

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTÉRIL DE
BAUXITA E SEU POTENCIAL USO COMO ESTRATO DE
FUNDAÇÃO**

VIRGINIE QUEIROZ REZENDE PINTO

Orientador: RENATO PINTO DA CUNHA, PhD
Coorientador: LEANDRO NEVES DUARTE, DSc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-327/2019
BRASÍLIA/DF – NOVEMBRO/2019

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE ESTÉRIL DE
BAUXITA E SEU POTENCIAL USO COMO ESTRATO DE
FUNDAÇÃO**

VIRGINIE QUEIROZ REZENDE PINTO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM GEOTECNIA.

APROVADO POR:



Prof. Renato Pinto da Cunha, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)



Prof. Leandro Neves Duarte, DSc (UFSJ)
(COORDENADOR)



Prof. André Pacheco de Assis, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)



Prof. Luiz Carlos de Figueiredo, DSc (IFMT)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 01/10/19.

FICHA CATALOGRÁFICA

PINTO, VIRGINIE QUEIROZ REZENDE

Comportamento Geotécnico de Estéril de Bauxita e seu Potencial uso como Estrato de Fundação. [Distrito Federal] 2019

xx, 142 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2019)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

Palavras chave:

- | | |
|---------------------------|----------------------|
| 1. Estéril de Bauxita | 2. Ensaios de Campo |
| 3. Ensaios de Laboratório | 4. Radier Estaqueado |
| 5. Modelagem Numérica | |
| I. ENC/FT/UnB | II. Mestre |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PINTO, V. R. P. (2019). Comportamento Geotécnico de Estéril de Bauxita e seu Potencial uso como Estrato de Fundação. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Publicação G.DM-327/2019, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 142 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: VIRGINIE QUEIROZ REZENDE PINTO.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: **Comportamento Geotécnico de Estéril de Bauxita e seu Potencial uso como Estrato de Fundação.**

GRAU / ANO: Mestre / 2019.

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Virginie Queiroz Rezende Pinto

Universidade de Brasília, Secretaria de Pós-Graduação em Geotecnia. Campus Darcy Ribeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Prédio SG-12, Universidade de Brasília. CEP 70910-900, Brasília, DF – Brasil.

virginiequeiroz@gmail.com

DEDICATÓRIA

*À vó Maria Helena, principal responsável por esse grande passo.
Muito obrigada por tudo vó, sem você nada disso seria possível!*

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, Elen, minha maior incentivadora, por estar ao meu lado desde o começo, dando força em todos os momentos, por entender minhas dificuldades e nunca ter deixado de acreditar que eu conseguiria. Ao meu pai, Guilherme, por desde cedo me ensinar a importância do banco de escola e de como a educação é um divisor de águas; obrigada pelo apoio e por não medir esforços para tornar meus sonhos realidade. Ao meu irmão Pedro, pelo amor e paciência durante todo esse tempo. Elvinho meu companheiro inseparável de escrita. Amo vocês!

À minha madrinha Leda, tio Lu e Vitor, por me receberem como filha e serem minha família em Brasília. Serei eternamente grata por todo o apoio e ajuda quando mais precisei. Muito obrigada pela acolhida!

Ao Douglas, pelo amor, paciência, apoio e compreensão nesses momentos tão difíceis de dissertação, por sempre ser tão positivo e me fazer acreditar que tudo daria certo.

A toda minha família, em especial Tia Má pela ajuda, mesmo de longe.

Ao meu orientador, Prof. Renato Pinto da Cunha, por ter me aberto as portas da UnB, pelos ensinamentos e disponibilidade durante esse tempo.

Ao meu coorientador, Prof. Leandro Duarte, pelo apoio, tranquilidade, disponibilidade e ensinamentos.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, pelo conhecimento e ensinamentos compartilhados, foi uma honra poder aprender um pouco com vocês. Em especial agradeço aos professores Juan Félix Rebolledo pela ajuda com o Plaxis e por ser tão solícito com os alunos como coordenador do curso, Luis F. Martins por todo o apoio que sempre me deu, Ennio Palmeira pelos ensinamentos e orientação com o tema antigo e André Assis, pelos grandes ensinamentos, simplicidade e aulas que fizeram crescer, ainda mais, meu amor pela Geotecnia.

Agradeço também a todos da secretaria, sempre muito solícitos em atender minhas necessidades, em especial à Mariana e Cida, pela ajuda nos momentos turbulentos. Aos funcionários do SG-12, muito obrigada pela educação, limpeza, e alegria de todos os dias.

Ao prof. Luciano Mendes Bezerra pelos ensinamentos, disponibilidade e entusiasmo durante o tempo em que escrevia sobre os aerogeradores.

A todos os colegas da turma de 2017.1, em especial Daniela Toro e Luiza Nicolato, pelas muitas noites de estudo, amizade e companheirismo, vocês foram e são essenciais em minha vida; e Leonardo Rodrigues pelo apoio e amizade. Aos colegas da Geotecnia, em especial Julian Buriticá, pela amizade, ajuda em diversos momentos e todo o conhecimento compartilhado, Charles Chaves e Juliana Alarcon pela ajuda em diversos momentos.

Aos amigos da vida que estiveram comigo durante os difíceis tempos do mestrado, Mônica, Parinha, Bahia e Aspyra, muito obrigada pelo incentivo e por tornarem isso mais fácil e divertido.

Aos amigos Nathália Couto, Clarissa Micheletti e Ovídio Santos, que tanto me tranquilizaram e incentivaram durante a escrita deste trabalho.

Gostaria de agradecer imensamente aos grandes profissionais da Pimenta de Ávila Consultoria, com os quais eu tenho a oportunidade de aprender e crescer diariamente, o apoio de vocês foi essencial. Em especial ao Dr. Joaquim Pimenta de Ávila pela ajuda e discussões que tanto contribuíram para a realização deste trabalho; Rodrigo Rodrigues pelo apoio e boas ideias; Dayana Santos e Vanessa Thums por toda ajuda e conhecimentos compartilhados; Luciana Lima e Alex Wilker pelo apoio desde o início; Fernando Alves, Gean Teixeira e Rafael Vitor pela ajuda e boa vontade sempre; Lívia Senna minha amora companheira. À Izabela Campello e André Otávio, sem o apoio de vocês não seria possível concluir essa etapa, muito obrigada pela confiança e amizade, sou imensamente grata.

Por fim, e mais importante, agradeço a Deus, por guiar meus passos e ideias e possibilitar que eu concluísse mais essa grande etapa em minha vida, me tornando uma pessoa mais forte e melhor profissional.

Comportamento Geotécnico de Estéril de Bauxita e seu Potencial uso como Estrato de
Fundação

RESUMO

O alumínio é o terceiro elemento em abundância na crosta terrestre, sendo um dos principais minerais extraídos na região norte do Brasil. O processo de produção do alumínio tem início na extração da bauxita, comumente feita pelo método de lavra em tiras, por meio do decapeamento e empilhamento da camada de solo acima deste minério, conhecida como estéril. Essa camada denominada argila Belterra, ou argila amarela, pode variar de 20 cm a 14 m, com horizontes médios de 10 m, sendo que as pilhas de estéril de bauxita podem chegar a até 20 m de altura. Estudos do comportamento geotécnico desse tipo de material, bem como dos solos tropicais da região norte do Brasil, são limitados na literatura. Sendo assim, este trabalho buscou avaliar os resultados de campanhas de investigação geológico-geotécnica feitas em regiões de pilha de estéril de bauxita e de aterro compactado formado por este material, de modo a caracterizar o solo, estudar o efeito da compactação nas propriedades do material, avaliar o comportamento do mesmo durante o cisalhamento não drenado e comparar resultados de ensaios de campo e laboratório. Foram analisados ensaios de Sondagem a Percussão (SPT), Cone (CPT), Piezocone (CPTU), Palheta (*Vane Test*), Triaxial CIU, Adensamento, Caracterização e Compactação. Os principais resultados obtidos mostraram que o estéril de bauxita pode ser classificado como um material fino, silto-argiloso de alta plasticidade. Em estado solto, como pilha, quando saturado e em condição não drenada, apresenta significativa geração de poropressões durante o cisalhamento, mostrando inicialmente tendência à contração até alcançar um estado de transformação de fase, a partir do qual se inicia uma tendência à dilatação. Quando compactado, mostrou, em geral, tendência à dilatação durante cisalhamento não drenado, justificando uma análise de estabilidade em termos de tensões efetivas. Em complemento, foram feitas simulações numéricas no *software* PLAXIS 3D, considerando a execução de uma fundação em radier estaqueado assente sobre aterro composto de estéril de bauxita, considerando o carregamento equivalente ao peso de um tanque de água, de modo a avaliar deformações geradas. A modelagem numérica considerou três espessuras de radier, simulando uma condição rígida, semi flexível e flexível, para quatro configurações de estacas com esbeltezes distintas. Para atendimento ao critério de máximo recalque total admissível, considerando a carga de projeto estabelecida, a configuração de radier flexível, com $L/D=40$, foi a que apresentou melhores resultados. O estéril de bauxita se mostrou competente como aterro para alguns carregamentos simulados.

ABSTRACT

Aluminum is the third element in abundance in the earth's crust, being one of the main minerals extracted in the northern region of Brazil. The aluminum production process begins with the extraction of bauxite, using the strip-mining method, by stripping and stacking the soil layer above the ore, known as overburden. This layer called Belterra clay, or yellow clay, can vary from 20 cm to 14 m, with average horizons of 10 m, and the bauxite overburden piles can reach up to 20 m in height. Studies of the geotechnical behavior of this material, as well as the tropical soils of northern Brazil, are limited in the literature. Thus, this work aimed to evaluate the results of geological and geotechnical investigation carried out in bauxite overburden piles areas, in order to characterize the soil type, study the effect of compaction on the material properties, evaluate its behavior during undrained shear and compare results of field and laboratory tests. Standard Penetration Tests (SPT), Cone Penetration Tests (CPT), Piezocone Penetration Tests (CPTU), Vane Test, Triaxial CIU, Consolidation, Characterization and Compaction tests were analyzed. The main results obtained showed that bauxite overburden can be classified as a thin, silty clayey material with high plasticity. In a loose condition, as an overburden pile, when saturated and in an undrained condition, it presents significant generation of pore pressure during shear, initially showing a tendency to contraction until reaching a phase transformation state, from which a tendency to dilatation begins. When compacted, it generally showed a tendency to dilatation during undrained shear, justifying a stability analysis in terms of effective stresses. In addition, numerical simulations were performed in the PLAXIS 3D software, considering the execution of a piled raft foundation over a bauxite overburden pile layer, considering a loading equivalent to the weight of a water tank, in order to evaluate the generated deformations. The numerical modeling considered three raft thicknesses, simulating a rigid, semi flexible and flexible condition, for four configurations of distinct piles. In order to attend the maximum allowable settlement, considering the established design load, the flexible piled raft configuration with $L/D = 40$ presented greatest results. It was concluded that the bauxite overburden is competent as a foundation layer for some simulated loads.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS	2
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
CAPÍTULO 2	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 A MINERAÇÃO DE BAUXITA NO BRASIL	4
2.2 GEOLOGIA DOS PLATÔS DE BAUXITA DO NORTE DO BRASIL	5
2.3 GEOLOGIA LOCAL	6
2.4 DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE LAVRA E FORMAÇÃO DE PILHAS	8
2.5 ENSAIOS DE CAMPO	10
2.5.1 SONDAgens DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT).....	10
2.5.2 ENSAIO DE PIEZOCONE (CPTU)	12
2.5.3 ENSAIO DE PALHETA (VANE TEST).....	19
2.6 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	23
2.6.1 ENSAIO TRIAXIAL CIU	23
2.6.2 ENSAIO DE ADENSAMENTO	25
2.7 O MODELO CAM-CLAY	26
2.8 SISTEMA DE FUNDAÇÃO EM RADIER ESTAQUEADO	28
2.9 CRITÉRIOS DE PROJETO E DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES	31
2.9.1 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA	31
2.9.2 CARGAS ADMISSÍVEIS	36
2.9.3 RECALQUES ADMISSÍVEIS.....	37
2.10 SOFTWARE PLAXIS 3D	38
CAPÍTULO 3	41

3	MATERIAIS E MÉTODOS	41
3.1	ÁREA DE ESTUDO	41
3.2	AMOSTRAGEM.....	42
3.3	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	45
3.3.1	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL.....	45
3.3.2	TEOR DE UMIDADE E GRAU DE SATURAÇÃO	47
3.3.3	ENSAIO DE COMPACTAÇÃO – PROCTOR NORMAL.....	49
3.3.4	ENSAIO DE ADENSAMENTO	51
3.3.5	ENSAIO TRIAXIAL CIU	53
3.4	ENSAIOS DE CAMPO	58
3.4.1	SONDAGENS MISTAS COM ENSAIOS SPT E DE DISSIPACÃO	58
3.4.2	PIEZOCONE (CPTU)	59
3.4.3	ENSAIO DE PALHETA (S_u).....	61
	CAPÍTULO 4.....	63
4	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DO ESTÉRIL DE BAUXITA	63
4.1	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL.....	63
4.2	COMPORTAMENTO DO ESTÉRIL DURANTE O CISALHAMENTO.....	65
4.3	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO MATERIAL	66
4.4	CORRELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS.....	67
4.5	ANÁLISE ESTATÍSTICA SIMPLIFICADA	69
4.6	CONCLUSÕES PARCIAIS	70
	CAPÍTULO 5.....	72
5	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	72
5.1	CALIBRAÇÃO DO MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO	72
5.2	DESCRIÇÃO DO MODELO SIMULADO.....	75

5.2.1 PARÂMETROS UTILIZADOS NA SIMULAÇÃO	77
5.2.2 CARREGAMENTO	83
5.2.3 MODELAGEM NUMÉRICA DO PROBLEMA.....	83
5.2.4 ETAPAS DE ANÁLISE	86
5.3 RESULTADOS E DISCUSSÕES	86
5.3.1 ANÁLISE DO RADIER ISOLADO	87
5.3.2 RADIER ESTAQUEADO FLEXÍVEL – ANÁLISE DRENADA	89
5.3.3 RADIER ESTAQUEADO SEMI FLEXÍVEL – ANÁLISE DRENADA	92
5.3.4 RADIER ESTAQUEADO RÍGIDO – ANÁLISE DRENADA	93
CAPÍTULO 6.....	98
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	98
6.1 CONCLUSÕES	98
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	101
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102
ADENDO A – RESULTADO ENSAIOS DE CAMPO.....	109
A.1 – BOLETINS DE SONDAAGEM.....	109
A.2 – RESULTADO DOS ENSAIOS CPT/CPTU.....	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Classificação dos solos coesivos de acordo com o N_{SPT}	12
Tabela 2.2 – Valores típicos de N_{kt} para argilas brasileiras (Schnaid e Odebrecht, 2012).	18
Tabela 2.3 – Sensibilidade de argilas (Skempton e Northey, 1952, apud Schnaid, 2009).....	21
Tabela 2.4 – Sensibilidade de argilas moles do litoral brasileiro (Ortigão, 2007).....	21
Tabela 2.5 – Fatores de capacidade de carga (Terzaghi, 1943)	32
Tabela 2.6 – Valores das constantes K e α (Aoki e Velloso, 1975).....	33
Tabela 2.7 – Fatores de correção F_1 e F_2 (Aoki e Velloso, 1975).....	34
Tabela 2.8 – Fator característico do solo, K (Décourt e Quaresma, 1978)	35
Tabela 3.1 – Resumo das investigações de campo e coleta de amostras	42
Tabela 3.2 – Resumo dos ensaios de laboratório	44
Tabela 3.3 – Índices físicos do estéril de bauxita obtidos em laboratório	48
Tabela 3.4 – Grau de compactação das amostras de estéril de bauxita.....	50
Tabela 3.5 – Parâmetros obtidos do ensaio de Adensamento.	52
Tabela 3.6 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios Triaxiais CIU.	55
Tabela 4.1 – Parâmetros de resistência do estéril.....	67
Tabela 4.2 – Parâmetros de resistência da pilha de estéril com $\%P>30$	67
Tabela 4.3 – Classificação da argila amarela (estéril) quanto à sua consistência.	68
Tabela 4.4 – Coeficiente de variação dos parâmetros obtidos.	69
Tabela 4.5 – Valores típicos de coeficiente de variação de algumas propriedades geotécnicas (Assis et. al., 2018).....	70
Tabela 5.1 – Resumo das análises numéricas feitas para o Radier	77
Tabela 5.2 – Resumo das análises numéricas feitas para o Radier Estaqueado.....	77
Tabela 5.3 – Parâmetros drenados de resistência e deformabilidade do solo	79
Tabela 5.4 – Parâmetros não drenados de resistência do solo	79
Tabela 5.5 – Parâmetros de permeabilidade.....	79
Tabela 5.6 – Rigidez relativa placa-solo (K_{rs}).....	80
Tabela 5.7 – Parâmetros de resistência não drenada das estacas	81
Tabela 5.8 – Parâmetros de resistência drenada das estacas	82
Tabela 5.9 – Parâmetros do concreto	82
Tabela 5.10 – Característica dos radiers simulados	87
Tabela 5.11 – Recalques obtidos nas simulações numéricas dos radiers.....	88

Tabela 5.12 – Recalques totais obtidos nas simulações numéricas do RE flexível	89
Tabela 5.13 – Recalques totais obtidos nas simulações numéricas do RE semi flexível.....	92
Tabela 5.14 – Recalques totais obtidos nas simulações numéricas do RE rígido.....	93
Tabela 5.15 – Recalques diferenciais obtidos para o radier estaqueado na configuração 4x1.	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Localização das minas de bauxita no Brasil (ABAL, 2017).....	5
Figura 2.2 - Perfil geológico da região (Hernalsteens, 1982 modificado).	6
Figura 2.3 – Seção típica de um platô de bauxita (Hernalsteens e Lapa, 1988)	7
Figura 2.4 – Método de lavra por tiras.	9
Figura 2.5 – Área lavrada de mineração de bauxita.	9
Figura 2.6 – Sistema de Classificação Comportamental Normalizado (modificado de Robertson, 2010).	15
Figura 2.7 – Sistema de Classificação Comportamental Normalizado (Robertson, 2016).....	16
Figura 2.8 – Fator de correção empírico da relação entre a resistência de ruptura retroanalizada e o ensaio de palheta (Schnaid e Odebrecht, 2012).....	22
Figura 2.9 – Módulo de deformabilidade não drenado para solos argilosos (Duncan e Buchignani. (1975).....	23
Figura 2.10 – Curvas típicas de ensaios triaxiais para solos argilosos.....	24
Figura 2.11 – Trajetórias de tensão de argilas (a) NA e (b) PA. (Ortigão, 2007)	25
Figura 2.12 – Linha de compressão isotrópica e linha do estado crítico (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978, apud Baroni, 2016).....	27
Figura 2.13 – Superfície de fluência do CCM (Rodríguez, 2010).	28
Figura 2.14 – (a) Esquema de um radier estaqueado; (b) Distribuição das tensões em um radier estaqueado flexível (modificado de Randolph, 1994).....	29
Figura 2.15 – Curva carga versus deformação para radier estaqueado (modificado de Poulos, 2001).....	30
Figura 2.16 – Comportamento de um radier estaqueado; grupo de estacas e radier isolado (Cooke, 1986 apud Freitas Neto, 2013).	30
Figura 2.17 – Distorções angulares e danos associados (Velloso e Lopes, 2012).	38
Figura 2.18 – Elementos do solo 3D – tetraedro de dez nós (Manual do PLAXIS 3D, 2016).40	
Figura 3.1 – Amostra indeformada de estéril: (a) coletada na pilha; (b) coletada no aterro. ...	43
Figura 3.2 – Perfil transversal de uma seção típica de ensaio.	43
Figura 3.3 – Curva de Distribuição Granulométrica do Material.	46
Figura 3.4 – Limites de Atterberg – Gráfico de Plasticidade.....	47
Figura 3.5 – Teor de umidade e grau de saturação das amostras.	48
Figura 3.6 – Curvas de Compactação do material de estéril de bauxita.	50

Figura 3.7 – Curva de Adensamento da amostra AMI-20 (pilha de estéril).....	52
Figura 3.8 – Trajetória de tensões efetivas (a) AMI-04 (aterro), (b) AMI-14 (pilha).....	53
Figura 3.9 – Gráfico $\sigma_d \times \epsilon_a$, (a) AMI-04 (aterro), (b) AMI-14 (pilha).....	54
Figura 3.10 – Gráfico $\Delta u \times \epsilon_a$, (a) AMI-04 (aterro), (b) AMI-14 (pilha).....	54
Figura 3.11 – Gráfico $\sigma'_1/\sigma'_3 \times \epsilon_a$, (a) AMI-04 (aterro), (b) AMI-14 (pilha).....	54
Figura 3.12 – Trajetória de tensões efetivas – critério da máxima tensão desviadora (amostras de aterro).....	56
Figura 3.13 – Trajetória de tensões efetivas – critério da máxima obliquidade (amostras de aterro).....	56
Figura 3.14 – Trajetória de tensões efetivas – critério da máxima tensão desviadora (amostras de pilha).....	57
Figura 3.15 – Trajetória de tensões efetivas – critério da máxima obliquidade (amostras de pilha).....	57
Figura 3.16 – Perfis de sondagem típicos da região estudada: SPT-08 (aterro) e SPT-33 (pilha).....	58
Figura 3.17 – Resultado do ensaio CPTu-05 para o estéril compactado (aterro).....	60
Figura 3.18 – Resultado do ensaio CPTu-14 para a pilha de estéril.....	60
Figura 3.19 – Variação da resistência não drenada do ensaio de Palheta com a profundidade (a) estéril de pilha, (b) aterro compactado.....	61
Figura 3.20 – Compilação valores de N_{kt} para as amostras de pilha e aterro de estéril.....	62
Figura 3.21 – Variação da razão de resistência da pilha de estéril.....	62
Figura 4.1 – Diagrama do Comportamento das pilhas de estéril, para CPTU Normalizado (Robertson, 2016).....	64
Figura 4.2 – Diagrama do Comportamento do aterro compactado de estéril, para CPTU Normalizado (Robertson, 2016).....	64
Figura 4.3 – Comparação dos resultados de N_{60} para SPT e CPT.....	68
Figura 5.1 – Calibração AMI-14, curva $\sigma_d \times \epsilon_a$	73
Figura 5.2 – Calibração AMI-14, curva $\Delta u \times \epsilon_a$	73
Figura 5.3 – Calibração AMI-14, trajetória de tensões efetivas, $q \times p'$	74
Figura 5.4 – Calibração da argila variegada, curva $\sigma_d \times \epsilon_a$	75
Figura 5.5 – Configuração geométrica e geotécnica do modelo analisado.....	76
Figura 5.6 – Estratigrafia do modelo analisado.....	78
Figura 5.7 – Condições de contorno do modelo e área de refinamento da malha.....	85
Figura 5.8 – Malha de elementos finitos utilizada nas modelagens.....	85

Figura 5.9 – Curva carga x recalque para os radiers.	87
Figura 5.10 – Deformações totais do radier rígido para a carga de projeto.	89
Figura 5.11 – Curva carga x recalque total para o radier estaqueado flexível.	90
Figura 5.12 – Curva carga x recalque total – RE flexível, abordagem Poulos, 2001.	91
Figura 5.13 – Curva carga x recalque total para o radier estaqueado semi flexível.....	92
Figura 5.14 – Curva carga x recalque total para o radier estaqueado rígido.	94
Figura 5.15 – Recalque máximo do radier estaqueado flexível $L/D=40$ para uma carga aplicada de 50 kN/m^2	94
Figura 5.16 – Recalque máximo do radier estaqueado flexível $L/D=40$ para uma carga aplicada de 50 kN/m^2	96
Figura 5.17 – Recalque máximo do radier estaqueado rígido $L/D=40$ para uma carga aplicada de 50 kN/m^2	96

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

3D	três dimensões
α	coeficiente de cálculo da capacidade de carga lateral
a	razão de área do cone
A	área do radier
A_b	área da base da estaca
ABAL	Associação Brasileira de Alumínio
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANM	Agência Nacional de Mineração
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
β	coeficiente de cálculo da capacidade de carga da ponta
B	largura da fundação
B_q	razão de atrito do cone normalizada
c'	coesão do solo
C	<i>celsius</i>
C_c	coeficiente de compressão
C_r	coeficiente de recompressão
CCM	modelo Cam-clay modificado
CFEM	Compensação Financeira pela Exploração de Recursos Minerais
CIU	ensaio triaxial adensado isotropicamente e não drenado
CIU_{sat}	ensaio triaxial saturado adensado isotropicamente e não drenado
CPT	ensaio de cone
CPTU	ensaio de piezocone
CV	coeficiente de variação
D	diâmetro da estaca
D_p	desvio padrão
Δu	acrécimo de poropressão
L	comprimento da estaca

E	módulo de elasticidade da estaca
ELU	estado limite último
ELS	estado limite de serviço
E_{SPT}	energia de cravação do amostrador do ensaio SPT
E_{60}	energia de cravação do amostrador do ensaio SPT equivalente a 60%
e_0	índice de vazios hidrostático
$e_{i,med}$	índice de vazios inicial médio
$e_{\sigma'_{vm}}$	índice de vazios de pré-adensamento
E_u	módulo de Young não drenado
E_r	módulo de Young do radier
E_S	módulo de Young do solo
ϵ_a	deformação axial
f_s	atrito lateral do cone
f_t	atrito lateral do cone corrigido
FS	fator de segurança
ϕ'	ângulo de atrito do solo
ϕ'_{ec}	ângulo de atrito do estado crítico
G'	módulo de cisalhamento
GC	grau de compactação
G_s	peso específico relativo dos sólidos
γ	peso específico do solo
γ_d	peso específico seco do solo
$\gamma_{d,max}$	densidade seca máxima
Ic	índice de classificação dos solos
Ic	índice de classificação dos solos sugerido por Robertson e Wride
IP	índice de plasticidade
Ir	índice de rigidez
ISSMGE	International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
K'	módulo de rigidez volumétrica

K_{rs}	rigidez relativa placa-solo
κ	índice de recompressão
k	coeficiente de permeabilidade do solo
λ	índice de compressão
LEC	linha do estado crítico
LIC	linha de compressão isotrópica
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
M	inclinação da LEC
MC	modelo Mohr Coulomb
MEF	método dos elementos finitos
NA	solo normalmente adensado
N_{60}	N_{SPT} corrigido para 60% da energia teórica de queda livre
N_c	fator de capacidade de carga da parcela coesiva
N_q	fator de capacidade de carga da parcela da sobrecarga
N_γ	fator de capacidade de carga da parcela do peso específico
N_{kt}	fator de capacidade do cone com base em q_t
$N_{l,spt}$	média do SPT ao longo do fuste da estaca
$N_{p,spt}$	média do SPT medido na cota da ponta da estaca
N_{SPT}	índice de resistência à penetração
OCR	razão de sobreadensamento
P_a	pressão atmosférica
PA	solo pré-adensado
POP	tensão de pré-adensamento
q	tensão efetiva na base da fundação
q_c	resistência de ponta do cone
Q_l	resistência lateral da estaca
Q_p	resistência de ponta da estaca
q_t	resistência de ponta do cone corrigida

Q_t	resistência de ponta do cone normalizada
Q_{adm}	carga admissível
Q_{rup}	capacidade de carga última
R_f	razão de atrito do cone
RE	radier estaqueado
RF	radier flexível
RSF	radier semi flexível
RR	radier rígido
S	grau de saturação das amostras
SBT	<i>Soil Behaviour Type Classification Chart</i>
SBTn	<i>Soil Behaviour Type Classification Chart normalized</i>
SPT	sondagem à percussão
S_t	sensibilidade da argila
S_u	resistência ao cisalhamento não drenada
S_{ur}	resistência ao cisalhamento não drenada amolgada
t	espessura do radier
t_{50}	tempo necessário para dissipação de 50% das poropressões
T	torque máximo medido no ensaio de palheta
σ'_1	tensão principal maior
σ'_2	tensão principal intermediária
σ'_3	tensão principal menor
σ'_c	tensão confinante
σ'_d	tensão desviadora
σ'_{v0}	tensão vertical efetiva
σ'_{vm}	tensão de pré-adensamento
$\sigma'_{vm,med}$	tensão de pré-adensamento média
USCS	<i>Universal Soil Classification System</i>
USGS	<i>United States Geological Survey</i>
u_0	pressões hidrostáticas

u_2	poropressão medidas na base do cone
μ	fator de correção do ensaio de palheta
ν'	coeficiente de Poisson
ν'	coeficiente de Poisson
ν_r	coeficiente de Poisson do radier
ν_s	coeficiente de Poisson do solo
ν_u	coeficiente de Poisson não drenado
w	teor de umidade do solo
$w_{ót}$	umidade ótima
δ_{lim}	carga de ruptura para estacas de deslocamento
Δ_{adm}	recalque total admissível

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

A mineração é uma das principais atividades socioeconômicas do Brasil desde o século XVI. Isso se deve ao fato de o país deter grande parte das maiores reservas de minério do mundo, das quais são extraídos Ferro, Manganês, Alumínio, Ouro, Fosfato, Zinco, Nióbio, entre outros. No primeiro semestre de 2018 a indústria extrativa mineral (desconsiderando petróleo e gás) registrou 405,8 mil novos postos de trabalho, representando um crescimento de 1,07% em relação ao semestre anterior (ANM, 2018). A Agência Nacional de Mineração também informou que durante o ano de 2018 foram arrecadados mais de R\$ 3 bilhões em impostos como o CFEM (Compensação Financeira pela Exploração de Recursos Minerais).

Dentre os principais minerais extraídos está o alumínio, o terceiro elemento em maior abundância na crosta terrestre, depois do oxigênio e do silício. A bauxita é a principal matéria prima utilizada para fins comerciais de extração de alumínio. A condição essencial à formação desse minério é a existência de um clima tropical (uma temperatura média anual acima de 20° C), alternando as estações seca e úmida, que favorecem o processo natural de lixiviação (Sampaio et al., 2008). A reserva mundial de bauxita é da ordem de 30 bilhões de toneladas, destas, aproximadamente 2,6 bilhões encontram-se no Brasil (USGS, 2019). O Brasil é o décimo primeiro produtor de alumínio primário, quarto produtor de bauxita, atrás da Austrália, China e Guiné; e terceiro produtor de alumina, atrás de China e Austrália (ABAL, 2019).

O processo de produção do alumínio tem início na extração da bauxita, que, no Brasil, encontra-se abaixo de uma camada de argila amarela de aproximadamente 10 m de profundidade, sendo necessária a remoção desta camada de modo a viabilizar a extração da bauxita pelo método de lavra em tiras. A camada de argila amarela, conhecida como Argila Belterra, é decapeada e conformada em pilhas, denominadas pilhas de estéril, que não tem nenhum valor econômico no processo de extração e beneficiamento do minério. Sendo assim, após o fim de lavra de uma determinada área, essa região, formada pelas pilhas, normalmente é revegetada, ou utilizada para construção de diques de secagem destinados à disposição dos rejeitos advindos do processo de beneficiamento do minério.

A Argila Belterra, é parte da litologia dos platôs Amazônicos, sendo encontrada em diversas regiões do norte do Brasil. Entretanto, estudos do comportamento geotécnico dos solos dessa região são limitados na literatura. E, mais especificamente, considerando este material em uma

forma cujo estado de tensões iniciais e estrutura foram totalmente alterados durante o processo de extração do minério, como é o caso dos estéreis.

Sendo assim, avaliando uma gama de ensaios de campo e laboratório feitos nesse material em seu estado solto e compactado, essa pesquisa justifica-se por prover conhecimento acerca do comportamento geotécnico do estéril de bauxita, avaliando as características de resistência e deformabilidade do solo. E até mesmo subsidiar estudos que busquem otimizar os empilhamentos de estéril de bauxita em áreas de lavra.

Em complemento, foram feitas simulações numéricas no *software* PLAXIS 3D, considerando a execução de uma fundação profunda em radier estaqueado assente sobre uma camada de fundação composta de estéril de bauxita, visto que as áreas de lavra também podem ser utilizadas para construção de estruturas necessárias ao subsídio da planta de beneficiamento, como estações de bombeamento, tanques, pátios para maquinários, suportes para grandes tubulações, etc.

Os modelos numéricos são cada vez mais utilizados para dimensionamento e otimização de fundações profundas, avaliação de recalques e capacidade de carga, em complemento aos métodos teóricos, empíricos e semi-empíricos. Autores como, Cunha et al. 2000; Freitas 2010; Sales et al., 2000, 2010; Marjanovic et al., 2016; León, 2017; Oliveira, 2018; Randolph & Reul, 2019, Chang & Lien, 2019, entre outros, desenvolveram trabalhos relacionados à modelagem numérica de grupos de estaca e radier estaqueado.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é avaliar o comportamento geotécnico do estéril de bauxita, por meio da análise de ensaios de campo e laboratório, bem como a possível utilização deste material como estrato de fundação para construção de benfeitorias necessárias em áreas de mineração.

De modo a atingir esse objetivo, foram definidas duas linhas de trabalho principais:

- Análise dos resultados de investigações geológico-geotécnicas, contemplando ensaios de campo (Sondagem SPT, Cone e Piezocone e Palheta) e laboratório (Caracterização, Compactação, Triaxial CIU e Adensamento) feitos no estéril de bauxita em estado solto, como pilha, e compactado, como aterro.
- Modelagem numérica, utilizando o *software* PLAXIS 3D, de uma fundação em radier estaqueado assente sobre o material estudado, considerando os parâmetros mais

conservadores obtidos e um carregamento distribuído equivalente ao peso de um tanque de água. As simulações buscaram avaliar os recalques gerados e capacidade de suporte do aterro.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em seis capítulos, sendo o primeiro referente a contextualização da pesquisa e objetivos a serem estudados. O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, abordando os principais assuntos que nortearam o desenvolvimento trabalho, sendo estes, a geologia dos platôs de bauxita, descrição do processo de lavra e formação das pilhas de estéril, ensaios de campo e laboratório avaliados, sistemas de fundação em radier estaqueado, o *software* PLAXIS 3D e o modelo constitutivo do solo adotado na modelagem.

O Capítulo 3 descreve a metodologia do trabalho, contemplando a área estudada, característica das amostras de estéril de pilha e aterro analisadas e compilação dos resultados dos ensaios de campo e laboratório. No Capítulo 4 são apresentadas as análises e discussões acerca dos resultados obtidos no capítulo anterior como, comportamento do material durante o cisalhamento não drenado, correlação entre parâmetros, análise estatística simplificada, variação dos parâmetros de resistência com a compactação do material, entre outros tópicos.

O Capítulo 5 apresenta a simulação numérica desenvolvida por meio de elementos finitos, descrevendo o modelo simulado, variáveis consideradas, modelagem do problema no *software* e a análise dos resultados obtidos. Por fim, o Capítulo 6 apresenta as principais conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo apresenta uma base teórica simplificada de modo a contextualizar os principais assuntos abordados ao longo da pesquisa. Serão descritos os ensaios de laboratório e campo cujos dados foram analisados, bem como parâmetros obtidos, resultados da literatura, interpretação, e outros aspectos pertinentes a cada ensaio. Complementarmente serão abordados tópicos relacionados à modelagem numérica como a descrição de um radier estaqueado, os critérios de projeto e dimensionamento de fundações e a descrição do *software* utilizado.

2.1 A MINERAÇÃO DE BAUXITA NO BRASIL

A bauxita foi descoberta em 1821 por Berthier, na localidade de Les Baux, no sul da França. Trata-se de uma rocha de coloração avermelhada, rica em alumínio, com mais de 40% de alumina (Al_2O_3). A proporção dos óxidos de ferro determina a coloração da rocha. Assim a bauxita branca contém 2 a 4% de óxidos de ferro, ao passo que na bauxita vermelha essa proporção atinge cerca de 25% (Sampaio et al., 2008).

A bauxita é o primeiro elo da cadeia produtiva da indústria de alumínio e a base para a verticalização das atividades industriais de produção de alumina, alumínio primários e produtos semimanufaturados como laminados, extrudados, fios e arames entre outros. Para que a produção de alumínio seja economicamente viável, a bauxita deve apresentar no mínimo 30% de óxido de alumínio (Al_2O_3) aproveitável. São necessários cinco a sete toneladas de bauxita para produzir duas toneladas de alumina (óxido de alumínio), que se convertem em uma tonelada de alumínio (ABAL, 2017).

Atualmente o Brasil é o 3º maior produtor de alumina e 4º maior produtor de bauxita do mundo. A produção nacional atingiu em 2016 34,5 Mt, entre os estados federais o Pará representa 94,2% da produção brasileira (ANM, 2017). As principais empresas que atuam na mineração de bauxita no Brasil, para fins de usos metálicos, são: Mineração Rio do Norte (MRN), Mineração Paragominas S.A. (Hydro), Alcoa Alumínio S. A. e Companhia Brasileira de Alumínio (CBA), empresa do grupo Votorantim. A Figura 2.1 apresenta a localização das minas de bauxita brasileiras.

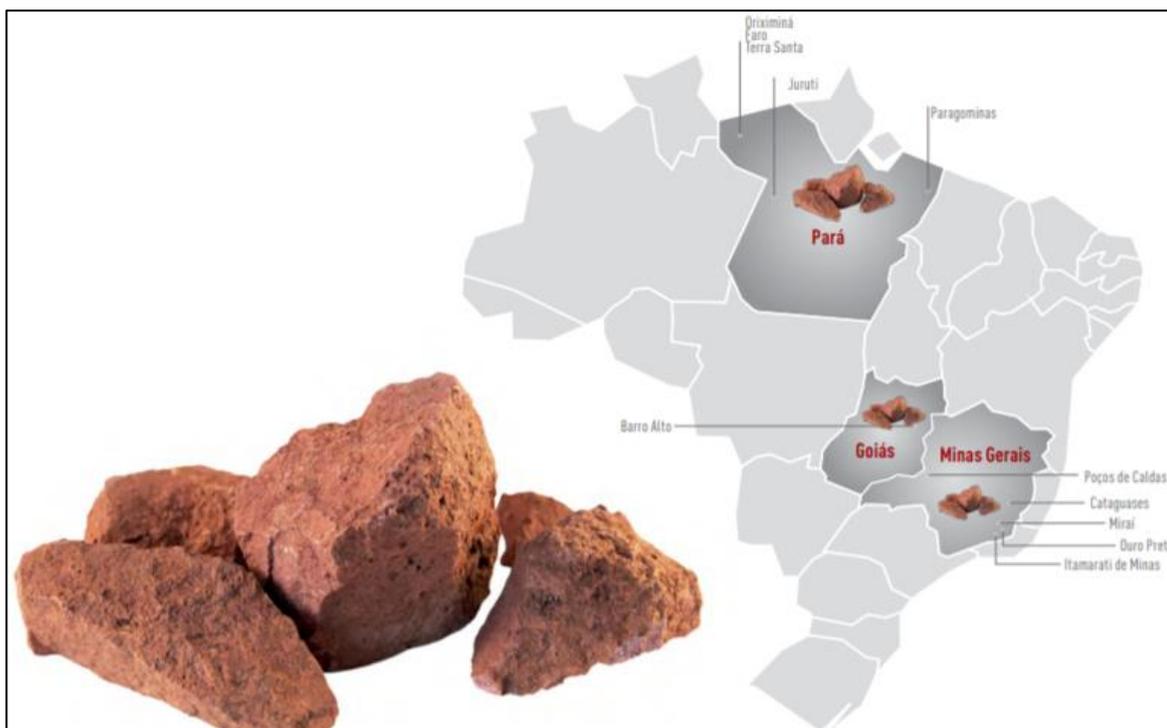


Figura 2.1 – Localização das minas de bauxita no Brasil (ABAL, 2017).

2.2 GEOLOGIA DOS PLATÔS DE BAUXITA DO NORTE DO BRASIL

Segundo Issler et al. (1974), Nascimento et al. (1976), Costa et al. (1978), a geomorfologia característica da porção norte do estado do Pará é a do Planalto Dissecado do Rio Trombetas-Rio Negro. Esta unidade morfoestrutural apresenta duas formas de relevo bem distintas, os platôs dissecados e as planícies fluviais inundáveis. Segundo estes mesmos autores, na região dos platôs de Trombetas essa proeminência é evidenciada pelo estágio geomorfológico de dissecamento avançado, em contraste a outros platôs, como os de Paragominas, que formam contínuas e extensas chapadas, apresentando um estágio mais maduro.

As planícies fluviais inundáveis têm características aplainadas, resultante da sedimentação fluvial dominada pelas inundações periódicas. O contato/passagem entre a unidade platô pode ser suave formando lagoas, ora pode ocorrer de forma abrupta, ocorrendo falésias. Logo é comum observar linhas de seixos (*Stone line*) evidenciando as oscilações paleoclimáticas (Soares et al., 1984).

2.3 GEOLOGIA LOCAL

A área em estudo está inserida geologicamente na Bacia Sedimentar do Amazonas, porção setentrional do continente sulamericano. A bacia do Amazonas se encontra entre os crátons das Guianas ao norte e do Brasil ao sul, abrangendo os estados do Amazonas e do Pará (Cunha et al., 2007).

O horizonte principal da bauxita é limitado ao intervalo do Terciário-Quaternário. Na região, o perfil geológico (Figura 2.2) exposto por Hernalsteens e Lapa (1988), compreende os sedimentos da Formação Alter do Chão constituída por um siltito cinzento, com fissuras preenchidas por calcário. Neste foi realizado o ensaio de difração por raio X (DRX), que mineralogicamente constatou em ordem decrescente: montmorilonita, calcita, quartzo, feldspato de potássio, sericita, clorita e caulinita. Podem ocorrer intercalações de arenito arcoseano, granulometria fina, contendo 83% de quartzo, 13% feldspato de potássio, montmorilonita e sericita.

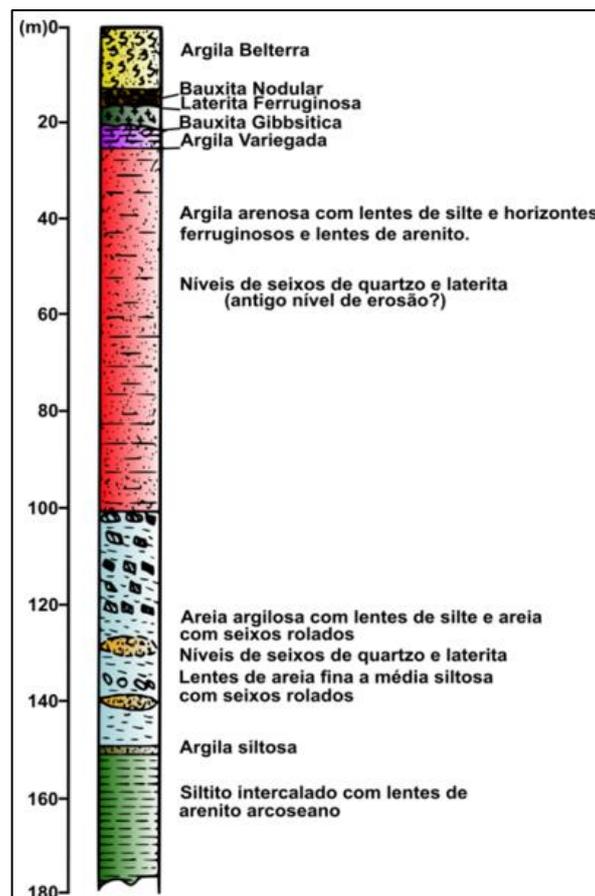


Figura 2.2 - Perfil geológico da região (Hernalsteens, 1982 modificado).

De forma geral, o perfil geológico da região, Figura 2.3, é bem uniforme apresentando do topo para a base os seguintes horizontes: cobertura vegetal, capeamento, bauxita nodular, laterita ferruginosa, bauxita maciça (gibbsita) e argila variegada.

