



Miryan Yumi Sakamoto

**Comportamento de um aterro de reforço para
contenção de resíduos de mineração construído
sobre solos moles**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da PUC-Rio.

Orientador: Prof. Celso Romanel

Coorientadora: Prof^ª Jackeline Rosemery Castañeda Huertas

Rio de Janeiro,
outubro 2022



Miryan Yumi Sakamoto

**Comportamento de um aterro de reforço para
contenção de resíduos de mineração construído
sobre solos moles**

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo.

Prof. Celso Romanel

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof^a Jackeline Rosemary Castañeda Huertas

Coorientadora

Consultora independente

Prof^a Christianne de Lyra Nogueira

UFOP

Sandro Salvador Sandroni

Sandro Sandroni Engenheiros Associados Ltda

Rio de Janeiro, 20 de outubro de 2022

Todos os direitos reservados. A reprodução, total ou parcial, do trabalho é proibida sem autorização da universidade, da autora e do orientador.

Miryan Yumi Sakamoto

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Santa Catarina. Ingressou no mestrado em Geotecnia pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em 2020. Principais áreas de interesse: aterros sobre solos moles, geotecnia computacional.

Ficha catalográfica

Sakamoto, Miryan Yumi

Comportamento de um aterro de reforço para contenção de resíduos de mineração construído sobre solos moles / Miryan Yumi Sakamoto ; orientador: Celso Romanel ; coorientadora: Jackeline Rosemery Castañeda Huertas. – 2022.

219 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2022.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Aterro sobre solos moles. 3. Análise numérica. 4. Adensamento primário. 5. Resíduos de mineração. I. Romanel, Celso. II. Castañeda Huertas, Jackeline Rosemery. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

À minha família. Obrigada por todo incentivo e suporte na minha formação acadêmica e de caráter.

À Universidade Federal de Santa Catarina pela minha excelente formação de graduação.

Ao professor Marciano Maccarini pela indicação da pós-graduação na PUC-Rio e, sobretudo pelos imensuráveis ensinamentos durante o período em que estive no Laboratório de Mecânica dos Solos UFSC.

Ao professor Henrique Magnani pelos inúmeros conselhos ao longo da minha trajetória e pelo exemplo de profissional que tive a oportunidade de conhecer.

Ao professor Rafael Higashi, por ter sido meu sensei na geotecnia.

Aos professores Wellington Repette e Orlando de Oliveira pela minha indicação à PUC-Rio.

À PUC-Rio e ao CNPq pelas bolsas de isenção e fomento que me permitiram realizar uma excelente pós-graduação. A todo o corpo técnico de professores pelo esforço em manter o ensino com qualidade, ainda que à distância e em meio às problemáticas da pandemia de COVID-19.

Aos professores Alberto Sayão e Vitor Aguiar pelas ótimas disciplinas ministradas que contribuíram para a compreensão dos fundamentos da mecânica dos solos empregados nesta dissertação.

Ao meu orientador professor Celso Romanel, pela escolha do tema e por ter compartilhado seu conhecimento ao longo dos últimos meses com material didático impecável e imensa paciência.

À Jackeline Castañeda, pela sempre disponibilidade em me auxiliar na interpretação dos dados e nas modelagens realizadas.

À professora Christianne Nogueira pela disponibilidade e interesse em contribuir para esta pesquisa.

Ao professor Sandro Sandroni, pela generosidade em compartilhar sua experiência geotécnica e seu otimismo com a engenharia brasileira.

Aos amigos que compartilharam das dificuldades de realizar o mestrado durante os anos de pandemia: Caio Marinho, Rebeca Fernandes, Lucas Zorzan, Luan Fontenelle, Diogo Schitkoski, Mário Garzon e Pepe Aynaya.

Aos colegas de Secretaria de Infraestrutura de Santa Catarina: Francis Fonseca, Geisebel Cruz e Juciel Schad, que compartilham diariamente das adversidades da profissão.

Acima de tudo, a Deus, por ter escolhido os melhores seres humanos para fazer parte da minha caminhada.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001.

Resumo

Sakamoto, Miryan Yumi; Romanel, Celso (Orientador); Huertas, Jackeline Castañeda (Coorientadora). **Comportamento de um aterro de reforço para contenção de resíduos de mineração construído sobre solos moles**. Rio de Janeiro, 2022. 219p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Na presente pesquisa, foi realizada a interpretação de comportamento da obra de reforço em um dique de contenção para resíduos de mineração construído sobre solos moles. Foram definidos o perfil geotécnico e as etapas de alteamento a serem analisadas pelo método de elementos finitos, no software Plaxis 2D. Para definição dos parâmetros, foram interpretados ensaios de campo e laboratório, sendo que nos ensaios de laboratório em que as curvas eram conhecidas, foi possível aplicar a otimização de parâmetros com a simulação de ensaios em uma extensão do Plaxis (*Soil test*). No caso dos solos silto arenosos e dos materiais de aterro, as interpretações foram feitas com o modelo *Hardening Soil Model*. Já para as camadas argilosas, foram simulados cinco diferentes cenários com os modelos: *Soft Soil Creep*, *Hardening Soil* e Mohr Coulomb com parâmetros de resistência efetivos e *Hardening Soil* e Mohr Coulomb com resistência não drenada. Os resultados de deslocamentos foram comparados entre si e com os dados do monitoramento de campo. Para análise da estabilidade os cinco cenários foram comparados entre si e com os resultados de uma análise convencional com equilíbrio limite em termos de tensões totais. Foi realizada também a aplicação do Método dos Volumes Deslocados como uma forma de verificar sua adequação para acompanhamento in situ da estabilidade da obra em cada etapa construtiva.

Palavras-chave

Aterro sobre solos moles; análise numérica; adensamento primário; resíduos de mineração.

Abstract

Sakamoto, Miryan Yumi; Romanel, Celso (Advisor); Huertas, Jackeline Castañeda (Co-advisor). **Behavior of a reinforcement landfill for mining waste containment built on soft soils**. Rio de Janeiro, 2022. 219p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

In this present research, it was done an interpretation of the reinforcement work's behavior in a containment dike/dam for mining waste built on soft soils. It was defined the geotechnical profile and the heightening steps to be performed using the finite element method in the Plaxis 2D software. To define the parameters, the field and laboratory tests were interpreted, and in the laboratory tests in which the curvatures were known, it was possible to apply parameters with the simulation of tests in an extension of Plaxis (Soil test). In the case of sandy silt soils and embankments materials, as was done with the *Hardening Soil Model*. For the clay layers, five different scenarios were simulated with the models: Soft Soil, *Hardening Soil* and Mohr Coulomb with effective strength parameters and *Hardening Soil* and Mohr Coulomb with undrained strength parameters. The displacement results were compared with each other and with field monitoring data. For the stability analysis the five scenarios were analyzed among themselves and with the results of a conventional analysis with limit equilibrium in terms of total strength. Also the application of the Displaced Volumes Method as a way of verifying its suitability to in situ monitoring of the stability of the work at each constructive stage.

Keywords

Embankment on soft soils; numerical analysis; primary consolidation; mining waste.

Sumário

1	Introdução	
1.1	Objetivos	1
1.1.1	Objetivos específicos	1
1.2	Estrutura da dissertação	1
2	Revisão bibliográfica	3
2.1	Depósitos de solos moles	3
2.2	Adensamento de solos saturados	4
2.3	Investigação geotécnica	13
2.3.1	Ensaio de laboratório	14
2.3.2	Ensaio de campo	20
2.4	Estimativas indiretas de parâmetros geotécnicos	29
2.4.1.	Peso específico	30
2.4.2.	Resistência ao cisalhamento	31
2.4.3.	Histórico de tensões	35
2.4.4.	Permeabilidade	36
2.4.5.	Parâmetros de deformabilidade	37
2.5.	Experiência em argilas brasileiras	39
2.6.	Monitoramento em depósitos de solos moles	39
2.6.1.	Placas de recalque	42
2.6.2.	Inclinômetros	43
2.6.3.	Piezômetros	45
3	Metodologias de análise	47
3.1	Modelagem numérica	47
3.1.1	Método dos elementos finitos	48
3.2	Modelos constitutivos	52
3.2.1	Modelos elásticos	53
3.2.2	Modelos elastoplásticos	54
3.3	Programa computacional PLAXIS 2D	68
3.3.1	Formulação de adensamento	74
3.3.2	Simulações de ensaios de laboratório	77
3.4	Métodos de controle de campo	78
3.4.1	Método dos Volumes Deslocados	79

3.4.2	Método de Asaoka	82
4	Caracterização da área de estudos	84
4.1	Geologia e pedologia	86
4.2	Sequência executiva	87
4.3	Investigações geotécnicas	88
4.3.1	Estação New 16	95
4.3.2	Estação New 02B	98
4.4	Definição do perfil estratigráfico	100
5	Análises da construção do reforço	107
5.1	Seção de análise e aspectos gerais das simulações	107
5.2	Etapas construtivas	109
5.3	Comportamento não drenado com parâmetros efetivos	109
5.3.1	Cenário 1: solos moles interpretados com <i>Soft Soil Creep</i>	110
5.3.2	Cenário 2: solos moles interpretados com <i>Hardening Soil Model</i>	119
5.3.3	Cenário 3: solos moles interpretados com Mohr-Coulomb	121
5.4	Comportamento não drenado com resistência não drenada	122
5.4.1	Cenário 4: solos moles interpretados com <i>Hardening Soil Model</i>	123
5.4.2	Cenário 5: solos moles interpretados com Mohr-Coulomb	125
5.4.3	Equilíbrio limite	125
5.5	Métodos de controle de campo	126
5.5.1	Método dos Volumes Deslocados	127
6	Resultados e discussões	129
6.1	Considerações quanto à definição dos parâmetros	129
6.2	Avaliação dos deslocamentos	133
6.2.1	Recalques	134
6.3	Avaliação da estabilidade	140
6.3.1	Método dos volumes deslocados	144
7	Conclusões e sugestões para trabalhos futuros	148
7.1	Conclusões	148
7.2	Sugestões para trabalhos futuros	151

