} = \frac{R_{P,k}}{(\gamma_P; \gamma_{R,d})}; \quad R_{L,d} = \frac{R_{L,k}}{(\gamma_L; \gamma_{R,d})}$$

$\gamma_{R,d} = 1.50$ - representa o coeficiente de modelo adoptado para garantir que a capacidade resistente calculada seja suficientemente segura.

γ_P e γ_L - representam os coeficientes parciais mencionados na **Tabela 4**.

Os valores da capacidade resistente lateral $R_{L,k}$ e na ponta $R_{P,k}$ são determinados com base nas seguintes expressões:

Equação 4.7

$$R_{c,k} = (R_{P,k} + R_{L,k}) = \frac{R_{P,cal} + R_{L,cal}}{\xi} = \frac{R_{L,cal}}{\xi} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{L,cal})_{med}}{\xi_3} \mid \frac{(R_{L,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Onde:

ξ_3 e ξ_4 - são coeficientes de correlação que dependem do número de perfis de ensaios e que são aplicados para valores médios e mínimos:

Equação 4.8

$$(R_{c,cal})_{med} = (R_{L,cal})_{med} + (R_{P,cal})_{med}$$

Equação 4.9

$$(R_{c,cal})_{min} = (R_{L,cal})_{min} + (R_{P,cal})_{min}$$

A **Tabela 6** fornece os valores respectivos aos coeficientes de correlação ξ_3 e ξ_4 para as estacas, que serão os mesmos a empregar para as colunas de *Jet-grouting*.

Tabela 6: Coeficientes de correlação utilizados para *Jet-grouting*. Fonte: NP EN 1997-1 (2010).

ξ para n perfis ensaiados	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

A capacidade resistente lateral $R_{L,k}$ e na ponta $R_{P,k}$ serão determinadas a partir das seguintes expressões:

Equação 4.10

$$R_{P,k} = A_P * q_{P,k} \qquad R_{L,k} = \sum A_{L,i} * q_{L,i,k}$$

Onde:

Equação 4.11

$$q_{P,k} = (c * N_c + q * N_q);$$

N_c e N_q - são factores de capacidade de carga que dependem do ângulo de atrito do solo.

4.4.2. Método de Bustamante (2002)

4.4.2.1. Capacidade de carga do solo para coluna de *Jet-grouting* à compressão

A verificação da segurança de colunas de *jet grouting* à compressão com base no método proposto por Bustamante é determinada a partir da seguinte relação:

Equação 4.12

$$Q_{apl} \leq Q_{adm}$$

Onde:

Q_{apl} - carga aplicada;

Q_{adm} - capacidade de carga admissível;

A capacidade de carga do terreno à compressão de colunas de *Jet-grouting* (Q_u), tal como para elementos de fundações profundas, é determinada somando-se a

resistência lateral $Q_{u,L}$ e a resistência de ponta $Q_{u,P}$ da coluna de *Jet-grouting*, sendo assim:

Equação 4.13

$$Q_u = Q_{u,L} + Q_{u,P}$$

Onde:

$Q_{u,L}$ - representa a resistência do fuste da coluna de *Jet-grouting* e é determinada com base na seguinte expressão:

Equação 4.14

$$Q_{u,L} = \sum \pi * D_i * l_i * q_{si}$$

Onde:

D_i - diâmetro da coluna;

l_i - comprimento da coluna no estrato i ;

q_{si} - atrito lateral unitário.

O parâmetro geotécnico q_{si} (atrito lateral unitário), que é determinado para cada estrato do solo, pode ser obtido segundo as correlações empíricas propostas por Bustamante (2002). O atrito lateral unitário varia em função do tipo de solo e depende dos resultados obtidos nos ensaios de campo.

As **Figuras 7, 8 e 9** apresentam os valores do atrito lateral unitário em função do tipo de ensaio realizado.

- ❖ Figura 7- Atrito lateral unitário em argilas e siltes;
- ❖ Figura 8- Atrito lateral unitário em Areia, rocha alterada e cascalho;
- ❖ Figura 9- Atrito lateral unitário em margas, calcário margoso e calcite.

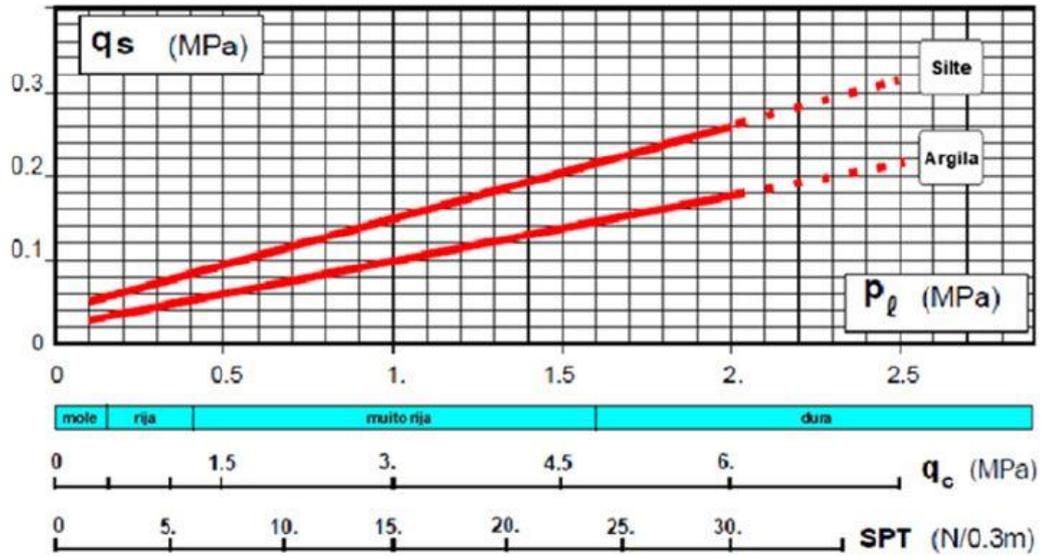


Figura 7: Ábaco para determinação do atrito lateral unitário em solos coesivos.

Fonte: Bustamante (2002).

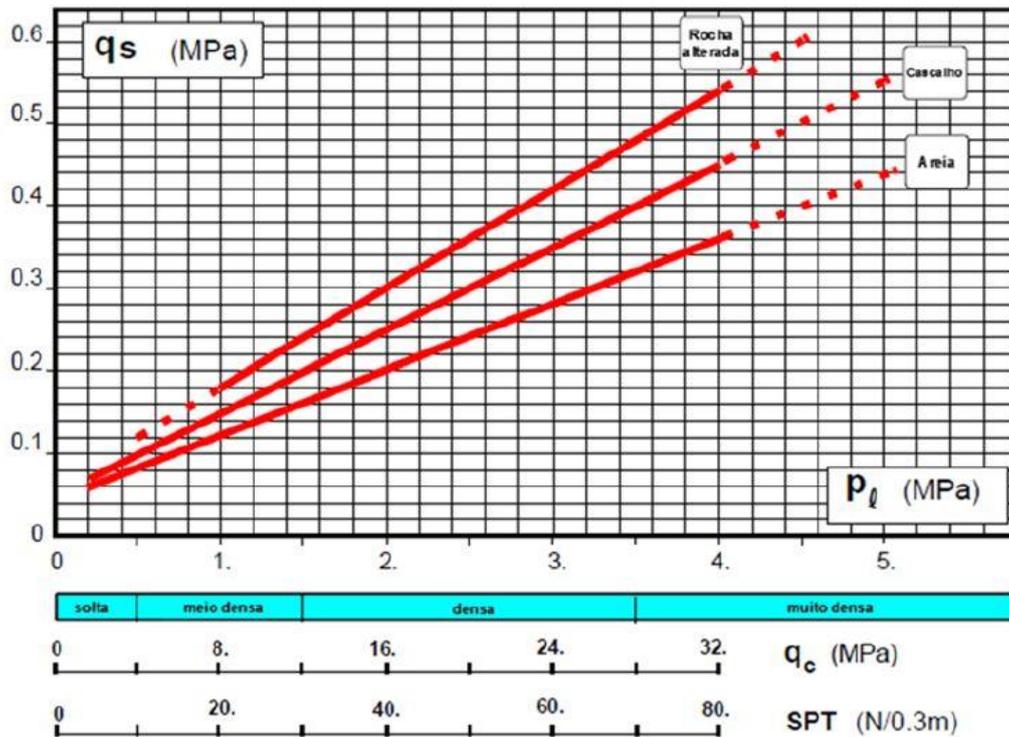


Figura 8: Ábaco para determinação do atrito lateral unitário em solos granulares.

Fonte: Bustamante (2002).

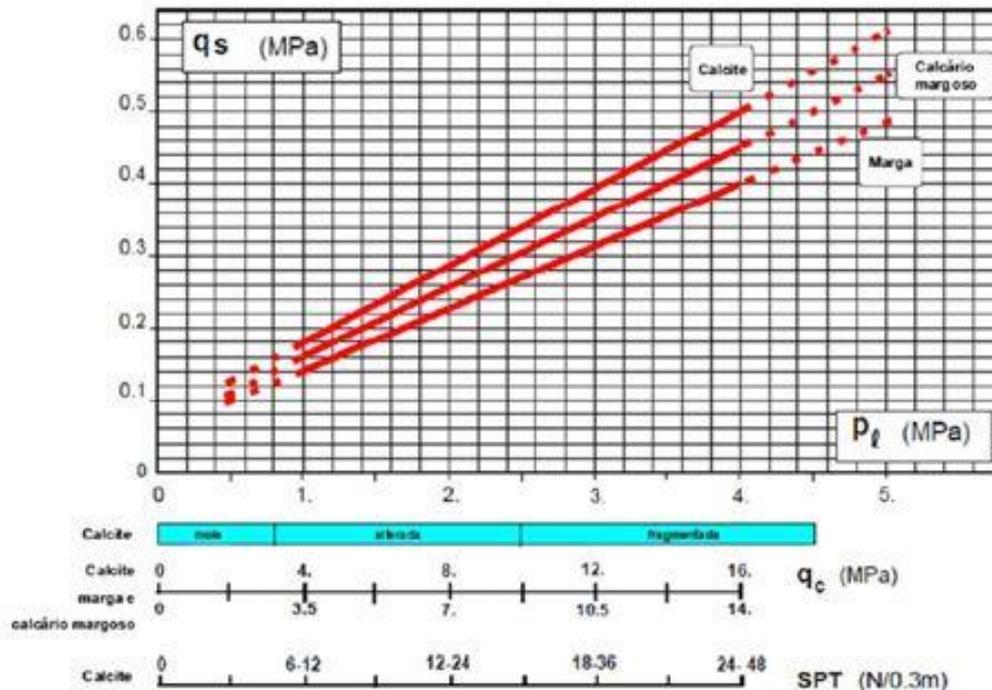


Figura 9: Âbaco para determinação do atrito lateral unitário em solos granulares.

Fonte: Bustamante (2002).

$Q_{u,P}$ representa a resistência da base da coluna de *Jet-grouting* e é determinada com base na seguinte expressão:

Equação 4.15

$$Q_{u,P} = A_P * K_S * C_S$$

Onde:

K_S – factor de capacidade de carga na base;

A_P – secção na base da coluna;

C_S – compacidade do solo na base.

O parâmetro geotécnico K_S é um parâmetro empírico adimensional designado K_N , K_C , K_P , dependendo do ensaio de campo realizado SPT, CPT e PMT, respectivamente. Para diferentes solos, Bustamante (2002) propõe os seguintes valores para a determinação do factor de capacidade de carga.

Tabela 7: Factor de capacidade de carga em função do tipo de ensaio.

Fonte: Bustamante, (2002).

Tipo de solos	K _N	K _c	K _P
Areia	0.1	0.4-0.6	1.6
Silte	0.1	0.3-0.5	1.4
Argila	0.06	0.15-0.3	1.2
Cascalho	0.06	0.25	1.2
Calcite	0.1-0.2	0.3-0.4	1.3
Marga	0.08	0.5	1.6
Calcário margoso	-	-	1.3
Rocha alterada	-	-	1.5

Portanto, a capacidade de carga em relação aos estados limites últimos para colunas de *Jet-grouting* por aplicação do método proposto por Bustamante (2002) é determinado aplicando os coeficiente de segurança às resistências anteriormente determinadas.

Equação 4.16

$$Q_{adm} = \frac{Q_{u,P}}{F_{j,P}} + \frac{Q_{u,L}}{F_{j,L}}$$

Segundo Bustamante (2002) os valores referentes aos coeficientes de segurança para resistência de base $F_{j,P}$ e resistência lateral $F_{j,L}$ das colunas de *Jet-grouting* são ilustrados abaixo.

Tabela 8: Coeficientes de segurança. Fonte: Bustamante, (2002).

Capacidade resistente	Símbolo	Coeficiente de segurança
Base	$F_{j,P}$	2
Lateral	$F_{j,L}$	2.5 (profundidade ≤ 3 m) 2.0 (profundidade > 3 m)

As **Tabelas 9 e 10** apresentam os valores da resistência à compressão que as colunas de *Jet-grouting* podem atingir em função do tipo de solo e tipo de sistema *Jet* utilizado.

Tabela 9: Resistência a compressão da coluna de *Jet-grouting* para o sistema de *Jet* simples (fonte: Carreto, 1999).

Autor	Resistência à compressão da coluna de <i>Jet-grouting</i> (MPa)			
	Argila	Silte	Areia	Cascalho
Langbehn (1986)	8 a 12	8 a 12	14 a 17	17 a 21
Mosiici e Guatteri (1994)	2	6	12	-
Xanthakos <i>et al.</i> (1984)	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 10: Resistência a compressão da coluna de *Jet-grouting* para o sistema de *Jet* duplo (fonte: Carreto, 1999).

Autor	Resistência à compressão da coluna de <i>Jet-grouting</i> (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 (1987)	-	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	-

É importante definir um procedimento de execução durante a fase de projecto que, por sua vez, deverá ser confirmado durante e após a fase de execução através da realização de ensaios *in situ* e laboratoriais. Estes ensaios permitem avaliar se o dimensionamento realizado com base em formulações empíricas está em conformidade, pois é difícil aferir com exatidão as características finais do solo tratado com *Jet-grouting* durante a fase de projecto.