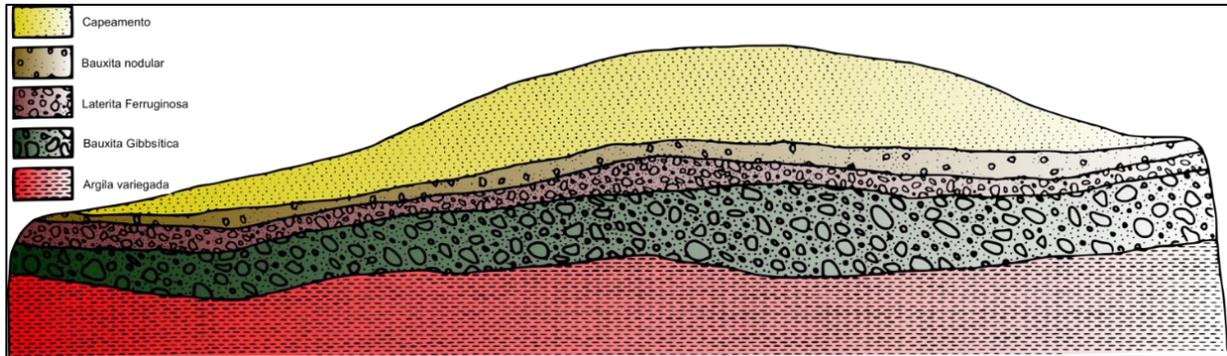


Figura 2.3 – Seção típica de um platô de bauxita (Hernalsteens e Lapa, 1988)

Segundo Hernalsteens (1982) e Hernalsteens e Lapa (1988) a sequência é dividida em três zonas distintas: argila Belterra, zona de laterita concrecionária e zona saprolítica. Desta maneira, o capeamento corresponde à argila Belterra; a laterita ferruginosa, bauxita nodular e maciça correspondem à zona de laterita concrecionária e a argila variegada à zona saprolítica.

Inicialmente tem-se a cobertura vegetal, um perfil típico de cobertura de mata densa superpondo-se a um horizonte de terra vegetal orgânica (*top soil*) com espessura de 0 a 50 cm. A argila Belterra, também conhecida por argila amarela, caracterizada como o capeamento do platô constitui-se de uma argila caulínica de cor amarela, uniforme e permeável. A textura é finamente porosa, podendo conter pequenos nódulos gibbsíticos e ferruginosos. A espessura máxima no centro dos platôs mais largos é de 14 m, diminuindo progressivamente na direção das bordas, não ocorrendo em locais intensamente erodidos.

A bauxita nodular é o horizonte caracterizado pela presença de nódulos arredondados de gibbsita finamente cristalina, distribuídos numa matriz argilosa, caulínica, de aparência similar à argila do capeamento. Em relação ao horizonte subjacente, ou seja, no contato com a laterita ferruginosa, há um aumento da percentagem dos nódulos e uma diminuição de argila na matriz em direção à base da camada.

A laterita ferruginosa é a zona rica em óxido e hidróxido de ferro, mas podendo conter, localmente, uma alta percentagem de alumina. Nessa zona há presença de grandes blocos

compactos, fragmentados de laterita muito ferruginosa, onde frequentemente evidenciam-se preenchimentos de cavidades por argila amarela algumas vezes assemelhando-se a um arenito grosseiro, com cimento muito ferruginoso, de coloração escura. É característico o aspecto poroso deste material. Acima deste nível frequentemente ocorre bauxita branca, de dureza elevada.

Com o aumento da profundidade há uma gradação de laterita ferruginosa para uma bauxita maciça. Fato que caracteriza a substituição gradativa do ferro pela sílica. O horizonte mineralizado varia de 1 a 7 m com média de 4,5 m. Por fim tem-se o horizonte da argila variegada, uma argila de cor clara, caulínica. No contato, ou dentro da argila variegada, ocorrem pequenos blocos de bauxita com textura granular, de coloração rosada.

2.4 DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE LAVRA E FORMAÇÃO DE PILHAS

O ciclo de vida de uma jazida de bauxita inicia-se na prospecção da área, seguido pela pesquisa mineral e delineamento da jazida, então é feito o planejamento da lavra, produção da bauxita, beneficiamento, recuperação ambiental e descomissionamento da área lavrada com reinserção ao meio ambiente.

A área de mineração de bauxita é coberta pela vegetação típica do bioma onde está localizada e do solo orgânico. Logo abaixo, encontra-se o que se denomina de estéreis, que são minérios com pouco ou nenhum mineral útil, ou acompanhantes de minério, que não têm aplicação econômica. Essa camada pode ter cerca de 20 cm, como no caso do Planalto de Poços de Caldas (MG), ou até cerca de 10 m em média, como ocorre nos Platôs de Bauxita do estado do Pará. A espessura do corpo do minério também é variável, dependendo da formação geológica (ABAL, 2017).

Existem quatro metodologias de extração de minério, que aplicam processos mecânicos em ambientes drenados para a retirada de minerais do solo, sendo eles, cava aberta por bancadas, pedreiras, desmonte hidráulico e lavra em tiras. No Brasil, o processo de lavra dos minérios de bauxita é feito a céu aberto, segundo o método de lavra em tiras (*strip mining*). Esse método é utilizado, principalmente, em jazidas com predominância de camadas horizontais, com espessuras de minério menores em relação às grandes dimensões laterais.

Segundo Hartman (1987) a metodologia de extração *strip mining* consiste na abertura de tiras extensas, geralmente com quilômetros de comprimento, nas quais são retirados e armazenados, separadamente, o *top soil*, ou solo orgânico, que pode ser utilizado no futuro para

a recuperação das áreas antropizadas, e o material de estéril que é estocado em pilhas e pode ser utilizado como material de construção de diques e barragens. Essa metodologia produz por natureza uma grande quantidade de estéril que deve ser realocado para novas áreas, quando não utilizado para outros fins. A Figura 2.4 apresenta a metodologia de decapeamento para retirada da bauxita.



Figura 2.4 – Método de lavra por tiras.

Após a extração do mineral as regiões exauridas normalmente são reservadas para construção de estruturas da mineração ou área de estoque de material estéril, conforme mencionado anteriormente. As áreas mineradas formam grandes platôs com centenas de hectares de área ocupados por empilhamentos de estéril que podem chegar a até 20 metros de altura. A Figura 2.5 abaixo apresenta uma área de lavra de bauxita típica ocupada por pilhas de estéril.

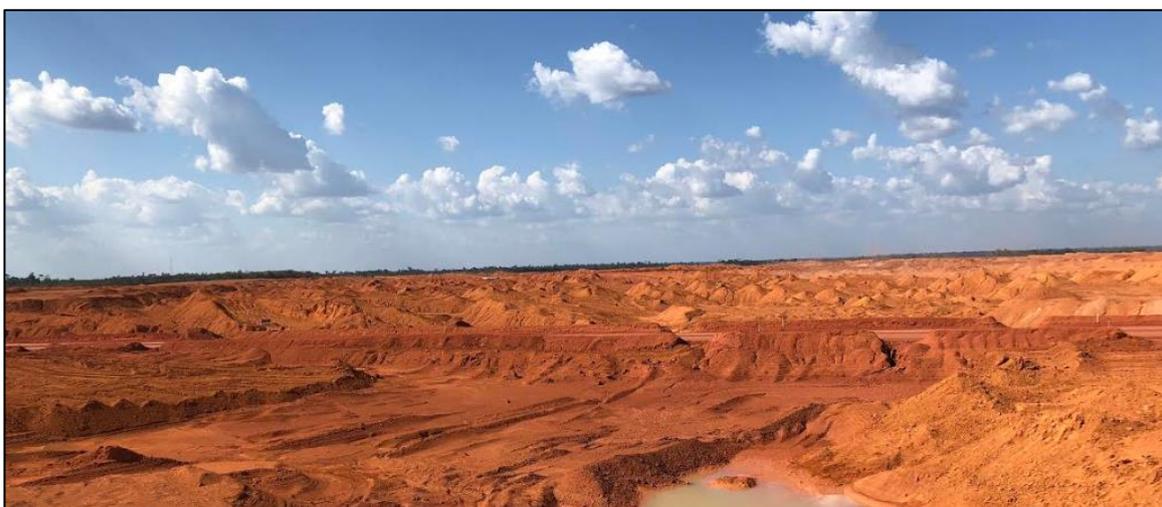


Figura 2.5 – Área lavrada de mineração de bauxita.

ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo, também conhecido como *in situ*, são a base de um programa de investigação geotécnica e possibilitam o conhecimento da estratigrafia do subsolo e o comportamento de seus materiais.

2.4.1 SONDAgens DE SIMPLES RECONHECIMENTO (SPT)

O ensaio *Standard Penetration Test* (SPT) constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. Serve como indicativo da densidade de solos granulares e é aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos, e mesmo de rochas brandas (Schnaid e Odebrecht, 2012). Tem-se como principais objetivos a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a identificação da posição do nível d'água e a obtenção do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) a cada metro (ABNT, 2001).

O ensaio é normalizado pela ASTM D1586/2018, norma internacional, e pela NBR 6484/2001, norma brasileira. O procedimento de execução, de acordo com a norma brasileira, consiste em perfurar o solo utilizando um trado e circulação de água, cravando o amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), por meio da queda de um peso de 65 kg de uma altura de 75 cm. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar 30 cm após uma cravação inicial de 15 cm.

São coletadas amostras deformadas no corpo do amostrador padrão a cada metro. As amostras devem ser examinadas e classificadas de acordo com sua granulometria (ex: solos grossos, como areias e pedregulhos, e solos finos, como argilas e siltes), plasticidade, cor e origem (ex: solos residuais, transportados, aterros), de modo que seja possível elaborar um perfil geológico-geotécnico da sondagem. Deve ser indicado neste perfil o nível do lençol freático, quando encontrado, e outras informações pertinentes referentes a estratigrafia determinada, como por exemplo, presença de matéria orgânica ou pedregulhos em determinada camada de solo.

2.4.1.1 CORREÇÃO DO N_{SPT}

Belincanta (1998) apresenta uma ampla discussão dos fatores intervenientes no SPT, descritos na literatura nacional e internacional, como: uso da circulação de água na perfuração acima do lençol freático, desequilíbrio hidrostático, tipo e altura de queda do martelo, frequência

dos golpes, desaceleração do martelo por conta do atrito, comprimento das hastes, erros de contagem, medidas e anotações, alívio de tensões do solo devido à perfuração, condições do solo, entre outros. O autor destaca os estudos de Hvorslev (1949), que classificou os fatores intervenientes do SPT e três grupos, sendo estes, equipamento, procedimento e condição do solo.

Conhecidas as limitações envolvidas no ensaio, as abordagens modernas recomendam a correção do valor medido de N_{SPT} levando em conta o efeito da energia de cravação e do nível de tensões, fatores não relacionados à característica do solo. A prática internacional sugere normalizar o número de golpes com base no padrão internacional de N_{60} , referente ao sistema mecanizado cuja eficiência da energia liberada pelo martelo equivale a 60% da energia teórica. Segundo Decourt (1989), a eficiência do SPT executado conforme preconizado na norma brasileira NBR 6484/2001, é em média 72%. Sendo comum adotar um valor de 70 para projetos no Brasil.

Segundo Schnaid (2009), a correção da energia empregada para o valor de penetração normalizado com base no padrão internacional ($N_{SPT,60}$), conforme proposto por Skempton (1986), é dada por:

$$N_{60} = \frac{N_{SPT} \cdot E_{SPT}}{E_{60}} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Onde E_{SPT} é a energia efetivamente gasta para cravar o amostrador no solo e $E_{60} = 60$.

Além desses fatores, tem-se a influência marcante das características e condições do solo nas medidas de SPT explicitadas nos estudos de Hvorslev (1949).

2.4.1.2 CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS COESIVOS COM BASE NO N_{SPT}

A caracterização e classificação do solo por meio do ensaio SPT é possível porque a cada profundidade o teste combina uma amostra com uma medida de resistência à penetração. A Tabela 2.1 abaixo apresenta uma classificação para solos coesivos com base no índice de resistência a penetração.

Tabela 2.1- Classificação dos solos coesivos de acordo com o N_{SPT}

Material	Índice de resistência à penetração	Designação
Argila e Silte argiloso (N_{SPT}) NBR 8464/2001	<2	muito mole
	3-5	mole
	6-10	média
	11-19	rija
	>19	dura
Argila ($N_{SPT,60}$) Clayton (1993)	0-4	muito mole
	4-8	mole
	8-15	firme
	15-30	rija
	30-60	muito rija
	>60	dura

2.4.2 ENSAIO DE PIEZOCONE (CPTU)

O ensaio de penetração de cone (CPT) é uma das principais ferramentas de prospecção geotécnica e consiste na cravação de um cone na superfície, por meio de um equipamento hidráulico, a uma velocidade constante de 20 mm/s, até que se atinja a profundidade desejada. De acordo com De Mío (2010), a cravação depende de um sistema de reação, que pode ser um lastro ou uma ancoragem no solo. A capacidade de penetração da ponteira depende da resistência total do conjunto: capacidade do sistema de reação e resistência do solo. Os esforços estáticos são aplicados diretamente de caminhões cuja carga de reação pode variar de 5000 a 40.000 kg, ou de penetrômetros de pequeno e médio porte ancorados com trados mecânicos no solo.

Não há diferenças significativas no procedimento de ensaio utilizando CPT ou CPTU, exceto pelos procedimentos necessários à saturação dos elementos filtrantes do piezocone (Schanaid e Odebrecht, 2012).

Segundo Lunne et al. (1997), as três principais aplicações deste ensaio são: determinação da estratigrafia do solo, determinação dos parâmetros geotécnicos dos materiais prospectados e fornecimento de resultados que possam ser diretamente utilizados em projetos de fundações, como por exemplo, previsão da capacidade de carga de estacas. Os autores destacam ainda outras vantagens do ensaio de cone como a continuidade e confiabilidade dos dados fornecidos e o baixo custo. Entretanto, é importante que o CPTU seja executado em conjunto com ensaios que

forneçam amostragem de solo para que seja possível identificar tátil e visualmente o tipo de material, obter correlações, avaliar os efeitos do histórico de tensões.

Este ensaio é padronizado pela ISSMGE (1989), entretanto existem normas e códigos nacionais e regionais complementares, como a norma americana ASTM D5778-12, o Eurocode 7 – Parte 3 (1999), sendo uma unificação das normas europeias.

2.4.2.1 RESULTADOS DO ENSAIO E CORREÇÕES DOS PARÂMETROS OBTIDOS

O ensaio CPTU, além de medir a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s), durante a cravação das hastes do equipamento na superfície, possibilita a medição das pressões neutras (u_2) geradas durante o processo de cravação. A relação entre a resistência de ponta e o atrito lateral, é conhecida como razão de atrito, R_f ($R_f = f_s/q_c$), parâmetro muito utilizado na classificação dos solos. Conforme Robertson e Cabal (2015), a resistência de ponta do cone é tipicamente alta em areias e baixa em argilas, enquanto a razão de atrito é tipicamente baixa em areias e alta em argilas.

As medidas de resistência à penetração são influenciadas pelo efeito de poropressões atuando em áreas desiguais da geometria do cone, necessitando conhecer as pressões neutras medidas na base do cone (u_2) para calcular a resistência real mobilizada no ensaio (q_t) (Campanela; Gillespie; Robertson, 1982; Jamilkowski et al., 1988 apud Schnaid e Odebrecht, 2012), a qual é dada por:

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Onde a é a razão de área do cone, determinada por meio de calibração em laboratório com valores típicos entre 0,70 e 0,85 (Robertson e Cabal, 2015).

É fundamental corrigir a resistência de ponta em todos os ensaios em que há monitoramento das pressões durante a cravação, especialmente para a determinação de propriedades em argilas moles e siltes. A correção do atrito lateral também pode ser feita de maneira análoga, entretanto não é comum na prática da engenharia (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Uma vez que a resistência de ponta aumenta em profundidade devido ao aumento na tensão vertical *in situ*, Robertson (1990) apresentou os três parâmetros principais normalizados, considerando o nível de tensões, dados por:

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} = \frac{q_n}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} = \frac{\Delta u}{q_n} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \cdot 100\% \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Onde, u_0 são as pressões hidrostáticas e σ_{v0} é a tensão vertical total in situ, para a resistência de ponta normalizada (Q_t), o parâmetro de poropressão normalizado (B_q) e a razão de atrito normalizada (F_r).

2.4.2.2 ENSAIO DE DISSIPACÃO

O ensaio consiste em pausar a penetração do cone em determinada profundidade até que qualquer excesso de poropressão gerado ao redor do cone seja dissipado, medindo a decaída desse valor com o tempo. A taxa de dissipação depende do coeficiente de adensamento, que, por sua vez, depende da permeabilidade e compressibilidade do solo, além do diâmetro do amostrador. É comum obter o tempo necessário para atingir 50% da dissipação (t_{50}) e caso seja requerida a poropressão hidrostática (u_0), o ensaio deve prosseguir até que não seja observada nenhuma alteração no valor da medição, que pode ser rápido em areias, mas pode durar horas em argilas plásticas (Robertson e Cabal, 2015).

O ensaio de dissipação das pressões neutras pode ser feito em um furo gêmeo ao lado do furo original, em regiões onde foram constatadas geração de poropressão durante a execução do ensaio CPTU no primeiro furo.

2.4.2.3 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS COM BASE NO CPTU

Uma vez que não é possível coletar amostras nos ensaios de cone para uma classificação física baseada na granulometria e plasticidade do material, alguns autores desenvolveram ábacos de classificação utilizando os parâmetros obtidos no ensaio CPTU, como: Douglas e Olsen (1981), Robertson et al. (1986), Schneider et al. (2008), Robertson (1990, 2009, 2010, 2016). É um procedimento indireto de classificação mecânica definido pela sigla SBT (*Soil Behaviour Type Classification Chart*), estabelecido com base em padrões de comportamento do material. A

Figura 2.6 apresenta o ábaco de classificação comportamental normalizado (SBTn), proposto por Robertson (1990), modificado por Robertson (2010).

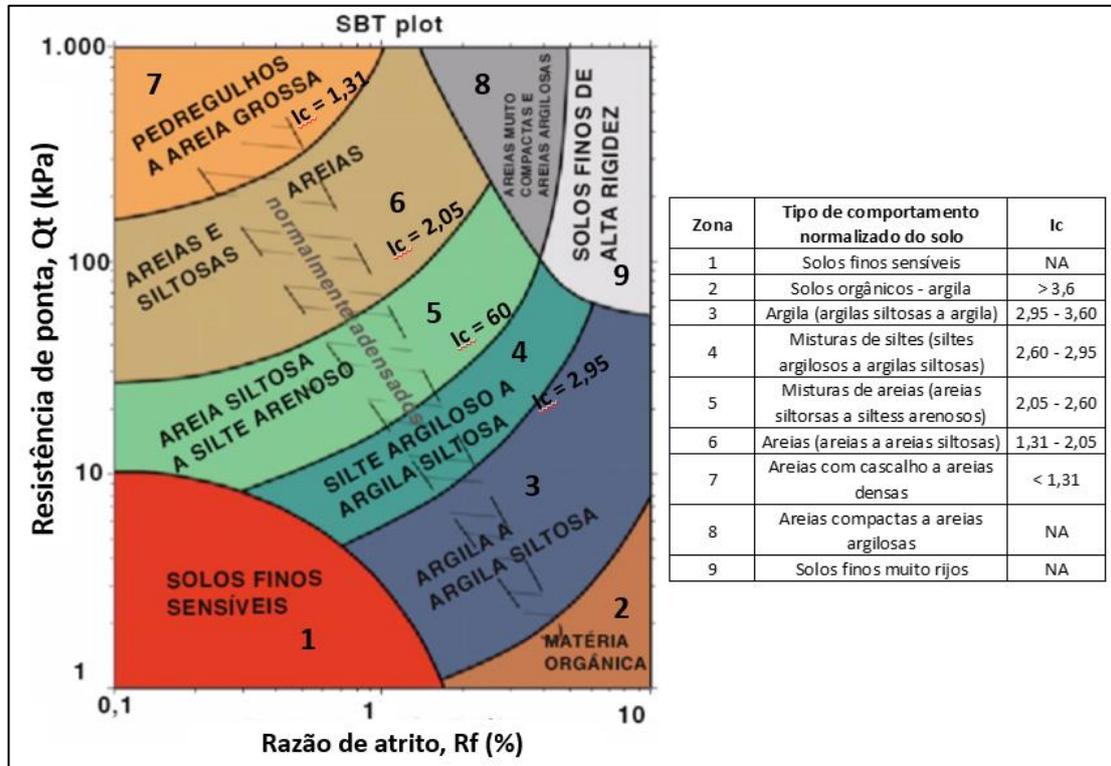


Figura 2.6 – Sistema de Classificação Comportamental Normalizado (modificado de Robertson, 2010).

Neste ábaco foi incorporado o índice de classificação dos solos (I_c), criado por Jefferies e Davies (1993), que possibilita a identificação das condições de drenagem do material, sendo definido por:

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Q_t) \cdot [1 - B_q]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(F_r)\}^2} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

Pode-se considerar como solos drenados, aqueles com valores de $I_c < 1,8$ e não drenados, os solos com valores de $I_c > 2,76$ (Schnaid e Odebrecht, 2012). Robertson e Wride (1998) propuseram uma versão simplificada do método de Jefferies e Davies (1993) na qual o índice de classificação do material I_{crw} é dado por:

$$I_{CRW} = \sqrt{\{3,47 - \log(Q_{tn})\}^2 + \{1,22 - \log(F_r)\}^2} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

No ábaco da Figura 2.7 Robertson (2010) apresenta uma redefinição da resistência normalizada da ponta do cone (Q_{tn}), conforme a equação:

$$Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma_{atm}} \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{v0}}\right)^n \quad (\text{Eq. 2.8})$$

Sendo $\sigma_{atm} = 1 \text{ atm} = 100 \text{ kPa}$, $n = 1$ para argilas, $n = 0,75$ para siltes e $n = 0,5$ para areias.

Na Figura 2.7 tem-se uma atualização do ábaco SBTn, modificado por Robertson (2016), considerando o comportamento do solo a grandes deformações. São apresentadas regiões com comportamento típico de materiais argilosos (*Clay-like behaviour*), com a inicial C, arenosos (*Sand-like behaviour*), com a inicial S e um comportamento transicional entre os dois (*Transitional behaviour*), com a inicial T.

Em complemento, o segundo índice se refere a uma classificação baseada na tendência do solo a dilatar, índice D, ou contrair, índice C, durante cisalhamento à grandes deformações, conhecido como fenômeno da dilatância. O contorno $CD=70$, delimita a região entre solos que apresentam comportamento contrátil e dilatante a grandes deformações.

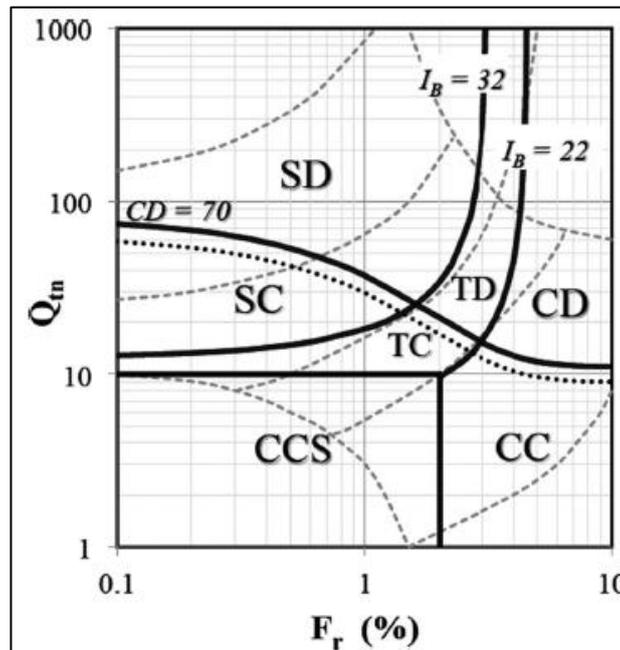


Figura 2.7 – Sistema de Classificação Comportamental Normalizado (Robertson, 2016).

2.4.2.4 CORRELAÇÕES CONSIDERANDO A RESISTÊNCIA DE PONTA

Robertson (2012) apud Robertson e Cabal (2015) sugeriu uma correlação entre o ensaio CPT-SPT por meio do índice de classificação do solo I_{CRW} , dada por:

$$\frac{(q_t/p_a)}{N_{60}} = 10^{(1,1268-0,28171I_{CRW})} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Onde p_a é a pressão atmosférica, equivalente a 1 atm e N_{60} o índice de resistência à penetração considerando a correção da energia de dissipação.

Segundo Mayne e Peuchen (2018), a resistência não drenada pode ser definida como a tensão cisalhante máxima de um solo para uma trajetória de tensões a volume constante. E devido aos efeitos da anisotropia, taxa de deformação, direção do carregamento e história de tensões, não há apenas um valor de S_u para o material (Lunne et. al, 1997). Em argilas, a resistência ao cisalhamento não drenada pode ser determinada em função da resistência de ponta obtida no ensaio CPTU segundo a equação:

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

Tipicamente o fator de cone N_{kt} varia de 10 a 18, com média 14 considerando um S_u médio, tendendo a crescer com o aumento da plasticidade e diminuir com o aumento da sensibilidade do solo (Robertson e Cabal, 2015). Lunne et al. (1997) e Mayne e Peuchen (2018), mostraram que N_{kt} diminui com o aumento de B_q . Em solos finos muito sensitivos, em que B_q é aproximadamente um, N_{kt} pode ter valores até menores que seis.

Os valores de N_{kt} também podem variar de acordo com o tipo de ensaio executado, tendo como consequência a qualidade da amostra. Quanto menor o grau de perturbação da amostra, maior será o valor da resistência não drenada e conseqüentemente menor serão os valores do coeficiente de correção (Lunne et al., 1997).

Para argilas normalmente adensadas a ligeiramente pré-adensadas, de alta plasticidade, os valores de N_{kt} geralmente variam na faixa entre 12 e 15, com ocorrências na faixa entre 10 e 20 (Schnaid e Odebrecht, 2012. A Tabela 2.2 apresenta valores de fatores de cone para argilas brasileiras definidos por diversos autores com base em ensaios de campo e laboratório.

Tabela 2.2 – Valores típicos de N_{kt} para argilas brasileiras (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Autor	Local / Solo	N_{kt}	Ensaio
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuí/RJ	10-15	Palheta
Danziger (1990)	Sarapuí/RJ	8-12	Palheta
Coutinho, Oliveira e Danziger (1993)	Recife/PE	10-15	UU e CIU
Árabe (1995b)	Vale Quilombo/SP	12-15	Palheta e CIU
Soares, Schnaid e Bica (1997)	Porto Alegre/RS	8-16	Palheta
Sandroni et al. (1997)	Sergipe	14-18	Palheta e CIU
Baptista e Sayão (1998)	Salvador/BA	12-18	Palheta

A resistência de ponta normalizada também está relacionada à razão de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u/σ'_{v0}) e pode ser obtida por meio do ensaio CPTU através da correlação dada por:

$$(S_u/\sigma'_{v0}) = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \cdot \left(\frac{1}{N_{kt}}\right) = \frac{Q_t}{N_{kt}} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

Uma das vantagens de determinar a razão de resistência é a correlação direta que pode ser feita com a razão de sobreadensamento (OCR), conforme sugerido por Jamiolkowski et al. (1988) na equação:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} = 0,23 \cdot OCR^{0,8} \quad (\text{Eq. 2.12})$$

Segundo Robertson e Cabal (2015), para argilas normalmente adensadas $(S_u/\sigma'_{v0})_{NC}$ é da ordem de 0,22. Este pode ser considerado um valor de referência segundo diversos autores.

A tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) é a máxima tensão vertical efetiva já experimentada pelo solo, sendo a razão de sobreadensamento (OCR) a relação entre essa máxima tensão e a tensão efetiva atual de campo (σ'_{v0}), dada por:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{Eq. 2.13})$$

Para classificação o solo quanto à sua história de tensões, tem-se que $OCR = 1$ para argilas normalmente adensadas; $OCR > 1$ para argilas pré-adensadas e $OCR < 1$ para argilas sub-adensadas. Em geral, em material carregado a pressões abaixo de σ'_{vm} , as deformações serão

pequenas e, em grande parte, reversíveis, ao passo que, para acréscimos de tensões maiores que σ'_{vm} , as deformações serão plásticas, irreversíveis e de magnitude considerável (Schnaid e Odebrecht, 2012).

A tensão de pré-adensamento pode ser diretamente correlacionada à resistência de ponta do piezocone por meio do coeficiente K_1 , conforme mostrado em estudo de Chen e Mayne (1996), onde os autores consideram os dados de 205 argilas ao redor do mundo, obtendo um valor de $K_1 = 0,305$. Cabe ressaltar que esse é apenas um valor de referência, devendo ser utilizado para um conhecimento prévio do comportamento do material, visto que apenas uma amostragem de argila brasileira foi considerada no estudo. Essa correlação é dada por:

$$\sigma'_{vm} = K_1(q_t - \sigma_{v0}) \quad (\text{Eq. 2.14})$$

Alguns valores de K_1 para as argilas brasileiras foram apresentados no trabalho de Massad (2009) com variações entre 0,2 – 0,35. Chen e Mayne (1996) também obtiveram uma correlação para a razão de sobreadensamento, conforme definido pela equação:

$$OCR = 0,317 \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (\text{Eq. 2.15})$$

2.4.3 ENSAIO DE PALHETA (VANE TEST)

O ensaio de palheta, internacionalmente conhecido como *Vane Test*, é tradicionalmente empregado na determinação da resistência ao cisalhamento não drenada in situ (S_u) em depósitos de argilas moles. Complementarmente, busca-se obter informações quanto à história de tensões do solo indicada pelo perfil da razão de pré-adensamento (OCR) (Schnaid e Odebrecht, 2012).

No Brasil o ensaio é normalizado pela MB-3122 equivalente a NBR-10905. A norma aplica-se a solos argilosos moles a rijos, saturados, permitindo determinar-lhes a resistência em condições de drenagem impedidas. São considerados dois tipos básicos de equipamento, os que realizam o ensaio sem (tipo A) e com (tipo B) a necessidade de perfuração prévia (ABNT, 1989).

O ensaio do tipo A apresenta resultados de melhor qualidade, quando comparado ao tipo B. Consiste na cravação da palheta em solos de baixa consistência, sem sofrer rotação, até uma profundidade maior ou igual a 0,5 m abaixo de onde a sapata de proteção foi estacionada, aplicando então um torque na palheta (veloc. = 6 °/min) e registrando o torque máximo ou, preferencialmente, a curva torque-rotação aplicada. Imediatamente após a determinação do

torque máximo, aplicam-se dez revoluções completas para a determinação da resistência amolgada (S_{ur}).

2.4.3.1 RESULTADOS DO ENSAIO E CORREÇÕES DO PARÂMETRO OBTIDO

Para a obtenção resistência não drenada por meio do ensaio de palheta são assumidas hipóteses de que não ocorre drenagem durante o cisalhamento, a distribuição de tensões cisalhantes é uniforme ao longo das superfícies de ruptura e o solo ao redor da palheta é isotrópico e homogêneo (Schnaid, 2009).

Com base no torque medido determina-se a resistência ao cisalhamento não drenado do solo (S_u), dada por:

$$S_u = \frac{0,86 T}{\pi D^3} \quad (\text{Eq. 2.16})$$

Onde, T é o torque máximo medido (kNm); e D é o diâmetro da palheta, usualmente igual a 65mm, podendo variar para 50 mm quando o ensaio é realizado em argilas rijas (ABNT,1989).

A resistência não drenada amolgada (S_{ur}) é obtida de maneira análoga, considerando o torque correspondente à condição amolgada. A consequência desse amolgamento é a diminuição do valor de S_u (Collet, 1978). A sensibilidade é uma relação entre a resistência determinada em uma amostra intacta e em outra completamente perturbada, ou amolgada, servindo como um indicador do efeito da estrutura da argila (Ortigão, 2007), dada por:

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (\text{Eq. 2.17})$$

A Tabela 2.3 e Tabela 2.4 apresentam a classificação quanto à sensibilidade para argilas internacionais e nacionais, respectivamente. Segundo Ortigão (2007), felizmente no Brasil a sensibilidade dos depósitos de argila pode ser classificada como baixa a média. Argilas com valores muito altos de sensibilidade perdem totalmente a resistência quando amolgados, tornando-se verdadeiros líquidos.

Tabela 2.3 – Sensibilidade de argilas (Skempton e Northey, 1952, apud Schnaid, 2009)

Sensibilidade	S_t
Insensíveis	1
Baixa	1-2
Média	2-4
Alta	4-8
Muito Alta	>8
Argila fluida	>16

Tabela 2.4 – Sensibilidade de argilas moles do litoral brasileiro (Ortigão, 2007)

Local	Valor médio	Variação	Referência
Santa Cruz, RJ (zona litorânea)	3,0	1-5	Aragão, 1975
Rio de Janeiro, RJ	4,4	2-8	Ortigão e Collet, 1986
Sepetiba, RJ	4,0	-	Machado, 1988
Cubatão, SP (Alemoa)	-	4-8	Teixeira, 1988
Florianópolis, SC	3,0	1-7	Maccarini et al, 1988
Aracaju, SE	5,0	2-8	Ortigão, 1988

Dentre os principais fatores que influenciam o resultado do ensaio de palheta, podem ser mencionados a velocidade de execução do ensaio, perturbação nas amostras, anisotropia e adensamento do solo. Entretanto, a velocidade de 6°/min sugerida pela norma garante a condição não drenada do ensaio.

É de prática da engenharia utilizar um coeficiente de redução baseado no índice de plasticidade das amostras, conforme definido por Bjerrum (1972) na equação:

$$S_u(\text{corrigido}) = \mu S_u(\text{Palheta}) \quad (\text{Eq. 2.18})$$

A Figura 2.8 apresenta um gráfico do fator de correção relacionado ao índice de plasticidade, para experiências internacionais e nacionais. Pode-se notar que para os solos brasileiros o fator de correção situa-se entre 0,6 e 0,8.

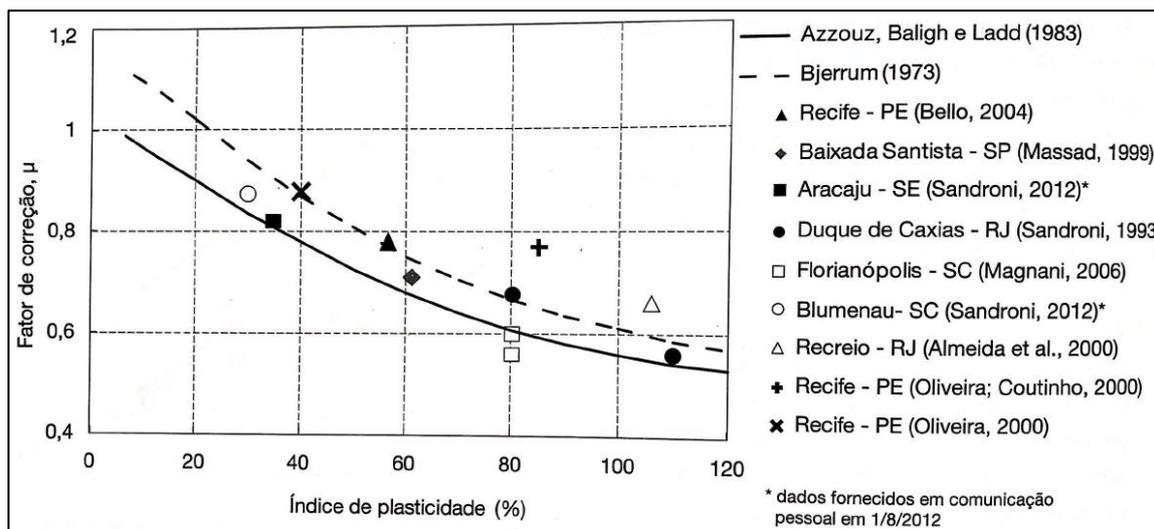


Figura 2.8 – Fator de correção empírico da relação entre a resistência de ruptura retroanalizada e o ensaio de palheta (Schnaid e Odebrecht, 2012).

2.4.3.2 CORRELAÇÕES CONSIDERANDO A RESISTÊNCIA NÃO DRENADA (S_u)

Mayne e Mitchell (1988) mostraram em seu estudo baseado em dados de ensaio de palheta de 96 amostras de solos argilosos ao redor do mundo, comparados a dados de ensaio de laboratório oedométrico, que existe uma correlação entre OCR e a resistência não drenada normalizada (S_u/σ'_{v0}), e a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), expressas por:

$$OCR = \alpha \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (\text{Eq. 2.19})$$

$$\sigma'_{vm} = \alpha S_u \quad (\text{Eq. 2.20})$$

Onde, $\alpha = 22 Ip^{-0,48}$, ou o coeficiente também pode ser diretamente correlacionado com o fator de correção μ , $\alpha = 4\mu$.

Ladd et al. (1977) apresentaram uma relação entre a resistência não drenada e o módulo de deformabilidade não drenado, módulo de Young, E_u ($E_u = nS_u$) baseada na história de tensões material (OCR). Com base no OCR e no índice de plasticidade do material (IP), Duncan e Buchignani (1975) estabeleceram um ábaco que pode ser usado como referência para a obtenção dos valores de n , conforme apresentado na Figura 2.9.

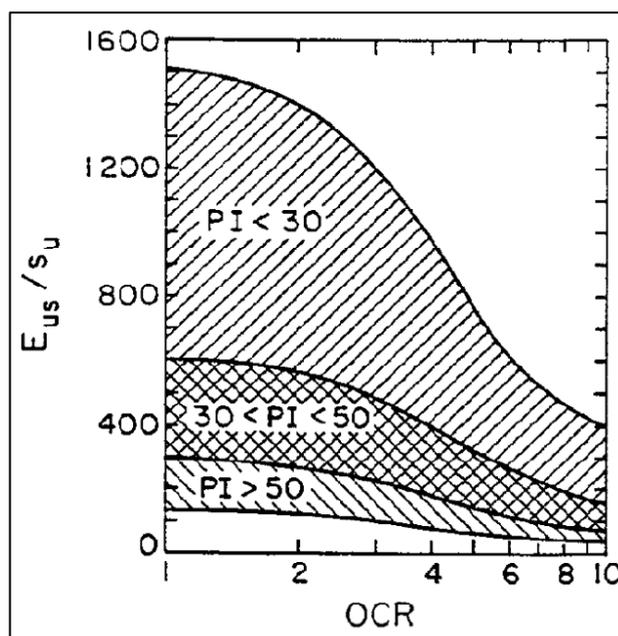


Figura 2.9 – Módulo de deformabilidade não drenado para solos argilosos (Duncan e Buchignani. (1975)

2.5 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de laboratório visam caracterizar e classificar o material quanto às suas propriedades e comportamento por meio de condições controladas em laboratório. Este item irá abordar a revisão dos principais ensaios de laboratórios cujos resultados foram analisados nessa pesquisa.

2.5.1 ENSAIO TRIAXIAL CIU

O ensaio triaxial CIU (adensado, isotrópico, não drenado) possibilita a determinação da resistência e relação tensão-deformação de amostras indeformadas ou reconstituídas, de solos coesivos saturados. As amostras são previamente densadas para uma condição isotrópica ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) onde os valores das tensões principais são equivalentes a uma tensão confinante (σ_c) pré-estabelecida, e então cisalhadas em compressão sem drenagem a uma taxa constante de deformação axial (tensão controlada) (ASTM, 2011). Comumente são ensaiadas amostras para três tensões confinantes distintas, de modo a determinar a envoltório de ruptura de Mohr – Coulomb. O ensaio é normatizado pela ASTM D 4767/2011.

Os ensaios triaxiais possuem a vantagem de possibilitar a definição de diversos tipos de trajetória de tensão e condições de adensamento (isotrópico ou anisotrópico) e condições de

drenagem nas fases de adensamento e cisalhamento. É possível a utilização de contrapressão para garantir a completa saturação da amostra. Nos ensaios não-drenados, é possível ser medida o acréscimo de poropressões geradas pelo carregamento e avaliar o comportamento do solo em termos de sua capacidade de contrair ou dilatar durante o cisalhamento.

Os resultados dos ensaios triaxiais podem ser apresentados em gráficos deformação axial (ϵ_a) versus tensão desviadora (σ_d), ou acréscimo de poropressões (Δu). A Figura 2.10 apresenta curvas típicas de amostras de solos argilosos, normalmente adensados (OCR=1), levemente pré-adensados (OCR=2) e altamente pré-adensados (OCR=8).

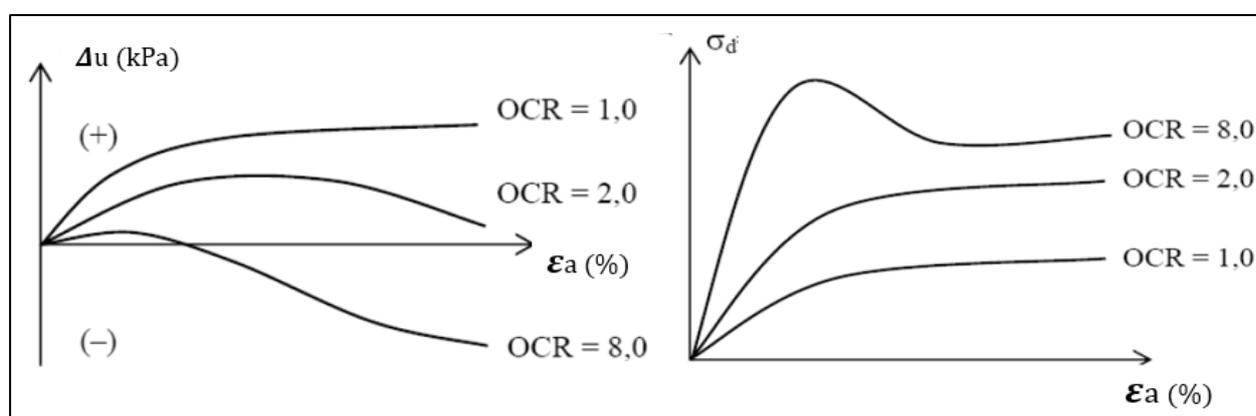


Figura 2.10 – Curvas típicas de ensaios triaxiais para solos argilosos.

Para valores de OCR elevados (em geral ≥ 4) se tem decréscimo de poropressão ($\Delta u < 0$) devido a tendência à dilatação do elemento de argila (Palmeira, 2017).

Quando um corpo de prova atinge um estado em que as tensões e excesso de poropressão não variam mais, sendo que as deformações plásticas podem continuar evoluindo, diz-se que o solo está em uma condição de estado crítico. No estado crítico, os solos continuam a sofrer deformações cisalhantes sem qualquer alteração da tensão cisalhante, ou tensão normal, ou índice de vazios e os deslocamentos estão associados a escoamentos turbulentos. No entanto, para materiais com grãos maiores a variação de volume durante o adensamento e cisalhamento é muitas vezes acompanhada de ruptura dos grãos do solo, sendo então necessária a aplicação de grandes deformações para identificar por completo o comportamento.

Na Figura 2.11, Ortigão (2007) apresenta os resultados de argilas NA e PA em termos de trajetória de tensões efetivas (TTE) e trajetórias de tensões totais (TTT), por meio de um plano de tensões triaxiais, $t \times s'$, onde:

$$t = t' = q = q' = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (\text{Eq. 2.21})$$

$$s' = p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (\text{Eq. 2.22})$$

$$s = p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (\text{Eq. 2.23})$$

Sendo σ'_1 a tensão efetiva principal maior e σ'_3 a tensão efetiva principal menor.

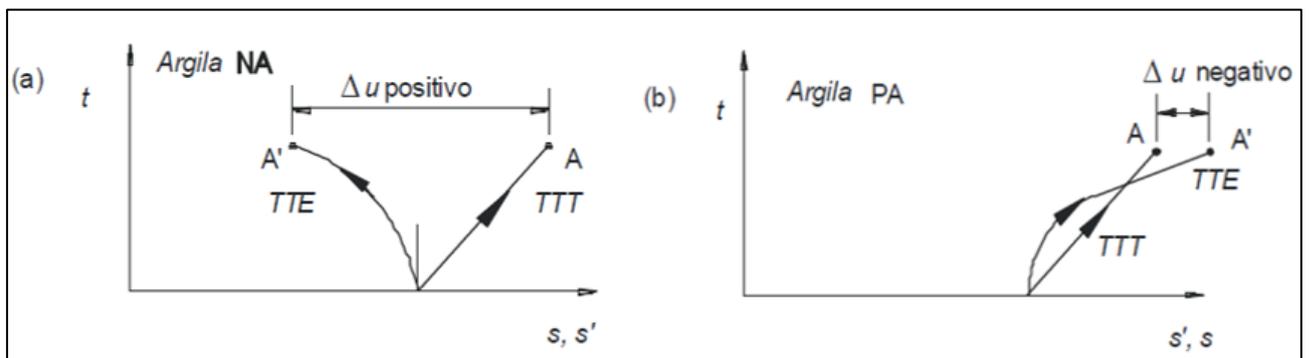


Figura 2.11 – Trajetórias de tensão de argilas (a) NA e (b) PA. (Ortigão, 2007)

Devido às diferenças nas poropressões Δu , o aspecto apresentado pela TTEs em ensaios CIU de compressão axial em argilas NA e PA é bem distinto: em argilas NA como Δu é positivo durante o cisalhamento, a TTE apresenta uma curvatura à esquerda da TTT do ensaio; já em uma argila PA, os valores negativos de Δu é serão plotados à direita da TTT (Ortigão, 2007).