Lista de figuras

Figura 2.1 Relação linear assumida entre a variação do índice de vazios e a variação da tensão vertical efetiva (Romanel, 2021).....	6
Figura 2.2 Exemplo comparativo entre a teoria clássica e a curva experimental (Aguiar, 2008)	7
Figura 2.3 Hipóteses A e B de compressão secundária em argila (Ladd et al., 1977).....	8
Figura 2.4 Efeito de sobreadensamento devido à compressão secundária (Romanel, 2021)	8
Figura 2.5 ensaio edométrico incremental, com a divisão em parcelas de deformação elástica e visco-plástica (Romanel, 2021).....	9
Figura 2.6 Obtenção do tempo intrínseco α_c a partir de resultado do adensamento edométrico (Adaptado de Jambu, 1969)	10
Figura 2.7 Amolgamento do solo no processo de amostragem (Adaptado de Martins, 2017)	15
Figura 2.8 Representação esquemática do edômetro (adaptado de Romanel, 2021)	17
Figura 2.9 Curva de compressibilidade genérica em termos de índice de vazios (adaptado de Aguiar, 2008).....	18
Figura 2.10 (a) Representação esquemática da câmara triaxial (adaptado de Pinto, 2006) (b) Tensões impostas ao corpo de prova (adaptado de Holtz e Kovacs, 1981).....	19
Figura 2.11 Esquema do equipamento de ensaio SPT (Pinto, 2006).....	21
Figura 2.12 (a) Esquema do equipamento piezocone (adaptado de Knappett e Craig, 2012) (b) Exemplo de resultados obtidos pelo CPTU (Cordeiro, 2019).	23
Figura 2.13 Ábacos de identificação do comportamento típico dos solos (Robertson, 1990).	24

Figura 2.14 Classificação do solo pelo índice I_c (Jefferies e Davies,1993, apud Schnaid e Odebrecht, 2012).....	25
Figura 2.15 Exemplo típico de um ensaio de dissipação para determinação do coeficiente de adensamento horizontal (Schnaid e Odebrecht, 2012).	27
Figura 2.16 (a) Disposição geral dos equipamentos do ensaio de palheta (b) geometria da palheta (Knappett e Craig, 2012).....	27
Figura 2.17 Fator de correção empírico da relação entre a resistência de ruptura retroanalizada e o ensaio de palheta (Schnaid e Odebrecht, 2012).	29
Figura 2.18 Correlação entre ϕ' e IP para argilas normalmente adensadas (Schnaid e Odebrecht, 2012).....	32
Figura 2.19 Exemplo de dados obtidos com a instalação de placas de recalque para monitoramento de aterro (Magnani, 2006).....	43
Figura 2.20 Instalação de inclinômetro para monitoramento da construção de aterro sobre solo mole (Adaptado de DNER, 1998 e Almeida e Marques, 2014).....	44
Figura 2.21 Detalhe esquemático da sonda inclinométrica e das leituras (adaptado de Almeida e Marques, 2014)	44
Figura 2.22 Esquema de um piezômetro de Casagrande (Almeida e Marques, 2014).....	46
Figura 2.23 Esquema de piezômetro elétrico ou de corda vibrante (Almeida e Marques, 2014)	46
Figura 3.1 Etapas para formação da malha em MEF (adaptado de Carter et al. 2000).....	48
Figura 3.2 Malha mal definida e malha bem definida (Potts e Zdravkovic, 1999)	49
Figura 3.3 Exemplos de pontos de integração de Gauss para elementos triangulares (adaptado Potts e Zdravkovic, 1999).....	51

Figura 3.4 Comportamentos tensão-deformação para: (a) material rígido perfeitamente plástico; (b) material elasto-perfeitamente plástico; (c) material elastoplástico com endurecimento e (d) material elastoplástico com amolecimento (Romanel, 2021b)	55
Figura 3.5 Incremento de deformação plástica normal à função de potencial plástico, sem depender da direção dos incrementos de tensão (Romanel, 2021b).	56
Figura 3.6 Trajetórias de tensão efetiva (TTE) e total (TTT) em ensaios não drenados e drenados (adaptado de Knappett e Craig, 2012)	58
Figura 3.7 Comportamento volumétrico dos solos argilosos em ensaios não drenados e drenados (adaptado de Knappett e Craig, 2012)	59
Figura 3.8 Representação espacial da CSL (adaptado de Knappett e Craig, 2012)	60
Figura 3.9 Exemplos de curvas de ensaios de adensamento: (a) edométrico; (b) isotrópico (adaptado de Knappett e Craig, 2012)	60
Figura 3.10 (a) Ensaio edométrico para obtenção do Eoed; (b) relação tensão-deformação em ensaio triaxial para obtenção de E50 e Eur (adaptado de Ibañez, 2003)	61
Figura 3.11 Superfícies de escoamento f_c e f_s plotadas no plano (p, \tilde{q}) (adaptado de Benz, 2007)	63
Figura 3.12 Relação logarítmica entre deformação específica volumétrica e tensões efetivas médias (Plaxis, 2020)	66
Figura 3.13 Função de escoamento elíptica no modelo Soft-Soil (Plaxis, 2020)	67
Figura 3.14 Modelagens possíveis no Plaxis 2D: (a) Deformação plana; (b) Axissimetria (Plaxis, 2020)	69
Figura 3.15 Inserção de uma geometria genérica no programa e a respectiva malha gerada (Sakamoto, 2018)	70
Figura 3.16 Simulação de construção de aterro: (a) com atualização das poropressões; (b) sem atualização das poropressões.	72

Figura 3.17 Cenários A e B a serem avaliados comparativamente com o valor de S_u quando se emprega análises tipo A (com dados de entrada efetivos).....	74
Figura 3.18 (a) Aterro simétrico com $M < 2D$. (b) Aterro assimétrico com $M < 2D$. (Sandroni et al, 2004).....	80
Figura 3.19 Aterro assimétrico com $M < 2D$ (Sandroni et al, 2004).....	80
Figura 3.20 Posicionamento dos inclinômetros no caso de aterros com bermas largas (Sandroni et al, 2004)	81
Figura 3.21 Construção gráfica para o método de Asaoka (1978): A) curva tempo versus recalque e B) reta ajustada (Almeida e Marques, 2014).....	82
Figura 4.1 Localização da área de estudos.....	84
Figura 4.2 Identificação da área de estudos	85
Figura 4.3 Seção transversal esquemática da área estudada	85
Figura 4.4 Mapa geológico do município de Poços de Caldas - MG (IBGE, 2006)	86
Figura 4.5 Mapa pedológico do município de Poços de Caldas - MG (EMBRAPA, 2001)	86
Figura 4.6 Sequência executiva simplificada das obras de construção da Célula 1 e reforços	87
Figura 4.7 Campanha de ensaios realizada em 2010 (Relatório técnico, 2020)	89
Figura 4.8 Perfil geotécnico baseado nos ensaios de CPTu e SPT (Relatório técnico, 2020)	89
Figura 4.9 Perfil geotécnico longitudinal no eixo do dique principal (Relatório técnico, 2020).....	90
Figura 4.10 Campanha de ensaios realizada em 2017	90
Figura 4.11 Campanha de ensaios realizada em 2019	91
Figura 4.12 Posição da estação 15 descrita (no eixo do dique principal)	92
Figura 4.13 Comparativo dos ensaios no eixo do dique principal.....	93

Figura 4.14 Posição da estação 16.....	93
Figura 4.15 Comparativo dos ensaios na estação 16	93
Figura 4.16 Comparativo dos ensaios CPTu na estação 16	94
Figura 4.17 Localização das estações de investigação geotécnica. Os pontos sinalizados indicam as profundidades de coleta de amostras para ensaios de laboratório	95
Figura 4.18 Localização em perfil da estação New 16	95
Figura 4.19 Resultados do ensaio CPTu na estação New 16	96
Figura 4.20 Definição de peso específico e resultados normalizados do ensaio CPTu na estação New16.....	97
Figura 4.21 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 16	97
Figura 4.22 Localização em perfil da estação New 02B.....	98
Figura 4.23 Resultados do ensaio CPTu na estação New 02B.....	99
Figura 4.24 Definição de peso específico e resultados normalizados para a estação New 02B	99
Figura 4.25 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 02B.....	100
Figura 4.26 Perfil estratigráfico disponibilizado para esta pesquisa - com base nos ensaios de 2010.....	100
Figura 4.27 Ensaios sobrepostos ao perfil fornecido.....	102
Figura 4.28 Ensaios sobrepostos ao perfil fornecido.....	103
Figura 4.29 Ensaios sobrepostos ao perfil fornecido.....	104
Figura 4.30 Seção transversal com a adequação das camadas de solo	106
Figura 5.1 Malha de elementos finitos definida no programa Plaxis	107
Figura 5.2 Qualidade da malha de elementos finitos.....	107
Figura 5.3 Consideração de carregamento linear para compensação de recalque	108

Figura 5.4 Perfil considerado nas simulações	109
Figura 5.5 Correlações e resultados pontuais para coeficiente de permeabilidade vertical.....	113
Figura 5.6 Correlações e resultados pontuais para ângulo de atrito	114
Figura 5.7 Resultados do Soil test para as curvas de tensão versus deformação axial.....	115
Figura 5.8 Resultados do Soil test para as curvas de excesso de poropressão versus deformação axial.....	115
Figura 5.9 Resultados do Soil test para as curvas de trajetória de tensões	115
Figura 5.10 Resultados do Soil test para o ensaio de adensamento.....	116
Figura 5.11 Correlações para definição do módulo oedométrico.....	117
Figura 5.12 Resultados do Soil test para as curvas de tensão versus deformação axial.....	120
Figura 5.13 Resultados do Soil test para as curvas de excesso de poropressão versus deformação axial.....	120
Figura 5.14 Resultados do Soil test para as trajetórias de tensão	120
Figura 5.15 Resultados do Soil test para o ensaio de adensamento.....	121
Figura 5.16 Resultados para as correlações e ensaios pontuais para definição de resistência não drenada.....	124
Figura 5.17 Etapa de análise: primeira etapa do reforço em solo. Região de análise A (à esquerda) e região de análise B (à direita)	127
Figura 5.18 Etapa de análise: segunda etapa do reforço em solo. Região de análise A (à esquerda) e região de análise B (à direita)	128
Figura 5.19 Etapa de análise: primeira etapa do reforço em rachão.....	128
Figura 5.20 Etapa de análise: segunda etapa do reforço em rachão	128
Figura 6.1 Resultados do Plaxis para variação dos parâmetros da argila orgânica, comparados à curva de recalque PR 1003 (sob o aterro de rachão).....	132

