Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Pedro Gomes dos Santos Pereira

Estudo numérico de aterro teste em coluna de brita

Rio de Janeiro
2018

Pedro Gomes dos Santos Pereira

Estudo numérico de aterro teste em coluna de brita

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadores: Prof. Dr. Marcus Peiga Pacheco

Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima

Rio de Janeiro

2018

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

P436 Pereira, Pedro Gomes dos Santos.
Estudo numérico de aterro teste em coluna de brita / Pedro Gomes dos Santos Pereira. – 2018.
109f.

Orientadores: Marcus Peigas Pacheco, Bruno Teixeira Lima.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Solos argilosos - Teses. 3. Brita - Teses. 4. Colunas - Teses. 5. Fundações (Engenharia) - Teses. 6. Método dos elementos finitos - Teses. I. Pacheco, Marcus Peigas. II. Lima, Bruno Teixeira. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. VI. Título.

CDU 624.153.524.2

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Pedro Gomes dos Santos Pereira

Estudo numérico de aterro teste em coluna de brita

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 20 de dezembro de 2018.

Banca Examinadora:

_____

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

_____

Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

_____

Prof. Dr. Denise Maria Soares Gerscovich
Faculdade de Engenharia – UERJ

_____

Prof. Dr. Bernadete Ragoni Danziger
Faculdade de Engenharia – UERJ

_____

Prof. Dr. Alessandra Conde de Freitas
Universidade Federal do Estado do Rio de Janeiro - COPPE

Rio de Janeiro

2018

AGRADECIMENTOS

Um breve agradecimento a todos que me ajudaram neste percurso, principalmente aos familiares e aos professores envolvidos. Toda paciência foi de suma importância para o término de mais um ciclo.

Nunca conheci quem tivesse levado porrada.
Todos os meus conhecidos têm sido campeões em tudo.
E eu, tantas vezes reles, tantas vezes porco, tantas vezes vil,
Eu tantas vezes irrespondivelmente parasita,
Indesculpavelmente sujo,
Eu, que tantas vezes não tenho tido paciência para tomar banho,
Eu, que tantas vezes tenho sido ridículo, absurdo,
Que tenho enrolado os pés publicamente nos tapetes das etiquetas,
Que tenho sido grotesco, mesquinho, submisso e arrogante,
Que tenho sofrido enxovalhos e calado,
Que quando não tenho calado, tenho sido mais ridículo ainda;
Eu, que tenho sido cômico às criadas de hotel,
Eu, que tenho sentido o piscar de olhos dos moços de fretes,
Eu, que tenho feito vergonhas financeiras, pedido emprestado sem pagar,
Eu, que, quando a hora do soco surgiu, me tenho agachado
Para fora da possibilidade do soco;
Eu, que tenho sofrido a angústia das pequenas coisas ridículas,
Eu verifico que não tenho par nisto tudo neste mundo.
Toda a gente que eu conheço e que fala comigo
Nunca teve um ato ridículo, nunca sofreu enxovalho,
Nunca foi senão príncipe - todos eles príncipes - na vida...
Quem me dera ouvir de alguém a voz humana
Que confessasse não um pecado, mas uma infâmia;
Que contasse, não uma violência, mas uma cobardia!
Não, são todos o Ideal, se os oiço e me falam.
Quem há neste largo mundo que me confesse que uma vez foi vil?
Ó príncipes, meus irmãos,
Arre, estou farto de semideuses!
Onde é que há gente no mundo?
Então sou só eu que é vil e errôneo nesta terra?
Poderão as mulheres não os terem amado,
Podem ter sido traídos - mas ridículos nunca!
E eu, que tenho sido ridículo sem ter sido traído,
Como posso eu falar com os meus superiores sem titubear?
Eu, que venho sido vil, literalmente vil,
Vil no sentido mesquinho e infame da vileza.

Fernando Pessoa / Álvaro de Campos

RESUMO

Pereira, P. G. S. *Estudo numérico de aterro teste em coluna de brita*. 2018. 109f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

O presente trabalho estuda numericamente o uso da técnica de coluna de brita em um aterro teste, em um depósito de pilha de minério, localizado no bairro de Santa Cruz e implantado sobre argila compressível muito mole. A engenharia contemporânea preza constantemente por métodos e processos construtivos que levem em conta a eficiência e a eficácia dos dimensionamentos, com a finalidade de que sejam atingidos resultados satisfatórios e de acordo com a previsão dos projetistas. Por esta razão, faz-se necessário o aprimoramento e averiguações, analíticas e empíricas, de métodos anteriormente formulados. Com o avanço da tecnologia e o surgimento de softwares, métodos então consagrados podem ser analisados e comparados com o método dos elementos finitos processados por esforços computacionais, gerando um enriquecimento do banco de dados e revisões acadêmicas relacionadas a estes. Este trabalho apresenta sucintamente uma revisão bibliográfica sobre colunas de brita, abordando efeitos de instalação, metodologias de cálculo de projetos, casos de obras realizadas com esta solução e estudos numéricos e/ou analíticos de obras em coluna de brita realizadas pelo mundo. Após esta, o objetivo se concentra em uma análise numérica do estudo de caso em questão onde são utilizados os dados da instrumentação realizada no aterro teste. Estes dados são comparados com os resultados de deslocamento vertical, deslocamento horizontal, excesso de poropressão e plastificação das colunas obtidos por dois programas de elementos finitos: Plaxis e RS2 (da empresa Rocsience). O modelo constitutivo utilizado para as análises numéricas foi o Mohr-Coulomb que também foi comparado com os resultados obtidos no modelo *Cam-Clay* modelado por Lima (2012). Foi avaliada como satisfatória a compatibilidade dos resultados apresentados pelos dois softwares de elementos finitos.

Palavras-chave: Argila Mole; Coluna de brita; Modelagem numérica; Modelos constitutivos; Mohr-Coulomb; Recalque.

ABSTRACT

Pereira, P. G. S; *Numerical analysis of test embankment on stone column*. 2018. 109 f. Dissertation (M.Sc. Civil Engineering) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

The present research aims to do a numerical study using stone column technique on a test embankment, located at Santa Cruz, Rio de Janeiro. The embankment was built on very soft and compressible clay. Contemporary engineering constantly strives for constructive methods and processes that take into account the efficiency and effectiveness of design in order to achieve satisfactory results and according to the designers prediction. For this reason, it is necessary to improve and verify the analytical and empirical methods previously formulated. Nowadays, with the development of technology and the creation of softwares, classic methods can be analyzed and compared with the finite element method processed by computational efforts, generating database enrichment and academic reviews. This work briefly presents a review of stone columns, addressing installation effects, project calculation methodologies, case studies carried out with this solution, and numerical and analytical studies of stone columns around the world. After this, the objective is focused on numerical analysis of the case study where the data of the instrumentation were measured. These data are compared with the results of vertical displacement, horizontal displacement, excess pore pressure and yield of the columns obtained by two finite element programs: Plaxis and RS2 (from Rocscience). The Mohr-Coulomb model was also compared to the results obtained by the Cam-Clay model made by Lima (2012). The compatibility of the results presented by both finite element softwares was evaluated as satisfactory.

Keywords: Constitutive models; Mohr-Coulomb; Numerical modeling; Settlement; Soft clay; Stone column.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Aceleração de recalques com sobrecarga temporária (Almeida e Marques, 2010). 17
Figura 2- Esquema uma solução de aterros sobre drenos verticais (Almeida e Marques, 2010). 19
Figura 3- Evolução do recalque em solo mole com solução com dreno e sem dreno (Almeida e Marques, 2010). 19
Figura 4- Esquema de um aterro estruturado sobre estacas e reforçado por geossintéticos (Almeida et al., 2008a). 20
Figura 5- Execução de coluna encamisada pelo método instalação com ponta fechada (Almeida e Marques, 2010). 22
Figura 6- Processo de execução da coluna de brita (McCabe et al., 2007). 24
Figura 7- Célula unitária de coluna de brita (adaptado Castro, 2008). 26
Figura 8- Tipos de malha e respectivos diâmetros de influência (Balaam e Poulos, 1983). 27
Figura 9- Representação de distribuição de tensões em coluna de brita (FHWA, 1983). 28
Figura 10- Critério de ruptura e envoltória de Mohr-Coulomb (Craig, 2004). ... 31
Figura 11- Superfície de estado limite e linha de estado crítico (Masin, 2014). 33
Figura 12- Fator de melhoria (Priebe, 1995). 35
Figura 13- Consideração da compressibilidade da coluna (Priebe, 1995). 37
Figura 14- Fator de melhoria (adaptado Priebe, 1995). 38
Figura 15- Ábaco da razão dos módulos Ec/Es no valor de β (adaptado de Pulko e Majes, 2005). 40
Figura 16- Trajetória de tensões para o caso elástico, elasto-plástico e carregamento em etapas (Castro, 2008). 41
Figura 17- Porcentagem de adensamento em relação ao tempo de acordo com a plastificação da coluna (Castro e Sagaseta, 2009). 42
Figura 18- Seções transversais da célula unitária e dos métodos de conversão planar (Tan et al., 2008). 43
Figura 19- Recalque e poropressão nos casos 1 (a) e 2 (b) (Tan et al. 2008). 44
Figura 20- Recalque x Tempo de aterro (Tan et al. 2008). 45

Figura 21- Localização do empreendimento da obra de coluna de brita (Almeida et al., 2012). 46
Figura 22- Localização de ensaios e ilhas de investigação (Almeida et al., 2012). 47
Figura 23- Localização via satélite Google Maps da obra da TKCSA (pós construção)..... 49
Figura 24- Soluções geotécnicas aplicadas no pátio de minério (Lima, 2012). 50
Figura 25- Gráficos de limite liquidez/plasticidade, umidade e resistência não drenada em relação à profundidade (Oh et al., 2007). 53
Figura 26- Perfis de recalque para solos sem tratamento (a), e tratados com colunas de brita com distância de 3m (b) e 2m (c. (Oh et al., 2007). 54
Figura 27- Perfis de deslocamentos laterais (Oh et al., 2007)..... 54
Figura 28- Taxa de redução de recalques (adaptado, Nguyen, 2009). 57
Figura 29- Representação do perfil do terreno (adaptado, Nguyen, 2009). 58
Figura 30- Modelos geométricos axissimétricos de elementos finitos no PLAXIS 2D (Benmebarek, 2015). 60
Figura 31- Modelos geométricos 2D de elementos finitos no PLAXIS 2D (Benmebarek, 2015)..... 60
Figura 32- Estratigrafia geotécnica a partir das sondagens SP-319, SP-323, SP-327 e SP-331 (Lima, 2012). 67
Figura 33- Posição das ilhas de investigações (Lima, 2012)..... 68
Figura 34- Comparação dos valores de k_v da camada 1 dos depósitos do Pátio de Minério e da ALSTOM (Lima, 2012). 70
Figura 35- Resultados dos ensaios de palheta e triaxial no pátio de minério (Lima, 2012). 71
Figura 36- Resistência não drenada corrigida de ensaio de palheta e piezocone (Lima, 2012). 72
Figura 37- Característica do perfil do solo e conformação das colunas (Lima, 2012). 75
Figura 38- Geometria da área de teste com a instrumentação e aparatos instalados (Fichtner, 2018a). 77
Figura 39- Relação entre velocidade de movimento horizontal no pé do aterro e fator de segurança do mesmo (Leroueil, 2001). 79

Figura 40- Sequência evolutiva das taxas de carregamento e deslocamentos horizontais no Inclinômetro 2 da Área teste. (Lima, 2012). 79
Figura 41- Geometria e malha de elementos finitos utilizados no RS². 87
Figura 42- Detalhe da malha usada no software RS². 87
Figura 43- Geometria e malha de elementos finitos utilizados no Plaxis. 88
Figura 44- Geometria e malha de elementos finitos axissimétrica a) RS² b) Plaxis. 89
Figura 45- Deslocamento vertical x tempo – Eoed max e Eoed min - Análise 2D. 91
Figura 46- Deslocamento vertical x tempo para Eoed-max em diferente considerações de divisão de tempo. 92
Figura 47- Deslocamento vertical x tempo para Eoed-max em modelo plano de deformação e modelo axissimétrico. 93
Figura 48- Deslocamento vertical x tempo para Eoed-max em modelo constitutivo Mohr-Coulomb e Cam-Clay. 94
Figura 49- Deslocamento vertical na Área Teste – Análises MC, Cam-Clay e instrumentação. 95
Figura 50- Deslocamento vertical na Área Teste – Análises numéricas e extensômetro magnético. 96
Figura 51- Deslocamento horizontal x tempo no I2 nas profundidades 3,5 e 8,0 metros. 97
Figura 52- Deslocamento horizontal ao longo do inclinômetro 1. 99
Figura 53- Deslocamento horizontal ao longo do inclinômetro 2. 99
Figura 54- Excesso de poropressão ao longo do tempo em diferentes profundidades do piezômetro (4m, 6m, 7m). 100
Figura 55- Esquema de afastamento de pontos do piezômetro entre colunas de brita. 101
Figura 56- Excesso de poropressão em diferentes pontos para a profundidade de 6 m do piezômetro. 101
Figura 57- Excesso de poropressão (6,0 m) em diferentes modelos. 102
Figura 58- Excesso de poropressão comparando diferentes modelos para a profundidade de 6m. 103
Figura 59- Pontos em estado plástico no 20º dia – software RS². 104
Figura 60- Pontos no estado plático no 20º dia – software Plaxis. 104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Diâmetros e áreas de influência de diversos tipos de malha para coluna de brita (Balaam e Poulos, 1983). 28
Tabela 2- Resumo da instrumentação geotécnica (Almeida et al., 2012). 48
Tabela 3- Parâmetros do solo, colchão drenante e coluna de brita (Benmebarek, 2015). 51
Tabela 4- Comparação de recalques calculados por métodos analíticos (Benmebarek, 2015). 51
Tabela 5- Parâmetros do solo, coluna e concreto (Nguyen, 2009). 56
Tabela 6- Propriedades das camadas de solo (Nguyen, 2009). 58
Tabela 7- Recalque do radier nos diferentes casos (Nguyen, 2009). 59
Tabela 8- Comparação de recalques calculados para diversos modelos (Benmebarek, 2015). 61
Tabela 9- Arranjo e dimensões das colunas de brita instrumentadas (Al-Ani, 2015). 62
Tabela 10- Acréscimo de carregamento nas sapatas instrumentadas (Al-Ani, 2015). 62
Tabela 11- Parâmetros utilizados na modelagem (Al-Ani, 2015). 63
Tabela 12- Valores de recalques para as sapatas 3 à 7 (Al-Ani, 2015). 63
Tabela 13- Deslocamento lateral das colunas de brita conforme carregamento (Al-Ani, 2015). 64
Tabela 14- Parâmetros geotécnicos médios das camadas de argila do pátio de minério (Lima, 2012). 73
Tabela 15- Espessuras de solo das camadas de solo da área teste. 76
Tabela 16- Sequencia evolutiva dos eventos da área teste do pátio de minério (Lima, 2012). 78
Tabela 17- Valores de peso específico e ângulo de atrito do modelo. 82
Tabela 18- Valores de permeabilidade e índice de compressibilidade. 83
Tabela 19- Valores de módulo oedométrico para as camadas de argila. 84
Tabela 20- Valores de coeficiente de empuxo do modelo. 85

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO 13
1. **REVISÃO BIBLIOGRÁFICA** 16
1.1. Métodos construtivos sobre solos moles 16
1.1.1. Aterro convencional com sobrecarga temporária 16
1.1.2. Aterro sobre drenos verticais 18
1.1.3. Aterro sobre estacas 19
1.1.4. Colunas granulares 21
1.2. Conceitos do método 25
1.3. Modelos constitutivos 30
1.3.1. Mohr-Coulomb 30
1.3.2. Modelo Soft Soil tipo Cam-Clay 32
1.4. Métodos de cálculo para colunas de brita 33
1.4.1. Método de Priebe (1995) 33
1.4.2. Método de Pulko e Majes (2005) 39
1.4.3. Método de Castro (2008) e Castro e Sagaseta (2009) 40
1.5. Conversão geométrica de Tan *et al.* (2008) 42
1.6. Obras com coluna de brita 45
1.6.1. Obra do Porto Sudeste, Rio de Janeiro - Brasil 45
1.6.2. Obra da TKCSA, Rio de Janeiro - Brasil 48
1.6.3. Porto marítimo, Argélia 50
1.7. Estudos numéricos 55
1.7.1. Modelagem numérica 3D, Sainte-Menehould - França 55
1.7.2. Modelagem 2D e axissimétrica, Argélia 59
1.7.3. Modelagem 3D, Bothkennar - Escócia 61
2. **ESTUDO DE CASO** 65
2.1. Introdução 65
2.2. Investigação geotécnica e estatigrafia 65
2.3. Ensaios de Laboratório 69
2.3.1. Caracterização 69
2.3.2. Compressibilidade e permeabilidade 69

2.3.3. Parâmetros de resistência 70
2.4. Resumo dos resultados 73
3. **ANÁLISE NUMÉRICA** 74
3.1. Características da área teste 75
3.2. Sequência construtiva 77
3.3. Instrumentação utilizada 80
3.4. Parâmetros geotécnicos 81
3.5. Construção do modelo 85
4. **RESULTADOS** 90
CONCLUSÕES E SUGESTÕES 105
REFERÊNCIAS 107

INTRODUÇÃO

Em virtude da cada vez maior necessidade da ocupação de espaços inabitados, devido ao aumento da densidade demográfica em regiões metropolitanas, urge-se a utilização de terrenos até então não habitados. Entretanto, muitas vezes o local desejado pode não apresentar características favoráveis às construções de grande porte, podendo ser compostos por argilas compressíveis de baixíssima resistência, muito encontradas nas regiões litorâneas brasileiras.

Para que o problema seja sanado, diversos métodos de construção em solos compressíveis foram elaborados com objetivo de permitir que estes terrenos, até então subutilizados, recebessem construções de grande/médio porte. Estes métodos geralmente tem o intuito de controlar as magnitudes de recalque e a estabilidade do conjunto, de modo a adaptar-se às necessidades do projeto.

Dentre as técnicas de melhoria das características do solo, a coluna de brita se destaca por muitas vezes suprir as deficiências dos solos de alta compressibilidade levando-se em consideração também o tempo que adensamento. Portanto, com a finalidade de projeto, diversos métodos analíticos foram criados para o dimensionamento de colunas de brita, entre eles o amplamente difundido e utilizado método de Priebe (1995).

Com o avanço da tecnologia e o desenvolvimento de diversos softwares geotécnicos, surgiram as modelagens computacionais por meio do método dos elementos finitos que puderam enriquecer as pesquisas e aperfeiçoar as estimativas relacionadas aos estudos geotécnicos, inclusive o uso de coluna de brita em solos compressíveis. Questões outrora simplificadas pelos métodos analíticos puderam ser calculadas com maior precisão e de acordo com as particularidades e comportamento da obra.

O estudo de caso deste trabalho é em uma área teste para pilha de estocagem de minério da obra da TKCSA (ThyssenKrupp Companhia Siderúrgica do Atlântico), localizada no bairro de Santa Cruz, Rio de Janeiro, que foi instrumentada e monitorada a partir da instalação de colunas de brita.

Este trabalho tem como foco comparar os resultados de deslocamento vertical, deslocamento horizontal, excesso de poropressão e platificação de colunas

obtidos na modelagem em Mohr-Coulomb pelos *softwares* RS² e Plaxis com os resultados da instrumentação realizada na área teste. Além disso, estes valores também foram comparados com as análises realizadas por Lima (2012) no modelo *soft soil creep Cam-Clay* para se verificar a compatibilidade dos resultados.

Objetivo

O objetivo geral desta pesquisa é analisar o comportamento de colunas de brita em solos moles a partir de análises numéricas Mohr-Coulomb em diferentes softwares e comparar com resultados obtidos pelo modelo Cam-Clay de Lima (2012).

Os objetivos específicos desta pesquisa são:

- Apresentar uma revisão sucinta sobre colunas de brita, abordando efeitos de instalação, metodologias de cálculo de projetos, casos de obras em que foram realizadas e estudos numéricos e/ou analíticos de obras em coluna de brita;
- Usar abordagem específica para calcular o módulo de elasticidade da argila;
- Comparar os resultados das modelagens realizadas nos *softwares* RS² e Plaxis, em termos de deslocamento vertical, deslocamento horizontal, excesso de poropressão e plastificação das colunas;
- Comparar os resultados das modelagens em Mohr-Coulomb com a modelagem em *Cam-Clay* de Lima (2012), em termos de deslocamento vertical, deslocamento horizontal e excesso de poropressão;

Estrutura da dissertação

Após esta introdução, o capítulo 1 é destinado a revisão bibliográfica sobre ensaios geotécnicos e métodos construtivos para construções em solos moles. Além disso, o capítulo possui uma revisão da metodologia de instalação das clunas de brita e as particularidades relativas ao comportamento destas. Por fim, são apresentadas obras pelo mundo em que foram utilizadas as colunas de brita como solução geotécnica e exemplos de obras em que foram realizadas a modelagem em *softwares* de elementos finitos e/ou utilizados métodos analíticos para cálculo.

No capítulo 2 será desenvolvido o estudo de caso. Neste, estarão presentes as características do terreno estudado, revisão dos ensaios realizados e procedimentos construtivos considerados para o desenvolvimento do estudo. Todas as informações necessárias para a obtenção dos resultados estarão contidas neste capítulo.

O capítulo 3 apresenta a geometria da área do pátio de minério, os parâmetros utilizados para a modelagem e a construção do modelo nos dois *softwares* utilizados.

Em seguida, o capítulo 4 contém os resultados das modelagens numéricas. Neste capítulo serão feitas as comparações entre os valores das modelagens numéricas, as leituras das instrumentações e a modelagem de Lima (20120, avaliando-se o potencial das análises numéricas na previsão de deslocamentos horizontais, verticais e poropressões em camadas argilosas reforçadas por colunas de brita. Além disso será verificada a compatibilidade entre *softwares* e modelos constitutivos para solos moles.

O último capítulo contém as principais conclusões, dificuldades encontradas durante a execução dos modelos e propostas para novos estudos e pesquisas no assunto.

Por fim, após os capítulos enumerados anteriormente, seguem as Referências bibliográficas.

1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo se trata de uma revisão das bases científicas que permeiam o tópico de colunas de brita e softwares geotécnicos. Esta revisão inclui:

- Métodos construtivos para obras em solos moles, incluindo o uso de colunas de brita, onde serão apresentados seus fundamentos e dimensionamento;
- Fundamentos e métodos de dimensionamento de obras em coluna de brita;
- Modelos constitutivos geotécnicos.

1.1. Métodos construtivos sobre solos moles

Atualmente, devido à necessidade de construção em solos com baixos valores de resistência em um cronograma muitas vezes apertado, a engenharia geotécnica desenvolveu diversos métodos construtivos para sanar as deficiências que uma obra em solo mole pode oferecer. Questões como: magnitude e tempo de recalques, estabilidade do terreno e custo da obra podem ser contempladas para que sejam possíveis soluções mais eficientes e econômicas para o construtor.

Este Item pretende abordar diferentes métodos construtivos que podem ser utilizados em obras geotécnicas em solos moles e suas respectivas vantagens e desvantagens.

1.1.1. Aterro convencional com sobrecarga temporária

Uma solução bastante comum para construção em solos moles é a utilização do aterro convencional como sobrecarga para a aceleração do recalque primário. Basicamente, o método consiste na construção de um aterro convencional de sobrecarga temporária que, devido à influência de seu peso próprio, gera recalques na região aterrada. Após atingido o valor de recalque referente ao aterro original desejado, o aterro de sobrecarga é retirado.

O uso de sobrecarga temporária para a aceleração de recalques pode ser observado na Figura 1. Nesta, a linha tracejada e a contínua indicam respectivamente a projeção do recalque primário caso um aterro normal e um aterro de sobrecarga temporária fossem utilizados, sendo estes recalques relacionados com a espessura dos próprios aterros. Pode-se observar que o efeito da maior magnitude de tempo do aterro de sobrecarga (linha contínua) no tempo t1, incorre em um recalque primário igual ao do aterro usual (linha tracejada), para um tempo infinito, em menos tempo. Portanto, ao se remover a sobrecarga no tempo t1, de um modo geral, acelera-se o tempo de estabilização de recalques no caso indicado.

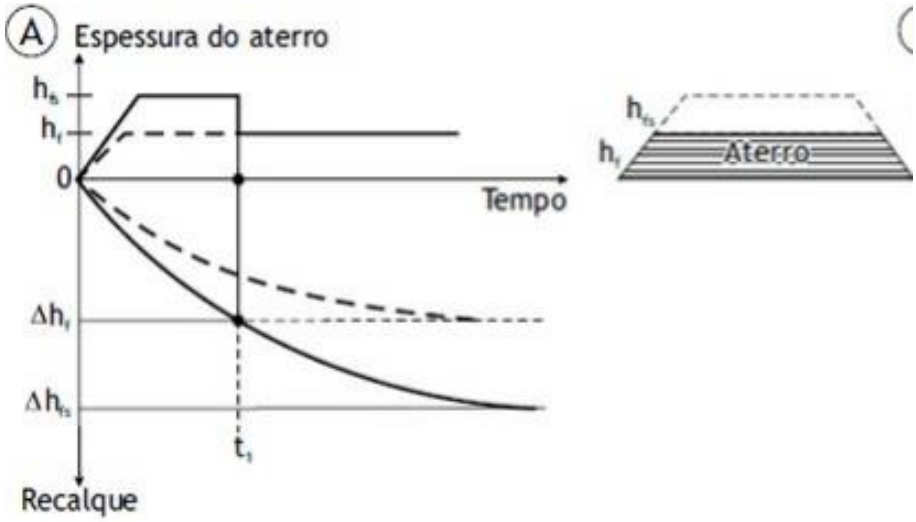


Figura 1- Aceleração de recalques com sobrecarga temporária (Almeida e Marques, 2010).

Como desvantagem, esse método construtivo ainda pode demandar prazos muito elevados para a estabilização de recalques em função da baixa permeabilidade dos depósitos moles. Sendo assim, é necessário o planejamento prévio para verificar-se a aplicabilidade do método em função do tempo. O grande volume de terraplenagem associado a empréstimo e bota-fora, além da verificação da estabilidade do aterro de maior altura também são consideradas grandes desvantagens deste método.

1.1.2. Aterro sobre drenos verticais

Em obras geotécnicas a utilização de drenos verticais incorre na aceleração dos recalques primários, fruto da diminuição do caminho percorrido pela água quando dentro da massa de solo compressível. Como visto no tópico 1.1.1, a sobrecarga temporária também diminui o tempo relacionado ao adensamento primário, com isso, a utilização de ambos os métodos em uma solução para solos compressíveis usufrui bastante dos benefícios da aceleração de recalques.

Os drenos comumente utilizados nos dias de hoje são denominados geodrenos, porém existem outros tipos de drenos que podem ser empregados, como os feitos de areia por exemplo. Os geodrenos são elementos drenantes constituídos por materiais sintéticos, ranhuras em forma de canaleta e compostos de uma forma geral, por duas partes: o miolo drenante e o revestimento. O revestimento tem como função impedir a passagem de solo e, consequentemente, a colmatação do miolo drenante, permitindo a passagem da água. Já o miolo drenante permite conduzir a água até à fronteira drenante.

Estes geodrenos são cravados verticalmente no terreno e são dispostos em malha de acordo com um prévio dimensionamento, levando-se em consideração o raio de influência do mesmo e o tempo de obra. Nos aterros construídos sobre geodrenos primeiramente é instalada uma camada drenante (colchão drenante), que também funciona como aterro de conquista e é responsável por drenar a água oriunda dos geodrenos. Posteriormente, é efetuada a cravação dos drenos e a execução do aterro. A Figura 2 ilustra a configuração dos drenos verticais e do aterro em uma camada de argila mole.

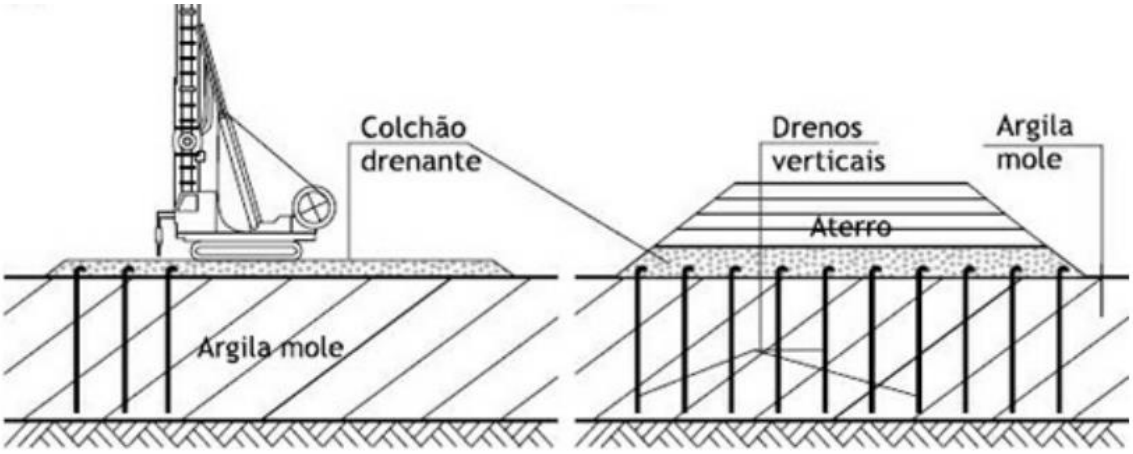


Figura 2- Esquema uma solução de aterros sobre drenos verticais (Almeida e Marques, 2010).

Existem diversos estudos que comprovam os resultados de maior eficiência, em termos de aceleração de recalque, nos monitoramentos de aterros construídos sobre drenos, quando comparados aos aterros convencionais. A Figura 3 ilustra uma vantagem representativa da utilização de drenos verticais para a aceleração de recalques de um aterro sobre solos moles, quando comparado a evolução dos recalques com o tempo de um aterro sem drenos.

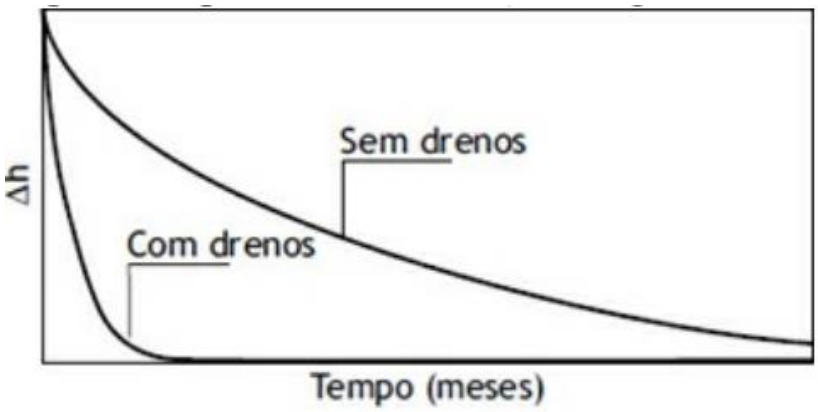


Figura 3- Evolução do recalque em solo mole com solução com dreno e sem dreno (Almeida e Marques, 2010).

1.1.3. Aterro sobre estacas

Dependendo da necessidade, o aterro pode ser apoiado sobre estruturas de fundações como estacas ou colunas de diversos tipos. Para que ocorra uma distribuição minimamente homogênea das tensões são utilizadas plataformas

com capitéis, geogrelhas, geossintéticos ou lajes, que também visam a atenuação de recalques e a melhoria da estabilidade do aterro suportado. A Figura 4 ilustra o esquema de um aterro sobre estacas reforçado por geossintéticos.

Como vantagem do método, os aterros estruturados com geogrelhas geralmente possuem recalques muito menores do que os recalques por adensamento em aterros convencionais. Outra vantagem é a diminuição do tempo de execução do aterro, pois o seu alteamento pode ser realizado em uma só etapa ao invés de várias, o que diminui bastante o prazo de construção.

Como desvantagem o alto custo de implementação relativo a métodos mais econômicos pode ser um empecilho, contudo, o custo x benefício deverá ser analisado pelo projetista conforme a necessidade e preferência do cliente. Outra grande desvantagem é que os drenos instalados não impedem o adensamento secundário do solo.

No projeto de aterro sobre estacas ou colunas granulares, utiliza-se o efeito de arqueamento para o cálculo das tensões, que a priori seriam distribuídas apenas para o solo, permitindo que sejam agora preferencialmente absorvidas pelas estacas/colunas devido a sua maior rigidez.