5. ESTUDO DE CASO

5.1. DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

5.1.1. Enquadramento geral

No presente capítulo, a área em estudo desenvolve-se entre o K4+00 e o K12+300 e está localizado na região centro do país. A área em estudo como referido está localizada na cidade da Beira, província de Sofala, e tem uma extensão de 8.300 km e encontra-se nas proximidades do rio Púnguè.

Devido à essa localização, os solos desta região apresentam baixa resistência ao corte, baixa permeabilidade, elevada compressibilidade e em estado não consolidado, causado por um longo período de sedimentação. Na **Figura 10** está apresentado o alinhamento que compreende a área de estudo.



Figura 10: Localização da área em estudo (Fonte: Google Earth, 2019).

5.1.2. Geologia

Relativamente às condições geológicas, a área em estudo está localizada em formações de origem terciária e quaternária, no nordeste da margem do rio Púnguè. A formação geológica de origem terciária é constituída maioritariamente por areais, enquanto que a formação geológica do quaternário é constituído por argilas escuras,

areia, silte, areia argilosa e por vezes por cascalho disperso. Na **Figura 11** está apresentado o mapa geológico da área em estudo.

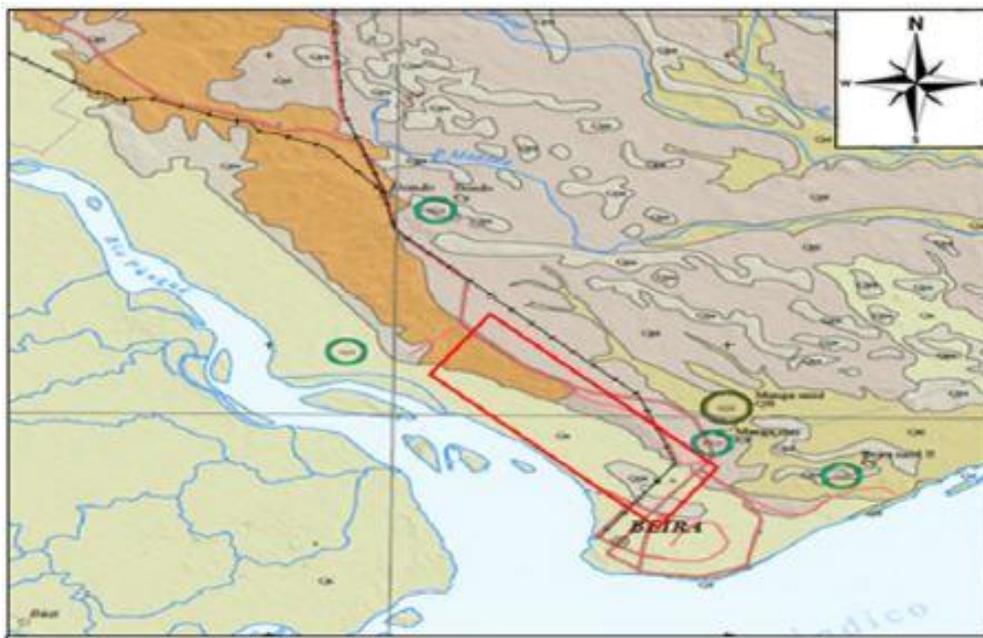


Figura 11: Mapa geológico da área em estudo.

Fonte: QuantumGIS.

5.1.3. Perfil geotécnico

Com base nas informações contidas no relatório da área em estudo, para possibilitar o melhoramento de fundação do aterro com colunas *Jet-grouting*, foram analisados os resultados dos ensaios SPT, CPT e DPL e resultados dos ensaios laboratoriais das amostras colhidas em poços de testagem (TP e *Boreholes*).

Estes ensaios permitiram confirmar a existência de depósitos constituídos por solos moles, sua composição e resistência. No **Anexo 5** estão disponíveis os resultados obtidos da investigação geotécnica da área em estudo.

Tabela 11: Resultados obtidos da prospecção geotécnica a partir dos furos de sondagem.

Camada	Solo	Espessura (m)	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)	γ (kN/m ³)	e_0	Cc	Cr
1	Lodo	4.00	6	10	16	1.68	0.536	0.304
2	Areia mal graduada	6.00	4	14	15	2.31	0.842	0.413
3	Areia argilosa	5.00	10	17	17	1.60	1.68	0.532

5.2. MELHORAMENTO DE FUNDAÇÃO COM COLUNAS DE JET-GROUTING

5.2.1. Metodologia de dimensionamento

O dimensionamento das colunas para a fundação do aterro será baseado nos resultados dos ensaios SPT e CPT, uma vez que estes permitiram avaliar os aspectos relevantes das características físicas e mecânicas dos solos da área em estudo.

É importante salientar que a construção de infra-estruturas em solos moles, sobretudo os aterros, demonstram um grande desafio na engenharia geotécnica, visto que um dos principais problemas desses solos está relacionado à baixa capacidade de suporte e aos elevados assentamentos.

Atendendo aos aspectos mencionados, com vista a viabilizar a construção do aterro na área em estudo, optou-se por uma solução em colunas de *Jet-grouting* circulares, conforme apresentado na **Figura 12**.

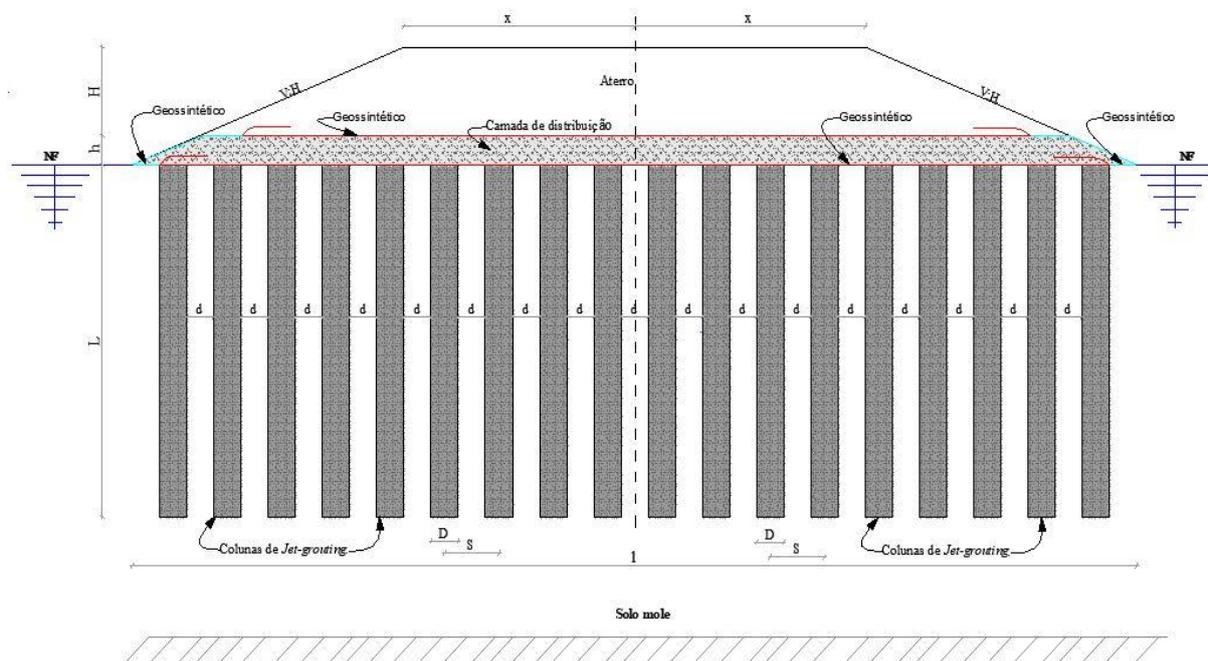


Figura 12: Esquema da solução de melhoramento.

5.2.2. DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS COLUNAS

5.2.2.1. Diâmetro das colunas

O diâmetro das colunas foi estimado recorrendo-se à formulação de Croce *et al.* (2014) que considera a energia de erosão do jato e a resistência ao corte do solo.

Segundo Flora *et al.* (2013) a energia de erosão do jato é expressa em termos de velocidade longitudinal e velocidade transversal. Durante o processo de execução de *Jet-grouting*, os fluxos à saída do bico são paralelos, com uma velocidade constante V_0 . À medida que o fluxo avança, a uma distância X_c , há uma redução da velocidade devido à interação entre o jato e o fluido à volta, tal redução afeta todo o fluxo produzido.

Por outra, a velocidade transversal cria uma curva em formato de sino de velocidades à medida que se afasta do bico, conforme ilustra a **Figura 13**.

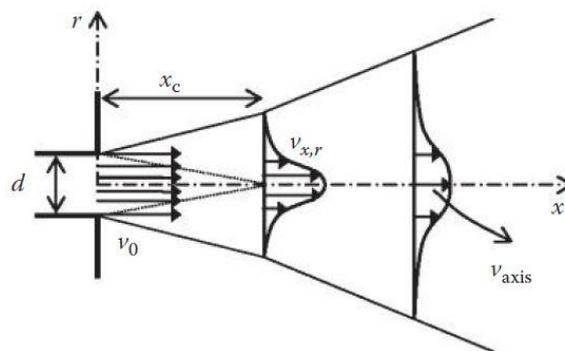


Figura 13: Padrão de velocidades na saída do bico.

Fonte: Flora *et al.* (2013).

A redução de velocidade na zona em que $X < X_c$ pode ser expressa segundo Modoni *et al.* (2006) com base na seguinte relação:

$$\frac{v_{x,r=0}}{v_0} = \Delta \frac{d_0}{x}$$

Equação 5.1

Equação 5.2

$$\frac{v_{x,r}}{v_{x,r=0}} = \frac{1}{[1 + 1 * 33 * \Delta^2 * (r/x)^2]^2}$$

Onde:

r - representa a distância do eixo do jato.

Δ - representa a percentagem de atenuação da velocidade a uma distancia $100 * d_0$ do bico e quantifica a interação entre o jato e o fluido à volta.

Conhecida a velocidade transversal e a velocidade ao longo do eixo longitudinal do jato, a energia hidrodinâmica do jato pode ser expressa segundo a seguinte relação:

Equação 5.3

$$W(x) = \int_0^{\infty} \rho * (v_{x,r})^3 * \pi * r * d_r = \frac{\pi * \Delta * d^3 * v_0^3}{13.3 * x}$$

A energia cinética $E(x)$ a uma dada distância do bico pode ser calculada com base na seguinte expressão:

Equação 5.4

$$E(x) = M * \int_{\Delta t} W(x) * dt = \frac{\pi * M * \Delta * \rho * d^3 * v_0^3 * L}{13.3 * x * v_r}$$

Na expressão anterior, ρ representa a densidade do fluido injectado (argamassa para os sistemas simples e duplo e água para o sistema triplo), M representa o número de bicos, Δt é o tempo necessário para criar um comprimento L da coluna ($\Delta t = L/v_r$), v_r representa a velocidade de levantamento do monitor (Flora *et al.*,2013).

Portanto, a energia específica no bico E'_n (Joules por metro) pode ser definida como energia cinética no bico por unidade de comprimento da coluna como sendo:

Equação 5.5

$$E'_n = \frac{\pi}{8} * \frac{M * \rho * d^2 * v_0^3}{v_r}$$

Combinando as equações 5.4 e 5.5, pode-se obter a expressão da energia específica por unidade de comprimento da coluna a uma distância x do bico e que só se mostra consistente quando a $E'(x) \leq E'_n$, isto é para $x \geq (0.6 * \Delta * d)$ dada pela seguinte equação:

Equação 5.6

$$E'(x) = 0.6 * \Delta * \frac{d}{x} * E'_n \quad (j \text{ oules}/m)$$

A energia específica por unidade de comprimento da coluna, equação 5.6, pode ser utilizada segundo Croce *et al* (2014) para qualquer sistema de *Jet-grouting* (sistema simples, duplo e sistema triplo), pois considera a interação hidrodinâmica entre o jato e fluido a volta em função do parâmetro Δ .

Em contrapartida, para Tornaghi (1989) o uso da equação 5.5 mostra-se dependente pois, para a sua aplicação, todos parâmetros para a determinação da energia específica no bico deverão ser conhecidos. Sendo assim, o autor afirma que a energia específica conhecida é a produzida pela bomba e que é expressa em função da pressão de injeção na bomba p ($15 < p < 40 \text{ MPa}$), caudal injectado Q e pela velocidade de levantamento v_r , como demonstra a equação 5.7.

Equação 5.7

$$E'_p = \frac{p * Q}{v_r}$$

Segundo Croce *et al.* (2014) a diferença entre E'_p e E'_n é influenciada pela distância entre a bomba e o bico de injeção porém, para questões de dimensionamento, a perda de energia que ocorre é estimada em cerca de 10 % de E'_p (AGI, 2012).

Portanto, conhecida a energia específica produzida pela bomba E'_p , a energia específica no bico de injeção pode ser expressa com base na seguinte relação:

Equação 5.8

$$E'_n = 0.90 * E'_p$$

Uma vez definida a energia específica, é importante considerar a composição do fluido de erosão (água ou calda) por via do parâmetro adimensional Δ^* e quantificar a interação do jato com o fluido circundante através do parâmetro α_E ($\alpha_E = 1$ para sistema simples e $\alpha_E > 1$ para os sistemas duplo e triplo), sendo assim:

Equação 5.9

$$\Delta = \alpha_E * \Delta^*$$

O parâmetro α_E dependerá das características do jato de ar, este deve ser relacionado ao fluxo de ar. A **Figura 14** ilustra os valores que podem ser adoptados em função dos parâmetros μ_g e Δ^*_g para a relação água cimento (Ω) que varia de 0 (somente água) e 2.0 (água e cimento).