2.5.2 ENSAIO DE ADENSAMENTO

Segundo Terzaghi (1943), adensamento do solo é o processo de redução da quantidade de água sem a substituição por ar, que ocorre quando o material é solicitado pela construção de alguma estrutura.

O ensaio de adensamento, também conhecido como de compressão oedométrica, ou compressão confinada, é realizado com objetivo de se conhecer as características de compressibilidade de um solo. O procedimento é normatizado pela norma brasileira NBR 12007 MB 3336 (ABNT,1990) e consiste na compressão de uma amostra de solo, compactada ou

indeformada, pela aplicação de valores crescentes de tensão vertical, sob a condição de deformação radial nula.

É realizado mantendo-se a amostra saturada, se necessário, utilizando duas pedras porosas (uma no topo e uma na base) de modo a acelerar a velocidade dos recalques na amostra e, conseqüentemente, diminuir o tempo de ensaio. Durante cada carregamento, são efetuadas leituras dos deslocamentos verticais do topo da amostra e do tempo.

2.6 O MODELO CAM-CLAY

A Mecânica dos Solos Moderna iniciou no final de década de 1950, na Universidade de Cambridge, Inglaterra, onde surgiu uma série de estudos sobre modelos constitutivos dos solos. As pesquisas realizadas resultaram na criação do Modelo Cam-Clay (Schofield e Wroth, 1968; Atkinson e Bransby, 1978) e do Modelo Cam-Clay Modificado (Roscoe e Burland, 1968; Wood, 1990).

Foi definido, assim, que o estado crítico do solo ocorre a partir de grandes deformações, em areias e argilas moles, como um contínuo cisalhamento sem aumento adicional de tensão ou volume. A Teoria dos Estados Críticos (TEC) integra, em um mesmo modelo, os conceitos de resistência, compressibilidade e deformabilidade (Baroni, 2016).

Oliveira (2018) cita algumas das principais características do modelo, tais quais:

- a) O comportamento elástico e isotrópico está definido pelos parâmetros de módulo de rigidez volumétrica (K') e de cisalhamento (G').
- b) O parâmetro λ (índice de compressão) determina a compressibilidade do material no carregamento primário e representa, matematicamente, a inclinação do trecho virgem (LCI). Como ocorrem deformações elasto-plásticas durante o descarregamento, o material segue uma trajetória diferente e a inclinação dessa nova trajetória é dada pelo índice de recompressão κ , conforme pode ser observado Figura 2.12.

Do gráfico tem-se N como o volume específico do solo normalmente adensado a $p' = 1$ kPa e o parâmetro Γ como o volume específico do solo na LEC para um valor unitário de v .

- c) Em um plano de tensões triaxiais (p' , q'), a superfície de fluência tem forma elíptica que passa pela origem e sua forma está definida pela constante M e o tamanho pela tensão isotrópica p' , o qual representa o parâmetro de endurecimento.

- d) A regra de fluência e associada, então, o vetor de incrementos das deformações plásticas e normal a superfície de fluência. Assim, a função de potencial plástico possui a mesma forma que a superfície de fluência.
- e) O mecanismo de deformação plástica depende unicamente da proporção de tensões na qual a fluência ocorre, e muda constantemente conforme essa relação.
- f) É um modelo com endurecimento volumétrico, no qual o aumento no tamanho da superfície de escoamento depende unicamente das deformações isotrópicas plásticas.

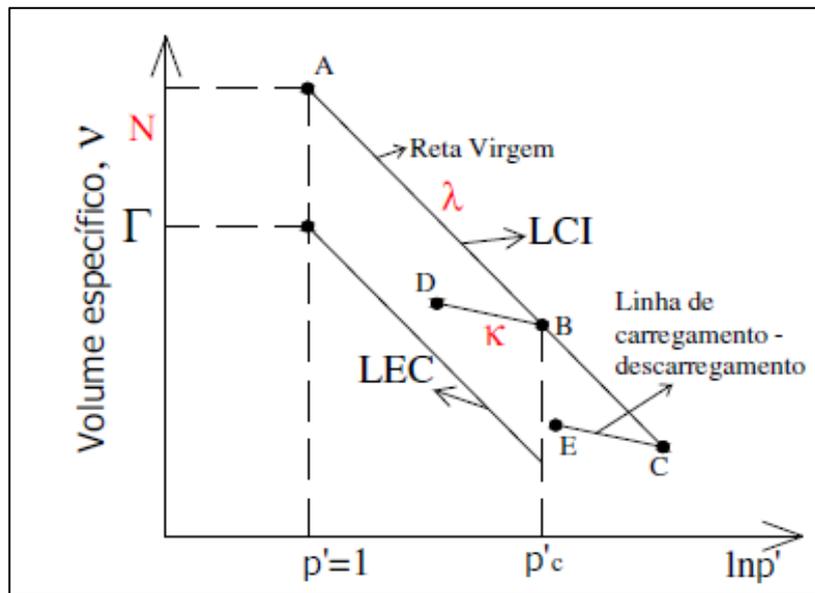


Figura 2.12 – Linha de compressão isotrópica e linha do estado crítico (adaptado de Atkinson e Bransby, 1978, apud Baroni, 2016)

A Figura 2.13 apresenta a superfície de fluência do modelo CCM em um plano de tensões triaxiais, dado pela função:

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p - p_p) \quad (\text{Eq. 2.24})$$

Onde p' é a tensão efetiva; p_p é a tensão de pré-adensamento; M é a inclinação da LEC, resultante da relação q/p' e pode ser definida também, para a condição de ensaio triaxial de compressão, segundo a equação:

$$M = \frac{6 \text{sen} \phi'_{ec}}{3 - \text{sen} \phi'_{ec}} \quad (\text{Eq. 2.25})$$

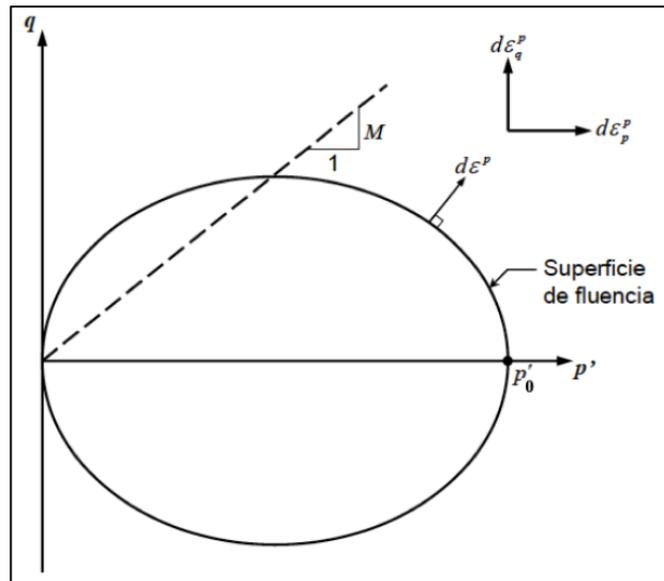


Figura 2.13 – Superfície de fluência do CCM (Rodríguez, 2010).

2.7 SISTEMA DE FUNDAÇÃO EM RADIER ESTAQUEADO

O radier estaqueado é um sistema de fundação profunda composto basicamente por três elementos: o radier, as estacas e o solo no entorno. Segundo Poulos (2001), em situações onde o radier por si só não satisfaz os requisitos de projeto, pode ser possível melhorar o desempenho da fundação pela adição de estacas. O uso de um número limitado de estacas, estrategicamente posicionadas, pode melhorar tanto a capacidade de carga final quanto os recalques totais e diferenciais da fundação.

Randolph (1994) diz que nesse sistema de fundação o bloco/radier pode por vezes ter a capacidade de carga necessária para suportar os esforços advindos da superestrutura, e que o principal objetivo da introdução das estacas então é controlar e atenuar os recalques gerados, conforme ilustrado na Figura 2.14.

O autor define claramente três filosofias de projeto de fundações em radier estaqueado, que são subdivididas em três tipos em uma abordagem clássica ou convencional, creep piling e abordagem baseada no controle de recalques diferenciais.

Na abordagem convencional as estacas são projetadas como grupos de estacas, que suportam a maior parcela da carga total, mas ainda é considerado que uma parcela da carga é absorvida pelo radier, principalmente para a capacidade de carga máxima. Nesta abordagem o comprimento e o diâmetro das estacas são calculados como estacas isoladas, com um valor satisfatório de fator

de segurança. O comportamento do radier estaqueado é governado pelo grupo de estacas e em situações de carga de projeto podem ser em grande parte linear.

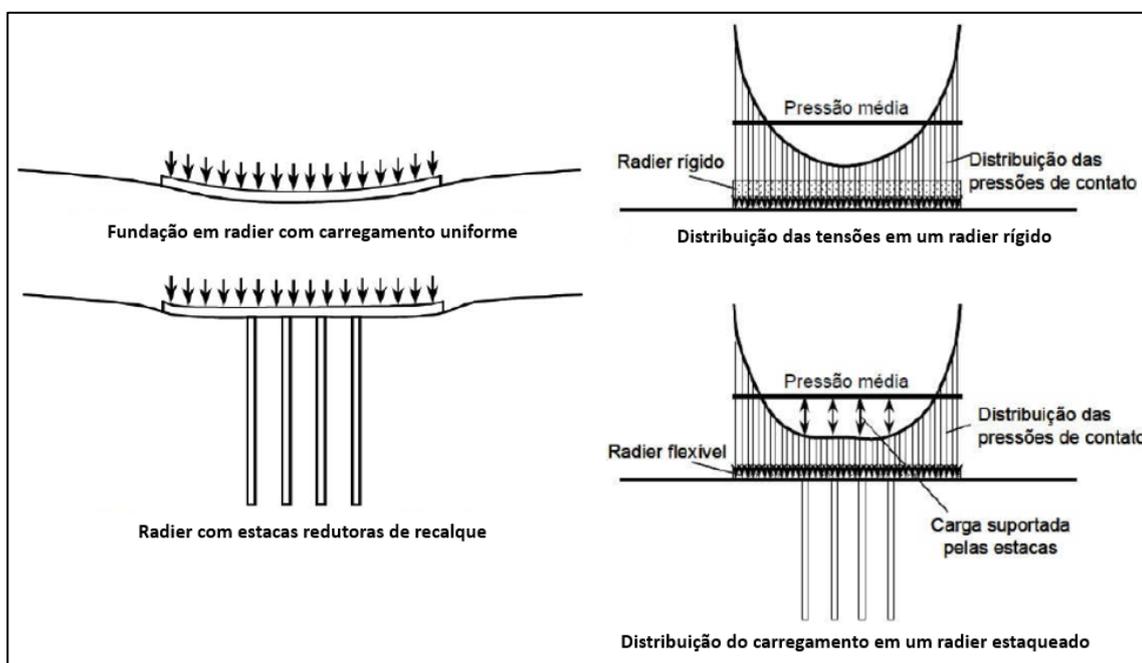


Figura 2.14 – (a) Esquema de um radier estaqueado; (b) Distribuição das tensões em um radier estaqueado flexível (modificado de Randolph, 1994).

O critério de mobilização total ou parcial das estacas estabelece que as estacas sejam projetadas para absorver entre 70% e 80% da capacidade da carga de trabalho a partir da qual começa a ocorrer deformações plásticas, *creep*. São instaladas estacas suficientes sob o radier de modo que a tensão de contato entre o radier e o solo seja reduzida a valores menores que a tensão de pré-adensamento do solo.

Na abordagem de controle de recalques diferenciais as estacas são posicionadas estrategicamente a fim de reduzir os recalques diferenciais ao invés de se preocupar o recalque total médio do sistema de fundação.

Poulos (2001) propôs as curvas da Figura 2.16 seguindo as filosofias propostas por Randolph (1994.b). Observa-se que a Curva 0 representa uma fundação somente em radier, que recalca excessivamente. Já a Curva 1 reproduz a filosofia 1, chamada de abordagem convencional, a qual possui o comportamento governado pelo grupo de estacas e é bastante linear na carga de projeto. A Curva 2 ilustra a filosofia das estacas de fluência. Nesse caso, o número de estacas é menor e o radier carrega mais carga do que no caso da Curva 1. Por fim, a Curva 3 representa o radier

estaqueado com a filosofia de controle de recalques diferenciais, as quais utilizam a capacidade total na carga de projeto.

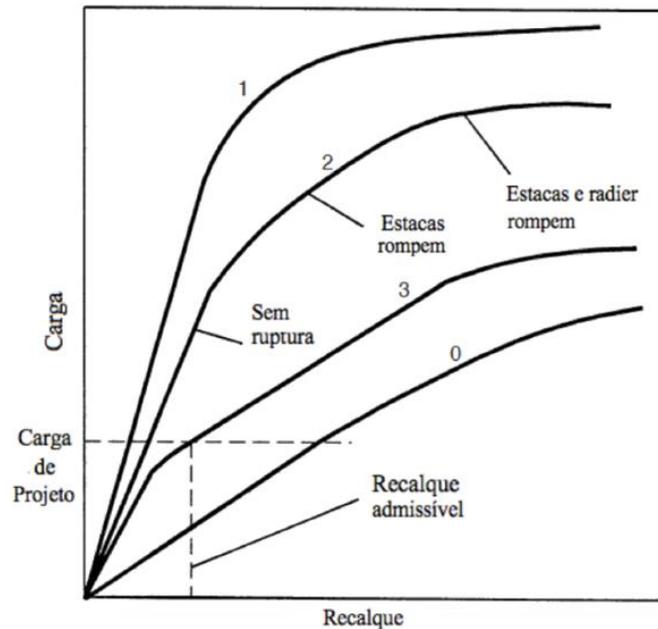


Figura 2.15 – Curva carga versus deformação para radier estaqueado (modificado de Poulos, 2001).

Cooke (1986) apresentou resultados para o radier isolado, para um grupo de 49 estacas sem contribuição do radier e para o radier estaqueado, em que é possível observar que tanto a capacidade de carga quanto a rigidez do radier estaqueado são superiores ao radier e o grupo de estacas sem a contribuição do radier (Figura 2.16).

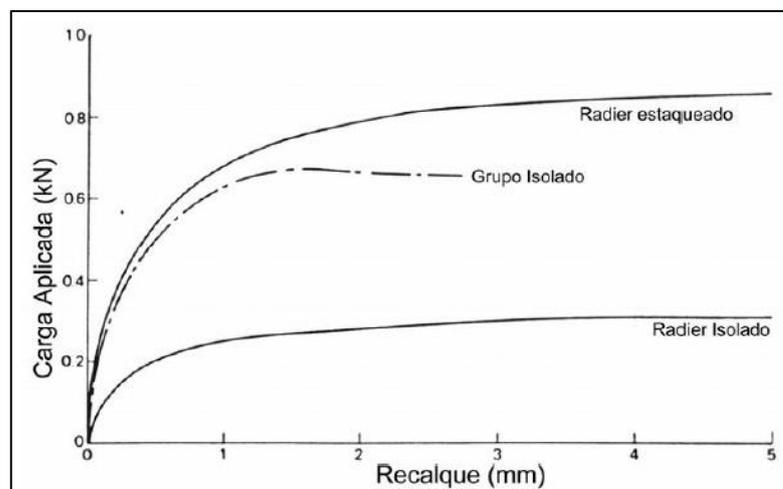


Figura 2.16 – Comportamento de um radier estaqueado; grupo de estacas e radier isolado (Cooke, 1986 apud Freitas Neto, 2013).

2.8 CRITÉRIOS DE PROJETO E DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

Como em qualquer sistema de fundações, o projeto de fundações em radier estaqueado requer que sejam feitas considerações a respeito da capacidade de carga vertical, horizontal e momentos na fundação, verificação dos recalques totais e diferenciais, determinação dos momentos e esforços cisalhantes para o projeto estrutural do radier e das cargas e momentos nas estacas (Freitas Neto, 2013).

Segundo a NBR 6122/2019, o projeto de uma fundação deve garantir segurança quanto ao estado-limite último (ELU), relacionado ao colapso total ou parcial da obra, e ao estado-limite de serviço (ELS), relacionado à ocorrência de recalques e deformações que comprometam o uso da obra.

Meyerhof (1982) afirma que no ELU a magnitude dos fatores de segurança é governada pela confiabilidade das informações, principalmente cargas, resistência, deformação, projeto e construção, economia da construção e manutenção, a probabilidade e a gravidade da falha durante a vida útil. A margem de segurança é influenciada pelas cargas e efeitos de carga para ações permanentes, variáveis e excepcionais (água, vento, gelo e terremoto), a resistência do solo e deformação (incluindo efeitos de perturbação amostral, tamanho da amostra, taxa e variação de carga, anisotropia, deformação plana, falha local e progressiva), análise (método, precisão, mecanismo de falha assumido, perfil simplificado do solo e zonas fracas) e construção (geometria, qualidade e controle de materiais e mão de obra, manutenção durante a vida útil).

Em relação ao ELS, o autor assegura que movimentos admissíveis de fundações e estruturas no estado-limite de serviço dependem principalmente da interação solo estrutura, rachaduras prejudiciais e distorção e que a concepção das fundações e estruturas deve incluir disposições para reduzir ou acomodar os movimentos sem danos, e devem ser tomadas precauções de construção adequadas para evitar os recalques excessivos e a movimentação do solo (Oliveira, 2018).

2.8.1 ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga é a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a fundação está embutida. Em 1943 Terzaghi definiu um método teórico para obtenção da capacidade de carga de fundações superficiais baseada na fórmula *triple-N*, dada por:

$$Q_{rup} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{Eq. 2.26})$$

Onde,

Q_{rup} = tensão de ruptura máxima suportada pelo solo;

c = coesão do solo;

q = tensão efetiva na base (γH);

γ = peso específico do solo;

N_c , N_q e N_γ fatores de capacidade de carga;

B = largura da fundação

A Tabela 2.5 apresenta os fatores de capacidade de carga sugeridos por Terzaghi.

Tabela 2.5 – Fatores de capacidade de carga (Terzaghi, 1943)

ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1	0	5,7	1	0
5	7,34	1,64	0,49	6,74	1,39	0,18
10	9,6	2,69	1,25	8,02	1,94	0,47
15	12,86	4,45	2,54	9,67	2,73	0,92
20	17,69	7,44	4,97	11,85	3,88	1,74
25	25,13	12,72	9,7	14,81	5,6	3,17
30	37,16	22,46	19,73	18,99	8,31	5,66
35	57,75	41,44	42,43	25,18	12,75	10,14
40	95,66	81,27	100,39	34,87	20,5	18,82

A capacidade de carga de estacas pode ser calculada por métodos racionais ou teóricos, que utilizam soluções teóricas de capacidade de carga e parâmetros do solo, semi-empíricos, baseados em ensaios *in situ* de penetração (CPT e SPT), e empíricos. Em todos os métodos, tanto para parâmetros não drenados do solo quanto drenados, a capacidade de carga de uma estaca isolada é dada por:

$$Q_{ult} = Q_p \cdot Ab + U \cdot (Q_l \cdot \Delta l) \quad (\text{Eq. 2.27})$$

Onde Q_p é a resistência de ponta da estaca, A_b a área da base, Q_l a resistência lateral da estaca, U o perímetro e Δl o comprimento.

Em relação aos métodos semi-empíricos, no Brasil os mais utilizados para dimensionamento de fundação em estacas são Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978).

2.8.1.1 MÉTODO AOKI E VELLOSO (1975)

Os autores desenvolveram um método a partir de um estudo comparativo entre ensaios de prova de carga e SPT. O método foi inicialmente apresentado para cálculo de Q_{ult} em função dos valores de resistência de ponta (q_c) e atrito lateral (f_s) medidos em ensaios de penetração estática CPT. Entretanto, tendo em vista aplicar a metodologia considerando os ensaios de campo mais utilizados no Brasil foram feitas correlações entre o número de golpes do ensaio SPT (N_{SPT}) e a resistência de ponta e atrito lateral do cone, dados por:

$$q_c = K N_{SPT} \quad (\text{Eq. 2.28})$$

$$f_s = \alpha q_c \quad (\text{Eq. 2.29})$$

Onde K e α são constantes relacionadas ao tipo de solo, conforme

Tabela 2.6. Sendo assim, temos a capacidade de carga dada por:

$$Q_{ult} = A_b \cdot \frac{K N_{SPT}}{F1} + U \sum \frac{\alpha K N_{SPT}}{F2} \quad (\text{Eq. 2.30})$$

Em que $F1$ e $F2$ são fatores de correção que levam em conta as diferenças de comportamento do protótipo (estaca) e do modelo (cone) e estão apresentados na Tabela 2.7. Outras sugestões para $F1$, $F2$, K e α podem ser vistas em Cintra et al. (2011).

Tabela 2.6 – Valores das constantes K e α (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
areia siltosa	0,80	2,00
areia silto-argilosa	0,70	2,40
areia argilosa	0,60	3,00
areia argilo-siltosa	0,50	2,80

Tipo de solo	K (MPa)	α (%)
Silte	0,40	3,00
silte arenoso	0,55	2,20
silte areno-argiloso	0,45	2,80
silte argiloso	0,23	3,40
silte argilo-arenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
argila arenosa	0,35	2,40
argila areno-argilosa	0,30	2,80
argila siltosa	0,22	4,00
argila silto-arenosa	0,33	3,00

Tabela 2.7 – Fatores de correção F1 e F2 (Aoki e Velloso, 1975)

Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada	1,75	3,50
Escavada	3,50	7,00

2.8.1.2 MÉTODO DÉCOURT E QUARESMA (1978)

Luciano Décourt e Arthur R. Quaresma apresentaram um método para determinar a capacidade de carga de estacas a partir do ensaio SPT, originalmente para estacas de deslocamento (pré-moldadas de concreto), considerando resultados de ensaios de provas de carga. Entretanto, essas estacas não foram levadas à ruptura e utilizou-se a carga de ruptura convencional correspondente a um recalque de 10% do diâmetro da estaca.

A resistência de ponta ($q_{p,ult}$) e atrito lateral ($q_{l,ult}$) últimos foram definidos por:

$$q_{p,ult} = KN_{p,spt} \quad (\text{Eq. 2.31})$$

$$q_{l,ult} = \frac{N_{l,spt}}{3} + 1 \quad (\text{Eq. 2.32})$$

Onde, $N_{p,spt}$ é média do SPT medido na cota da ponta da estaca, 1 m acima e 1 m abaixo desta, variando de 3 à 50, valores maiores que 50 devem ser igualados a 50 e menores que 3

devem ser igualados a 3, e $N_{l,spt}$ a média do SPT ao longo do fuste da estaca, desconsiderando o valor médio a 1 m acima da cota da base da estaca. A constante K está relacionada ao tipo de solo, conforme Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Fator característico do solo, K (Décourt e Quaresma, 1978)

Tipo de estaca	K (kPa)
Argilas	120
Siltes argilosos	200
Siltes arenosos	250
Areias	400

2.8.1.3 MÉTODOS CONSIDERANDO SOLOS COESIVOS – CARREGAMENTO NÃO DRENADO

A capacidade de carga da estaca deve ser estimada com base em tensões totais se for considerado que as poropressões geradas pela instalação da estaca não dissipam antes de seu carregamento, representando uma condição de curto prazo, o que normalmente ocorre para solos coesivos. Sendo a resistência lateral (q_l) considerada uma função da resistência ao cisalhamento não-drenado do material (S_u) em torno da estaca, dada por:

$$q_l = \alpha S_u \quad (\text{Eq. 2.33})$$

Essa metodologia, conhecida como “Método α ” foi difundida por diversos autores, que propuseram valores para o fator de adesão solo-estaca (α) baseados em ensaios de campo e laboratório. Os primeiros estudos de Skempton (1986) mostram $0,3 < \alpha < 0,6$ para estacas cravadas na argila rijá de Londres.

Vésic (1972) propôs um modelo teórico para cálculo da resistência de ponta (q_p) de modo a simplificar os modelos clássicos, considerando $\phi=0$ e assumindo que a ruptura da base da estaca ocorra pela expansão de uma cavidade esférica no interior de um meio elástico. As equações representadas abaixo representam o modelo simplificado da Eq. 2.26.

$$q_p = N_c^* \cdot S_u \quad (\text{Eq. 2.34})$$

$$N_c^* = 1,33 (\ln I_r + 1) \quad (\text{Eq. 2.35})$$

$$I_r = \frac{E_u}{3S_u} \quad (\text{Eq. 2.36})$$

Onde I_r é o índice de rigidez definido em função do Módulo de Young não drenado do solo (E_u).

De Ruiters e Beringer (1979), também conhecido como Método Europeu de Projeto, definiram $\alpha = 1$ para argilas normalmente adensadas e $\alpha = 0,5$ para argilas pré-adensadas, considerando o cálculo da resistência lateral da estaca também dado pela Eq. 2.33. O cálculo da resistência de ponta é feito de forma análoga à proposta de Vésic (1975) porém o valor de N_c é igual a nove.

2.8.1.4 MÉTODOS BASEADOS EM ENSAIOS DE PROVA DE CARGA

De Beer (1970), apud Décourt e Niyama (1994), apresentou um método baseado em ensaios de prova de carga e métodos consagrados da literatura denominado Método 0,80 x 0,85, em que a capacidade de carga última de uma estaca (Q_{rup}) é o ponto da curva carga x recalque equivalente a um recalque de 10% do diâmetro e a carga limite (Q_{lim}) é o ponto equivalente a um recalque de 2,5% ou $Q_{lim} = 0,85 \cdot Q_{rup}$.

2.8.2 CARGAS ADMISSÍVEIS

As cargas admissíveis em relação à resistência última (Q_{rup}) de elementos de fundação são obtidas pela aplicação de fatores de segurança sobre os valores de capacidade de carga obtidos por cálculo ou experimentalmente, conforme indicado:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{rup}}{FS} \quad (\text{Eq. 2.37})$$

A Norma Brasileira de Fundações, NBR 6122/2019, recomenda um fator de segurança (FS) global igual a 3,0 para fundações superficiais e 2,0 para estacas sem prova de carga. Além disso, a carga resistente de projeto (Q_{rup}) das estacas também deve ser minorada por um coeficiente de ponderação, normalmente equivalente a 1,4.

2.8.3 RECALQUES ADMISSÍVEIS

Segundo a norma brasileira de execução de fundações, NBR-6122, os valores de recalques admissíveis em obras de fundação variam de acordo com o tipo de obra e sensibilidade aos danos, sendo definidos normalmente pelo projetista (ABNT, 2019). Entretanto, quando é possível obter a curva carga x recalque, a partir de um ensaio de capacidade de carga, por exemplo, a norma diz que o recalque admissível é dado pela interseção da curva com a reta definida por:

$$\Delta_r = \frac{P_r \cdot L}{A \cdot E} + \frac{D}{30} \quad (\text{Eq. 2.38})$$

Onde, Δ_r é o recalque de ruptura, P_r a carga de ruptura, L o comprimento da estaca, A a área da seção transversal da estaca, E o módulo de elasticidade da estaca, D diâmetro da estaca.

Segundo Terzaghi (1943) e Décourt (1995), a carga de ruptura convencional para estacas de deslocamento e estacas escavadas, deve ser equivalente ao recalque correspondente a 10% do seu diâmetro nominal, dado por:

$$\delta_{lim} = \frac{D}{10} \quad (\text{Eq. 2.39})$$

Skempton e MacDonald (1956) apud Velloso e Lopes (2012) chegaram, para fundações em argilas, a um recalque diferencial máximo de projeto da ordem de 40 mm. Daí decorrem os recalques absolutos limites de 65 mm para sapatas isoladas e de 65 a 100 mm para radiers. Entretanto, esses valores devem ser utilizados apenas em casos de rotina para os quais o projetista julga não ser necessária uma análise mais profunda.

Segundo a NBR-6122 o recalque diferencial é diferença entre os recalques absolutos de dois pontos (Δ). E a distorção angular (β) é a relação entre o recalque diferencial e a distância entre os elementos (L), dado por:

$$\beta = \frac{\Delta}{L} \quad (\text{Eq. 2.40})$$

A Figura 2.17 apresenta alguns valores limites para distorção angular e danos associados determinados por Bjerrum (1963) e Vargas e Silva (1973) (apud Velloso e Lopes, 2012). Ressalta-se o limite de $\beta \cong 1/750$ a partir do qual são esperadas dificuldades com máquinas sensíveis a recalques.

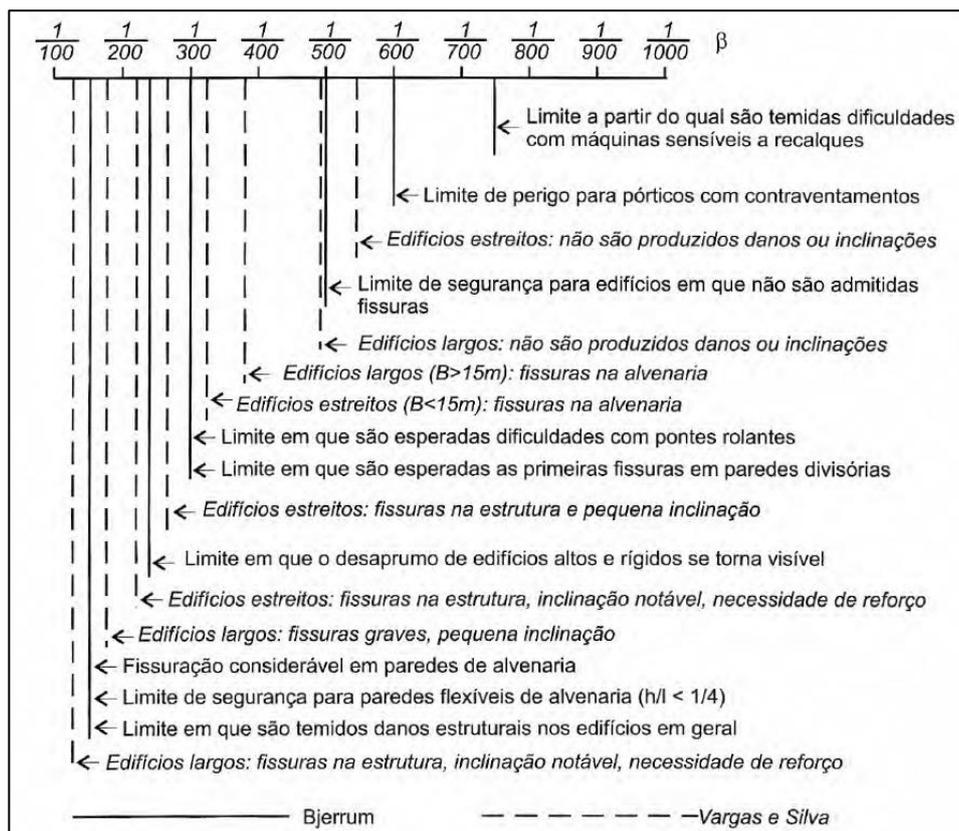


Figura 2.17 – Distorções angulares e danos associados (Velloso e Lopes, 2012).

Fellenius (2019) reforça que em um projeto de fundação o fator preponderante no dimensionamento deve ser a avaliação em termos de recalques admissíveis e não de capacidade de carga, uma vez que a carga referente ao recalque admissível sempre será inferior a capacidade de carga da fundação. Entretanto, o contrário não é válido, muitas vezes o sistema de fundação dimensionado pode suportar elevados carregamentos, mas os recalques gerados serão de grandes magnitudes, ocasionando ruptura das estacas sem que a capacidade de carga do sistema tenha sido atingida.

2.9 SOFTWARE PLAXIS 3D

O PLAXIS 3D é um software utilizado para modelagem de problemas geotécnicos tridimensionais por meio de elementos finitos, contemplando análises de deformação, estabilidade e fluxo, para condições drenadas e não-drenadas. A interface gráfica é dividida em dois subprogramas (Input e Output). O Input é o pré-processador utilizado para definir a geometria do problema, criar a malha de elementos finitos e definir os estágios de construção. O Output é o pós-processador que permite a visualização do resultado dos cálculos em uma vista

tridimensional ou em seções transversais. Além de possibilitar a plotagem de gráficos com informações referentes a qualquer nó pré-selecionado do problema.

A solução dos problemas por meio do PLAXIS 3D é feita pelo Método dos Deslocamentos, isto é, quando a compatibilidade dos deslocamentos é satisfeita, os resultados primários obtidos são os deslocamentos nodais (Oliveira, 2018). Uma das principais vantagens do programa é que na fase de estágio de construção é possível distinguir as fases do problema como, construção, carregamento, adensamento etc. Sendo que a fase de carregamento pode ser simulada em etapas, de modo a se obter curvas carga-recalque, tensão-deformação, variação de poropressão, variação dos parâmetros de estado, entre outros, em função da variação do carregamento.

León (2017) apud Oliveira (2018) cita como principais características do programa, o fato de que ele permite representar adequadamente as camadas do solo, estruturas, estágios construtivos, cargas e condições de contorno através da sua interface gráfica. Conta-se ainda com uma simplicidade na geração da malha, uma vez que ela é gerada automaticamente e possui opções que possibilitam o refinamento global e local.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) constitui-se no processo de aproximação do comportamento de um meio contínuo através de elementos finitos que se comportam de maneira aproximada ao meio real, dito discreto (de Oliveira Junior, 2018). De forma sucinta, a análise por método dos elementos finitos envolve quatro etapas:

- Discretização do FEM, divide-se o domínio em um número de elementos finitos (triangulares ou quadrangulares);
- Resolução das equações que regem os elementos;
- Conexão de todos os elementos, que representa a formação da malha;
- Resolução das equações resultantes.

A malha de elementos finitos do software PLAXIS 3D utilizada para modelar o solo é formada por tetraedros de dez nós, conforme mostrado na Figura 2.18. Para modelagem dos elementos estruturais são utilizados elementos de três nós para as estacas, e seis nós para as placas e geogrelhas. Além de elementos de interface constituídos por doze nós para simular a interação solo-estrutura.

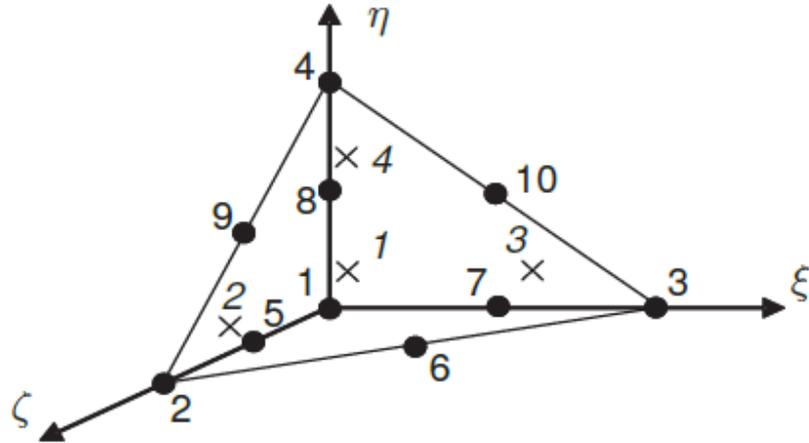


Figura 2.18 – Elementos do solo 3D – tetraedro de dez nós (Manual do PLAXIS 3D, 2016).

É importante ressaltar que a malha deve ser suficientemente fina para possibilitar a obtenção de resultados numéricos acurados, mas não tão fina de modo a gerar um tempo excessivo de cálculo. Em áreas suscetíveis a concentração de grandes tensões, onde que são esperados elevados gradientes de deformação, é necessário refinar melhor a malha, ao passo que nas demais áreas do problema não se faz necessário esse refinamento. Essa situação ocorre com frequência quando a geometria do problema possui arestas, quinas ou objetos estruturais

CAPÍTULO 3

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo apresenta as informações base para desenvolvimento dos estudos que serão apresentados nos capítulos 4 e 5, de modo a atender os dois objetivos específicos deste trabalho, sendo estes:

- Análise do comportamento geotécnico do estéril de bauxita;
- Avaliação da viabilidade – em termos de capacidade de suporte e deformações - da utilização deste material como estrato de fundação para a execução de fundações em radier estaqueado.

Desse modo, os itens a seguir contemplam a amostragem e caracterização do material estudado, feita por meio de ensaios de laboratório (Granulometria, Limites de Atterberg, Teor de umidade, Compactação, Adensamento Edométrico, Triaxial CIU) e campo (SPT, CPTU e Palheta). Foram analisadas amostras de estéril de bauxita (argila amarela), em sua forma solta, como pilha, e compactada, como aterro.

É importante destacar que este trabalho não contemplou a execução dos ensaios de campo e laboratório, sendo o objeto de estudo desta pesquisa a compilação dos dados e análise crítica dos resultados. Todos os dados aqui mencionados são de uso estritamente acadêmico e não tem qualquer relação com a realidade de projeto, não corroborando-os, endossando em parte ou integralmente, ou servindo como orientação de qualquer etapa executiva ou de segurança.

3.1 ÁREA DE ESTUDO

Os ensaios de campo e coleta de amostras deformadas e blocos indeformados ocorreram em uma área de aproximadamente 15 milhões de m² localizada no estado do Pará, região Norte do Brasil, próximo à Linha de Equador, de clima equatorial úmido com temperaturas médias em torno de 27 °C e elevados índices pluviométricos.

Os meses de dezembro a maio alcançam precipitações médias iguais a 300 mm/mês, é o período conhecido como verão amazônico. Nos demais meses, junho a novembro, a precipitação média é de 100 mm/mês, sendo os meses de agosto a outubro os mais secos e quentes com temperaturas superiores a 30 °C.

3.2 AMOSTRAGEM

Os ensaios de campo e coletas de amostras aconteceram entre os meses de fevereiro a julho. Os blocos de amostra indeformada foram coletados em região de aterro compactado e de pilha de estéril. Uma vez que os aterros de estéril compactado foram feitos em cima das pilhas de estéril, os ensaios de campo realizados nesse material interceptaram tanto a camada de aterro quanto da pilha. Entretanto, nas regiões de não ocorrência de aterros, os ensaios foram executados diretamente sobre as pilhas de estéril. A Tabela 3.1 sumariza o quantitativo de ensaios realizados em campo.

Tabela 3.1 – Resumo das investigações de campo e coleta de amostras

Ensaio de Campo e Amostragem	Total realizado/coletado	Nomenclatura das Amostras
Coleta de Amostra Indeformada (tipo bloco)	29	AMI – 1 a 29
Sondagem a percussão (SPT)	65	SPT – 01 a 65
Piezocone (CPTU)	45	CPTU – 01 a 45
Palheta - Vane Test (VT)	45	VT – 01 a 45

Os ensaios de laboratório foram feitos a partir de blocos indeformados de 30 x 30 x 30 cm, sendo doze blocos coletados no aterro e dezessete na pilha, em profundidade mínima de 1,3 m e máxima de 8,3 m. A Figura 3.1 apresenta uma amostra típica do estéril coletada na pilha (a) e no aterro (b). Na amostra de aterro observam-se concreções lateríticas, comumente encontradas nessas amostras, visto que durante o processo de decapeamento para extração da bauxita a camada de laterita é a última a ser retirada, sendo depositada no topo das pilhas, região onde normalmente são executados os aterros.

Na Figura 3.2 é apresentada uma seção típica de área lavrada com a localização de alguns ensaios em perfil na pilha de estéril e no aterro executado com o próprio material de pilha, de modo a conformar os topos de pilha e regularizar o terreno. Na imagem também são apresentados os pontos de coleta de blocos indeformados dessa seção. A Tabela 3.2 apresenta o resumo dos ensaios de laboratório interpretados.



Figura 3.1 – Amostra indeformada de estéril: (a) coletada na pilha; (b) coletada no aterro.

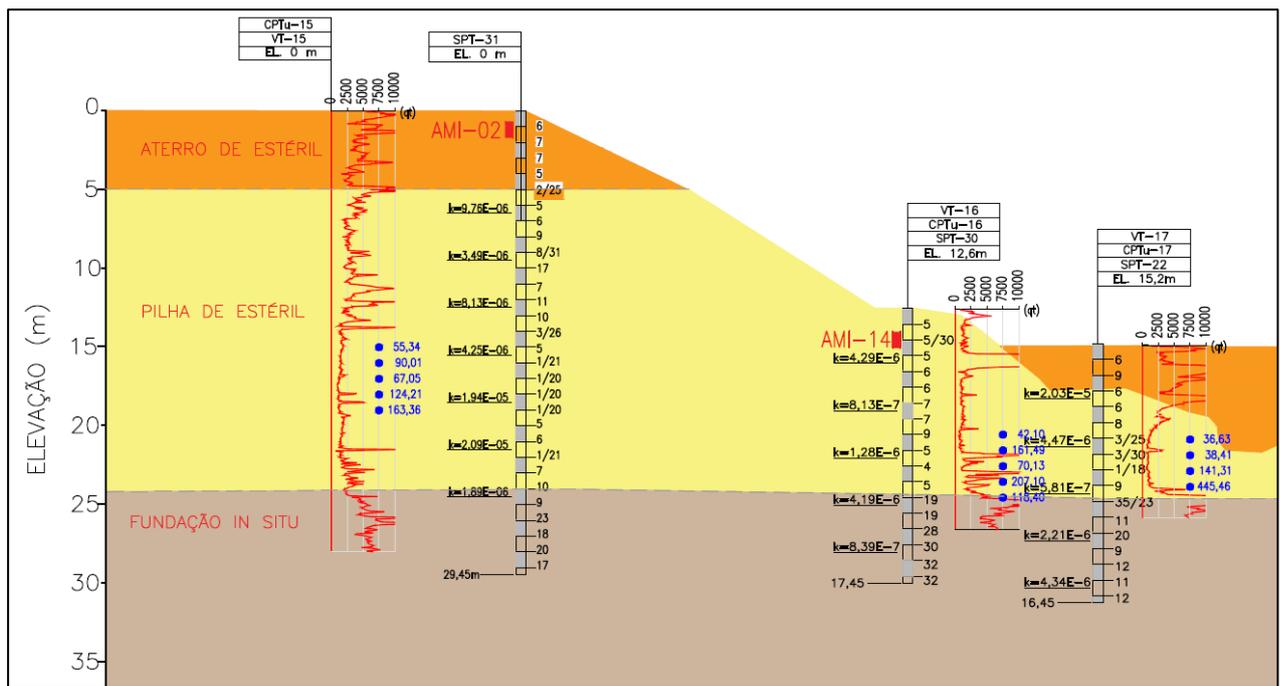


Figura 3.2 – Perfil transversal de uma seção típica de ensaio.

Tabela 3.2 – Resumo dos ensaios de laboratório

Amostra	Prof. de coleta do bloco (m)	Localização	Granulometria	Limites de Atterberg	Teor de Umidade e Grau de Saturação	Compactação	Adensamento	Triaxial CIU
AMI - 01	1,3	Aterro	x	-	-	x	-	x
AMI - 02	2,0	Aterro	x	x	x	x	-	x
AMI - 03	1,7	Aterro	x	x	x	x	-	x
AMI - 04	2,8	Aterro	-	x	-	x	x	x
AMI - 05	2,0	Aterro	x	-	-	x	-	-
AMI - 06	2,0	Aterro	x	x	x	x	-	x
AMI - 07	4,3	Aterro	x	x	x	-	-	x
AMI - 08	4,3	Aterro	-	-	x	-	x	x
AMI - 09	3,0	Aterro	x	-	-	-	x	-
AMI - 10	2,0	Aterro	x	x	x	-	x	x
AMI - 11	2,0	Aterro	x	x	x	-	x	x
AMI - 12	7,1	Aterro	-	x	x	x	-	x
AMI - 13	8,0	Pilha	x	x	x	-	-	x
AMI - 14	2,0	Pilha	x	x	x	x	x	x
AMI - 15	2,0	Pilha	x	x	x	x	-	x
AMI - 16	3,3	Pilha	x	x	x	x	-	x
AMI - 17	7,8	Pilha	x	x	x	-	-	-
AMI - 18	7,8	Pilha	x	x	x	x	x	-
AMI - 19	5,0	Pilha	x	x	x	x	-	x
AMI - 20	2,0	Pilha	x	x	x	x	x	x
AMI - 21	4,3	Pilha	x	x	x	x	-	x
AMI - 22	4,7	Pilha	x	x	x	x	x	x
AMI - 23	3,5	Pilha	x	x	x	x	-	x
AMI - 24	8,3	Pilha	x	x	x	x	x	x
AMI - 25	8,1	Pilha	x	x	x	x	-	x
AMI - 26	8,1	Pilha	x	x	x	x	-	x
AMI - 27	4,3	Pilha	x	x	x	x	x	x
AMI - 28	6,5	Pilha	x	x	x	x	-	x
AMI - 29	7,7	Pilha	x	x	x	x	x	x
TOTAL			26	25	25	22	12	25

(*) As amostras em negrito representam o material de pilha com porcentagem de pedregulho maior que 30 (%P > 30).