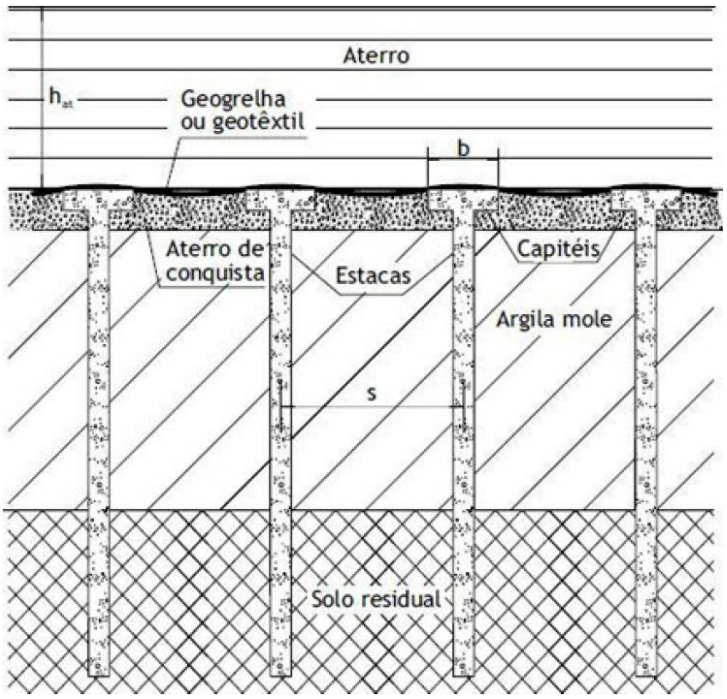


Figura 4- Esquema de um aterro estruturado sobre estacas e reforçado por geossintéticos (Almeida et al., 2008a).

Quando o solo em questão é tratado por colunas granulares, além de produzir menores deslocamentos horizontais e verticais em comparação à aterros convencionais ou somente drenos, a coluna também facilita a dissipação de poropressões devido à sua alta permeabilidade, acelerando recalques e aumentando a resistência ao cisalhamento da massa de solo de fundação. Este conceito pode ser encontrado no Item 1.1.2. Adicionalmente, quando utilizados com espaçamentos adequados para o projeto, controlam efetivamente o adensamento secundário.

1.1.4. Colunas granulares

A técnica de colunas granulares consiste na substituição de parte do solo por colunas de materiais granulares, areia ou brita. Podem ser utilizadas não somente em casos de solos compressíveis, como também em quaisquer outros casos que não sejam permitidos recalques excessivos. Por razão da eficiência na redução e aceleração de recalques, aumento da capacidade de carga, melhoria da estabilidade global e versatilidade, esta técnica vem sendo cada vez mais utilizada.

Durante a instalação das colunas granulares é realizada a substituição de uma parte do solo que será tratado por material granular mais permeável e de maior rigidez. Com a inclusão do material granular em forma de colunas além do aumento da rigidez do conjunto colunas/solo, ocorre também a aceleração da dissipação do excesso de poropressão, pois estas colunas passam a atuar como drenos verticais. Se as colunas forem suficientemente rígidas e o espaçamento entre elas for adequado, praticamente não será transferida carga para o solo (apenas para as colunas) e não ocorrerá quase nenhuma drenagem ou recalque da argila.

Colunas granulares podem ser instaladas com ou sem encamisamento. O encamisamento é a utilização de geossintético (geotêxtil) para a separação do material da coluna granular e o solo natural onde está instalada. Além disto, promove um confinamento radial, diminuindo a deformação radial e consequen-

temente aumentando a capacidade de carga da coluna em virtude da diminuição da deformação horizontal.

O uso do encamisamento é discutido no meio geotécnico por sua possível inviabilidade econômica em relação ao custo-benefício da utilização do geossintético. Para um estudo mais aprofundado, Batista *et al.* (2007), De Mello *et al.* (2008) e Santos *et al.* (2008) abordam diversas obras de colunas de areia encamisadas e seus resultados. A Figura 5 ilustra um exemplo de instalação de coluna encamisada com cravação em tubo de ponta fechada.

No geral, a solução sem encamisamento das colunas, em solos moles, frequentemente demonstra-se eficiente e economicamente vantajosa nas obras de coluna de brita. Posteriormente esta solução será o foco deste trabalho.

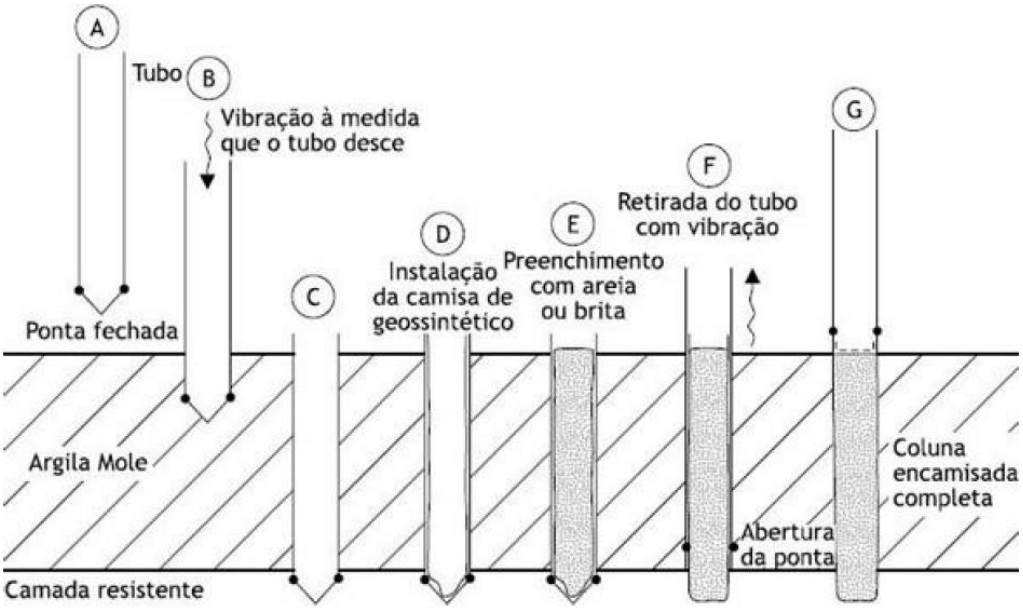


Figura 5- Execução de coluna encamisada pelo método instalação com ponta fechada (Almeida e Marques, 2010).

O estudo de coluna de brita para solos muito moles com valores de resistência não drenada entre 2 e 5 kPa, não é muito abordado nas pesquisas atuais (Almeida *et al.* 2008a). A baixa tensão de confinamento do solo aumenta as deformações radiais (embarrigamento) consequentemente aumentando os recalques, visto que o volume da coluna é constante. Por esta razão, revela-se ex-

tremamente importante maiores investigações e estudos em argilas de tão baixa resistência quanto às localizadas na Baixada e no litoral do Estado do Rio de Janeiro.

Segundo o relatório de FHWA (1983), para a sua aplicação existem diversos tipos de instalação que podem ser utilizadas. Dentre eles:

- Tubo de ponta aberta

Perfuração do terreno mediante cravação de um tubo em aço com ponta aberta. Após a limpeza do material presente no tubo após penetrado, este é preenchido por brita e removido concomitantemente ao preenchimento. A compactação do material granular poderá ou não ser realizada por socagem de pilão. A dificuldade em relação ao equipamento com capacidade de introduzir, remoção do tubo e a realocação do material retirado do tubo, além de sua produtividade (colunas/dia) são desvantagens deste método de instalação.

- Tubo ponta fechada

Neste caso a perfuração do terreno será mediante cravação de um tubo em aço com um tampão na ponta (ou um sistema de drobradiças), e com isso, há deslocamento do solo mole penetrado. O tampão é feito de uma bucha de brita que após pancadas do martelo é expulsa e o revestimento é sacado (concomitantemente ao preenchimento com brita). Para o tubo com sistema de dobradiças, o mesmo é retirado do solo e a ponta se abre automaticamente. Pode-se também utilizar neste método a compactação do material por pilão, sendo necessário um equipamento com capacidade para introduzir e remover o tubo no solo, diminuindo a produtividade do método.

- Jateamento

Por jateamento a instalação ocorre com a ausência de revestimento. O furo é feito pelo bombeamento de um jato rotativo de água em alta pressão, provocando a desagregação do solo. O preenchimento de brita do processo deverá ser realizado antes que as paredes do furo não consigam mais se manter abertas graças ao empuxo da água localizada no seu interior.

- Vibrosubstituição

A vibrosubstituição é a realizada por um vibrador profundo para melhorar solos arenosos com mais de 15% de teor de finos e siltes e argilas (Yee e Raju, 2007). Nesta técnica poderá ou não ser utilizada água. O método seco utiliza o peso do conjunto do vibrador para a perfuração aliado a vibração do mesmo. Já o método úmido utiliza pressão de água e vibração como instrumento de perfuração. A vibrosubstituição é a técnica mais utilizada e difundida ultimamente por apresentar bons resultados em relação à produtividade e eficiência.

A Figura 6 mostra o processo de instalação de colunas de brita por vibrosubstituição a seco em solos saturados moles. Primeiramente posiciona-se o equipamento no local em que será instalada a coluna e carrega-se o silo com a brita (1 e 2). Com o vibrador penetrando o solo (3), este avança até a cota de projeto por meio de vibração e esforços mecânicos verticais para baixo, posteriormente liberando a brita que estava no silo (4). Esta brita é compactada por movimentos do vibrador para cima e para baixo empurrando a brita contra o solo, aumentando o diâmetro da coluna por expansão. O processo se repete de maneira ascendente até que a coluna esteja pronta (5), criando-se assim uma coluna íntegra, intertravada e integrada ao solo mole circundante. Os sucessivos patamares compactados de brita variam usualmente entre 0,6 m e 1,2 m

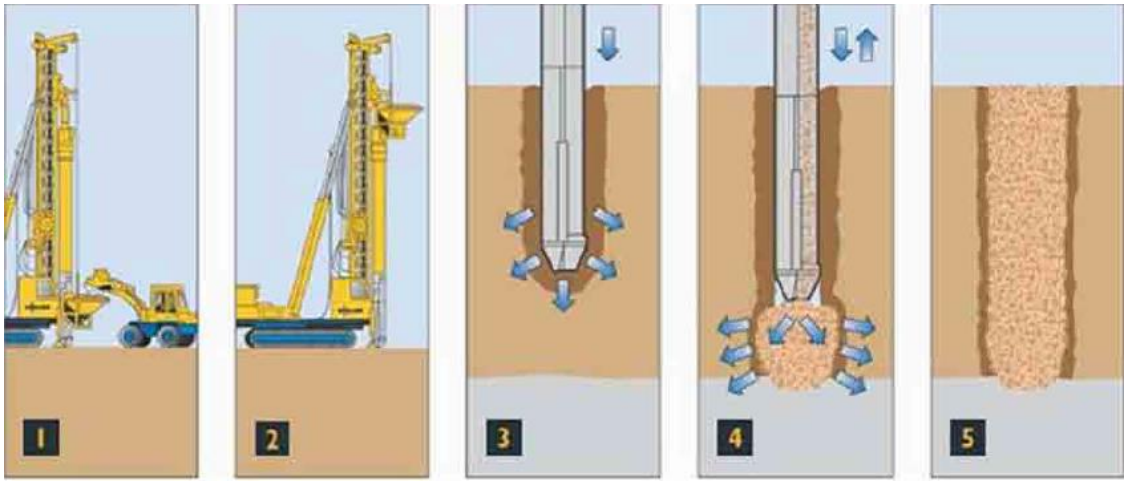


Figura 6- Processo de execução da coluna de brita (McCabe et al., 2007).

Usualmente, as profundidades adequadas para o tratamento do solo variam entre 6 m e 15 m, porém, existem colunas de mais de 30 metros que já foram executadas recentemente (Lima, 2012).

O uso de colchão drenante acima das colunas de brita é recomendado para uma melhor dissipação de poropressões. Com relação ao assentamento, existem casos de utilização de colunas flutuantes (colunas que não são assentadas em solo competente), todavia, principalmente em solos moles, estas não são frequentemente utilizadas. O assentamento em solo competente se mostra mais seguro e eficiente.

1.2. Conceitos do método

- **Célula unitária**

Para o estudo de colunas de brita em uma grande área com carregamentos semelhantes, o conceito de célula unitária pode ser aplicado. Neste caso, o conjunto solo-coluna é analisado separadamente, desprezando as influências exteriores derivadas das outras colunas que se localizam na proximidade. Ou seja, o deslocamento radial provindo da instalação e atuação das colunas vizinhas à coluna em questão é desprezado no modelo.

No dimensionamento, caso seja possível a execução da coluna de brita com base assente em solo competente, esta coluna dita “fixa” ocorrerá com um aumento da capacidade de carga e uma redução da magnitude de recalques esperados no solo compressível. Todavia, apesar de menos comum, estas podem ser colunas flutuantes, que estão assentes no solo compressível e estão suscetíveis a recalques de maiores magnitudes.

Na Figura 7 Castro (2008) exemplifica o conceito de célula unitária de coluna de brita e é possível observar o efeito de arqueamento de tensões no esquema representado onde a tensão vertical na coluna é maior que a tensão vertical absorvida pelo solo ($\sigma_{vc} > \sigma_{vs}$).

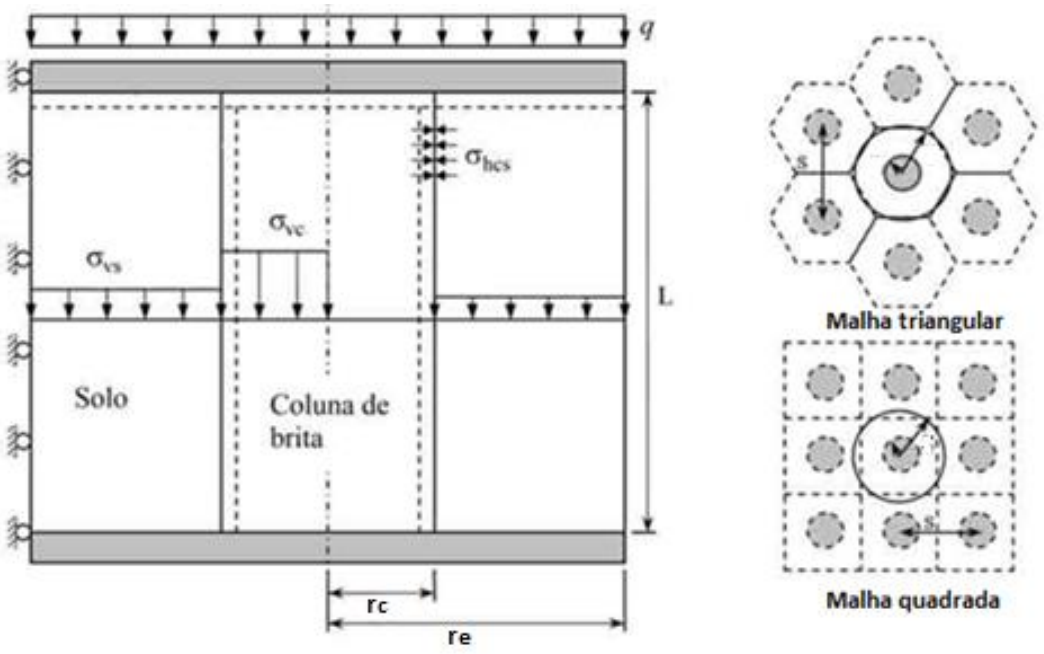


Figura 7- Célula unitária de coluna de brita (adaptado Castro, 2008).

Onde:
r_c = raio da coluna de brita;
r_e = raio da área de influência;
L= comprimento da coluna de brita;
s = espaçamento entre centro das colunas;
q = carga distribuída vertical;
σ_v = tensão total vertical;
σ_h = tensão total horizontal;
σ_{vc} = tensão vertical na coluna;
σ_{vs} = tensão vertical no solo;
σ_{hcs} = tensão horizontal coluna-solo.

- **Malha**

A conformação da malha é parte muito importante para a elaboração do projeto de tratamento de uma grande área com colunas de brita. O espaçamento entre as colunas e a organização delas é questão essencial para a determinação do coeficiente de substituição (CS) que será visto adiante, e para se evitar problemas de superposição de deformações durante a instalação. Normalmente são usadas distribuições em malha triângular ou em quadradangular, porém, mais raramente, as em hexágono podem ser utilizadas (mais difíceis de implementar em obra).

A partir das distribuições traça-se um círculo no centro da coluna com diâmetros de influência referentes a cada tipo de malha, como visto na Figura 8. A

relação entre o diâmetro de influência de cada coluna de brita e o espaçamento entre elas assume valores iguais a 1.05, 1.13 e 1.29, para distribuições triangulares, quadradas e hexagonais, respectivamente.

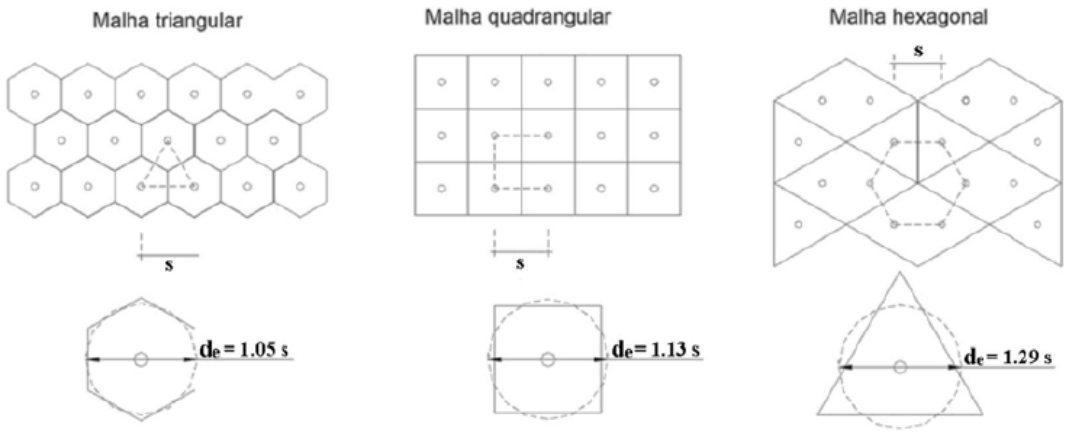


Figura 8- Tipos de malha e respectivos diâmetros de influência (Balaam e Poulos, 1983).

- **Coeficiente de substituição (CS)**

O coeficiente de substituição, também chamado de taxa de substituição, é a relação entre a área de coluna de brita utilizada e a área de influência desta mesma coluna (Equação 6). Caso o diâmetro da coluna varie com a profundidade, o valor do coeficiente de substituição também variará por estar ligado diretamente à área da coluna. Porém, é comum se usar o valor médio de diâmetro da coluna. Os valores de CS variam geralmente entre 0,10 e 0,35 (FHWA, 1983; Yee e Raju, 2007).

$$CS = \frac{A_{col}}{A} = \frac{A_{col}}{A_{col}+A_{sol}} = a_s\%$$

(6)

Onde: A_{col} é área da coluna granular; A_{sol} = área do solo ao redor da coluna; A = área de influência da coluna; a_s = coeficiente de substituição em porcentagem.

A Tabela 1 apresenta os valores de áreas e diâmetros de influência para diversos tipos de malha, onde s é a distância entre colunas.

Tabela 1- Diâmetros e áreas de influência de diversos tipos de malha para coluna de brita (Balaam e Poulos, 1983).

	Malha Triangular	Malha Quadrada	Malha Hexagonal
Diâmetro de influência (d_e)	1,05s	1,13s	1,29s
Área de influência	$\frac{\sqrt{3}}{2} . s^2$	s^2	$\frac{3\sqrt{3}}{4} . s^2$

- **Fator de concentração de tensão (FC)**

Com o carregamento do solo, em razão da diferença elevada de rigidez entre o solo e a coluna de brita, a maior parte deste carregamento tende a ser absorvido pela coluna de brita. Esta capacidade de concentração das tensões efetivas verticais nas colunas granulares devido ao efeito de arqueamento é chamado de fator de concentração de tensões (FC). Consequentemente, devido ao acúmulo de tensões na região mais rígida, o recalque global é sensivelmente reduzido. A Figura 9 ilustra o modelo de distribuição de tensões verticais na superfície carregada. Além disso, a Equação 7 apresenta a razão entre o acréscimo de tensão vertical efetiva atuante na coluna de brita e no solo natural circundante, representada por FC.

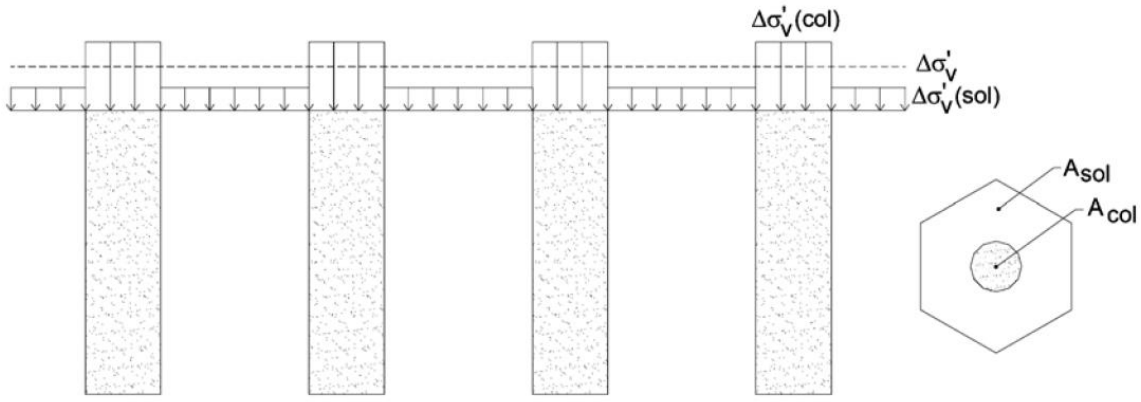


Figura 9- Representação de distribuição de tensões em coluna de brita (FHWA, 1983).

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_v(col)}{\Delta\sigma'_v(sol)}$$

(7)

A condição de equilíbrio vertical pode ser calculada como a Equação 8:

$$\Delta\sigma'_v = \Delta\sigma'_{vcol} \times CS + \Delta\sigma'_{vsol} \times (1 - CS) \quad (8)$$

- **Fator redução de recalques (FRR)**

Após a instalação das colunas granulares, devido aos fatores explicados anteriormente no Item 1.1.4, uma das consequências mais desejadas no andamento da obra é a redução da magnitude dos recalques esperados. Para se estimar a melhoria da capacidade de carga do solo em função da redução dos recalques, determina-se o fator de redução de recalques (FRR), também conhecido como fator de melhoramento (*improvement factor*). Como premissa da definição deste fator considera-se um recalque uniforme ao longo da superfície do solo, ou seja, sem recalque diferencial entre solo e coluna granular.

O FRR como definição, é a relação entre os recalques previstos que ocorreriam sem a realização das colunas ($\rho_{s/col}$) e os recalques do solo melhorado com colunas de brita($\rho_{c/col}$), assim como indicado na Equação 9.

$$FRR = \frac{\rho_{s/col}}{\rho_{c/col}} \quad (9)$$

Aboshi *et al.* (1979) propõem o cálculo de FRR de acordo com a Equação 10, com base nos valores do coeficiente de substituição (CS) e do fator de concentração (FC). Os autores consideram o recalque uniforme em todo o conjunto coluna/solo, coeficiente de variação volumétrica (m_v) constante ao longo do processo de adensamento e FC igual à razão entre os módulos de deformação confinados da coluna e do solo. Priebe (1995) também utiliza esta definição de FRR como apresentado no Item 1.4.1.

$$FRR = 1 + (FC - 1).CS$$

(10)

1.3. Modelos constitutivos

Os modelos constitutivos em geotecnia têm como objetivo reproduzir o estado tensão x deformação de um determinado perfil de solo. A partir da reprodução do modelo, é possível interpretar comportamentos e estimar valores necessários para projetos, que podem variar dependendo do material (solo). Neste tópico serão abordados brevemente apenas os modelos citados neste trabalho.

1.3.1. Mohr-Coulomb

No critério de Mohr-Coulomb para casos geotécnicos, a ruptura acontece quando a tensão cisalhante atuante no plano de resistência se iguala ao valor da tensão cisalhante de resistência do solo. A resistência ao cisalhamento τ_f é expressada por Coulomb como uma função linear relativa à coesão c, ângulo de atrito Φ e tensão normal de ruptura σ. A envoltória que representa esta ruptura é originalmente curva, contudo pode ser ajustada para uma reta no intervalo de tensões normais de interesse. A proposta por Coulomb é apresentada na Equação 11.

$$\tau = c + \sigma \, . \tan\Phi \tag{11}$$

É possível representar o estado de tensão de Mohr-Coulomb em duas dimensões, introduzindo os parâmetros de tensão cisalhante versus tensão normal. Para a representação das forças atuantes de acordo com o plano de atuação o estado de tensões pode ser definido por um círculo de Mohr, pela tensão principal maior e a tensão principal menor, ou por um ponto com as coordenadas τ e σ. Com isso, o comportamento das tensões atuantes na envoltória de resistência de acordo com a Equação 11 pode ser visualizada na Figura 10.

Em intervalos de tensão dentro do admissível, o solo se comporta elasticamente. Assim que a combinação de tensão cisalhante e tensão normal ultrapassa o

estado crítico atingindo o ponto de ruptura, o solo passa a se comportar como um material perfeitamente plástico. Com um estado perfeitamente plástico alcançado, o mesmo material nunca mais poderá retornar a um comportamento perfeitamente elástico.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb no estado efetivo pode ser expresso pela Equação 12.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 tan^2\left(45 + \frac{\Phi'}{2}\right) + 2c'\tan(45 + \frac{\Phi'}{2})$$

(12)

Onde: σ'_1 – tensão efetiva principal maior; σ'_3 – tensão efetiva principal menor; Φ – coeficiente de atrito efetivo; c' – coesão efetiva.

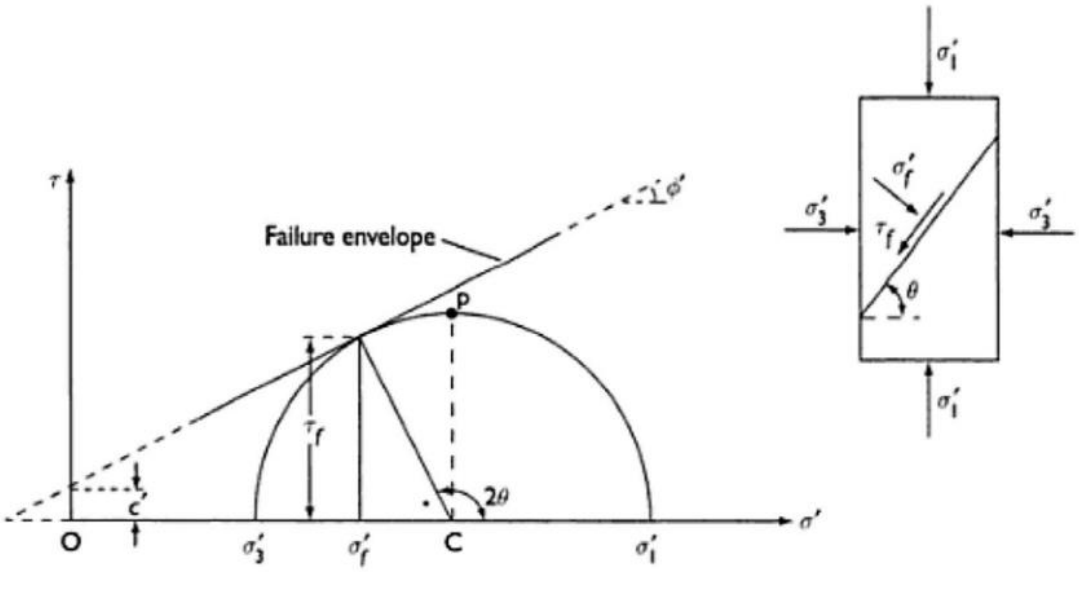


Figura 10- Critério de ruptura e envoltória de Mohr-Coulomb (Craig, 2004).

As principais vantagens do modelo construtivo Mohr-Coulomb são:

- Utilização de parâmetros bem conhecidos e difundidos para definição de resistência do solo como: E (módulo de elasticidade) e v (coeficiente de Poisson).
- Bons resultados para estado de tensões na região elástica.
- Método mais prático e rápido comparado a outros modelos construtivos.

Quanto as fraquezas, o modelo Mohr-Coulomb pode apresentar deficiências como:

- Dilatação ilimitada.
- Incorpora apenas deformações perfeitamente plásticas.

Para casos de condições não drenadas, o modelo Mohr-Coulomb pode ser usado com o ângulo de atrito (Φ) igual a 0 e a coesão (c) igual ao parâmetro c_u (S_u) para a determinação da envoltória de ruptura.

Segundo Wong (2009), as análises de poropressão utilizando o modelo Mohr-Coulomb apresentam valores bem menores que os medidos em campo em solos normalmente adensados.

1.3.2. Modelo Soft Soil tipo Cam-Clay

O modelo Soft Soil é um modelo do tipo Cam-Clay especialmente indicado para compressão primária de solos do tipo argila normalmente adensadas. Ao contrário do modelo Mohr-Coulomb, o modelo Soft Soil é capaz de levar em conta tanto o comportamento elástico do solo quanto o plástico.

Ao final dos anos 50, começou a ser desenvolvido o modelo elastoplástico Cam-Clay pelo grupo de pesquisa do professor K. H. Roscoe. A partir da teoria de plasticidade e da teoria do estado crítico, Roscoe formulou equações constitutivas do solo que passaram a ser amplamente utilizadas nos dimensionamentos de obras geotécnicas de solos moles. O modelo Cam-Clay (Roscoe et al, 1963) descreve três aspectos distintos do comportamento das argilas como: a resistência do solo, a compressibilidade e o estado crítico, podendo ser aplicado a solos de grandes deformações sem variação de tensão ou volume. Neste modelo, a partir do momento em que o solo passa a não possuir variação volumétrica, representa a ruptura do modelo.

Assim com o modelo Mohr-Coulomb, a superfície limite é definida pelas invariantes de tensão p’ e q’, porém, devido à consideração da variação volumétrica, uma nova abcissa relativa ao volume específico (v) compõe o sistema cartesiano, formando um sistema tridimensional. Na Figura 11, a linha de estado crítico representa o lugar geométrico em que há ruptura (não há variação de volume),

onde LCN é a linha de compressão normal limite e LEC é a linha de estado crítico.

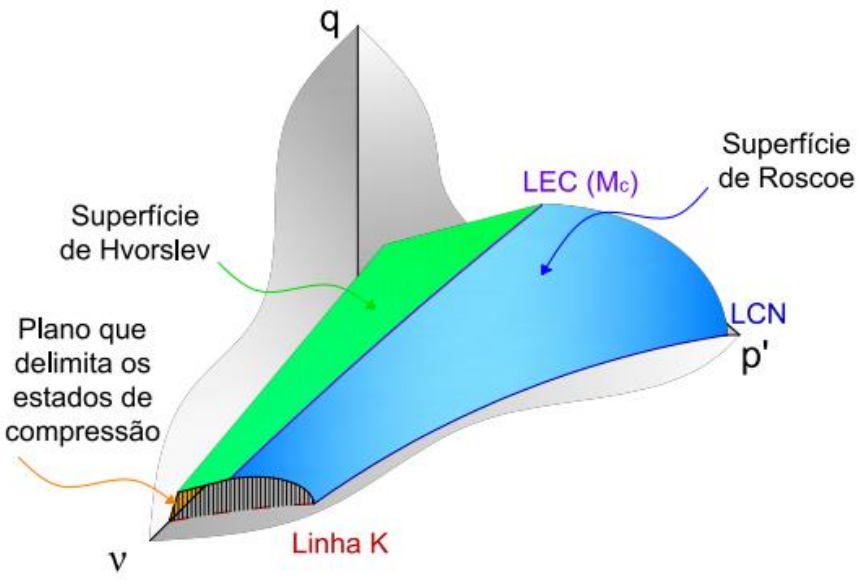


Figura 11- Superfície de estado limite e linha de estado crítico (Masin, 2014).

1.4. Métodos de cálculo para colunas de brita

Ao longo dos anos foram propostos diversos métodos de cálculo, a fim de analisar o comportamento do solo tratado com colunas de brita, além do desempenho do conjunto tanto para a capacidade de carga, quanto para o cálculo da estimativa de recalque. Com isso, o bom senso e experiência do projetista deve determinar qual será o melhor e mais confiável método para a aplicação dos cálculos de projeto.

Neste trabalho serão apresentados alguns métodos de dimensionamento importantes sobre o assunto. Outros métodos de cálculo para colunas de brita podem ser vistos no trabalho de Lima (2012).

1.4.1. Método de Priebe (1995)

Priebe (1995) propôs uma metodologia de previsão de recalque de colunas granulares realizadas pela técnica de vibrosubstituição profunda, onde não era considerada a densificação do solo ao redor da coluna. Esta metodologia é uma sequência dos seus estudos realizados em 1976 (Priebe, 1976) e segue sendo amplamente discutida e utilizada ao longo do tempo em diversos proje-

tos de colunas granulares por vibrosubstituição. Apesar de bastante criticado, o método segue sendo o mais utilizado para projetos devido á sua simplicidade.

Como pressupostos básicos, Priebe (1995) assume inicialmente que:

- ✓ Coluna fundada em estrato inferior rígido;
- ✓ O material da coluna é incompressível;
- ✓ Pesos específicos da coluna e do solo circundante não são considerados.