Figura 6.2 Resultados do Plaxis para variação dos parâmetros da argila orgânica, comparados à curva de recalque PR 1008 (sob o aterro de rachão).....	133
Figura 6.3 Posição das placas de recalque	134
Figura 6.4 Comparação das simulações numéricas com a placa de recalque PR 05. As análises tipo A correspondem às simulações cujos dados de entrada de resistência são parâmetros efetivos. As análises tipo B correspondem às simulações com Su como dado de entrada.....	135
Figura 6.5 Comparação das simulações numéricas com a placa de recalque PR 08. As análises tipo A correspondem às simulações cujos dados de entrada de resistência são parâmetros efetivos. As análises tipo B correspondem às simulações com Su como dado de entrada.....	135
Figura 6.6 Comparação das simulações numéricas com a placa de recalque PR 1003. As análises tipo A correspondem às simulações cujos dados de entrada de resistência são parâmetros efetivos. As análises tipo B correspondem às simulações com Su como dado de entrada.....	136
Figura 6.7 Comparação das simulações numéricas com a placa de recalque PR 1008. As análises tipo A correspondem às simulações cujos dados de entrada de resistência são parâmetros efetivos. As análises tipo B correspondem às simulações com Su como dado de entrada.....	137
Figura 6.8 Previsão dos recalques finais, com base nos dados de campo por meio do método de Asaoka (1978).....	139
Figura 6.9 Deformações cisalhantes incrementais que definem a superfície de ruptura – antes dos reforços. Cenário com SSC à esquerda e MC (com Su) à direita.....	141
Figura 6.10 Deformações cisalhantes incrementais que definem a superfície de ruptura – após reforço em solo. Cenário com SSC à esquerda e MC (com Su) à direita.....	141
Figura 6.11 Deformações cisalhantes incrementais que definem a superfície de ruptura – após reforço em rachão. Cenário com SSC à esquerda e MC (com Su) à direita.....	141

Figura 6.12 Deformações cisalhantes incrementais que definem a superfície de ruptura – Após berma de 1 m. Cenário com SSC à esquerda e MC (com Su) à direita.....	141
Figura 6.13 Superfícies de ruptura pelo método de equilíbrio limite. Situação antes dos reforços (à esquerda) e após o reforço em solo (à direita)	143
Figura 6.14 Superfícies de ruptura pelo método de equilíbrio limite. Situação após o reforço em rachão (à esquerda) e após a berma de 1 m (à direita)	143
Figura 6.15 Etapa de análise: primeira etapa do reforço em solo. Região de análise A (à esquerda) e região de análise B (à direita)	145
Figura 6.16 Etapa de análise: segunda etapa do reforço em solo. Região de análise A (à esquerda) e região de análise B (à direita)	145
Figura 6.17 Etapa de análise: primeira etapa do reforço em rachão.....	146
Figura 6.18 Etapa de análise: segunda etapa do reforço em rachão	146
Figura 7.1 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 13	166
Figura 7.2 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 14	167
Figura 7.3 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 15B.....	167
Figura 7.4 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 16	168
Figura 7.5 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 16C.....	168
Figura 7.6 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 17	169
Figura 7.7 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 01B.....	169

Figura 7.8 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 02B.....	170
Figura 7.9 Perfis obtidos com o ensaio SPT (vertical 03B) e com a classificação do CPTu na estação New 07B	170

Lista de tabelas

Tabela 2.1 Estados de compactidade e consistência (ABNT NBR-6484, 2020)	22
Tabela 2.2 Classificação de solos com base nos índices do ensaio CPTU	26
Tabela 2.3 Fatores de cone para argilas brasileiras (Schnaid e Odebrecht, 2012)	35
Tabela 2.4 Estimativa de permeabilidade com base na classificação SBT (Robertson e Cabal, 2015)	37
Tabela 2.5 Razão de permeabilidade em argilas (Jamiokowski, 1985)	37
Tabela 2.6 Estimativa do coeficiente α_m (Lunne et al., 1997)	38
Tabela 2.7 Valores típicos para coeficiente de Poisson (Poulos e Davis, 1980)	39
Tabela 2.8 Valores típicos para coeficiente de Poisson (Das, 2011)	39
Tabela 2.9 Parâmetros obtidos para argilas moles brasileiras (Cordeiro, 2019)	41
Tabela 5.1 Etapas empregadas nas simulações	110
Tabela 5.2 Parâmetros analisados na otimização do Soil Test para um ensaio CIU	112
Tabela 5.3 Dados de entrada das camadas silto arenosas e materiais de aterro, para o modelo HSM, nos cinco cenários estudados	116
Tabela 5.4 Dados de entrada para as camadas argilosas empregados em todos os cenários	118
Tabela 5.5 Parâmetros de resistência e deformabilidade para as camadas argilosas, com o modelo <i>Soft Soil Creep</i>	118
Tabela 5.6 Parâmetros alterados no cenário 2 para modelagem das camadas argilosas com o modelo <i>Hardening Soil Model</i>	121
Tabela 5.7 Parâmetros de deformabilidade alterados no cenário 4 para utilização do modelo Mohr Coulomb	122
Tabela 5.8 Definição de valores de resistência não drenada para as camadas argilosas	125
Tabela 5.9 Dados de entrada para análise com equilíbrio limite	126

Tabela 6.1 Parâmetros iniciais da camada de argila orgânica, após o Soil Test e após a calibração com as placas de recalque	131
Tabela 6.2 Previsão de recalque final pela modelagem numérica (em cm)	138
Tabela 6.3 Fatores de segurança obtidos para diferentes etapas	140
Tabela 6.4 Resultado para aplicação do Método dos Volumes Deslocados	145

Lista de abreviaturas e símbolos

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
c'	Intercepto coesivo efetivo
C_c	Índice de compressão
C_s	Índice de expansão
C_r	Índice de recompressão
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, com cisalhamento não drenado
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente, com cisalhamento drenado
CPT _u	Ensaio de piezocone
C_v	Coefficiente de adensamento vertical
B_q	Parâmetro de Identificação (ensaio piezocone)
D	Espessura da camada compressível
E	Módulo de Young
E_u	Módulo de Young não drenado
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
f_c	Função de escoamento
f_s	Atrito lateral
FS	Fator de segurança
H	Altura do aterro
IP	Índice de plasticidade
L	Largura da saia do aterro
LCI	Linha de Consolidação Isotrópica
LEC	Linha do Estado Crítico

LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
M	Largura do coroamento do aterro
M	Inclinação da Linha do Estado Crítico (Cam-Clay)
MEF	Método dos Elementos Finitos
N_{kt}	Fator de capacidade de carga para ensaios CPTU em argila
N_{SPT}	Número de golpes do <i>Standard Penetration Test</i>
OCR	Razão de pré-adensamento
p, p'	Tensão octaédrica total, tensão octaédrica efetiva
q	Tensão desvio
q_c	Resistência de ponta
q_t	Resistência total mobilizada
R_f	Razão de atrito
S_u	Resistência ao cisalhamento não-drenada
u	Porosidade
V_h	Volume de solo deslocado horizontalmente
V_v	Volume de recalque ao longo da base do aterro
w	Umidade natural
z	Profundidade no solo
α	Constante de Proporcionalidade (Cam-Clay)
β	Volume de <i>creep</i> lateral/volume de <i>creep</i> vertical (FDA)
$d\epsilon_{ij}^p$	Varição do tensor de deformações plásticas
ϵ_e	Deformações Elásticas
ϵ_{ij}	Tensor de Deformações

ε_p	Deformações Plásticas
ε_v	Deformação Volumétrica
γ	Peso específico do solo
Δq	Acréscimo de carga
$\Delta\sigma_{oct}$	Variação de tensão octaédrica
$\Delta\sigma_v$	Carregamento acumulado até a fase construtiva
$\Delta\sigma_{vmax}$	Máximo carregamento
Δt	Intervalo de tempo entre leituras
Δu	Acréscimo de poro-pressão
ϕ'	Ângulo de atrito
ϕ'_{cv}	Ângulo de atrito crítico
Ψ	Dilatância
λ	Declividade da linha de compressão isotrópica e da LEC, plano $e \ln p'$
λ^*	Declividade da linha de compressão isotrópica e da LEC, plano $\mathcal{E}_v \ln p'$
κ	Inclinação da linha de compressão/descompressão no plano $e \ln p'$
κ^*	Inclinação da linha de compressão/descompressão no plano $\mathcal{E}_v \ln p'$
ν	Coefficiente de Poisson
σ'	Tensão Normal Efetiva
$\bar{\sigma}$	Tensão desviadora equivalente
σ_a	Tensão axial
σ_{ij}	Tensor de tensões
σ_m	Tensão efetiva média
σ_{oct}	Tensão Octaédrica
σ_p	Tensão de plastificação
σ'_{vm}	Tensão de pré-adensamento

σ_r	Tensão radial
τ	Tensão de cisalhamento

*Always pass on what you have learned.
Yoda Master, in Return of the Jedi*

1 Introdução

Tendo em vista a complexidade de interpretação do carregamento de depósitos de solos moles empregando apenas modelos analíticos, frequentemente se faz uso de modelos numéricos para projetos em obras com subsolo argiloso. No entanto, algumas incertezas permanecem, sobretudo devido ao fato de os modelos constitutivos empregados serem baseados em comportamento mecânico simplificado da estrutura do solo. Dessa forma, o acompanhamento de obras já executadas, com parâmetros geotécnicos definidos a partir de campanhas de ensaios e monitoramento de instrumentação de campo, tornam-se oportunas para verificação da capacidade de modelos numéricos representarem o comportamento real do solo.

Assim, o presente trabalho objetiva apresentar um estudo de modelagem numérica do comportamento da obra de reforço de um dique de resíduo de bauxita, construído sobre uma camada de solo argiloso. O perfil estudado foi discretizado em elementos finitos, com diferentes cenários simulados, sendo as camadas de solo analisadas por diferentes modelos constitutivos e os resultados em termos de deslocamentos e de estabilidade foram posteriormente comparados entre si.