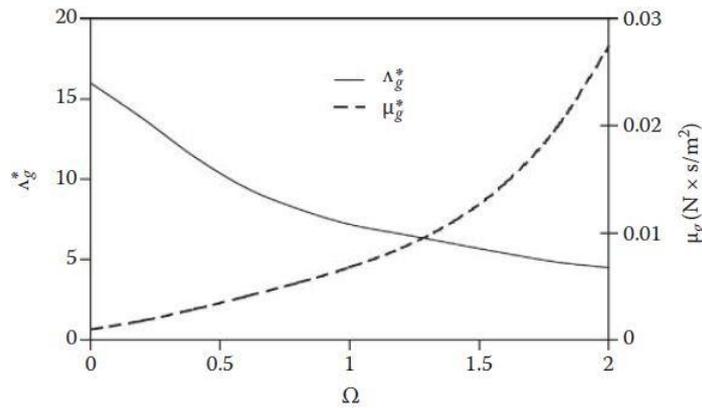


Figura 14: Dependência de Δ_g para a composição da calda ($\Delta_g = 300 \text{ kg/m}^3$, dados de μ_g retirados de Greenwood 1961, como referenciado por Bell 1993).

Fonte: Croce *et al.* (2014)

Portanto, Flora *et al.* (2013) propuseram a seguinte expressão para a definição do diâmetro das colunas de *Jet-grouting* em função do ensaio de campo realizado (SPT ou CPT).

Equação 5.10

$$D_a = D_{ref} * J^\beta * S^\delta$$

O parâmetro J representa a capacidade de erosão do jato e o parâmetro S representa a resistência do solo durante a desagregação.

Equação 5.11

$$J = \frac{\alpha * \Delta^* * E'_n}{\alpha_{ref} * \Delta^*_{ref} * E'_{n,ref}}$$

Equação 5.12

$$S = \frac{N_{SPT}}{10} \qquad S = \frac{q_c}{1.5}$$

Para os solos granulares Flora *et al.* (2013) definiram o diâmetro das colunas com base na seguinte expressão:

Equação 5.13

$$D_a = D_{ref} * \left(\frac{\alpha * \Delta^* * E'_n}{7.5 * 10} \right)^\beta * \left(\frac{N_{SPT}}{10} \right)^\delta$$

E para solos coesivos Flora *et al.* (2013) definiram a seguinte expressão para a definição do diâmetro das colunas de *Jet-grouting*:

$$D_a = D_{ref} * \left(\frac{\alpha * \Delta * E'_n}{7.5 * 10} \right)^\beta * \left(\frac{q_c}{1.5} \right)^\delta$$

A **Tabela 12** apresenta os valores para os parâmetros β , δ , α_E e D_{ref} , que dependem do tipo de solo e tipo de sistema a utilizar.

Tabela 12: Valores dos parâmetros a adotar na determinação do diâmetro, propostos por Flora et al. (2013).

Tipo de solo		Classificação segundo ASTM	D_{ref} (m)	β	δ	α_E Sistema simples	α_E Sistemas duplos e triplo
Solos granulares	Sem finos	Cascalhos e areias com menos de 5 % de finos	1.0	0.2	-0.25	1	6
	Com finos	Cascalhos e areias com mais de 5 % de finos	0.8				
Solos coesivos		Siltes, argilas e solos orgânicos	0.5				

A **Tabela 13** apresenta os diâmetros típicos de colunas de *Jet-grouting* em função do tipo de solo e sistema utilizado.

Tabela 13: Valores típicos do diâmetro de colunas. Fonte: AGI, *Jet grouting Guidelines: Associazione Geotecnica Italiana.*

Sistema Jet	Diâmetro das colunas (m)			
	Argila moderadamente rígida	Silte e argila mole	Areia siltosa	Areia e/ou cascalho
Simple	Não recomendado	0.4-1.8	0.6-1.0	0.6-1.2
Duplo	0.5-1.0	0.6-1.3	1.0-2.0	1.2-2.5
Triplo	0.8-1.5	1.0-1.8	1.2-2.5	1.5-3.0

Portanto, para a definição do diâmetro da coluna de *Jet-grouting* pelo método proposto por Flora et al. (2013), os dados de entrada serão os resultados dos ensaios SPT e CPTu, caudal e pressão de injeção, velocidade de levantamento e relação água cimento.

Foi considerado o sistema duplo para a execução das colunas e foi considerado o equipamento de perfuração **BG 15H** da BAUER, consultar **Anexo 3**.

Tabela 14: Dados de entrada para determinação do diâmetro das colunas.

Dados de entrada										
Descrição	Caudal	Pressão	Velocidade	-	-	-	-	-	CPT	SPT
Unidade	l/min	MPa	Mm/s	-	-	-	m	-	MPa	-
Símbolo	Q	P	v_r	α_E	β	δ	D_{ref}	Δ^*	q_c	N_{SPT}
Input	400	30	1-8	6	0.20	- 0.25	0.5 & 0.8	7.50	0.035*h	4

Tabela 15: Energia específica obtida.

	Q (m ³ /s)	P (MPa)	V (m/s)	E'_p (MJ/m)	E'_n (MJ/m)
1	0.005	30	0.002	75.0	67.50
2	0.005	30	0.004	37.50	33.75
3	0.005	30	0.006	25.0	22.50
4	0.005	30	0.007	21.43	19.29
5	0.005	30	0.008	18.75	16.88

Foram utilizadas as equações 5.13 e 5.14 para a determinação do diâmetro das colunas.

Tabela 16: Diâmetros obtidos considerando os resultados de SPT.

	D_{ref} (m)	E'_n (MJ/m)	N_{SPT}	D_{Nspt} (m)
1	0.80	75.00	4.00	2.15
2		37.50	4.00	1.88
3		25.00	4.00	1.73
4		21.43	4.00	1.68
5		18.75	4.00	1.63

Tabela 17: Diâmetros obtidos considerando os resultados de CPT.

	D_{ref} (m)	E'_n (MJ/m)	q_c (MPa)	D_{qc} (m)
1	0.50	75.00	0.42	1.47
2		37.50	0.42	1.28
3		25.00	0.42	1.18
4		21.43	0.42	1.15
5		18.75	0.42	1.12

Os diâmetros alcançados para solos granulares independentemente do sistema de *Jet-grouting* utilizado, são geralmente maiores que os diâmetros alcançados para solos coesivos.

Os diâmetros calculados encontram-se nos limites definidos pela AGI (*Jet-grouting Guidelines Associazione Geotecnica Italiana*) pelo que, para o presente trabalho, usar-se-ão colunas com diâmetros uniforme e igual a 1.0 e com 12 m de comprimento.

5.2.2.2. CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DAS COLUNAS

Conhecido o diâmetro das colunas torna-se importante a definição da configuração geométrica a atribuir para as colunas, isto é, definição do espaçamento e configuração da malha. As colunas de *Jet-grouting* podem tomar uma configuração em malha quadrada ou triangular conforme ilustrado na **Figura 15**.

A escolha de uma malha em detrimento da outra, passa não só pela escolha de uma solução que se mostre tecnicamente viável mas também pela racionalização do tratamento, isto é, economia da solução escolhida.

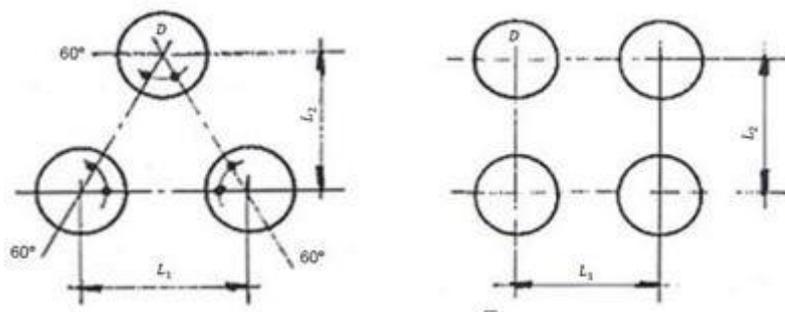


Figura 15: Configuração geométrica das colunas.

Da figura anterior para a malha triangular tem-se:

Equação 5.15

$$L1 = \alpha * D; \quad L2 = \alpha * \frac{\sqrt{3}}{2} * D$$

E para malha quadrada tem-se:

Equação 5.16

$$L1 = L2 = \alpha * D$$

5.2.2.3. DETERMINAÇÃO DAS CARGAS SOBRE AS COLUNAS

Os esforços actuantes no solo e sobre as colunas de *Jet-grouting* serão determinados segundo a norma francesa (ASIRI, 2012) para melhoramento de solos com inclusões rígidas.

A solução adoptada pelo autor no presente trabalho, considera colunas sobrepostas por uma camada de distribuição e sujeita à uma carga superficial conforme apresentado na **Figura 16**.

Devido ao carregamento aplicado na camada de distribuição q_0 , dois tipos de equilíbrio limite podem ser gerados, o primeiro associado ao esquema de Prandtl e o segundo associado ao cone de cisalhamento. Entretanto, para o presente trabalho recorreu-se ao esquema de cone de cisalhamento para a determinação da carga axial sobre a coluna e a tensão sobre o solo circundante às colunas.

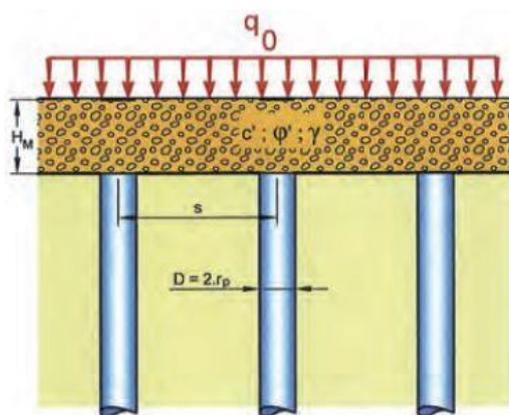


Figura 16: Esquema de melhoramento considerado.

Da **Figura 16**, s representa o espaçamento a partir do eixo das colunas e $D = 2 * r_p$ é o diâmetro das colunas determinado anteriormente.

O esquema de equilíbrio pelo cone de cisalhamento é ilustrado na **Figura 17**, o esquema de Prandtl para a determinação das cargas é apresentado e descrito no **Anexo 1**.

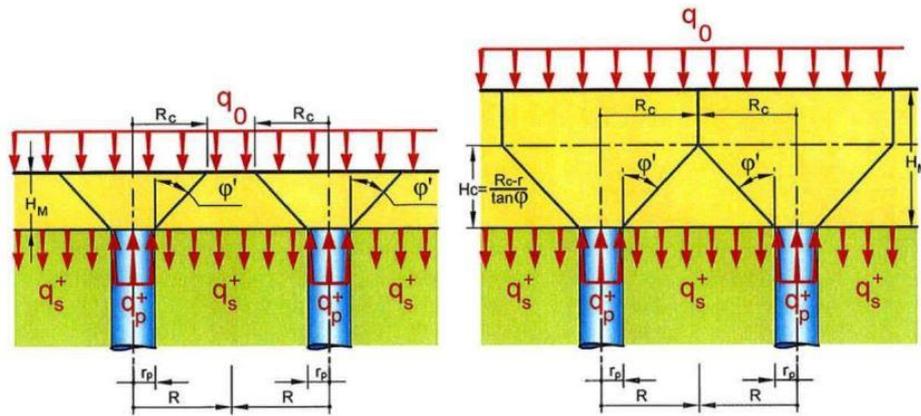


Figura 17: Esquema de rotura pelo cone de cisalhamento.

Onde:

q_p^+ - representa a tensão aplicada na cabeça da inclusão rígida;

q_s^+ - representa a tensão aplicada no solo entre as inclusões rígidas;

Para uma dada carga aplicada q_0 , estes equilíbrios limites definem a máxima carga que se pode concentrar na cabeça da inclusão rígida q_p^+ , sendo que esta aumenta à medida que q_0 aumenta.

De acordo com a abordagem 2 do EC7, recorrendo ao esquema do cone de cisalhamento, a carga na cabeça da inclusão rígida q_p^+ pode ser determinada relacionando a carga aplicada sobre a camada de distribuição q_0 , a altura do camada de distribuição H_M e suas características geotécnicas a partir da seguinte expressão:

Se:

Equação 5.17

$$H_M < H_C = \frac{R - r_p}{\tan(\varphi')}$$

Equação 5.18

$$q_p^+ = \frac{H_M}{3} * \left(\frac{R^2_C}{r^2_P} + 1 + \frac{R_C}{r_C} \right) * \frac{\gamma}{\gamma_c} + \frac{R^2_C}{r^2_C} * q_0 + \frac{1}{\tan(\varphi')} * \left(\frac{R^2_C}{r^2_P} - 1 \right) * \frac{C'}{\gamma_{C'}}$$

Onde:

Equação 5.19

$$R_C = r + H_M * \tan\left(\frac{\varphi'}{\gamma_{\varphi'}}\right) \quad r_p = \frac{\varnothing}{2}$$

\emptyset - diâmetro da coluna;

Se:

Equação 5.20

$$H_M > H_C = \frac{R - rp}{\tan(\varphi')}$$

Equação 5.21

$$q_p^+ = \left[\frac{H_C}{3} * \left(\frac{R^2}{r_P^2} + 1 + \frac{R}{r_P} \right) + (H_M - H_C) * \frac{R^2}{r_P^2} \right] * \frac{\gamma}{\gamma_\gamma} + \frac{R^2}{r_P^2} * q_0 + \left[\frac{1}{\tan(\varphi')} * \frac{R^2}{r_P^2} - 1 \right] * \frac{C'}{\gamma_{C'}}$$

Onde:

Equação 5.22

$$R = \frac{s}{\sqrt{\pi}}$$

s- espaçamento entre as colunas;

$\gamma_{c'} = \gamma_{\varphi'} = \gamma_\gamma = 1.0$ (conjunto M1 de acordo com EC7)

Carga na coluna = $qp^+ * \pi * r^2$

Carga total no solo = $A_{Malha} * carga\ sobre\ a\ malha$

Obtida a tensão na coluna de *Jet-grouting*, a tensão sobre o solo entre as colunas qs^+ pode ser determinada com base na seguinte expressão:

Equação 5.23

$$\alpha * qp^+ + (1 - \alpha) * qs^+ = q_0$$

Onde:

Equação 5.24

$$\alpha = \frac{A_{Malha}}{A_{Coluna}}$$

Equação 5.25

Carga sobre o solo entre as colunas = $q_0 + h * \gamma + H_M * \gamma$

Equação 5.26

$$Eficiência = \frac{\text{carga sobre cada coluna}}{\text{carga total no solo}}$$

Se:

$$Eficiência < 1$$

Então:

Equação 5.27

$$qs^+ = \frac{q_o + h * \gamma + H_M * \gamma - \alpha * q_p}{(1 - \alpha) + H_c * \gamma}$$

Se

$$Eficiência = 1$$

Então:

Equação 5.28

$$qs^+ = \frac{2}{3} * H_c * \gamma$$

α - área da coluna ($\pi * rp^2$) dividida pela área da malha.