A partir destes pressupostos, o autor considera que os recalques prováveis de ocorrerem são em virtude da deformação radial da coluna, sendo constante em todo o seu comprimento, e que esta coluna não poderá romper por insuficiência de capacidade de carga na ponta. É admitido também que o material da coluna não poderá romper por cisalhamento e que está no estado plástico enquanto o solo responde elasticamente. Além disso, é assumido que o solo se desloca devido à instalação da coluna de brita, de modo que a razão das tensões verticais e horizontais corresponde ao coeficiente de empuxo K=1 (estado líquido). Pelas hipóteses citadas, é obtida a seguinte expressão para o fator básico de melhoria (n_0=FRR) do solo:

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A}.[\frac{\frac{1}{2} + f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right)}{K_{ac}.f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right)} - 1]$$

$$f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right) = \frac{(1-\mu_s).(1-\frac{A_c}{A})}{1-2\mu_s + A_c/A}$$

$$K_{ac} = tan^2(45 - \frac{\Phi_c}{2})$$

Onde,

A_c = área da coluna de brita;

A = área do conjunto solo-coluna da área de influência;

μ_s= coeficiente de Poisson;

Φ_c = ângulo de atrito da coluna.

O valor do coeficiente de Poisson de μ_S =1/3 é adequado à situação final de recalque na maioria dos casos, e este permite chegar à Equação 13 simplificada:

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} . [\frac{5-\frac{A_c}{A}}{4.K_{ac}.\left(1-\frac{A_c}{A}\right)} - 1]$$

(13)

A relação entre o fator de melhoria n_0, a razão das áreas A/A_c e o ângulo de atrito do material de preenchimento Φ_C é ilustrada na Figura 12:

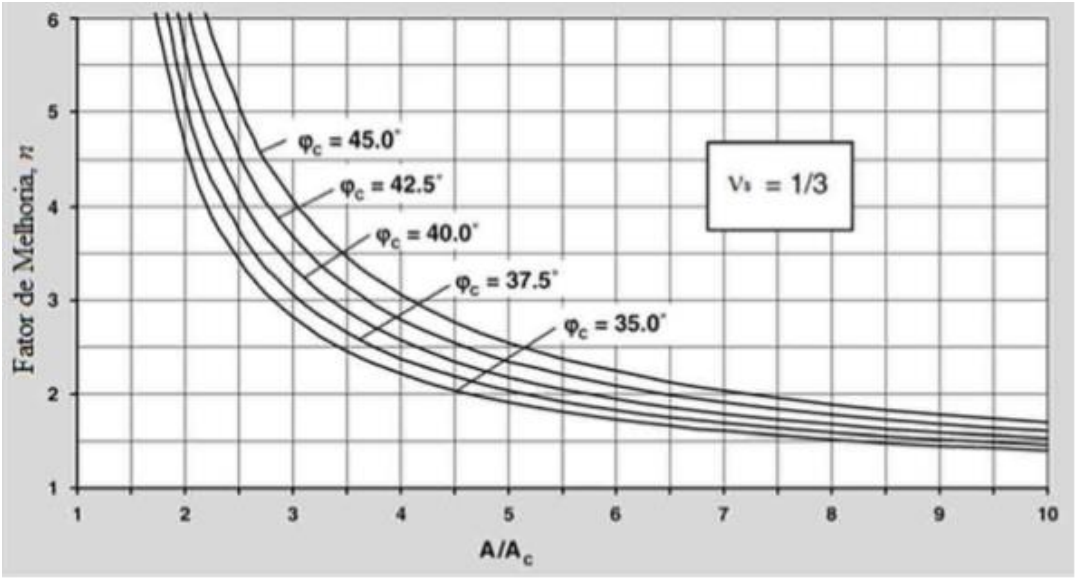


Figura 12- Fator de melhoria (Priebe, 1995).

O material de preenchimento compactado das colunas é ainda compressível. Apesar disso, qualquer carregamento causa recalques que não são relacionados ao embarrigamento das colunas (diferenças radiais na parte superior da coluna). Então, Priebe (1995) introduziu uma correção para o cálculo de melhoria contemplando esta deficiência. Nos casos de troca de solo onde a razão das áreas do solo e da coluna for 1 (A/A_c = 1), o valor de n_0 não será infinito como determinado teoricamente para materiais não compressíveis, e sim, equivalerá no máximo ao valor da razão entre o módulo de rigidez confinado do material da coluna e do solo (D_{col}/D_{sol}).

Como aproximação, a compressibilidade do material da coluna pode ser considerada usando o fator reduzido de melhoria n_1, obtido da fórmula desenvolvida para o fator básico de melhoria n_0 quando o coeficiente de área dado, A/A_c é

aumentado de um valor adicional $\Delta(A/A_c)$. A Equação 14 utilizada para μ_S =1/3 será:

$$n_1 = 1 + \frac{\overline{A_c}}{A} \cdot \left[\frac{\frac{1}{2} + f\left(\mu_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)}{K_{ac} \cdot f\left(\mu_s, \frac{\overline{A_c}}{A}\right)} - 1\right] \quad (14)$$

Onde:

$$\frac{\overline{A_c}}{A} = \frac{1}{\frac{A}{A_c} + \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)}$$

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right)_1} - 1$$

O valor de "Δ" pode ser obtido recorrendo ao diagrama da Figura 13, considerando a correção da razão da área A/A_c ($\frac{A}{Ac} = \frac{A}{\overline{A_c}} + \Delta\frac{A}{A_c}$). Este procedimento corresponde a uma translação da origem do eixo das abcissas, de modo que n_1, para A/A_c = 1, seja igual a D_{col}/D_{sol} e não a infinito. O acréscimo do valor do coeficiente de área, $\Delta(A/A_c)$, dependendo dos módulos de deformabilidade confinado, D_{col}/D_{sol} pode ser obtido também a partir do diagrama da Figura 13.

Em seguida, Priebe (1995) introduz a consideração do peso da coluna e solo envolvente. Com essa nova abordagem, a diferença de tensões horizontais entre a coluna e o solo circundante reduz proporcionalmente ao embarrigamento das colunas. Em outras palavras, o aumento da tensão efetiva horizontal no material circundante gera um maior suporte lateral das colunas diminuindo a diferença radial das colunas, que consequentemente passam a suportar uma carga maior.

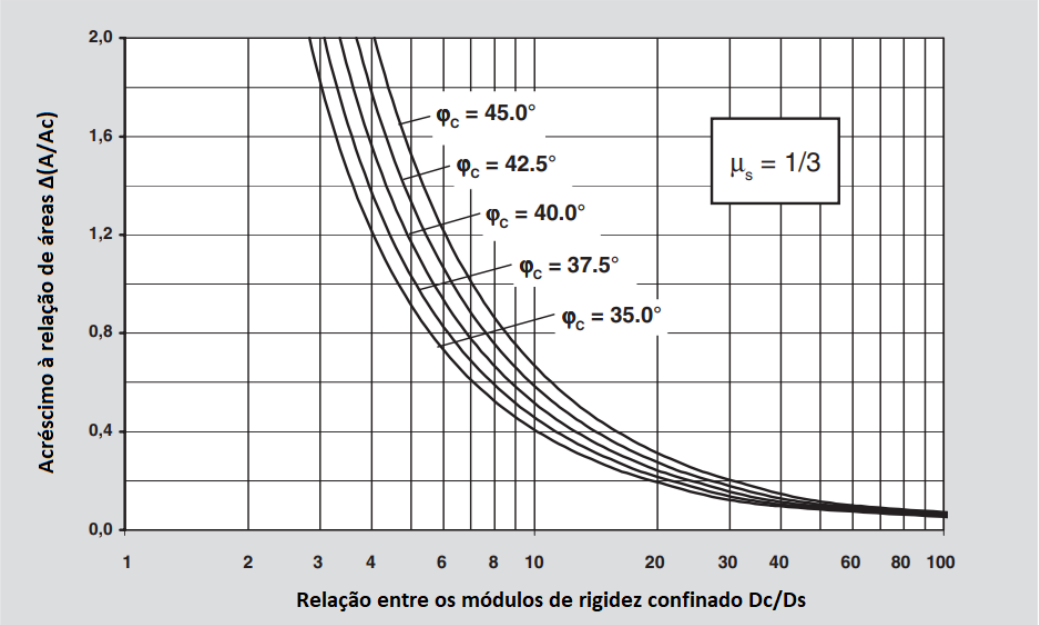


Figura 13- Consideração da compressibilidade da coluna (Priebe, 1995).

A partir desta análise, Priebe (1995) propõe a utilização de um fator de profundidade (f_d) que ao ser multiplicado pelo fator de melhoria reduzido (n_1), obteria um parâmetro deΔ redução de recalques em função da profundidade e da tensão aplicada. O novo parâmetro n_2 pode ser determinado pela como $n_2 = f_d$ x n_1. O parâmetro f_d pode ser calculado pela Equação 15:

$$f_d = \frac{1}{[1-\frac{y.\sum(\gamma_{sub}.\Delta d)}{p}} \quad (15)$$

onde o fator de influência y é calculado pelo ábaco da Figura 14 a partir da relação entre a área do conjunto e a área da coluna e o ângulo de atrito da coluna; γ_{sub} é o peso específico submerso e Δd é a espessura de cada camada de solo circundante da coluna de brita, respectivamente; p é a tensão vertical aplicada na superfície. A Figura 14 apresenta o ábaco onde pode ser obtido o fator de influência y.

Os passos da metodologia de Priebe (1995) não são totalmente conectados matematicamente e contém diversas simplificações e aproximações. Por isso, em casos marginais existe a necessidade de controles de compatibilidade para se garantir que não ocorrerá mais carregamento que a coluna possa sustentar, em conformidade com sua compressibilidade. Em profundidades crescentes, o

suporte pelo solo chega a tal ponto que as colunas não embarrigam mais. No entanto, mesmo assim o fator de profundidade não aumentará para o infinito como resultado da hipótese de uma diferença de pressão linearmente decrescente.

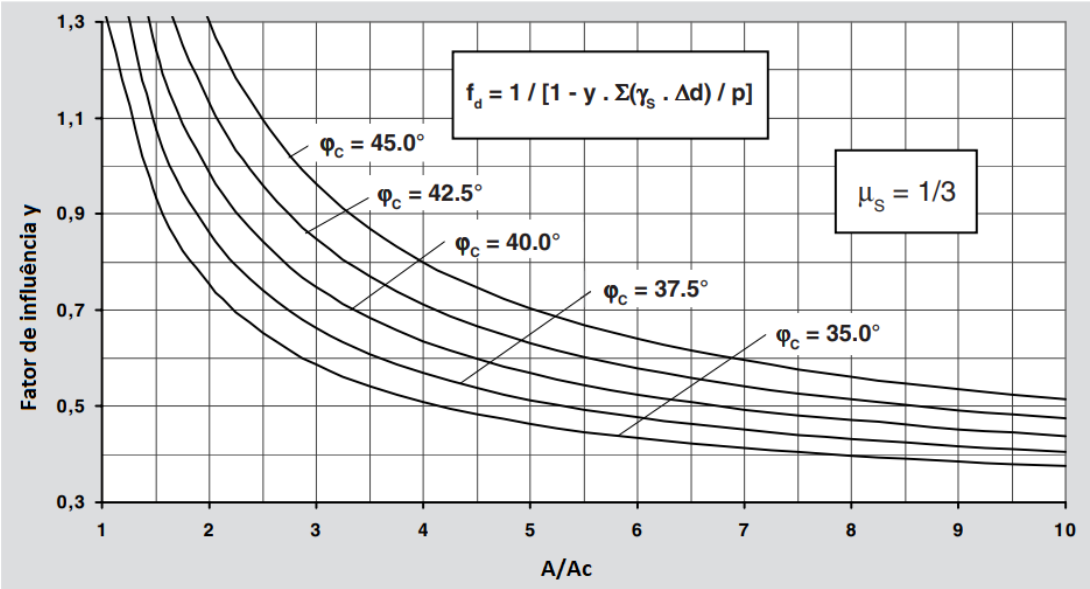


Figura 14- Fator de melhoria (adaptado Priebe, 1995).

O primeiro fator de compatibilidade limita o fator de profundidade e, portanto, o carregamento atribuído às colunas para que o recalque das colunas compressíveis não exceda o recalque do sistema inteiro. Em primeiro lugar, esse controle se aplica quando o solo existente é considerado bastante denso ou rígido.

O valor máximo do fator de profundidade pode ser desenhado também a partir do diagrama na Figura 14.

Desta maneira, um fator de profundidade f_d <1 não deve ser considerado, embora possa resultar do cálculo. Neste caso, o segundo controle de compatibilidade é necessário, o que se refere ao máximo valor do fator de melhoria. De certo modo, esse controle é bastante parecido com o primeiro. Garante que o recalque das colunas compressíveis não superem o recalque do solo circundante por meio dos carregamentos que são atribuídos a cada coluna. Em primeiro lugar, este segundo modo se aplica quando o solo existente é encontrado bastante fofo ou mole.

Este limite para que o recalque da coluna, devido a sua compressibilidade e a carga aplicada a ela, não atinja valores maiores que o recalque do solo circun-

dante resultou na elaboração de um limite ao valor máximo do fator de melhoria ilustrado na Equação 16. Este limite ocorre quando os recalques da coluna e o solo alcançam o mesmo valor.

$$n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A}\{\frac{D_c}{D_s} - 1\} \quad (16)$$

1.4.2. Método de Pulko e Majes (2005)

Neste método analítico, a coluna de brita é analisada como um material elasto-plástico e considera-se a plastificação parcial ou total da coluna para a situação final de recalque. No caso das argilas circundantes, o material se comporta como elástico linear. O método leva como base o critério de ruptura por Mohr-Coulomb e dilatância constante.

No dimensionamento proposto por Pulko e Majes (2005) o recalque final é calculado pela integração das deformações ao longo da coluna de brita, seja para plastificação total ou parcial. A solução obtida é para a situação final (recalque final), com a variação das tensões ao longo da profundidade. Neste caso, os valores das deformações verticais elásticas são obtidos com o uso proposta de Balaam e Booker (1981) (recalques elásticos).

Posteriormente, comparando os resultados do método com modelos de análise numéricas, foram obtidos valores com boa compatibilidade, ratificando a confiabilidade do método.

A Figura 15 ilustra um ábaco apresentado no estudo de Pulko e Majes (2005), onde mostra-se a relação entre os diferentes valores da razão dos módulos de elasticidade da coluna (E_c) e do solo (E_s), e o fator β (1/FRR), sendo q_a o carregamento aplicado e H a altura do aterro. Nota-se que para carregamentos superiores a $0{,}5H\gamma_s$, a razão do módulo de elasticidade da coluna com o do solo pode ser desprezada devido à plastificação das colunas.

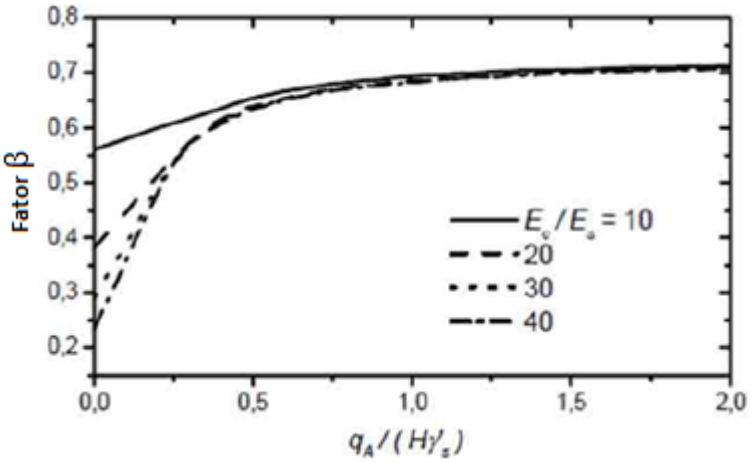


Figura 15- Ábaco da razão dos módulos Ec/Es no valor de β (adaptado de Pulko e Majes, 2005).

1.4.3. Método de Castro (2008) e Castro e Sagaseta (2009)

Os presentes métodos abordam a solução apresentada por Castro (2008) e Castro e Sagaseta (2009) para o adensamento radial nas colunas de brita (carga constante), levando-se em conta a deformação vertical e horizontal, no regime elástico e no elasto-plástico. Os autores introduzem coeficientes de adensamento radiais modificados para as condições de colunas elásticas e plásticas, e análises paramétricas.

Primeiramente, o comportamento da coluna de brita é admitido como não drenado para o conjunto solo/coluna e para um carregamento rápido o adensamento inicial é admitido a partir da solução elástica de Balaam e Booker (1981). Além disso, a deformação plástica da coluna é considerada em todas as fases, desde a fase não drenada inicial até o estado final de dissipação.

Na Figura 16 a e b são apresentadas trajetórias de tensões (tensão radial versus tensão vertical) para o caso elástico e elasto-plástico da coluna de brita, sem levar em conta efeitos de instalação. No gráfico c desta mesma Figura é mostrado o comportamento das tensões de acordo com o carregamento em etapas na coluna.

No ponto I toda a coluna se encontra no estado elástico. O solo se comporta como não drenado após a aplicação do carregamento, com maior rigidez e com um acréscimo de tensão superior ao da coluna. Portanto, a coluna se encontra bem confinada lateralmente pelo solo do conjunto, como observado no ponto

U. A partir do adensamento do solo, parte da carga vertical aplicada vai se transferindo progressivamente do solo para a coluna de brita, consequentemente diminuindo a tensão lateral na interface solo/coluna. A coluna pode continuar no estado elástico até o fim do processo de adensamento (a) ou atingir o estado plástico durante o processo (b, ponto Y).

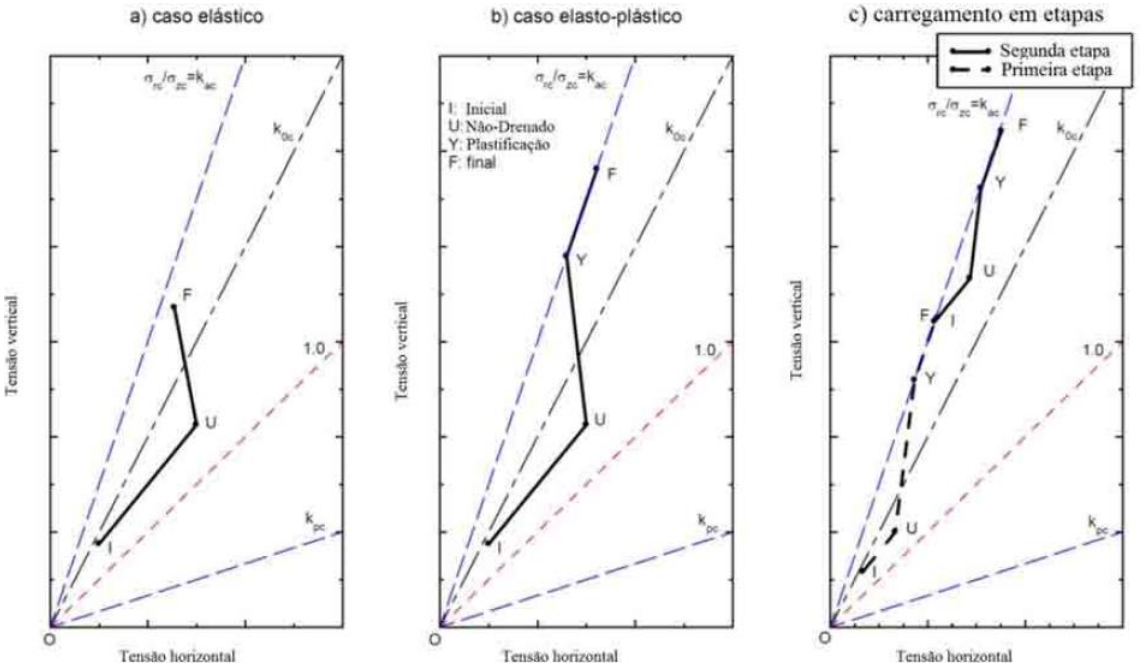


Figura 16- Trajetória de tensões para o caso elástico, elasto-plástico e carregamento em etapas (Castro, 2008).

Os autores abordam que as tensões iniciais (ponto I) facilitam o confinamento da coluna de brita e aumentam com a profundidade, portanto os aumentos das tensões que podem gerar a plastificação são independentes da profundidade e a situação mais desfavorável ocorre na parte superior da coluna. A plastificação das colunas se inicia no topo e a região plastificada vai aumentando progressivamente com a profundidade (devido ao aumento do confinamento com a profundidade) e com o tempo. Ao final do processo de adensamento a coluna pode ser classificada como sem, parcialmente ou totalmente plastificada.

A plastificação na coluna ocorre em diferentes profundidades como visto na Figura 17, assim, é necessária uma relação entre deformações verticais ao longo da coluna para o cálculo do recalque com o tempo. Os autores utilizam uma integração, utilizando-se o método de Barron-Hansbo para o adensamento em diferentes profundidades, portanto é possível calcular o recalque no topo da

coluna para as três diferentes fases: coluna totalmente elástica, parcialmente elástica e plástica e completamente plastificada.

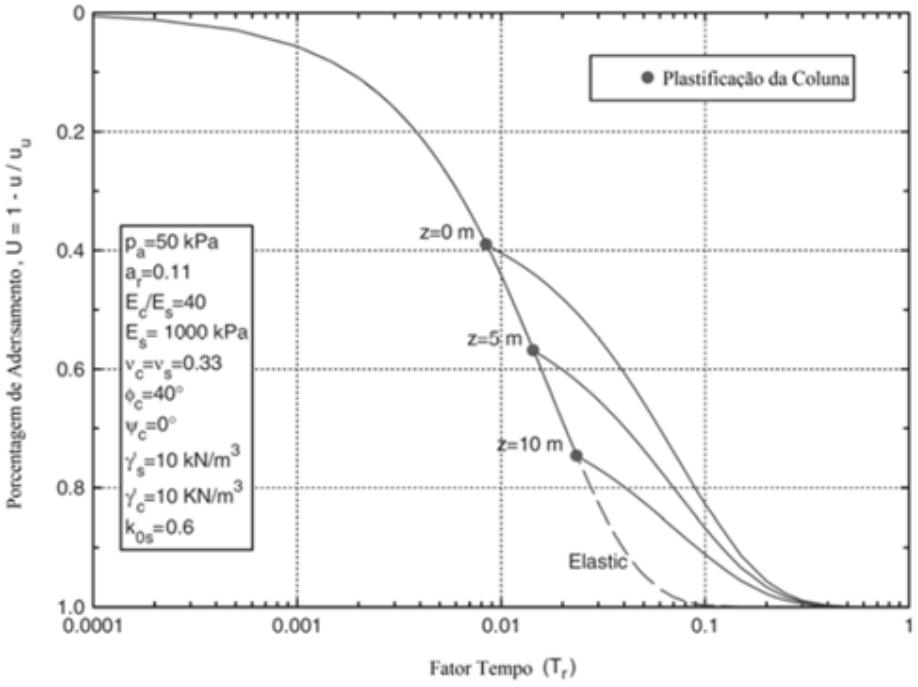


Figura 17- Porcentagem de adensamento em relação ao tempo de acordo com a plastificação da coluna (Castro e Sagaseta, 2009).

O método em questão é muito complexo e difícil de ser utilizado devido às diversas considerações utilizadas para um projeto de coluna de brita. Mais informações podem ser encontradas nos trabalhos Castro (2008) e Castro e Sagaseta (2009), onde todo o método está apresentado.

1.5. Conversão geométrica de Tan *et al.* (2008)

Tan *et al.* (2008) desenvolveram dois métodos de transformação de uma célula unitária de coluna de brita em uma análise axissimétrica, para um sistema no estado plano de deformação utilizando análise de elementos finitos.

O primeiro método utiliza a hipótese de um caminho de drenagem igual, em que a consideração do diâmetro da coluna de brita na célula unitária é igual à do modelo numérico de deformação plana. Contudo, neste método há a necessidade de mudança dos parâmetros de rigidez e permeabilidade do conjunto. Além disso, Tan *et al.* (2008) observaram diferenças flagrantes na magnitude dos recalques obtidos por este método, por isso, neste trabalho foi utilizado apenas o segundo método.

No segundo método não há a necessidade de modificação nos parâmetros do solo, porém a seção da coluna sofre variação no estado plano de deformação. Os autores recomendam o uso do segundo método em situações com alta taxa de substituição, visto que a utilização do primeiro método pode aumentar o valor desta taxa e a capacidade de drenagem da coluna.

A Equação 17 representa a razão de equivalência na capacidade de drenagem da célula unitária e da análise plana sugerida por Tan *et al.* (2008).

$$b_c = B\frac{r_c}{R^2} \tag{17}$$

Onde: b_c – metade da coluna no método de deformação plana; B – metade da distância entre as colunas; r_c – metade da coluna no modelo axissimétrico; R – raio de influência no modelo axissimétrico.

A Figura 18 ilustra as seções transversais da célula unitária e dos métodos de conversão planar.

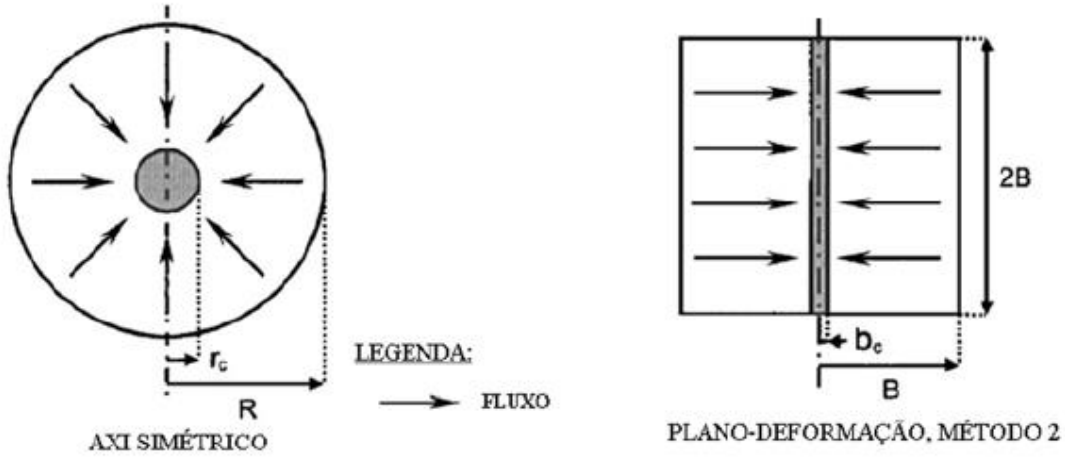


Figura 18- Seções transversais da célula unitária e dos métodos de conversão planar (Tan et al., 2008).

A validação do modelo foi realizada utilizando-se um carregamento rígido e instantâneo com 100 kPa. As análises foram utilizadas em dois casos, e comparadas as respostas em materiais com comportamento elástico-linear e com-

portamento elástico perfeitamente plástico, com critério de ruptura de *Mohr-Coulomb* (*MC*).

No primeiro dos casos, os autores concluem que os métodos propostos apresentam valores de recalque final similares aos demais calculados, e curvas bem similares de excesso de poropressão. Porém nos resultados obtidos no segundo caso, apesar das curvas de excesso de poropressão serem bem próximas, a curva de recalque *versus* tempo do método 1 apresenta um recalque final menor que as demais, sendo atribuído à não plastificação das colunas no final do processo de adensamento. Na Figura 19 podem ser vistas estas análises.

A falta de consistência dos resultados do método 1, em relação a magnitude de recalque, também foi observada na comparação das análises numéricas com os resultados da instrumentação de um aterro. A Figura 20 apresenta curvas de recalque *versus* tempo dos dados de campo e das análises numéricas de um aterro, onde pode-se observar semelhança entre os valores encontrados.

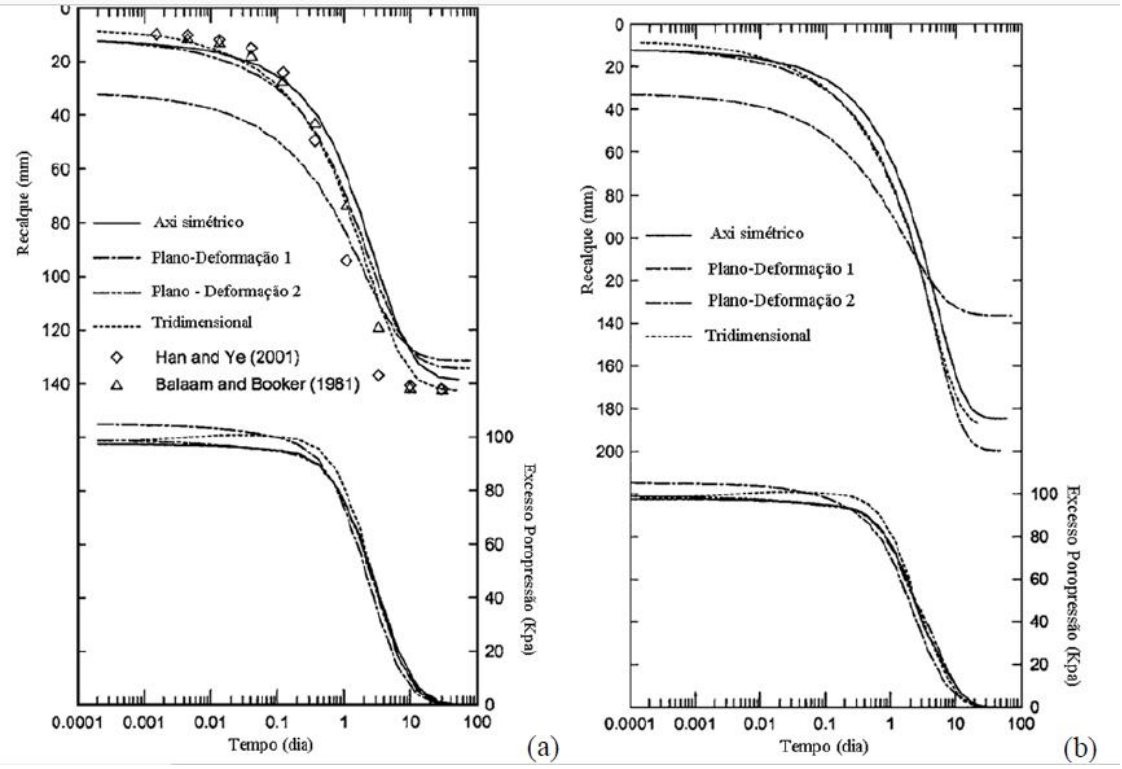


Figura 19- Recalque e poropressão nos casos 1 (a) e 2 (b) (Tan et al. 2008).

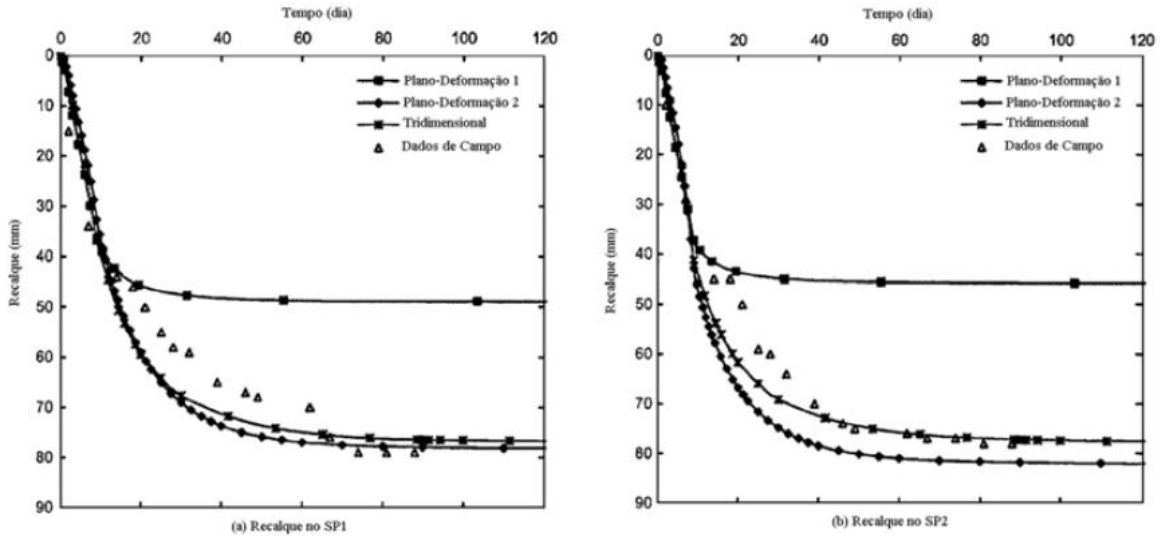


Figura 20- Recalque x Tempo de aterro (Tan et al. 2008).

1.6. Obras com coluna de brita

A cada ano que passa a técnica de melhoria do solo por coluna de brita vai ganhando mais adeptos e confiança por parte da comunidade geotécnica. Este Item visa apresentar alguns casos de obras em que foi utilizada a solução de coluna de brita em solos moles e apresentar os resultados encontrados e/ou esperados nos respectivos casos.