Um cenário principal com o modelo *Soft Soil Creep* teve seus parâmetros definidos com base nos ensaios realizados e nas correlações propostas pela literatura. Esses parâmetros foram calibrados com base no comportamento verificado *in situ* pelas placas de recalque. Com isso, outras quatro análises foram realizadas, trocando-se o modelo constitutivo para simulação das argilas, a fim de verificar a aplicabilidade dos outros modelos, principalmente modelos que permitam ao usuário o emprego de resistência não drenada ao invés de ângulo de atrito e intercepto coesivo na definição dos parâmetros de resistência.

Posteriormente, foram realizadas análises em termos de tensões totais, com *software* de equilíbrio limite, que seriam as mais convencionais e conhecidas na prática usual da engenharia geotécnica. Os resultados dos fatores de segurança e a geometria das superfícies de ruptura foram comparados com os resultados de simulações numéricas com análises também empregando resistência não drenada.

1.1 Objetivos

O objetivo principal desta pesquisa consiste em obter uma modelagem numérica bem calibrada, que reproduza o comportamento da obra de reforço de um dique de resíduo de bauxita, construído sobre uma camada de solo argiloso.

1.1.1 Objetivos específicos

- Elaborar um perfil geotécnico de análise atualizado da seção de estudo;
- Interpretar os ensaios de campo e de laboratório e determinar os parâmetros e índices físicos para cada camada de solo em cada modelo constitutivo analisado;
- Realizar simulações numéricas com diferentes modelos constitutivos e com diferentes tipos de análises, de forma a realizar estudos comparativos dos resultados de deslocamentos e estabilidade;
- Realizar análise de estabilidade pelo método de equilíbrio limite, mais convencional na prática geotécnica, e compará-la às análises numéricas quanto aos fatores de segurança obtidos e às superfícies de ruptura;
- Verificar a previsão de recalque final com base no método de Asaoka para as placas de recalque instaladas e comparar os resultados com as previsões numéricas;
- Verificar a adequação do Método dos Volumes Deslocados para a obra em questão.

1.2 Estrutura da dissertação

É apresentada a seguir a descrição sucinta de cada capítulo desta dissertação.

O capítulo 2 apresenta a fundamentação teórica empregada, com os princípios clássicos de mecânica dos solos e são reunidas as principais interpretações de ensaios e correlações existentes na literatura para obtenção de parâmetros geotécnicos de solos moles.

O capítulo 3 descreve o método de análise adotado no trabalho, com a apresentação do método de elementos finitos e do programa empregado, bem como

com a descrição dos modelos constitutivos utilizados. São apresentadas também as premissas de cada método de controle de campo utilizado.

No capítulo 4 é feita a caracterização da área de estudos, com a apresentação da seção de análise, das etapas construtivas e descrição sucinta das investigações geotécnicas realizadas.

No capítulo 5 são descritas as análises realizadas. Apresentam-se os cenários empregados nas simulações numéricas e as principais considerações feitas nas análises, bem como são descritas as considerações para aplicação do Método dos Volumes Deslocados.

Por fim, o capítulo 6 apresenta as conclusões deste trabalho.

2 Revisão bibliográfica

O presente capítulo visa expor ao leitor a fundamentação teórica empregada na realização desta dissertação. Apresentam-se alguns conceitos clássicos de mecânica dos solos que serviram de embasamento para o desenvolvimento das formulações mais modernas, como os métodos numéricos. Além disso, foram reunidas as principais interpretações de ensaios e correlações existentes na literatura para obtenção de parâmetros geotécnicos de solos moles, bem como apresenta-se um compilado de resultados de pesquisas em solos moles brasileiros.

2.1 Depósitos de solos moles

O termo “solo mole” (“*soft soil*”) é genericamente utilizado para designar solos de elevada compressibilidade e baixa resistência mecânica. Trata-se de um assunto amplamente estudado na engenharia geotécnica, porém sem uma definição estabelecida. Massad (2010) conceitua os solos moles como os solos sedimentares de resistência à penetração SPT não superior a 4 golpes, nos quais a fração argilosa imprime as características predominantes.

Segundo o autor, trata-se de argilas moles ou areias argilosas fofas, cuja deposição ocorreu recentemente na história geológica, ou seja, no período quaternário. Sua origem pode ter ocorrido por processos de deposição fluvial ou marinho, com materiais transportados por águas salgadas, salobras ou doces e depositados em ambientes como várzeas, planícies de inundação e praias. Dessa forma, a identificação dos aspectos geológicos e geomorfológicos contribui para a compreensão da formação e comportamento desses solos. Massad (2010) e Suguio (2003) apresentam os mecanismos de formação dos solos moles fluviais e marinhos, descrevendo os processos de regressão e transgressão do litoral brasileiro.

No que se refere às obras de engenharia implantadas em regiões com a presença de solos moles, existem diversos problemas em termos técnicos a serem

considerados, principalmente quanto à estabilidade dos aterros logo após a construção e aos recalques ao longo do tempo. Em aterros de encontro a pontes e viadutos, acrescenta-se a problemática de recalques diferenciais entre a obra de arte e o aterro e de esforços horizontais que podem ser transmitidos aos elementos de fundação. Além disso, durante as etapas construtivas pode ocorrer tráfego de equipamentos pesados, amolgamento da superfície do terreno e rupturas durante a construção (Massad, 2010).

Almeida e Marques (2014) apresentam as principais técnicas existentes na engenharia corrente para execução de aterros sobre solos moles, as quais devem satisfazer os critérios de recalques e de estabilidade. A escolha do método construtivo é função de diversos aspectos, dentre os quais os prazos disponíveis, os custos, a utilização da área, incluindo a vizinhança e as características geotécnicas do solo mole em questão.

As dificuldades em relação ao comportamento desses depósitos são ainda temas de diversos estudos e discussões, tendo em vista a complexidade de previsão para o comportamento dos materiais envolvidos. Olson (1998) cita como exemplos a dificuldade de prospecção nos solos moles, os problemas de manuseio das amostras e de conservação adequada em laboratório, além da ausência de métodos analíticos que considerem a heterogeneidade dos materiais, o fluxo multidirecional, os efeitos secundários e a não linearidade na relação tensão-deformação.

2.2

Adensamento de solos saturados

O fenômeno de adensamento pode ser entendido como o processo de redução de volume de um elemento de solo, ao longo do tempo, em decorrência da saída de água, em volume equivalente à redução do volume de vazios. Sendo essa variação volumétrica consequência da dissipação dos excessos de poropressão gerados por um carregamento externo. Trata-se, portanto, de um processo hidráulico-mecânico que envolve o aumento da tensão efetiva, o decréscimo da poropressão, do teor de umidade e do volume do solo e o rearranjo das partículas sólidas. Se o excesso de poropressão for negativo, o solo irá aumentar de volume com o tempo e o processo é chamado de expansão.

2.2.1 Teoria do adensamento primário 1D de Terzagui

A teoria que pode ser considerada um marco na mecânica dos solos é de autoria de Terzaghi, na década de 1920, sendo também chamada de teoria clássica do adensamento. De acordo com Lambe e Whitman (1969) a dedução da equação de adensamento de Terzaghi “marca o início da moderna mecânica dos solos”.

A teoria foi desenvolvida para casos em que as deformações e o fluxo são exclusivamente verticais, estudando a variação das poropressões ao longo do tempo, calculando a cada instante (t) a deformação do esqueleto sólido com base na equivalência entre a dissipação dos excessos de poropressão e o aumento da tensão efetiva vertical. Para tal, as seguintes hipóteses básicas foram assumidas: 1) o solo é homogêneo, isotrópico e totalmente saturado; 2) a compressão é unidimensional; 3) o fluxo de água é unidirecional; 4) o solo é homogêneo; 5) as partículas sólidas e a água são consideradas incompressíveis diante da compressibilidade do esqueleto sólido; 6) o solo pode ser interpretado com elementos infinitesimais; 7) o fluxo de água é governado pela lei de Darcy; 8) as propriedades do solo não variam no processo de adensamento; 9) o índice de vazios varia linearmente com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Das hipóteses citadas acima, a de saturação do solo e incompressibilidade dos grãos e da água são bastante razoáveis. As hipóteses 2, 3 e 7 são consideradas válidas em casos em que a largura do carregamento é muito maior que a espessura do solo adensado. Por sua vez, a interpretação do solo em termos infinitesimais e a relação linear estabelecida na hipótese 9 resultam da necessidade da formulação da equação diferencial que governa o fenômeno, bem como da resolução analítica à época em que a teoria foi proposta.

Em contrapartida, as hipóteses 8 e 9 parecem distantes do que ocorre de fato ao longo do processo de adensamento. A Figura 2.1 mostra a relação idealizada entre índice de vazios e tensão vertical efetiva. Contudo, sabe-se que o coeficiente de adensamento varia significativamente quando as tensões verticais ultrapassam um dado valor, denominado tensão de sobreadensamento, e o comportamento tensão-deformação é tampouco linear ou elástico.

No entanto, Mesri e Rokhsar (1984) escreveram que “considerando que a teoria de Terzaghi produz resultados aceitáveis em muitos casos de campo, alguns engenheiros sentem que, se todas as hipóteses realistas fossem consideradas simultaneamente, então certos efeitos poderiam se cancelar mutuamente”. Assim, a

teoria centenária “é ainda ensinada para todo estudante de engenharia geotécnica, ainda usada por todo engenheiro geotécnico, mesmo quando métodos mais avançados são também ensinados ou eventualmente empregados” (Duncan, 1993).