Com vista a obter uma solução que seja não só tecnicamente viável mas também economicamente viável, foram testadas diversas configurações das malhas para a fundação em função das características do aterro e da camada de distribuição. A

Tabela 18 apresenta os dados de entrada considerados.

Tabela 18: Dados de entrada para determinação das cargas.

Dados de entrada		
Descrição	Símbolo	Input
Peso específico	γ (kN/m ³)	18.0
Espessura	H_M (m)	1.0
Ângulo de atrito	φ (°)	36.0
Coesão	C (kPa)	4.0
Carga superficial	q_o (kPa)	67.0

A partir da equação 5.23 verificou-se que $H_M > H_C$ como demonstrado a seguir:

$$1 > 0.87 = \frac{1.13 - 0.5}{\tan(36)}$$

Sendo assim, a tensão sobre a cabeça da inclusão rígida será determinada pela equação 5.24.

$$q_p^+ = \left[\frac{0.87}{3} * \left(\frac{1.13^2}{0.5^2} + 1 + \frac{1.13}{0.5} \right) + (1.0 - 0.87) * \frac{1.13^2}{0.5^2} \right] * \frac{18}{1.0} + \frac{1.13^2}{0.5^2} * 67$$

$$+ \left[\frac{1.0}{\tan(36)} * \frac{1.13^2}{0.5^2} - 1 \right] * \frac{4}{1.0}$$

$$q_p^+ = 415.98 \text{ kPa}$$

Logo, a carga sobre as colunas e a tensão na malha será:

$$\text{Carga sobre a coluna} = 415.98 * \frac{\pi}{4} * (1.0)^2 = 326.71 \text{ kN}$$

$$\text{Tensão na malha} = 10 + 19 * 3 + 1 * 18 = 85 \text{ kPa}$$

$$\text{Carga sobre o solo} = 85 * 2 * 2 = 340.0 \text{ kN}$$

A eficiência será dada relacionando a carga sobre a coluna e a carga sobre o solo entre as colunas, como descrito na equação 5.29.

$$\text{Eficiência} = \frac{326.71}{340.0}$$

$$\text{Eficiência} = 0.96 < 1$$

A tensão sobre o solo q_s^+ será:

$$\alpha = \frac{\frac{\pi}{4} * (1.0)^2}{2 * 2} = 0.20$$

$$q_s^+ = \frac{10 + 19 * 3 + 18 * 1 - 0.2 * 415.98}{1 - 0.2} + \frac{2}{3} * 0.69 * 18$$

$$q_s^+ = 12.70 \text{ kPa}$$

A **Tabela 19** apresenta as hipóteses verificadas para a configuração geométrica das colunas.

Tabela 19: Configurações geométricas verificadas.

Descrição	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 3	Hipótese 4	Hipótese 5	Hipótese 6
Malha	Triangular	Quadrada	Triangular	Quadrada	Triangular	Quadrada
Diâmetro (m)	0.70	0.70	0.8	0.85	0.90	1.0
Espaçamento (m)	1.5	1.5	1.8	1.8	2.0	2.0
Verificação	Não verifica	Verifica				

A configuração geométrica da coluna deve ser adoptada em função daquela que apresenta a melhor viabilidade técnica e viabilidade económica, para além de ser escolhida em função da finalidade a que esta solução se destina. Sendo assim, tem-se como solução para melhoramento de fundação com colunas de *Jet-grouting*, colunas circulares com diâmetro de 1.0 m, comprimento de 12 m e distribuídas em malha quadrada com espaçamento entre os eixos de 2.0 m.

5.2.3. DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

No capítulo anterior, foram propostos dois métodos para determinar a capacidade de cargas de colunas de *Jet-grouting* (método baseado na norma europeia e o método de BUSTAMANTE) entretanto, para o presente trabalho, será abordado apenas um método (BUSTAMANTE) para determinar a capacidade de carga das colunas.

Como referido no Capítulo 4, a capacidade de carga segundo o método proposto por Bustamante (2002) é verificada quando se cumpre a relação da equação 4.12 pelo que, será determinada a resistência do fuste e da base pelas equações 4.14 e 4.15, respectivamente.

5.2.3.1. Determinação da resistência do fuste e da base

A partir da equação 4.14 a resistência do fuste da coluna de *Jet-grouting* será:

$$Q_{U,L} = \pi * 1.0 * \sum_0^{12} q_{si}$$

$$Q_{U,L} = 532.81 \text{ kN}$$

A partir da equação 4.15 a resistência na base da coluna de *Jet-grouting* será:

$$Q_{U,P} = \frac{\pi}{4} * 0.8^2 * 0.23 * 1000$$

$$Q_{U,P} = 180.64 \text{ kN}$$

Portanto, a capacidade de carga admissível será obtida a partir da equação 4.16:

$$Q_{adm} = \frac{532.81}{2} + \frac{180.64}{2}$$

$$Q_{adm} = 356.73 \text{ kN}$$

A carga total sobre a coluna de *Jet-grouting*, cuja intensidade é 340.00 kN, é inferior à carga admissível da coluna que é quantificada em 356.73 kN, portanto, considera-se verificada a capacidade de carga.

5.2.4. ANÁLISE E MODELAÇÃO

5.2.4.1. Introdução

O *software* utilizado para a análise e modelação foi o *Plaxis 2D v8.6*, baseado no método de elementos finitos para análise de problemas de tensão, deformações e estabilidade em solos e rochas. O método de elementos finitos permite analisar um modelo realista da estrutura, fundações e solo, preservando sua geometria e preservando a estratigrafia do solo.

Com os resultados obtidos no pré-dimensionamento por via de formulações empíricas (D=1.0 m, S=2.0 m e L=12.0 m), simulou-se o comportamento da fundação melhorada com *Jet-grouting* com o objectivo de avaliar os deslocamentos verticais, as deformações e analisar a estabilidade dos taludes do aterro principal.

5.2.4.2. Definição do modelo de cálculo

No *software Plaxis 2D v8.6*, o modelo de cálculo pode ser em estado plano de deformação ou axissimétrico.

Os cálculos recorrendo ao *software* anteriormente mencionado, foram feitos considerando um modelo em estado plano de deformação (*plane strain*), sendo que os modelos de cálculo adoptados foram o *Mohr-Coulomb* e o *Soft-Soil model*.

Nas **Tabelas 20** e **21** estão apresentados os valores utilizados no *Plaxis 2D* para o aterro, camada de distribuição, estrato do solo e para as colunas de *Jet-grouting*.

Tabela 20: Parâmetros do solo utilizados no modelo *Mohr Coulomb*.

Mohr-Coulomb		Aterro	Camada de distribuição	<i>Jet grouting</i>
Tipo		Drenado	Drenado	Drenado
γ_{nsat}	(KN/m ³)	20.50	18.00	20
γ_{sat}	(KN/m ³)	21.00	18.00	21.5
k_x	(m/dia)	1.0	0.824	0
k_y	(m/dia)	1.0	0.824	0
E_{ref}	(KN/m ²)	20000.00	25000.00	3.2E06
E_{oed}	(KN/m ²)	32500.00	37500.00	-
C_{ref}	(KN/m ²)	2.00	4.00	700
φ	(°)	35.00	36.00	25
e_0	(-)	-	-	-
ν	(-)	0.20	0.20	0.15

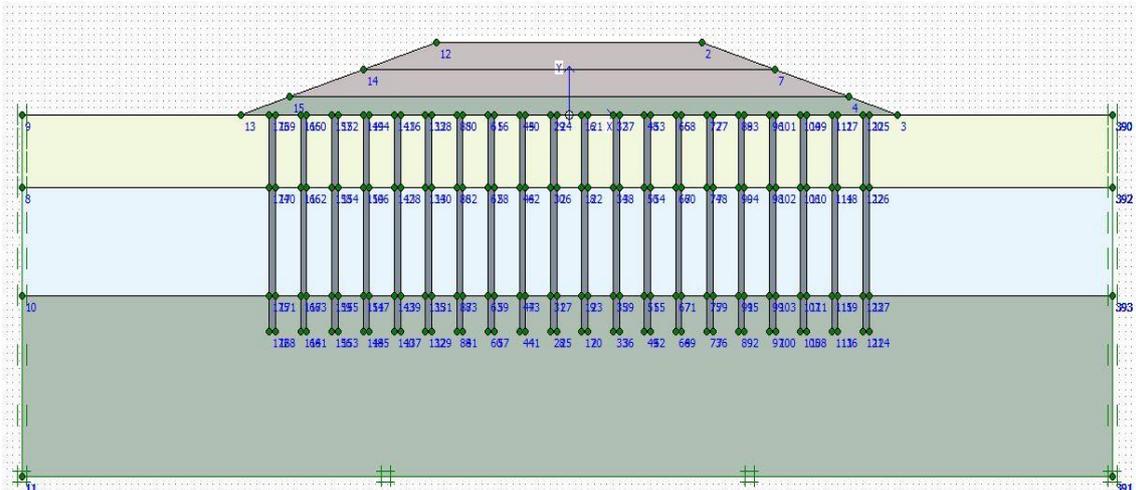
Tabela 21: Parâmetros do solo utilizados no modelo *Soft Soil*.

Soft-Soil		Lodo	Areia mal graduada	Areia argilosa
Tipo		Não drenado	Não drenado	Não drenado
γ_{nsat}	(KN/m ³)	15.00	14.00	16.00
γ_{sat}	(KN/m ³)	16.00	15.00	17.00
k_x	(m/dia)	3.54E-06	3.54E-06	3.54E-06
k_y	(m/dia)	3.54E-06	3.54E-06	3.54E-06
C_{ref}	(KN/m ²)	16.00	4.00	10.00
φ	(°)	24.00	14.00	17.00
e_0	(-)	1.68	2.31	1.60
λ^*	(°)	0.09	0.14	0.06
k^*	(-)	0.05	0.01	0.01

O modelo do solo tem 15 m de espessura, que corresponde à profundidade máxima alcançada durante a realização do ensaio SPT, culminando em solo estratificado com três camadas.

No esquema da solução apresentado na **Figura 12**, uma camada de distribuição em solo granular é colocada sobre a base do aterro para permitir não só a separação entre o solo do aterro e o solo mole, como também permite melhor distribuição das cargas sobre as colunas.

No modelo considerado para o cálculo, não foram considerados deslocamentos horizontais e nem o fluxo de água nessa direcção, as colunas de *Jet-grouting* foram convertidas em elementos com rigidez de secção transversal igual à solução obtida no pré-dimensionamento (D=1.0 m, S= 2.0m, L=12.0m e d=1.0 m).



5.2.5. Análise e discussão dos resultados

Na **Figura 19** ilustra-se a malha de elementos finitos com a configuração da deformada após a conclusão de todo o processo construtivo.

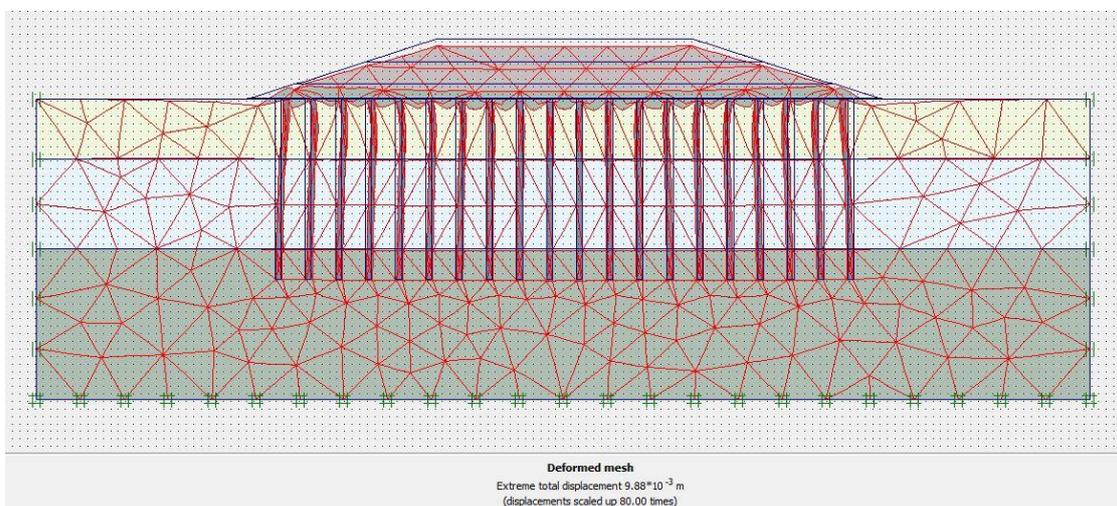


Figura 18: Configuração da deformada no final do processo construtivo de *Jet-grouting*.

Escala da deformada aumentada 80 vezes.

Relativamente às tensões, foi obtido um valor máximo de 373.05 KN/m² conforma ilustra a **Figura 20**.