1.6.1. Obra do Porto Sudeste, Rio de Janeiro - Brasil

A obra em questão foi realizada no Porto Sudeste, um terminal da mineradora MMX localizado no município de Itaguaí, RJ. O porto tem uma área com cerca de 52 hectares e foi construído para a estocagem e manuseio de minério de ferro. O método de coluna de brita foi empregado neste caso, devido à previsão de deposição de altos níveis de carregamento e dos valores de recalques admissíveis, levando em consideração a eficácia desta técnica e também a grande disponibilidade de brita na área do empreendimento. A Figura 21 indica a localização da área de construção das colunas de brita utilizadas no empreendimento.

Figura 21- Localização do empreendimento da obra de coluna de brita (Almeida et al., 2012).

Para a caracterização do perfil foram realizados três verticais de piezocone com, vinte e seis ensaios de dissipação de poropressão, e três verticais de palheta no qual treze ensaios foram realizados (solo natural e amolgado). Além disso, foram retiradas seis amostras indeformadas com tubo do tipo Shelby para realização de ensaios de adensamento oedométrico e caracterização do subsolo. A localização dos ensaios foi determinada com base nos ensaios de penetração SPT, realizados em um momento anterior, na área do empreendimento.

A Figura 22 aponta o posicionamento dos ensaios na campanha de instrumentação realizada em uma parte terreno estudado.

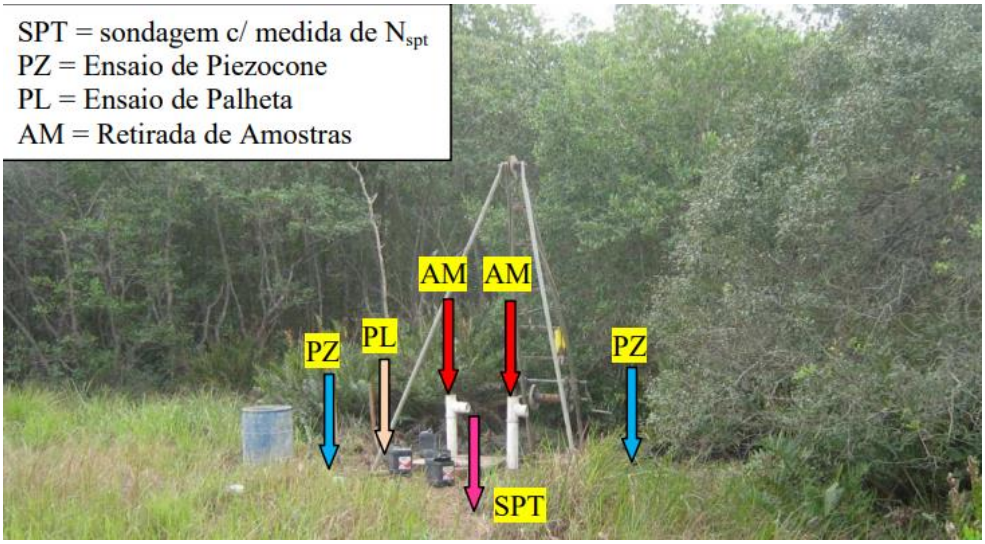


Figura 22- Localização de ensaios e ilhas de investigação (Almeida et al., 2012).

O perfil geotécnico do terreno apresenta um depósito de argila mole com espessura variável entre 2,0 m e 8,0 m, sob uma camada de areia fofa superficial de espessura de até 3,4 m. O nível d'água foi localizado perto da superfície em toda região. Ademais, a estratigrafia foi assumida com base nos resultados dos ensaio geotécnicos previamente realizados.

A disposição das colunas de brita foi empregada de forma variada devido às particularidades do projeto, a considerar sempre a conformação quadricular da malha e um diâmetro aproximado de 0,9 m em cada coluna. O espaçamento utilizado foi de 1,40 m para a área que incluía a proteção ambiental de um mangue local, e 1,75 m para o resto do Pátio de Minério e ferrovia. Além disso, esperava-se o depósito de pilhas de minério com até 14,0 metros de altura o que equivale a uma carga de 325 kPa no centro e 170 kPa nas bordas, aproximadamente.

O método de cálculo de recalque utilizado foi o método de Priebe (1995) e complementado por análises numéricas em elementos finitos. A partir destas análises foram estimados recalques que variam entre 0,15 m até 1,13 m, a depender da disposição das colunas, espessura da camada de argila mole.

No projeto, também foram verificadas as condições de estabilidade do conjunto coluna de brita + argila mole. Para viabilizar o estudo da estabilidade, a região onde se encontravam as colunas de brita e a argila mole foram modeladas com as características de um material homogêneo, com parâmetros geotécnicos

ponderados. No geral, foram garantidas as condições de estabilidade na obra, com exceção da região do mangue. Esta necessitou de reforço com geossintéticos bidirecionais sobre a argila mole para a execução do aterro de conquista, e sobre o mesmo para que fosse alcançado o fator de segurança de 1,5 requerido.

Para se monitorar a segurança da obra e se as premissas de projeto se verificavam no campo foi mobilizada uma grande campanha de investigação geotécnica, com cerca de 250 instrumentos. Estes são apresentados na Tabela 2, onde também se indicam a grandeza e a quantidade dos instrumentos utilizados.

Tabela 2- Resumo da instrumentação geotécnica (Almeida et al., 2012).

Grandeza média	Quantidade	Instrumento
Recalque superficial	64	Marcos superficiais
	37	Placas de recalque
	11	Tubos de perfilômetro
	23	Sensor de recalque (com transdutor de poropressão)
Recalque em profundidade	45	Extensômetro magnético (+datum)
	8	Transdutores de deformação
Deslocamento horizontal	23	Tubos de inclinômetros
Poropressão (na argila mole)	36	Piezômetros de corda vibrante
Tensão vertical total (topo das colunas e entre colunas)	12	Célula de tensão total

Até o momento da publicação de Almeida *et al.* (2012), a instrumentação e observação da obra descrita por Almeida *et al.* (2012) ainda se encontrava em andamento. Visto isso, resultados mais esclarecedores a respeito dos efeitos da utilização de coluna de brita ainda não tinham sido conclusivos.

1.6.2. Obra da TKCSA, Rio de Janeiro - Brasil

Na região oeste da cidade do Rio de Janeiro, no bairro de Santa Cruz, foi realizada a obra da TKCSA (ThyssenKrupp Companhia Siderúrgica do Atlântico) que consistia na construção de um pátio de minério de grandes dimensões. O

método de melhoramento de solo utilizado no pátio de minério de ferro foi o de coluna de brita devido às altas cargas previstas e a presença de argilas muito compressíveis no terreno, aliado ao curto espaço de tempo para a conclusão da obra. A Figura 23 ilustra a localização da obra.

Figura 23- Localização via satélite Google Maps da obra da TKCSA (pós construção).

O solo local é composto por uma extensa camada de argila mole fluvial e marinha que pode alcançar em alguns locais aproximadamente 17 metros, com faixas de areias intercaladas em determinadas cotas. Devido a tamanha vulnerabilidade do terreno, um aterro de conquista com espessura entre 1,2 m e 2,0 m foi hidraulicamente construído no local para o acesso dos equipamentos.

Parte da região receberia cargas relativas ao depósito de carvão e à pilha de minério de ferro. Por razão da tensão vertical da pilha de minério ser mais de três vezes maior que a pilha de carvão, foram adotadas diferentes soluções para elas. No local referente à menor carga utilizaram-se drenos verticais e colunas de areia encamisadas com espaçamento de 2,0 metros, instaladas na base dos *stack-reclaimers*. A Figura 24 apresenta as soluções geotécnicas utilizadas nas diferentes regiões.

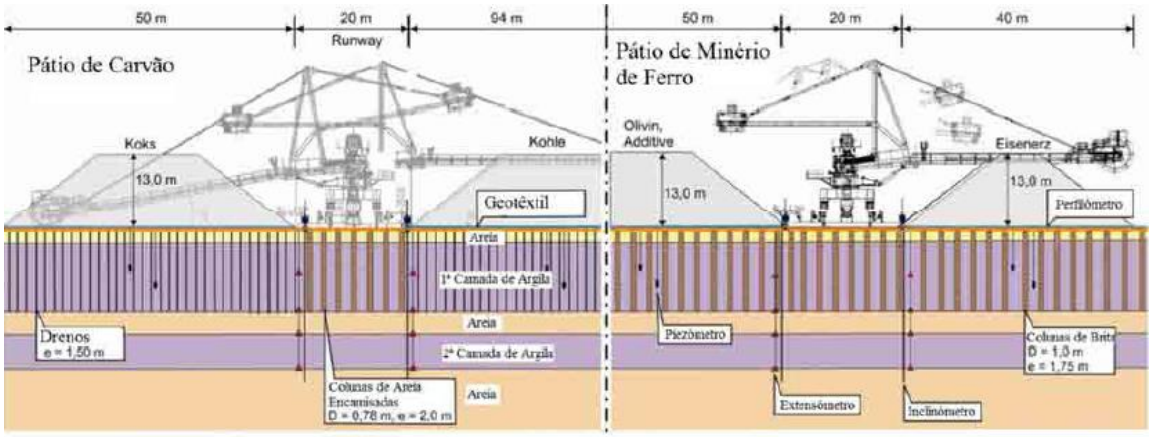


Figura 24- Soluções geotécnicas aplicadas no pátio de minério (Lima, 2012).

As colunas de brita utilizadas no pátio de minério de ferro foram construídas com espaçamentos variados (de 1,75 m a 2,20 m), uso de malha quadrangular e com comprimentos de 10 a 17 m (média de 12 m). Acima delas foi construída uma plataforma de brita para transferência de carga aliada a duas geogrelhas (transversalmente instaladas), com a finalidade de transferência de carga e aumento da estabilidade. Cabe ressaltar que para um projeto de pilha de minério é obrigatória a verificação da estabilidade das colunas. Pilhas de minério são muito perigosas para as colunas de brita devido às elevadas tensões cisalhantes localizadas nas bordas da pilha.

Durante a execução da obra, foram instaladas em todo pátios de minério e carvão seções instrumentadas a cada 50 m. Entre os equipamentos de instrumentação se encontram: piezômetros, células de recalque, inclinômetros, extensômetros e perfilômetros. Informações sobre os resultados, assim como valores estimados para recalque por diversos métodos se encontram mais adiante nos Capítulos 3 e 4 da presente pesquisa e na tese de Lima (2012).

1.6.3. Porto marítimo, Argélia

O projeto é relacionado ao tratamento por coluna de brita do solo que receberia uma plataforma em um porto na Argélia, com alto potencial de liquefação e deformação excessiva. A sobrecarga está prevista em 55 kPa com uma largura

de 16,4 metros e uma limitação de recalque de 5 cm. As sondagens realizadas em 2013 revelaram a presença de uma camada compressível de uma areia siltosa de 10 a 16 metros, repousando sobre uma camada de argila. Além disso, foi executada uma camada de colchão drenante composto de brita na superfície do terreno. A profundidade do nível d'água se encontrava aproximadamente a 2 metros da superfície (Benmebarek, 2015).

A Tabela 3 apresenta os parâmetros dos solos e das colunas de brita utilizados para a estimativa de recalque. Os parâmetros das britas empregadas nas colunas e no colchão drenante foram retirados da literatura por falta de ensaios.

Tabela 3- Parâmetros do solo, colchão drenante e coluna de brita (Benmebarek, 2015).

	γ_{sat} (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	Φ' (º)	E' (MPa)	μ
Areia siltosa	19,62	16,68	32	5,50	0,27
Argila	19,31	15,20			
Colchão drenante	23,00	20,00	40	60,00	0,25
Coluna de brita	23,00	20,20	40	60,00	0,25

Onde: γ_{sat} – peso específico saturado; γ_d – peso específico seco; E' – módulo de elasticidade efetivo; μ - coeficiente de Poisson.

No estudo de Benmebarek (2015), foram calculados recalques do solo por diversos métodos analíticos de tratamento por coluna de brita assim como o recalque sem tratamento nenhum. A Tabela 4 apresenta os resultados encontrados nas análises.

Tabela 4- Comparação de recalques calculados por métodos analíticos (Benmebarek, 2015).

Método	Recalque (cm)
Antes do tratamento	15,0 cm
Método de Priebe (1995)	7,2 cm
Método de homogeneização simplificado	5,6 cm
Método de BAUMANN e BAUER (1974)	4,0 cm
Método de Gambin (1984)	1,1 cm

Após este estudo, o autor faz a verificação de recalques por modelagem numérica que será descrita no Item 1.7.2 deste trabalho.

1.6.4. Aterro rodoviário, Austrália

Oh *et al.* (2007) apresentou um caso de um aterro para rodovia na região sudeste da Austrália, que deveria sobrepor uma imensa região composta de argila estuarina mole com alta sensibilidade e baixa resistência não drenada. Devido às características do solo a solução de tratamento escolhida foi a coluna de brita.

Para fins de estudo, um aterro teste foi construído na região de maior espessura da camada de argila, que se estendia até aproximadamente 13,5 metros. Este foi dividido em três seções: seção 1 sem colunas de brita, seção 2 com colunas com 2,0 metros de espaçamento e seção 3 com colunas com 3,0 metros de espaçamento. Além disso, o aterro foi construído em 2 estágios, cada estágio consistia no preenchimento de 2,0 metros de altura sobre as colunas de brita instaladas que possuíam aproximadamente 1,0 metro de diâmetro e 14,0 metros de comprimento. O nível d'água se encontrava a uma profundidade de aproximadamente 0,5 metros abaixo da superfície. As características naturais do solo podem ser observadas na Figura 25.

As Figuras 26a, 26b e 26c ilustram os perfis de recalque para aterro não tratados e aterros com colunas com espaçamento de 3,0 m e 2,0 m respectivamente, em diferentes períodos. O recalque máximo foi de cerca de 50 cm para solos não tratados e para colunas espaçadas de 3,0 m, para colunas espaçadas de 2,0 m foi de 39 cm. A redução do recalque foi de 5 e 25% para o caso não tratado, em relação a colunas de brita espaçadas de 3,0 m e 2,0 m, respectivamente.

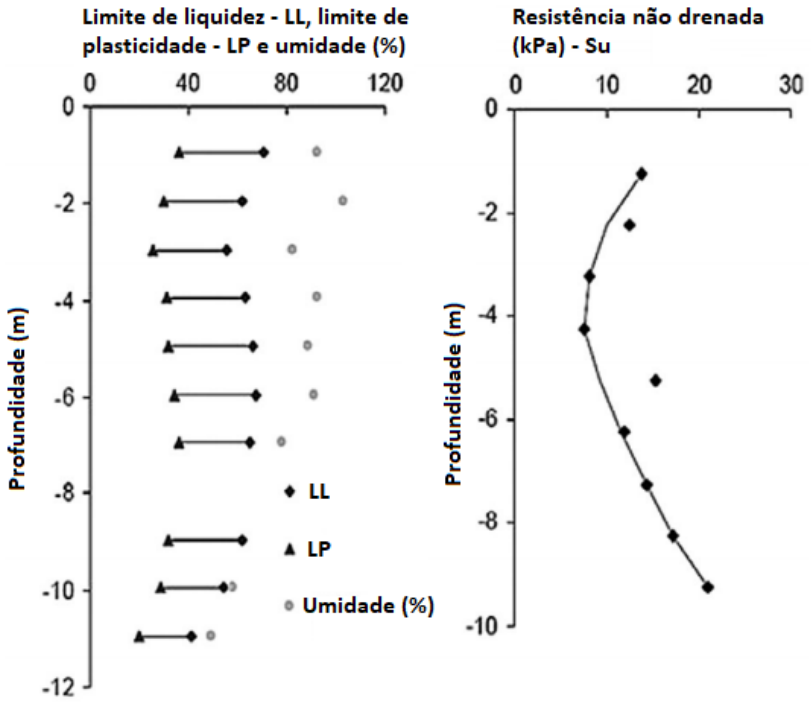


Figura 25- Gráficos de limite liquidez/plasticidade, umidade e resistência não drenada em relação à profundidade (Oh et al., 2007).

Pode-se concluir que com a instalação de colunas de brita espaçadas mais estreitamente (2,0 m), reduziu-se pouco o recalque do aterro em relação às espaçadas de 3,0 m. A relação entre o recalque máximo no solo sem tratamento para o menor valor de recalque com colunas espaçadas de 2,0 m foi de 1,33. Maior redução no recalque foi inatingível devido à perturbação derivada da instalação da coluna na argila estuarina sensível (Oh *et al.,* 2007).

A Figura 27 apresenta perfis de deslocamento lateral para os casos estudados, imediatamente após a construção do aterro e 230 dias após a conclusão. O deslocamento lateral máximo 77 mm ocorreu a uma profundidade de 3 m argila e 230 dias após a construção do aterro não tratado. No caso de colunas com 2,0 m e 3,0 m de espaçamento, o deslocamento lateral foi reduzido drasticamente pela metade na mesma profundidade.

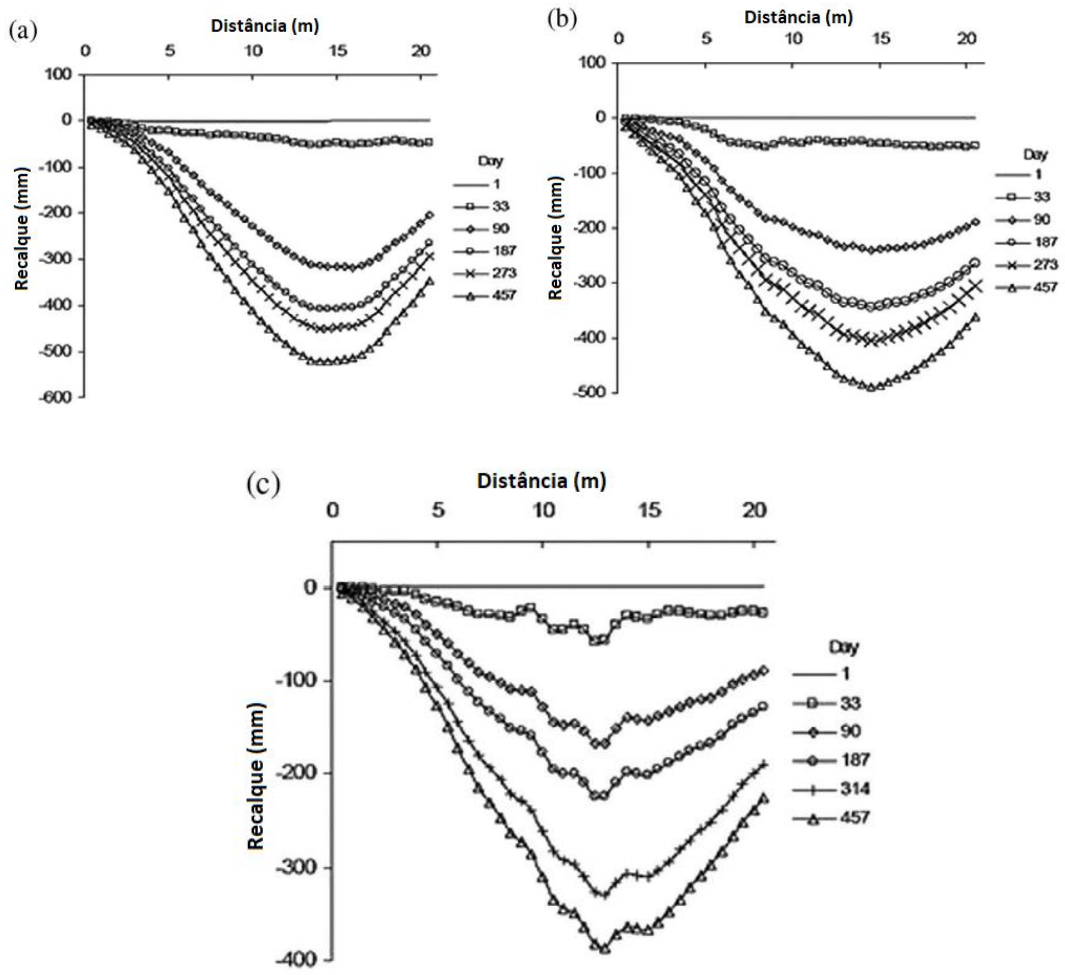


Figura 26- Perfis de recalque para solos sem tratamento (a), e tratados com colunas de brita com distância de 3m (b) e 2m (c. (Oh et al., 2007).

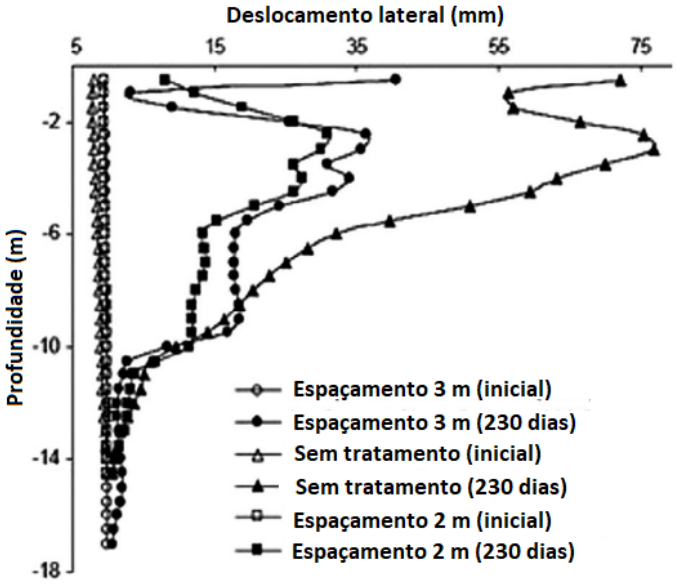


Figura 27- Perfis de deslocamentos laterais (Oh et al., 2007).

1.7. Estudos numéricos

Neste trabalho, a modelagem numérica teve como finalidade reproduzir os efeitos pós-construção do reforço de solo por coluna de brita de um aterro teste instrumentado, de modo a retratar o carregamento de minério de uma determinada região do aterro. Desta forma, o modelo pôde estimar a evolução das deformações e tensões em função do tempo e em virtude do carregamento aplicado, além de verificar a estabilidade do conjunto. Esta modelagem numérica foi desenvolvida nos softwares Rock and Soils 2D (RS^2) da Rocscience e Plaxis, dois softwares de elementos finitos 2D com ênfase na área de geotecnia. Para o presente estudo, foi utilizado o modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb para definição dos critérios de ruptura do solo. Além disso, foram utilizados dados da análise numérica da tese de Lima (2012), que foi realizada no software Plaxis 2D considerando a variação de compressibilidade do solo compressível com o tempo, característica contemplada pelo modelo Cam-Clay.

O reforço do solo pelas colunas de brita é um método cada vez mais utilizado na engenharia civil não só em obras situadas em solos moles, mas também em terrenos com a possibilidade de liquefação. Com isso, a modelagem numérica se torna uma alternativa eficaz para a estimativa do comportamento real dos solos reforçados por este método.

1.7.1. Modelagem numérica 3D, Sainte-Menehould - França

Um dos efeitos principais que deve ser estudado durante a instalação das colunas de brita é a reação do solo situado no entorno da coluna, que dependendo do método utilizado pode ser constantemente submetido à compressão lateral e tensões horizontais durante o processo. Nguyen (2009) realizou a modelagem do tratamento de coluna de brita no software Plaxis 3D, incluindo os efeitos do processo de instalação no solo que a rodeia. Estes processos de instalação foram representados a partir da aplicação de uma expansão radial na coluna modelada.

Primeiramente, foi abordada a modelagem de uma célula unitária de coluna de brita estudando o efeito da expansão segundo determinados parâmetros do

solo e da coluna. As colunas são modeladas tendo dimensões diferentes (de 2 a 6 metros de comprimento). O diâmetro é considerado constante e igual à 1 metro. Ademais, foi utilizado um colchão de 50 cm de espessura e uma placa de concreto de 20 cm suportando um carregamento de 50 kPa, acima da coluna.

Diferentes valores de expansão lateral da coluna foram empregados para a simulação da instalação da coluna de brita: 0%, 2,5%, 5%, 7,5%, 10% e 15%. A Tabela 5 mostra os parâmetros de solo utilizados para a modelagem.

Tabela 5- Parâmetros do solo, coluna e concreto (Nguyen, 2009).

Tipo	Modelo	γ(kN/m³)	c (kPa)	Φ' (º)	E (MPa)	v(-)	Ψ(º)
Coluna	Mohr-Coulomb	20	1	38	100	0,25	8
Solo	Mohr-Coulomb	17	1	33	5	0,25	-
Concreto	Linear elástico	25	-	-	30000	0,20	-

A Figura 28 apresenta a taxa de redução de recalques calculados em função da relação A/A_c, onde A é a seção do solo reforçado e A_c a seção da coluna para diferentes valores de expansão radial. As colunas foram consideradas não flutuantes. De acordo com o gráfico, pode ser observado que quando a relação das seções (A/A_c) possui valores grandes ($A/A_c > 20$), o fator de redução de recalques é baixo, por outro lado, se a relação diminui ($A/Ac<10$), o fator de redução de recalques aumenta rapidamente.

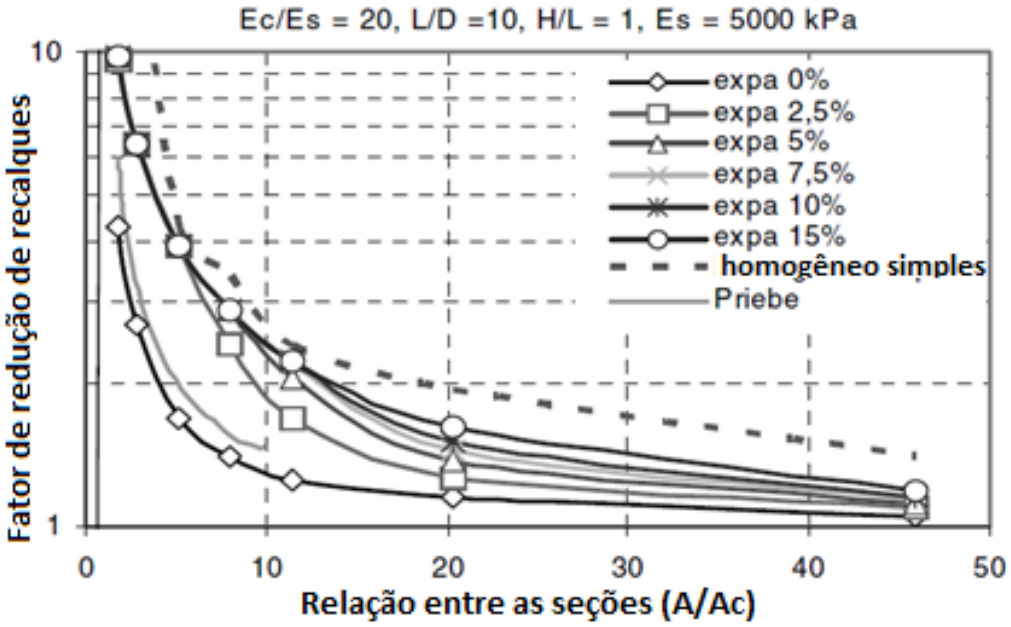


Figura 28- Taxa de redução de recalques (adaptado, Nguyen, 2009).

Posteriormente ao estudo de expansão lateral, modelou-se a fundação de uma bacia de aeração, para uma estação de tratamento em Sainte-Menehould (França). Esta fundação se encontra sobre 48 colunas de brita de aproximadamente 80 centímetros de diâmetro e 7 metros de comprimento. As bacias de estação de tratamento se caracterizam habitualmente por um radier de 20 cm, armado anti-fissuração, sobre um colchão de brita de 50 cm em média. O radier da fundação é circular com um raio de aproximadamente 10 metros e a carga máxima aplicada correspondia à 4,5 metros de coluna d'água dentro do reservatório, ou seja, 45 kPa.

Os resultados dos ensaios pressiométricos permitiram definir quatro camadas de solo: aterro, argila marrom, argila com pedras e argila cinza. A Figura 29 ilustra o perfil geotécnico encontrado no terreno.

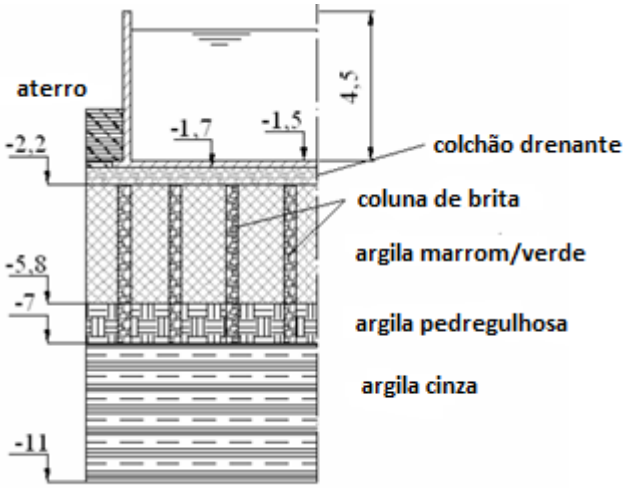


Figura 29- Representação do perfil do terreno (adaptado, Nguyen, 2009).

A Tabela 6 mostra as características das diferentes camadas do terreno.

Tabela 6- Propriedades das camadas de solo (Nguyen, 2009).

Prof. (m)	E' (Mpa)	E_u (Mpa)	γ(kN/m³)	γsat (kN/m³)
0-2,2	2,33	2,63	18	19
2,2-5,8	4,33	4,89	18	19
5,8-7	6	6,76	18	19
7-11	20	22,56	18	19
	k (m/s)	S_u (kPa)	c' (kPa)	Φ (graus)
0-2,2	1.e-9	30	1	25
2,2-5,8	1.e-9	53	5	25
5,8-7	1.e-9	66	5	25
7-11	1.e-9	256	7	25

Onde:
E' = módulo de deformação efetivo;
E_u = módulo de deformação não drenado;
γ = peso específico do solo;
γ_{sat} = peso específico saturado do solo;
k = coeficiente de permeabilidade;
S_u = resistência não drenada;
c'= coesão efetiva;
Φ = ângulo de atrito.

Para o estudo foram feitas modelagens em 3D de três casos diferentes:

- radier sem coluna;
- radier com 48 colunas mas sem a utilização da expansão das colunas;
- radier com 48 colunas com a utilização de expansão radial no valor de 15%.

As colunas foram modeladas pelo modelo constitutivo Mohr-Coulomb de ruptura, com um módulo de elasticidade de 100 MPa e ângulo de atrito de 38º.

Após as modelagens, comparando os 3 casos diferentes com os valores obtidos na instrumentação anteriormente, a Tabela 7 mostra a magnitude do recalque nas diferentes regiões do radier estudado.

Tabela 7- Recalque do radier nos diferentes casos (Nguyen, 2009).

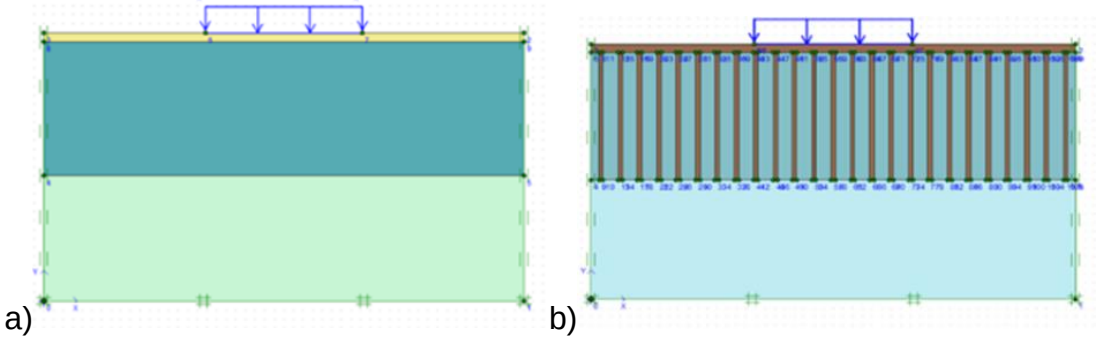
Recalque	Medido (mm)	Sem coluna (mm)	Com coluna sem expansão (mm)	Com colunas com expansão 15% (mm)
No centro	9	45	38	18
Na borda	5	5	10	12
Diferencial	4	40	28	6

Segundo Nguyen (2009), os recalques absolutos e diferenciais foram superestimados devido à utilização do modelo Mohr-Coulomb com módulo de elasticidade constante com a profundidade e por isso, os valores encontrados foram maiores que os medidos no campo. Pode-se observar também, que a consideração da expansão radial de 15% no modelo foi a que obteve valores mais próximos dos medidos anteriormente por possuir maiores fatores de redução de recalques (pode ser observado na Figura 28). Mesmo assim a diferença entre recalques medidos e calculados foi grande, segundo o autor devido às limitações do modelo Mohr-Coulomb. Porém, esta pode ser atribuída também aos altíssimos valores de módulo de elasticidade atribuídos às colunas para o caso.

A diferença de 2 mm nos recalques medidos na borda do radier são considerados desprezíveis.