3.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

O presente item compreende a compilação dos resultados de ensaios de laboratório analisados de modo a subsidiar a caracterização do material estudado e comparação entre resultados de amostras compactadas do aterro e soltas da pilha, ambas tratando de um mesmo material, o estéril de bauxita.

3.3.1 CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

Segundo Robertson (2016), é ideal que o material seja classificado com base em suas características físicas e comportamentais, analisadas por meio de ensaios de caracterização de laboratório, e ensaios in situ, que representam de fato o comportamento do material no campo.

O Sistema Universal de Classificação de Solos (USCS) é baseado em uma classificação física do material por meio da distribuição granulométrica e plasticidade determinada pelos Limites de Atterberg, feita em laboratório a partir de amostras deformadas. As normas brasileiras que estabelecem as diretrizes para a execução da análise granulométrica do solo e dos ensaios de caracterização são a NBR 7180-2016 e a NBR 6457-2016, respectivamente (ABNT, 2016).

3.3.1.1 CARACTERIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA

Foram analisadas 26 amostras deformadas para o ensaio de caracterização granulométrica. De acordo com o sistema USCS os solos são classificados como finos quando possuem no mínimo 50% dos grãos passantes na peneira N° 200 (0,075 mm), como pode ser observado para 92% das amostras do material em estudo, apresentadas no gráfico da Figura 3.3. As curvas tracejadas em preto representam as amostras de estéril retirada das pilhas e as curvas em linha contínua azul representam as amostras retiradas do estéril compactado na forma de aterro.

Da curva de distribuição granulométrica podem ser observados dois comportamentos relacionados a porcentagem de pedregulho existente na amostra. Essas curvas foram diferenciadas para que se possa analisar a influência do pedregulho nas características de resistência do material, sendo a mancha azul representativa das amostras com porcentagem de pedregulho inferior a 20% ($\%P < 20$) e a mancha preta amostras com porcentagem de pedregulho igual ou superior a 30% ($\%P \geq 30$).

A curva tracejada em vermelho representaria, portanto, um comportamento típico da argila amarela (estéril). Segundo Das (2006) este formato de curva é característico de solos com granulometria descontínua.

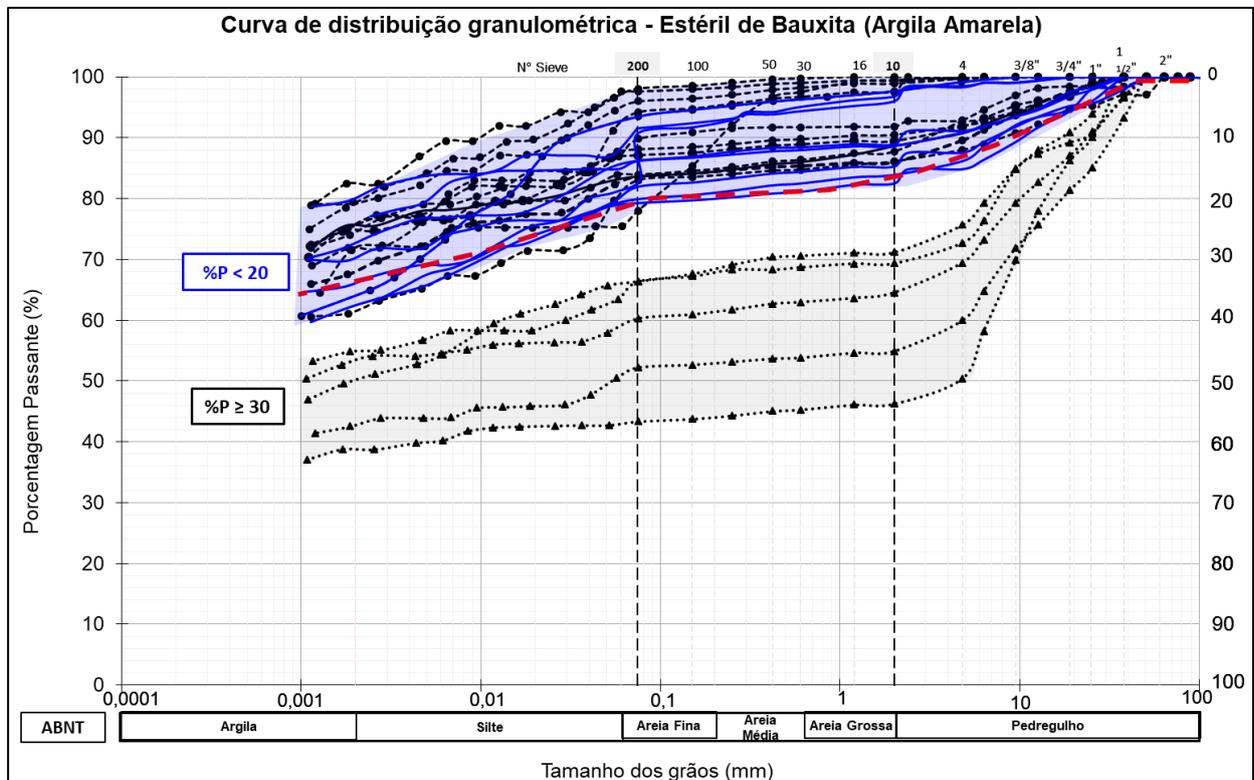


Figura 3.3 – Curva de Distribuição Granulométrica do Material.

3.3.1.2 LIMITES DE ATTERBEG

A definição dos limites de Atterberg, ou limites de consistência, é um método utilizado para analisar a plasticidade ou consistência dos solos argilosos por meio dos limites de liquidez (LL), plasticidade (LP), e índice de plasticidade ($IP = LL - LP$). A Figura 3.4 apresenta a Carta de Plasticidade de Casagrande para o material estudado, onde, os pontos pretos representam as amostras com $\%P \geq 30$ e os azuis amostras com $\%P < 20$.

Burmister (1949), citado por Das (2006), estabeleceu uma classificação para os solos de acordo com o índice de plasticidade, sendo considerados de alta plasticidade os solos com $20 < IP < 40$, as amostras estudadas possuem $IP_{\text{médio}}$ de 33%. Observa-se a predominância da fração fina no material, sendo este classificado como siltoso a argiloso de alta plasticidade (MH a CH).

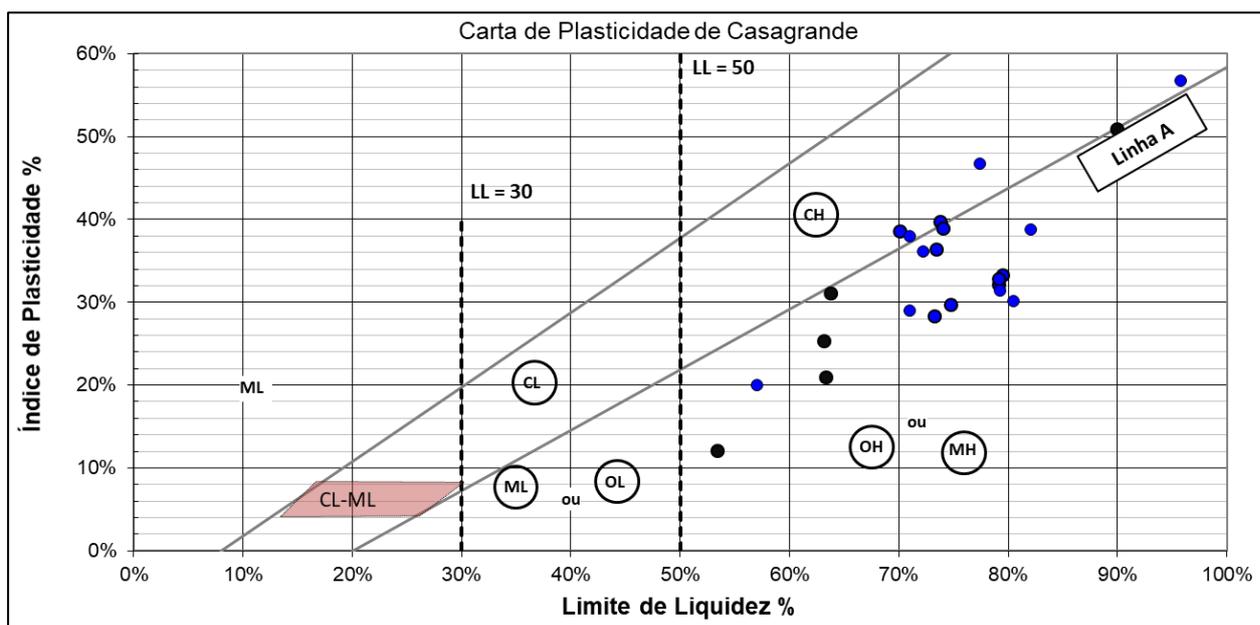


Figura 3.4 – Limites de Atterberg – Gráfico de Plasticidade.

3.3.2 TEOR DE UMIDADE E GRAU DE SATURAÇÃO

Os gráficos apresentados na Figura 3.5 indicam o teor de umidade (w) determinado em laboratório e o grau de saturação das amostras (S). O grau de saturação foi calculado com base no teor de umidade, no índice de vazios inicial (e_i) e no peso específico relativo dos sólidos (G_s), dado por:

$$S = \frac{wG_s}{e_i} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

O resultado dos ensaios mostra o baixo teor de umidade e a considerável variabilidade no grau de saturação das amostras, que pode ser justificada pela sua forma de disposição, onde S_{med} foi igual a 85%. A Tabela 3.3 apresenta os índices físicos do material estudado, obtidos por meio de ensaios de laboratório. Como pode ser observado, as amostras de estéril compactadas (aterro), tem um índice de vazios inicial médio $e_{i,\text{med}} = 0,95$, já em seu estado solto, o estéril tem $e_{i,\text{med}} = 1,21$.

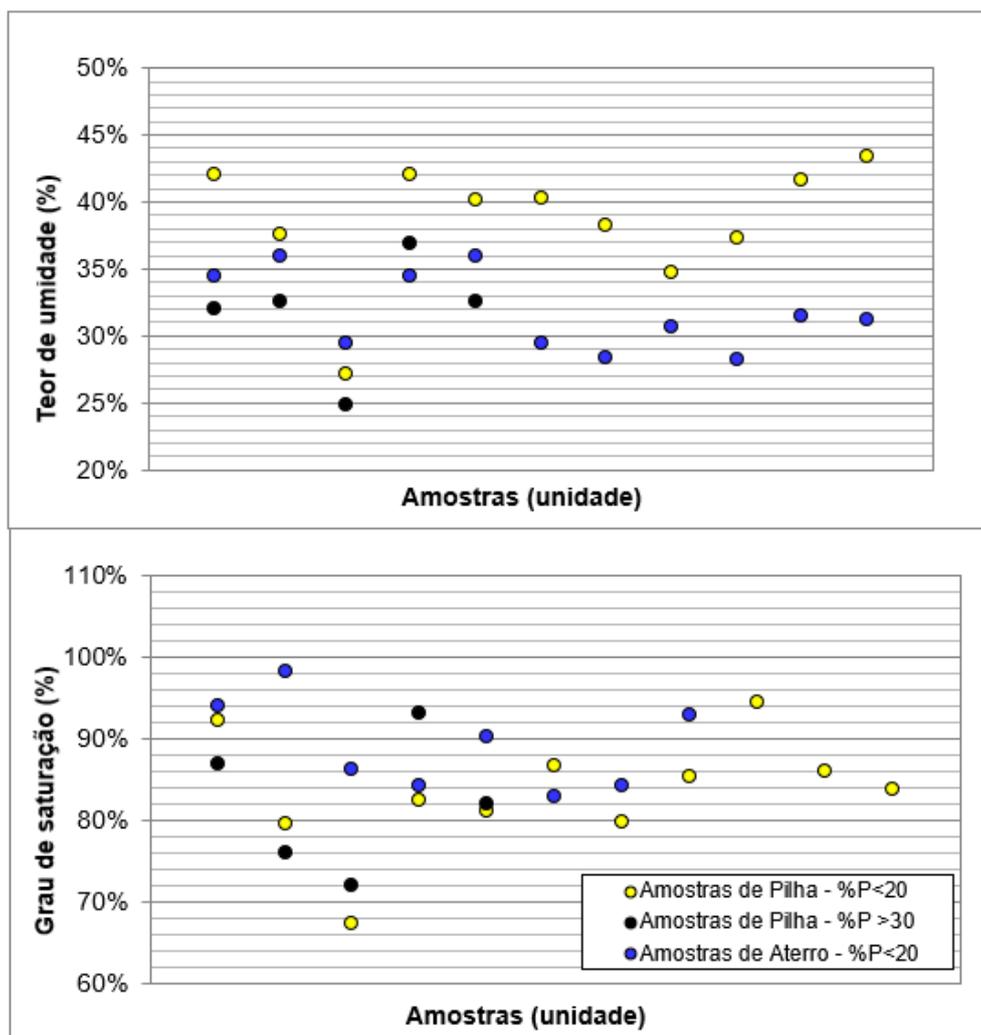


Figura 3.5 – Teor de umidade e grau de saturação das amostras.

Tabela 3.3 – Índices físicos do estéril de bauxita obtidos em laboratório

Amostra	Localização	W_{nat} (%)	G_s	e_i	S (%)	γ (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)
AMD - 02	Aterro	30,7%	2,82	0,96	90,2%	1,87	1,46
AMD - 03	Aterro	34,4%	2,65	0,97	93,9%	1,88	1,44
AMD - 06	Aterro	35,9%	2,67	0,98	98,2%	1,86	1,45
AMD - 07	Aterro	29,4%	2,67	0,91	86,3%	1,83	1,35
AMD - 08	Aterro	28,4%	2,85	0,96	84,3%	1,96	1,51
AMD - 10	Aterro	28,2%	2,85	0,97	82,9%	1,72	1,31
AMD - 11	Aterro	31,5%	2,62	0,98	84,2%	1,80	1,37
AMD - 12	Aterro	31,2%	2,62	0,88	92,9%	1,77	1,32
AMD - 13	Pilha	42,0%	2,70	1,23	92,3%	1,69	1,19
AMD - 14	Pilha	37,5%	2,71	1,28	79,5%	1,61	1,17
AMD - 15	Pilha	27,2%	2,65	1,07	67,4%	1,61	1,26
AMD - 16	Pilha	42,0%	2,71	1,38	82,5%	1,59	1,12

Amostra	Localização	W _{nat} (%)	G _s	e _i	S (%)	γ (g/cm ³)	γ _d (g/cm ³)
AMD - 17	Pilha	40,2%	2,81	1,39	81,1%	1,61	1,15
AMD - 18	Pilha	39,1%	2,75	1,32	81,5%	1,61	1,16
AMD - 19	Pilha	32,1%	2,68	0,99	86,8%	1,76	1,33
AMD - 20	Pilha	40,3%	2,75	1,28	86,6%	1,66	1,18
AMD - 21	Pilha	38,3%	2,75	1,32	79,7%	1,60	1,16
AMD - 22	Pilha	32,6%	2,84	1,22	75,9%	1,67	1,26
AMD - 23	Pilha	24,8%	2,84	0,98	72,0%	1,76	1,41
AMD - 24	Pilha	36,9%	2,73	1,08	93,2%	1,77	1,29
AMD - 25	Pilha	32,6%	2,92	1,16	82,0%	1,76	1,33
AMD - 26	Pilha	34,7%	2,85	1,16	85,3%	1,74	1,29
AMD - 27	Pilha	37,3%	2,68	1,06	94,4%	1,75	1,27
AMD - 28	Pilha	41,7%	2,64	1,28	85,9%	1,62	1,14
AMD - 29	Pilha	43,4%	2,68	1,39	83,7%	1,58	1,10

(*) As amostras em negrito representam o material de pilha com %P>30.

A amostra deformada AMD-15 apresentou grande dispersão de resultados quando comparada as demais.

3.3.3 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO – PROCTOR NORMAL

Pelo ensaio de compactação é possível obter a correlação entre o teor de umidade (w) e o peso específico seco de um solo (γ_d), ou densidade, quando compactado com determinada energia. Portanto, para uma dada energia aplicada, há um teor de umidade, denominado umidade ótima (w_{ót}), que conduz a uma densidade seca máxima (γ_{d max}). Segundo Das (2006), a influência do tipo de solo – a distribuição granulométrica, a forma dos grãos, o peso específico dos sólidos, a quantidade e o tipo dos minerais de argila – é grande sobre o peso específico seco máximo e o teor de umidade ótimo.

A Figura 3.6 apresenta as curvas de compactação da argila amarela. As amostras de estéril com %P>30, apresentam curva típica de siltes arenosos, com alta densidade e baixo teor de umidade. Enquanto as curvas das amostras com %P< 20, são características de argilas siltosas.

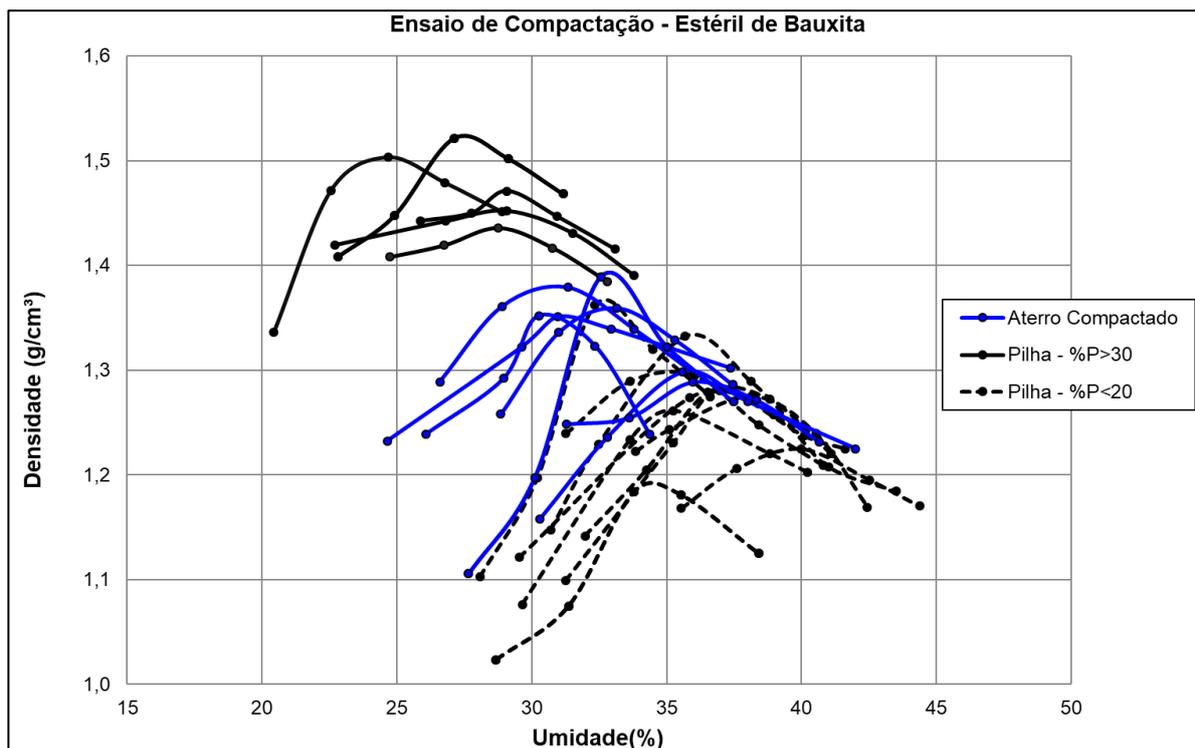


Figura 3.6 – Curvas de Compactação do material de estéril de bauxita.

A partir dos valores de densidade seca máxima e do peso específico de campo é possível avaliar o grau de compactação do material, dado por:

$$GC = \frac{\gamma_{dmax}}{\gamma_d} \times 100 \quad (\text{Eq. 3.2})$$

As amostras de estéril retiradas do aterro apresentaram grau de compactação médio igual a 104% e mínimo de 97%. O material em estado solto apresentou grau de compactação médio de 91%, sendo o mínimo de 83% e máximo de 101%. A Tabela 3.4 apresenta os resultados obtidos para 23 amostras.

Tabela 3.4 – Grau de compactação das amostras de estéril de bauxita

Amostra	Localização	γ_d (g/cm ³)	w _{ot} (%)	γ_{dmax} (g/m ³)	GC (%)
AMD - 02	Aterro	1,46	35,8	1,30	112,4
AMD - 03	Aterro	1,44	31,1	1,35	106,7
AMD - 06	Aterro	1,45	30,4	1,35	107,2
AMD - 10	Aterro	1,31	33,6	1,35	97,1
AMD - 11	Aterro	1,37	35,0	1,34	102,7
AMD - 12	Aterro	1,32	33,0	1,36	97,1

Amostra	Localização	γ_d (g/cm ³)	w _{ot} (%)	γ_{dmax} (g/m ³)	GC (%)
AMD - 13	Pilha	1,19	27,3	1,40	85,0
AMD - 14	Pilha	1,17	34,9	1,26	92,9
AMD - 15	Pilha	1,26	35,2	1,30	97,2
AMD - 16	Pilha	1,12	36,0	1,34	83,9
AMD - 17	Pilha	1,15	38,2	1,28	90,2
AMD - 18	Pilha	1,16	37,3	1,27	91,3
AMD - 19	Pilha	1,33	24,6	1,50	88,5
AMD - 20	Pilha	1,18	36,9	1,28	92,2
AMD - 21	Pilha	1,16	37,2	1,28	90,6
AMD - 22	Pilha	1,26	27,5	1,52	82,9
AMD - 23	Pilha	1,41	28,8	1,45	97,2
AMD - 24	Pilha	1,29	29,0	1,47	88,0
AMD - 25	Pilha	1,33	28,8	1,44	92,6
AMD - 26	Pilha	1,29	37,0	1,28	100,6
AMD - 27	Pilha	1,27	32,6	1,37	93,4
AMD - 28	Pilha	1,14	34,4	1,19	95,6
AMD - 29	Pilha	1,10	39,8	1,23	89,9

(*) As amostras em negrito representam o material de pilha com %P>30.

3.3.4 ENSAIO DE ADENSAMENTO

O ensaio de Adensamento foi feito em cinco amostras indeformadas (AMI) de estéril retiradas na região de aterro compactado e em sete amostras retiradas na região de pilha. O gráfico da Figura 3.10 apresenta a curva obtida no ensaio de adensamento para a AMI-20 coletada na região de pilha.

As tensões de pré-adensamento foram obtidas pelo método de Pacheco Silva (1970). Por meio dos coeficientes de compressão (C_c) e recompressão (C_r), retirados das curvas de adensamento foi possível calcular os parâmetros utilizados no modelo Cam Clay, λ (índice de compressão) e κ (índice de recompressão), dados por:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (\text{Eq. 3.3})$$

$$\kappa \cong \frac{C_r}{\ln 10} \quad (\text{Eq. 3.4})$$

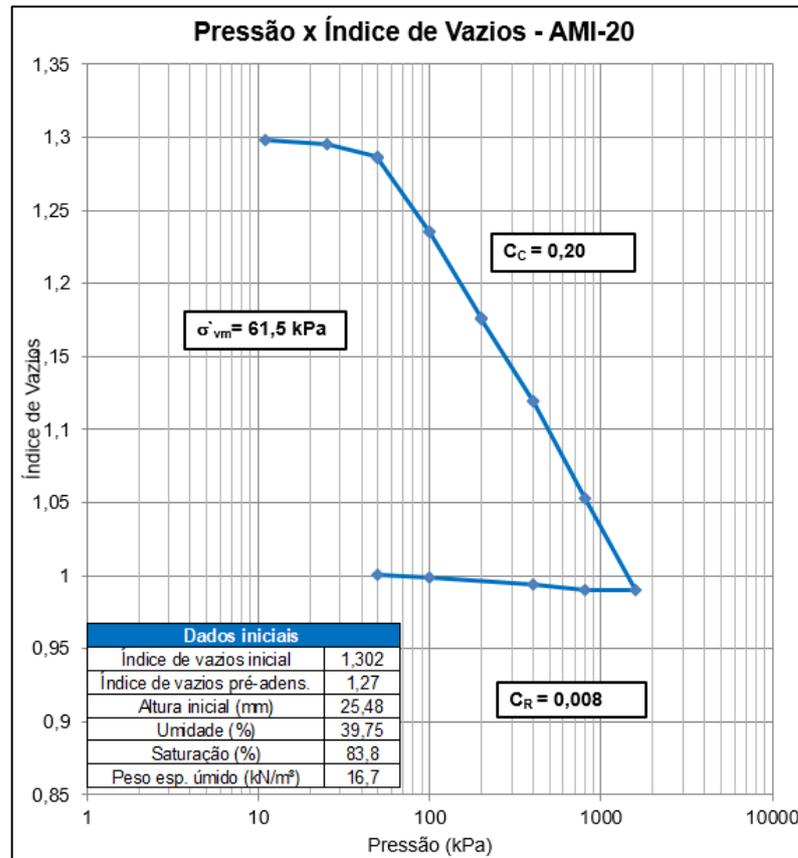


Figura 3.7 – Curva de Adensamento da amostra AMI-20 (pilha de estéril).

Os parâmetros obtidos no ensaio de Adensamento estão apresentados na Tabela 3.5. A tensão de pré-adensamento média do estéril compactado foi $\sigma'_{vm,med} = 270$ kPa e das amostras de pilha foi de $\sigma'_{vm,med} = 112$ kPa.

Tabela 3.5 – Parâmetros obtidos do ensaio de Adensamento.

Amostra	Localização	σ'_{vm} (kPa)	$e_{\sigma'_{vm}}$	C_c	C_r	λ	κ
AMI - 04	Aterro	120,0	0,88	0,36	0,02	0,16	0,009
AMI - 08	Aterro	285,0	0,86	0,35	0,09	0,15	0,039
AMI - 09	Aterro	356,0	0,99	0,17	-	0,07	-
AMI - 10	Aterro	265,0	0,83	0,26	0,02	0,11	0,009
AMI - 11	Aterro	320,00	0,78	0,46	0,04	0,20	0,017
AMI - 14	Pilha	67,3	1,12	0,23	0,01	0,10	0,005
AMI - 18	Pilha	43,0	1,22	0,21	-	0,09	-
AMI - 20	Pilha	61,5	1,27	0,20	0,01	0,09	0,003
AMI - 22	Pilha	175,0	0,94	0,50	0,02	0,22	0,009
AMI - 24	Pilha	100,0	0,98	0,30	0,0	0,13	0,009
AMI - 27	Pilha	130,0	1,02	0,29	0,01	0,13	0,004
AMI - 29	Pilha	220,0	1,06	0,52	0,07	0,23	0,030

3.3.5 ENSAIO TRIAXIAL CIU

Foram analisados os resultados de 25 ensaios triaxiais adensados isotropicamente e não drenados, para as tensões confinantes de 75, 150 e 300 kPa, sendo dez amostras de estéril compactadas retiradas na região de aterro e quinze amostras de estéril solto retiradas na região das pilhas. As Figura 3.8, Figura 3.9, Figura 3.10 e Figura 3.11 apresentam um comparativo entre resultados típicos do ensaio triaxial CIU para o estéril, considerando amostras do aterro e pilha.

Observa-se que as curvas do estéril de pilha são características de argilas normalmente adensadas, em contrapartida as curvas do estéril compactado em aterro são características de materiais sobreadensados.

A Tabela 3.6 apresenta os parâmetros de resistência obtidos para cada amostra analisada considerando os critérios de ruptura da máxima obliquidade e máxima tensão desviadora. São indicadas também as tensões de pré-adensamento do ensaio de adensamento.

A Figura 3.12 e Figura 3.13 apresentam as trajetórias de tensões efetivas obtidas para todos ensaios triaxiais CIU analisados das amostras de aterro, considerando os critérios de ruptura de máxima tensão desviadora e máxima obliquidade, respectivamente. E a Figura 3.14 e Figura 3.15 apresentam os gráficos compilando os resultados dos ensaios triaxiais CIU das amostras de estéril em estado solto (pilha), considerando ambos os critérios de ruptura.

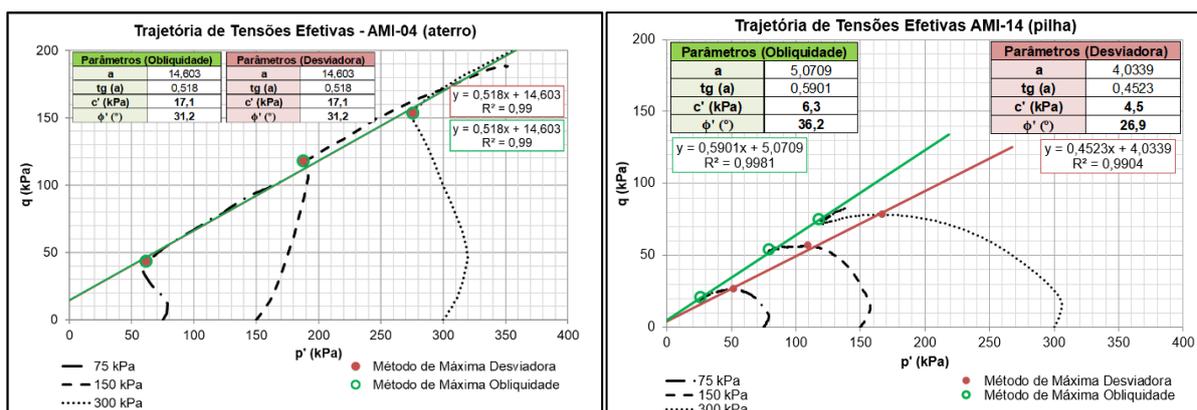


Figura 3.8 – Trajetória de tensões efetivas (a) AMI-04 (aterro), (b) AMI-14 (pilha).

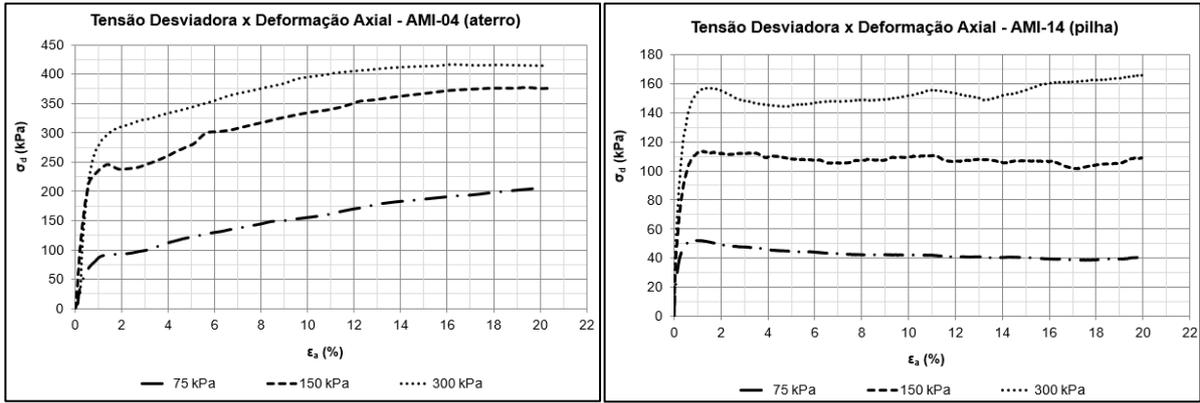


Figura 3.9 – Gráfico $\sigma_d \times \epsilon_a$, (a) AMI-04 (aterro), (b) AMI-14 (pilha).

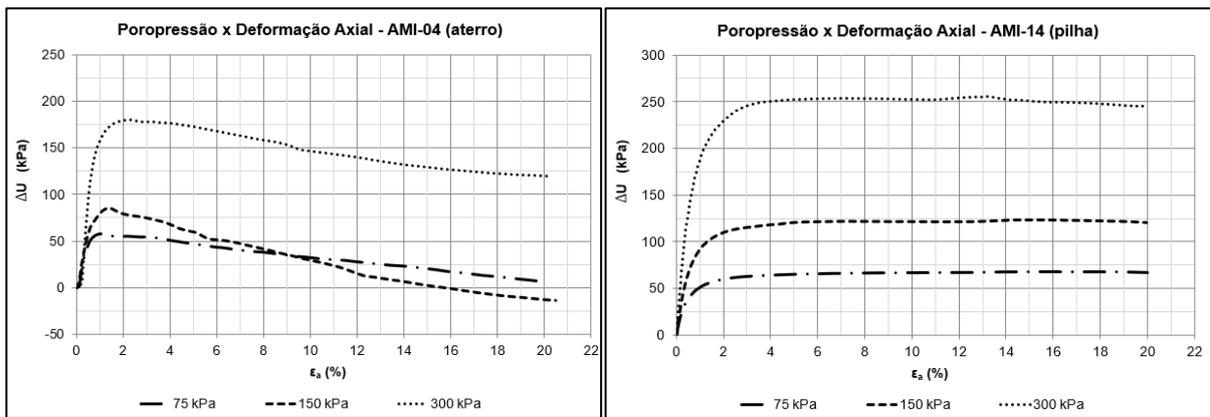


Figura 3.10 – Gráfico $\Delta u \times \epsilon_a$, (a) AMI-04 (aterro), (b) AMI-14 (pilha).

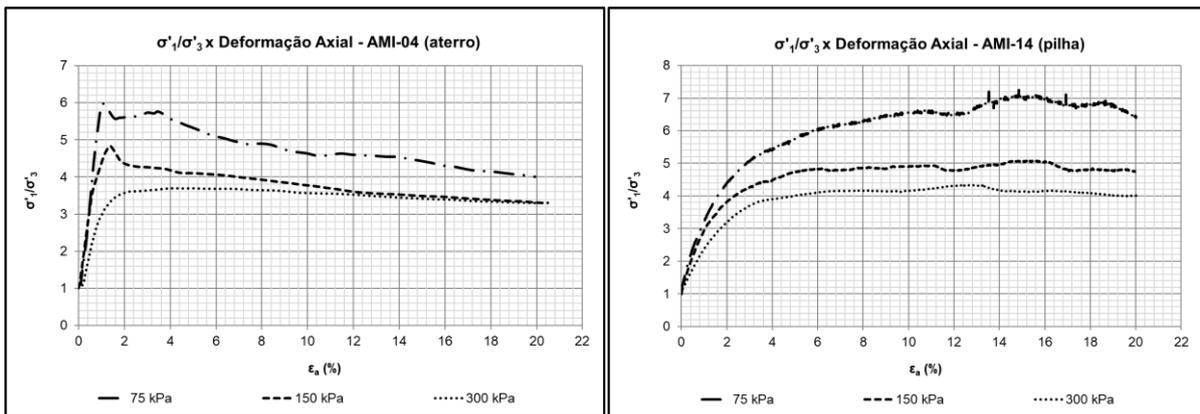


Figura 3.11 – Gráfico $\sigma'_1/\sigma'_3 \times \epsilon_a$, (a) AMI-04 (aterro), (b) AMI-14 (pilha).

Tabela 3.6 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios Triaxiais CIU.

Amostra	Localização	σ'_{vm} (kPa)	Parâmetros de Resistência			
			Máxima Obliquidade		Máxima Desviadora	
			c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
AMD/AMI - 01	Aterro	-	25,0	34,1	24,6	34,0
AMD/AMI - 02	Aterro	-	27,6	32,7	27,6	32,7
AMD/AMI - 03	Aterro	-	41,2	29,9	41,2	29,9
AMD/AMI - 04	Aterro	120,0	17,1	31,2	17,1	31,2
AMD/AMI - 06	Aterro	-	24,4	35,5	32,6	31,6
AMD/AMI - 07	Aterro	-	18,1	34,2	18,1	34,2
AMD/AMI - 08	Aterro	285,0	10,7	36,0	10,7	36,0
AMD/AMI - 10	Aterro	265,0	20,8	34,8	20,8	34,8
AMD/AMI - 11	Aterro	320,00	31,0	27,9	28,6	28,4
AMD/AMI - 12	Aterro	-	23,8	33,0	24,0	32,9
AMD/AMI - 13	Pilha	-	3,4	36,8	10,2	29,1
AMD/AMI - 14	Pilha	67,3	6,3	36,2	4,5	26,9
AMD/AMI - 15	Pilha	-	8,1	32,8	11,7	22,9
AMD/AMI - 16	Pilha	-	9,1	31,3	10,6	24,5
AMD/AMI - 19	Pilha	-	17,3	34,3	31,4	26,5
AMD/AMI - 20	Pilha	61,5	7,6	35,3	14,5	30,0
AMD/AMI - 21	Pilha	-	13,8	32,5	14,3	25,5
AMD/AMI - 22	Pilha	175,0	9,4	35,3	11,1	26,9
AMD/AMI - 23	Pilha	-	7,6	35,7	7,3	35,5
AMD/AMI - 24	Pilha	100,0	27,6	26,9	15,4	29,6
AMD/AMI - 25	Pilha	-	12,3	34,4	17,4	27,7
AMD/AMI - 26	Pilha	-	27,3	28,1	38,7	20,3
AMD/AMI - 27	Pilha	130,0	24,3	23,7	26,7	21,6
AMD/AMI - 28	Pilha	-	0,0	38,6	8,0	28,8
AMD/AMI - 29	Pilha	220,0	9,6	35,0	7,0	32,7

(*) As amostras em negrito representam o material de pilha com %P>30.

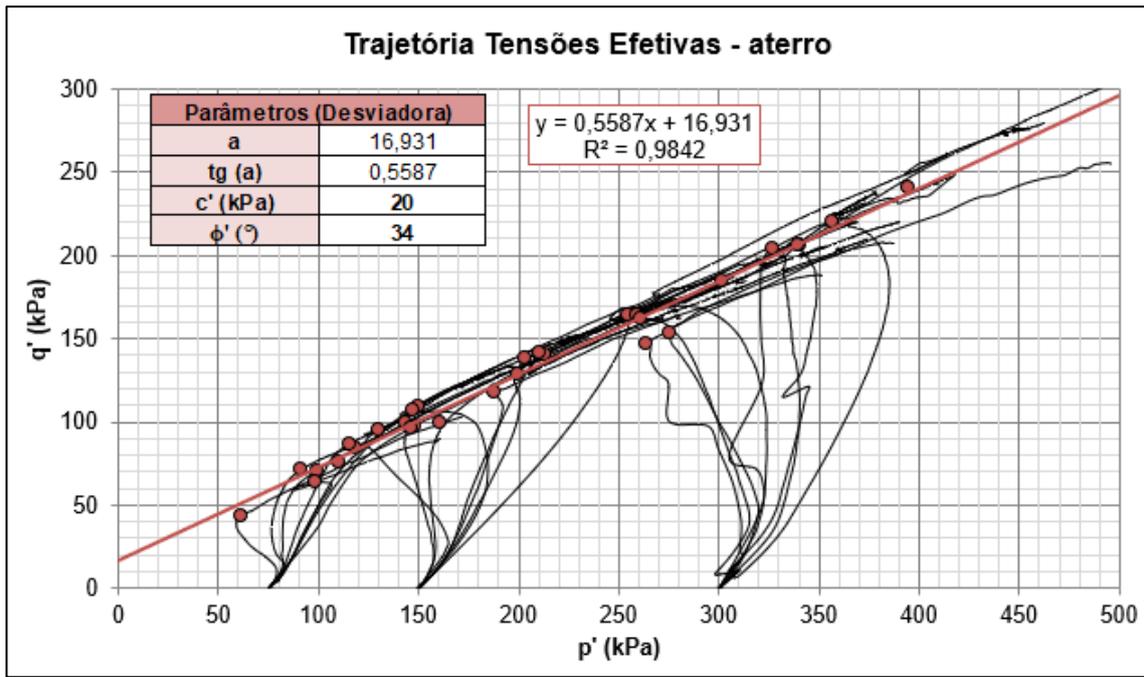


Figura 3.12 – Trajetória de tensões efetivas – critério da máxima tensão desviadora (amostras de aterro).

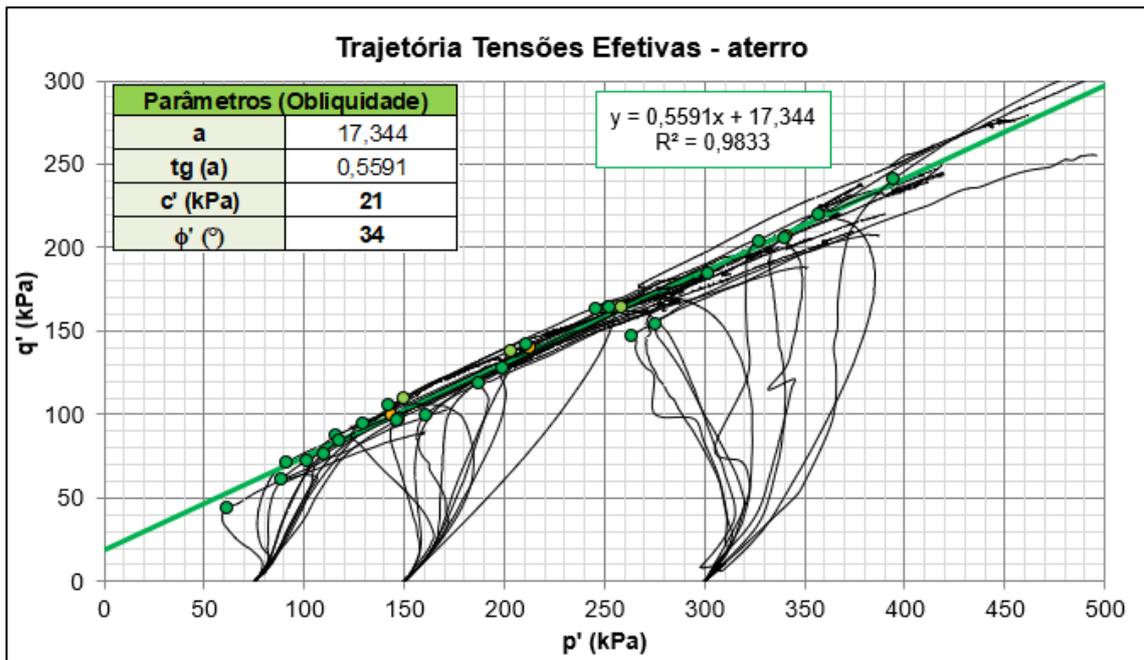


Figura 3.13 – Trajetória de tensões efetivas – critério da máxima obliquidade (amostras de aterro).

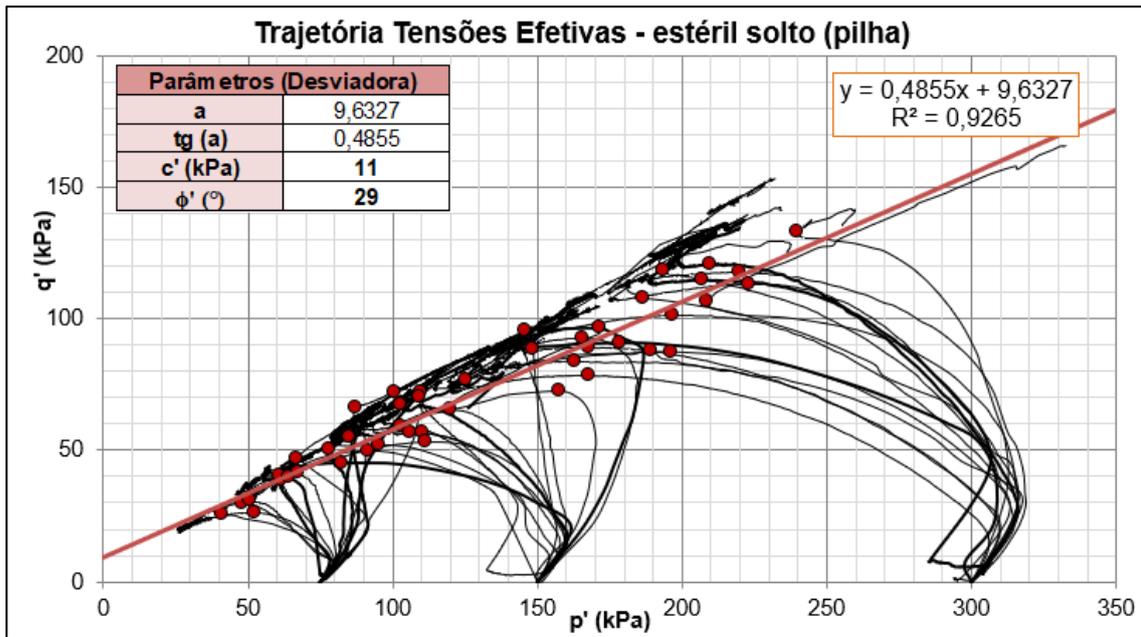


Figura 3.14 – Trajetória de tensões efetivas – critério da máxima tensão desviadora (amostras de pilha).