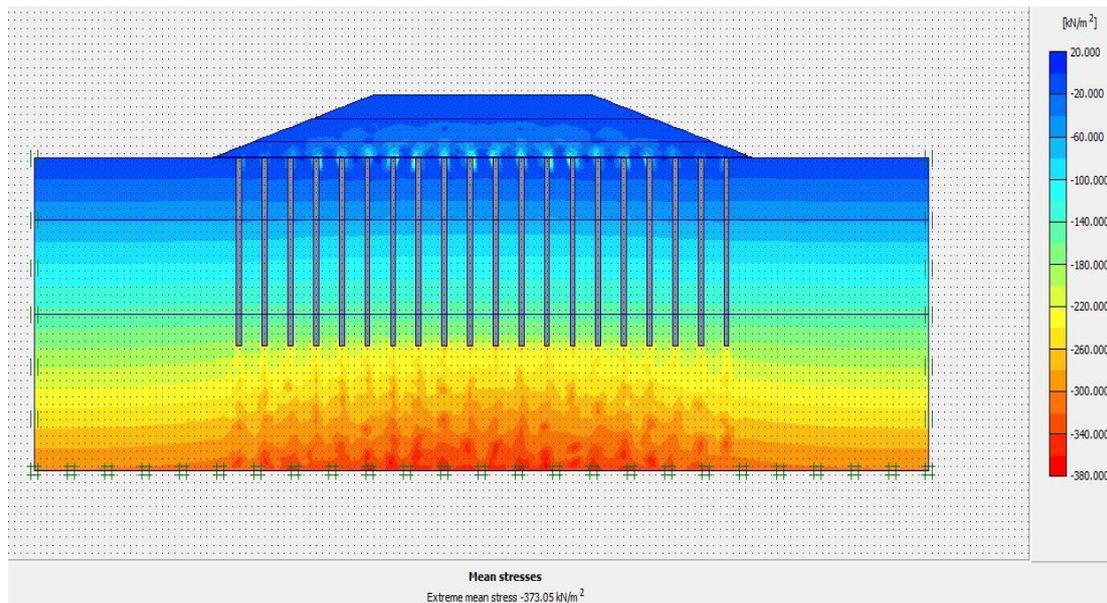


Figura 19: Ilustração dos valores obtidos das tensões totais.

A **Figura 21** ilustra os valores dos deslocamentos verticais da fundação reforçada, o critério de paragem para a consolidação foi a imposição do excesso de pressão intersticial mínima de 1 KN/m^2 . Esta análise conduziu para um deslocamento vertical máximo da ordem de 10 mm.

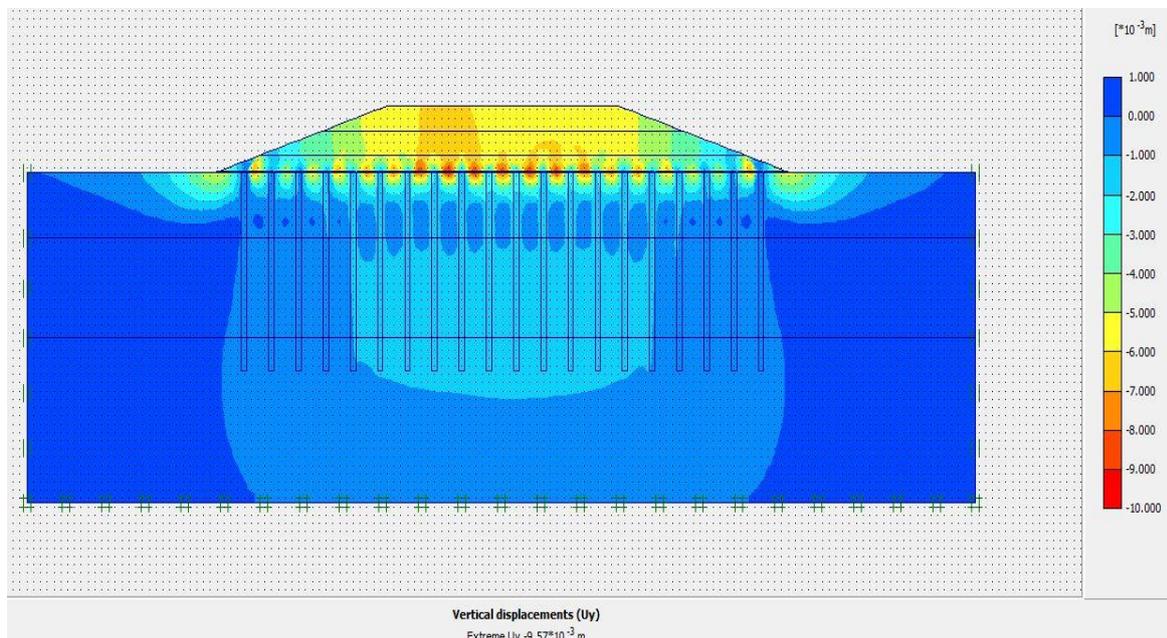


Figura 20: Deslocamentos verticais obtidos para fundação reforçada.

Para a situação de fundação não reforçada considerando o mesmo critério de paragem para a consolidação foi obtido um deslocamento vertical máximo da ordem de 850 mm segundo ilustrado na **Figura 22**.

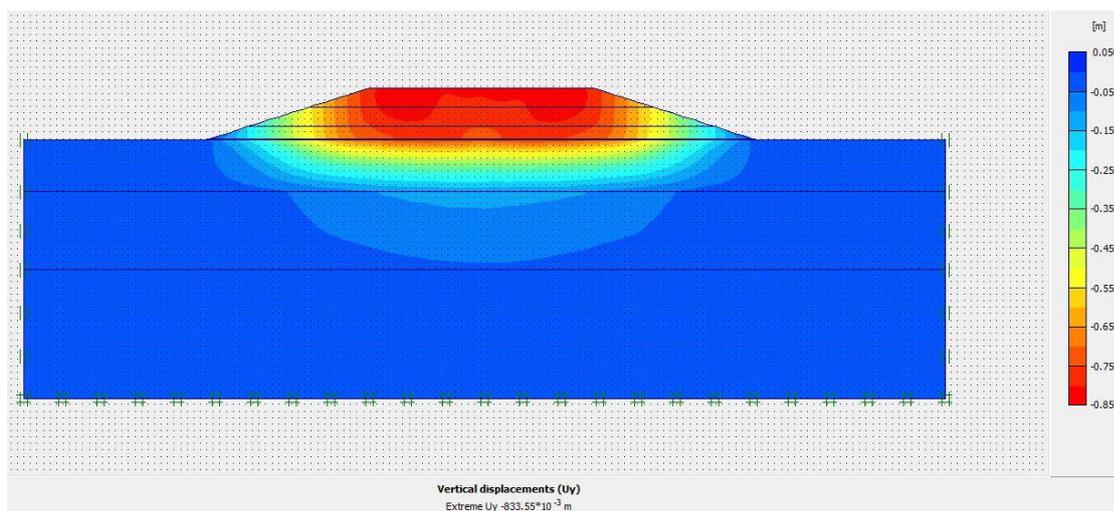


Figura 21: Deslocamentos verticais obtidos para fundação não reforçada.

5.2.5.1. SOLUÇÃO EM ESTACAS DE BETÃO

Segundo o relatório da área em estudo, uma das soluções propostas foi a utilização de estacas de betão com 0.60 m de diâmetro, 10 m de comprimento e com espaçamento de 3.0 m em malha quadrada. Nesta solução, espera-se que o assentamento total seja de 20.0 mm.

5.3. Análise da estabilidade de taludes

A estabilidade de aterros está relacionada com a rotura dos taludes e com a rotura do solo da fundação.

As roturas em fundações dependem maioritariamente das condições geológicas e da água subterrânea, esta é mais provável de ocorrer próximo ao final da construção uma vez que nesse período a poro-pressão gerada nos solos subjacentes atinge seu valor máximo.

Como se viu anteriormente, um dos principais objectivos no uso das colunas de *Jet-grout* em solos moles é de aumentar a capacidade de carga desses solos e garantir a estabilidade das estruturas construídas sobre os mesmos, porém a estabilidade do aterro é por sua vez condicionada pela rotura dos taludes.

Portanto, foi verificada a estabilidade de taludes do aterro com recurso ao *software Slide2* da *Rocscience*, onde recorreu-se ao método de Bishop simplificado e o método de Fellenius com o objectivo de investigar a superfície de rotura com o menor factor de segurança.

5.3.1. Método de Fellenius

O método proposto por Fellenius (1927) para a análise da estabilidade de taludes, admite uma superfície de ruptura com forma circular como demonstrado na **Figura 23**, sendo que o cálculo do factor de segurança com base neste método não considera as forças tangencias e normais às paredes da fatia e considera nula a componente sísmica.

O factor de segurança é calculado considerando apenas o equilíbrio de momentos, através da seguinte equação:

Equação 5.29

$$FS = \frac{\sum [c'(b/\cos(\alpha)) + (W * \cos(\alpha) - u(b/\cos(\alpha)) * tg(\phi'))]}{\sum W * \sin(\alpha)}$$

Onde:

u - poro-pressão média na base da fatia;

c' - coesão efetiva do solo.

ϕ' - ângulo de atrito efetivo do solo;

Em situações de círculos profundos e poro-pressões elevadas erros podem ocorrer aquando da aplicação deste método, erros da ordem de 50% quando aplicado em situações de taludes com poro-pressões elevadas e erros da ordem de 10% em situações de ausência de poro-pressões.

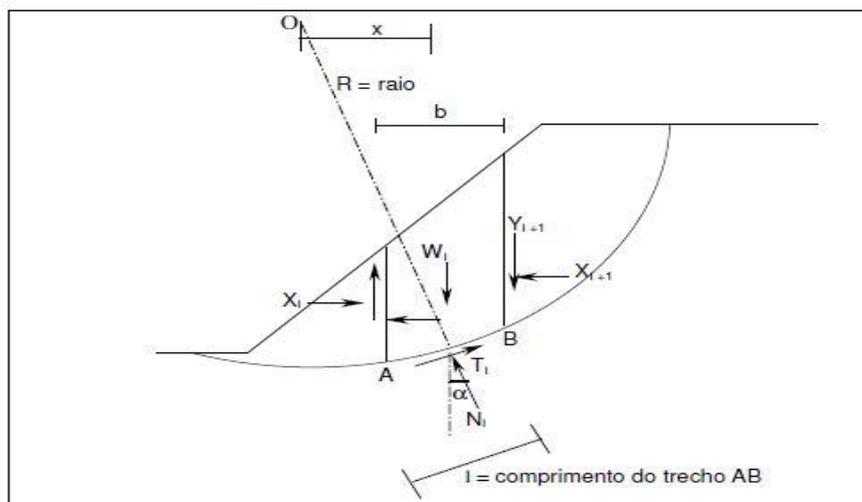


Figura 22: Forças atuantes em uma fatia pelo método de Fellenius.

5.3.2. Método de Bishop Simplificado

Tal como no método de Fellenius (1927), o método de Bishop Simplificado (1955) também considera a superfície de rotura com forma circular. O método de Bishop Simplificado tem como hipótese que a resultante das forças entre as fatias é horizontal.

O factor de segurança pelo método de Bishop Simplificado é dado pela seguinte equação:

Equação 5.30

$$FS = \frac{1}{\sum W * \text{sen}(\alpha)} * \sum [c' * b + (W - u * b) * \text{tg}(\phi')]/m_\alpha$$

Onde:

Equação 5.31

$$m_\alpha = \cos(\alpha)[1 + \text{tg}(\alpha) * \text{tg}(\beta)/FS_i]$$

Whitman e Bailey (1967) afirmaram que a utilização do método de Bishop Simplificado quando a superfície de rotura apresentar uma inclinação acentuada próxima ao pé do talude, principalmente com a utilização de círculos de rotura profundos este não se mostra bastante eficiente, podendo ocorrer problemas aquando da sua utilização.

Portanto, o método de Bishop Simplificado comparativamente ao método de Fellenius apresenta resultados mais próximos aos dos métodos mais rigorosos, como por exemplo o método de Morgenstern & Price (1965) e o método de Spencer (1967).

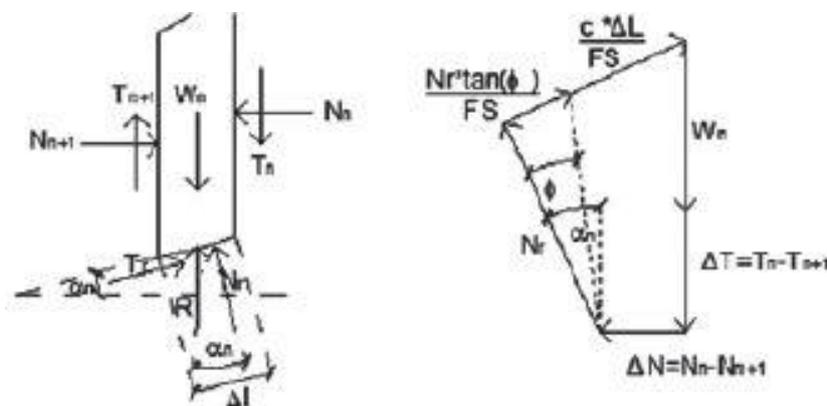


Figura 23: Análise de estabilidade pelo método de Bishop Simplificado.

5.3.3. DETERMINAÇÃO DE FACTORES DE SEGURANÇA

5.3.3.1. Fundação não reforçada

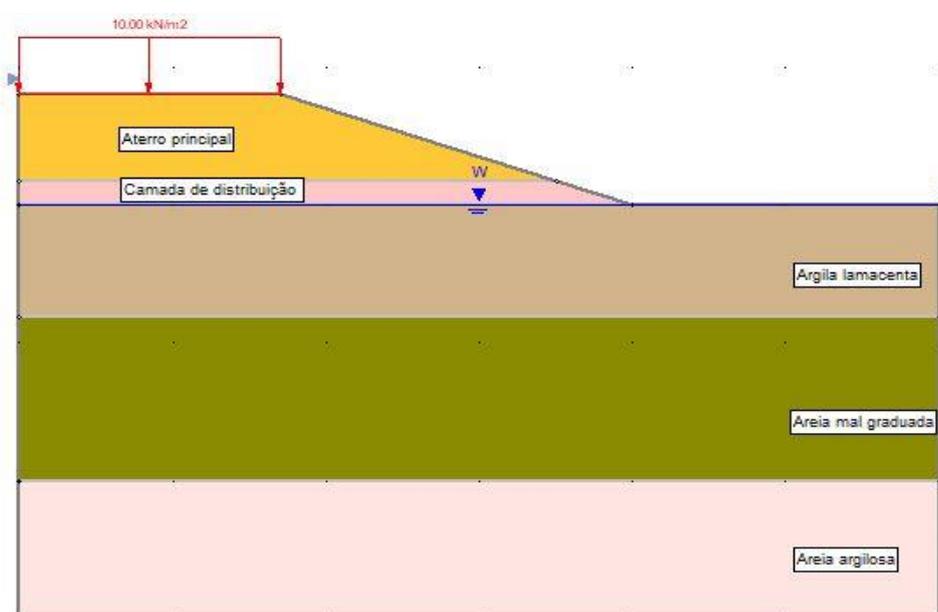


Figura 24: Geometria do talude não reforçado.