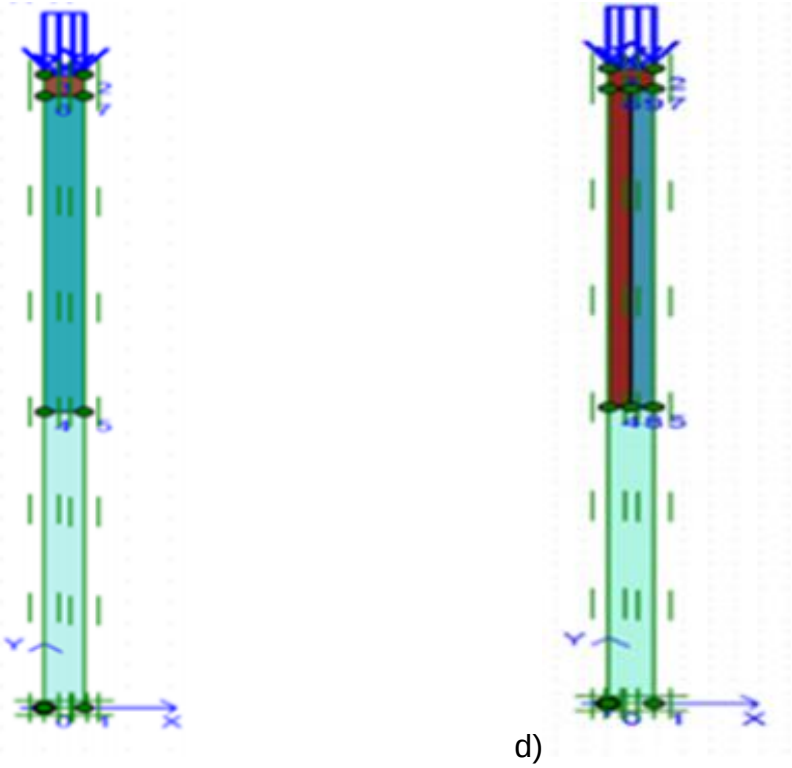
1.7.2. Modelagem 2D e axissimétrica, Argélia

No porto da Argélia previamente descrito no Item 1.6.3, foram realizadas modelagens 2D e axissimétricas do comportamento das argilas marinhas tratadas por colunas de brita. O modelo foi dimensionado no software PLAXIS 2D a partir das duas considerações de deformação ilustradas nas Figuras 30 (modelagem 2D) e 31 (axissimétricos).



a) b)

Figura 30- Modelos geométricos axissimétricos de elementos finitos no PLAXIS 2D (Benmebarek, 2015).



c) d)

Figura 31- Modelos geométricos 2D de elementos finitos no PLAXIS 2D (Benmebarek, 2015).

Os espaçamentos das colunas foram variados e foram projetados em distribuição de malha hexagonal e em função dos resultados dos ensaios realizados e da camada do colchão drenante.

No primeiro modelo geométrico ilustrado pela Figura 30, a modelagem 2D foi dividida em duas formas: considerando a zona tratada como uma camada única com parâmetros relativos a um solo equivalente (a), ou seja, sendo argila e coluna como um só material homogêneo; sendo respeitadas as localizações e influências das colunas de brita no solo argiloso (b). Os modelos axissimétricos também foram realizados conforme as hipóteses anteriores, solo equivalente

(c) e respeito às geometrias do solo e das colunas (d) como pode ser observado na Figura 31.

Na Tabela 8 podem ser verificados os resultados obtidos para os diversos tipos de modelos. Esta contém os valores de recalque encontrados para o exemplo modelado sem o tratamento por colunas de brita e após, caso fosse realizado o tratamento.

Tabela 8- Comparação de recalques calculados para diversos modelos (Benmebarek, 2015).

Modelo		Material	Recalque (cm)	FRR
Sem colunas	Deformação plana	Somente solo natural	14,5	-
	Deformação axissimétrica		14,3	-
Com colunas	Deformação plana	Solo equivalente	5,1	2,8
		Solo-coluna	5,6	2,6
	Deformação axissimétrica	Solo equivalente	6,3	2,3
		Solo-coluna	6,6	2,2

A partir dos resultados indicados na Tabela 8, é possível constatar que quando não se considerou o tratamento do solo por coluna de brita, houve uma boa concordância entre os valores de recalques encontrados para deformação plana e deformação axissimétrica. Os valores do modelo mais simples de “solo equivalente” também apresentaram valores de recalque próximos aos do modelo solo-coluna.

Traçando um comparativo com a Tabela 4, mostrada anteriormente no Item 1.6.3, é possível observar que os recalques encontrados nas modelagens numéricas tiveram algumas diferenças com relação ao calculado a partir do método de Priebe, principalmente no caso de deformação plana. O método da homogeneização simplificada calculado analiticamente por Benmebarek (2015) revelou resultados semelhantes à modelagem de deformação plana contido na Tabela 9. Além disso, os recalques no modelo axissimétrico foram sempre maiores que os do modelo plano.

1.7.3. Modelagem 3D, Bothkennar - Escócia

Neste caso, foi usado o software de elementos finitos PLAXIS 3D para desenvolver um modelo referente aos efeitos da instalação de colunas de brita nos solos argilosos de Bothkennar.

Bothkennar é uma região localizada na Escócia (Reino Unido), em que são realizados diversos estudos geotécnicos devido à espessa camada de argila mole do local. O perfil se trata de uma rígida camada de argila siltosa de aproximadamente 1,5 metro de espessura, sobresseguida de uma camada de argila muito espessa. O nível d'água medido foi de 1 metro abaixo da superfície. Foram instaladas placas de concretos numeradas de 3 a 7 sobre as colunas de brita para que fossem realizados os carregamentos do estudo. A análise numérica foi usada para analisar a influência das dimensões da coluna, espaçamento e profundidade, com relação às medições realizadas nas placas sobre as colunas de brita.

A Tabela 9 indica os parâmetros utilizados para a modelagem no software PLAXIS 3D de acordo com as colunas de brita.

Tabela 9- Arranjo e dimensões das colunas de brita instrumentadas (Al-Ani, 2015).

Placas	Dimensão LxB (m)	Comprimento da coluna (m)	Número de colunas	Espaçamento (m)
3	3 x 0,75	5,7	2	1,5
4	3 x 0,75	5,7	2	1,5
5	3 x 0,75	7,7	2	1,5
6	3 x 0,75	5,7	2	1,5
7	1,5 x 1,50	5,7	2	1,5

Enquanto a Tabela 10 apresenta os acréscimos de carregamento aplicados sobre as sapatas sobrejacentes às colunas de brita instaladas.

Tabela 10- Acréscimo de carregamento nas sapatas instrumentadas (Al-Ani, 2015).

Placas	Dimensão LxB (m)	Profundidade da fundação	1º carregamento (kN/m²)	2º carregamento (kN/m²)
3	3 x 0,75	0,5	33,1	67,8
4	3 x 0,75	0,5	34,9	71,1
5	3 x 0,75	0,5	32,1	67,0
6	3 x 0,75	1,2	34,2	69,6
7	1,5 x 1,50	0,5	32,7	67,0

Os parâmetros do solo foram estimados com base em ensaios geotécnicos e algumas revisões da literatura, como explicitado no estudo de Al-Ani (2015). A Tabela 11 contém os valores utilizados para a modelagem numérica.

Tabela 11- Parâmetros utilizados na modelagem (Al-Ani, 2015).

		1ª camada argila	2ª camada argila	3ª camada argila	Coluna de brita
Profundidade		0-1,5	1,5-2,5	2,5-14	-
Φ'	[º]	34	34	34	34
c'	[kPa]	1	1	1	1
Ψ'	[º]	0	0	0	15
γ'	[kN/m²]	18	16,5	16,5	19
E_{50}^{ref}	[kN/m²]	1068	506	231	70000
E_{Oed}^{ref}	[kN/m²]	1068	506	231	70000
E_{ur}^{ref}	[kN/m²]	5382	3036	1164	210000
OCR	[-]	1	1	1,5	-
POP	[kN/m²]	15	15	0	-
K_0	[-]	1	1	1	0,3

Onde: OCR é (razão de pré adensamento); POP é (tensão de pré adensamento); E_{50} e E_{oed} são módulo de deformação secante em teste triaxial drenado padrão e tangente e módulo de deformação oedométrico primário, respectivamente; E_{ur} é módulo de deformação para descarregamento/recarregamento; K_0 é coeficiente de empuxo no repouso.

Com a Tabela 12, pode-se comparar os valores de recalque encontrados na modelagem 3D do software PLAXIS com os recalques instrumentados no campo durante a aplicação do carregamento. É possível observar uma boa concordância entre o PLAXIS 3D e as medições para a segunda fase de carregamento. Para a primeira fase os valores não foram satisfatórios, sendo menores que os medidos em campo.

Tabela 12- Valores de recalques para as sapatas 3 à 7 (Al-Ani, 2015).

Sapata	1º carregamento		2º carregamento	
	Plaxis 3D	Medido	Plaxis 3D	Medido
3	15,47 mm	17,5 mm	41,66 mm	37,50 mm
4	14,47 mm	20,0 mm	48,37 mm	42,50 mm
5	11,93 mm	22,0 mm	40,00 mm	40,00 mm
6	14,44 mm	24,0 mm	43,20 mm	45,00 mm
7	15,66 mm	22,0 mm	47,30 mm	45,00 mm

Além disso, foram medidos os deslocamentos horizontais nas colunas em virtude do efeito de embarrigamento das mesmas. Como observado na Tabela 13, quanto maior o carregamento aplicado à coluna, maior a deformação radial dela. O embarrigamento da coluna de brita se encontra em todos os casos confinado em uma profundidade imediatamente abaixo da camada de argila rija e localizado exatamente no ínicio da camada de argila mole. O que não é uma surpresa devido à baixa rigidez da camada. O embarrigamento também se deve em grande parte ao número limitado de colunas e ao carregamento muito concentrado.

Tabela 13- Deslocamento lateral das colunas de brita conforme carregamento (Al-Ani, 2015).

Sapata	1º carregamento		2º carregamento	
	Deslocamento lateral (mm)	Profundidade (m)	Deslocamento lateral (mm)	Profundidade (m)
3	0,5	1,85	3,73	1,85
4	0,9	1,85	5,7	1,85
5	0,5	2,50	4,4	2,50
6	0,7	1,85	5,3	2,50
7	1,3	1,85	6,0	2,50

Segundo Al-Ani (2015) a profundidade de embarrigamento é ligeiramente maior nas medições de campo, devido a influência rigidez da camada superior e dos efeitos da interface entre a camada rígida e a argila mole modelados no software. No trabalho de Al-Ani (2015) são apresentados mais resultados e observações pertinentes sobre cada sapata ensaiada.

2. ESTUDO DE CASO

2.1. Introdução

O caso estudado no presente trabalho trata da instalação de colunas de brita realizada no depósito de argila mole do pátio de minério da TKCSA (ThyssenKrupp Companhia Siderúrgica do Atlântico), Santa Cruz, RJ. A obra é localizada em uma região que historicamente apresenta ocorrência de solos sedimentares moles e muito moles, na região da baía de Sepetiba.

Antes da instalação das colunas de brita, diversos ensaios de campo foram realizados a fim de obter a estratigrafia do terreno e os parâmetros geotécnicos das camadas de solo, entre eles: SPT, CPTu, Palheta e DMT (dilatômetro de Marchetti). Além disso, foram conduzidos também ensaios de laboratório como: caracterização, adensamento e triaxial. Com os resultados obtidos pôde-se então estimar os valores de projeto e realizar modelagens numéricas em softwares de elementos finitos, assim como proposto nesta dissertação.

2.2. Investigação geotécnica e estatigrafia

A campanha de investigação geotécnica no pátio de estocagem de minério realizada *in situ*, foi composta por:

- 14 sondagens de simples reconhecimento – ensaios SPT (*standard penetration test*);
- 20 verticais de piezocone (CPTu) com ensaios de dissipação de poropressão;
- 3 verticais com ensaio de palheta;
- 6 ensaios com dilatômetro de Marchetti (DMT);
- 16 amostras indeformadas para ensaios de laboratório;

Os ensaios foram realizados de modo a formar ilhas de investigação, que foram identificadas pela numeração dos ensaios de simples reconhecimento SPT. A estratigrafia do resultado da sondagem e a numeração das mesmas podem ser observados nas Figuras 32 e Figura 33, respectivamente. As ilhas de investigação consistem em locais com um ou mais ensaios em conjunto, para que haja uma melhor correlação dos resultados de acordo com a localidade. Na área do Pátio de Minério houve 3 Ilhas de Investigação com maior densidade de ensaios (SPT-321, SPT-327, SPT-328), onde foram realizados ensaios de CPTu, Palheta e retiradas de amostras indeformadas para a realização de ensaios de laboratório.

O modelo da estratigrafia do terreno foi elaborado em conformidade com as sondagens de simples reconhecimento realizadas previamente. Nestas sondagens foram observadas camadas de areia e lentes de diversas espessuras. Além disso, foram encontradas camadas de argila mole com espessuras que variam de 7,0 m a 15,0 m. Portanto, em grande parte da área do pátio de minério existem três camadas de argila entrepostas por camadas de areias de mesma classificação, como pode ser visto na Figura 32. As lentes de areia serão desconsideradas para a simplificação do modelo geotécnico.

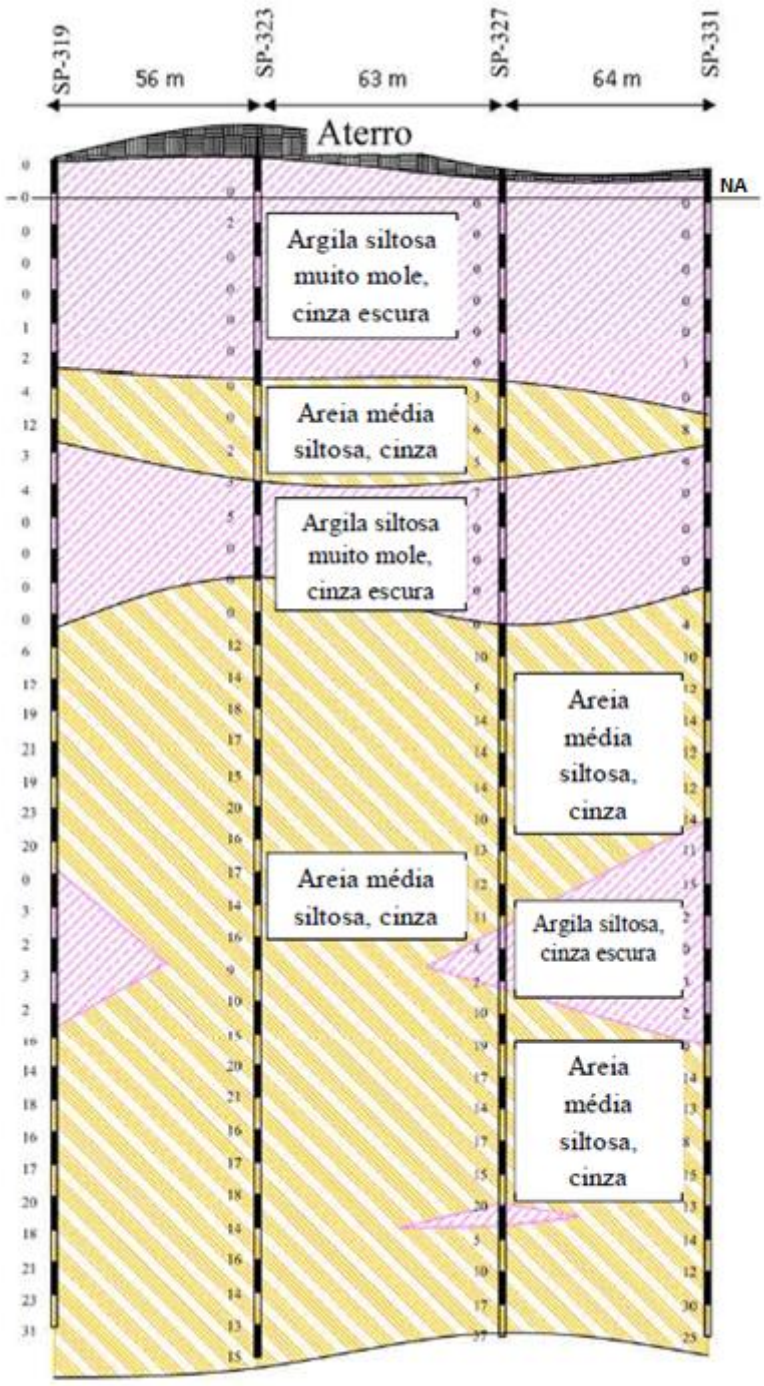


Figura 32- Estratigrafia geotécnica a partir das sondagens SP-319, SP-323, SP-327 e SP-331 (Lima, 2012).

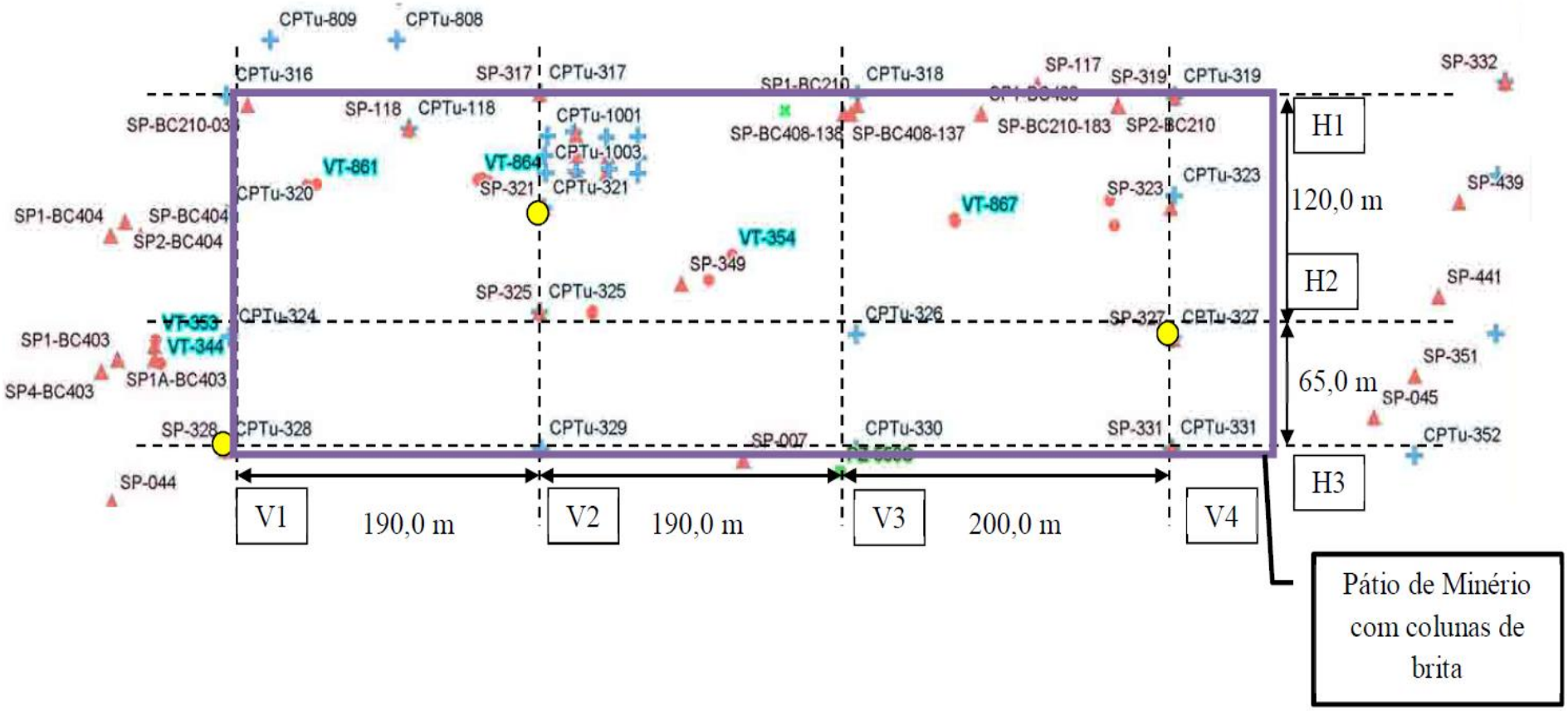


Figura 33- Posição das ilhas de investigações (Lima, 2012).

2.3. Ensaios de Laboratório

2.3.1. Caracterização

Foram realizados diversos ensaios de caracterização nas camadas argilosas localizadas no pátio de minério. Os índices de plasticidade (IP) encontrados variaram entre 30% a 120% e a umidade natural (w_n) entre 32,6% e 142,9%, sendo que os valores mais baixos de umidade foram obtidos de amostra com IP baixo, provavelmente com presença de areia. A densidade real dos grãos (G_s) se apresenta com uma média de 2,55, valor baixo provavelmente devido a elevados teores de matéria orgânica (Lima, 2012).

A análise granulométrica indicou em boa parte das amostras um percentual de argila entre 44% e 76%, ratificando o elevado índice de plasticidade observados em algumas amostras.

2.3.2. Compressibilidade e permeabilidade

As amostras indeformadas coletadas para a realização dos ensaios de adensamento foram retiradas em sua totalidade da camada superior de argila, em diferentes profundidades nas ilhas de investigação indicadas na Figura 33. Segundo Lima (2012), a maioria das amostras retiradas possuía boa qualidade excetuando uma com qualidade regular, segundo critério de Coutinho *et al.* (1998).

Como as amostras de argila do pátio de minério foram coletadas em profundidades de até 7,0 m, não haviam dados relativos aos parâmetros de compressibilidade das camadas inferiores de argila. Contudo, foram realizados ensaios de adensamento em outra área do empreendimento da ThyssenKrupp área da ALSTOM (subestação de energia), cuja estratigrafia é similar à existente no pátio de minério. Foi realizada uma comparação dos parâmetros de compressibilidade e permeabilidade entre as primeiras camadas de ambas as áreas para se verificar a compatibilidade dos dados. Devido à semelhança dos valores, os resultados encontrados nas camadas inferiores, na área da subestação, foram adotados para as camadas inferiores de argila do pátio de minério.

Os valores do coeficiente de adensamento vertical (c_v) foram obtidos a partir dos ensaios de adensamento, e conduzidos com correlação com o coeficiente de adensamento horizontal (c_h), obtido no ensaio de dissipação do piezocone. A relação utilizada entre o coeficiente de adensamento horizontal e vertical foi igual a 1,5, com base na literatura (Almeida e Marques, 2010). A partir dos valores de c_v pôde ser calculado o coeficiente de permeabilidade vertical (k_v).
Com base na variação de índice de vazios com o coeficiente de permeabilidade vertical medida nos ensaios, encontrou-se o coeficiente de permeabilidade (C_k), que é obtido de acordo com a Equação 18.

$$\log\left(\frac{k_v}{k_{v0}}\right) = \frac{\Delta e}{C_k} \quad (18)$$

A Figura 34 apresenta os coeficientes de permeabilidade da argila em função do índice de vazios inicial, que determina a inclinação da reta do gráfico (C_k).

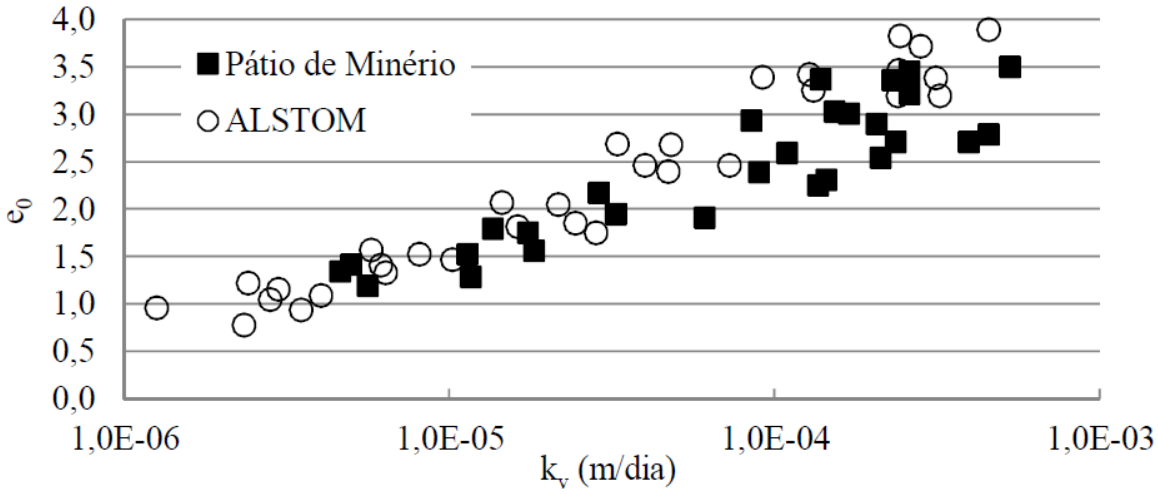


Figura 34- Comparação dos valores de k_v da camada 1 dos depósitos do Pátio de Minério e da ALSTOM (Lima, 2012).

Mais detalhes sobre estes parâmetros podem ser encontrados na tese de Lima (2012).

2.3.3. Parâmetros de resistência

Os valores de resistência não drenada ($S_{u)}$ das camadas de argila foram obtidos a partir de ensaios triaxiais UU e CIU, palheta e piezocone CPTu calibrado pelo ensaio de palheta.

Os valores de S_u obtidos nos ensaios triaxiais UU em amostras de profundidades de 1,50 m, 5,00 m e 6,75 metros apresentou valores entre 12 e 53 kPa. Do mesmo modo, os valores de resistência não drenada obtidos nos ensaios de campo apresentaram valores entre 8,1 a 152 kPa em profundidade de até 12 metros. Os valores de resistência não drenada dos ensaios triaxiais foram em geral maiores do que os obtidos nos ensaios de palheta. Além disso, observa-se uma tendência de acréscimo de S_u ao longo da profundidade. A Figura 35 ilustra os resultados dos ensaios de palheta VT-321, VT-327 e VT-328 e dos ensaios triaxiais relacionados com a profundidade do terreno do pátio de minério.

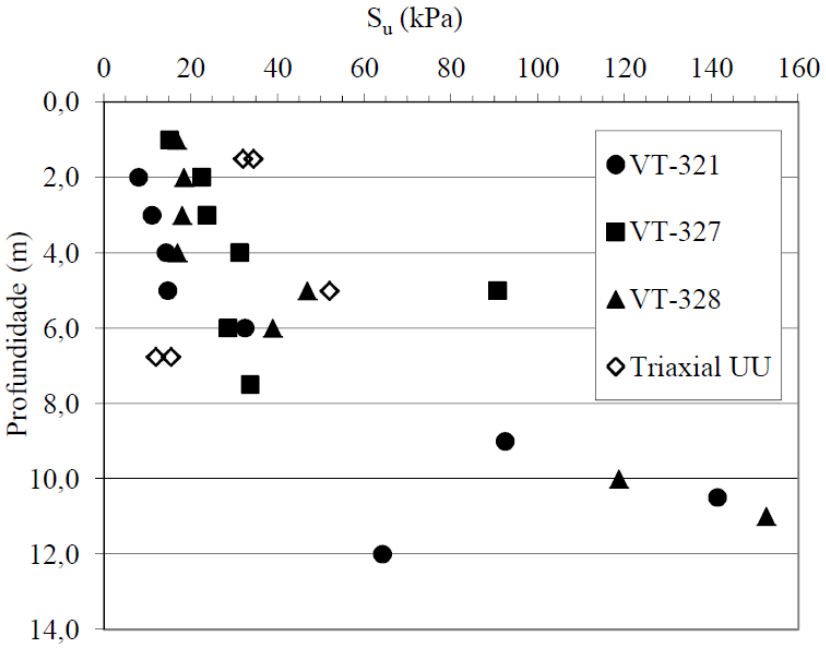


Figura 35- Resultados dos ensaios de palheta e triaxial no pátio de minério (Lima, 2012).

Nos ensaios de piezocone foram calculados valores de N_{kt} para cada profundidade onde foi realizado o ensaio de palheta, nas ilhas de investigação. Os resultados obtidos tiveram uma grande variação, com valores entre 6,5 a 19,5 (N_{kt} médio de 10,7). Os valores de S_u do CPTu para cada vertical foram estimados com valores médios de N_{kt} de cada ilha de investigação. Os perfis de S_u corrigidos utilizando os dados do piezocone e do ensaio de palheta foram corrigidos segundo o critério de Bjerrum (1973), sendo o fator utilizado de 0,62 ba-

seado no valor médio do índice de plasticidade (IP) das amostras. A Figura 36 ilustra os resultados corrigidos dos ensaios de palheta e piezocone realizados na região do pátio de minério.

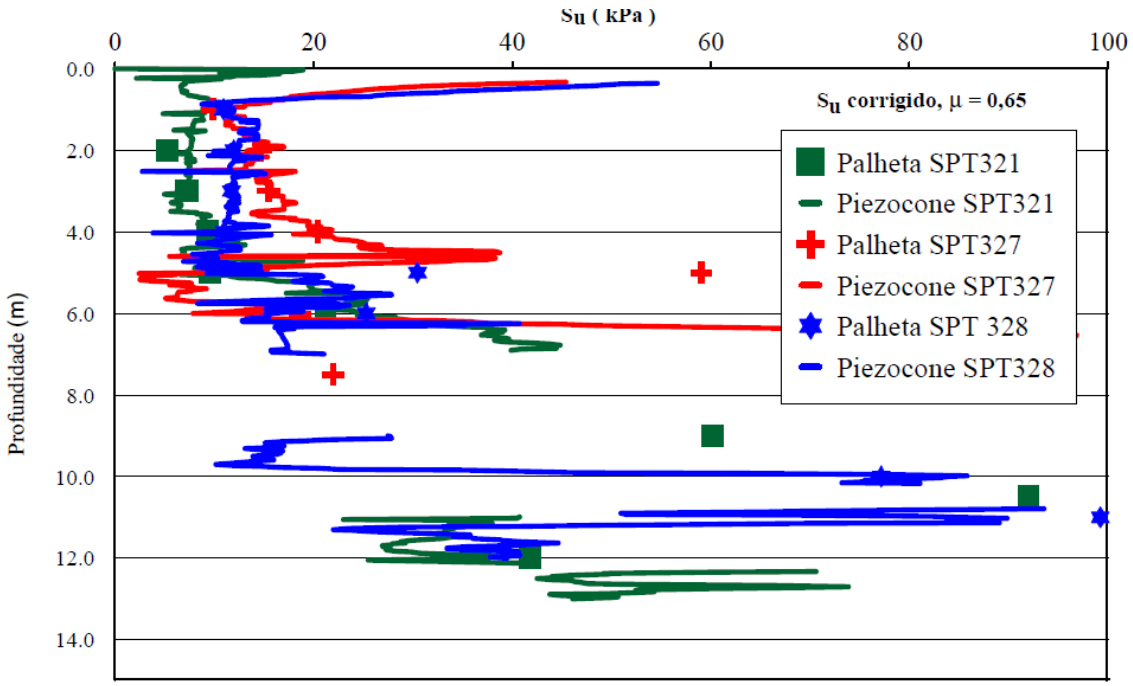


Figura 36- Resistência não drenada corrigida de ensaio de palheta e piezocone (Lima, 2012).

Os ensaios CIU foram feitos em amostras da primeira camada de argila do pátio de minério de ferro, assim como também foram realizados ensaios em amostras retiradas na área da subestação.

Os resultados dos ensaios CIU conduzidos nas amostras da Camada 1 de Argila,

com profundidades de 1,75 m, 3,25 m, 5,25 m, 6,25 m e 7,25 m, no pátio de minério, foram c´= 10 e ϕ ´= 25º, e c´= 0 e ϕ´= 30º, para a condição da argila sobreadensada e normalmente adensada, respectivamente. Onde c' é a coesão efetiva e Φ´ é o ângulo de atrito efetivo do solo.

O valor médio do ângulo de atrito para a área da subestação obtido foi de 24,3º para a camada inicial de argila e 25,7º para as demais camadas de argila.

Segundo Lima (2012), com base nos resultados obtidos e valores apresentados pela literatura pertinente, optou-se em adotar de maneira conservativa um valor único de c' e Φ´ para todas as camadas de argila, igual a 0,0 kPa (condição da argila normalmente adensada) e 25,0º, respectivamente, que serão utilizados nas análises numéricas do Capítulo 3 desta pesquisa.

2.4. Resumo dos resultados

Com base nos resultados dos ensaios executados e nas abordagens utilizadas, foi possível a elaboração da Tabela 14, com os parâmetros geotécnicos das camadas de argila que foram adotados na elaboração do modelo numérico utilizado no Capítulo 3.

Tabela 14- Parâmetros geotécnicos médios das camadas de argila do pátio de minério (Lima, 2012).

Parâmetros	Pátio de Minério			
	Camada 1		Camada 2	Camada 3
	SP-327	Todas as amostras		
CR	0,45	0,38	0,33	0,30
RR	0,069	0,065	0,040	0,036
C_c	1,92	1,59	1,07	1,00
$C_r \approx C_s$	0,29	0,27	0,13	0,12
e_0	3,20	3,11	1,91	1,90
c_v (m^2/seg) x 10^{-8}	2,12	2,5	4,45	4,45
OCR	2,9	2,7	1,2	1,2
γ_{sat} (kN/m^2)	13,1	13,3	15,5	15,5
ϕ(º)	25,0	25,0	25,0	25,0
c' (kPa)	0,0	0,0	0,0	0,0

Um maior detalhamento dos resultados obtidos foge ao escopo deste trabalho, e maiores informações podem ser encontradas na tese de Lima (2012).