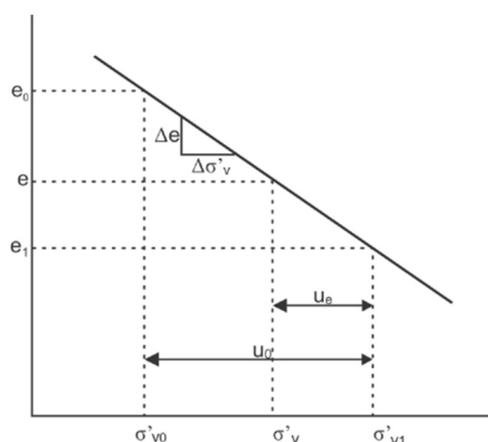


Figura 2.1 Relação linear assumida entre a variação do índice de vazios e a variação da tensão vertical efetiva (Romanel, 2021)

A teoria clássica do adensamento estabelece, portanto, uma equação diferencial que permite a obtenção do excesso de poropressão (u) em uma dada profundidade (z) da camada de solo argiloso saturado em determinado instante de tempo (t).

$$\frac{k(1+e_0)}{\gamma_w \cdot a_v} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1)$$

Onde k é o coeficiente de permeabilidade do solo, e_0 o índice de vazios inicial, γ_w o peso específico da água e a_v é o coeficiente de compressibilidade, escrito como:

$$a_v = - \frac{de}{d\sigma'_v} \quad (2)$$

O desenvolvimento matemático da expressão de Terzaghi, bem como sua solução nas condições de contorno e inicial de casos típicos de engenharia pode ser observado em Taylor (1948).

2.2.2 Compressão secundária

Comparando a curva obtida em ensaios edométricos e a curva resultante da aplicação da teoria clássica do adensamento primário, nota-se boa convergência até determinado ponto, a partir do qual a curva experimental pode passar a indicar maiores deformações, as quais não são associadas à dissipação dos excessos de poropressão remanescentes no corpo de prova (Figura 2.2). Atribui-se a essa diferença de deformações o fenômeno de compressão secundária, principalmente em argilas com alto teor de matéria orgânica.

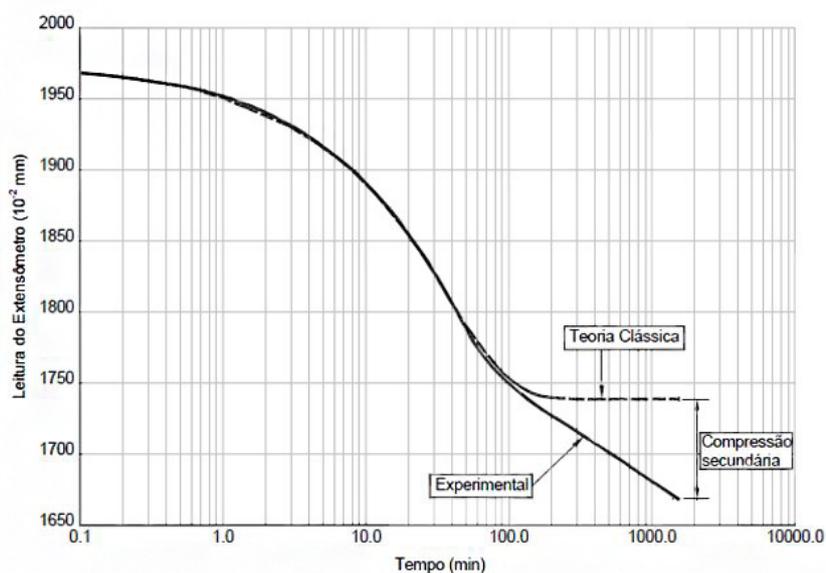


Figura 2.2 Exemplo comparativo entre a teoria clássica e a curva experimental (Aguiar, 2008)

A interpretação da compressão secundária é comumente dividida em duas hipóteses, ilustradas na Figura 2.3:

- Hipótese A: na qual admite-se que um mesmo incremento de tensão vertical efetiva resulta em deformações verticais iguais ao fim do adensamento primário, tanto em campo quanto em laboratório. Os eventos primário e secundário são tratados de forma distinta sob diferentes modelos de deformação, ou seja, assume-se que a compressão secundária inicia somente após o fim do adensamento primário no tempo (t_p).
- Hipótese B: na qual admite-se que ambos os eventos acontecem simultaneamente, e que em campo a deformação vertical é diferente da estimada em laboratório, onde o corpo de prova possui pequena

espessura. Por essa razão em campo as deformações verticais seriam maiores, tendo em vista um maior tempo necessário para a dissipação das poropressões.

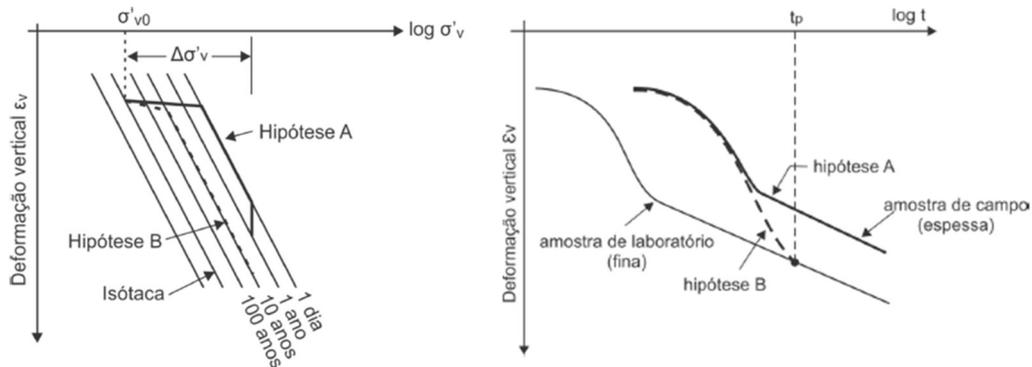


Figura 2.3 Hipóteses A e B de compressão secundária em argila (Ladd et al., 1977)

A hipótese B é atualmente a mais aceita e considera que, além de a compressão secundária ocorrer junto com o adensamento primário, na reta virgem da curva de adensamento o índice de vazios não é função exclusiva da tensão vertical efetiva, mas também depende do tempo que sustenta o carregamento. Assim, um carregamento aplicado no ensaio edométrico, cuja duração ultrapasse o fim do adensamento primário resultará em decréscimo de índice de vazios com o tempo, criando um efeito de sobreadensamento devido à compressão secundária. Um novo carregamento aplicado provocará o retorno da curva à tendência original da reta virgem, conforme representado na Figura 2.4.

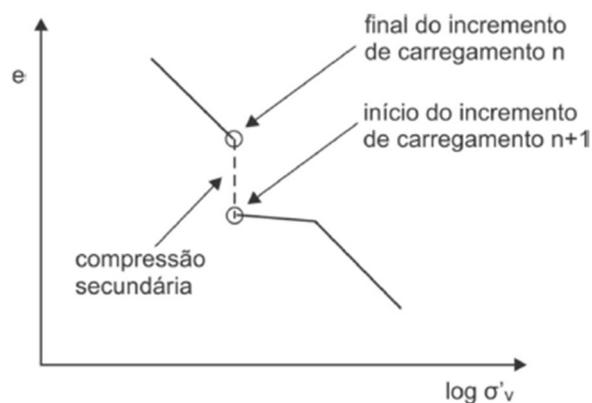


Figura 2.4 Efeito de sobreadensamento devido à compressão secundária (Romanel, 2021)

Dessa forma, pode-se conceitualmente estabelecer um sistema de linhas de tempo paralelas entre si que representam a relação entre a tensão vertical efetiva e o índice de vazios conforme os tempos de sustentação do carregamento (Figura

2.3). Esse conceito foi descrito na teoria B de Taylor (1942) e posteriormente denominadas de isotacas por Suklje (1957).

O modelo de isotaca a-b-c, implementado no modelo constitutivo *Soft Soil Creep* do software Plaxis 2D, refere-se a uma relação constitutiva entre tensão vertical efetiva, deformação vertical e velocidade de deformação. Considerando a curva tensão x deformação de um ensaio edométrico incremental (Figura 2.5), a deformação vertical total ε_v é dividida em uma componente de deformação direta (elástica) ε^e e uma componente de deformação visco-plástica ε^c . Esta última, por sua vez, é subdividida em uma parcela que ocorre durante o adensamento primário (ε_{dc}^c) e outra que acontece após o fim do adensamento primário (ε_{ac}^c), de acordo com a hipótese B de compressão secundária.

$$\varepsilon_v = \varepsilon^e + \varepsilon_{dc}^c + \varepsilon_{ac}^c = a \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}\right) + (b-a) \ln\left(\frac{\sigma'_{pc}}{\sigma'_{p0}}\right) + c \cdot \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad (3)$$

onde σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva inicial; σ'_{vf} , a tensão vertical efetiva final devido ao incremento de carregamento; σ'_{p0} , a tensão de pré-adensamento antes do carregamento; σ'_{pc} , a tensão de pré-adensamento no final do adensamento primário; t' , o tempo efetivo de compressão secundária e τ_c uma quantidade medida a partir do início da compressão secundária, conforme Figura 2.6.

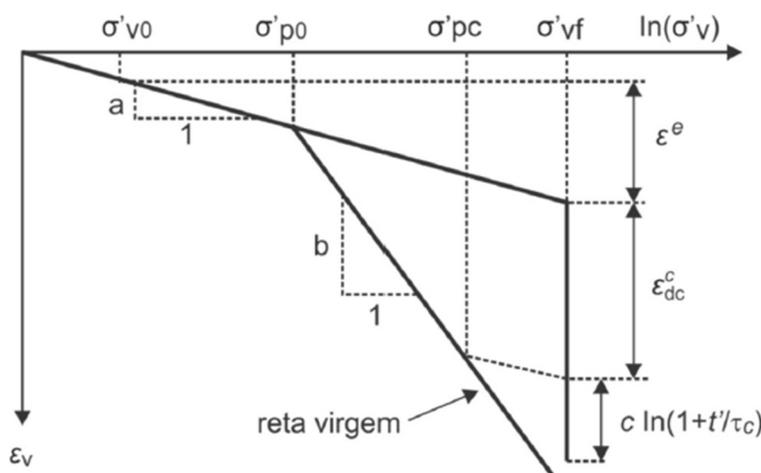


Figura 2.5 ensaio edométrico incremental, com a divisão em parcelas de deformação elástica e visco-plástica (Romanip, 2021)

O parâmetro a está relacionado com o índice de recompressão C_r e o parâmetro b com o índice de compressão C_c por meio das seguintes expressões:

$$a = \frac{C_r}{(1 + e_0) \ln 10} \quad b = \frac{C_c}{(1 + e_0) \ln 10} \quad (4)$$