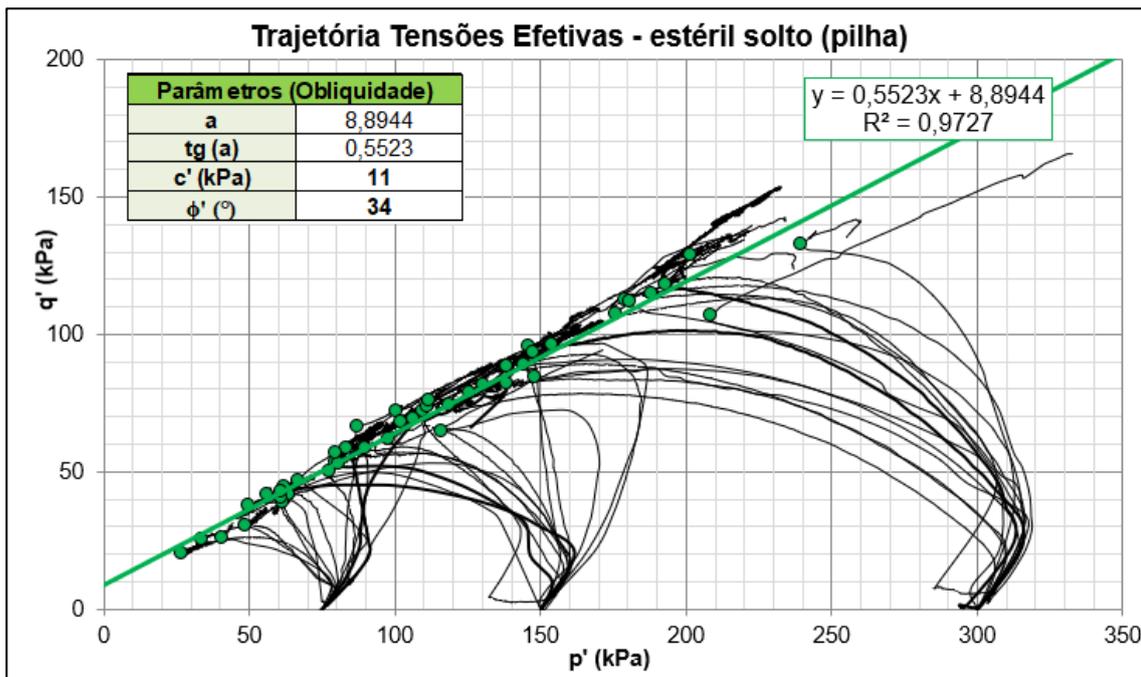


Figura 3.15 – Trajetória de tensões efetivas – critério da máxima obliquidade (amostras de pilha).

3.4 ENSAIOS DE CAMPO

Os dados de ensaios de campo interpretados compreenderam ensaios de Sondagem SPT, Cone e Piezocone em região abaixo do lençol freático e ensaio de Palheta. A compilação de resultados está apresentada nos itens abaixo.

3.4.1 SONDAGENS MISTAS COM ENSAIOS SPT E DE DISSIPACÃO

Foram analisados 65 furos de sondagem com um total de aproximadamente 1500 m de perfuração, obtendo uma gama de resultados de N_{SPT} para o estéril como pilha e aterro compactado. A Figura 3.16 apresenta o resultado de dois furos de sondagem da região estudada. Os boletins de sondagem de alguns SPTs analisados encontram-se no Adendo A.

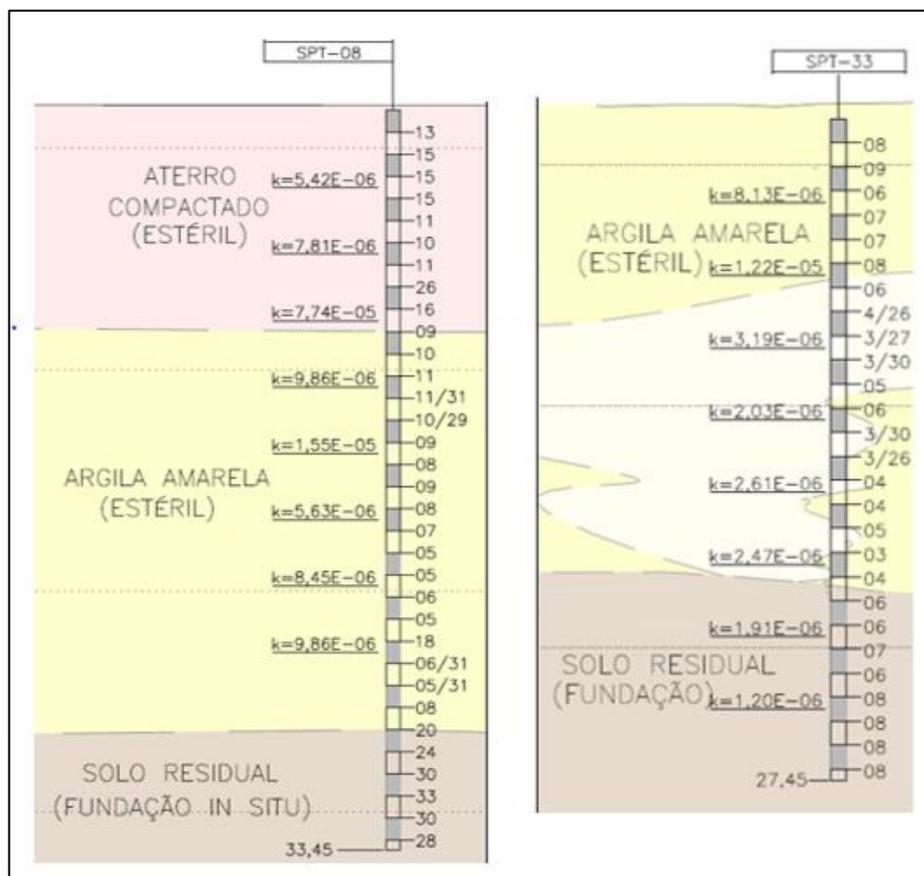


Figura 3.16 – Perfis de sondagem típicos da região estudada: SPT-08 (aterro) e SPT-33 (pilha)

Conforme pode ser observado na imagem acima, o estéril em estado compactado apresenta valores superiores de índice de penetração (N_{SPT}), quando comparado ao estéril solto, conforme

esperado. Entretanto, não é possível definir um número de golpes característico por profundidade, visto que o material está em um estado muito heterogêneo, resultado do processo de extração e disposição do estéril. Em algumas regiões a pilha apresenta resistência muito baixa, indicada pela cor amarela clara na figura, com $N_{SPT} \leq 5$.

De acordo com os resultados das sondagens, a pilha de estéril apresenta textura argilo-siltosa pouco arenosa, com pedregulhos de concreção ferruginosa (laterita/bauxita). A coloração pode variar de amarela a laranja/vermelha. Pode ser separada em dois horizontes distintos, de acordo com a resistência registrada nos ensaios de penetração (N_{SPT}), sendo classificada como mole a muito mole, quando apresenta $N_{SPT} \leq 5$ golpes, e média a rija, com $N_{SPT} 5 > n \leq 12$ golpes. Quando apresenta pedregulhos de concreção laterítica o índice N_{SPT} varia entre 19 a 40 golpes.

A resistência do material de aterro encontrada nos ensaios de penetração é de média a rija com $N_{SPT} > 12$ golpes. A cor dominante é amarela, por vezes sendo vermelha e marrom próximo aos horizontes lateríticos.

Em complemento, a permeabilidade (k) encontrada nos ensaios de infiltração variou de 6×10^{-9} a 2×10^{-6} cm/s para a pilha de estéril e de 5×10^{-9} a 8×10^{-7} cm/s para o aterro.

3.4.2 PIEZOCONE (CPTU)

Foram analisados 45 furos de CPT com um total de aproximadamente 1000 m de cravação, considerando a medição da resistência de ponta e atrito lateral do solo a cada 0,05 m. Alguns resultados de CPTU encontram-se no Adendo A.

A resistência de ponta corrigida do cone (q_t) apresentou uma ampla faixa de variação para um mesmo nível de tensões indicando valores inferiores e superiores ao limite superior de 875 kPa, que divide os materiais quanto à consistência mole a média. Para valores de resistência de ponta iguais ou menores a 875 kPa, a camada da pilha de estéril foi classificada com consistência mole, e para valores acima a camada foi classificada com consistência média a rija.

A Figura 3.17 e Figura 3.18 apresentam resultados típicos do ensaio CPTU para o estéril de aterro e pilha, respectivamente, sendo a coloração amarela referente ao estéril da pilha e laranja ao estéril do aterro. Para o aterro de estéril a resistência de ponta ao longo das camadas apresentou-se maior ou igual a 1000 kPa, o que indica um material com consistência média a rija, conforme também indicado nos ensaios de penetração (SPT).

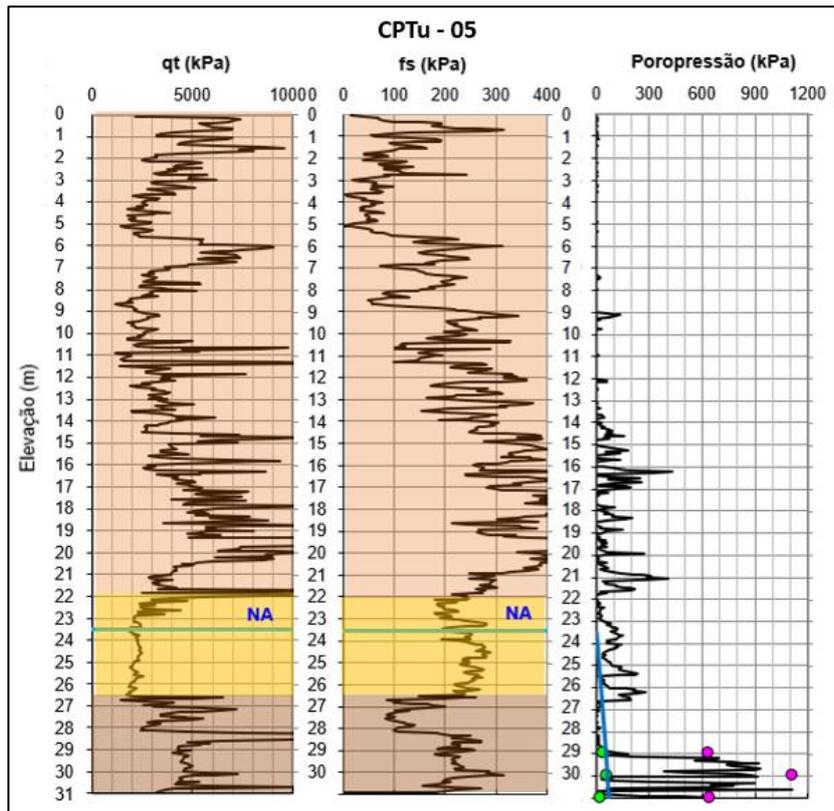


Figura 3.17 – Resultado do ensaio CPTu-05 para o estéril compactado (aterro).

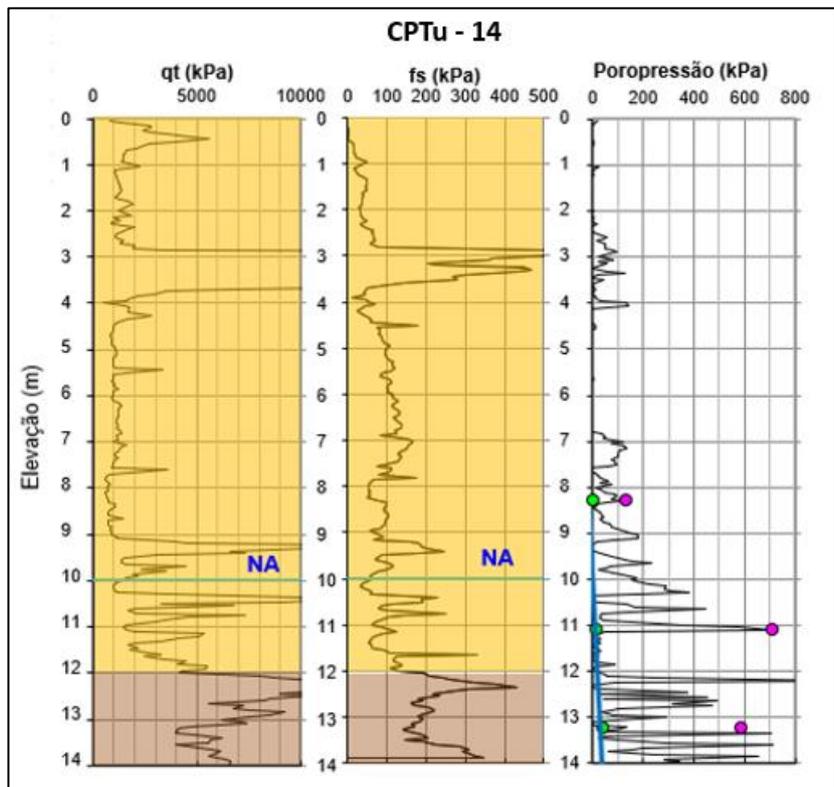


Figura 3.18 – Resultado do ensaio CPTu-14 para a pilha de estéril

3.4.3 ENSAIO DE PALHETA (S_u)

Foram analisados 206 ensaios de Palheta na região de pilha, em 35 furos, e 32 ensaios no aterro, em dez furos, a diferentes profundidades do campo de investigação. A Figura 3.19 apresenta a compilação de todos ensaios de Palheta realizados (a) na região de pilha de estéril, (b) na região de aterro de estéril.

A grande variabilidade no resultado dos ensaios indica que alguns pontos foram executados em regiões parcialmente saturadas e não de fato abaixo do nível d'água do terreno. A drenagem parcial é um fenômeno que gera dispersão nos resultados tanto de ensaios de palheta quanto de ensaios de piezocone, por indicar uma falsa zona saturada.

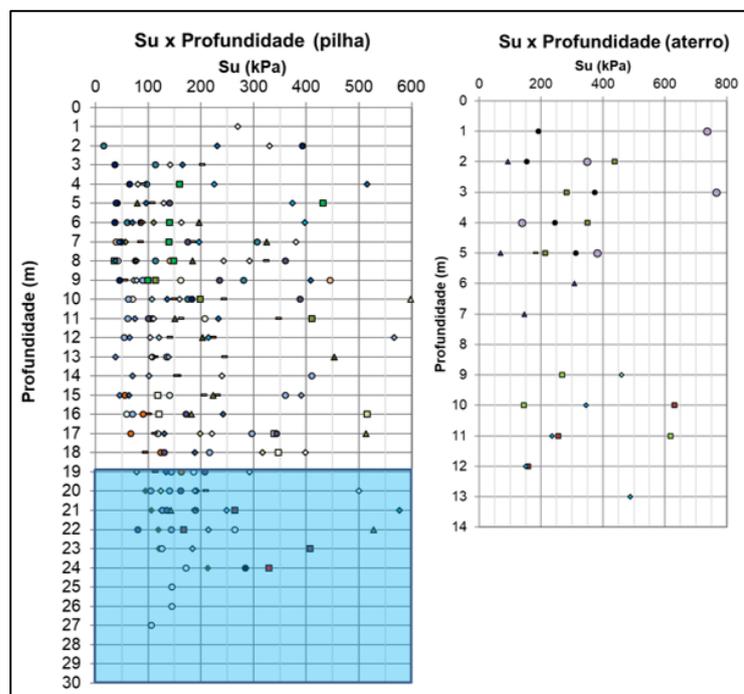


Figura 3.19 –Variação da resistência não drenada do ensaio de Palheta com a profundidade (a) estéril de pilha, (b) aterro compactado.

A compilação e análise crítica de todos os ensaios de campo indicou que a freática da região de estudo encontra-se próxima ao contato do estéril com o solo residual de fundação (argila variegada). Sendo assim, as regiões do aterro estão secas ou parcialmente saturadas, de modo que os valores de S_u encontrados nos ensaios de Palheta feitos no aterro não representam um valor de resistência não drenada real. Considerando os ensaios feitos na pilha de estéril, em regiões de fato abaixo do nível d'água, foram obtidos valores de $100 \leq S_u \leq 200$ kPa.

A compilação dos valores de N_{kt} da pilha de estéril é apresentada no gráfico da Figura 3.20, onde são definidas linhas de ajuste para os limites inferior e superior de 5 a 18, respectivamente. A dispersão nos valores de N_{kt} medidos pode ser atribuída a fatores associados à execução do ensaio, como velocidade de penetração e amolgamento, e à variabilidade do solo (anisotropia de resistência, índice de rigidez e índice de plasticidade). O $N_{kt} = 10$ representou um valor médio, dentro dos valores de argilas brasileiras compilados por Schnaid e Odebrecht (2012).

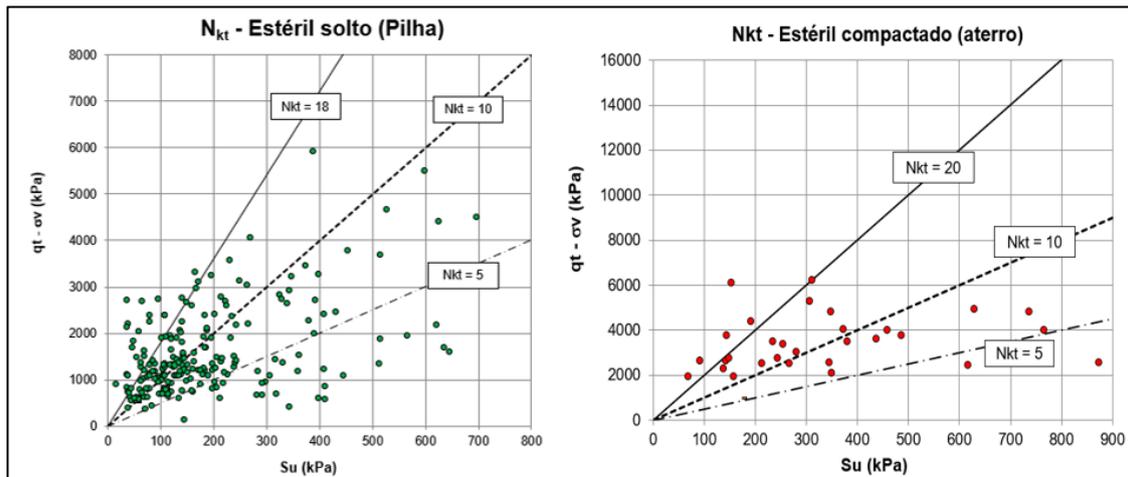


Figura 3.20 – Compilação valores de N_{kt} para as amostras de pilha e aterro de estéril

A Figura 3.21 apresenta os resultados da razão de resistência $k = Su/\sigma'_v$ para a pilha de estéril, na qual pode-se observar uma ampla faixa de resistência não drenada para um mesmo nível de tensão, com valores de razão de resistência mínima de 0,22 e valores máximos muito acima de 0,5.

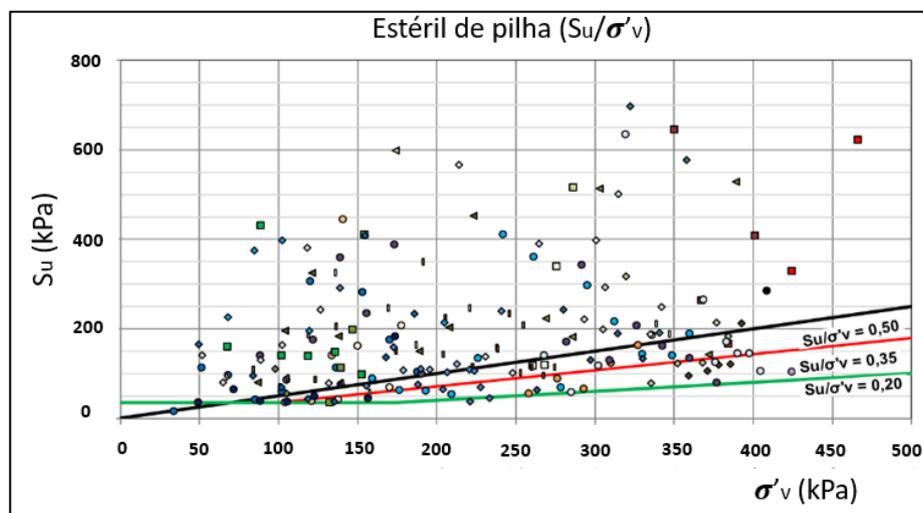


Figura 3.21 – Variação da razão de resistência da pilha de estéril.

CAPÍTULO 4

4 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DO ESTÉRIL DE BAUXITA

Neste capítulo será apresentada a análise do comportamento geotécnico do estéril de bauxita (argila amarela) considerando os resultados dos ensaios apresentados no Capítulo 3, para o material em condição de aterro compactado e como pilha.

4.1 CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

Por meio de ensaios de caracterização feitos em laboratório o solo estudado foi classificado como um material fino, siltoso a argiloso de alta plasticidade. As amostras de estéril com porcentagem de pedregulhos maior que 30% apresentaram curva típica de siltes arenosos, com alta densidade e baixo teor de umidade. Enquanto as amostras com porcentagem de pedregulho inferior a 20% apresentam curvas típicas de argilas siltosas. Visto que 83% das amostras estudadas apresentaram granulometria com $\%P < 20$, conclui-se que o estéril de bauxita possui comportamento mais argiloso.

Buscando uma análise complementar para o comportamento e classificação do material em estudo, os resultados dos ensaios de Piezocone (CPTU) foram compilados no ábaco de Robertson (2016) e estão apresentados na Figura 4.1 e Figura 4.2, para a pilha e aterro compactado, respectivamente.

O ábaco de Robertson também permite identificar se o material possui comportamento drenado ou não drenado, contrátil ou dilatante. A curva $I_B = 32$ é o limiar entre solos com comportamento drenado, $I_B > 32$, e não drenado, $I_B < 32$. A curva $CD = 70$ é o limiar entre os materiais com tendência à contração, região abaixo da curva, ou dilatação, região acima da curva.

O índice de classificação dos solos (I_{CRW}) médio obtido para as amostras de pilha foi de 3,25, o que indica que o material apresenta comportamento não drenado, além da maior parte dos pontos estar na zona de $I_B < 32$. Estando esse valor dentro da zona de classificação na qual a maioria dos pontos do ábaco apresentado na Figura 4.1 caiu, Zona 3, referente a argilas siltosas ou argilas. Muitos dos pontos também estão na Zona 4, referente a siltes argilosos a argilas siltosas. Neste diagrama, 68% dos pontos encontram-se nas Zonas 3 e 4, típica de solos finos. A partir desse resultado pode-se caracterizar o material como argilo-siltoso a silte-argiloso.

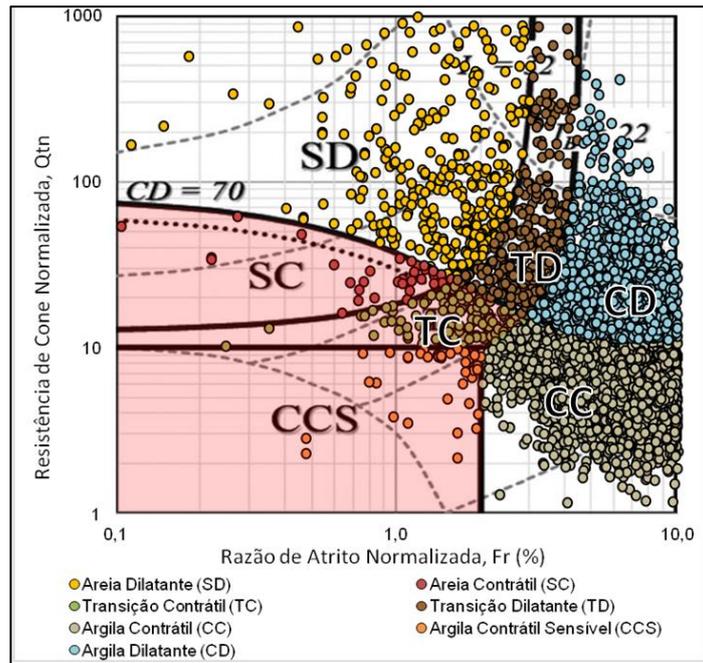


Figura 4.1 – Diagrama do Comportamento das pilhas de estéril, para CPTU Normalizado (Robertson, 2016)

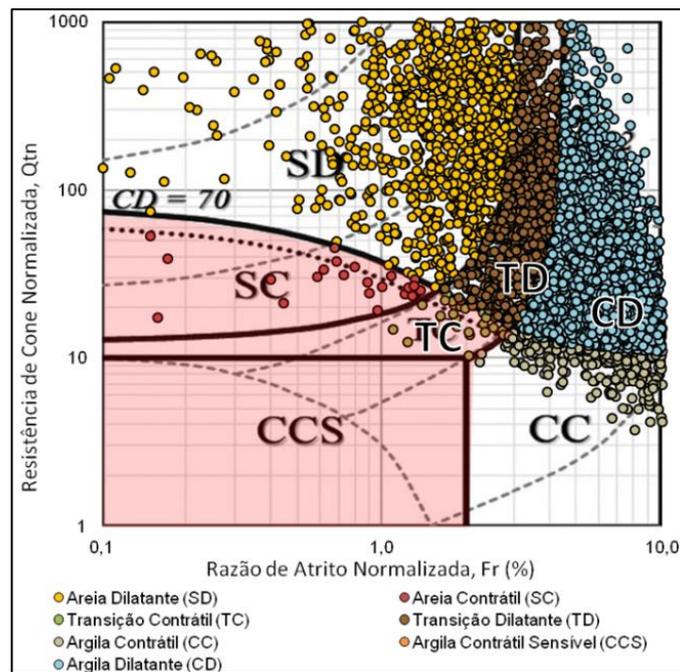


Figura 4.2 – Diagrama do Comportamento do aterro compactado de estéril, para CPTU Normalizado (Robertson, 2016)

Embora exista uma quantidade significativa de pontos na região dilatante do ábaco, a análise mostrou uma predominância de comportamento contrátil desse material com 63% dos dados, sendo que a grande maioria (59% do total) é classificada como argila contrátil (CC).

Para o material de aterro compactado, o índice de classificação dos solos (I_{CRW}) médio obtido foi de 2,54, valor referente à materiais com comportamento drenado. Como pode ser observado na Figura 4.2, o resultado da avaliação mostra uma predominância de pontos com comportamento dilatante. Para esse material, 91% dos pontos apresentaram comportamento dilatante. Os resultados apresentados pela metodologia de Robertson (2016) se mostram mais adequados ao comportamento do material observado nos ensaios triaxiais.

4.2 COMPORTAMENTO DO ESTÉRIL DURANTE O CISALHAMENTO

Nos ensaios Triaxiais CIU o estéril compactado (aterro) apresentou comportamento dilatante durante cisalhamento não drenado, onde a envoltória de ruptura se sobrepõe para os critérios de ruptura de máxima obliquidade e máxima tensão desviadora. Este comportamento foi observado em praticamente todas as amostras de aterro analisadas e confirmado pelos ensaios de cone e piezocone plotados no ábaco de Robertson (2016).

Por outro lado, quando o estéril se encontra em estado solto (pilha), o material apresenta comportamento majoritariamente contrátil durante cisalhamento não drenado, onde os parâmetros advindos do critério de ruptura de máxima tensão desviadora são menores em relação aos parâmetros advindos do critério de máxima obliquidade. Quando da comparação com o resultado de ensaios de campo plotados no ábaco de Robertson (2016), 63% dos pontos caíram em zonas de materiais contráteis e 37% em região de material com comportamento dilatante.

Da análise dos gráficos com a compilação de todos os ensaios triaxiais feitos em amostras de pilha (Figura 3.14 e Figura 3.15), observou-se que algumas amostras apresentaram comportamento dilatante para baixos níveis de tensões. Quando do aumento da tensão confinante para 300 kPa essas amostras passaram a apresentar geração de poropressão positiva durante cisalhamento não drenado, indicando tendência à contração, ou seja, a depender do nível de tensões, há uma mudança de comportamento da pilha de estéril de bauxita.

Em linhas gerais, os materiais que apresentam geração de poropressão positiva durante o cisalhamento não drenado, podem ser classificados em dois tipos:

- A. Materiais que apresentam tendência puramente à contração, com geração de poropressões positivas e aumento da resistência até alcançar a resistência de pico, com posterior queda de resistência pós pico até alcançar a resistência residual ou resistência de estado permanente, comportamento conhecido como *Strain Softening*. Para esses materiais, as

análises de estabilidade, para carregamentos não drenados, devem considerar um cenário com a resistência não drenada de pico e outro cenário com a resistência não drenada residual (Por exemplo: materiais com tendência à liquefação).

- B. Materiais que inicialmente apresentam tendência à contração até alcançar um estado de transformação de fase a partir do qual inicia-se uma tendência à dilatação. Nesse caso, após alcançada a resistência de pico, não ocorre perda de resistência com a deformação e as análises de estabilidade, para carregamentos não drenados, devem considerar apenas o cenário com a resistência não drenada de pico, sem a necessidade de análise pós pico.

Dentre os materiais analisados, não foi observado o comportamento do tipo A (*Strain Softening*).

O estéril compactado, não apresenta geração de poropressões significativas, principalmente para as condições de grau de compactação observadas. Os ensaios de campo indicaram valores elevados de resistência drenada e não drenada para este material. Com base nestas observações conclui-se que as análises de estabilidade podem ser desenvolvidas considerando-se apenas parâmetros drenados.

O estéril solto em configuração de pilhas apresenta maior geração de poropressões durante o cisalhamento não drenado, entretanto com o comportamento do tipo B. Nos ensaios de SPT e CPTU, a pilha apresentou horizontes distintos de consistência apresentando-se mole a rija. Desta forma, para esse material, além das análises considerando parâmetros drenados, devem ser também desenvolvidas análises com os parâmetros não drenados de pico.

4.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO MATERIAL

Com base na análise do comportamento do estéril durante o cisalhamento não drenado, foram compilados parâmetros de resistência para os dois estados do material. Para o aterro, as envoltórias de ruptura dos critérios de máxima tensão desviado e máxima obliquidade se sobrepuseram nos ensaios triaxiais CIUsat, indicando parâmetros efetivos equivalentes, comportamento esperado para materiais pré-adensados.

Para a pilha os parâmetros drenados obtidos considerando o critério da máxima tensão desviadora foram menores quando comparados ao critério da máxima obliquidade. Conforme indicado na Figura 3.19, este material apresentou uma ampla faixa de resistência não drenada para um mesmo nível de tensões no ensaio de palheta. Sendo assim foi considerada uma razão

de resistência média, desconsiderando os pontos que apresentaram valores de S_u muito elevados visto que podem ser indicativos de uma condição de drenagem parcial. A Tabela 4.1 sintetiza os parâmetros obtidos.

Tabela 4.1 – Parâmetros de resistência do estéril.

Material	γ (kN/m ³)	Parâmetros drenados		Parâmetros não drenados	
		c' (kPa)	ϕ' (°)	$S_u/\sigma'v$	$S_{u,mín.}$ (kPa)
Estéril Compactado	18	20	34	-	-
Estéril de Pilha	17	11	29	0,35	25

Em complemento foi analisada a influência da granulometria nos parâmetros de resistência por meio da análise dos ensaios triaxiais das amostras de pilha AMI-19, 22, 23, 24 e 25, que apresentaram porcentagem de material grosso (passantes na peneira nº 10) superior a 30%. Os pedregulhos presentes na matriz argilosa são concreções lateríticas que, conforme esperado, corroboraram em um ganho de resistência do material, observado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Parâmetros de resistência da pilha de estéril com %P>30.

Parâmetros - pilha %P>30			
Máxima Desviadora		Máxima Obliquidade	
c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
14	30	15	33

4.4 CORRELAÇÕES ENTRE PARÂMETROS

Para a interpretação do perfil estratigráfico, foi utilizada a correlação, proposta por Robertson (2012), dos valores obtidos para a resistência de ponta (q_c), do ensaio CPT, com o número de golpes (N_{spt}), obtidos no ensaio de SPT.

A maior parte dos ensaios apresentou boa aderência entre o N_{60} obtido do ensaio SPT convencional, e o N_{60} obtido por meio da correlação de Robertson e Cabal (2015), tanto para as investigações feitas na pilha de estéril quanto no aterro de estéril. A Figura 4.3 apresenta a comparação entre resultado de N_{60} para alguns dos ensaios de campo realizados, sendo a

coloração amarela referente ao estéril da pilha e laranja ao estéril do aterro. Desta correlação chegou-se aos valores apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Classificação da argila amarela (estéril) quanto à sua consistência.

Classificação do material considerando o limite superior	N_{spt}	q_c (kPa)
argila mole	5	875
argila média	10	1750
argila rija	19	3325

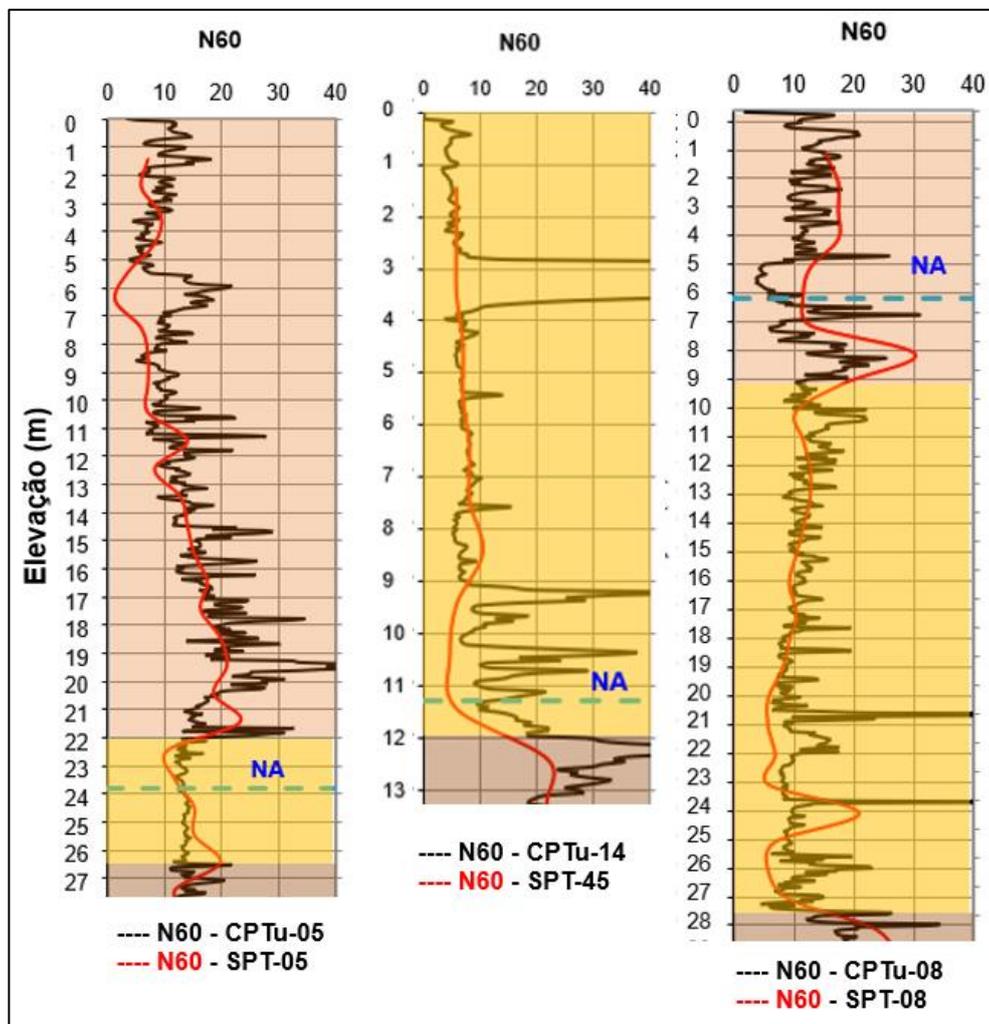


Figura 4.3 – Comparação dos resultados de N_{60} para SPT e CPT

Em geral, os resultados de ensaios de campo apresentaram valores elevados de resistência para o aterro de estéril compactado, o que era esperado em função da maior densidade da argila amarela devido à compactação. O aterro apresentou grau de compactação entre 95% e 100% (Proctor Normal).

4.5 ANÁLISE ESTATÍSTICA SIMPLIFICADA

A variação dos parâmetros obtidos dos ensaios de campo e laboratório foi avaliada por meio do coeficiente de variação (CV) que mede a dispersão dos dados em relação à média aritmética (\bar{X}). Essa avaliação foi feita apenas para parâmetros obtidos diretamente dos ensaios, sem considerar correlações e está apresentada na Tabela 4.4. A fórmula de cálculo de CV é dada por:

$$CV = \left(\frac{D_p}{\bar{X}} \right) 100\% \quad (\text{Eq. 4.1})$$

Tabela 4.4 – Coeficiente de variação dos parâmetros obtidos.

	Parâmetro	Aterro Compactado			Pilha de Estéril				
		Faixa de variação do parâmetro	Média	CV (%)	Nº de amostras	Faixa de variação do parâmetro	Média	CV (%)	Nº de amostras
Parâmetros de Resistência	c' (kPa)	10,7 - 41,19	24,5	35	10	4, - 38,74	15,2	64	15
	Max. desv.								
	ϕ' (°)	28,4 - 36	32,6	7		20,3 - 35,3	27,2	15	
	Max. desv.								
	c' (kPa)	10,7 - 41,2	24	35		0 - 27,6	12,2	68	
	Max. Obliq.								
ϕ' (°)	27,9 - 36	32,9	8	23,7 - 38,6	33,1	12			
Max. Obliq.									
História de tensões	σ'_{vm} (kPa)	120 - 356	269,2	34	5	43-220	113,8	57	7
Caracterização do Material	γ (g/cm ³)	1,72 - 2,0	1,8	4	8	1,6 - 1,8	1,7	4	17
	w (%)	0,28 - 0,36	0,3	9		0,25 - 0,4	0,4	14	
	Gs	2,62 - 2,85	2,7	4		2,6 - 2,9	2,7	3	
	e _i	0,88 - 0,98	1	4		0,98 - 1,4	1,2	11	
	S (%)	0,83 - 0,98	0,9	6		0,67 - 0,94	0,8	9	
	GC (%)	97,08 - 112,39	103,9	6		82,86 - 100,6	91,3	5	

Da tabela acima percebe-se a grande variação entre os parâmetros de coesão da pilha de estéril e do aterro, fator este esperado, visto que o estéril compactado apresenta uma redução no índice de vazios quando comparado ao seu estado solto, conseqüentemente há um aumento da resistência e o comportamento do material tende a ser mais uniforme. Sendo assim, a variação entre os parâmetros do material compactado tende a ser menor do que em estado solto. Esse fato também é observado para a tensão de pré-adensamento.

A Tabela 4.5 apresenta valores de CV das principais propriedades geotécnicas do solo, segundo Assis et. al. (2018).

Tabela 4.5 – Valores típicos de coeficiente de variação de algumas propriedades geotécnicas (Assis et. al., 2018).

Parâmetro	Coeficiente de Variação
Peso específico	03 (02 a 08)
Coesão	40 (20 a 80)
Ângulo efetivo de resistência	10 (04 a 20)
Coesão não-drenada	30 (20 a 50)

Analisando os parâmetros obtidos nos ensaios de campo e laboratório analisados, os valores de coesão (c'), ângulo de atrito (ϕ') e peso específico do solo (γ) se encontram dentro das faixas determinadas por Assis et. al (2018).

4.6 CONCLUSÕES PARCIAIS

- O estéril de bauxita pode ser classificado como um material fino, silto-argiloso de alta plasticidade.
- Quando compactado este material apresenta curvas típicas de material sobreadensado e em estado solto apresenta comportamento de argila normalmente adensada.
- A partir dos resultados dos ensaios triaxiais observou-se que o estéril compactado não apresentou significativa geração de poropressão durante a fase de cisalhamento, mostrando, em geral, tendência à dilatação. Sendo assim, para este material, a abordagem mais adequada em análises de estabilidade, é a adoção de parâmetros efetivos, não se aplicando análises para a condição não drenada.

- Nos ensaios Palheta (*Vane Test*) o aterro compactado apresentou valores elevados de resistência não drenada, já esperados em função da maior densidade devido à compactação. Também foi verificada elevada resistência à penetração e cravação nos ensaios de SPT e CPTU, respectivamente. Nestes ensaios também foi observado que não se justifica uma abordagem em termos de análise não drenada para este material.
- De acordo com os resultados dos ensaios, o material de pilha, quando saturado e em condição não drenada, apresenta significativa geração de poropressões durante o cisalhamento, mostrando inicialmente tendência à contração até alcançar um estado de transformação de fase, a partir do qual se inicia uma tendência à dilatação. Desta forma, além das análises considerando parâmetros drenados, devem ser também desenvolvidas análises de estabilidade com os parâmetros não drenados para este material.
- Nos ensaios de palheta o estéril em estado solto apresentou uma ampla faixa de valores de resistência não-drenada para um mesmo nível de tensão. A grande variabilidade no resultado dos ensaios indica que em alguns pontos eles foram executados em regiões parcialmente saturadas e não de fato abaixo do nível d'água do terreno. A drenagem parcial é um fenômeno que gera dispersão nos resultados tanto de ensaios de palheta quanto de ensaios de piezocone, por indicar uma falsa zona saturada. Deste ensaio foi obtida razão de resistência mínima de 0,22 e média de 0,35 considerando os pontos de execução em zonas realmente saturadas.
- Os ensaios de campo complementaram a caracterização do material feita em laboratório e se mostraram aderentes, quando comparados os resultados dos ensaios triaxiais com o resultado dos ensaios de piezocone plotados no ábaco de Robertson (2016).

5 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

As simulações numéricas desenvolvidas nesta pesquisa buscaram avaliar a viabilidade, em termos de recalques admissíveis e capacidade de suporte, da utilização do estéril de bauxita como estrato de fundação, para a execução de fundação superficial, em radier, e fundação profunda, em radier estaqueado, por meio do software PLAXIS 3D (versão 2016). É importante ressaltar que as simulações desenvolvidas no presente trabalho não representam um caso real e sim uma hipótese acadêmica.

Buscando simular a pior condição em termos de parâmetros de resistência e deformabilidade, foram considerados os parâmetros geotécnicos do estéril em estado solto, disposto em pilhas. De modo que para avaliar os recalques imediatos equivalentes à situação de final de construção, foram considerados parâmetros não drenados (totais). E, para avaliar os recalques totais, foram considerados parâmetros drenados (efetivos). O carregamento externo advém de um tanque de água de uma estação de bombeamento.

5.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO

Com base na análise do comportamento geotécnico do material em estudo, descrito no Capítulo 3, buscou-se um modelo constitutivo que melhor representasse o estado de tensões do solo. Para isso, foi utilizado o módulo Soil Test do PLAXIS que permite a calibração dos parâmetros adotados nas análises de tensão versus deformação, com os ensaios triaxiais CIU, realizados para três tensões confinantes distintas. Foram considerados os parâmetros de deformabilidade obtidos no ensaio de Adensamento conforme Tabela 3.5.

Visto o comportamento normalmente adensado à levemente pré-adensado do material, o modelo Cam-Clay Modificado (CCM) foi o que apresentou curvas mais próximas às obtidas nos ensaios triaxiais da pilha de estéril. A Figura 5.1, Figura 5.2 e Figura 5.3, apresentam a calibração feita considerando a amostra indeformada AMI-14, representando as curvas, tensão desviadora (σ_d) x deformação axial (ϵ_a), acréscimo de poropressão (Δu) x (ϵ_a) e trajetória de tensões efetivas q x p' , respectivamente, para as tensões confinantes de 75, 150 e 300 kPa.