3. ANÁLISE NUMÉRICA

Neste capítulo será apresentada a geometria da área do pátio de minério e também será explicitada toda a metodologia utilizada para a modelagem.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) tem como função a determinação do estado de tensão e de deformação de um modelo criado, que poderá estar sujeito a ações exteriores. Este tipo de cálculo pode ser aplicado tanto para estruturas sólidas quanto para modelos de solo, visando a previsão de seus comportamentos. As modelagens numéricas em MEF permitem análises mais sofisticadas em termos de cálculos, que podem ser realizadas devido ao avanço tecnológico computacional das últimas décadas. Com isso, modelos antes muito complexos e/ou trabalhosos podem ser dimensionados e resolvidos sem grandes problemas. No mercado podem se encontrar diversos softwares que utilizam o método de elementos finitos para modelagem numérica em solos, como o Plaxis e o RS².

Em 2008, a ThyssenKrupp Companhia Siderúrgica do Atlântico (TKCSA) instrumentou uma, até então, futura área de estocagem de minério, para se analisar a possibilidade da disposição de pilhas de minério no terreno composto em boa parte por argila muito mole, como visto no capítulo anterior. Na ocasião foi realizado um ensaio instrumentado de carregamento em 16 colunas de brita (4 x 4), em uma área denominada área teste. As colunas de brita foram instaladas com um espaçamento de 1,85 metros em uma malha quadrangular, com diâmetro médio de 1,0 metro e 11,25 m de comprimento. Após a instalação da instrumentação, para que fosse atingido os valores desejados de carregamento das colunas, a tensão vertical foi aplicada por trilhos de ferro com 12 metros de comprimento empilhados ao longo de quase 1 mês.

O objetivo deste estudo foi comparar os dados obtidos na instrumentação da Área Teste com as analises numéricas em diferentes softwares e modelos. Estimar acuradamente os parâmetros do modelo também se torna fundamental, para se observar disparidades e proximidades dos resultados encontrados nos softwares com os valores medidos em campo.

3.1. Características da área teste

A partir das campanhas de sondagens de simples reconhecimento e ensaios de piezocone foi determinada a estratigrafia do solo na área teste do pátio de minério. Na Figura 37 pode-se verificar o perfil do solo, composto por camadas de argila de diferentes espessuras intercaladas por camadas de areia. Verifica-se que primeiramente foi realizado um aterro de conquista com espessura de 2,60 m sobrejacente à primeira camada de argila de espessura igual a 6,05 m. Logo abaixo é encontrada uma camada de areia com 2,60 m, onde as colunas de brita instaladas foram assentes. Cabe salientar que esta estratigrafia foi elaborada antes do início da aplicação do primeiro carregamento nas colunas, após o adensamento parcial gerado pelo aterro de conquista. Observando o perfil estudado, são verificadas argilas e areias intercaladas entre si e com diferentes espessuras, como pode ser observado na Tabela 15.

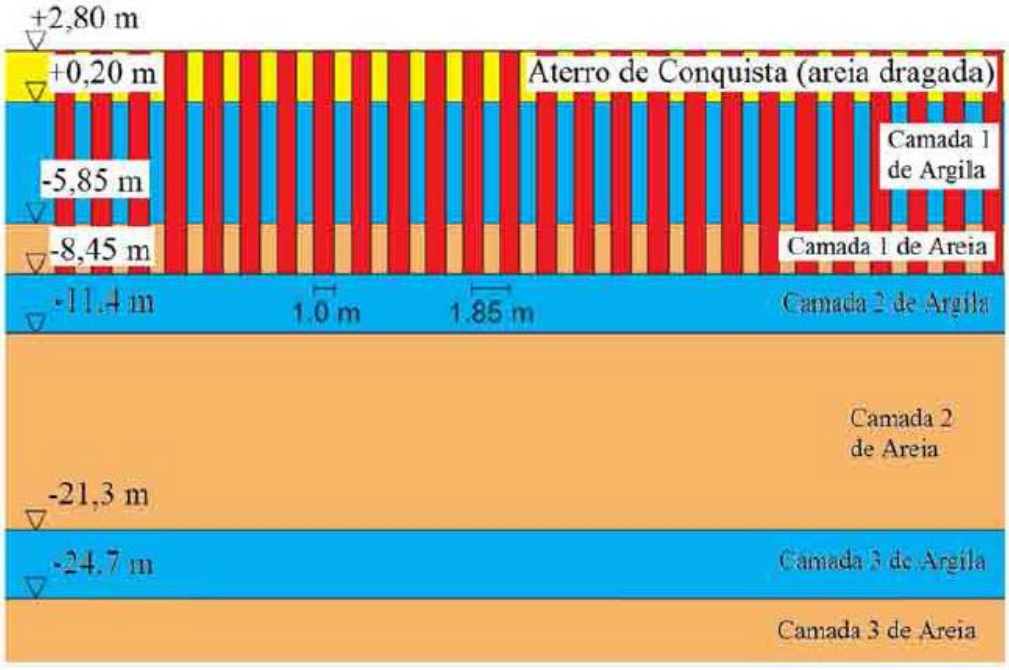


Figura 37- Característica do perfil do solo e conformação das colunas (Lima, 2012).

Tabela 15- Espessuras de solo das camadas de solo da área teste.

Camada	Espessura (m)
Aterro de conquista (areia dragada)	2,60
Camada 1 de argila	6,05
Camada 1 de areia	2,60
Camada 2 de argila	2,95
Camada 2 de areia	9,90
Camada 3 de argila	3,40
Camada 3 de areia	3,40

A cota do terreno no início do teste era de +2,80 m, e o nível d´água (NA) medido no local foi de cota +2,00 m (80 cm abaixo da superfície do terreno).

Após a instalação das colunas de brita foi disposta uma fina camada de brita com 0,20 m de espessura, formando um colchão drenante. Logo acima da camada de brita foi instalada uma placa rígida de concreto de dimensões 6,5 m x 6,5 m x 0,40 m, cobrindo o grupo de 16 colunas a serem carregada. Além disso, quatro vigas de concreto com 6,50 m x 0,40 m x 0,40 m foram posicionadas acima da placa para assegurar o contato total dos trilhos com a placa de concreto e não com o solo circundante. A Figura 38 representa um esquema elaborado por Fichtner (2018a) para ilustrar a situação explicada.

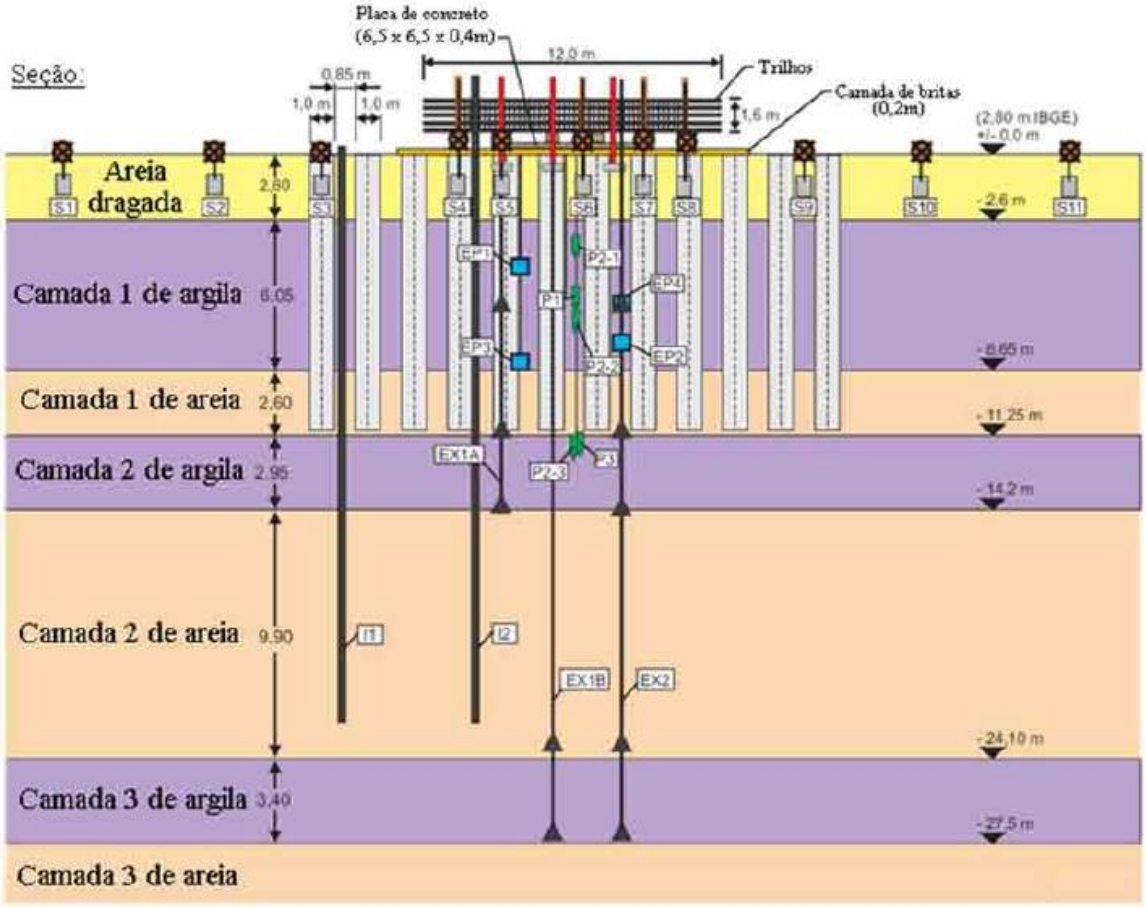


Figura 38- Geometria da área de teste com a instrumentação e aparatos instalados (Fichtner, 2018a).

3.2. Sequência construtiva

A sequência cronológica de eventos ocorridos na área teste do pátio de minério, incluindo o tempo de construção do aterro de conquista, o tempo entre o fim deste e a instalação das colunas, além de outros eventos pode ser verificada na Tabela 16. Esta tabela foi baseada em informações apresentadas por Lima (2012) e mostra a sequência cronológica da obra na área teste, incluindo a duração e magnitude de cada carregamento aplicado. As fases denominadas de “adensamento” na Tabela 16 são relacionadas a períodos em que não houve aumento do carregamento na área teste.

Tabela 16- Sequencia evolutiva dos eventos da área teste do pátio de minério (Lima, 2012).

Nº	Descrição	Tensão vertical aplicada (kPa)	Duração (dias)
1	Construção do aterro de conquista (areia dragada)	-	182
2	Adensamento do aterro de conquista	-	90
3	Instalação das colunas de brita	-	5
4	Adensamento após a instalação das colunas de brita	-	60
5	Instalação da placa de concreto	-	18
6	Carregamento 1 (início em 19/06/2008)	102,3	16
7	Adensamento 1 (início em 05/07/2008)	102,3	2
8	Carregamento 2 (início em 07/07/2008)	112,2	1
9	Adensamento 2 (início em 08/07/2008)	112,2	1
10	Carregamento 3 (início em 09/07/2008)	150,0	3
11	Adensamento 3 (início em 12/07/2008)	150,0	1
12	Carregamento 4 (início em 13/07/2008)	183,6	3
13	Adensamento 4 (início em 16/07/2008)	183,6	1
14	Descarregamento (início em 17/07/2008)	126,0	4
15	Adensamento pós-descarregamento (início em 21/07/2008)	126,0	16

Com base nos resultados obtidos de deslocamentos verticais e horizontais da área teste, concluiu-se que houve aparentemente uma ruptura localizada. Com isso, a partir do dia 17 de julho de 2008 houve a retirada dos trilhos, representada como a fase de descarregamento do ensaio (fase 14 da Tabela 16).

Após as leituras da evolução do carregamento aplicado na Área Teste com o tempo e os deslocamentos horizontais associados a estes em determinada profundidade do inclinômetro 2 (3,5 metros), é possível constatar deslocamentos horizontais maiores que os prescritos pelo trabalho de Leroueil (2001). Segundo Leroueil (2001), o fator de segurança de estabilidade sobre argila mole possui uma relação com o índice de deslocamento horizontal da camada compressível no pé do talude, indicado no gráfico da Figura 39 onde pode-se observar que o F.S se aproxima de um valor real para taxas de deslocamentos no valor de 10 mm/dia. A Figura 40 mostra a relação entre o carregamento aplicado na Área teste e as taxas de deslocamentos associadas. A partir do dia 10/07 (21º dia) os valores ultrapassam 10 mm/dia, indicando uma possível ruptura.

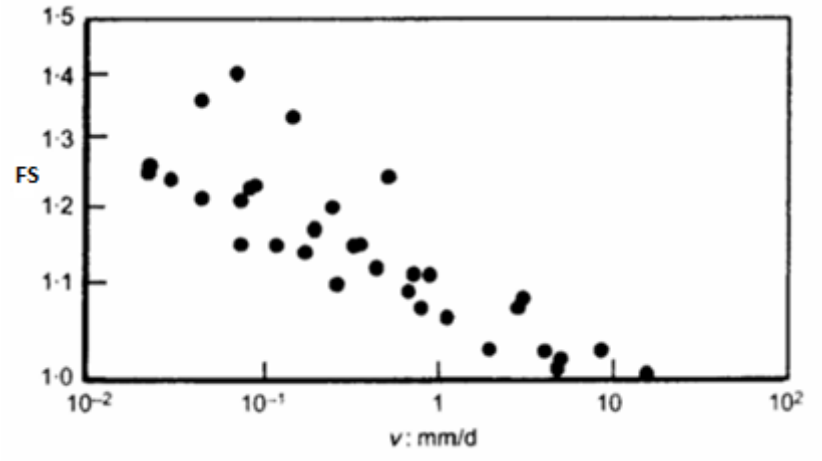


Figura 39- Relação entre velocidade de movimento horizontal no pé do aterro e fator de segurança do mesmo (Leroueil, 2001).

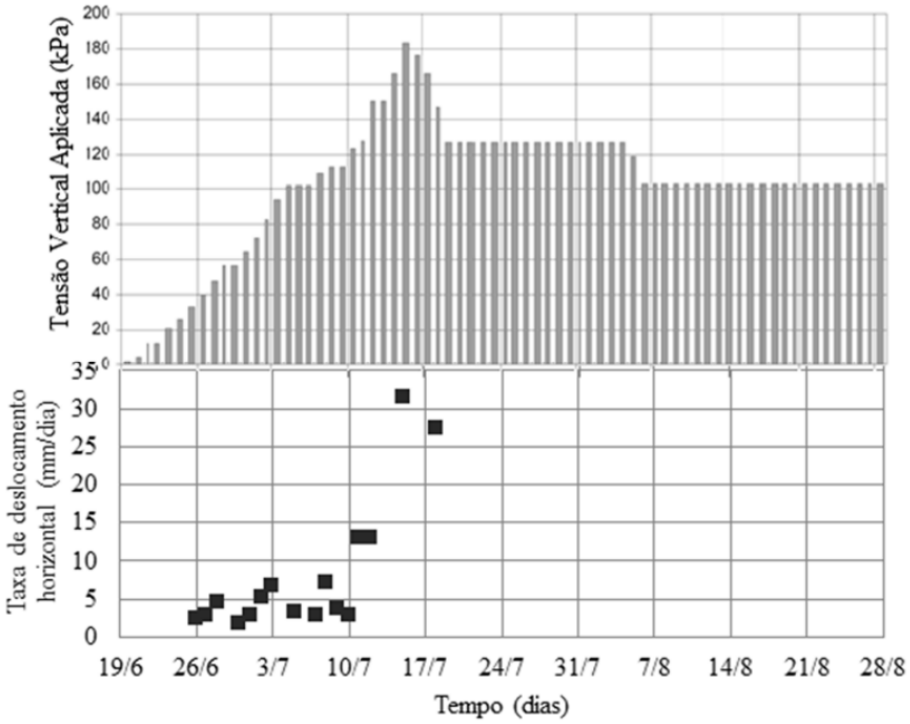


Figura 40- Sequência evolutiva das taxas de carregamento e deslocamentos horizontais no Inclinômetro 2 da Área teste. (Lima, 2012).

É importante frisar que este estudo não teve como finalidade modelar a parte associada à ruptura do modelo. Portanto, os resultados obtidos após o 21º dia de carregamento não possuem valores numéricos desconsideráveis para este estudo.

3.3. Instrumentação utilizada

Foram instalados ao todo 28 instrumentos de diversos tipos para o monitoramento da área teste estudada neste trabalho, nas posições mostradas na Figura 38. Os instrumentos utilizados foram:

- 11 placas de recalque – medições de deslocamentos verticais superficiais instaladas em linha, a 0,50 m de profundidade. As placas S7 e S4 são as que serão contempladas neste trabalho. Na instrumentação de recalque a placa S6 foi danificada;
- 2 inclinômetros – medições de deslocamentos horizontais. Os inclinômetros possuiam comprimento de 23,0 m, com leituras a cada 0,50 m – posicionados a Oeste da área teste a 0,75 m e 6,05 m de distância da borda da placa de concreto.
- 9 piezômetros de corda vibrante – medições de poropressão. As profundidades dos equipamentos foram de 4,0 m; 4,5 m; 6,0 m (2 sensores); 7,0 m; 7,5 m; 8,3 m (sensor danificado); 11,7 m e 12,0 m.
- 2 extensômetros magnéticos verticais – medições de deslocamentos verticais em profundidade. Cada um com 5 sensores. Profundidades de 6,0 m; 11,0 m; 14,0 m; 23,5 m; e 27,0 m. Instalados em 3 furos, devido a problemas durante a instalação.
- 4 células de tensão total – medições de tensão total horizontal por profundidade. Foram também instalados piezômetros com o intuito de se obter a variação da tensão efetiva horizontal. Os instrumentos foram instalados em profundidades de 4,5 m; 6,0 m, 7,5 m e 8,3 m (sensor danificado).

Como os piezômetros de profundidade 11,7 m e 12,0 m foram instalados na camada de areia, não apontaram excesso de poropressão significativos. Além disso, somente dois extensômetros magnéticos, nas profundidades de 6,0 m e 11,0 m, não apresentaram problemas nas leituras (FICHTNER, 2008a).

Os resultados referentes às instrumentações serão apresentados simultaneamente com os valores encontrados nas modelagens numéricas para fins comparativos. Nem todas instrumentações serão abordadas neste estudo.
Mais informações podem ser encontradas em FICHTNER (2008a), In Situ Geotecnia (2008), Roza (2012) e Lima (2012).

3.4. Parâmetros geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos utilizados nas análises numéricas deste trabalho tiveram como base os resultados adquiridos nos ensaios de campo e de laboratório e explicitados nos trabalhos de Lima (2012) e Roza (2012). Além disso, por se tratar de uma análise feita inteiramente no modelo Mohr-Coulomb, diferentemente dos estudos anteriores (modelo *soft soil* do tipo *cam-clay* para argilas), foi necessária a estimativa do módulo de elasticidade para as argilas do perfil.
É imprescindível ressaltar que o objetivo deste estudo nunca foi calibrar o modelo do projeto, ou seja, fazer variações paramétricas visto que isto já foi realizado anteriormente por Roza (2012) e Lima (2012).

- Peso específico e ângulo de atrito (γ e ϕ)

Os valores de peso específicos da primeira camada de argila do modelo foram estimados com base em amostras indeformadas retiradas de campo e a partir dos ensaios de caracterização comentados no Item 2.3.1. Para a determinação dos pesos específicos (γ) para as camadas subsequentes de argila (camada 2 e 3), foram utilizadas as amostras coletadas na área localizada fora do pátio (ALSTOM) que possui características semelhantes, devido à falta de informação na região do pátio de minério. Em razão da necessidade de readequação dos valores para a condição encontrada após a instalação do aterro de conquista devido ao adensamento do solo, Roza (2012) realizou diversas análises numéricas axissimétricas para estimar o valor final pós-aterro do peso específico das camadas de argila. Para a coluna de brita, aterro de conquista, camadas de areia e placa de concreto foram utilizados valores usuais.

Os ângulos de atrito das camadas de argila foram determinados pelos ensaios laboratoriais CIU explicados no Item 2.3.3. Com isso, o valor médio utilizado para todas as camadas foi de 25º. Na coluna de brita o ângulo de atrito foi obtido a partir de valores da literatura (presente no trabalho de Lima (2012) e posteriormente variando-se estes resultados em análise paramétrica realizada por Roza (2012). O ângulo de atrito (φ) para a coluna de brita considerado o mais adequado foi 40º. Para o aterro de conquista e as camadas de areia, foram utilizados valores encontrados em Terzaghi e Peck (1967) e Lambe e Whitman (1979). A Tabela 17 apresenta os pesos específicos e ângulos de atrito adotados no modelo.

Tabela 17- Valores de peso específico e ângulo de atrito do modelo.

Material	γ (kN/m³)	φ (º)
Coluna de brita	20,0	40
Aterro de conquista	18,0	30
Camada 1 de argila	13,4	25
Camada 2 de argila	16,0	25
Camada 3 de argila	15,6	25
Camadas 1, 2 e 3 de areia	18,0	30

- Permeabilidade (k_x e k_y) e índice de compressibilidade (C_c)

Os coeficientes de permeabilidade foram usados no modelo de acordo com os valores obtidos nos ensaios de adensamento e da equação do coeficiente de permeabilidade citada anteriormente no item 2.3.2. Devido à instalação do aterro de conquista ter ocorrido previamente às medições dos parâmetros contidos neste trabalho, adotou-se OCR (razão de pré adensamento) 1. Como a instalação do aterro de conquista gerou nas argilas uma variação do índice de vazios e consequentemente mudanças no valor da permeabilidade, Roza (2012) obteve projeções a partir de suas análises axissimétricas, assim como feito para a obtenção do peso específico. Nas areias o coeficiente de permeabilidade foi obtido por Terzaghi e Peck (1967) e Lambe e Whitman (1979). Para a coluna de brita foram utilizados valores da bibliografia (Lima, 2012).

Os ensaios de adensamento derivados das amostras indeformadas retiradas das ilhas de investigação foram úteis também para a determinação dos índices de compressão (C_c) das argilas estudadas.

A Tabela 18 ilustra os parâmetros de permeabilidade e compressibilidade usados para os materiais constituintes do modelo.

Tabela 18- Valores de permeabilidade e índice de compressibilidade.

Material	k_x(m/dia)	k_y(m/dia)	C_c
Coluna de brita	27,00	27,00	-
Aterro de conquista	0,86	0,86	-
Camada 1 de argila	7,9 x 10-5	3,9 x 10-5	1,92
Camada 2 de argila	7,8 x 10-5	3,9 x 10-5	1,07
Camada 3 de argila	14,0 x 10-5	7,0 x 10-5	1,00
Camadas 1, 2 e 3 de areia	0,86	0,86	-

- Módulo de elasticidade (E)

Para a determinação do módulo de elasticidade das argilas de campo, foi utilizada a fórmula do módulo oedométrico, apresentada na Equação 19:

$$E_{oed} = \frac{\sigma_{v'méd}(1+e_0)}{0{,}435\ C_c}$$

(19)

Devido à variação dos valores de módulos de elasticidade durante o adensamento e a dificuldade de obtenção do valor exato, foram estabelecidas duas faixas limites para as camadas de argila, onde estas são determinadas de acordo com a tensão efetiva média vertical em três situações: tensão efetiva vertical inicial sem o acréscimo de carga (σ'_{v0}), tensão efetiva vertical para a carga inicial aplicada (σ'_{vmin}) e tensão efetiva vertical para a carga final (σ'_{vmax}).

Devido ao efeito de arqueamento de tensões explicado anteriormente no Item 1.2, foram estipulados dois fatores de concentração (FC=2 e FC=5) para o conjunto solo-coluna, baseados nos valores de FC apresentados no trabalho de Lima (2012). Outros valores de FC podem ser encontrados na literatura como em FHWA, (1983), Han e Ye, (2001) e etc. Esta abordagem foi utilizada apenas para a primeira camada de argila, por esta ser a única atingida pela instalação das colunas de brita e pelo efeito do carregamento. Entretanto, existe a possibi-

lidade deste efeito se espraiar para as outras camadas de argila, gerando uma modificação do módulo de elasticidade oedométrico.

O fator de concentração 5 foi utilizado para o módulo de elasticidade com tensão σ'_{vmin} por representar a situação de menor absorção de carga pelo solo, enquanto para o módulo de elasticidade com tensão σ'_{vmax} o valor arbitrado foi 2 por representar a situação em que o solo absorve mais carga, fixando as faixas limites de tensão efetiva vertical amplas. A tensão efetiva vertical inicial não possuiu fator de concentração, visto que não havia aplicação de carregamento.

Na tensão efetiva vertical inicial (σ'_{v0}) o cálculo é feito anteriormente ao acréscimo de carregamento, na tensão efetiva vertical mínima foi considerado o carregamento inicial aplicado (102,3 kPa) e na tensão efetiva vertical máxima o carregamento final (183,3 kPa) obtido após a dissipação total das poropressões. A Tabela 19 reúne os resultados encontrados para o $E_{oed\text{-}inicial}$, $E_{oed\text{-}min}$ e $E_{oed\text{-}max}$ das camadas de argila. Nela é possível observar que os valores utilizados para a 2ª e 3ª camada de argila são os mesmo.

Tabela 19- Valores de módulo oedométrico para as camadas de argila.

Camada de argila	$E_{oed\text{-}inicial}$	$E_{oed\text{-}min}$ (FC=5)	$E_{oed\text{-}max}$ (FC=2)
1	190 kPa	440 kPa	900 kPa
2	460 kPa	460 kPa	460 kPa
3	1060 kPa	1060 kPa	1060 kPa

O valor de módulo de elasticidade 80000 kPa das colunas de brita foi baseado na média dos valores presentes na bibliografia referente ao assunto. Para as areias foram estabelecidos valores com base no trabalho de Lambe e Whitman (1979) sendo 30.000 kPa para a camada de areia 1 e 2 e 80.000 kPa para a camada 3.

- Coeficiente de empuxo

De acordo com a calibração do modelo efetuada por Roza (2012), os valores de coeficiente de empuxo que mais se adequam a situação provocada nas camadas em que as colunas foram instaladas é de 1,25 devido ao efeito de instalação das colunas. Os valores dos coeficientes de empuxo no repouso K_0 foram calculados segundo a Equação 18.

$$K_0 = (1 - sen\phi')(OCR)^{sen\varphi'}$$

(18)

Nas camadas 2 e 3 de argila que não foram afetadas pela instalação os valores foram de 0,6. A Tabela 20 indica os valores de coeficiente de empuxo utilizados.

Tabela 20- Valores de coeficiente de empuxo do modelo.

Material	K_0 ,K*
Coluna de brita	0,35
Aterro de conquista	1,25
Camada 1 de argila	1,25
Camada 2 de argila	0,6
Camada 3 de argila	0,6
Camada 1 de areia	1,25
Camada 2 e 3 de areia	0,5

3.5. Construção do modelo

A geometria adotada no modelo foi baseada nos dados do perfil e do terreno indicados anteriormente nesta dissertação. As análises numéricas realizadas para esta dissertação consideraram o estado plano de deformação e axissimetria, considerando para todas as camadas do solo e colunas de brita, o modelo constitutivo Mohr-Coulomb. Apesar de não ser o modelo que melhor representaria um solo argiloso passível de grandes deformações, este é bastante utilizado pela sua simplicidade, disponibilidade em softwares e por ser bastante conhecido. As análises serão comparadas com os resultados da instrumentação na área teste do pátio de minério estudada. Além das análises numéricas elaboradas para este trabalho, serão comparados também os valores encontrados por Lima (2012) em sua análise 2D utilizando o modelo constitutivo de solo *soft soil creep* (modelo tipo *cam-clay*) no *software* PLAXIS.

O nível do terreno (cota +2,80), antes da construção do colchão de brita, foi considerado como profundidade 0,0 nas análises numéricas. As cargas introduzidas ao longo das fases obedeceram às etapas construtivas de projeto que foram descritas anteriormente na Tabela 17.

- Deformação plana 2D

Para a elaboração da análises numérica 2D foi utilizado o método 2 de Tan *et al.* (2008) de conversão geométrica, para que o mesmo coeficiente de substituição calculado fosse mantido na modelagem geométrica (Item 1.5). A partir da Equação 17 do método, a espessura das colunas de brita foi recalculada e fixada no valor de 0,40 m, valor este bem diferente do 1 metro de espessura original. A malha possui 40 metros de largura e 32 metros de altura, com a placa de concreto (6,5 metros) posicionada exatamente no centro do modelo. As condições de contorno adotadas foram as de impedimento de deslocamentos verticais e horizontais dos nós na base e de deformações verticais nas laterais do modelo. O fluxo de água e o excesso de poropressão não foram permitidos nas camadas laterais da argila.

No software RS² v9.0 a malha discretizada foi a graduada, com elementos triangulares de 6 nós, fator de gradação 0,1 e número elementos de 101655. A interação sólido-fluido utilizada foi acoplada de Biot. Devido à particularidade do *software*, a análise foi drenada em todas as etapas. A Figura 41 ilustra a malha de elementos finitos e a geometria utilizada para modelo. Ressalta-se que o tamanho dos elementos triangulares é muito pequeno em relação à escala apresentada na Figura 42, por isso, estes não podem ser identificados sem um detalhe. Cabe ressaltar que há muito mais elementos na malha do RS² que na do Plaxis. Isso é necessário porque os elementos triangulares do RS² trabalham com funções de interpolação de 2ª ordem, enquanto no Plaxis as funções de interpolação são de 4ª ordem. O detalhe mencionado anteriormente pode ser observado na Figura 41.

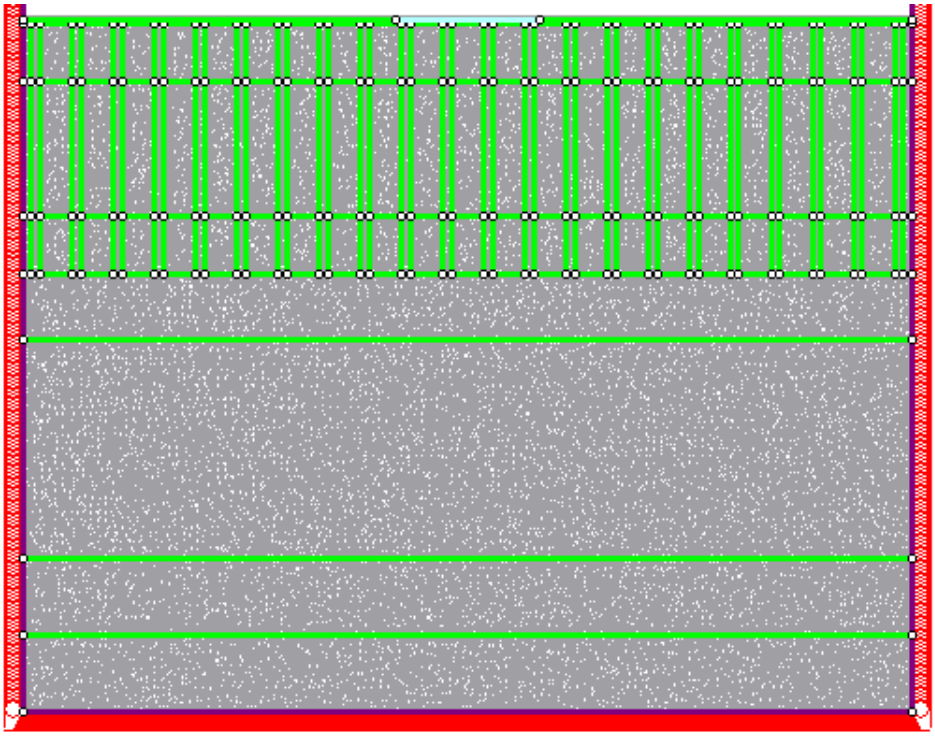


Figura 41- Geometria e malha de elementos finitos utilizados no RS².

No software Plaxis a malha foi detalhada de modo a refinar mais as regiões mais sensíveis à deslocamento do modelo. Com isso, a malha possui 6206 elementos triangulares de 15 nós e a interação sólido-fluido considerada pelo programa também foi a acoplada de Biot. A abordagem utilizada para o modelo foi a utilização de parâmetros efetivos em uma análise não-drenada.

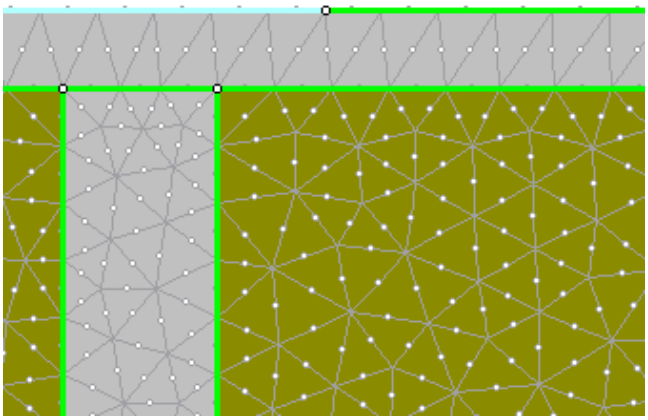


Figura 42- Detalhe da malha usada no software RS².