Janbu (1969) utilizou o conceito de resistência $R = dt/d\varepsilon_v$ para definição da origem t_r de um tempo intrínseco τ , estabelecida pelo prolongamento da reta com inclinação $1/c$ construída com os valores medidos no ensaio edométrico incremental (Figura 2.6). A partir do tempo t_p , correspondente ao final do adensamento primário, a resistência aumenta linearmente, o que permite escrever:

$$\frac{dt}{d\varepsilon_v} = \frac{(t - t_r)}{c} \quad (5)$$

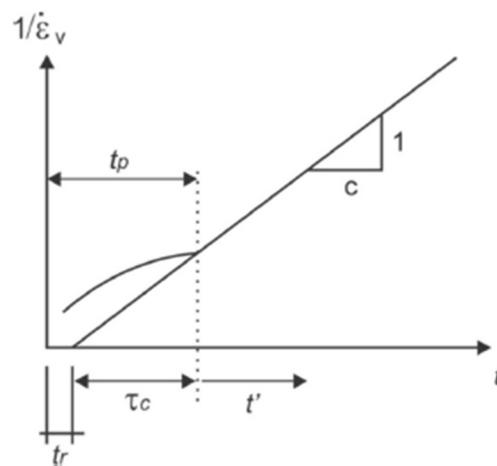


Figura 2.6 Obtenção do tempo intrínseco τ_c a partir de resultado do adensamento edométrico (Adaptado de Janbu, 1969)

A integração da equação (5) entre o tempo t_p e o tempo t , contado desde o início do incremento de carregamento, determina a parcela de deformação de compressão secundária ε_{ac}^c de acordo com:

$$\varepsilon_{ac}^c = c \int_{t_p}^t \frac{dt}{t - t_r} = c \cdot \ln \left(\frac{t - t_r}{t_p - t_r} \right) = c \cdot \ln \left(\frac{\tau}{\tau_c} \right) = c \cdot \ln \left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right) \quad (6)$$

Onde $t' = t - t_p$ representa o tempo efetivo de compressão secundária e $\tau_c = t_p - t_r$. Para $t < t_p$ predomina a dissipação dos excessos de poropressão na fase primária do adensamento.

Estudos para entendimento do fenômeno físico da compressão secundária continuam sendo atualizados, sendo objeto de diversas publicações mais aprofundadas sobre o assunto. A exemplo, cita-se Leroueil (2006), Den Haan

(2007), Futai (2010), Watabe e Leroueil (2012), Watabe et al. (2012) e Martins (2020).

2.2.2 Teoria do adensamento acoplado de Biot

Tendo desenvolvida inicialmente por Biot (1941), denominada de poroelasticidade, para meios porosos elásticos e lineares, a teoria de adensamento acoplada possui grande relevância na fundamentação matemática para interação de fases líquida e sólida durante regimes de escoamento transitório (Nogueira e Azevedo, 1998).

Na teoria da poroelasticidade, o esqueleto sólido possui comportamento mecânico elástico linear e os poros são considerados totalmente preenchidos por água. Nesse cenário, Biot (1941) alterou a equação fundamental do princípio das tensões efetivas de Terzaghi, apresentando-a sob o seguinte formato:

$$d\sigma = d\sigma' + \alpha dp \quad (7)$$

Onde dp é o incremento da poropressão e α é o coeficiente de Biot, que incorpora as compressibilidades da partícula sólida (C_g) e do esqueleto sólido (C_s):

$$\alpha = 1 - \frac{C_g}{C_s} \quad (8)$$

A teoria da poroelasticidade considera o acoplamento de dois sistemas de equações diferenciais parciais, sendo o primeiro referente às equações de conservação de massa de ambas as fases do meio saturado e o segundo referente às equações de equilíbrio do esqueleto sólido.

Inicialmente, para consideração acerca das equações de fluxo, combinam-se as equações de continuidade e admite-se válida a lei de Darcy. No caso das equações de continuidade, o princípio físico da conservação de massa é aplicado para a água e para os sólidos. Com isso, pode-se estabelecer como ocorre a variação de massa dentro de um volume de controle devido ao fluxo, submetendo esse volume ao balanço de massas e o fluxo à velocidade da lei de Darcy. A expressão resultante, considerando a permeabilidade k e o peso específico da água γ_w constantes, é:

$$\alpha \frac{\partial \varepsilon_{\text{vol}}}{\partial t} + S \frac{\partial p}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \pm \nabla^2 p \quad (9)$$

Onde p é a poropressão e S é definido como armazenamento específico do poro, relacionando a porosidade n ao coeficiente de Biot e à compressibilidade da água C_w e das partículas C_g :

$$S = n \cdot C_w + (\alpha - n) C_g \quad (10)$$

Por sua vez, para compreensão da parcela mecânica da poroelasticidade, combinam-se as equações de equilíbrio em termos de tensões totais com as relações entre tensões efetivas e deformações e as relações entre deslocamentos infinitesimais e gradientes de deformação, considerando uma formulação 3D nas direções das componentes cartesianas x , y , z .

Dessa forma, chega-se às equações de equilíbrio em termos de deslocamentos e poropressão:

$$\begin{aligned} \left(K + \frac{1}{3} G \right) \frac{\partial \varepsilon_{\text{vol}}}{\partial x} + G \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} - \alpha \frac{\partial p}{\partial x} + f_x &= 0 \\ \left(K + \frac{1}{3} G \right) \frac{\partial \varepsilon_{\text{vol}}}{\partial y} + G \frac{\partial^2 u_y}{\partial y^2} - \alpha \frac{\partial p}{\partial y} + f_y &= 0 \\ \left(K + \frac{1}{3} G \right) \frac{\partial \varepsilon_{\text{vol}}}{\partial z} + G \frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} - \alpha \frac{\partial p}{\partial z} + f_z &= 0 \end{aligned} \quad (11)$$

Onde u_x , u_y e u_z são as componentes do vetor deslocamento, K é o módulo de deformação volumétrica do esqueleto sólido e G é o módulo cisalhante.

As equações resultantes (9) e (11) constituem as quatro equações diferenciais que governam o problema de poroelasticidade, apresentando quatro incógnitas independentes (p , u_x , u_y , u_z). Embora a abordagem referente ao fluxo não seja estritamente exata, por incorporar hipóteses como a validade da lei de Darcy, a compressibilidade linear da água e dos sólidos e demais simplificações matemáticas, ainda assim retrata de forma realista o comportamento do fluido e das partículas sólidas. Por outro lado, a aplicação da Lei de Hooke generalizada na interpretação da relação tensão-deformação do esqueleto sólido, admitindo-o elástico linear, não é uma consideração adequada, pois o solo possui comportamento mecânico não linear elastoplástico, dependente de diversas variáveis. Esta consideração é levada em conta na implementação do adensamento

acoplado em modelagens numéricas por software desenvolvido pelo método dos elementos finitos ou diferenças finitas.

Maiores detalhes sobre as considerações feitas para obtenção da formulação acoplada foram apresentados por Biot (1941, 1956).

2.3 Investigação geotécnica

Apesar das inúmeras inovações tecnológicas e do surgimento de novos equipamentos e técnicas, a geotecnia ainda se caracteriza como uma área da engenharia com grandes incertezas. Trata-se de uma dificuldade inerente ao meio físico estudado, sobretudo devido à heterogeneidade dos solos e à variação das condições de contorno existentes em cada caso analisado.

Conforme destacado por Schnaid e Odebrecht (2012), o conhecimento das condições do subsolo é fundamental para a garantia de um projeto seguro e econômico. Investigações geotécnicas insuficientes e interpretações inadequadas podem levar a gastos excessivos, impactos ambientais, atrasos nos cronogramas e necessidade de remediações pós-construtivas.

Existe uma variedade considerável de métodos de investigação de subsuperfície, podendo constar da extração de amostras para estudo em laboratório ou procedimentos em que as propriedades do solo são descritas ou medidas *in situ* (Weltman e Head, 1983).

De acordo com Weltman e Head (1983) os ensaios *in situ* apresentam menor perturbação da amostra, principalmente no que diz respeito ao alívio de tensões, podendo resultar em condições mais representativas do local. Essa modalidade de ensaios geralmente permite a inspeção de um volume de solo maior do que as investigações laboratoriais. Contudo, na avaliação da direção das tensões principais em relação a possíveis estruturas de descontinuidades ou estratificação do solo, os testes *in situ* costumam ser limitados, pois as condições impostas se limitam a orientação da sonda. Um controle melhor das formas de carregamento ou descarregamento é conseguido em ensaios de laboratório.

No mesmo sentido, a Academia Nacional de Ciências, Engenharia e Medicina dos Estados Unidos (2019) aponta a importância tanto das investigações de campo quanto de laboratório, cuja quantidade deve variar em função da

complexidade da obra, da uniformidade do perfil e dos parâmetros requeridos pelo projetista. Ainda, inclui a coleta de amostras deformadas como forma de determinar a estratigrafia do solo, suas características e classificação.

Com relação às investigações para projetos em depósitos de solos moles, Almeida e Marques (2014) sugerem a coleta de informações anterior aos ensaios, como mapas geológicos e pedológicos, fotografias aéreas e dados de campanhas de investigações em obras próximas. As fases seguintes podem ser divididas em etapas preliminar e complementar. As investigações preliminares têm como objetivo a definição da estratigrafia, com o uso de sondagens a percussão. Já na etapa complementar, com o pré-conhecimento do terreno, os ensaios de campo e de laboratório podem ser melhor programados, a fim de determinar os parâmetros geotécnicos e o comportamento geomecânico das camadas moles.

Sendo assim, os tópicos seguintes fazem uma breve descrição dos ensaios laboratoriais e de campo, utilizados na interpretação do depósito deste trabalho, que são também empregados em investigações comumente realizadas em solos moles.

2.3.1

Ensaio de laboratório

Como já descrito, os ensaios de laboratório possibilitam controle razoável das condições de contorno impostas à amostra, com caminhos de tensões e condições de drenagem bem definidos. No entanto, sua grande limitação reside no fato de que a alteração no estado de tensões e o amolgamento do solo são inevitáveis ao coletar uma amostra no campo e transportá-la ao laboratório. As seções seguintes tratam resumidamente das recomendações necessárias para obtenção de amostras indeformadas de boa qualidade e apresentam uma descrição sucinta dos ensaios de caracterização, adensamento edométrico e ensaios triaxiais.