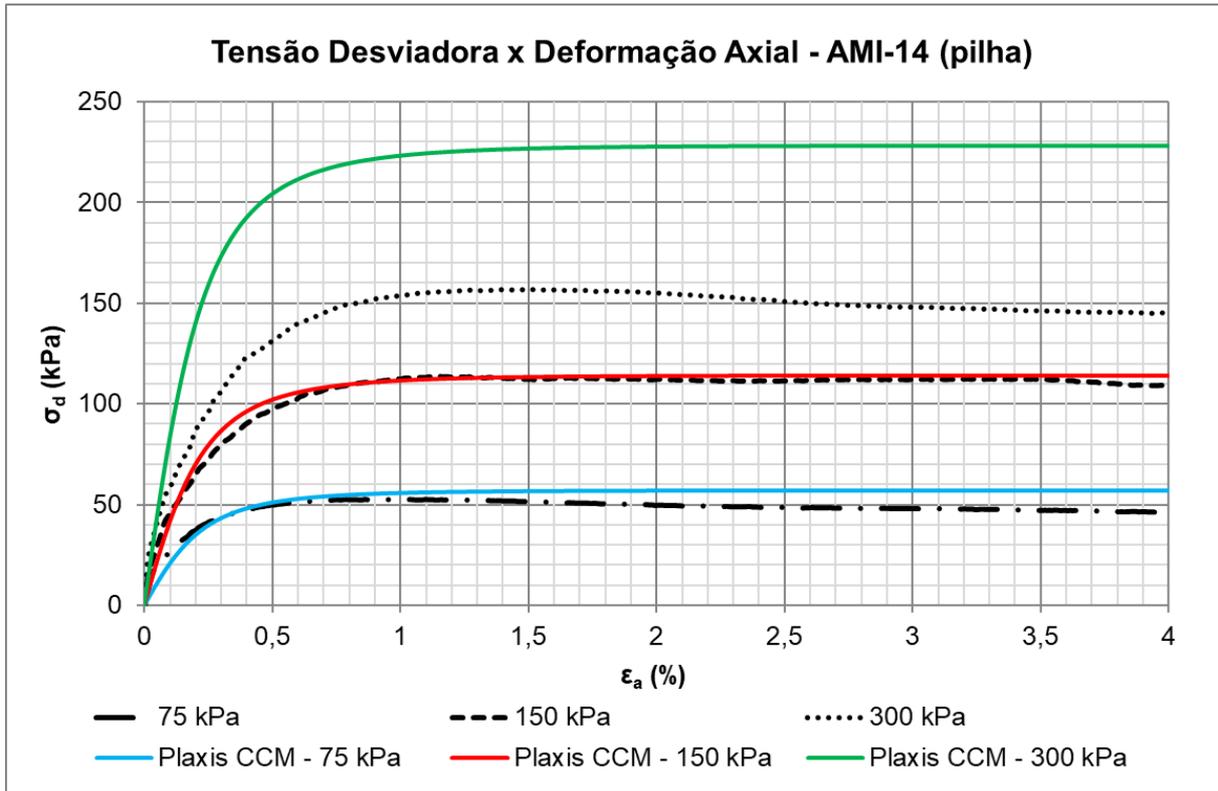


Figura 5.1 – Calibração AMI-14, curva σ_d x ϵ_a .

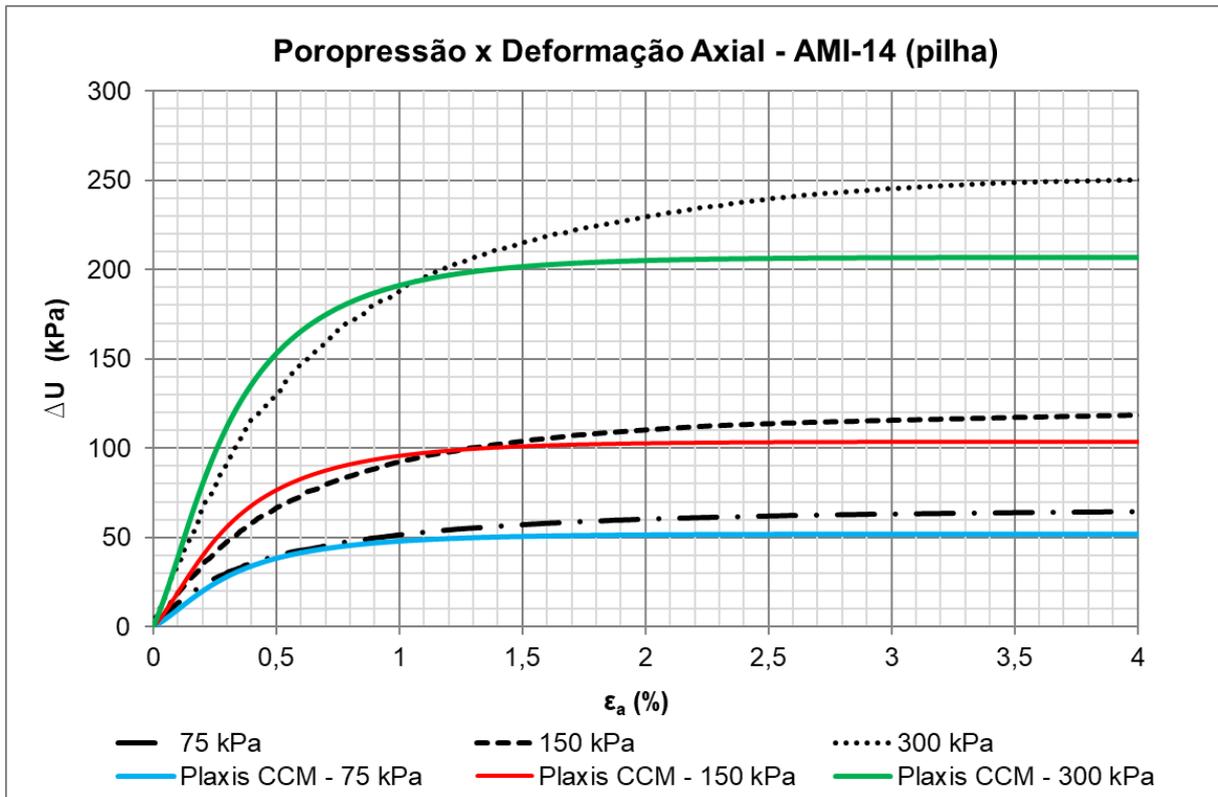


Figura 5.2 – Calibração AMI-14, curva ΔU x ϵ_a .

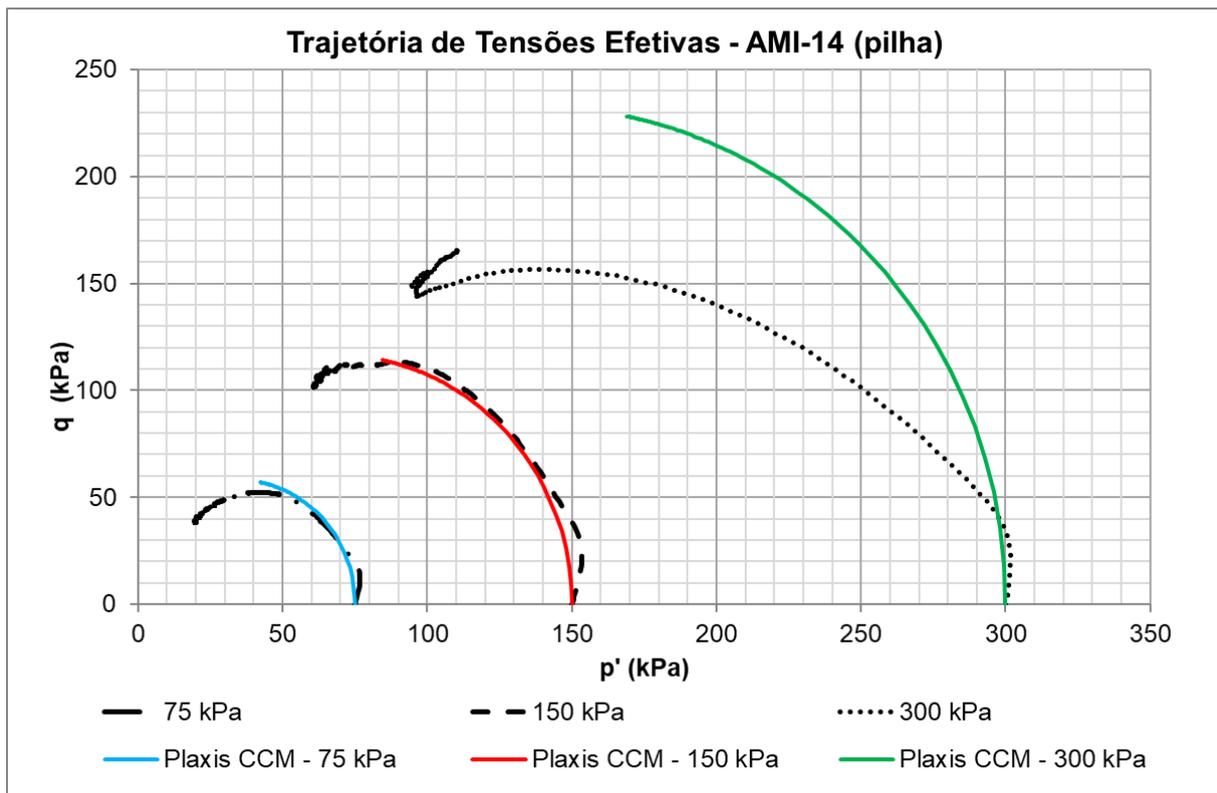


Figura 5.3 – Calibração AMI-14, trajetória de tensões efetivas, $q \times p'$.

Conforme pode ser observado nos gráficos acima, o modelo Cam Clay representou com precisão o comportamento na ruptura para as tensões confinantes inicial e intermediária. Para grandes tensões (300 kPa), o modelo superestima as tensões de campo. Entretanto, nas simulações numéricas, foi considerado um estrato de fundação de 12 m de profundidade composto por esse material, visto que seu peso específico equivale a 17 kN/m^3 , a tensão confinante máxima *in situ* da camada seria em torno de 100 kPa, considerando $K_0 = 0,5$. Deste modo, o modelo CCM representará adequadamente as deformações na região mais suscetível aos efeitos do carregamento externo considerado.

Para a camada de fundação *in situ* (Argila Variogada) foram analisadas algumas amostras indeformadas existentes e os resultados dos ensaios triaxiais indicaram um comportamento dilatante e altamente pré-adensado do material. Na Figura 5.4, observa-se que o Cam Clay subestima a tensão de ruptura do material. Sendo assim, optou-se pelo modelo de Mohr-Coulomb (MC) que, apesar de indicar um comportamento conservador, representou adequadamente a tensão de ruptura indicativa das maiores tensões confinantes, às quais esse material estará submetido em campo.

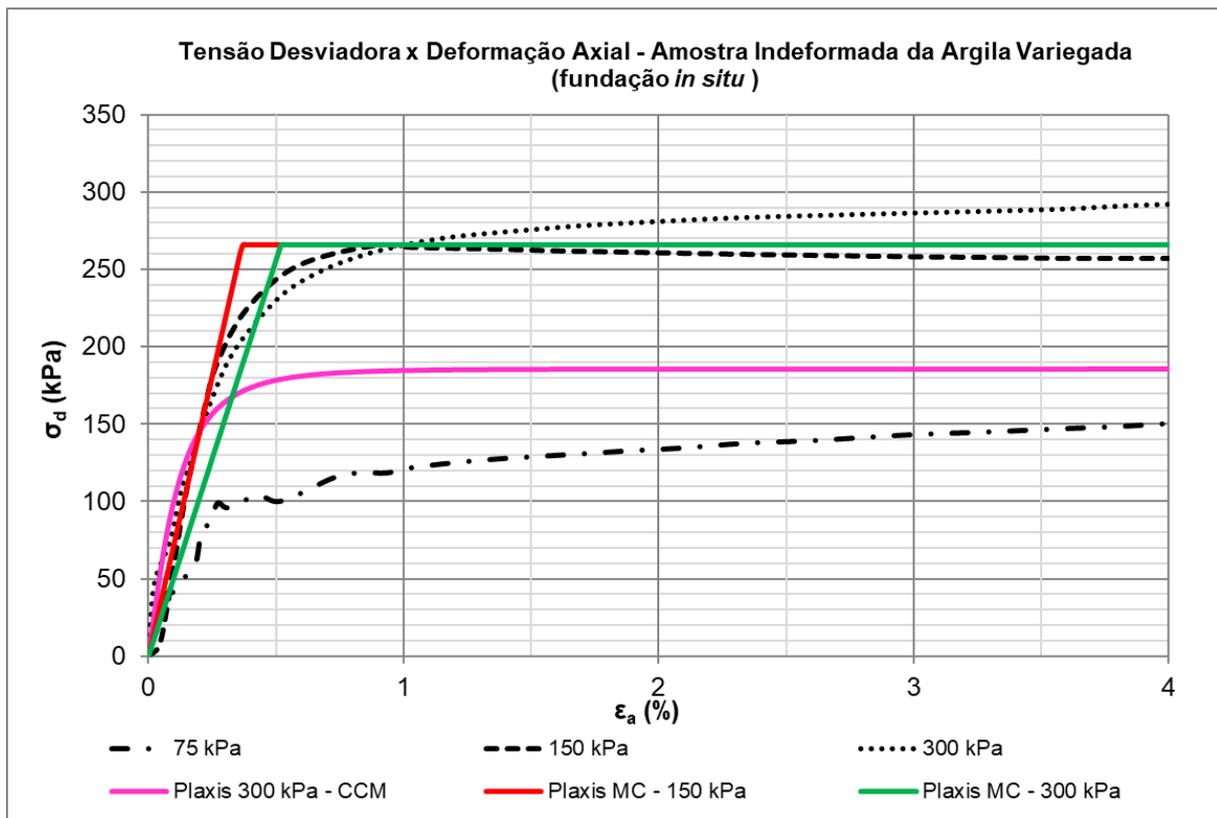


Figura 5.4 – Calibração da argila variegada, curva σ_d x ϵ_a .

5.2 DESCRIÇÃO DO MODELO SIMULADO

Inicialmente a análise numérica contemplou a modelagem de uma fundação superficial em radier de 10 x 10 m ($B = L$), com três espessuras distintas, para avaliação dos recalques imediatos, diferenciais e totais. Assim, de modo a reduzir os recalques obtidos, simulou-se uma fundação profunda em radier estaqueado com 16 estacas de concreto de 6, 9, 12 e 15 m de comprimento e 0,30 m de diâmetro (D), uniformemente distribuídas.

Visto a simetria do radier, optou-se por simular apenas $\frac{1}{4}$ da estrutura, ou seja, um radier de 5x5 m com 4 estacas uniformemente distribuídas, buscando otimizar o tempo de processamento de dados do *software*. A Figura 5.5 apresenta a configuração geométrica dos modelos simulados com a representação dos resultados de ensaios SPT e CPTU típicos para o solo estudado.

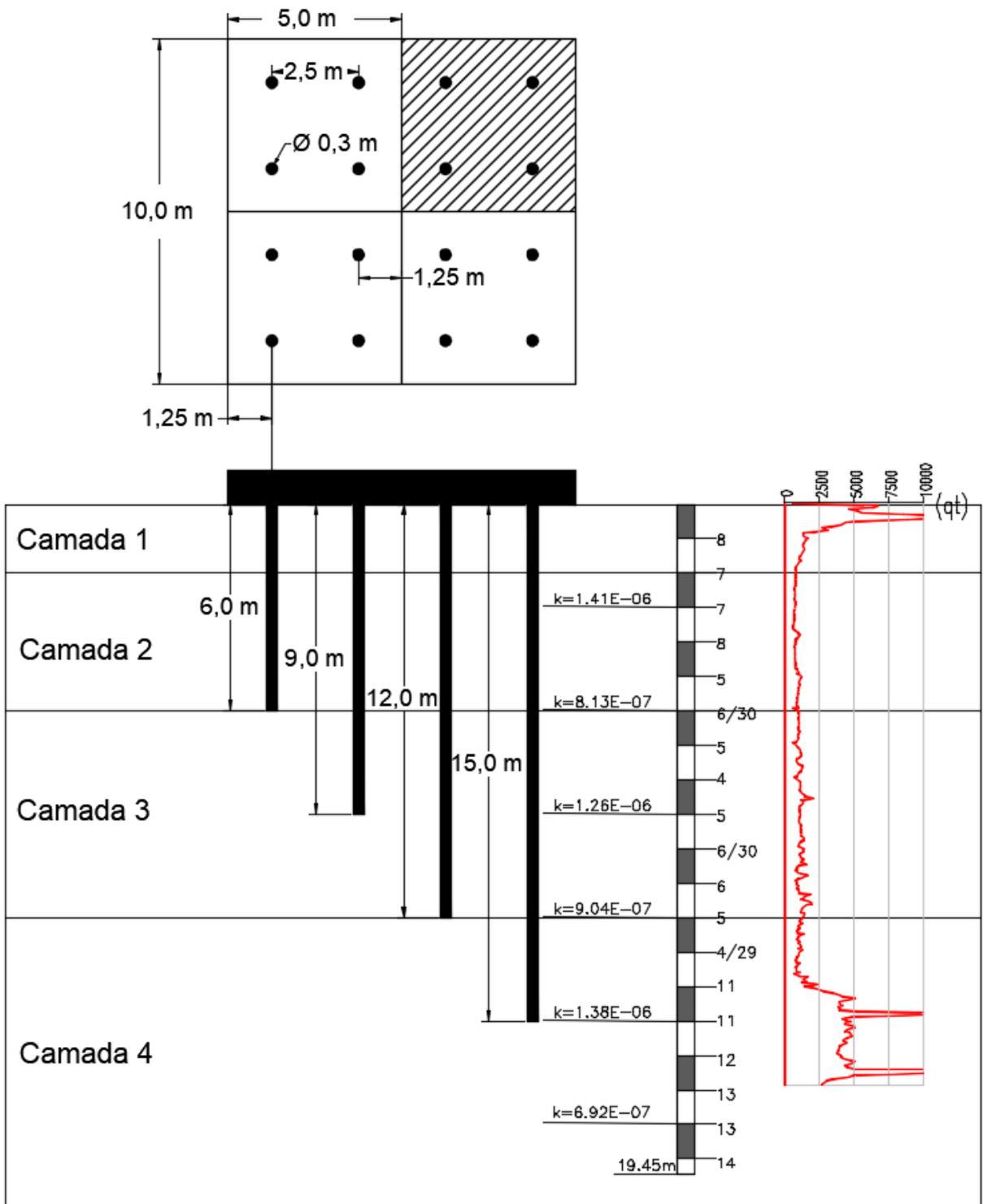


Figura 5.5 – Configuração geométrica e geotécnica do modelo analisado.

Os casos analisados foram sumarizados na Tabela 5.1 e Tabela 5.2, referentes as análises do radier e radier estaqueado, respectivamente.

Tabela 5.1 – Resumo das análises numéricas feitas para o Radier

Análise	Radier	Espessura (m)	Condição da Análise / Recalque	Nomenclatura*
Análise_01	Flexível	0,1	Não drenada /Imediato	RF_ND
Análise_02			Drenada / Total	RF_D
Análise_03	Semi flexível	0,5	Não drenada /Imediato	RSF_ND
Análise_04			Drenada / Total	RSF_D
Análise_05	Rígido	1,0	Não drenada / Imediato	RR_ND
Análise_06			Drenada / Total	RR_D

(*) RF: radier flexível/ RSF: radier semi flexível/ RR: radier rígido

Tabela 5.2 – Resumo das análises numéricas feitas para o Radier Estaqueado

Análise	Configuração das estacas	Radier Estaqueado	Esbeltez da estaca (L/D)	Condição da Análise/ Recalque
Análise_07	4x4	Flexível (t = 0,1 m)	20	Drenada / Recalques totais
Análise_08			30	
Análise_09			40	
Análise_10			50	
Análise_11			20	
Análise_12			Semi flexível (t = 0,5 m)	
Análise_13		40		
Análise_14		50		
Análise_15		20		
Análise_16		Rígido (t = 1,0 m)	30	
Análise_17		40		
Análise_18		50		

5.2.1 PARÂMETROS UTILIZADOS NA SIMULAÇÃO

Os subitens abaixo apresentam os parâmetros de resistência e deformabilidade utilizados nas simulações numéricas considerando condições de carregamento drenado e não drenado, para o solo e os elementos de fundação.

5.2.1.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DO SOLO

As simulações numéricas buscaram avaliar duas situações: final de construção, simulando uma condição não drenada em que foram utilizados parâmetros totais; e normal operacional, simulando uma condição drenada onde foram utilizados parâmetros efetivos.

Conforme apresentado Capítulo 4 o estéril de bauxita apresenta uma considerável heterogeneidade de comportamento e parâmetros. Sendo assim, para definição dos parâmetros de resistência efetivos do material, a saber coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ'), foi considerada a média dos resultados dos ensaios triaxiais obtidos para o critério de ruptura de máxima tensão desviadora. Resultados estes apresentados na Tabela 3.6.

Os parâmetros de resistência totais, a saber resistência não drenada (S_u), foram obtidos por meio de ensaios de campo (Palheta e Piezocone) e de laboratório (Triaxial CIU). De modo que, devido à grande variabilidade de resultados para todas as profundidades analisadas, considerou-se uma resistência não drenada média por camada.

Visto que o objetivo principal das simulações numéricas era avaliar o comportamento tensão *versus* deformação do solo estudado, buscou-se definir um perfil estratigráfico que considerasse a variabilidade dos parâmetros de deformação do modelo Cam Clay, advindos do ensaio de Adensamento. Sendo assim, foram definidas três camadas de estéril com parâmetros de deformabilidade distintos e uma quarta camada inferior representando a fundação *in situ*.

O nível d'água foi delimitado à 9 m de profundidade, de acordo com a variação apresentada nos ensaios de campo. O perfil estratigráfico definido está apresentado na Figura 5.6 e os parâmetros de resistência e deformabilidade estão sumarizados na Tabela 5.3 e Tabela 5.4.

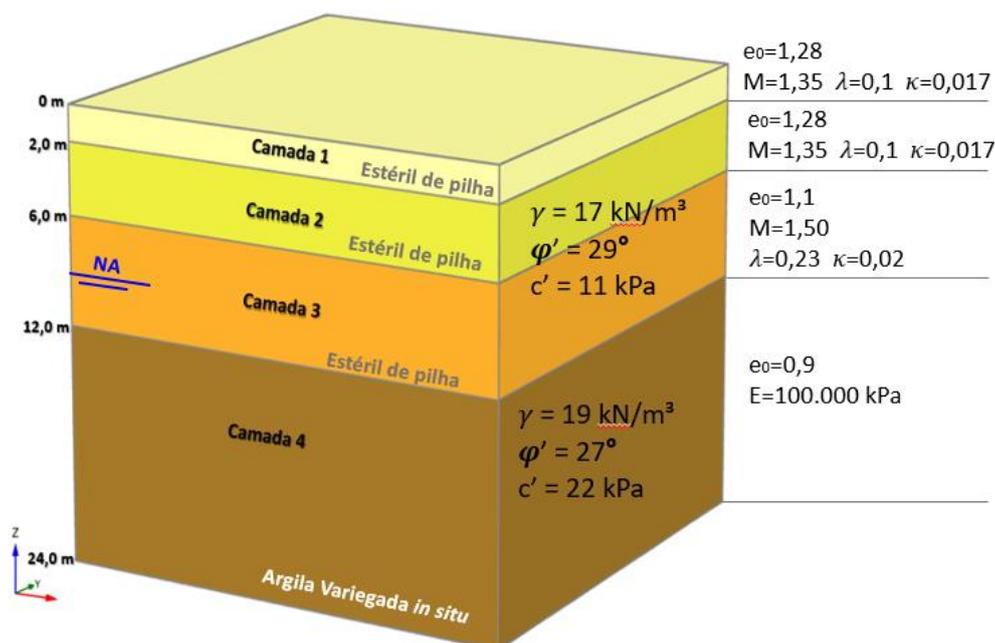


Figura 5.6 – Estratigrafia do modelo analisado.

Tabela 5.3 – Parâmetros drenados de resistência e deformabilidade do solo

Cam Clay Modificado										
Material	γ (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)	e_0	M	λ	κ	ν'	POP (kPa)	OCR
Camada 1 (estéril de pilha)	17			1,28	1,35	0,1	0,017	0,2	43	-
Camada 2 (estéril de pilha)	17	29	11	1,28	1,35	0,1	0,017	0,2	-	2
Camada 3 (estéril de pilha)	17			1,1	1,50	0,23	0,02	0,15	-	1
Mohr Coulomb										
	γ (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)	e_0	E (kPa)	ν'				
Camada 4 (argila variegada)	19	27	22	0,9	1,00E+05	0,35	-	-	-	-

Onde POP é a tensão de pré-adensamento mínima obtida nos ensaios de adensamento.

Tabela 5.4 – Parâmetros não drenados de resistência do solo

Mohr Coulomb					
Material	γ (kN/m ³)	E_u (MPa)	S_u (kPa)	ν_u	e_0
Camada 1 (estéril de pilha)	17	12,5	25	0,495	1,28
Camada 2 (estéril de pilha)	17	30	60	0,495	1,28
Camada 3 (estéril de pilha)	17	50	100	0,495	1,10
Camada 4 (argila variegada)	19	100	200	0,495	0,90

Os parâmetros de permeabilidade foram definidos com base nos ensaios de adensamento oedométrico e de infiltração realizados nos furos de sondagem. A Tabela 5.5 apresenta os valores dos coeficientes de permeabilidade (k) adotados, considerados iguais em todas as direções ($k_x = k_y = k_z$).

Tabela 5.5 – Parâmetros de permeabilidade

Material	k (m/s)
Estéril de pilha	1E-07
Argila variegada	1E-08

5.2.1.2 PARÂMETROS DOS ELEMENTOS DO SISTEMA DE FUNDAÇÃO

A espessura do radier foi definida de modo a simular uma condição flexível, e outra rígida. A flexibilidade relativa de um radier é expressa pelo coeficiente de rigidez relativa placa-solo (K_{rs}), definida por Horikoshi e Randolph (1977) como:

$$K_{rs} = 5,57 \cdot \frac{E_r (1 - \nu_s^2)}{E_s (1 - \nu_r^2)} \cdot \sqrt{\left(\frac{B}{L}\right)} \cdot \left(\frac{t}{L}\right)^3 \quad (\text{Eq. 5.1})$$

Onde, E_r e E_s são os módulos de Young do radier e do solo, respectivamente, assim como o coeficiente de Poisson ν_r e ν_s , B e L são o comprimento e largura do radier e t é a espessura da placa. Ainda segundo Horikoshi e Randolph (1997) apresentam uma avaliação para rigidez em que o valor extremo para radier flexível e 0,01 e rígido é 10, sendo assim, a rigidez dos modelos está vinculada à proximidade desse valor.

Os valores de K_{rs} obtidos, considerando os parâmetros estabelecidos no item 5.2.1.1, estão apresentados na Tabela 5.6. De modo a complementar as análises, também foi simulado um radier semi flexível, de espessura equivalente a 0,5 m.

Tabela 5.6 – Rigidez relativa placa-solo (K_{rs})

Dimensões do radier (m)	K_{rs}	Flexibilidade do radier
10 x 10 x 0,1	0,01	flexível
10 x 10 x 0,5	2,30	Semi flexível
10 x 10 x 1,0	5,80	rígido

A capacidade de carga admissível não drenada do radier, determinada de acordo com a teoria do equilíbrio limite (Terzaghi, 1943) para solos argilosos é dada por:

$$Q_{adm} = \frac{(S_u \cdot N_c) \cdot A}{FS_{global}} = \frac{75 \cdot 6 \cdot (10 \times 10)}{3} = 15.000 \text{ kN} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

Onde, $N_c \cong 6$ é um valor adotado por diversos autores para fundações superficiais em solos argilosos (Terzaghi, 1943; Vésic, 1975; Velloso e Lopes, 2012), S_u é a resistência não drenada média do solo e A equivale a área do radier. Considerando que, devido à simetria das estacas e

carregamento uniformemente distribuído, foi simulado apenas ¼ do radier, a capacidade de carga não drenada admissível do mesmo equivale a 3.750 kN.

O FS_{global} foi determinado com base na norma brasileira NBR 6122 (ABNT, 2019). Sendo assim, a capacidade de carga drenada deve ser superior a 3.750 kN para o modelo simulado.

Para as estacas foram considerados quatro comprimentos distintos para estacas pré-moldadas de concreto de 0,30 m de diâmetro, de modo a simular diferentes índices de esbeltez (λ), dado por:

$$\lambda = \frac{L}{D} \quad (\text{Eq. 5.3})$$

Onde, L é o comprimento e D o diâmetro da estaca. Visto que o diâmetro não foi alterado, a modelagem considerou estacas de 6, 9, 12 e 15 metros de profundidade, referentes a esbeltezes de 20, 30, 40 e 50, respectivamente.

A capacidade de carga das estacas (Q_{ult}) foi calculada para a condição drenada e não drenada. Nas análises não drenadas, a resistência de ponta da estaca (Q_P) foi calculada de acordo com a proposta de Vésic (1975) e o Método Europeu de Projeto (Eurocode, 1997). A resistência lateral (Q_L) foi calculada a partir do “Método α ”, difundido por diversos autores como Poulos (2017) e o Método Europeu de Projeto, as metodologias de cálculo de capacidade de carga estão descritas no Item 2.8.

A Tabela 5.7 apresenta os resultados obtidos para capacidade de carga não drenada das estacas e resistência de ponta e atrito lateral, que foram parâmetros de entrada necessários para a modelagem numérica no PLAXIS 3D.

Tabela 5.7 – Parâmetros de resistência não drenada das estacas

Estaca	Q_P (kN)	Q_L (kN)	Q_{rup} (kN)	Q_{adm} (kN)
6 m	49	294	343	172
9 m	49	441	490	245
12 m	99	588	687	344
15 m	99	735	834	417

É importante destacar que a mudança nos valores da resistência de ponta está relacionada à resistência não drenada (S_u) da camada na qual a estaca está assente. A resistência lateral não varia pois foi calculada com base em um $S_{u\text{ médio}}$ para todas as camadas.

Para as análises drenadas foram considerados métodos semi-empíricos brasileiros consagrados, como Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978), conforme metodologias de cálculo descritas no Item 2.8. Os resultados de capacidade de carga obtidos estão apresentados na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Parâmetros de resistência drenada das estacas

Método de Cálculo	Estaca	Atrito Lateral (kN)	Resistência de Ponta (kN)	Capacidade de Carga (kN)	Qadm (kN)
Aoki-Velloso	6 m	136	181	317	158,5
Decourt-Quaresma		264	204	468	234
Aoki-Velloso	9 m	259	181	440	220
Decourt-Quaresma		450	216	666	333
Aoki-Velloso	12 m	382	259	641	320,5
Decourt-Quaresma		633	191	824	412
Aoki-Velloso	15 m	590	259	849	424,5
Decourt-Quaresma		891	178	1069	534,5

O método semi-empírico de cálculo de capacidade de carga de estacas de Aoki e Velloso (1975) se mostrou bastante conservador, conforme já conhecido da literatura. Sendo assim, os parâmetros de entrada do Plaxis referentes à capacidade de carga das estacas pré-moldadas de concreto simuladas, foram determinados com base no método de Decourt e Quaresma (1978).

Para os parâmetros de resistência e deformabilidade do concreto utilizado nas estacas e no radier foram utilizados valores típicos da literatura, conforme indicado na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Parâmetros do concreto

Elementos de fundação	γ (kN/m ³)	E (GPa)	ν
Estacas	24	25	0,15
Radier	25	25	0,15

5.2.2 CARREGAMENTO

Para estabelecimento da uma curva carga x recalque, foi considerado um carregamento uniformemente distribuído no radier estaqueado, em etapas, de 10, 20, 30, 40, 50, 60 e 70 kN/m². Tendo como referência o carregamento real representativo de um tanque de água de 6 m de diâmetro, equivalente a 50 kPa, advindo do projeto de uma estação de bombeamento de uma planta de mineração. Visto que o radier simulado possui área equivalente a 25 m², a carga total de projeto é 1250 kN.

Desse modo, buscou-se avaliar as configurações de radier que suportariam a carga de projeto em relação ao estado-limite último (ELU), associado ao colapso total ou parcial da obra, e estado-limite de serviço (ELS), associado aos recalques admissíveis.

5.2.3 MODELAGEM NUMÉRICA DO PROBLEMA

No software PLAXIS 3D, o radier foi modelado como elemento do tipo placa (*plate*), usado para modelar estruturas bidimensionais visto que a espessura é pouco expressiva em relação às outras grandezas (comprimento e largura do radier). Esses elementos não admitem plastificação, apenas comportamento linear elástico.

As estacas foram modeladas como elementos tipo viga (*embedded beams*). Segundo Oliveira (2018), embora este tipo de estaca não ocupe um volume real na modelagem, é considerado um volume particular em torno da estaca (zona elástica). Nesta região a possibilidade de comportamento plástico é excluída e seu tamanho é função da geometria da estaca (diâmetro). Este artifício faz este tipo de estaca se comportar como um elemento contendo volume.

Devido à simetria do problema, a modelagem contemplou apenas ¼ da estrutura para otimizar o tempo de processamento dos dados. As condições de contorno foram definidas de modo a evitar a influência das bordas, considerando fronteiras equivalentes a sete vezes o tamanho do radier, conforme pode ser observado na Figura 5.7.

A malha total foi gerada inicialmente com uma distribuição de elementos fina, e refinada na região de influência do radier (região em cinza na Figura 5.7). Essa região foi delimitada em três vezes a largura do radier, nos eixos xy, e no mínimo $L + 2$ m no eixo z, onde L é o comprimento da estaca. Desse modo, para cada estaca analisada a região na qual a malha foi refinada foi modificada.

Entretanto, esse refinamento demandou um tempo de processamento muito grande e os resultados obtidos foram praticamente os mesmos quando se fez uma análise de sensibilidade adotando a malha média, de modo que se optou então por essa configuração devido ao grande número de análises que seriam executadas. A Figura 5.8 apresenta o resultado da malha gerada após o refinamento da região de influência em quatro vezes o tamanho equivalente dos elementos da malha média.

O tempo de processamento dos dados variou de acordo com a complexidade do modelo, dada pelo acréscimo e modificação no comprimento das estacas, cargas elevadas e condição de análise drenada ou não drenada. De um modo geral, as análises para condição não drenada demandaram um menor tempo de processamento. Para os casos em que apenas o radier foi modelado o tempo de análise foi em média 25 minutos. Considerando a modelagem do radier estaqueado, algumas análises chegaram a demandar aproximadamente 01:30 h de processamento.

Nos casos em que as análises exigem um tempo maior de processamento, muitas vezes, é um indicativo de não convergência do modelo durante o processo iterativo. No final, quando da não conclusão da análise, o PLAXIS apresenta o código relacionado ao erro detectado no processamento. Para este trabalho em específico, alguns casos analisados não convergiram, indicando código de erro 111, que é referente ao colapso do solo. Maiores detalhes sobre a definição de colapso do solo a partir de métodos computacionais considerando elementos finitos podem ser encontrados no trabalho de Vermeer e van Langen (1989) e no próprio manual do PLAXIS 3D (2016).

O processo iterativo é finalizado no software quando os erros obtidos estão dentro do limite aceitável para a teoria do equilíbrio limite. Para definição dessa condição, o programa utiliza um indicador para erro global e outro local. O erro global está relacionado à diferença entre o carregamento externo e as forças que estão em equilíbrio com o estado de tensão do elemento, medindo o número de nós que plastificaram durante os cálculos. O erro local, por sua vez, está relacionado a cada ponto de tensão da malha e as mudanças que ocorrem durante o processo iterativo entre as tensões de equilíbrio e tensões constitutivas.

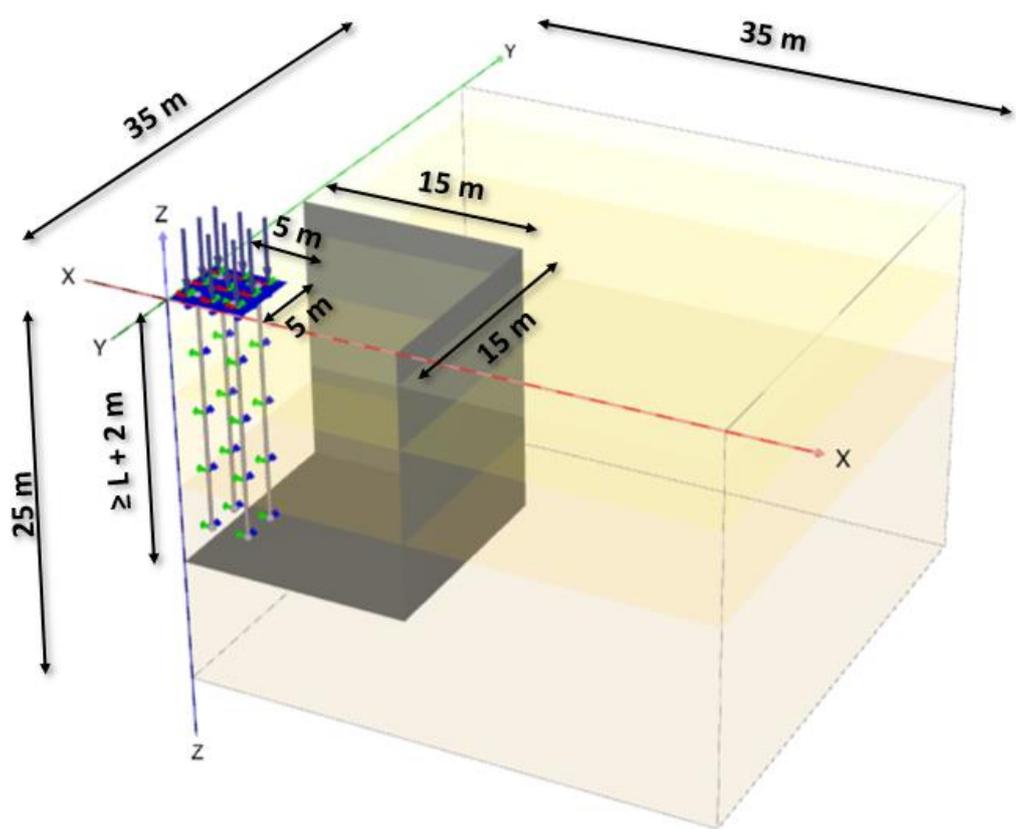


Figura 5.7 – Condições de contorno do modelo e área de refinamento da malha.

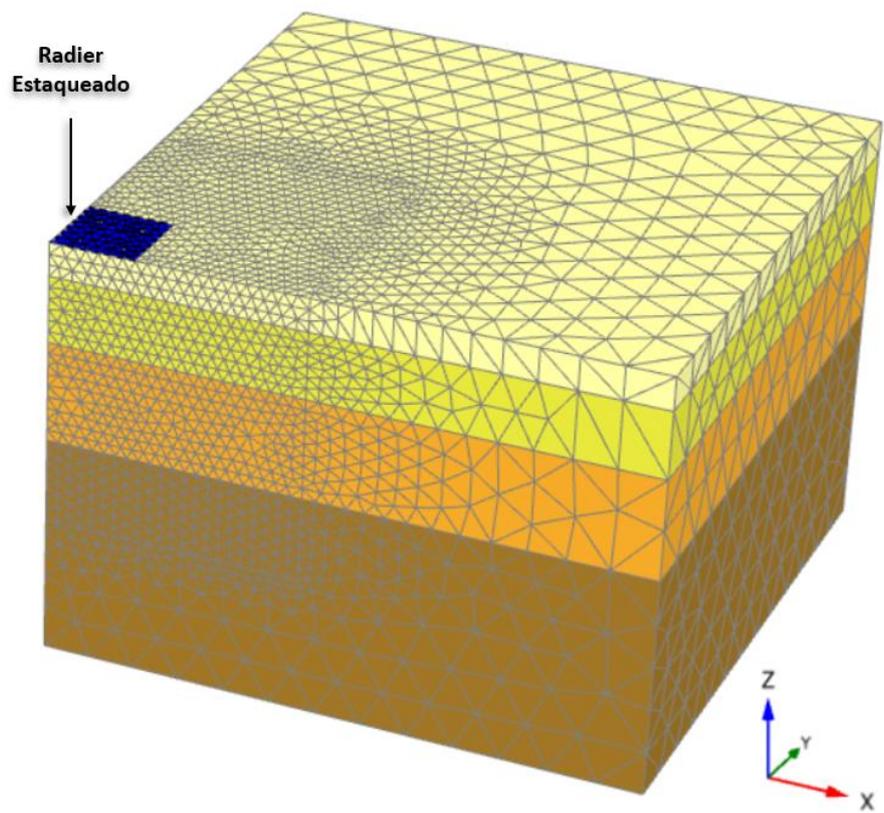


Figura 5.8 – Malha de elementos finitos utilizada nas modelagens.

5.2.4 ETAPAS DE ANÁLISE

Depois de modelado o problema, foram definidas as etapas de análise, conforme disposto abaixo:

- Fase inicial: definição das condições iniciais do problema. Nesta etapa são computadas todas as condições de contorno e propriedades do solo que compõe a estratigrafia do modelo.
- Construção das estruturas: contempla a execução dos elementos radier (*plate*) e estacas (*embedded beams*).
- Carregamento: definição do carregamento externo que atuará sobre a estrutura modelada na etapa anterior. Foi considerado um carregamento uniformemente distribuído por etapas, começando em 10 kN/m² chegando a um valor máximo de 70 kN/m². Sendo assim, foram executadas sete etapas de carregamento.

Ao final da execução de cada etapa, é possível avaliar os resultados obtidos no output do programa PLAXIS 3D. Após a etapa de construção os resultados obtidos mostram o efeito do peso próprio da estrutura nas deformações do solo. Na sequência são apresentadas as tensões e deformações máximas referentes a cada etapa do carregamento, permitindo a avaliação do recalque imediato (condição não drenada) e recalque total e diferencial (condição drenada).

5.3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nos itens subsequentes serão apresentados os resultados e discussões referentes às análises numéricas do radier e do radier estacado para todas as configurações simuladas, considerando as condições de carregamento drenado e não drenado. Buscou-se avaliar as configurações que melhor atenderiam à carga de projeto de 1250 kN, relativa ao peso de um tanque de água de estação de bombeamento. Essa carga é relativa a uma tensão de 50 kPa aplicada em uma área de 25 m², equivalente a modelagem de ¼ do radier.

Dentre os recalques totais admissíveis apresentados no Item 2.8.3, considerou-se como referência o valor mais conservador, baseado na teoria de Terzaghi (1943) e Décourt (1995), que equivale a 10% do diâmetro nominal da estaca. Sendo assim para o caso em estudo, com estacas de 0,3 m de diâmetro, o recalque total admissível (Δ_{adm}) foi de 30 mm, a partir de então a teoria considera que a estaca rompeu.

Para avaliar os recalques diferenciais admissíveis foi considerado como referência o valor proposto por Bjerrum (1963), referente a uma distorção angular $\beta \cong 1/750 = 0,0013$ a partir do qual são esperadas dificuldades com máquinas sensíveis a recalques.

5.3.1 ANÁLISE DO RADIER ISOLADO

Inicialmente as análises numéricas foram realizadas para todas as espessuras de radier simulados, indicados na Tabela 5.10, de modo a avaliar os recalques imediatos, condição não drenada, e totais, condição drenada. A curva carga recalque obtida está apresentada na Figura 5.9.