Na Figura 43 pode-se observar a malha de elementos finitos e a geometria utilizada no Plaxis para o modelo 2D.

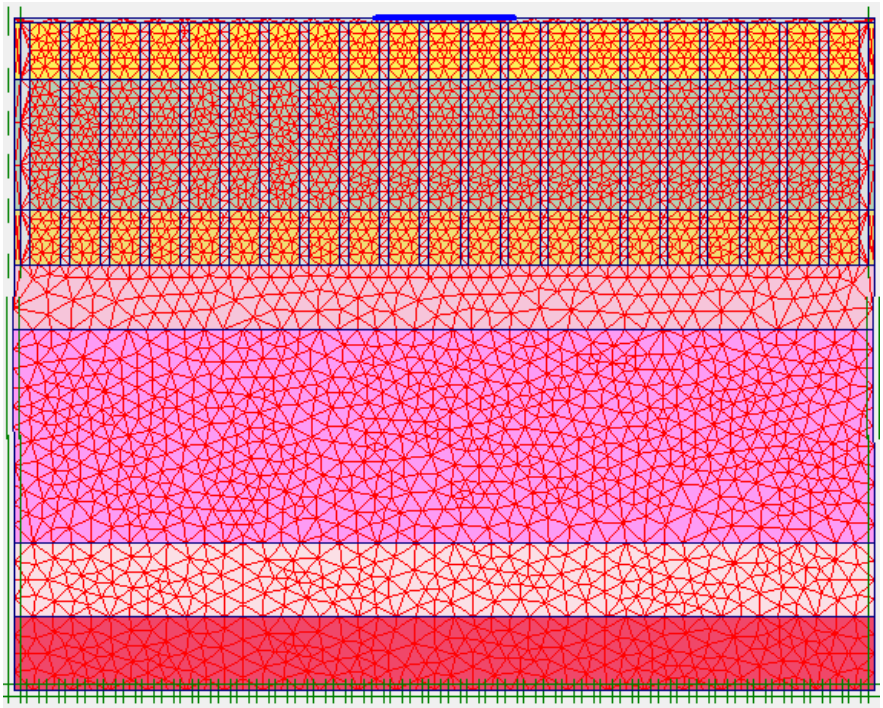


Figura 43- Geometria e malha de elementos finitos utilizados no Plaxis.

Durante o processo de modelagem foi feita a convergência de resultados em ambos modelos de acordo com o refinamento da malha.

- Axissimétrico

Para a elaboração das análises axissimétricas foram utilizados os mesmos conceitos que os do modelo plano 2D. A malha possui aproximadamente 1,1 metros de largura e 32 metros de altura e a espessura da coluna foi a mesma original de projeto. Lembrando que por se tratar de um modelo axissimétrico, apenas metade da seção é desenhada no modelo. A coluna isolada modelada considerada foi a mais perto do eixo central, localizada abaixo da placa de concreto, com raio de 0,5 m.

As características do modelo foram as mesmas que as da análise 2D em termos de tipo de elementos, drenagem e interação sólido-fluido para cada programa. Para a análise no RS² o número de elementos foi de 46430 e no Plaxis a malha possui 855 elementos. Nas Figuras 44 podem ser observadas a malha e geometria dos modelos.

A convergência de resultados em ambos modelos também foi executada de acordo com o refinamento da malha, de modo que os resultados computados fossem os mais acurados possíveis.

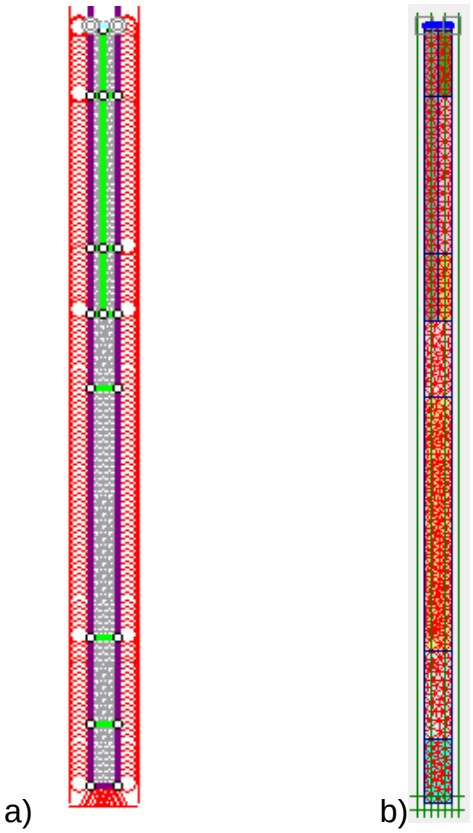


Figura 44- Geometria e malha de elementos finitos axissimétrica a) RS² b) Plaxis.

Para este trabalho, a ferramenta de interface contida nos *softwares* utilizados não foi utilizada. Esta ferramenta introduziria um elemento de interface entre o solo e a coluna de brita, que poderia diminuir o tempo/complexidade da modelagem numérica e gerar algumas diferenças nos resultados obtidos. Por questão de tempo e por ser o primeiro estudo no *software* RS² para este caso, esta opção poderá ser utilizada nas próximas pesquisas.

4. RESULTADOS

Para computar os resultados das análises numéricas foram marcados nós de deslocamentos e pontos de tensão nas posições dos instrumentos instalados em campo, desta forma foi possível realizar uma comparação entre as leituras da instrumentação, da análise plana 2D e da análise axissimétrica. Neste capítulo serão apresentados os resultados de deslocamentos verticais (recalque), deslocamentos horizontais, excesso de poropressão e pontos de plastificação.

Devido à ruptura da Área Teste observada a partir do 21º dia, aproximadamente, as análises numéricas após esta data não serão de valor qualitativo, pois não é possível simular o efeito pós-ruptura nos *softwares* utilizados. Para que tal fosse analisado seriam necessárias análises mais sofisticadas, e estas não estão dentro dos objetivos desta pesquisa.

4.1. Deslocamentos verticais (recalque)

Os deslocamentos verticais calculados serão apresentados comparando com os resultados obtidos por meio de instrumentação do extensômetro magnético e das placas de recalque S5 e S7 e também aos valores obtidos na modelagem pelo modelo constitutivo *Cam-Clay* do trabalho de Lima (2012).

A Figura 45 ilustra os deslocamentos verticais no modelo de deformação plana associados aos diferentes módulos de elasticidade propostos neste trabalho e comparados com os resultados das placas de recalque. Devido ao provável rompimento do aterro aos 21 dias, diagnosticado a partir de Leroueil (2001) e relatado anteriormente, serão analisados apenas os resultados até a linha de ruptura presente no gráfico.

É possível observar a diferença de resultados nos dois *softwares*, onde a maior adequação dos deslocamentos verticais medidos foi na modelagem utilizando módulos de elasticidade máximos ($E_{oed\text{-}max}$). Este portanto foi o modelo adotado no prosseguimento das análises presentes neste trabalho.

Na parte inicial das curvas dos modelo os valores mais próximos dos medidos pelas placas de recalque são os indicados pelo RS^2, enquanto após o 16º dia,

os valores do Plaxis passam a estar em maior consonância com os deslocamentos medidos em campo.

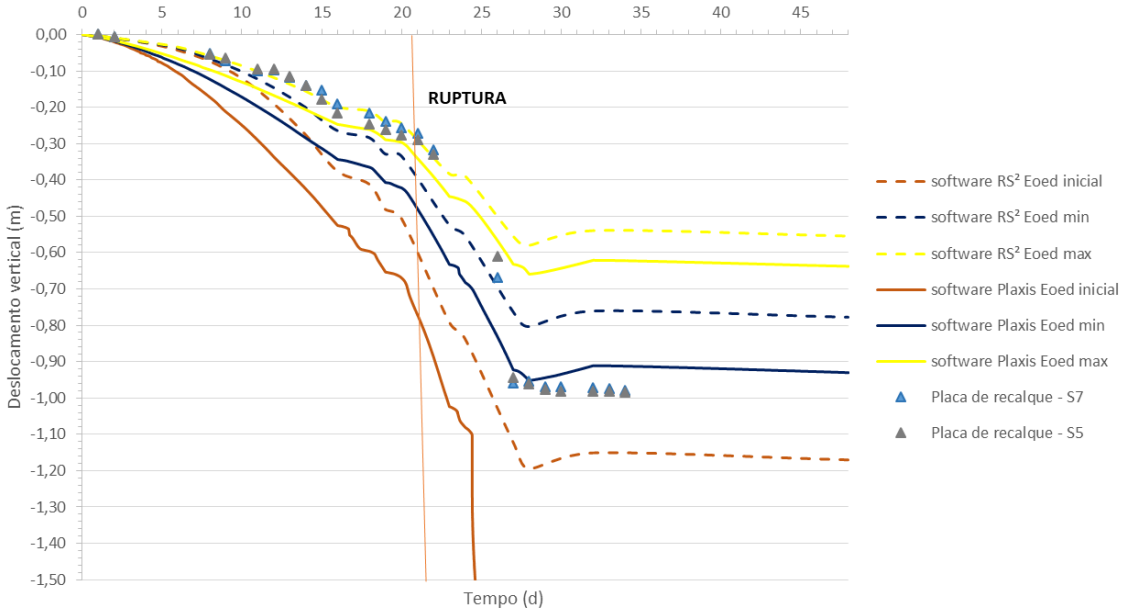


Figura 45- Deslocamento vertical x tempo – Eoed max e Eoed min - Análise 2D.

Os dois *softwares* possuem maneiras diferentes de realizar o procedimento de cálculo das etapas definidas pelo cronograma. O RS² apresenta o deslocamento vertical do solo somente para o tempo inserido no modelo, sendo os resultados unidos por uma reta. Já no Plaxis, as respostas podem ser obtidas ao longo das etapas, propiciando uma apresentação contínua dos resultados. Para que o processo seja mostrado de maneira mais detalhada neste trabalho, o intervalo de tempo de 0 até 16 dias no RS² foi dividido em 8 partes iguais, assim como a carga aplicada. Na Figura 46 é possível observar a evolução dos deslocamento verticais nas diferentes formas de modelo consideradas.

Apesar de uma notável diferença nas magnitudes de recalques nas etapas com o tempo dividido, conclui-se que, após esta fase, os recalques tendem a convergir para os valores normais que seriam encontrados caso não houvesse a subdivisão de cargas. Este modelo de subdivisão foi o padrão utilizado para o restos das análises do RS² contidas neste trabalho.

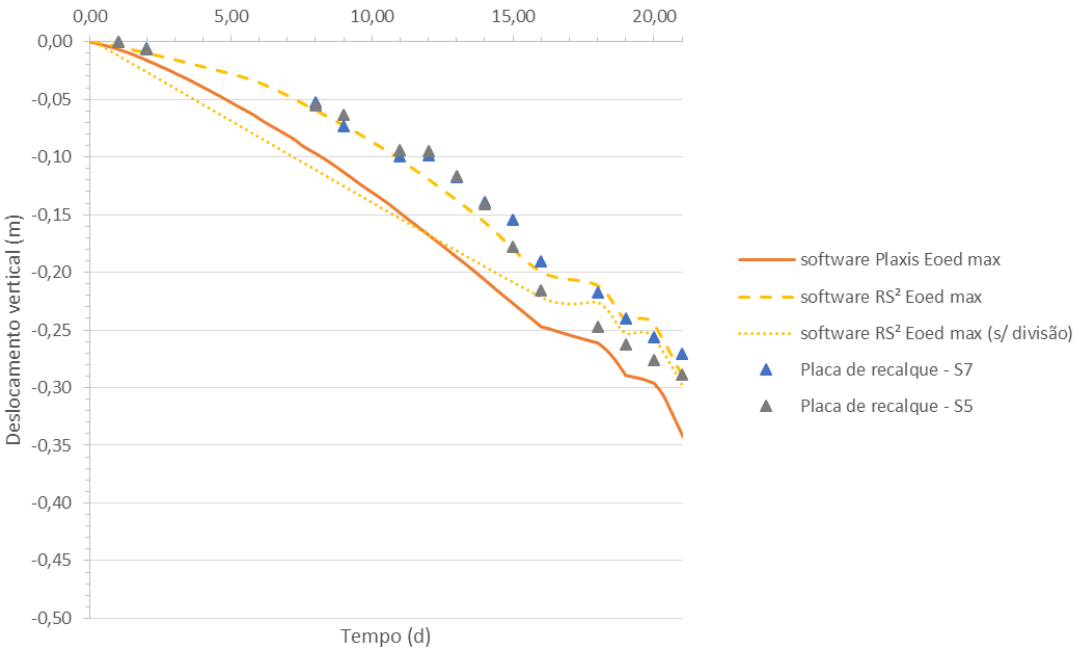


Figura 46- Deslocamento vertical x tempo para Eoed-max em diferente considerações de divisão de tempo.

Além dos deslocamentos verticais obtidos pelo modelo plano de deformação, a Figura 47 também apresenta os valores estimados pelo modelo axissimétrico para módulos de elasticidade máximos. Pode-se verificar que os resultados de delocamentos verticais calculados pelos dois modelos foram muito próximos. Especialmente no axissimétrico, houve poucas diferenças nos recalques encontrados pelos *softwares* e estes se mostraram em concordância com os resultados relativos ao modelo plano de deformação.

Todos os resultados de deslocamentos verticais representados foram satifatórios em termos de proximidade com as medições, com destaque para o modelo plano de deformação do RS² que apresentou valores mais próximos dos instrumentados que os demais. É possível também observar que as divergências entre os modelos no RS² são maiores que no Plaxis nos dias iniciais. Isso se deve à subdivisão de cargas no programa, que variou a magnitude de recalque nas partes iniciais do adensamento como pôde ser visto na mesma Figura 47.

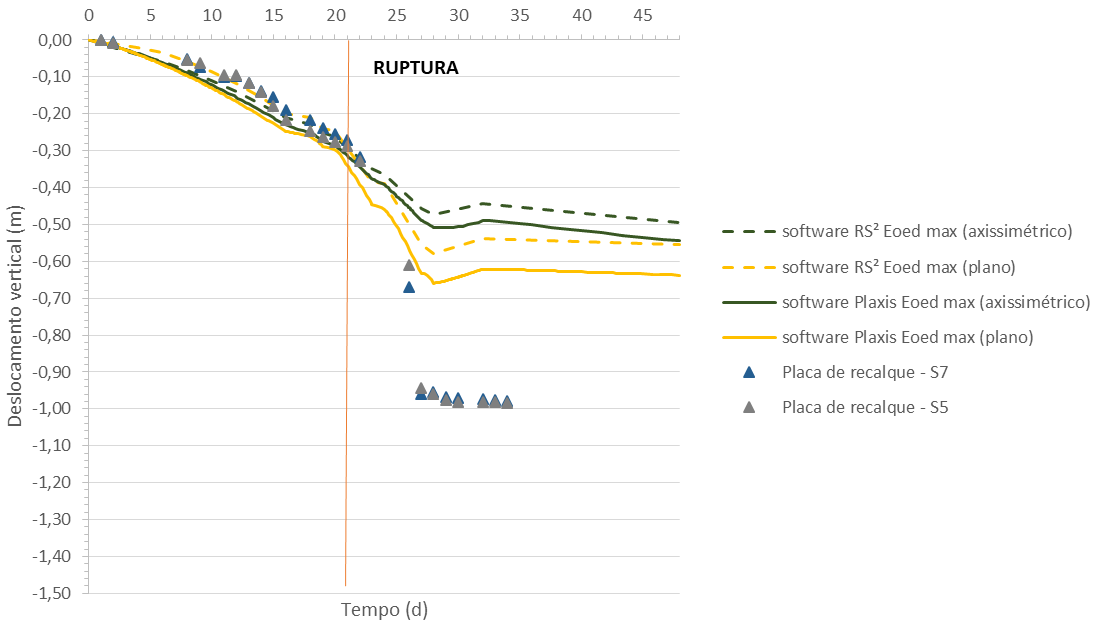


Figura 47- Deslocamento vertical x tempo para Eoed-max em modelo plano de deformação e modelo axissimétrico.

A partir do trabalho de Lima (2012) foi possível analisar os resultados do modelo *Cam-Clay* para a seção de coluna de brita construída na Área Teste. Os valores estimados foram referentes às placas de recalque S5 e S7, que possuem distâncias iguais em relação ao eixo de simetria do modelo e se localizam abaixo da placa de concreto instalada na obra (Figura 38).

Na Figura 48 pode ser visto que os deslocamentos verticais em função do tempo no modelo *Cam-Clay* foram próximos aos encontrados no modelo Mohr-Coulomb (MC) para os valores de $E_{oed\text{-}max}$ e ao medidos em campo. A partir do dia 18 em diante, pode-se notar que os recalques passaram a ter valores maiores que os instrumentados e os modelados com MC, motivo este que pode ser em razão dos parâmetros do solo utilizados, visto que o modelo *Cam-Clay* é o mais apropriado para argilas compressíveis.

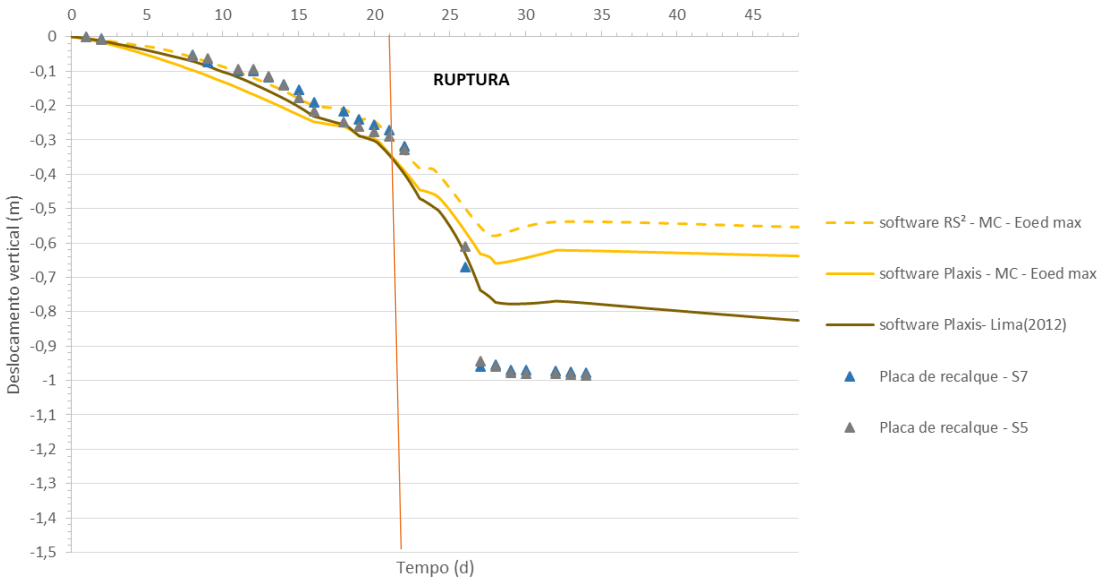


Figura 48- Deslocamento vertical x tempo para Eoed-max em modelo constitutivo Mohr-Coulomb e *Cam-Clay*.

A partir das leituras das placas de recalque foi possível desenvolver a Figura 49, com os deslocamentos verticais medidos em função da distância relativa ao eixo de simetria do modelo. Estas leituras foram comparadas com resultados das modelagens utilizando o modelo Mohr-Coulomb elaboradas neste trabalho e dos modelos de Lima (2012). Pode-se observar que as análises numéricas conseguiram reproduzir o comportamento do solo em todas as placas de recalque medidas, com menores recalques nos modelos do RS², como visto anteriormente, e valores bem próximos entre os modelos Mohr-Coulomb e *Cam-Clay* Plaxis.

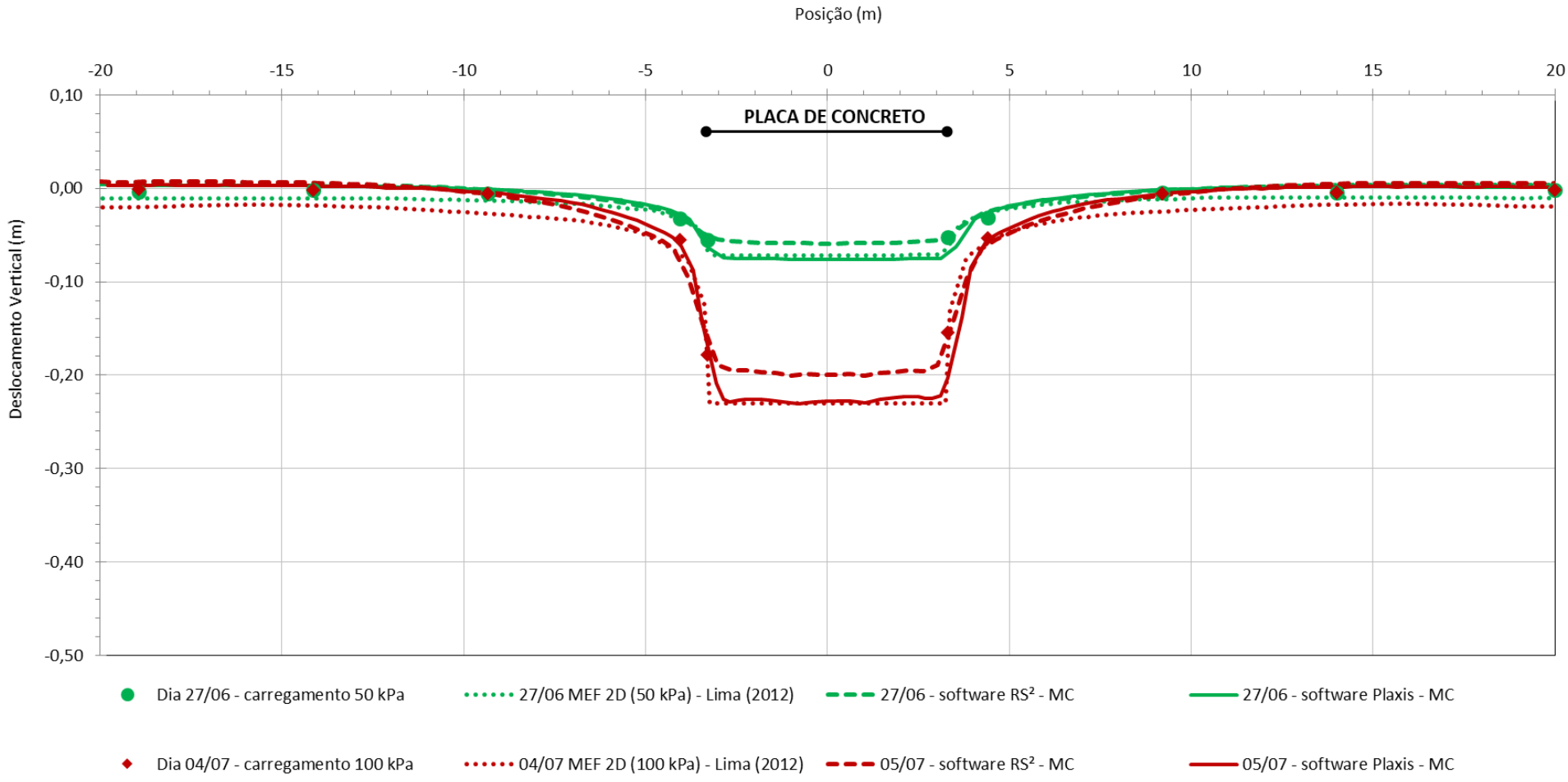


Figura 49- Deslocamento vertical na Área Teste – Análises MC, *Cam-Clay* e instrumentação.

A Figura 50 ilustra os dados dos deslocamentos verticais nas profundidades de 6,0 e 11,0 metros, local dos extensômetros magnéticos.

Devido à leitura dos extensômetros magnéticos ter sido iniciada no 15º dia, os resultados de deslocamentos verticais das análises numéricas foram apresentados somente após esta data. Os resultados dos deslocamentos verticais nos *softwares* RS² e Plaxis e os apresentados por Lima (2012) se mostraram próximos às leituras realizadas apenas no período do 18º dia até o dia da ruptura na profundidade de 11 metros. Para a profundidade de 6 metros os valores do software RS² demonstram-se menos concordantes. Nesta profundidade, ao passo que a ruptura se aproxima, os valores vão ficando mais afastados dos medidos em campo e dos obtidos por Lima (2012).

Esta diferença de resultados pode ser relacionada aos valores muito baixos atribuídos à segunda camada de argila do modelo. Esta questão poderá ser melhor percebida no Item 4.2 de deslocamento horizontais.

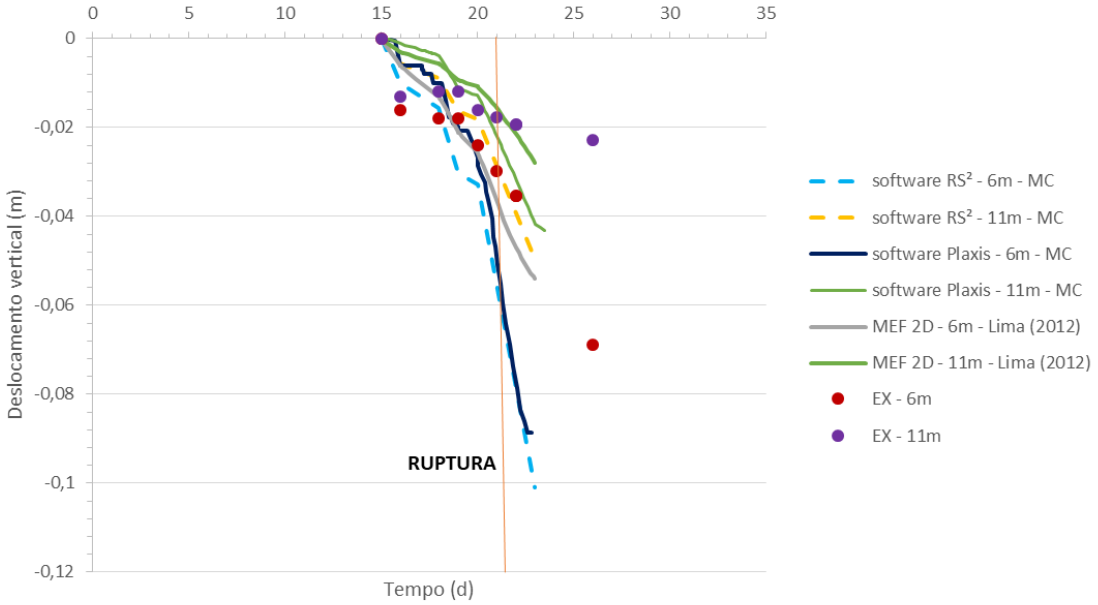


Figura 50- Deslocamento vertical na Área Teste – Análises numéricas e extensômetro magnético.

4.2. Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais obtidos nas análises numéricas com módulo de elasticidade oedométrica máximo ($E_{oed-max}$) também foram comparados com os dados do inclinômetro 1 (I1) e do inclinômetro 2 (I2), que se encontravam afas-

tados a 6,05 m e 0,75 m da borda da placa de concreto, como ilustrado na Figura 38.

A Figura 51 apresenta nas profundidades de 3,5 e 8,0 metros do Inclinômetro 2 as comparações dos deslocamentos horizontais do solo com os resultados das análises numéricas no dois *softwares*. Cabe ressaltar que houve leituras nos inclinômetros até o 30º dia, mas a partir do 21º dia não serão considerados os resultados encontrados devido à ruptura do solo.

Assim como observado nos deslocamentos verticais, os resultados das análises numéricas dos deslocamentos horizontais também foram próximos às medições de campo, com valores ligeiramente maiores para o Plaxis, incluindo a análise numéricas *Cam-Clay* que também foram próximos aos da análise Mohr-Coulomb. Como a magnitude dos deslocamentos horizontais está em centímetro, esta diferença de resultados é praticamente desprezível em termos práticos.

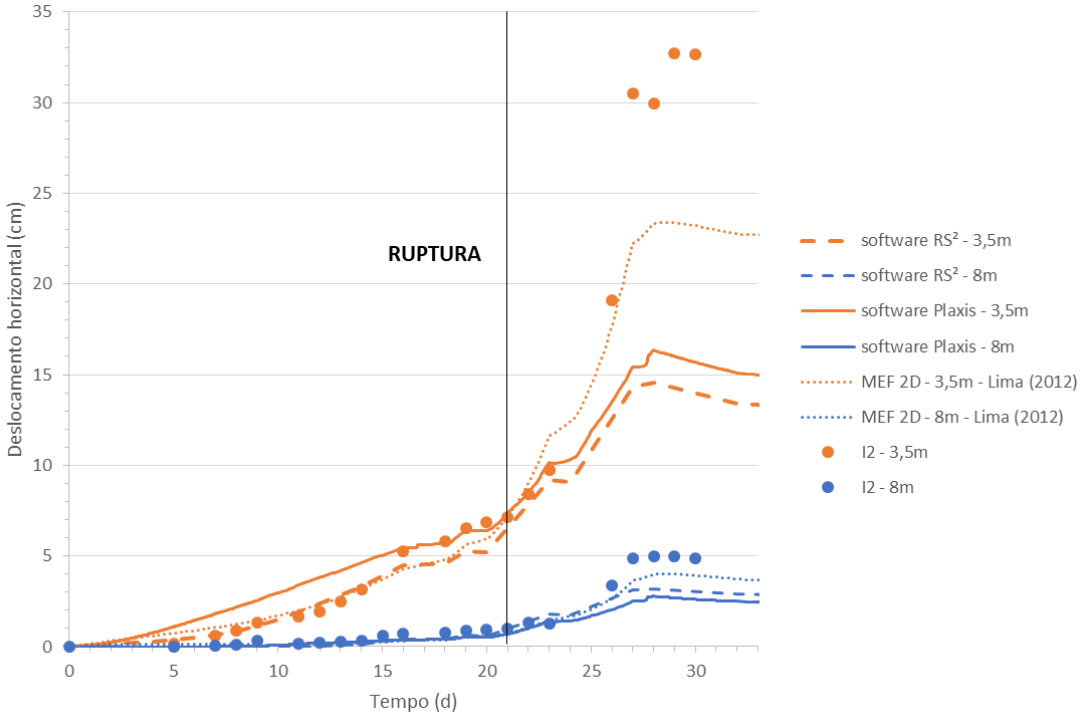


Figura 51- Deslocamento horizontal x tempo no I2 nas profundidades 3,5 e 8,0 metros.

Os resultados de deslocamento horizontal medidos pelos inclinômetros 1 e 2, e os resultados obtidos por análise numérica (Mohr-Coulomb e *Cam-Clay*) são apresentados nas Figuras 52 e 53 respectivamente. Os inclinômetros com 20,0

m de profundidade foram instalados na direção perpendicular a placa de concreto.

As análises numéricas conseguiram representar de maneira satisfatória o comportamento do solo em campo, podendo ser observados maiores deslocamentos nas regiões compostas por argila e menores nas regiões arenosas. Porém, o deslocamento horizontal máximo obtido mas análises numéricas no local do Inclinômetro I2 foi a 2,70 m de profundidade, diferente das leituras em campo que apresentaram maiores valores a aproximadamente 4,00 m. Também pode-se observar uma diferença no deslocamento da camada superior de argila no Inclinômetro 1, que ocorreu a 4,50 m, e em profundidades mais próximas ao topo da camada de argila nas análises numéricas. As diferenças nos resultados podem ser associadas à presença de uma camada menos resistente nestas profundidades, e/ou à rigidez do inclinômetro, que não foi contemplada nas análises numéricas realizadas. Para as camadas superiores, houve uma concordância satisfatória entre os resultados obtidos pelo modelo Mohr-Coulomb neste trabalho e as análises em *Cam-Clay* realizadas por Lima (2012).

As análises numéricas apresentaram deslocamentos horizontais muito elevados nas profundidades abaixo de 8,50 m, principalmente no inclinômetro 1. Isto pode ser em razão da camada 2 de argila ter sido modelada com módulo de elasticidade inferior ao encontrado em campo. Esta deformação excessiva pode ser observada comparando os valores da análise numérica Mohr-Coulomb aos resultados de Lima (2012) realizados no modelo constitutivo *Cam-Clay.* Observa-se também que no campo, as movimentações relativas as camadas inferiores à primeira de argila não foram medidas pelos inclinômetros. Estes deslocamentos deveriam ter sido percebidos pela instrumentação, por suas características geotécnicas e conformação do modelo. A ausência de deformação e imobilidade dos inclinômetros nestas camadas pode estar associada à rigidez do inclinômetro que não foi considerada na modelagem.

Em termos de deslocamento horizontal, as medições de campo apresentaram características semelhantes aos modelos quando comparadas ao Inclinômetro 2. Quanto ao Inclinômetro 1, os resultados das leituras se mostraram abaixo dos verificados. É importante lembrar que o I1 é o inclinômetro menos afetado pelas tensões derivadas do carregamento por se localizar mais distante do eixo

central do modelo, portanto a rigidez do inclinômetro pode ter sido um fator crucial para as baixas magnitudes de deslocamentos horizontais medidos.