2.3.1.1 Amostragem de solos para ensaios de laboratório

O amostrador de paredes finas é empregado para obter amostras de solo sensíveis à perturbação, como argilas moles e siltes. O amostrador, comumente chamado de tubo *Shelby*, não necessita de uma sapata cortante separada, pois a própria extremidade do tubo é biselada na forma de borda cortante (Knappet e

Craig, 2012). Sandroni (1977) explica que a importância desses amostradores terem as paredes tão finas quanto possível deve-se ao fato de que um amolgamento inevitável da amostra desenvolve-se na sua zona perimetral, em espessura similar à da parede do tubo amostrador, conforme ilustrado na Figura 2.7.

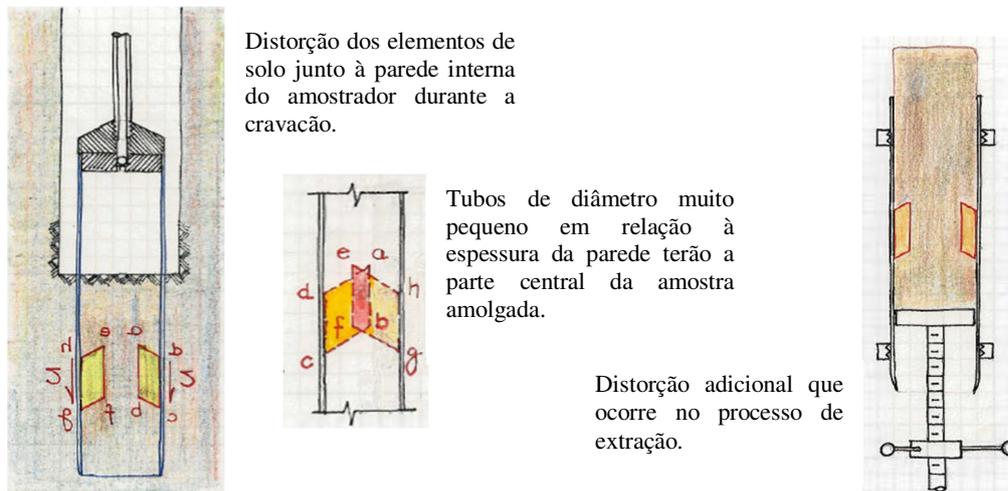


Figura 2.7 Amolgamento do solo no processo de amostragem (Adaptado de Martins, 2017)

Uma outra alteração, que ocorre mesmo numa hipotética amostragem perfeita, é o alívio das tensões do solo, pois, ao remover a amostra do campo, as tensões totais são zeradas, a poropressão se torna negativa e a amostra tende a expandir.

A fim de minimizar os efeitos da cravação dos tubos, são necessários cuidados especiais, como o uso de lama bentonítica densa no furo, com nível sempre mantido no mínimo 1m acima do nível do mar. Esse procedimento objetiva manter uma tensão vertical atuando na amostra, para evitar ruptura por extensão (Aguiar, 2008). Quando o tubo é trazido à superfície, deve-se aplicar parafina nas extremidades para selar a amostra e conservar a umidade natural. A ABNT NBR-9820 (1997) apresenta os procedimentos para tal. Para transporte ao laboratório, deve-se garantir mínimas perturbações nos tubos.

Quanto à extrusão das amostras do amostrador, utiliza-se o procedimento descrito por Ladd e De Groot (2003), sendo recomendado o corte do tubo conforme o tamanho do corpo de prova a ser ensaiado.

2.3.1.2 *Ensaio de caracterização*

Os ensaios de caracterização física comumente empregados na mecânica dos solos são granulometria, massa específica e índices de consistência.

Para conhecimento do tamanho dos grãos e sua porcentagem em relação à massa de solo realiza-se a análise granulométrica, que consiste nas fases de peneiramento e sedimentação. Esta última possui importância significativa no estabelecimento da curva granulométrica de solos finos, argilosos e siltosos. Esses ensaios encontram-se descritos na ABNT NBR-7181 (2016).

Para os solos com textura fina, a caracterização não deve ser restrita à granulometria, pois as propriedades plásticas dependem da composição mineralógica das partículas, de sua forma geométrica e do teor de umidade presente no solo. O teor de umidade pode ser determinado em laboratório conforme os procedimentos prescritos na norma técnica ABNT NBR-6457 (2016).

De acordo com Das (2011) a natureza coesiva das argilas é devida à água adsorvida nas partículas, o que permite que o solo seja remoldado sem desagregar. Os limites entre os estados de consistência são denominados Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP), podendo ser determinados em laboratório conforme as prescrições da ABNT NBR-6459 (2016) e da NBR-7180 (2016), respectivamente.

O ensaio para determinação de matéria orgânica ajuda a classificar o solo e contribui para a compreensão de seu comportamento. Solos orgânicos são tipicamente diferenciados dos inorgânicos por seu odor e cor escura. Por possuírem alta concentração de matéria orgânica, possuem grande retenção de água, o que pode resultar em elevado adensamento primário e compressão secundária. Para determinação do teor de matéria orgânica, realiza-se a verificação da perda em massa de uma amostra submetida à elevada temperatura, o que promove a queima dos conteúdos orgânicos. Os procedimentos do ensaio estão disponíveis em ABNT NBR-13600 (1996).

Por fim, o ensaio de peso específico dos grãos possui a finalidade de determinar a razão entre o peso de um determinado volume de partículas de solo e o peso de um volume equivalente de água destilada, a uma temperatura padrão, sendo normatizado pela ABNT NBR-6458 (2016).

2.3.1.3 Adensamento edométrico convencional

A fim de estabelecer os parâmetros necessários para os cálculos de recalques, simula-se em amostra de laboratório o comportamento de uma camada argilosa quando submetida a um carregamento infinito, por meio de um ensaio denominado adensamento edométrico.

Conforme descrito na ABNT NBR-16853 (2020), um corpo de prova cilíndrico confinado em um anel metálico é submetido a incrementos de tensão axial em determinados intervalos de tempo, sendo monitorado o deslocamento vertical. Nesse ensaio, comumente a dissipação dos excessos de poropressão ocorre pelas pedras porosas de topo e base, conforme a representação esquemática da Figura 2.8. A duração de cada intervalo entre carregamentos é tal que seja possível a identificação da reta de compressão secundária na curva logarítmica de adensamento ou, na curva com raiz de tempo, seja conferido 100% do adensamento primário

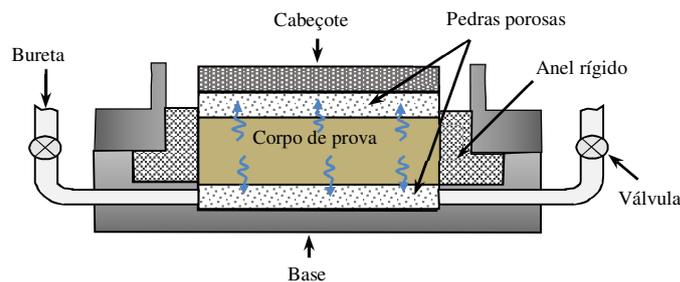


Figura 2.8 Representação esquemática do edômetro (adaptado de Romanel, 2021)

Na prática corrente de engenharia, é comum estabelecer duração de 24 horas para cada etapa de carregamento, em um período de sete a oito dias, sendo o estágio final definido de acordo com o histórico de tensões da camada argilosa analisada e com a tensão vertical máxima a ser imposta na obra em estudo.

Ao fim do processo, os carregamentos são removidos também em estágios e mantém-se o monitoramento dos extensômetros para que se examine o comportamento expansivo do solo devido ao alívio de tensões.

Com isso, o comportamento de compressão e extensão pode ser interpretado em termos de tensões verticais efetivas e variação do índice de vazios do corpo de prova, conforme o gráfico da Figura 2.9.

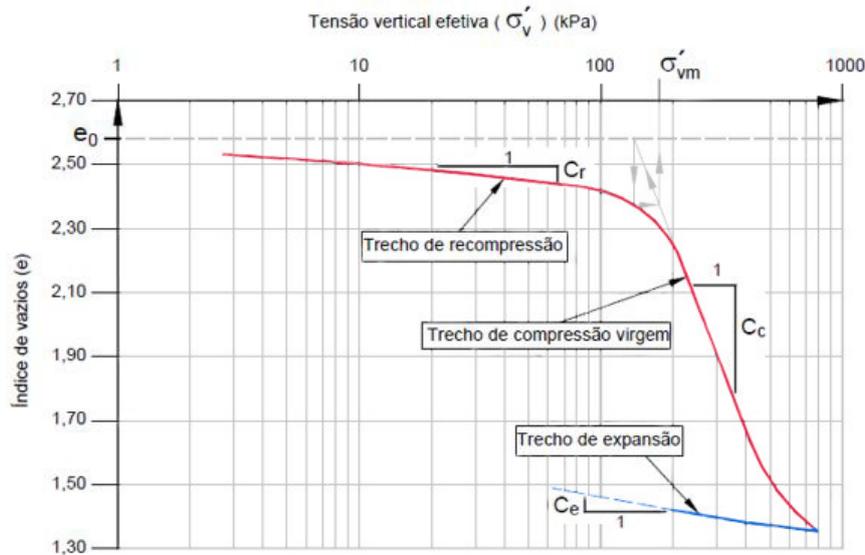


Figura 2.9 Curva de compressibilidade genérica em termos de índice de vazios (adaptado de Aguiar, 2008)

Das inclinações das curvas apresentadas no gráfico acima, é possível determinar os índices de compressão (C_c), recompressão (C_r) e expansão (C_s), sendo esses parâmetros indicativos da variação da densidade relativa ou índice de vazios pela unidade de pressão aplicada nos seus respectivos trechos:

$$C_c, C_r, C_s = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (12)$$

Um outro parâmetro importante a ser determinado por meio desse ensaio é a tensão de pré-adensamento, ou sobreadensamento, a qual pode ser obtida pelos métodos de Pacheco e Silva (1970) ou de Casagrande (1936), também com base na curva da Figura 2.9.