Para condição de aterro não reforçado, a fundação do aterro consolida com o tempo e conseqüentemente haverá um aumento da sua resistência, para esta situação foi determinada a altura crítica e a correspondente altura admissível.

A altura crítica foi determinada pelo método de Taylor, conforme descrito na equação a seguir:

Equação 5.32

$$H_c = \frac{C_u}{\gamma * N_s}$$

Para curto prazo foi considerado um factor de segurança igual a 1.30 ($N_s = 0.09$), logo, a altura crítica e as respectivas alturas admissíveis serão:

$$H_c = \frac{18.35}{21 * 0.09} = 9.71 \text{ m}$$

$$H_{adm} = \frac{H_c}{FS} = 7.47 \text{ m (curto prazo)}$$

5.3.3.2. Fundação reforçada

Para a situação de aterro reforçado as colunas constituem elementos discretos, pelo que a partir do método das fatias observou-se que a largura das fatias torna-se igual à largura da coluna quando a superfície de rotura passa pelas colunas, a resistência ao cisalhamento é muito superior nas colunas em relação à resistência no solo circundante o que conduz para um maior momento resistente.

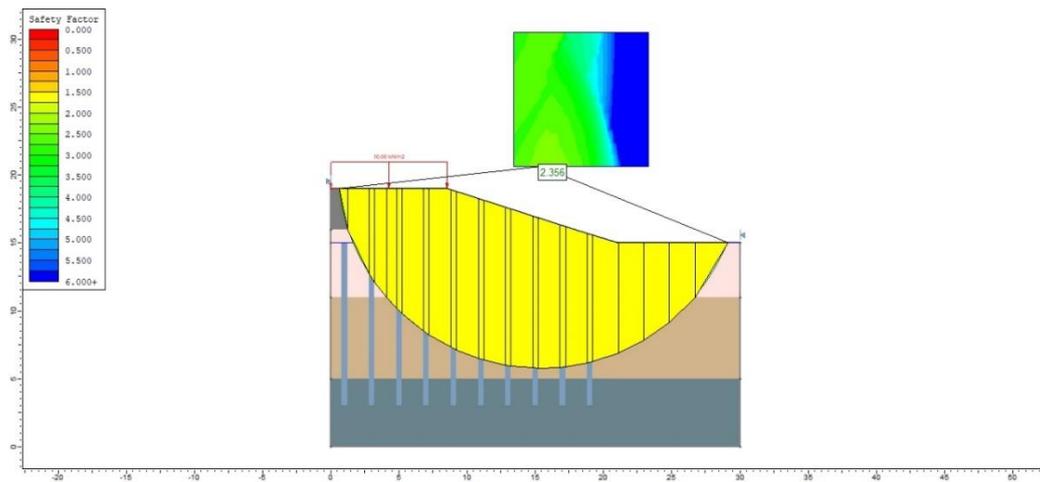


Figura 25: Configuração das fatias ao longo da superfície de rotura correspondente ao menor factor de segurança passando do corpo de aterro e pela fundação.

As Figuras 27 e 28 mostram os resultados obtidos para a situação de aterro reforçado com colunas de *Jet-grouting*, onde os métodos de Bishop simplificado e o método de Fellenius conduziram a factores de segurança de 2.744 e 2.642, respectivamente.

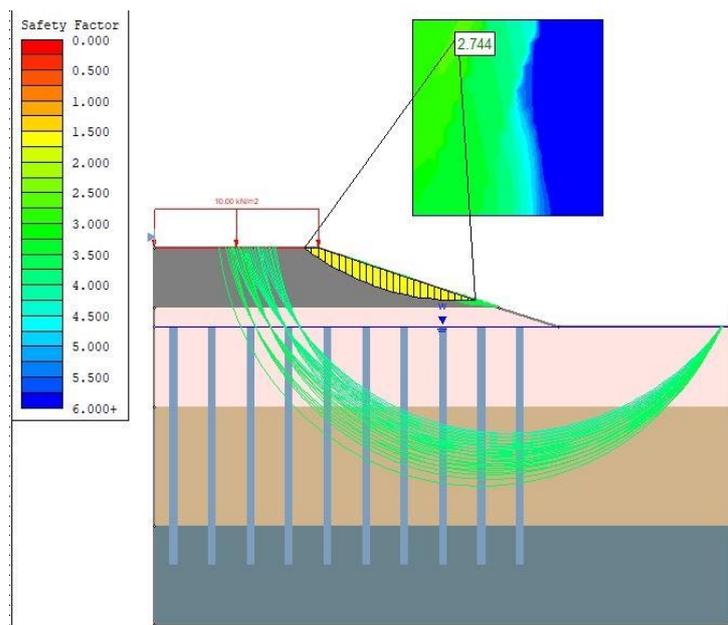


Figura 26: Resultado da análise da estabilidade do talude pelo método de Bishop simplificado.

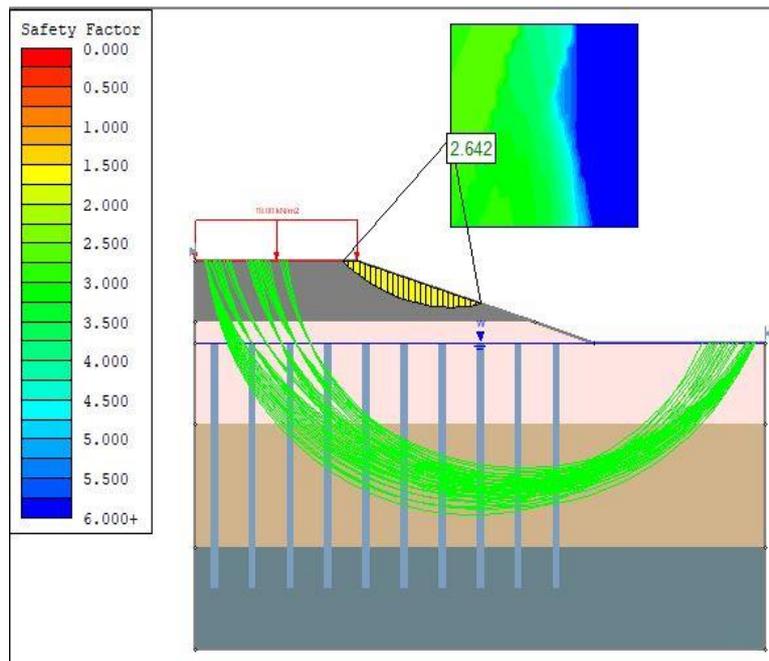


Figura 27: Resultado da análise da estabilidade do talude pelo método de Fellenius.

Portanto, com base nas **Figuras 27 e 28** é notório que está garantida a estabilidade dos taludes e a capacidade de carga da fundação do aterro reforçado com colunas de *Jet-grouting*.

5.4. Controlo de qualidade

Foi mencionado no Capítulo 4 que a execução das colunas de *Jet-grouting* deve ser acompanhada de um rigoroso controlo de qualidade para o sucesso da aplicação da técnica. Neste contexto, foram descritos no presente trabalho alguns aspectos a tomar em conta durante e após a execução das colunas.

- Verificação do refluxo;

O material de refluxo é de grande importância na execução das colunas de *Jet-grouting*, uma vez que a não existência de refluxo durante a execução das colunas, pode ser interpretada como formação de bolhas e não coluna no interior do solo. O material de refluxo também é utilizado para moldagem de corpos de prova para a realização de ensaios laboratoriais.

- Execução de colunas testes;

Estas possibilitam avaliar alguns aspectos de projecto, como pressão de injeção, verificar se o dimensionamento das colunas de *Jet-grouting* com recurso a métodos empíricos é aceitável.

- Verificação visual da geometria das colunas;

Esta pode ser feita a partir de uma escavação até uma certa profundidade que possibilita inspecionar visualmente a geometria das colunas.

- Ensaios laboratoriais;

A realização de ensaios em laboratórios é um controle de qualidade muito importante, uma vez que com base nos resultados pode-se ter uma estimativa da resistência que as colunas podem atingir, sua deformabilidade ou permeabilidade definidas no projecto.

- Avaliação do posicionamento e verticalidade das colunas;

Nos casos em que não seja possível a exposição das colunas podem ser utilizados métodos indiretos, como por exemplo: *crosse-hole*, utilização de georadar, tomografia sónica e métodos sísmicos para a realização de controlo de qualidade.

5.5. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE COLUNAS DE *JET-GROUTING* E ESTACAS DE BETÃO

5.5.1. Introdução

A presente secção serve para fazer uma comparação entre a solução de colunas de *Jet-grouting* e estacas de betão no que concerne ao melhoramento de fundação do aterro, esta análise comparativa estará voltada aos aspectos tecnológicos, económicos e ambientais envolvidos nas duas soluções.

5.5.2. Aspectos tecnológicos

No que concerne aos aspectos tecnológicos, as colunas de *Jet-grouting* mostram-se desvantajosas em comparação à estacas de betão, pois para a sua execução é necessário utilizar vários equipamentos que, em conjunto formam um sistema. Se por algum motivo houver uma avaria num dos equipamentos, o processo executivo pode ser interrompido. A qualidade da mão-de-obra pode até certo ponto condicionar a execução das colunas de *Jet-grouting*, situação que pouco se verifica na execução de estacas de betão. No **Anexo 3** ilustra-se o sistema envolvido na execução das colunas.

5.5.3. Aspectos económicos

A **Tabela 22** apresenta a estimativa do custo de execução para a solução em colunas de *Jet-grouting* e estacas de betão para uma área de 14.000,00 m².

Tabela 22: Estimativa de custo para a execução das colunas e estacas.

Actividade	Quantidade	Unidade	Preço unitário ⁸ (\$)	Custo total (\$)
Construção do aterro, incluindo a aquisição e transporte da areia.	31.200,00	m ³	20	624.000,00
Construção da camada de distribuição, incluindo a aquisição e transporte da brita.	11.200,00	m ³	35	392.000,00
Aquisição das estacas, incluindo o seu transporte.	16.000,00	m	270	4.320.000,00
Cravação das estacas, incluindo a manuseamento do equipamento de cravação.	16.000,00	m	100	1.600.000,00
Execução das colunas de <i>Jet-grouting</i> , incluindo a realização de ensaios <i>in situ</i> e laboratoriais.	43.200,00	m	135	5.832.000,00
			Total⁹	6.936.000,00
			Total¹⁰	7.952.000,00

5.5.4. Aspectos ambientais

Relativamente aos aspectos ambientais, tanto as colunas de *Jet-grouting* quanto as estacas de betão mostram-se ambientalmente aceitáveis, uma vez que estas não necessitam de remoção e deposição de solos para sua instalação. Entretanto, há que se ter em conta a existência do refluxo durante a execução de colunas de *Jet-grouting* e a necessidade do desmonte da rocha para a obtenção da brita para a execução de estacas de betão.

⁸ Preço unitário assumido.

⁹ Custo de execução para solução em estacas de betão.

¹⁰ Custo de execução para solução em colunas de *Jet-grouting*.

Por outra, Boutwell *et al.* (2004) afirmam que a cravação de estacas pode de certa forma contribuir para a contaminação do solo no qual será cravada a estaca através do fluxo na interface estaca/solo ou nos arredores da estaca, ou ainda através do arraste do solo contaminado nas camadas superficiais pela ponta ou superfície lateral da estaca durante a cravação.

Portanto, as duas soluções mostram-se compatíveis para a solução a que se destinam, entretanto, há que se ter em conta os aspectos como locais para a aquisição da brita para a construção da camada de distribuição, aquisição das estacas, aquisição de grandes quantidades de cimento para execução das colunas de *Jet-grouting* e condições de acesso até o local da obra, pois estes podem contribuir para aumento dos custos e estender o prazo da obra.

6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1. Conclusões

Neste estudo foram apresentadas algumas alternativas de técnicas de melhoramento de propriedades de solos moles onde, para o melhoramento da fundação do aterro, considerou-se a solução em colunas de *Jet-grouting* e foi possível concluir o seguinte:

- Durante a execução das colunas de *Jet-grouting*, a instrumentação desempenha um papel muito importante pois, devido à natureza da tecnologia e as pressões induzidas no solo durante a execução, esta permite a observação das possíveis patologias de construção das colunas.
- Durante a elaboração do trabalho foram propostos dois métodos para dimensionamento de colunas de *Jet-grouting*, o método de Bustamante que é um método baseado em formulações empíricas e o método de dimensionamento com base nas prescrições o Eurocódigo 7 (2010). No entanto, não há no Eurocódigo 7 (2010) prescrições para o dimensionamento de elementos pela técnica de injeção devendo-se apenas considerar os coeficientes parciais para as estacas. Com isso, é importante realizar ensaios de carga durante a execução de colunas de *Jet-grouting* com vista a comprovar o desempenho das colunas no que concerne a sua capacidade resistente e assegurar que estas se adequam à solução para a qual são executadas.
- Da análise dos resultados concluiu-se que o uso de colunas de *Jet-grouting* como solução de melhoramento de fundação de aterro reduz os deslocamentos verticais, uma vez que para a fundação não reforçada foram obtidos deslocamentos verticais da ordem de 850 mm e 10 mm para a fundação reforçada, o que conduziu à uma redução significativa dos deslocamentos verticais.
- A solução em colunas de *Jet-grouting* permite que o pavimento da rodovia seja executado logo após a conclusão da construção do aterro devido à elevada capacidade de carga das colunas de *Jet-grouting* e aos baixos deslocamentos verticais gerados.
- Comparando as duas soluções verificou-se que ambas são competitivas tendo em conta o objectivo para o qual serão empregues e atendendo os aspectos técnicos, ambientais e económicas.