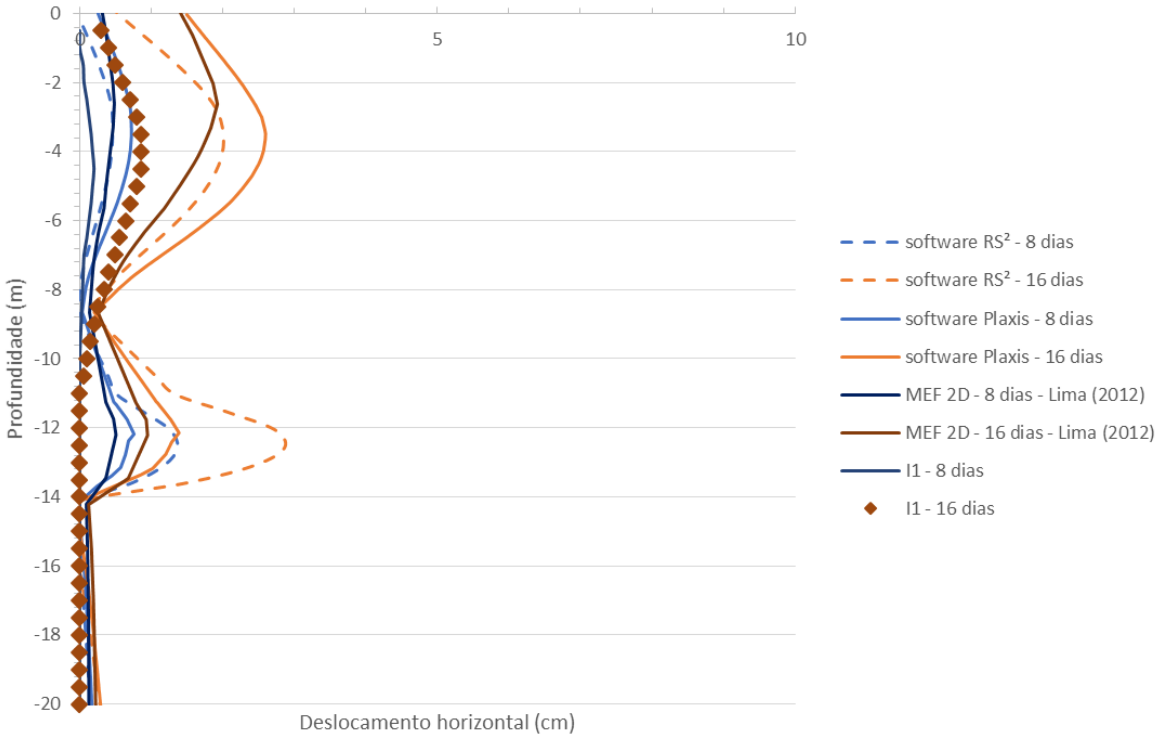


Figura 52- Deslocamento horizontal ao longo do inclinômetro 1.

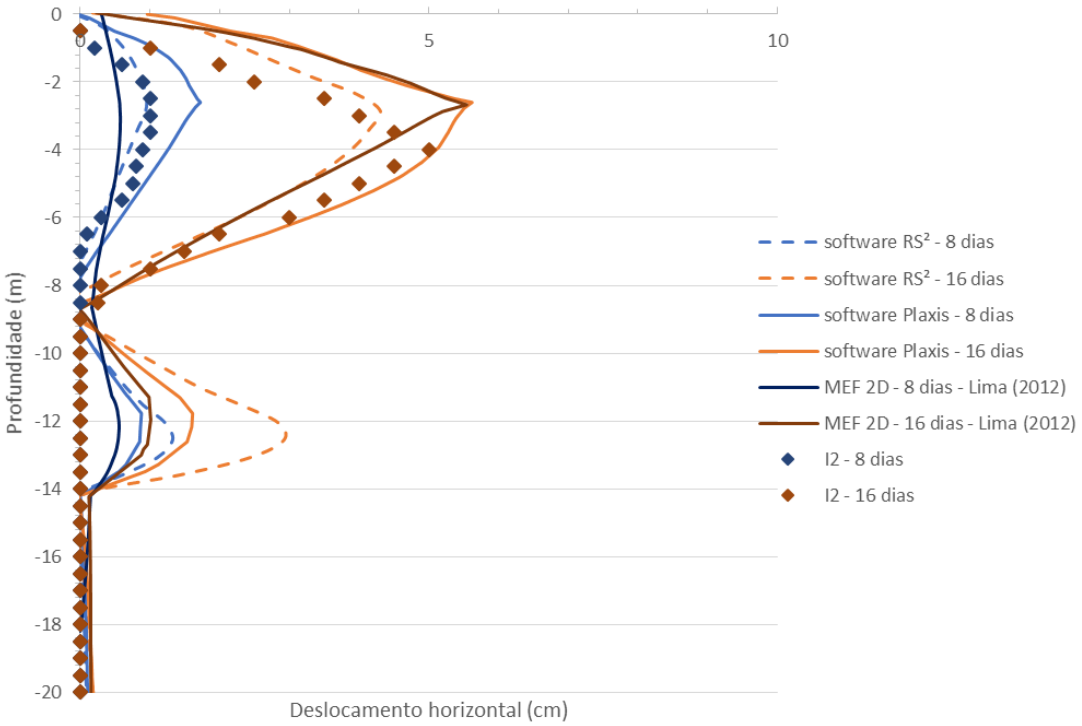


Figura 53- Deslocamento horizontal ao longo do inclinômetro 2.

4.3. Excesso de poropressão

O excesso de poropressão dos piezômetros instalados e os resultados numéricos, para módulo de elasticidade máximo, podem ser observados na Figura 54. Em todos os casos as leituras piezométricas apresentaram valores menores ou semelhantes aos obtidos na modelagem, com curvas de comportamento alinhadas com as medições.

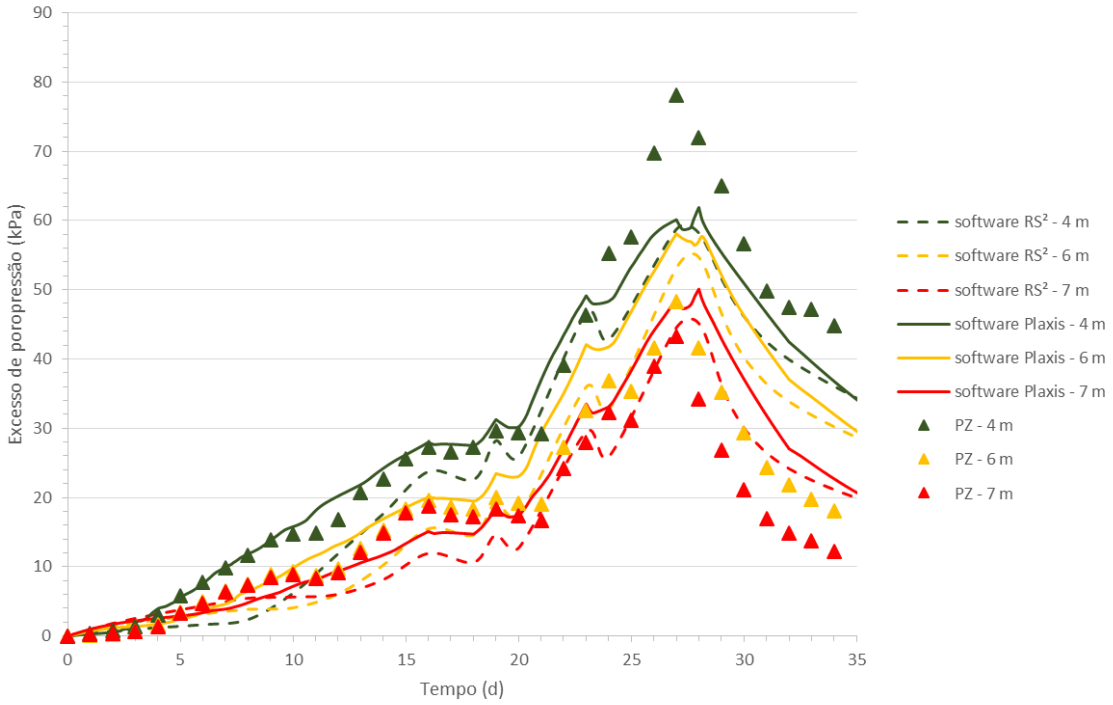


Figura 54- Excesso de poropressão ao longo do tempo em diferentes profundidades do piezômetro (4m, 6m, 7m).

Os pontos das análises numéricas selecionados para obtenção dos resultados de excesso de poropressão foram localizados exatamente no ponto médio entre as colunas de brita, admitindo-se que as colunas de brita foram instaladas perfeitamente verticais, sem variação de espaçamento e diâmetro. Contudo, em campo, as colunas podem não se encontrar perfeitamente instaladas, assim como a localização do piezômetro pode não ter sido executada exatamente no ponto onde foi indicado na modelagem. Quanto mais perto o piezômetro estiver localizado das colunas de brita, maior será a dissipação e consequentemente menor o valor medido de excesso de poropressão. Para representar

esta situação, foi realizada uma modelagem onde a distância entre coluna ponto médio foi dividida em 4 partes iguais (A, B, C, D e E), sendo A colado na coluna de brita, e E o o ponto médio entre as colunas, como pode ser visto na Figura 55. A Figura 56 apresenta um exemplo da variação da poropressão em relação à distancia do piezômetro para a coluna realizado no RS² na profundidade 6 m.

Figura 55- Esquema de afastamento de pontos do piezômetro entre colunas de brita.

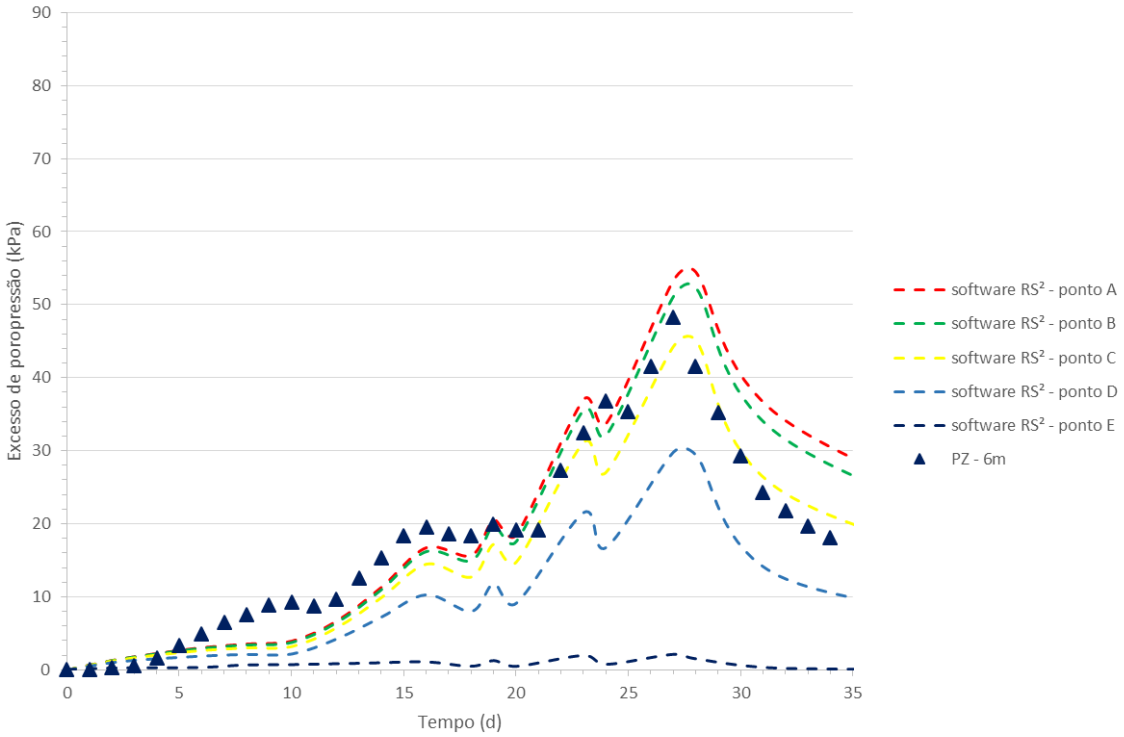


Figura 56- Excesso de poropressão em diferentes pontos para a profundidade de 6 m do piezômetro.

No intuito de compara as análises com os resultados medidos (considerando o piezômetro entre as colunas), a Figura 57 compara os resultados da análise numérica realizada por Lima (2012) com as curvas da intrumentação e as análise deste trabalho. É possível constatar que os valores de excesso de poropressão obtidos pela modelagem Mohr-Coulomb foram menores que os valores do modelo *soft-soil* apresentado por Lima (2012). O modelo soft-soil *Cam-Clay* tende a reproduzir melhor os níveis de poropressão que o modelo Mohr-Coulomb que tende a apresentar valores menores, conforme o trabalho de Wong (2009) citado anteriormente no Item 1.3.1. Portanto, é bem possível que o piezômetro não foi instalado exatamente entre colunas, situando-se mais próximo da coluna e consequentemente apresentando valores de poropressão menores. Por esta razão, os valores coincidiram em grande parte com os valores indicados pelo modelo Mohr-Coulomb.

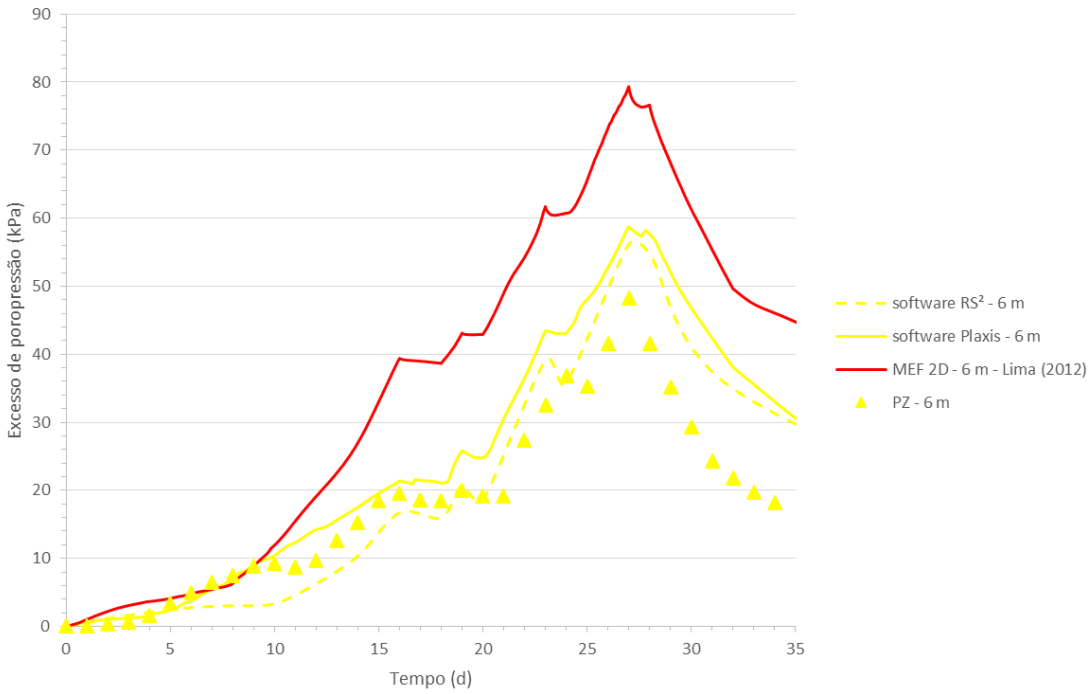


Figura 57- Excesso de poropressão (6,0 m) em diferentes modelos.

As isócronas de poropressão obtidas nas análises dos dois *softwares* e os dados de leitura dos piezômetros são apresentados na Figura 58. Pode ser observada novamente a diferença entre os resultados das análises numéricas e as leituras dos piezômetros, ratificando o que foi dito anteriormente. No 16º dia o Plaxis apresentou valores de excesso de poropressão bem próximos dos medidos pelo piezômetros, enquanto o RS² apresentou valores menos que os

dois. Já no 19º dia o RS² se aproximou mais das leituras. A isócronas são representadas até o 19º dia, próximo à ruptura do modelo.

Cabe salientar que, como dito anteriormente, a deficiência do modelo Mohr-Coulomb no cálculo de poropressão e a dúvida em relação a localização exata do piezômetro entre colunas pode causar uma falsa impressão de adequação dos resultados.

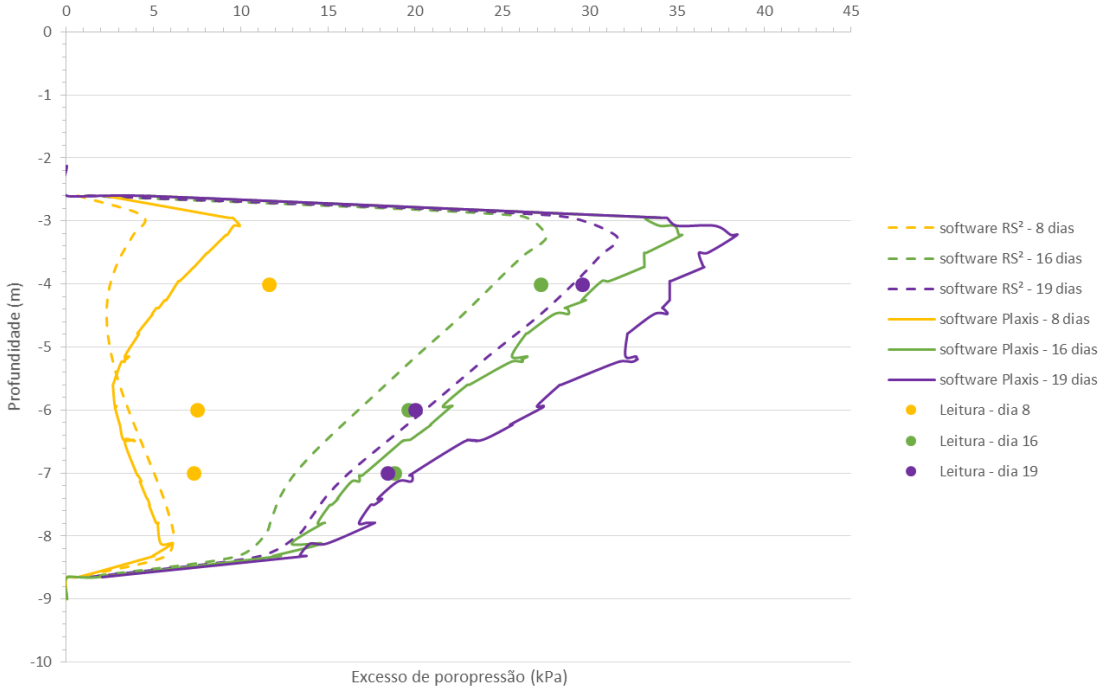


Figura 58- Excesso de poropressão comparando diferentes modelos para a profundidade de 6m.

4.4. Pontos de plastificação

São apresentados na Figura 59 e 60 os pontos em estado plástico obtidos na análise plana de deformação dos dois *softwares*. Os modelos das colunas plastificadas são representados no 20º dia pois é a data mais proxima da ruptura na sequência evolutiva apresentada na Tabela 17.

Verifica-se nos modelos que houve quase completamente a plastificação dos pontos nas colunas abaixo da placa de concreto. Pode ser observado também o formato perfeito da cunha de ruptura marcando a movimentação da massa de ruptura durante o processo de adensamento, assim como se percebe que os dois modelos apresentam plastificação exatamente nos mesmos pontos, assegurando a compatibilidade de funcionamento dos dois modelos criados. Desta

forma, podemos concluir que devido a maior parte da absorção da carga ser pela coluna, a argila absorve menor parte do carregamento sendo assim menos solicitado. Por esta razão o modelo Mohr-Coulomb que tem dificuldades em reproduzir o comportamento de argilas muito compressíveis representou satisfatoriamente o caso estudado.

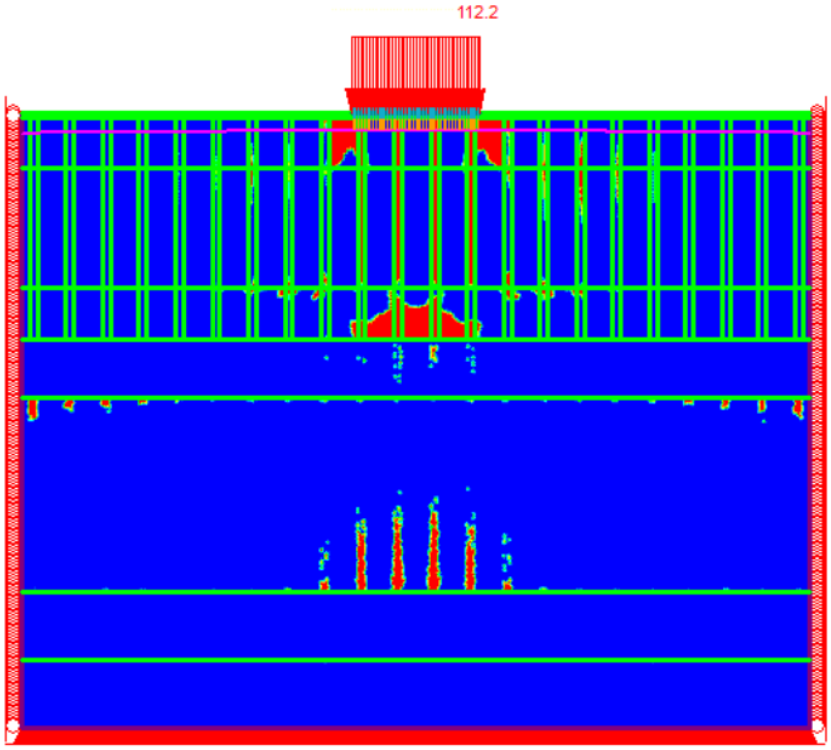


Figura 59- Pontos em estado plástico no 20º dia – software RS².

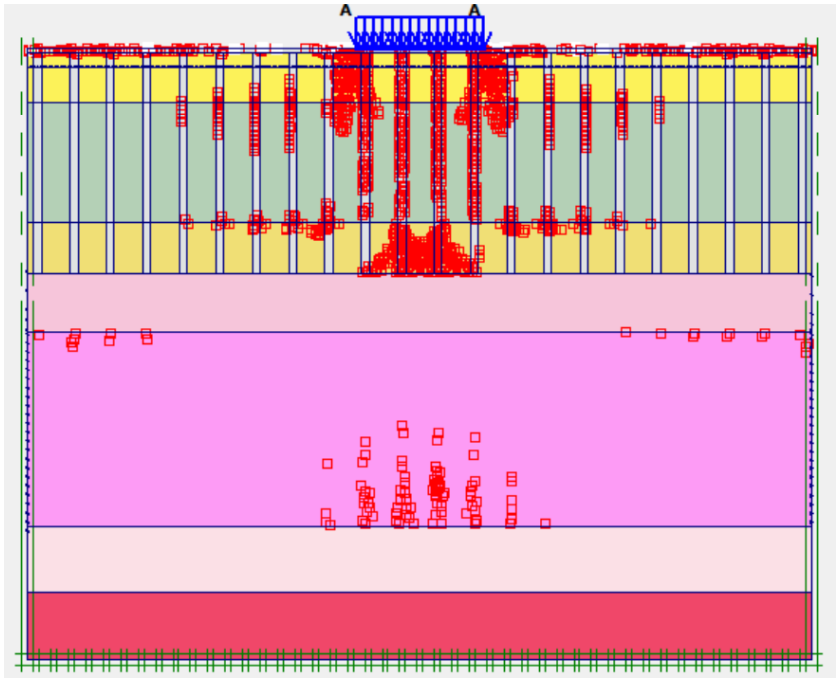


Figura 60- Pontos no estado plático no 20º dia – software Plaxis.

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O objetivo deste trabalho foi elaborar uma analise numérica de um aterro teste sobre coluna de britas localizado em uma área de argila muito compressível. O perfil foi modelado em dois *softwares* de elementos finitos (Plaxis e RS²) com o objetivo de comparar entre si e com os dados da instrumentação do aterro os resultados obtidos. Além disso, a partir da análise em *soft-soil* de Lima (2012) foi possível comparar estes resultados com as análises numéricas anteriormente citadas. Estas análises foram realizadas em modelo Mohr-Coulomb.

Os deslocamentos verticais apresentaram boa compatibilidade com os *softwares* e as leituras das placas de recalque. Os valores obtidos pelo RS² foram mais próximos das leituras nos estágios iniciais. Os resultados estimados pelo modelo *Cam-Clay* e pelo modelo axissimétrico também apresentaram proximidade satisfatória com as análises realizadas.

Os valores de deslocamento horizontal foram bem próximos dos dados das leituras do inclinômetro 2 e da análise em *Cam-Clay*. Para o inclinômetro 1, o efeito da rigidez pode ter sido decisivo para uma diferença de valores entre as leituras do inclinômetro e os resultados das análises numéricas, devido ao afastamento do eixo de carregamento. Algumas diferenças maiores de resultados foram sinalizadas em cotas mais profundas provavelmente devido à rigidez do inclinômetro e à incerteza dos valores de módulo de elasticidade para as camadas de argila inferiores à primeira camada.

O excesso de poropressão não pode ser afirmado apesar de indicar valores bem próximos aos valores da leitura do piezômetro. Isso se dá devido à deficiência do modelo Mohr-Coulomb em calcular o efeito da poropressão e às dúvidas quanto a localização do piezômetro entre as colunas.

A plastificação das colunas foi praticamente a mesma no RS² e no Plaxis. A partir da conformação dos pontos de plasticidade é possível concluir que a absorção das cargas relativas ao carregamento é muito superior nas colunas de brita que na argila. A argila, no modelo representado, possui poucos pontos de plastificação devido à menor solicitação. Por esta razão, o modelo Mohr-Coulomb que geralmente não possui bom desempenho ao representar argilas muito compressíveis, se mostrou uma boa alternativa para cálculos de deslocamentos.

.Como sugestões para trabalhos futuros indica-se:

- Realização de novos estudos utilizando a abordagem de módulo de elasticidade oedométrico com limites mínimos e máximos;
- Comparação de resultados do presente estudo com uma modelagem Mohr-Coulomb 3D do mesmo caso;
- Estudo comparando o contestado método analítico de Priebe com valores de instrumentação e análises numéricas realizadas.
- Em estudos futuros, aplicar na modelagem numérica a ferramenta de interface entre o solo e a coluna de brita, para analisar as possíveis mudanças nos resultados obtidos.
- Também em estudos futuros, analisar a influencia da variação do modulo de elasticidade nas camadas inferiores de argila. Verificar a compatibilidade dos valores estimado de fator de concentração de tensões com os obtidos pela análise numérica, na primeira camada de argila.

REFERÊNCIAS

ABOSHI, H *et al*. (1979). "*The Compozer. A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns.*" International Conference on soil reinforcement. Reinforced earth and other techniques. Vol I. Paris. pp. 221-216.

AL-ANI, W. *et al*. (2015). "*Numerical modelling of stone columns in soft soils*." Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. Edinburgh, Escócia.

ALMEIDA, M. S. S. *et al* (2008a) "*Performance of two"low" piled embankments with geogrids*" at Rio de Janeiro. In: PAN AMERICAN GEOSYNTHETICS CONFERENCE & EXHIBITION, México, Cancún.

ALMEIDA , M. S. S et al. (2012). *"Uso de coluna de brita no porto sudeste, Itaguaí, RJ."* 7º Seminério de engenharia de fundações especiais e geotecnia. São Paulo, SP.

ALMEIDA, M. de S. S.; MARQUES, M. E. S., (2010). *"Aterros sobre solos moles – Projeto e Desempenho."* São Paulo, Ed. Oficina De Textos.

BALAAM, N.P. e BOOKER, J.R. (1981). "*Analysis of rigid rafts supported by granular piles.*" International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. Vol. 5. pp. 379-403.

BALAAM, N.P. e POULOS, H.G. (1983). "*The behavior of foundations supported by clays stabilized by stone columns.*" C.R. 8th european confrence on SMFE. Helsinki. Mai 1983, Vol.1. pp. 199-204.

BATISTA, I.B.S., WHITTLE, A.J. e COUTINHO, R.Q. (2007). "*Estudo de caso da performance de melhoramento de aterros sobre solos moles*." 5º Simpósio Brasileiro de geossintéticos, IGS Brasil/ ABMS, Recife, Brasil, v CD-ROM.

BENMEBAREK, S. *et al*. (2015) "*Estimation du tassement de la plateforme de l'extension du port d'Alger renforcée par des colonnes ballastées*". Conférence Méditerranéenne Côtière et Maritime EDITION 3, FERRARA, Italia.

CASTRO, J. (2008). "*Análisis teórico de la consolidación y deformación alrededor de columnas de grava*". Tese de Doutorado, Universidade de Cantabria, Santander, Espanha.

CASTRO, J. e SAGASETA, C. (2009) "*Field instrumentation of an embankment on stone columns*". Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – ICSMGE 2009.

COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R. e OLIVEIRA, A. T. J. (1998). "*Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras - Recife e Rio de Janeiro*" XI COBRAMSEG – Vol. 2, p. 927-936-Brasília – DF, 1998.

CRAIG, R.F. (2004). "*Craig's Soil Mechanics*." 7ª ed. Spon Press Taylor & Francis Group, Nova York.

DE MELLO, L.G *et al.* (2008). "*First use of geosynthetic encased sand columns in South America.*" The First Pan American Geosynthetics Conference and Exhibition, Cancun, pp. 1332–1341.

FHWA (1983). "*Design and construction of stone columns*." Vol 1. Report FHWA/RD- 83/027. Barksdale, R.D. e Bachus R.C. Federal Highway Administration.

FICHTNER (2008a). "*Test Field 'Stone Columns' - Iron Ore Stock Yard - Raw Material Handling (RMH) - Measurement and Results*". Relatório Técnico FICHTNER - Smoltczyk & Partner. Rio de Janeiro. Brasil. p 68.

Han, J. e Ye, S.L. (2001) *"Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations"*. J Geotech Geo-environ Eng. ASCE 127(7):597–603

IN SITU GEOTECNIA (2008) "*Test Field Area. Instrumentation Report CSA-04-ACI-01. Inclinometers, settlement plates, extensometers, piezometers, earth pressure cells.*" Relatório Técnico. Brasil. p 81.

LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V. (1979) "*Soil Mechanics*" 2nd Edition, Wiley, New York, 553 p.

LEROUEIL, S. (2001). "*Natural slopes and cuts (39th Rankine Lecture)*". Géotechnique, 51(3), p. 197-243.

LIMA, B. T. (2012). *"Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles."* 347p. Tese de Doutorado – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

MASIN, D. (2014) *"Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy."* Geotechnique, 64, 3, pp. 232-238.

MCCABE, B. A.; MCNEILL, J. A.; BLACK, J. A. (2007). "*Ground improvement using the vibro-stone column technique*." Joint meeting of Engineers Ireland West Region and the Geotechnical Society of Ireland.

Nguyen. N. T. *et al.* (2009). *"Modélisation numérique 3D de colonnes ballastées et application."* Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Alexandria, Egito.

OH, E. Y. N. *et al*. 2007. "*Behaviour of a highway embankment on stone column improved estuarine clay*", Proceedings of the 16th Southeast Asian Geotechnical Conference, 1. Malaysia, 567–572.

Priebe HJ (1976) "*Estimating settlements in a gravel column consolidated soil*." Die Bautechnik 53(5): Alemanha.

PRIEBE, H. J. (1995)."*The design of vibro replacement*". Ground Engineering. Vol. 28, nº 10.

PULKO, B; MAJES, B. (2005) "*Simple and accurate prediction of settlements of stone column reinforced soil*." 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japão, vol. 3; 1401–1404.

ROSCOE K. H., SCHOFIELD A., THURAIRAJAH A. (1963). – "*Yielding of clays in states wetter than critical."* Géotechnique, Vol. XIII n° 3 – p. 211-240.

ROZA, F.C. (2012) "*Comportamento de Obras sobre Solos Moles com Colunas de Brita para Armazenamento de Minério de Ferro*.", Dissertação de Mestrado, p. 156, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SANTOS, C. T.; QUEIROZ, P. I. B. ; VIDAL, D. M. (2008) . "*Design Techniques for Geotextile-Encased Columns A Review.*" The First Pan American Geosynthetics Conference and Exhibition, Cancun. v. Cd-room.

SCHNAID, F. (2000). "*Ensaios de Campo e suas aplicações na engenharia de fundações*". São Paulo: oficina de textos, 189 p.

TAN, S. A.; TJAHYONO, S.; OO, K. K. (2008). "*Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground*." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134, No. 2, 185–194.

TERZAGHI, K. e PECK, R. (1967). "*Soil Mechanics in Engineering Practice."* John Wiley & Sons, New York.

WONG, K. S. (2009) A NZGS 1-day "*Short Course on Design and Analysis of Deep Excavation.*" Auckland.

YEE, Y.W. e RAJU, V.R. (2007), "*Ground Improvement Using Vibro Replacement (Vibro Stone Columns) – Historical Development, Advancements and Case Histories in Malaysia*," 16th Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur, Malásia.