Tabela 5.10 – Característica dos raders simulados

Tipo	Espessura (m)	Dimensão (m)	Área do Radier (m ²)	Peso do Radier (kN)
Radier flexível (RF)	0,1			62,5
Radier semi flexível (RSF)	0,5	5x5	25	312,5
Radier rígido (RR)	1,0			625

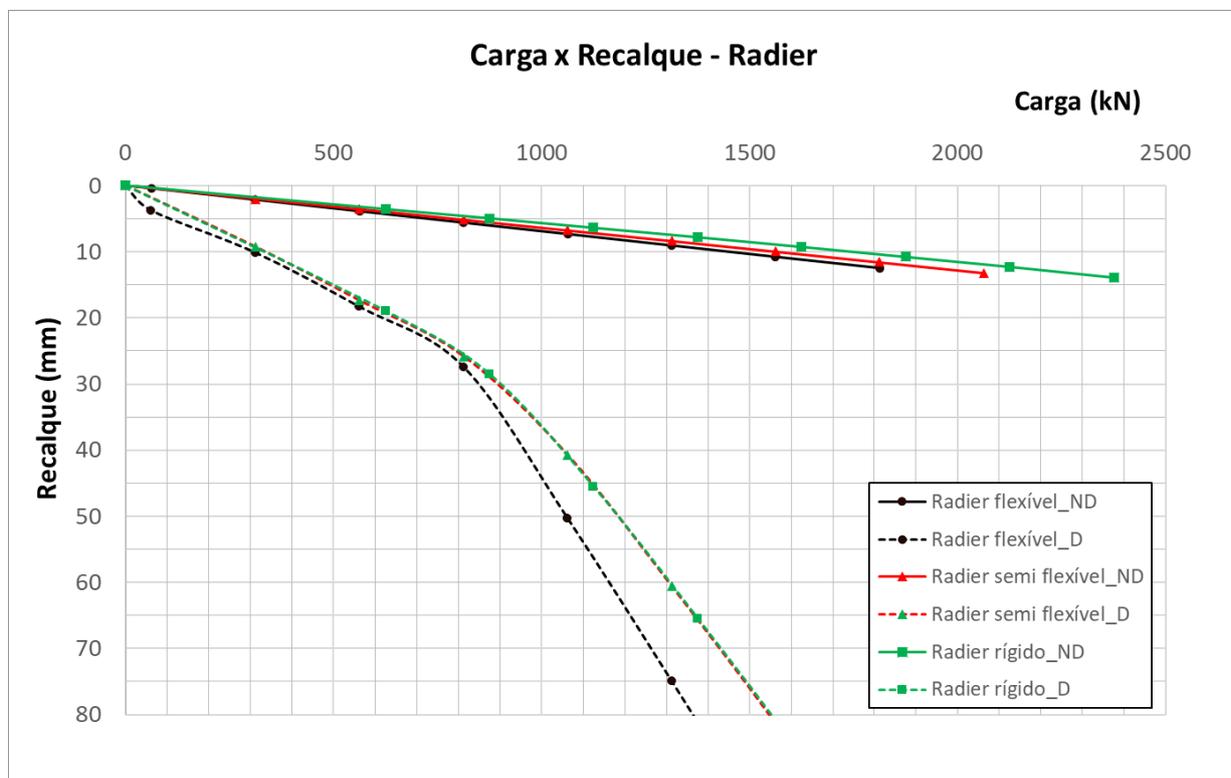


Figura 5.9 – Curva carga x recalque para os raders.

Conforme pode ser observado no gráfico, os valores de recalque imediato obtidos para o radier foram pouco expressivos, cerca de 10 vezes menor quando comparados aos recalques totais obtidos. Sendo assim, não se justifica a simulação da condição de análise não drenada para o radier estaqueado, visto que, para o caso em estudo, as estacas são introduzidas na fundação principalmente para a redução de recalques. Dito isto, as análises para o radier estaqueado consideraram apenas a situação de longo prazo, relativa a um carregamento drenado, de modo a obter os recalques totais.

As mais acentuadas indicam os elevados valores de recalques totais gerados pelo carregamento aplicado no radier. A curva referente ao radier semi flexível (vermelha) se sobrepõem à curva do radier rígido (verde) e está próxima à curva do radier flexível (preta), até uma carga de aproximadamente 800 kN. A partir deste ponto, o radier flexível e semi flexível suportaram em média 100 kN a mais de carga quando comparado ao rígido. A Tabela 5.11 apresenta todos os valores de recalques obtidos.

Tabela 5.11 – Recalques obtidos nas simulações numéricas dos radiers

Carga aplicada (kN)	Radier							
	Flexível		Carga aplicada (kN)	Semi flexível		Carga aplicada (kN)	Rígido	
	Imediato	Total		Imediato	Total		Imediato	Total
0	0	0	0	0	0	0	0	0
62,5	0,4	3,8	312,5	2,0	9,3	625	3,6	19,0
312,5	2,2	10,2	562,5	3,6	17,4	875	5,0	28,5
562,5	3,9	18,4	812,5	5,2	25,8	1125	6,4	45,6
812,5	5,6	27,4	1062,5	6,8	40,7	1375	7,8	65,5
1062,5	7,4	50,3	1312,5	8,4	60,6	1625	9,3	86,3
1312,5	9,1	74,9	1562,5	10,0	81,4	1875	10,8	108,7
1562,5	10,8	100,0	1812,5	11,6	104,0	2125	12,3	131,3
1812,5	12,5	126,0	2062,5	13,2	126,5	2375	13,9	155,1

O recalque máximo obtido para a condição não drenada considerando a carga de projeto (linha cinza), foi de 10,8 mm para o radier rígido. A Figura 5.10 apresenta o recalque imediato, gerado pelo carregamento aplicado somado ao peso do próprio radier, ao longo do perfil simulado onde as cores quentes (laranja para vermelho) indicam as regiões de maior recalque.

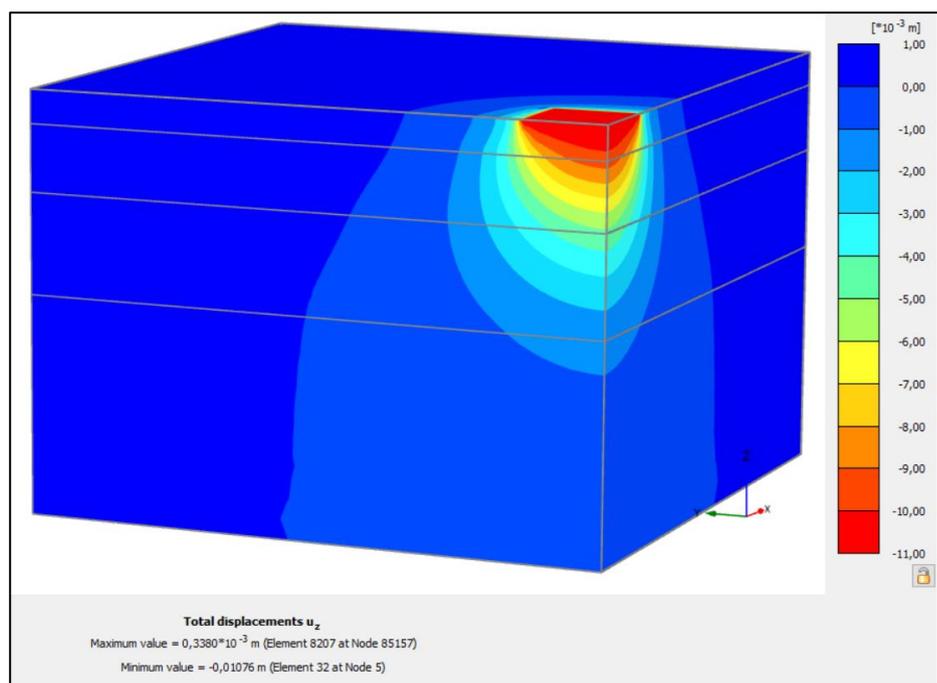


Figura 5.10 – Deformações totais do radier rígido para a carga de projeto.

5.3.2 RADIER ESTAQUEADO FLEXÍVEL – ANÁLISE DRENADA

Os recalques totais obtidos para a configuração de radier estaqueado (RE) flexível, com 0,1 m de espessura, estão apresentados na Tabela 5.12. A primeira linha de resultados da tabela compreende os recalques gerados apenas pelo peso próprio do radier equivalente a 62,5 kN. Na sequência foi simulado um acréscimo de tensão de 10 kPa por etapa.

Tabela 5.12 – Recalques totais obtidos nas simulações numéricas do RE flexível

Radier Estaqueado Flexível (t = 0,10 m)						
Etapas de Carregamento (kN/m ²)	Carga Aplicada (kN)	Recalque total (mm)				
		Radier flexível (0,1 m)	Radier Estaqueado L/D			
			20	30	40	50
Peso Radier Estaqueado	62,5	3,8	2,2	2,0	0,9	0,7
10	312,5	10,2	8,1	6,3	3,4	2,7
20	562,5	18,4	15,3	11,5	6,3	4,6
30	812,5	27,4	22,4	17,5	9,2	6,5
40	1062,5	50,3	30,6	23,7	12,3	8,4
50	1312,5	74,9	39,6	30,4	15,5	10,5
60	1562,5	100,0	50,0	37,9	19,0	12,8
70	1812,5	126,0	60,5	46,0	22,8	15,4

Os valores de recalque marcados em vermelho equivalem aos carregamentos nos quais o Plaxis 3D indicou o colapso. Entretanto, considerando o recalque admissível adotado (30 mm), a estaca teria rompido com carregamentos inferiores aos indicados pelo programa para $L/D=20$ e $L/D=30$, conforme marcações em negrito. A linha cinza representa a carga de projeto somada ao peso do radier.

A Figura 5.11 apresenta a curva Carga x Recalque para o radier estaqueado flexível. No gráfico foram indicados os pontos referentes às cargas de ruptura equivalentes ao recalque admissível definido, para os radiers estaqueados com esbeltez de 20 (curva verde) e 30 (curva azul), sendo essas, 1050 kN e 1300 kN, respectivamente. Os radiers com estacas de esbeltez (L/D) igual a 40 e 50 suportaram todas as etapas de carregamento simuladas com recalques totais abaixo do admissível. Apesar de o *software* não ter indicado colapso do solo com o aumento do carregamento no radier, o ponto de inflexão da curva representa a possível carga de ruptura, segundo os conceitos da teoria da elasticidade e plasticidade dos solos.

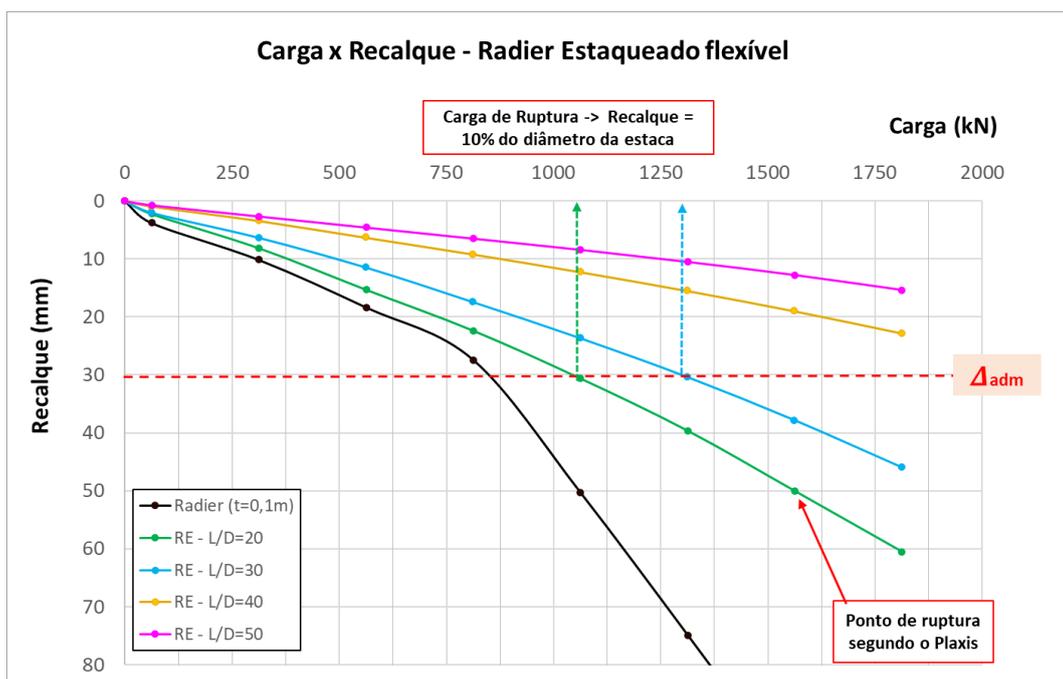


Figura 5.11 – Curva carga x recalque total para o radier estaqueado flexível.

O acréscimo de estacas de 6 m ($L/D = 20$), 9 m ($L/D = 30$), 12 m ($L/D = 40$) e 15 m ($L/D = 50$) de comprimento reduziu o recalque total do radier em 47%, 59% 79% e 86%, respectivamente, considerando a carga de projeto de 1250 kN somada ao peso do radier flexível equivalente à 62,5 kN, indica pelo 7º ponto nas curvas do gráfico. Para a carga de ruptura, apenas

as estacas de 12 m e 15 m suportariam a carga de projeto determinada, sendo a configuração de 12 m a mais viável.

Considerando a abordagem proposta por Poulos (2001), que representa diferentes filosofias para o projeto de radier estaqueado, a curva apresentada acima foi plotada na configuração indicada no gráfico da Figura 5.12. É importante ressaltar que a curva apresentada por Poulos foi elaborada para configurações de RE no qual o número de estacas e espaçamentos são variados. Apesar dessa situação não ter sido representada nas modelagens numéricas deste trabalho, a variação na esbelteza das estacas gerou um comportamento similar.

A curva preta, equivale a curva 0 do gráfico de Poulos (2001), referente à fundação apenas em radier, recalçando excessivamente com o acréscimo de carga. A curva verde, $L/D = 20$, onde $L = 6,0$ m, apresenta um comportamento similar ao da curva 3 de Poulos, em que as estacas são introduzidas para reduzir os recalques diferenciais e a maior parte do carregamento é absorvido pelo radier. A curva azul ($L = 9,0$ m) indica um comportamento similar a curva 2 de Poulos, no qual as estacas têm a função de reduzir os recalques totais e trabalham mobilizando de 70 a 80% de sua resistência, parte do carregamento é absorvido pelo radier e parte pelas estacas.

Por fim, a curva amarela e a rosa, com comprimentos de estaca iguais a 12 e 15 m, respectivamente, $L/D = 40$ e $L/D = 50$, são similares à curva 1, em que o comportamento do radier é governado pelo grupo de estacas, que absorve a maior parte do carregamento externo.

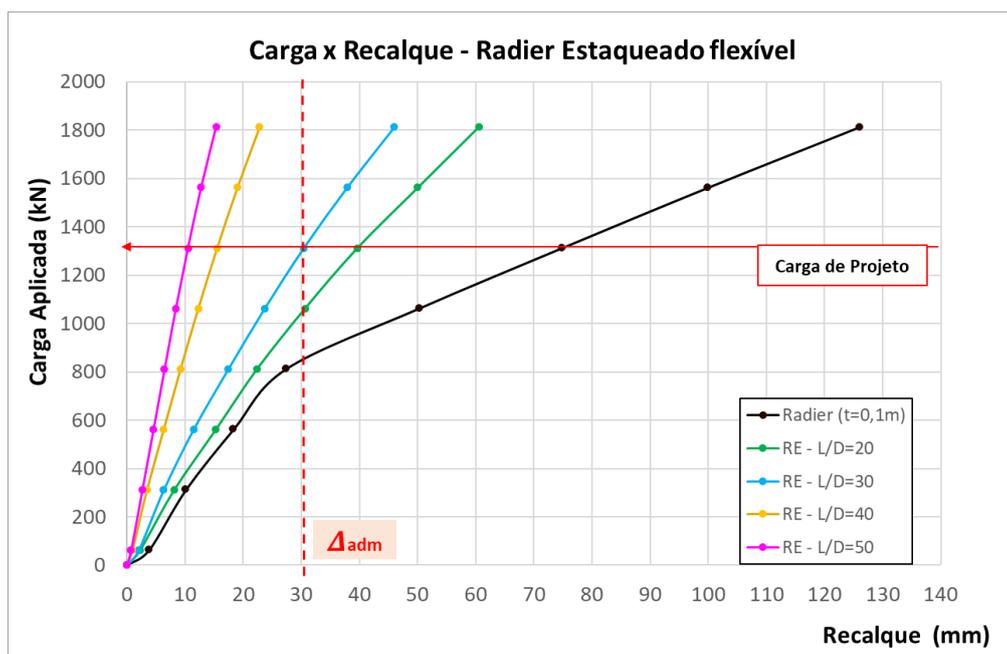


Figura 5.12 – Curva carga x recalque total – RE flexível, abordagem Poulos, 2001.

5.3.3 RADIER ESTAQUEADO SEMI FLEXÍVEL – ANÁLISE DRENADA

O radier estaqueado semi flexível foi simulado com 0,5 m de espessura de placa com as mesmas configurações de estaca, sendo o peso do radier igual a 312,5 kN. A Tabela 5.13 apresenta os valores de recalques totais obtidos para o RE semi flexível.

Tabela 5.13 – Recalques totais obtidos nas simulações numéricas do RE semi flexível.

Radier Estaqueado semi flexível (t = 0,50 m)						
Etapas de Carregamento	Carga Aplicada (kN)	Radier semi flexível (0,5 m)	Recalque (mm)			
			Radier Estaqueado L/D			
			20	30	40	50
Peso Radier Estaqueado	312,5	9,3	7,6	5,6	2,0	1,3
10	562,5	17,4	13,5	10,3	4,1	2,1
20	812,5	25,8	19,7	15,0	6,1	3,0
30	1062,5	40,7	26,8	20,3	8,3	4,0
40	1312,5	60,6	35,0	26,3	10,7	5,1
50	1562,5	81,4	36,2	32,7	13,2	6,4
60	1812,5	104,0	50,0	40,1	16,0	7,7
70	2062,5	126,5	60,5	43,2	19,0	9,1

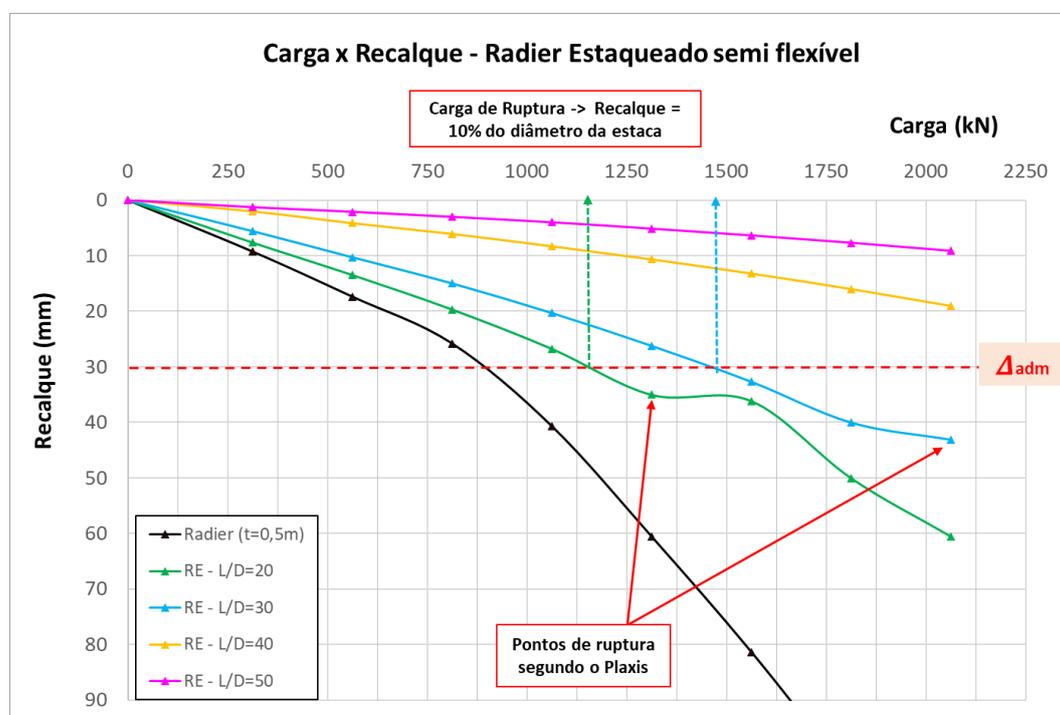


Figura 5.13 – Curva carga x recalque total para o radier estaqueado semi flexível.

Conforme pode ser observado na linha cinza, apenas as configurações com estacas de 12 m ($L/D = 40$) e 15 m ($L/D = 50$) suportaram a carga de projeto considerando os recalques totais máximos admissíveis, comportamento similar ao do radier flexível. O gráfico da Figura 5.13 apresenta a curva carga x recalque do radier estaqueado semi flexível. O Plaxis indicou colapso do solo para um carregamento pouco superior à carga de ruptura da simulação $L/D = 20$, curva verde.

5.3.4 RADIER ESTAQUEADO RÍGIDO – ANÁLISE DRENADA

Por fim, a última configuração de radier, com 1,0 m de espessura foi simulada e os valores de recalques totais obtidos estão apresentados na Tabela 5.14. O gráfico com a curva carga x recalque é apresentado na Figura 5.14.

Tabela 5.14 – Recalques totais obtidos nas simulações numéricas do RE rígido

Etapas de Carregamento	Radier Estaqueado rígido ($t = 1,0$ m)					
	Carga Aplicada (kN)	Radier rígido (1,0m)	Recalque (mm)			
			Radier Estaqueado L/D			
			20	30	40	50
Peso Radier Estaqueado	625	19,0	14,5	10,9	4,5	2,2
10	875	28,5	21,0	15,7	6,5	3,1
20	1125	45,6	28,2	20,9	8,6	4,1
30	1375	65,5	36,7	26,7	11,0	5,3
40	1625	86,3	37,8	33,4	13,5	6,5
50	1875	108,7	40,0	41,0	16,3	7,8
60	2125	131,3	50,0	43,2	19,3	9,3
70	2375	155,1	60,5	46,0	23,8	12,2

Para essa configuração o Plaxis indicou colapso com o aumento do carregamento nas estacas de 9 e 12 m. Entretanto, considerando o critério adotado essas estacas já teriam rompido para carregamentos inferiores ao indicado pelo *software*. O comportamento desse radier foi similar aos outros em termos de recalques totais. A Figura 5.15 apresenta o gráfico considerando a configuração indicada por Poulos (2001).

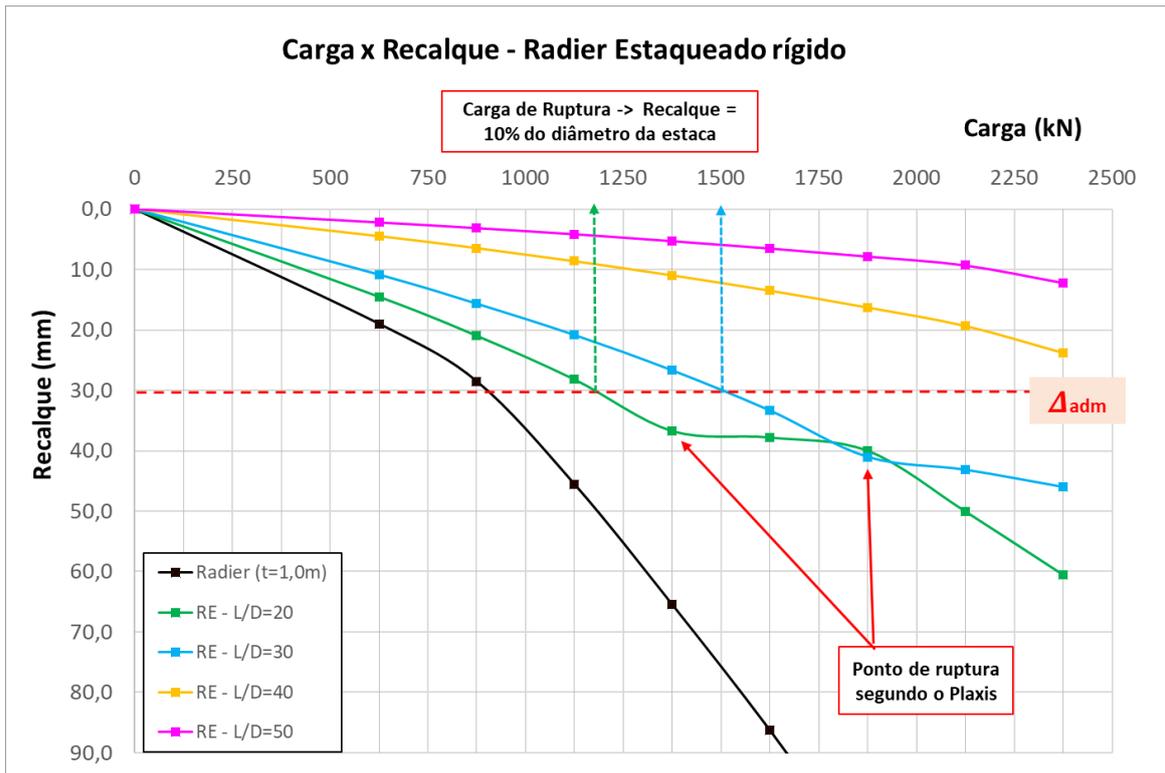


Figura 5.14 – Curva carga x recalque total para o radier estaqueado rígido.

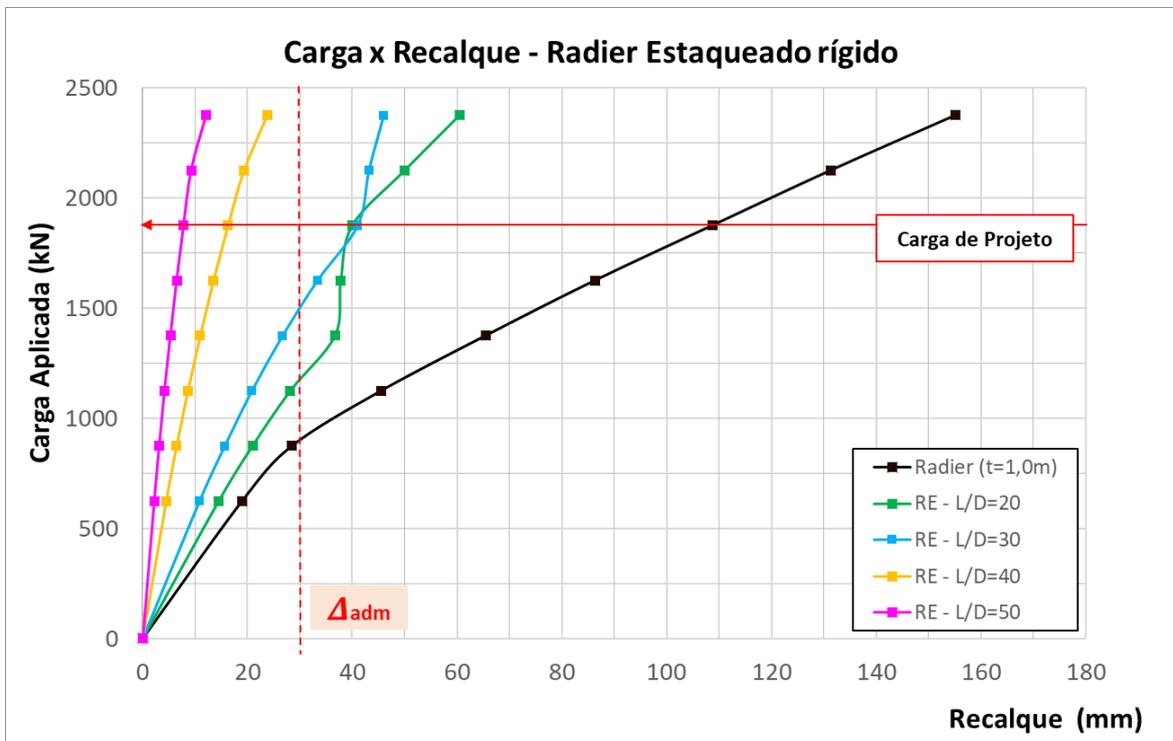


Figura 5.15 – Recalque máximo do radier estaqueado flexível L/D=40 para uma carga aplicada de 50 kN/m².

Pela análise dos gráficos, observa-se os recalques excessivos e crescentes experimentados pelo radier com o aumento do carregamento, entretanto o *software* não indicou colapso do solo para nenhum carregamento. A capacidade de carga do radier (Q_{rup}) calculada com base no método teórico (Terzaghi, 1943) indicou um valor superior ao carregamento simulado.

Os resultados obtidos na modelagem indicaram que para resistir a uma carga de projeto de 1250kN referente ao peso de um tanque cheio, sem contar com o peso próprio da fundação, considerando um recalque ≤ 30 mm, a configuração de estaca com esbeltez equivalente a 40 seria a mais viável, para todas as espessuras de radier simuladas, atendendo assim ao estado último de serviço (ELS).

Em todos os gráficos apresentados para a metodologia de análise de Poulos (2001) é possível perceber um ganho de substancial de rigidez (E) do conjunto RE com $L/D=40$, quando comparado a $L/D=30$, dado pela tangente do ângulo de inclinação da reta. Entretanto, quando comparado com o radier estaqueado de $L/D=50$ este ganho não é tão significativo assim.

A Figura 5.16 e Figura 5.17 apresentam a solução gráfica fornecida pelo output do PLAXIS 3D indicando o recalque máximo do radier $L/D=40$, flexível (Análise_ 09) e rígido (Análise_ 17), respectivamente, para uma tensão aplicada de 50 kN/m². Percebe-se a influência do peso do próprio do radier nos recalques ao longo de toda a região, conforme indicado também na curva do radier rígido. Na Figura 5.16 é possível observar que na região das estacas, indicadas pela coloração amarela, os recalques são bem inferiores quando comparados à borda do radier, indicados pela coloração vermelha.

Para o radier flexível, as estacas de $L/D = 30$ (Análise_ 08) e $L/D=50$ (Análise_ 10) também atendem ao ELS. Apesar de a estaca de 9 m atingir um recalque ligeiramente superior ao limite (30,4 mm). Visto que o valor de recalque admissível definido como limite é conservador e o programa não indicou colapso da estrutura, possivelmente esta situação poderia ser aceitável. Ambas as geometrias também atendem ao ELU, com fatores de segurança equivalentes a 3,6 (Análise_ 08) e 4 (Análise_ 10).

As estacas de menor esbeltez ($L/D=20$), não tiveram desempenho satisfatório em nenhuma das suas situações consideradas para o carregamento de projeto.

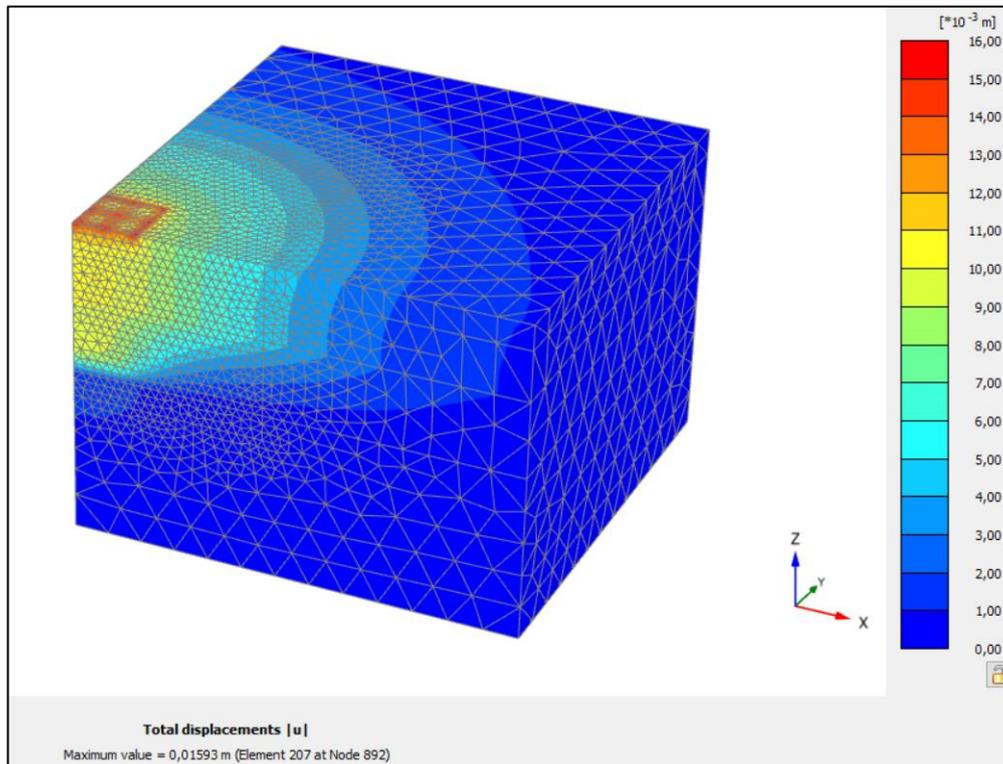


Figura 5.16 – Recalque máximo do radier estaqueado flexível $L/D=40$ para uma carga aplicada de 50 kN/m^2 .

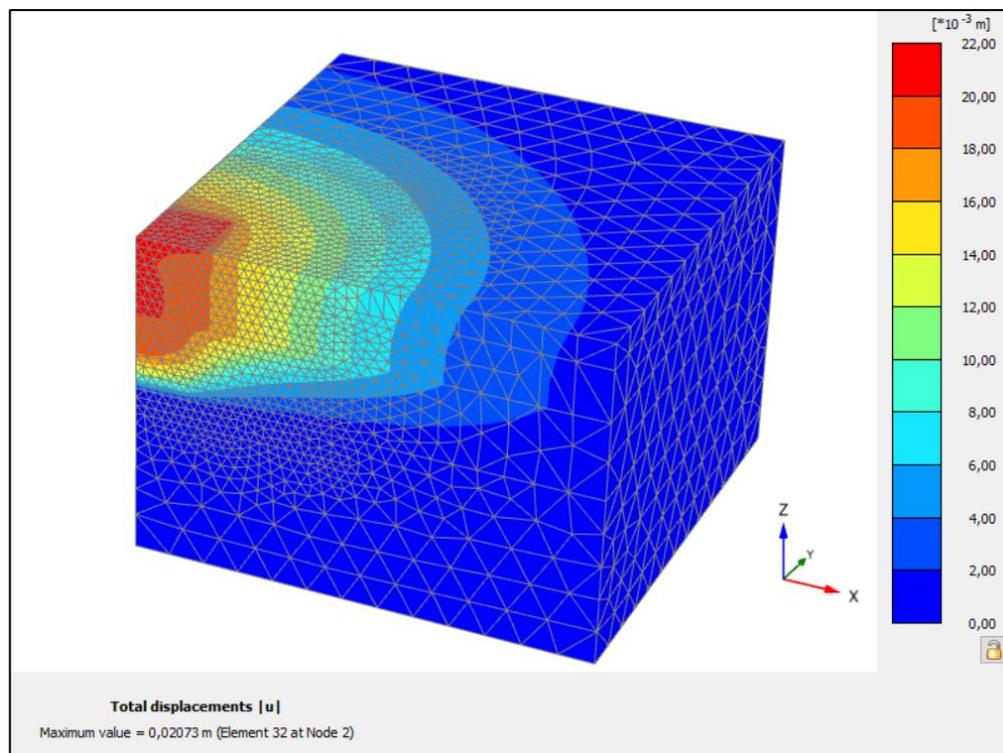


Figura 5.17 – Recalque máximo do radier estaqueado rígido $L/D=40$ para uma carga aplicada de 50 kN/m^2 .

Para a carga de projeto adotada, a configuração do radier estaqueado rígido não se mostrou vantajosa quando comparada ao flexível e semi flexível visto que só o peso próprio do radier já gera recalques médios da ordem de 10 mm, enquanto o peso do radier flexível praticamente não gera recalques. Cabe ressaltar que a camada na qual o radier está assente é menos competente, o que também favorece um recalque mais expressivo para radiers com maior peso. Além disso, considerando a carga de projeto pré-determinada, as estacas romperam em todos os casos analisados, de menos para a estaca em que $L/D=40$ (curva amarela).

5.3.4.1 RECALQUES DIFERENCIAIS

Os recalques diferenciais foram analisados para a configuração de radier estaqueado flexível 4x1. Nessa simulação mediu-se o recalque do centro do radier em relação a borda, e os valores obtidos estão representados na Tabela 5.15. Segundo o Plaxis, as estacas romperam para as configurações de $L/D=20$ e $L/D=30$ logo no primeiro estágio de carregamento.

Tabela 5.15 – Recalques diferenciais obtidos para o radier estaqueado na configuração 4x1.

Radier Estaqueado Flexível 4x1			
Etapas de Carregamento	Carga total (kPa)	Distorção angular	
		L/D	
		40	50
Peso Radier Estaqueado	2,5	0,00019	0,00010
10	12,5	0,00094	0,00038
20	22,5	0,00161	0,00065
30	32,5	0,00231	0,00092
40	42,5	0,00348	0,00119
50	52,5	0,00566	0,00149
60	62,5	0,00812	0,00181
70	72,5	0,01076	0,00218

Considerando o critério de Bjerrum (1963), para uma distorção angular de 0,0013 o radier estaqueado com $L/D=50$ suportaria um carregamento de até 40 kPa para o radier com estacas de 15 m. Entretanto, o programa não indicou ruptura das estacas para nenhum dos carregamentos analisados.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Este capítulo aborda as principais conclusões discorridas ao longo do trabalho e sugestões que possam complementá-lo em pesquisas futuras.

6.1 CONCLUSÕES

Buscando atender o primeiro objetivo específico deste trabalho, foi apresentado no Capítulo 4 uma avaliação do comportamento geotécnico do estéril de bauxita, por meio dos resultados de investigação geológico-geotécnica contemplando ensaios de campo e laboratório no estéril em estado solto como pilha e em estado compactado, como aterro. As principais conclusões acerca dessas análises serão discorridas nos itens a seguir.

Considerando os resultados dos ensaios de caracterização, o estéril de bauxita pode ser classificado como um material fino, silto-argiloso de alta plasticidade. As amostras de estéril compactadas (aterro), tem um índice de vazios inicial médio $e_{i,med} = 0,95$, já em seu estado solto, o estéril tem $e_{i,med} = 1,21$. A depender do estado de tensões do material, as análises indicaram comportamentos distintos para a pilha de estéril solta e para o aterro compactado constituído por estéril. Sendo assim, as conclusões acerca de ambos os estados serão abordadas separadamente.

1. Pilha de estéril de bauxita:

- O material de pilha de estéril de bauxita apresentou dois horizontes distintos de resistência, definidos com base no índice de resistência à penetração (N_{spt}) do ensaio de sondagem SPT e na resistência de ponta (q_c) do ensaio de piezocone (CPTU). Sendo estes: Pilha mole a muito mole com $N_{spt} \leq 5$ golpes e $q_c \leq 875$ kPa; e Pilha média a rija com $NSPT 5 > n \leq 12$ golpes e $875 \text{ kPa} < q_c < 1000$ kPa.
- Nos ensaios de palheta o material apresentou uma ampla faixa de valores para a resistência não-drenada (S_u), considerando um mesmo nível de tensão. A grande variabilidade no resultado dos ensaios indica que alguns pontos foram executados em regiões parcialmente saturadas e não de fato abaixo do nível d'água do terreno. A drenagem parcial é um fenômeno que gera dispersão nos resultados tanto de ensaios de palheta quanto de ensaios de piezocone, por indicar uma falsa zona saturada. Deste ensaio

foi obtida razão de resistência mínima de 0,22 e média de 0,35 considerando os pontos de execução em zonas realmente saturadas.

- Os resultados dos ensaios de campo indicaram, portanto, que o material apresenta comportamento drenado e não drenado, sendo necessário considerar ambas as abordagens em análises.
- De acordo com os resultados dos ensaios Triaxiais CIU, o material de pilha de estéril de bauxita, quando saturado, apresenta significativa geração de poropressões durante o cisalhamento não drenado, mostrando inicialmente tendência à contração até alcançar um estado de transformação de fase, a partir do qual se inicia uma tendência à dilatação. Esse resultado também foi obtido no ábaco Robertson (2016), onde 63% dos pontos caíram em zonas de materiais contráteis e 37% em região de material com comportamento dilatante.
- Em relação a história de tensões concluiu-se que o material apresenta comportamento normalmente adensado (OCR=1) à levemente pré-adensado (OCR=2 ou 3). Este comportamento foi um dos indicativos para utilização do modelo Cam Clay, que se mostrou bastante aderente à curva tensão *versus* deformação do material. A tensão de das amostras de pilha foi de $\sigma'_{vm,med} = 112$ kPa.

2. Estéril de bauxita compactado:

- A resistência do material de aterro encontrada nos ensaios de penetração foi de média a rija com $N_{SPT} > 12$ golpes e $q_c \geq 1000$ kPa. A coloração dominante é amarela, por vezes sendo vermelha e marrom próximo aos horizontes lateríticos.
- O estéril compactado, não apresentou geração de poropressões significativas durante cisalhamento não drenado, principalmente para as condições de grau de compactação observadas, entre 95% e 100% da energia Proctor Normal. Nos ensaios Triaxiais CIU o estéril de aterro apresentou comportamento dilatante durante cisalhamento não drenado, onde a envoltória de ruptura se sobrepôs para os critérios de ruptura de máxima obliquidade e máxima tensão desviadora. Este comportamento foi observado em praticamente todas as amostras de aterro analisadas e confirmado pelos ensaios de cone e piezocone plotados no ábaco de Robertson (2016), onde 91% dos pontos plotados caíram em zona de material dilatante.

- Os ensaios de campo indicaram valores elevados de resistência drenada e não drenada para este material. Com base nestas observações conclui-se que as análises de estabilidade podem ser desenvolvidas considerando-se apenas parâmetros drenados.
- Em relação a história de tensões o estéril compactado apresentou-se sobreadensado, com tensão de pré-adensamento média equivalente a 270 kPa.

O segundo objetivo do trabalho era avaliar a viabilidade, em termos de recalques admissíveis e capacidade de suporte, da utilização do material de pilha de estéril como estrato de fundação, conforme apresentado no Capítulo 5. Para isso, foram feitas análises tensão *versus* deformação no software PLAXIS 3D, simulando um carregamento uniformemente distribuído equivalente ao peso do tanque de água de uma estação de bombeamento de uma planta de beneficiamento de minério. Destes estudos concluiu-se que:

- A utilização do radier rígido de 1,0 metro de espessura não se mostrou viável para atender a carga de projeto estabelecida (50 kN), segundo o critério de máximo recalque admissível adotado (30 mm). Visto que o peso próprio radier contribuiu para aumentar as tensões atuantes nas estacas fazendo com que 3 das 4 configurações de estacas estudadas rompessem com este carregamento, ao contrário do radier flexível.
- Para atendimento, ao critério de máximo recalque total admissível, considerando a carga de projeto estabelecida, a configuração de radier flexível, com $L/D=40$, foi a que apresentou melhores resultados, visto que a utilização de estacas com $L/D=30$ resultou em um recalque de 0,5 mm acima do valor admissível.
- As análises não drenadas mostraram recalques imediatos máximos de aproximadamente 12 mm considerando apenas a execução do radier rígido isolado, ou seja, sem estacas. Valores esses muito inferiores ao admissível, de modo que essa condição de carregamento não se mostrou crítica para os casos analisados.

As conclusões discutidas nos itens acima mostraram que o material de pilha de estéril de bauxita é competente como material de aterro para execução de fundações profundas que suportem cargas advindas de estruturas presentes em uma planta de beneficiamento de minério, como é o caso, por exemplo, da estação de bombeamento na qual o tanque representa o maior carregamento do projeto. Sendo assim, algumas configurações de radier estaqueado analisadas são capazes de suportar uma variação de carregamento considerável de acordo com as curvas carga *versus* recalque apresentadas.

Visto que as áreas lavradas normalmente não são utilizadas para essa finalidade, este trabalho mostrou que, se necessário, é possível executar uma estrutura de concreto de grande porte em uma área já lavrada.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão de pesquisa para complementar os resultados e análises de dados obtidos neste trabalho, foram definidos os tópicos:

- Avaliação estatística aprofundada dos parâmetros obtidos nos ensaios.
- Complementação da simulação numérica considerando outras distribuições de estacas no radier estaqueado, como, por exemplo, uma configuração 4x2, de modo a se obter uma configuração ótima.
- Fazer as mesmas simulações considerando os parâmetros do estéril compactado (material de aterro) com o objetivo de avaliar o ganho de resistência do solo com a compactação, possibilitando a aplicação de carregamentos maiores no estrato de fundação

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABAL (2017). Relatório Bauxita no Brasil - Mineração Responsável e Competitividade. Associação Brasileira de Alumínio. São Paulo, SP, 66 p.
- ABAL (2019). Perfil da Indústria Brasileira do Alumínio. Associação Brasileira de Alumínio. Disponível em: <http://abal.org.br/estatisticas/nacionais/perfil-da-industria/>. Acesso em 15/01/19.
- ABNT (1989). Solo – Ensaio de Palheta *in situ*. Associação Brasileira de Normas Técnicas MB-3122, NBR-10905. Rio de Janeiro, RJ, 9 p.
- ABNT (1990). Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12007/MB 3336. Rio de Janeiro, RJ, 13 p.
- ABNT (2001). Solos – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6484. Rio de Janeiro, RJ, 17 p.
- ABNT (2016). Solo – Análise Granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 7180. Rio de Janeiro, RJ, 12 p.
- ABNT (2016). Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6457. Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- ABNT (2019). Projeto e Execução de Fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6122. Rio de Janeiro, RJ, 108 p.
- ANM (2017). Sumário Mineral Brasileiro 2017. Agência Nacional de Mineração. Brasília, DF, 2 p.
- ANM (2018). Agência Nacional de Mineração: Informe Mineral – 1º/2018 – ISSN 1807-0388. Brasília, DF, 16 p.
- AOKI, N. & VELLOSO, D. A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. V Congresso Panamericano de Mecanica de Suelos y Cimentaciones - PASSMFE, Buenos Aires, Argentina, p. 367-376.
- ÁRABE, L. C. G. (1995b). Comportamento das propriedades de engenharia de solos de uma área experimental na Baixada Santista. Cong. Bras. Mec, Solos e Eng. Fund., vol. 7, n. 5, 2547 p.
- ARAGÃO, C. J. G. (1975). Propriedades Deotécnicas de Alguns Depósitos de Argilas Moles na área do Grande Rio. Dissertação (Mestrado). PUC, Rio de Janeiro, 154 p.
- ASSIS, A. P., ESPÓSITO, T. J., ALMEIDA, M. G. G., MAIA, J. A. C. (2018). Métodos Estatísticos e Probabilísticos Aplicados a Geotecnia. Publicação: GAP-AA002/2018. Notas de aula Cap. 2, Universidade de Brasília, UnB.
- ASTM (2018). D1586: Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, 26 p.
- ASTM (2011). D4767-11: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, 14 p.
- ASTM (2012). D5778-12: Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, 20 p.
- ATKINSON, J. H. & BRANSBY, P. L. (1978). The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill Book Co, London.