6.2. Recomendações

- Por se tratar de uma técnica recente e que não é utilizada em Moçambique, seria interessante a realização de estudos práticos com objectivo de avaliar as características finais do solo melhorado com *Jet-grouting* através de ensaios laboratoriais.
- Realizar um estudo de viabilidade económica comparativa com outras técnicas disponíveis para o melhoramento das propriedades de solos moles.
- Analisar um estudo do comportamento de *Jet-grouting* no reforço de fundações superficiais.
- Realizar um estudo de outras alternativas de tratamento de solos através de painéis como por exemplo o estudo da técnica *Cutter Soil Mixing*.
- O ligante maioritariamente utilizado para a execução das colunas de *Jet-grouting* é o cimento Portland tipo I ou II, entretanto, seria interessante avaliar o desempenho e a economia das colunas executadas com outro ligante como por exemplo a execução de colunas de *Jet-grouting* com cal em substituição do cimento Portland.

7. BIBLIOGRAFIA

7.1. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AGI. 2012. Jet grouting Guidelines: Associazione Geotecnica Italiana: 69p.
2. Almeida, M. S. & Marques, M. E. S. 2014- Aterros Sobre Solos Moles-Projecto e desempenho, 2ª ed., Oficina de Textos, São Paulo.
3. Anggraini, V. Kasemian, S. Prased, A. & Huat, B. B. K. 2020- Ground Improvement Techniques, Taylor and Francis Group, London, UK.
4. ASCE G-I. 2019- Grouting Committee- Jet grouting Task Force-Jet grouting Guide Specification (Revised August 2016).
5. ASIRI 2012. *Ameliorations Des Sols Par Inclusions Rigides*. Blackie Academic & Professional, London, United Kingdom.
6. Barends, F. 2011- Introduction to Soft Soil Geotechnique, IOS Press, Amsterdam.
7. Barksdale, R. D., & Bachus, R. C. 1983. *Design and construction of stone columns*.
8. Boutwell, G. P., NATARAJ, M. S., MCMANIS, K. L. 2004. Pile foundation- an Environmental Problem? Pile Driver (PDCA – Pile Driving Contractors Association), Boulder, CO, USA, Fall 2004, Vol. 1, No 4, p. 21-30.
9. Brito, J. Técnicas de Melhoria de Solos. Mestrado Avançado em Construção e Reabilitação, Instituto Superior Técnico, 2002.
10. Budhu, M. 2011- Soil Mechanics and Foundation, 3rd ed., John Wiley and Sons. Inc., Hoboken, New Jersey.
11. Bustamante, M. 2002. *Les colonnes de jet grouting: dimensionnement et controle*. Bearing capacity and integrity control of jet grouting columns. Séminaire Franco- Tunisien: Pathologie des sols et des fondations. Hammamet, 7- 8 Fevereiro de 2002.
12. Carreto, J. 1999. Jet grouting. A problemática do Dimensionamento e Controlo de Qualidade. Dissertação de Mestrado, Universidade de Nova Lisboa.
13. Carreto, J. 2000. Jet grouting. Uma técnica em Desenvolvimento. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1043-1054.

14. Croce, P., Flora, A. & Modoni, G. 2014- *Jet Grouting- Technology, Design and Control*, Taylor & Francis Group, London, UK.
15. Flora, A. Modoni, G. Lirer, S. & Croce, P. 2013- The diameter of single, double and triple fluid jet grouting columns: prediction method and field trial results.
16. Han, J. 2015- *Principles and Practices of Ground Improvement*, John Wiley and Sons, Inc. Hoboken, New Jersey.
17. Handy, R. & Spangler, M. 2007- *Geotechnical Engineering- Soil and Foundation Principles and Practice*, 5th ed., the McGraw-Hill Companies, New York, USA.
18. Indraratana, B. Rujikiatkamjorn, C. & Ghandeharioon, A. 2009- Modeling of soft ground consolidation via combined surcharge and vacuum preloading, Taylor & Francis Group, London, UK.
19. Khabbaz, H., Bamunawita, C and Indraratna, B. 2004 numerical modeling of vacuum preloading and field applications. *Canadian Geotechnical Journal*, 41: 1098-110.
20. Kirsch, K & Bell, A. 2013- *Ground Improvement*, 3rd ed., Taylor & Francis Group, London, UK.
21. Kirsch, K. & Kirsch, F. 2017. *Ground Improvement by Deep Vibratory Methods*, 2nd ed., Taylor * Francis Group, London, UK.
22. Martins, I.S.M, Abreu, F.R.S., Uma solução aproximada para o adensamento unidimensional com grandes deformações e submersão de aterros, *Revista Solos e Rochas*, São Paulo, v. 25, p. 3-14, 2002.
23. Massad, F. 2010- *Obras de Terra- Curso básico de Geotecnia*, 2^a ed., oficina de textos.
24. Modoni, G. Croce, P. and Mongiovi. 2006. Theoretical modeling of Jet grouting. *Géotechnique* 56(S): p. 335-47.
25. Moseley, M. P. & Kirsch, K. 2004- *Ground Improvement*, 2nd ed., Spon Press, Abingdon, Oxon.
26. Neves, M. 2010- *Técnicas de Recalçamento e Reforço de Fundações- Metodologias, Dimensionamento e Verificações de Segurança*, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.
27. Nicholson, G. P. 2015- *Soil Improvement and Ground Modification Methods*, Elsevier, USA.
28. NP – ENV 1997-1, Norma Portuguesa – Eurocódigo 7- Projecto geotécnico Parte 1: Regras gerais NP EN 1997-1 2010. 2010.

29. RaJ, P. P. 2013- Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2nd ed., Person, Chennai, Delhi.
30. Rodrigues, A. 2018. Técnicas de injeção. Jet grouting, Aplicações e Regras de Dimensionamento. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Leira.
31. Ruffing, D., Elton, D. & Evans, J. 2022- Fundamentals of Ground Improvement Engineering, 1st ed., Taylor & Francis Group, London UK.
32. Seah, T. H. 2006- Design and construction of ground improvement works at Suvarnabhumi Airport. Geot. Eng, J. of Southeast Asian Geotechnical. Society, 37, 171-188.
33. Sondermann, W. & Wehr, W. 2013. *Kombinierte Gründung für eine Eisenerzverarbeitungsanlage*. In 9. Hans Lorenz Symposium am Grundbauinstitut der TU Berlin, Germany.
34. Standard, B. BS EN 12716: 2001 – *Execution of special geotechnical works – Jet grouting*, British, 2001.
35. Ou, C. 2006. *Deep Excavation-Theory and Practice*, Taylor & Francis group, London, UK.
36. Tornaghi, R. 1989. Trattamento colonnare dei terreni mediante gettiniezione (Jet grouting). Proceedings of the 17th National Conference of Geotechnical Engineering, Taormina, Italy, April 26-28: p. 193-203.
37. Thyagaraj, T. 2016- *Ground Improvement Techniques and Geosynthetics*, Springer Nature, Singapore.
38. Whitman, R and Bailey, W. A. 1967. Use of computers for slope stability analysis. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE 93, SM4, 475-498.

7.2. OUTRA BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

39. HDI BAUER Jet grouting, EN 905.760.2, Bauer Maschine GmbH 3/20017.
40. Jet grouting Technology, Soilmech Drilling and Foundation Equipment.
41. Neves, J. Barroso, M. Lopes, M. 2020- Geossintéticos em Engenharia Civil- dimensionamento, instalação e casos de obra, IGS Portugal.
42. Pinto, A. Pinto. F & Falcão, J. & Ribeiro, J. M- Ground Improvement solutions using jet grouting columns- *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering 2005-2006*, IOS Press.
43. Wang, Z. F. Shen, S. L. Ho, C. E. Kim, Y. H-2013 Jet grouting Practice: an Overview- *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* Vol. 44, n. 4.

7.3. ANEXOS

Anexo 1- Esquema de Prandtl para determinação das cargas sobre inclusões rígidas.

Anexo 2 – Técnicas de aceleração da consolidação.

Anexo 3 – Técnicas de aumento da estabilidade.

Anexo 4 – Desenho de execução do aterro reforçado com colunas de *Jet-grouting*.

Anexo 5 – Resultados da investigação geotécnica.

Anexo 1- Esquema de Prandtl para determinação das cargas sobre inclusões rígidas.

Recorrendo ao esquema de Prandtl, as cargas sobre inclusões rígidas podem ser determinadas da seguinte forma:

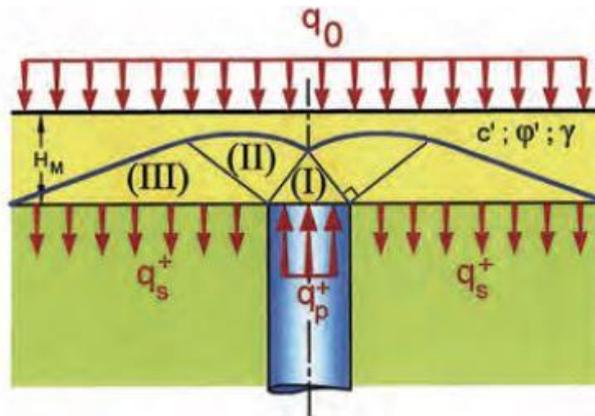


Figura A1-1: esquema de rotura de Prandtl.

Onde:

qp^+ - representa a tensão aplicada na cabeça da inclusão rígida;

qs^+ - representa a tensão aplicada no solo entre as inclusões rígidas;

De acordo com a abordagem 2 do EC7, recorrendo ao esquema de Prandtl, a carga sobre a inclusão rígida qp^+ pode ser determinada com base na seguinte expressão:

Equação A1-1:

$$qp^+ = sq * Nq * qs^+ + sc * Nc * \frac{c'}{\gamma c'} - s\gamma * N\gamma * r_p * \frac{\gamma}{\gamma\gamma}$$

Onde:

$s\gamma, sc, sq$ - são coeficientes de forma da cabeça de inclusão;

Equação A1-2

$$Nq = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \left(\frac{\phi'}{\gamma\phi'}\right) * \frac{1}{2}\right) * e^{\pi * \tan\left(\frac{\phi'}{\gamma\phi'}\right)};$$

$$Nc = (Nq - 1) * \cot\left(\frac{\phi'}{\gamma\phi'}\right) \quad \text{e} \quad N\gamma = 2 * (Nq - 1) * \tan\left(\frac{\phi'}{\gamma\phi'}\right);$$

$\gamma c' = \gamma\phi' = \gamma\gamma = 1.0$ (conjunto M1 de acordo com EC7).

Anexo 2 – Técnicas de aceleração da consolidação.

1- Drenos pré-fabricados (*Wick drains*)



Figura A.2-1: Exemplo de um dreno pré-fabricado utilizado para aceleração da consolidação.

Fonte: Nicholson (2015).



Figura A.2-2: Exemplo de descarga de um dreno pré-fabricado.

Fonte: Nicholson (2015).



Figura A.2-3: Instalação de drenos pré-fabricados.

Fonte: Nicholson (2015).



Figura A.2-4: Drenos verticais pré-fabricados conectados ao sistema de descarga.

Fonte: Nicholson (2015).

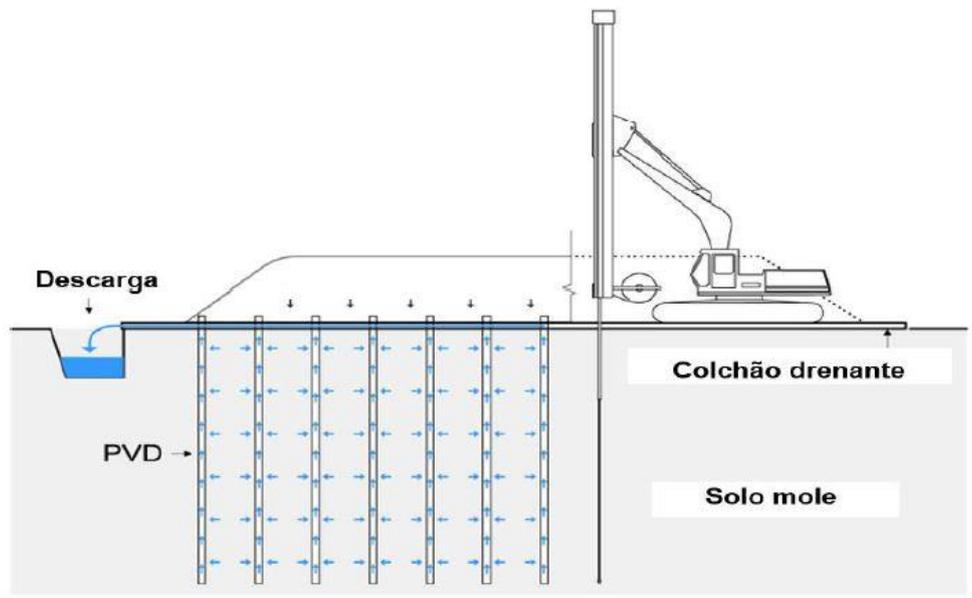


Figura A.2-5: Processo de instalação e funcionamento dos drenos pré-fabricados.

Fonte: Green Cosmos.

2- Sobrecarga temporária



Figura A.2-6: Secção típica de sobrecarga temporária para aceleração da consolidação.

Anexo 3 – Técnicas de aumento da estabilidade.

1- Colunas de brita (*Stone columns*)

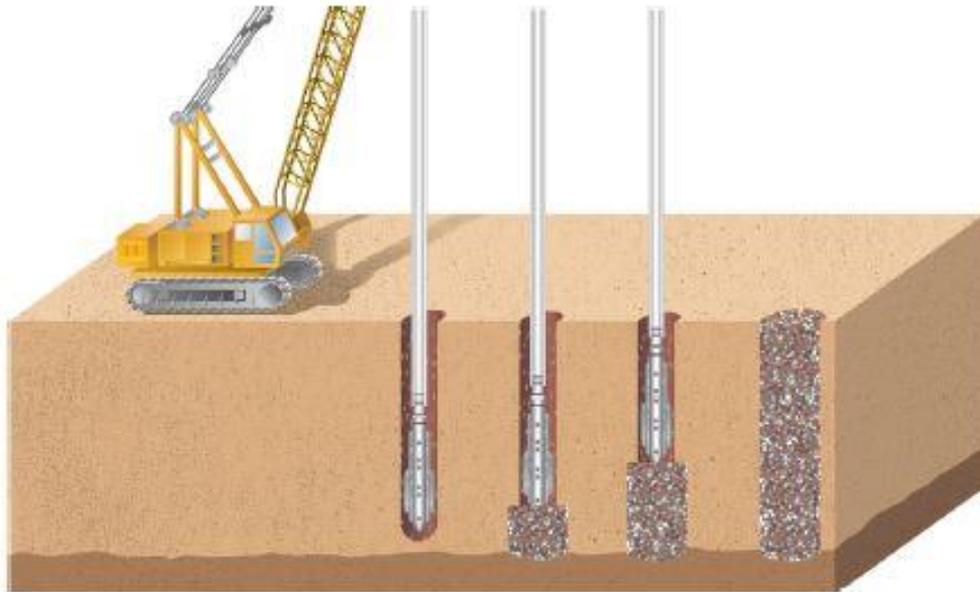


Figura A.3-1: Esquema de instalação de colunas de brita pela ponta de alimentação.