- BARONI, M. (2016). Comportamento Geotécnico de Argilas Extremamente Moles da Baixada de Jacarepaguá, RJ. Tese de Doutorado, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 292 p.
- BAPTISTA, H. M., SAYÃO, A. S. F. J. (1998). Características geotécnicas do depósito de argila mole da Enseada do Cabrito, Salvador, Bahia. Proceedings XI Cong. Bras. Mec. Solos Eng. Geotéc., Brasília, col. 2, p. 911-916.
- BELINCANTA, A. (1998). Avaliação de Fatores Intervenientes no Índice de Resistência à Penetração do SPT. Tese de Doutorado, São Carlos, USP, São Paulo, 362 p.
- BJERRUM, L. (1963). Allowable Settlement of Structures. Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Wiesbaden, Germany, vol. 3.
- BJERRUM, L. (1972). Embankment on Soft Ground. State-of- the-Art Reports, ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, held at Laffayette, Ind., vol 2, p. 1-54.
- BURMISTER, D. M. (1949). Principles and Techniques of Soil Identification. Proceedings, Annual Highway Research Board Meeting. National Research Council, Washington, DC, vol. 29, p.204-433.
- CAMPANELA, R. G., GILLESPIE, D., ROBERTSON, P. K. (1982). Pore pressure during cone penetration testing. In: ESOPT, 2., Amsterdam, vol 1, p. 507-512.
- CHANG, D. & LIEN, H. (2019). Developing a Three-Dimensional Finite-Difference Analysis for Piled Raft Foundation Settlements under Vertical Loads. 4th Bolivian International Conference on Deep Foundations, Santa Cruz, Bolívia, p. 177-191.
- CHEN, B. S. Y. & MAYNE, P. M. (1996). Statistical Relationships Between Piezocone Measurements and Stress History of Clays. Canadian Geotechnical Journal 33: 488-498.
- CLAYTON, C.R.I. (1993). The standard penetration test (SPT) – methods and use. Construction Industry Research and Information Association, Funder Report/ CP/7, CIRIA, London, 129 p.
- CINTRA, J. C., AOKI, N., ALBIERO, J. H. (2011). Fundações diretas: Projeto geotécnico. Oficina de Textos, São Paulo, vol. 1, 136 p.
- COLLET, H. B. (1978). Ensaio de Palheta de Campo em Argilas Moles da Baixada Fluminense. Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 243 p.
- COOKE, R. W. (1986). Piled raft foundations on stiff clays – a contribution to design philosophy. Geotechnique, vol. 36 (2): 169-303.
- COSTA, R. C. R., FILHO N. T., OLIVEIRA A. B. (1978). Geomorfologia. Folha AS.20 - Manaus. In: Projeto RADAMBRASIL - Levantamento de Recursos Naturais. Rio de Janeiro, MME/DNPM, 18:167-244.
- COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R., DANZIGER, F. A. B. (1993). Caracterização geotécnica de uma argila mole do Recife. Solos e Rochas, vol. 6, n. 4, p. 255-266.
- CUNHA, P. R. C., MELO J. H. G., SILVA O. B. (2007). Bacia do Amazonas. Boletim de Geociências Petrobrás, Rio de Janeiro. 15:227-251.
- CUNHA, R.P., SMALL, J.C., POULOS, H.G. (2000). "Class C" analysis of a piled raft case history in Gothenburg, Sweden. Conference: Geotech, Developments in Geotechnical Engineering, Bangkok, vol.1.

DANZIGER, F. A. B. (1990). Desenvolvimento de Equipamento para Realização de Ensaio de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles. Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 593 f.

DAS, B. M. (2006). Fundamentos de Engenharia Geotécnica. Thomson Canada Limited. 6ª ed., 562 p.

DÉCOURT, L., QUARESMA, A. R. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: 6º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, 6, ABMS. Rio de Janeiro, vol.1, p. 45-53.

DÉCOURT, L. (1989). The Standard Penetration Test. State-of-the-art report. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12, Rio de Janeiro, vol. 4, p. 2405-2416.

DÉCOURT, L. & NIYAMA, S. (1994). Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils. Proc. 13th ICSFME, New Delhi, India, p. 477-486.

DÉCOURT, L. (1995). On the load-settlement behavior of piles. Revista Solos e Rochas, ABMS, São Paulo, Brasil, 1995, vol. 18 (2): 93–112.

DE BEER, E. E. (1970). Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity of Sands, Géotechnique, vol. 20, n. 4.

DE MIO, G. (2010). Condicionantes Geológicas na Interpretação de Ensaios de Piezocone para Identificação Estratigráfica na Investigação Geotécnica e Geoambiental. Tese de Doutorado, USP, São Carlos, SP, 359 p.

DE OLIVEIRA JUNIOR, M. (2018). Análise numérica de fluência estática de misturas asfálticas via MEF: Estudo da fase Agregados Graúdos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 82 p.

DE RUITER, J. & BERINGEN, F. L. (1979). Pile foundation for large North Sea structure. Marine Geotechnology, vol. 3 (3): 267-314.

DOUGLAS, B. J. & OLSEN, R. S. (1981). Soil Classification using electric cone penetrometer. Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE, St. Louis, p. 209-227.

DUNCAN, J. M., BUCHIGNANI, A. L. (1975). An Engineering Manual for Settlement Studies. Berkeley: Department of Civil Engineering, University of California.

EUROCODE (1997). Eurocode 7 Geotechnical Design. Part 1: General Rules, 171 p.

EUROCODE (1999). Eurocode 7 Geotechnical Design. Part 3: Design assisted by Field testing, 150 p.

FELLENIOUS, B. H. (2019). Basics of Foundations Design. Edição eletrônica disponível em <www.Fellenius.net>, 484 p. Acessado em 01/03/19.

FREITAS, A.C. (2010). Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, 231 p.

FREITAS NETO, O. (2013). Avaliação Experimental e Numérica de Radiais Estaqueados com Estacas Defeituosas em Solo Tropical do Brasil. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-088/2013, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 253 p.

HARTMAN, H. L. (1987). *Introductory Mining Engineering*. John Wiley & Sons, Inc. United States of America, 1st ed., 622 p.

HERNALSTEENS, C. M. O. & LAPA R. P. (1988). Bauxita de Porto Trombetas, Oriximiná, Pará. *Principais Depósitos Mineraiis do Brasil*. Brasília, p. 621-639.

HERNALSTEENS, C. M. O. (1982). Bauxita de Porto Trombetas. In: SBG, 32 Congresso Brasileiro de Geologia, Salvador, BA. *Anais*, (3):1100-1114.

HORIKOSHI, K. & RANDOLPH, M. F. (1997). On the definition of raft—soil stiffness ratio for rectangular rafts. *Géotechnique*, vol. 47(5): 1055-1061.

. *Soils and Foundations*, 39 (2):59–68.

HVORSLEV, M. J. (1949). *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes – Waterways Experiment Station*. Vicksburg, Mississippi, USA.

ISSLER R. S., ANDRADE A. M. G., GUIMARÃES G., SILVA G. G., LIMA M. I. C., (1974). *Geologia da Folha SA. 22*. Belém. Projeto RADAMBRASIL - Levantamento de Recursos Naturais, v.5. Rio de Janeiro, MME/DNPM, 438.

ISSMGE (1989). *International Reference Test Procedure for Cone Penetration Test (CPT)*. Report of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16. Swedish Geotechnical Institute, Linkoping.

JAMIOLKOWSKI, M., GHIONNA, V. N., LANCELLOTTA, R., PASQUALINI, E. (1988). *New Correlations of Penetration Tests for Design Practice*. International Symposium on Penetration Testing, ISOPT, 1. Orlando, USA, vol.1, p. 263-296 p.

JEFFERIES, M. & DAVIES, M. (1993). Use of CPTU to Estimate Equivalent SPT N_{60} . *Geotechnical Testing Journal*, 16 (4): 458-468 p.

LADD, C. C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, FL, POULOS, H. G. (1977). *Stress-Deformation and Strength Characteristics*. State-of-the Art Reports. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, vol. 2, p. 421-494.

LEON, R.F.P. (2017). *Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsáveis do Distrito Federal*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, G.DM-284/17, Universidade de Brasília, 156 p.

LUNNE T., ROBERTSON, P. K., POWELL, J. J. M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Taylor & Francis, 1st edition, Blackie Academic & Professional, London, 312 p.

MACCARINI, M., TEIXEIRA, V. H., SANTOS, G. T., FERREIRA, R. S. (1988). *Sedimentos quaternários do litoral de Santa Catarina*. *Anais do Simpósio sobre Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras*. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, vol. 1, 362-393 p.

MACHADO, O. V. B. (1988). *Estudo experimental de um aterro fundado sobre estacas de brita*. *Anais do Simpósio sobre Depósitos Quaternários as Baixadas Litorâneas Brasileiras*. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, vol. 1, p. 4.37-4.61.

MARJANOVIĆ, M., VUKIĆEVIĆ, M., KONIG, D., SCHANZ, T. & SCHAFFER, R. (2016). *Modeling of Laterally Loaded Piles Using Embedded Beam Elements*. *Proceedings of International Conference Contemporary Achievements in civil Engineering*, Subotica, Servia, p. 349-358.

- MASSAD, F. (2009). Solos marinhos da Baixada Santista: características e propriedades geotécnicas. Oficina de Textos, São Paulo, 248 p.
- MAYNE P. W. & MITCHELL, J. K. (1988). Profiling of Overconsolidation Ratio in Clays by Field Vane. Canadian Geotechnical Journal, 25, p. 150-157.
- MAYNE P. W. & PEUCHEN J. (2018). CPTU bearing factor N_{kt} for undrained strength evaluation in clays. Fourth International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'18), Delft, Holand.
- MEYERHOF, G.G. (1982). Limit states design in geotechnical engineering. Structural Safety, 1, Elsevier Scientific Publishing Company, p. 67-71.
- NASCIMENTO D. A., MAURO C. A., GARCIA M. G. L. (1976). Geomorfologia. Folha AS.21 - Santarém. Projeto RADAMBRASIL - Levantamento de Recursos Naturais. Rio de Janeiro, MME/DNPM, 10:131-181 p.
- OLIVEIRA, B.L.M. (2018). Avaliação do Atrito Negativo em Grupos de Estacas Assentes em Solos Moles. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 125 p.
- ORTIGÃO, J. A. R. (1988). Experiência com ensaios de palheta na terra e no mar. Simpósio sobre novos conceitos em ensaios de campo e laboratório. Rio de Janeiro, UFRJ: vol. 3, p. 157-180.
- ORTIGÃO, J. A. R. (2007). Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Terratek, Rio de Janeiro, RJ. 3ª ed., 383 p.
- ORTIGÃO, J. A. R., COLLET, H. B. (1986). A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta. Solos e Rochas, vol. 9(2): 33-45.
- PACHECO SILVA, F. (1970). Uma Nova Construção Gráfica para Determinação da Pressão de Pré-Adensamento de uma Amostra de Solo. 4º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Rio de Janeiro, vol. 2, p. 225-232.
- PALMEIRA, E. M. (2017). Notas de aula: Resistência ao Cisalhamento de Argilas. Programa de Pós-graduação em Geotecnia – UnB, Brasília, DF.
- PLAXIS (2016). Manual de Referência PLAXIS 3D 2016.
- POULOS, H. G. (2001). Piled raft foundations: design and applications. Géotechnique, vol. 51(2): 95-113 p.
- POULOS, H. G. (2017). Tall Building Foundation Design. 1st ed. Taylor & Francis Group, 561 p.
- RANDOLPH, M. F. (1994.b). Design methods for pile groups and rafts. Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, 1: 61-82.
- RANDOLPH, M. F., REUL, O. (2019). Practical approaches for design of pile groups and piled rafts. In 4º Congreso Internacional de Fundaciones Profundas Bolivia. Santa Cruz Bolívia, p. 13-39.
- ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., GREIG, J (1986). Use of piezometer cone data. Proc., In-Situ 86, Specialty Conference, ASCE, Blacksburg, USA, p. 1263-1280.
- ROBERTSON, P.K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, vol. 27(1): 151-158.

ROBERTSON, P. K. & WRIDE, C. (1998). Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35, p. 442-459.

ROBERTSON, P.K. (2009). Interpretation of cone penetration test – a unified approach. *Canadian Geotechnical Journal*, vol 46 (11): 1337-1355.

ROBERTSON, P.K. (2010). Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using cone penetration test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*. 136(6): 842-853.

ROBERTSON, P.K. & CABAL K. L. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*. Gregg Drilling & Testing, Inc. Signal Hill, California, 6 ed, 133 p.

ROBERTSON, P.K. (2016). Cone penetration test (CPT) – based soil behavior (SBT) classification system – an update. *Canadian Geotechnical Journal*. 53: 1910-1927.

ROCHA FILHO, P., ALENCAR, J. A. (1985). Piezocone tests in the Rio de Janeiro soft clay deposit. *Proceedings of the 12th Int. Conf. Soil Mech. Found Eng., San Francisco*, vol. 2, p. 869-862.

RODRIGUEZ, J.F.R. (2010). *Modelado del Comportamiento de Pilotes e Inclusiones Sometidos a Consolidacion Regional, en la Zona Lacustre de la Ciudad de Mexico*. Tese de Doutorado. UNAM, México, 244 p.

ROSCOE, K. H. & BURLAND, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behavior of wet clay, in *Engineering Plasticity*, J. Heyman and F. A. Leckie. Cambridge University Press, Cambridge.

SALES, M. M., CUNHA, R. P., FARIAS, M.M., SMALL, J.C. & POULOS, H.G. (2000). Comparisons of some programs for analyzing piled raft problems. *Developments in Geotechnical Engineering, Southeast Asian Geotechnical Society, Bangkok, Thailand*, v. 1, 10 p.

SALES, M. M., SMALL, J. C. & POULOS, H.G. (2010). Compensated piled rafts in clayey soils: behavior, measurements and predictions. *Canadian Geotechnical Journal* 47, p. 327-345.

SAMPAIO, J. A., ANDRADE, M. A.C., DUTRA, A. J. B. (2008). *Rochas e Minerais Industriais – CETEM/2008*, 2 ed., p. 311-314.

SANDRONI, S. S., BRUGGER, P. J., ALMEIDA, M. S., LACERDA, W. A. (1997). *Geotechnical Properties of Sergipe clay*. *Proceeding of the Int. Symposium Recent Develop. Soil Pav. Mech., Rio de Janeiro*, p. 271-277.

SCHNAID F., ODEBRECHT E. (2012). *Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 2 ed, 223 p.

SCHNAID F. (2009). *In situ testing in geomechanics*. Taylor & Francis, New York, 1 ed, 329 p.

SCHNEIDER, J.A., RANDOLPH, M.F., MAYNE, P.W. & RAMSEY, N.R. (2008). Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 134 (11): 1569-1586.

SCHOFIELD, A. N. & WROTH, C. P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. *Lecturers in Engineering at Cambridge University*. McGraw-Hill Book Co, London, 218 p.

SKEMPTON, A.W. (1986). Standard penetration test procedures and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and over consolidation. *Géotechnique*, 36(3):425–447.

SKEMPTON, A. W. & MACDONALD, (1956). The Allowable Settlement of Buildings. *Proceedings of the ICE*, vol. 5, p. 727-768.

SKEMPTON, A. W. & NORTHEY, R. D. (1952). The sensitivity of clays. *Géotechnique*, vol. 36, n. 3, p. 425-447.

SOARES, J. C. G., CARRARESL F. V., SCHETTINO A. A. F. (1984). Geologia e lavra da bauxita de Trombetas. In: *Anais do Symposium Amazônico*, Manaus, AM, MME/DNPM. 5:447-457.

SOARES, J. M., SCHNAID, F., BICA, A. V. D. (1997). Determination of the characteristics of a sot clay deposit in Southern Brazil. In: *International Symposium Recent Develop. Soil Pav. Mech.* Rotterdam: Balkema Publ., p. 297-302.

SOUZA, T. C. (2018). Metodologia de Avaliação de Liquefação em Barragens de Rejeito: Uma Abordagem Probabilística. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 269 p.

TEIXEIRA, A. H. (1988). Capacidade de carga de estacas pré-moldadas em concreto nos sedimentos quaternários da Baixada Santista. *Anais do Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras*. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, vol. 2, p. 5.1-5.25.

TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York, 511 p.

USGS (2019). U. S. Geological Survey, 2019, Mineral Commodity Summaries 2019. U.S. Department of the Interior. Reston, Virginia, 200 p. Disponível em: <https://doi.org/10.3133/70194932>. Acessado em 05/05/19.

VARGAS, M., SILVA, F. R. (1973). O problema de fundações de edifícios altos: experiência em São Paulo e Santos. In: *Conferência Regional Sul-Americana sobre Edifícios Altos*. Porto Alegre.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. (2012). Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. *Oficina de Textos*, São Paulo, SP, volume único, 583 p.

VERMEER, P. A. & VAN LANGEN, H., (1989). Soil collapse computations with finite elements. *Ingenieur-Archiv*, vol 59(3): 221-236.

VÉSIC, A. S. (1972). Bearing Capacity of Shallow Foundation. *Foundation Engineering handbook*, New York, Ed. Van Nostrand Reinhold Co, p. 121-147.

VÉSIC, A. S. (1975). *Principles of Pile Foundation Design*. Soil Mechanics, series, n. 38, Durham.

WOOD, D. M. (1990). *Soil Behavior and Critical State Soil Mechanics*. Press Syndicate of the University of Cambridge, Cambridge. 1st ed., 231 p.

ADENDO A – RESULTADO ENSAIOS DE CAMPO

A.1 – BOLETINS DE SONDAEM

BOLETIM DE SONDAEM SPT-05

INDICE DE PENETRAÇÃO N (S.P.T.) <small>(1º golpe / 30 cm iniciais)</small>					Nº DE GOLPES ENSAIO S.P.T.	Nº DE 30 CM INICIAIS N - S.P.T.	COMPACTAÇÃO* OU CONSISTÊNCIA*	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	DESCRÇÃO DO MATERIAL	K - COEFICIENTE PERMEABILIDADE (cm/s)	
COMPACTACIDADE - SOLOS ARENOSOS												
POUCO COMPACTA	METODIAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA									
10	20	30	40	50								
					01	01 02 04 15 15 15	03	06	MÉDIA(O)†	0.40	ATERRO - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A MÉDIA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES AMARELO E ROXO	
					02	01 02 03 15 15 15	03	05	MOLE*	2.80	ATERRO (FILHA) - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COR AMARELA	
					03	02 03 05 15 15 15	05	08	MÉDIA(O)†	4.90	ATERRO (FILHA) - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, COR AMARELO	2,17E-05
					04	01 03 04 15 15 15	04	07	MÉDIA(O)†	8.95	ATERRO (FILHA) - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, CORES AMARELO E MARROM CLARO	
					05	01 01 02 20 10 15	2/30	3/25	MOLE*			
					06	01 01 30 19	2/49	1/19	MUITO MOLE*		5,49E-05	
					07	01 02 03 15 15 15	03	05	MOLE*			
					08	01 02 04 15 15 15	03	06	MÉDIA(O)†	11.05	ATERRO (FILHA) - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, COR AMARELO	2,61E-05
					09	01 02 04 15 15 15	03	06	MÉDIA(O)†			
					10	02 02 04 15 15 15	04	06	RUA(O)†			
					11	04 05 07 15 15 15	09	12	MÉDIA(O)†	14.98	ATERRO (FILHA) - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COR AMARELA	1,48E-05
					12	04 03 04 15 15 15	07	07	RUA(O)†			
					13	04 05 06 15 15 15	09	11	MÉDIA(O)†	17.59	ATERRO (FILHA) - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES AMARELO E MARROM CLARO	1,09E-05
					14	05 05 07 15 15 15	10	12	RUA(O)†			
					15	04 05 08 15 15 15	09	13	MÉDIA(O)†			
					16	04 07 08 15 15 15	11	15	RUA(O)†			
					17	04 05 09 15 15 15	09	14	MÉDIA(O)†			
					18	05 07 10 15 15 15	12	17	RUA(O)†			
					19	04 08 10 15 15 15	12	18	MÉDIA(O)†			
					20	05 07 09 15 15 15	12	16	RUA(O)†			

INDICE DE PENETRAÇÃO N (S.P.T.)					N° DE GOLPES ENSAIO S.P.T.	N° DE GOLPES 30 cm INICIAIS N - S.P.T.	COMPACTIDADE** OU CONSISTÊNCIA*	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m): { INICIAL: 19.45 ESG. FINAL: 23.80 PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 24.50m PROCESSO DE PERFURAÇÃO { TRADO 00.00 A 10.00 LAVAGEM 10.45 A 31.00	K - COEFICIENTE PERMEABILIDADE (cm/s)																								
COMPACTIDADE - SOLOS ARENOSOS																																			
POUA	POU COMPACTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA																															
	10	20	30	40																															
					21	05 08 12 15 15 15	13	20	DURA(O)*	21.50	ATERRO (PILHA) - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A MÉDIA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES AMARELO E MARROM CLARO	4,47E-06																							
					22	04 04 05 15 15 15	08	09			ATERRO (PILHA) - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COR AMARELA																								
					23	03 04 08 15 15 15	07	10	MÉDIA(O)*																										
					24	04 05 08 15 15 15	09	13				3,50E-05																							
					26	05 05 08 15 15 15	10	13	RUA(O)*																										
					26	05 08 09 15 15 15	13	17		26.30																									
					27	03 03 07 15 15 15	06	10	MÉDIA(O)*		SOLO RESIDUAL - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, POUCO SILTOSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES VARIEGADAS ROXO, CINZA E AMARELA																								
					28	04 05 08 15 15 15	09	13																											
					29	05 06 07 15 15 15	11	13																											
					30	08 07 09 15 15 15	13	16	RUA(O)*	30.48																									
					31	05 08 11 15 15 15	13	19		31.45	SOLO RESIDUAL - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, CORES VARIEGADAS ROXO, CINZA CLARO E MARROM CLARO																								
					32					(*)	(*) PERFURAÇÃO PARALISADA POR DETERMINAÇÃO DA FISCALIZAÇÃO																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">LEITURAS DE NÍVEL D'ÁGUA</th> </tr> <tr> <th>DATA</th> <th>HORA</th> <th>PROFUNDIDADE</th> <th>OBSERVAÇÕES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>01/03/2018</td> <td>07:00</td> <td>19.45m</td> <td>ESGOTADO/SECO</td> </tr> <tr> <td>01/03/2018</td> <td>12:02</td> <td>24.50m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>01/03/2018</td> <td>12:12</td> <td>24.00m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>01/03/2018</td> <td>12:22</td> <td>23.80m</td> <td>---</td> </tr> </tbody> </table>												LEITURAS DE NÍVEL D'ÁGUA				DATA	HORA	PROFUNDIDADE	OBSERVAÇÕES	01/03/2018	07:00	19.45m	ESGOTADO/SECO	01/03/2018	12:02	24.50m	---	01/03/2018	12:12	24.00m	---	01/03/2018	12:22	23.80m	---
LEITURAS DE NÍVEL D'ÁGUA																																			
DATA	HORA	PROFUNDIDADE	OBSERVAÇÕES																																
01/03/2018	07:00	19.45m	ESGOTADO/SECO																																
01/03/2018	12:02	24.50m	---																																
01/03/2018	12:12	24.00m	---																																
01/03/2018	12:22	23.80m	---																																

BOLETIM DE SONDAGEM – SPT-08

INDICE DE PENETRAÇÃO N (S.P.T.) (nº golpes / 30 cm iniciais) (nº golpes / 30 cm finais)					Nº DE GOLPES ENSAIO S.P.T.	Nº DE GOLPES		COMPACTAÇÃO* OU CONSISTÊNCIA*	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	DESCRÇÃO DO MATERIAL	K - COEFICIENTE PERMEABILIDADE (cm/s)
COMPACTAÇÃO - SOLOS ARENOSOS						30 cm INICIAIS	N - S.P.T.					
POISA	POCO COMPACTA	MEDIAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA								
10	20	30	40	50								
					01	05 08 07 15 15 15	11	13		0.65	ATERRO - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES MARROM E AMARELO	
					02	06 07 08 15 15 15	13	15				
					03	06 07 08 15 15 15	13	15	RUA(O)F			5,42E-06
					04	05 07 08 15 15 15	12	15		4.00		
					05	04 06 06 15 15 15	09	11				
					06	04 06 05 15 15 15	09	10	MÉDIA(O)F		ATERRO - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES AMARELO E MARROM	7,81E-06
					07	04 06 06 15 15 15	09	11	RUA(O)F			
					08	07 12 14 15 15 15	19	26	DURA(O)F	7.95		
					09	05 07 09 15 15 15	12	16	RUA(O)F	9.35	ATERRO - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES MARROM E AMARELO	
					10	04 04 05 15 15 15	08	09		10.30	ATERRO (FILHA) - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM DETRITOS VEGETAIS E PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES VERDE ESCURO E MARROM	7,74E-05
					11	04 05 05 15 15 15	09	10	MÉDIA(O)F			
					12	04 06 06 15 15 15	09	11	RUA(O)F	12.75	ATERRO (FILHA) - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES AMARELO E MARROM	9,86E-06
					13	04 06 06 15 15 16	09	11/31				
					14	04 04 06 16 14 15	8/30	10/29			ATERRO (FILHA) - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS E DETRITOS VEGETAIS, CORES AMARELO E MARROM	1,55E-05
					15	03 04 05 15 15 15	07	09				
					16	02 03 05 15 15 15	05	08	MÉDIA(O)F	16.00		
					17	03 04 05 15 15 15	07	09			ATERRO (FILHA) - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES AMARELO E MARROM	
					18	03 04 04 15 15 15	07	08				5,63E-06
					19	03 04 03 15 16 14	7/31	7/30		18.90	ATERRO (FILHA) - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COR AMARELA	
					20	02 02 03 15 15 15	04	05		20.00		
OBSERVAÇÕES:												
CONSISTÊNCIA - SOLOS ARGILOSOS												

INDICE DE PENETRAÇÃO N (S.P.T.)					N° DE GOLPES ENSAIO S.P.T.	N° DE GOLPES 30 cm INICIAIS N - S.P.T.	COMPACIDADE** OU CONSISTÊNCIA*	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m): { INICIAL: 07.80 FINAL: 06.53  } PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 24.50m PROCESSO DE PERFURAÇÃO { TRADO 00.00 A 08.00 LAVAGEM 08.45 A 33.00 }	K-COEFICIENTE PERMEABILIDADE (cm/s)																											
COMPACIDADE - SOLOS ARENOSOS																																						
POUA	POU COMPACTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA																																		
10																																						
20																																						
30																																						
40																																						
50																																						
					21	02 02 03 16 14 16	4/30 5/30	MOLE*			8,45E-06																											
					22	02 02 03 15 16 14	5/31 6/30	MÉDIA(O)*		ATERRO (PILHA) - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM MATERIAIS ORGÂNICOS, CORES VERDE E CINZA																												
					23	02 02 03 16 14 16	4/30 5/30	MOLE*																														
					24	02 03 15 15 15 15	05 18	RUA(O)*		24.30		8,86E-06																										
					25	02 03 03 15 16 15	5/31 6/31	MÉDIA(O)*	24.49	ATERRO (PILHA) - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM DETRITOS VEGETAIS, CORES VERDE E CINZA ESCURO																												
					26	02 02 03 16 14 17	4/30 5/31	MOLE*			8,86E-06																											
					27	02 03 05 15 15 15	05 08	MÉDIA(O)*		27.00		ATERRO (PILHA) - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS E PORÇÕES DE MATERIAIS ORGÂNICOS, CORES CINZA E AMARELO																										
					28	05 08 12 15 15 15	13 20	DURA(O)*		28.00	8,86E-06																											
					29	06 10 14 15 15 15	16 24			SOLO RESIDUAL - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES VARIEGADAS ROXO, CINZA E AMARELO																												
					30	09 14 18 15 15 15	23 30			SOLO RESIDUAL - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, CORES VARIEGADAS CINZA CLARO, ROXO E AMARELO																												
					31	10 15 18 15 15 15	25 33			31.00																												
					32	09 14 18 15 15 15	23 30																															
					33	08 13 15 15 15 15	21 28			33.45																												
					34					(¹)																												
(¹) PERFURAÇÃO PARALISADA POR DETERMINAÇÃO DA FISCALIZAÇÃO																																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">LEITURAS DE NÍVEL D'ÁGUA</th> </tr> <tr> <th>DATA</th> <th>HORA</th> <th>PROFUNDIDADE</th> <th>OBSERVAÇÕES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>08/03/2018</td> <td>14:50</td> <td>07.80m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>08/03/2018</td> <td>15:00</td> <td>07.20m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>08/03/2018</td> <td>15:10</td> <td>06.95m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>09/03/2018</td> <td>07:00</td> <td>10.63m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>10/03/2018</td> <td>17:00</td> <td>06.53m</td> <td>---</td> </tr> </tbody> </table>											LEITURAS DE NÍVEL D'ÁGUA				DATA	HORA	PROFUNDIDADE	OBSERVAÇÕES	08/03/2018	14:50	07.80m	---	08/03/2018	15:00	07.20m	---	08/03/2018	15:10	06.95m	---	09/03/2018	07:00	10.63m	---	10/03/2018	17:00	06.53m	---
LEITURAS DE NÍVEL D'ÁGUA																																						
DATA	HORA	PROFUNDIDADE	OBSERVAÇÕES																																			
08/03/2018	14:50	07.80m	---																																			
08/03/2018	15:00	07.20m	---																																			
08/03/2018	15:10	06.95m	---																																			
09/03/2018	07:00	10.63m	---																																			
10/03/2018	17:00	06.53m	---																																			
OBS: NÍVEL D'ÁGUA OU INFILTRAÇÃO																																						

BOLETIM DE SONDAGEM – SPT-15

INDICE DE PENETRAÇÃO N (S.P.T.) (nº golpes / 30 cm iniciais) (nº golpes / 30 cm finais)					Nº DE GOLPES ENSAIO S.P.T.	Nº DE GOLPES		COMPACIDADE** OU CONSISTÊNCIA*	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	DESCRÇÃO DO MATERIAL	K - COEFICIENTE PERMEABILIDADE (cm/s)		
COMPACIDADE - SOLOS ARENOSOS						30 cm INICIAIS	N - S.P.T.							
POUA	POUO COMPACTA	MEDIAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA										
10	20	30	40	50										
					01	02 02 03 15 15 16	04	5/31		0.50	ATERRO - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, CORES VARIEGADAS ROXO, CINZA E AMARELO	PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m): INICIAL: 19.00 FINAL: 13.50 PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 18.50m PROCESSO DE PERFURAÇÃO: TRADO 00.00 A 10.00 LAVAGEM 10.45 A 19.00	1,36E-06	
					02	02 02 02 15 15 15	04	04		2.50	ATERRO - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES AMARELO E MARROM			
					03	02 03 02 15 16 14	5/31	5/30		6.15	ATERRO (FILHA) - ARGILA POUCA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COR AMARELA			4,06E-05
					04	02 02 03 15 15 16	04	5/31						
					05	02 01 02 17 13 15	3/30	3/28		6.35	ATERRO (FILHA) - ARGILA POUCA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COR AMARELA			4,17E-05
					06	02 03 02 15 20 12	5/35	5/32						
					07	01 02 02 16 28 12	3/44	4/40		7.60	ATERRO (FILHA) - ARGILA POUCA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COR AMARELA			2,32E-06
					08	02 02 03 15 15 15	04	05						
					09	02 03 03 15 16 14	5/31	6/30		13.87	SOLO RESIDUAL - ARGILA SILTO-ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, CORES VARIEGADAS ROXO, CINZA CLARO E AMARELO			5,66E-06
					10	02 03 03 15 15 15	05	06						
					11	02 03 02 15 16 14	5/31	5/30		17.80	SOLO RESIDUAL - ARGILA SILTOSA, POUCA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, CORES VARIEGADAS ROXO, CINZA E AMARELO			2,83E-06
					12	02 02 03 15 15 15	04	05						
					13	02 03 03 15 16 14	5/31	6/30		19.45	SOLO RESIDUAL - ARGILA SILTOSA, CORES ROXO CLARO E CINZA CLARO			
					14	06 07 10 15 15 15	13	17						
					15	05 08 12 15 15 15	13	20						
					16	07 10 15 15 15 15	17	25						
					17	07 13 15 15 15 15	20	28						
					18	07 14 17 15 15 15	21	31						
					19	05 12 16 15 15 15	17	28						
					20									

LEITURAS DE NÍVEL D'ÁGUA			
DATA	HORA	PROFUNDIDADE	OBSERVAÇÕES
01/03/2018	11:20	19.00m	---
01/03/2018	11:30	18.65m	---
01/03/2018	11:40	18.30m	---
02/03/2018	12:00	13.50m	---

OBSERVAÇÕES: (*) (*) PERFURAÇÃO PARALISADA POR DETERMINAÇÃO DA FISCALIZAÇÃO

BOLETIM DE SONDAGEM – SPT-33

INDICE DE PENETRAÇÃO N (S.P.T.)					Nº DE GOLPES ENSAIO S.P.T.	Nº DE GOLPES		COMPACTAÇÃO** OU CONSISTÊNCIA*	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m): INICIAL: 24.77 ESG. FINAL: 27.03 FECH. PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 24.50m PROCESSO DE PERFURAÇÃO: TRADO 00.00 A 10.00 LAVAGEM 10.45 A 27.00	K - COEFICIENTE PERMEABILIDADE (cm/s)
COMPACTAÇÃO - SOLOS ARENOSOS						30 cm INICIAIS	N - S.P.T.					
POUA	POUCO COMPACTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA								
10	20	30	40	50								
					01	02 03 05 15 15 15	05	08	MÉDIA(O)'	0.70	ATERRO - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A MÉDIA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES VARIEGADAS AMARELO E ROXO	
					02	02 04 05 15 15 15	06	09		2.59	ATERRO (PILHA) - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, COR AMARELO COM MANCHAS ROXAS	
					03	01 02 04 15 15 15	03	06				8,13E-06
					04	02 03 04 15 15 15	05	07				
					05	01 03 04 15 15 15	04	07				
					06	02 03 05 15 15 15	05	08				1,22E-05
					07	01 02 04 15 15 15	03	06		7.08		
					08	02 01 03 20 10 16	3/30	4/26	MOLE'	8.79	ATERRO (PILHA) - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COR AMARELO	
					09	01 01 02 18 12 15	2/30	3/27				3,19E-06
					10	01 02 01 15 19 11	3/34	3/30				
					11	01 02 03 15 15 15	03	05	MÉDIA(O)'	12.50	ATERRO (PILHA) - ARGILA SILTO-ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A MÉDIA, COR CINZA ESCURO	2,03E-06
					12	02 03 03 15 15 15	05	06				
					13	01 02 01 15 20 10	3/35	3/30	MOLE'	15.30	ATERRO (PILHA) - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, COR AMARELO COM MANCHAS CINZA	2,61E-06
					14	01 01 02 20 12 14	2/32	3/26				
					15	02 02 02 15 15 15	04	04				
					16	03 02 02 15 15 15	05	04				
					17	01 02 03 15 15 15	03	05	MÉDIA(O)'	19.00	ATERRO (PILHA) - ARGILA SILTO-ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A MÉDIA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES VERDE E CINZA	2,47E-06
					18	02 01 02 15 15 15	03	03				
					19	02 02 02 15 15 15	04	04				
					20	02 03 03 15 15 15	05	06	MÉDIA(O)'		ATERRO (PILHA) - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO GROSSA, POUCO SILTOSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES ROXO CLARO, MARROM E CINZA	

RESIST. R/LIA DURA OBSERVAÇÕES:

ÍNDICE DE PENETRAÇÃO N (S.P.T.) (nº golpes / 30 cm iniciais) (nº golpes / 30 cm finais)					Nº DE GOLPES ENSAIO S.P.T.	Nº DE GOLPES		COMPACTIDADE** OU CONSISTÊNCIA*	PERFIL GEOLOGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	DESCRÇÃO DO MATERIAL	K - COEFICIENTE PERMEABILIDADE (cm/s)																																
COMPACTIDADE - SOLOS ARENOSOS						30 cm INICIAIS	N - S.P.T.						PROFUNDIDADE DO NÍVEL DE ÁGUA (m): INICIAL: 24.77 ESG. FINAL: 27.03 FECH.	PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO: 24.50m	PROCESSO DE PERFURAÇÃO TRADO 00.00 A 10.00 LAVAGEM 10.45 A 27.00																													
POUA	POU COMPACTA	MEDIANAMENTE COMPACTA	COMPACTA	MUITO COMPACTA																																								
10	20	30	40	50																																								
					21	02 03 03 15 15 15	05	06	MÉDIA(0)*	21.78	ATERRO (PILHA) - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO GROSSA, POUCO SILTOSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES ROXO CLARO, MARROM E CINZA	1,91E-08																																
					22	02 03 04 15 15 15	05	07																																				
					23	03 03 03 15 15 15	06	06																																				
					24	03 04 04 15 15 15	07	08			24.68	SOLO RESIDUAL - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A MEDIA, CORES VARIEGADAS MARROM CLARO E CINZA CLARO	1,20E-08																															
					25	03 03 05 15 15 15	06	08																																				
					26	04 04 04 15 15 15	08	08			SOLO RESIDUAL - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO GROSSA, CORES VARIEGADAS ROXO, CINZA CLARO E MARROM CLARO																																	
					27	04 03 05 15 15 15	07	08		27.45																																		
					28					(*)	(*) PERFURAÇÃO PARALISADA POR DETERMINAÇÃO DA FISCALIZAÇÃO NÃO SAIU A AMOSTRA N° 11																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">LEITURAS DE NÍVEL D'ÁGUA</th> </tr> <tr> <th>DATA</th> <th>HORA</th> <th>PROFUNDIDADE</th> <th>OBSERVAÇÕES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>16/02/2018</td> <td>17:53</td> <td>13.78m</td> <td>ESGOTADO</td> </tr> <tr> <td>17/02/2018</td> <td>07:18</td> <td>13.18m</td> <td>FECHADO</td> </tr> <tr> <td>17/02/2018</td> <td>11:55</td> <td>24.77m</td> <td>ESGOTADO</td> </tr> <tr> <td>17/02/2018</td> <td>12:02</td> <td>25.18m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>17/02/2018</td> <td>12:12</td> <td>26.08m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>19/02/2018</td> <td>12:43</td> <td>27.03m</td> <td>FECHADO</td> </tr> </tbody> </table>													LEITURAS DE NÍVEL D'ÁGUA				DATA	HORA	PROFUNDIDADE	OBSERVAÇÕES	16/02/2018	17:53	13.78m	ESGOTADO	17/02/2018	07:18	13.18m	FECHADO	17/02/2018	11:55	24.77m	ESGOTADO	17/02/2018	12:02	25.18m	---	17/02/2018	12:12	26.08m	---	19/02/2018	12:43	27.03m	FECHADO
LEITURAS DE NÍVEL D'ÁGUA																																												
DATA	HORA	PROFUNDIDADE	OBSERVAÇÕES																																									
16/02/2018	17:53	13.78m	ESGOTADO																																									
17/02/2018	07:18	13.18m	FECHADO																																									
17/02/2018	11:55	24.77m	ESGOTADO																																									
17/02/2018	12:02	25.18m	---																																									
17/02/2018	12:12	26.08m	---																																									
19/02/2018	12:43	27.03m	FECHADO																																									

BOLETIM DE SONDAGEM – SPT-45

INDICE DE PENETRAÇÃO N (S.P.T.)					Nº DE GOLPES ENSAIO S.P.T.	Nº DE GOLPES 30 CM INICIAIS N - S.P.T.	COMPACTIDADE* OU CONSISTÊNCIA*	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DA CAMADA (m)	DESCRÇÃO DO MATERIAL	K - COEFICIENTE PERMEABILIDADE (cm/s)																								
COMPACTIDADE - SOLOS ARENOSOS																																			
MOLE	COMPACTA	MUITO COMPACTA																																	
<p>INDICE DE PENETRAÇÃO N (S.P.T.)</p> <p>(1º golpes / 30 cm iniciais)</p> <p>(2º golpes / 30 cm finais)</p>																																			
10	20	30	40	50																															
					01	02 02 03 15 15 15	04	05	0.40	ATERRO - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES AMARELO E MARROM																									
					02	02 03 02 15 16 14	5/31	5/30		ATERRO - ARGILA POUCO SILTOSA, COR AMARELA																									
					03	02 02 03 15 15 15	04	05																											
					04	02 02 04 15 15 15	04	06	3.80		4,29E-06																								
					05	02 03 03 15 15 15	05	06	5.00	ATERRO - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES MARROM E AMARELO																									
					06	02 03 04 15 15 15	05	07		ATERRO - ARGILA, COR AMARELA	8,13E-07																								
					07	03 03 04 15 15 15	06	07	7.50																										
					08	03 04 05 15 15 15	07	09																											
					09	02 02 03 15 15 15	04	05	10.00	ATERRO - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES AMARELO E MARROM	1,28E-06																								
					10	02 02 02 15 15 15	04	04																											
					11	02 02 03 15 15 15	04	05	12.00	ATERRO (FILHA) - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM MATERIAIS ORGÂNICOS E PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES AMARELO ESVERDEADO E MARROM																									
					12	09 09 10 15 15 15	18	19	13.00	SOLO RESIDUAL - ARGILA ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA A GROSSA, COM PEDREGULHOS DE CONCREÇÕES FERRUGINOSAS, CORES VARIEGADAS ROXO, AMARELO E CINZA	4,19E-06																								
					13	08 09 10 15 15 15	17	19																											
					14	12 13 15 15 15 15	25	28																											
					15	12 14 16 15 15 15	26	30		SOLO RESIDUAL - ARGILA SILTOSA, POUCO ARENOSA, DE GRANULAÇÃO FINA, CORES VARIEGADAS ROXO, CINZA E AMARELO	8,39E-07																								
					16	11 15 17 15 15 15	26	32																											
					17	12 14 18 15 15 15	26	32	17.45																										
					18				(*)	(*) PERFURAÇÃO PARALISADA POR DETERMINAÇÃO DA FISCALIZAÇÃO																									
<p>LEITURAS DE NÍVEL D'ÁGUA</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>DATA</th> <th>HORA</th> <th>PROFUNDIDADE</th> <th>OBSERVAÇÕES</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>05/02/2018</td> <td>11:00</td> <td>16.00m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>05/02/2018</td> <td>11:10</td> <td>14.80m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>05/02/2018</td> <td>11:20</td> <td>14.20m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>05/02/2018</td> <td>11:30</td> <td>14.00m</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>06/02/2018</td> <td>12:00</td> <td>11.30m</td> <td>---</td> </tr> </tbody> </table>												DATA	HORA	PROFUNDIDADE	OBSERVAÇÕES	05/02/2018	11:00	16.00m	---	05/02/2018	11:10	14.80m	---	05/02/2018	11:20	14.20m	---	05/02/2018	11:30	14.00m	---	06/02/2018	12:00	11.30m	---
DATA	HORA	PROFUNDIDADE	OBSERVAÇÕES																																
05/02/2018	11:00	16.00m	---																																
05/02/2018	11:10	14.80m	---																																
05/02/2018	11:20	14.20m	---																																
05/02/2018	11:30	14.00m	---																																
06/02/2018	12:00	11.30m	---																																