Fonte: Hayward Baker.

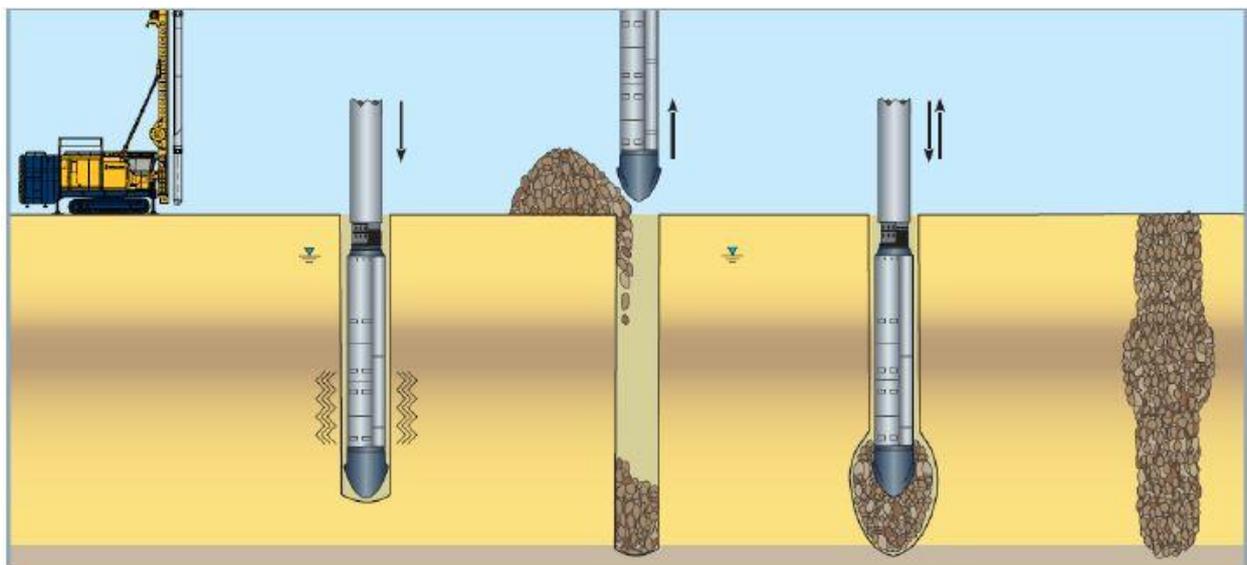


Figura A.3-2: Esquema de instalação de colunas de brita por alimentação da brita no topo.

Fonte: KELLER.

2- Colunas de *Jet-grouting* (*Jet-grouting columns*)

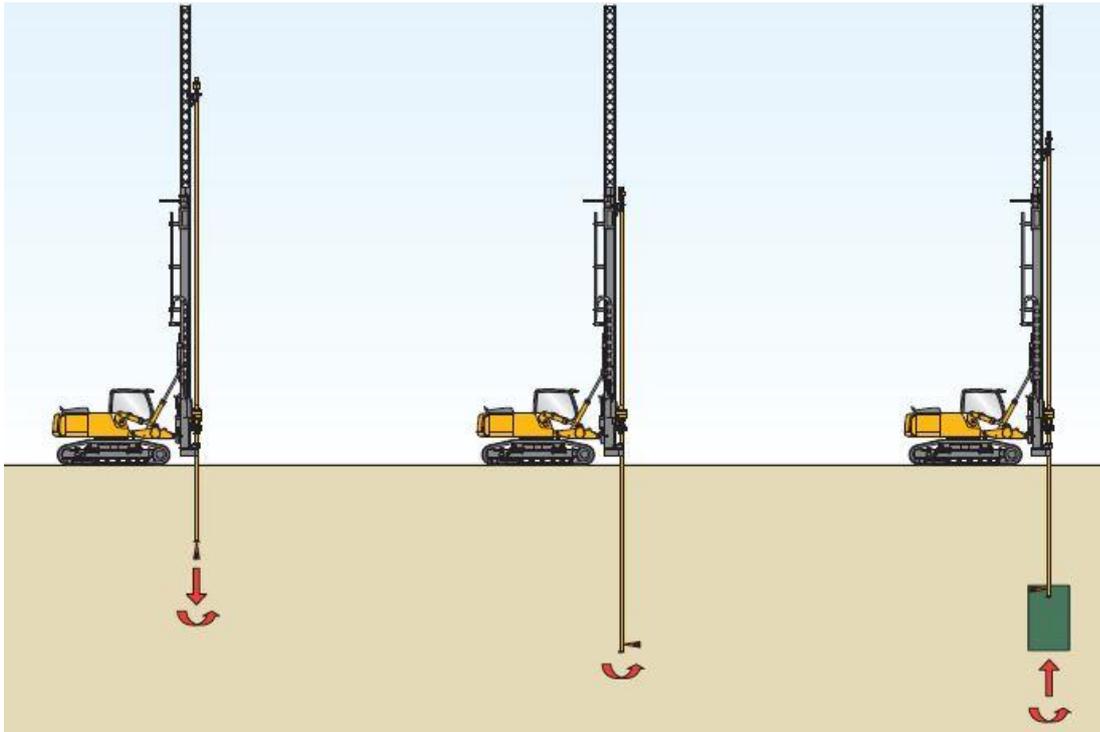


Figura A.3-3: Processo executivo das colunas de *Jet-grouting*.

Fonte: BAUER.

A **Figura A.3-4** ilustra os diferentes sistemas de *Jet-grouting* possíveis de utilizar no melhoramento das propriedades de solos moles, onde: a) sistema simples, b) sistema duplo e c) sistema triplo.

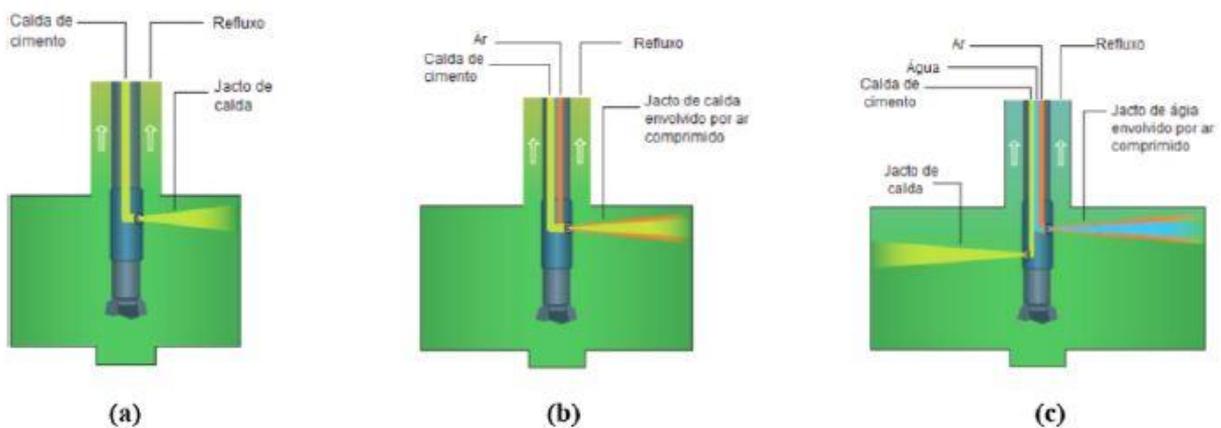


Figura A.3-4: Diferentes sistemas de *Jet-grouting* utilizados no melhoramento de solos moles.

Fonte: KELLER.

Para a execução de *Jet-grouting* são necessários vários equipamentos que em conjunto formam um sistema, tal como ilustrado na **Figura A.3-5 e A.3-6**.

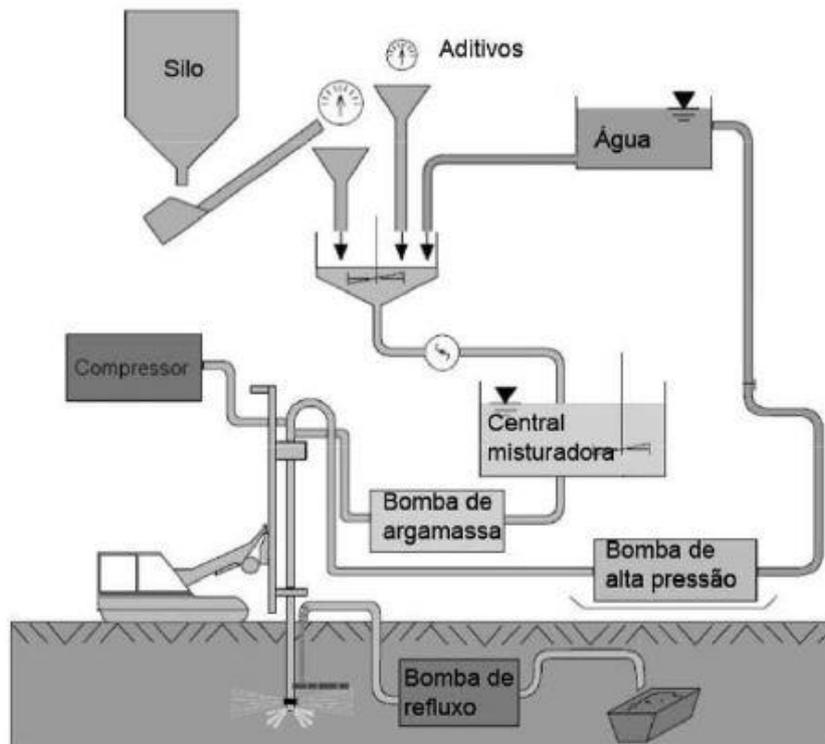


Figura A.3-5: Conjunto de equipamentos para a execução de *Jet-grouting*.

Fonte: KELLER.

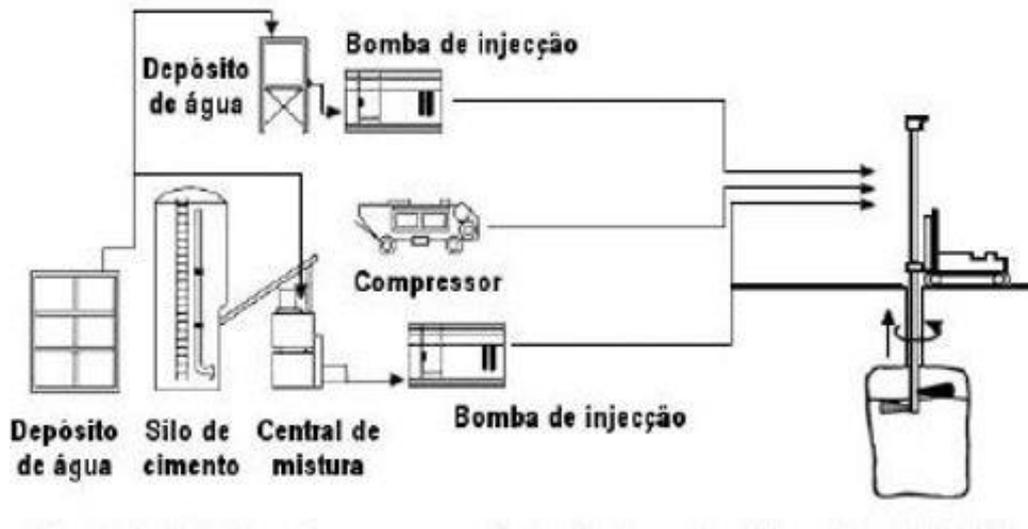


Figura A.3-6: Principais equipamentos de execução de *Jet-grouting*.

Fonte: YBM (2011).



Figura A.3-6: Plataforma BG 15 H considerado.

Fonte: BAUER.

A plataforma considerada no presente trabalho apresenta as seguintes características:

Tabela A.3-1: Características do equipamento considerado para a execução das colunas.

Descrição	BG 15 H
Diâmetro da haste	89 – 133 mm
Profundidade alcançada	29.9 m
Altura total	39.24 m
Potencia máxima de saída	230 kW
Peso	56.1 t
Inclinação do mastro	$\pm 5^\circ$
Unidade rotativa	HDK 10S



Figura A.3-6: Aspecto final das colunas de *Jet-grouting*.

Fonte: Neves (2010).



Figura A.3-7: Aspecto final das colunas de *Jet-grouting*.

Fonte: Neves (2010).

Anexo 4 – Desenho de execução do aterro reforçado com colunas de *Jet-grouting*.

Anexo 5 – Resultados da investigação geotécnica.

Tabela A.5-1: Valores de parâmetros do solo obtidos da prospecção geotécnica.

Parâmetro do solo	Valor	Unidade
Ângulo de atrito Interno (ϕ)	10 – 36	°
Coesão (c)	2 – 10	kPa
Coeficiente de Permeabilidade na direcção vertical (k_y)	3.54E-06	(m/s)
Coeficiente de Permeabilidade na direcção horizontal (k_x)	3.54E-06	(m/s)
Índice de vazios (e_0)	1.60 - 2.31	(-)
Índice de plasticidade (IP)	21.3 – 68.1	%
Índice de compressibilidade (cc)	0.536 – 1.8	(-)
Índice de recompressibilidade (cr)	0.304 -0.648	(-)
Limite de liquidez (LL)	34.1 – 99.8	%
Limite de plasticidade (LP)	12.8 - 31.7	%
Peso específico (γ)	14 – 21.5	(kN/m ³)
Teor em matéria orgânica (O)	0.58 – 1.03	%