2.3.1.4. Ensaio Triaxial

A concepção do ensaio triaxial, elaborada por Arthur Casagrande, na década de 1930, permitiu à mecânica dos solos um avanço significativo na determinação da resistência ao cisalhamento e das deformações do solo (Holtz e Kovacs, 1981). À época, o ensaio mais empregado era o de cisalhamento direto, no qual um plano de ruptura é imposto à amostra sem controle da poropressão gerada e da rotação das tensões principais. O ensaio triaxial, por sua vez, permite o

conhecimento da trajetória de tensões ao longo de todo o ensaio, assim como das deformações e dos excessos de poropressão a cada instante.

Nesse ensaio, um corpo de prova cilíndrico é selado em uma membrana de borracha, colocado em uma câmara e submetido a uma pressão confinante que simula o confinamento de campo (Figura 2.10 (a)). Usualmente, emprega-se o confinamento hidrostático (isotrópico), porém é possível também aplicar tensões radiais e axiais diferentes no confinamento da amostra, a fim de melhor simular as condições *in situ*.

Na fase de cisalhamento, as tensões radial e axial são alteradas de modo a elevar a tensão de desvio e provocar a ruptura do corpo de prova. A forma mais usual é a ruptura por compressão axial via carregamento vertical, conforme a representação esquemática da Figura 2.10 (b), na qual a tensão axial é aumentada enquanto a radial permanece constante.

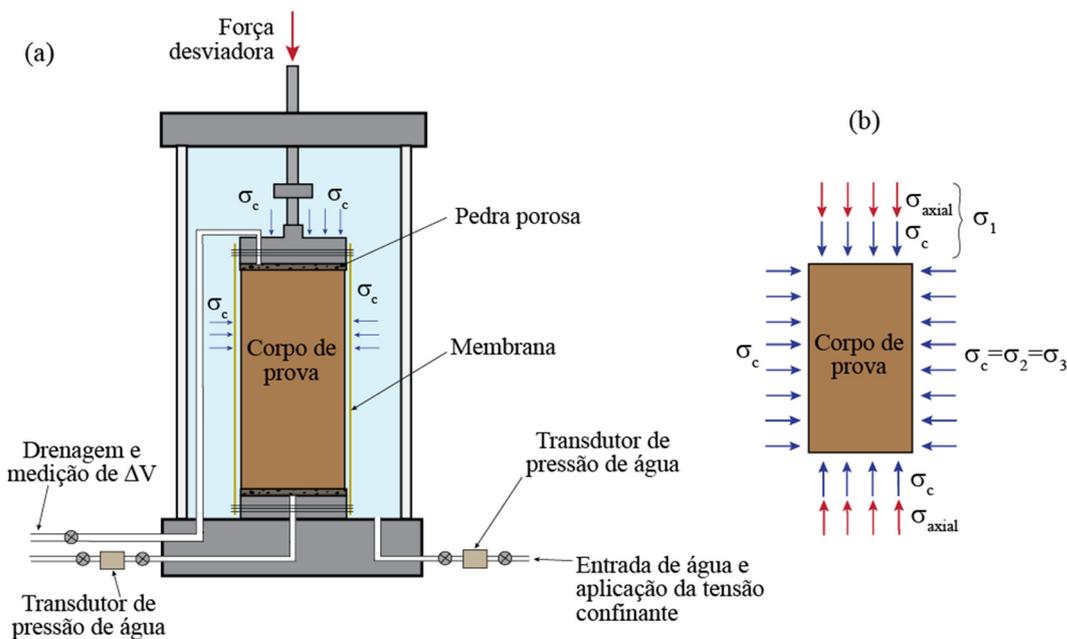


Figura 2.10 (a) Representação esquemática da câmara triaxial (adaptado de Pinto, 2006) (b) Tensões impostas ao corpo de prova (adaptado de Holtz e Kovacs, 1981)

Ainda quanto às diferentes formas de cisalhamento, é comum a classificação do ensaio em relação à drenagem do corpo de prova:

- Cisalhamento drenado:** A ruptura da amostra é feita com a drenagem aberta e sob uma velocidade tal que permita o fluxo de água no corpo de prova e o excesso de poropressão seja mantido nulo durante todo o ensaio. Nesse caso, o cisalhamento pode ser realizado com a imposição de deformação controlada ou tensão controlada e se monitora o volume

de água que entra ou sai do corpo de prova, bem como as deformações axiais resultantes.

- b) Cisalhamento não drenado: A ruptura da amostra é feita com a drenagem fechada, impedindo o fluxo da água do corpo de prova. Da mesma forma, o cisalhamento pode ser por deformação controlada ou tensão controlada e se monitoram os excessos de poropressão ao longo do ensaio, bem como as deformações axiais resultantes.

Destaca-se que o ensaio deve ser realizado com o corpo de prova saturado, a fim de que a variação volumétrica possa ser controlada pela alteração no volume de água no caso de cisalhamento drenado, ou, no caso de cisalhamento não drenado, para que as poropressões possam ser adequadamente registradas. A saturação prévia do corpo de prova pode ser verificada por meio do parâmetro de poropressão B, definido por Skempton em 1954.

Dessa forma, uma sequência de ensaios pode ser realizada em diferentes corpos de prova a fim de se estabelecer a envoltória de ruptura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

2.3.2

Ensaio de campo

O ensaio de campo mais comum a ser empregado nas obras brasileiras é o ensaio de penetração padrão (SPT). Trata-se de uma forma simples de indicação da resistência mecânica do solo, contudo de pouca sensibilidade para solos argilosos moles. Na presença de depósitos de solos moles, é necessária a adoção de ensaios *in situ* com maior acurácia, como é o caso do ensaio de penetração de cone em conjunto com o ensaio de dissipação e do ensaio de palheta.

Os ensaios citados a seguir são descritos sucintamente.

2.3.2.1 Ensaio de simples reconhecimento (SPT)

Conforme relatado por Schnaid e Odebrecht (2012), o *Standard Penetration Test* (SPT) é o método mais comum de sondagem de reconhecimento do solo, sendo popular em quase todo o mundo. Esse ensaio pode ser empregado para identificação da consistência de solos coesivos e como indicativo da compactidade das areias.

A sondagem possui dois processos de operação: perfuração e amostragem. Na perfuração, pode ser empregado um trépano de lavagem como ferramenta. A cada metro, coletam-se amostras com um amostrador padrão de diâmetro de duas polegadas, para se realizar a descrição das camadas do solo por meio de identificação tátil-visual. Para isso, o amostrador é conectado à haste e apoiado no fundo da escavação onde recebe impactos sucessivos dados pela queda de um martelo de 65 kg a uma altura de 75 cm (Figura 2.11). O nível de água (NA) é medido antes e após o ensaio.

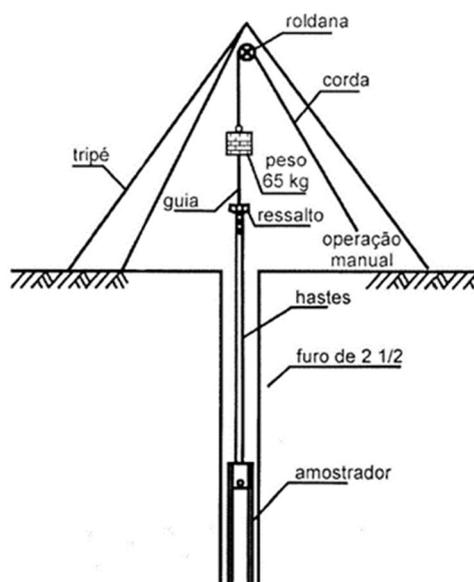


Figura 2.11 Esquema do equipamento de ensaio SPT (Pinto, 2006)

O número de golpes é registrado no decorrer de todo processo, sendo chamado de NSPT o número necessário para fazer o amostrador penetrar 30cm, após uma cravação inicial de 15cm. Dessa forma, o NSPT pode ser relacionado à consistência e à compacidade do solo, como preconiza a ABNT NBR-6484 (2020) (Tabela 2.1).

Na literatura nacional e internacional, diversas são as correlações empíricas para obtenção de parâmetros geotécnicos com base em resultados SPT. Contudo, Schnaid e Odebrecht (2012) apontam como recomendação geral de projeto que correlações com base no N_{SPT} não sejam empregadas para solos moles, pela falta de representatividade do número de golpes nesses solos.

No mesmo sentido, Almeida e Marques (2014) indicam a aplicação de ensaios SPT em depósitos de solos moles como parte da investigação preliminar,

para a definição da espessura das camadas e caracterização do solo subjacente, sem utilização direta na determinação dos parâmetros de projeto.

Tabela 2.1 Estados de compacidade e consistência (ABNT NBR-6484, 2020)

Solo	Índice de resistência à penetração (N_{SPR})	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	20 a 30	Muito rija(o)
	> 30	Dura(o)

2.3.2.2 Ensaio de piezocone (CPTu)

Os ensaios de cone (CPT) e piezocone (CPTu) são apontados por Schnaid (2009) como uma das principais ferramentas de prospecção geotécnica, utilizados para caracterização do perfil do solo e avaliação das propriedades constitutivas dos materiais. Danzinger (1990) descreveu o equipamento de piezocone como um salto de qualidade no desenvolvimento das pesquisas da área de geotecnia, e suas aplicações vêm sendo objeto de estudo de muitos pesquisadores nas últimas décadas.

Robertson e Cabal (2015) elencam como principais vantagens do ensaio o fornecimento do perfil de forma rápida e contínua com resultados que independem do operador e possuem forte base teórica para interpretação. Segundo os autores, a principal desvantagem é a impossibilidade de obtenção de amostras pelo piezocone. Contudo, os resultados de perfil estratigráfico podem orientar a amostragem apropriada para projeto, que em geral é realizada nas zonas mais críticas definidas pelo CPTu.

O princípio do ensaio consiste na cravação contínua de um elemento cilíndrico com ponta cônica, sendo medidas continuamente a resistência de ponta (q_c), a resistência por atrito lateral (f_s) e, no caso do ensaio de piezocone, a

poropressão (u). A velocidade de cravação é constante, na ordem de 2 cm/s de forma a não haver dissipação dos excessos de poropressão gerados. A localização do elemento poroso para medida de poropressão pode ser na face (u_1), na base (u_2) ou na luva do cone (u_3), sendo comum os equipamentos só possuírem a medição de u_2 . A Figura 2.12 apresenta a representação do cone com a posição dos elementos filtrantes e um exemplo de perfil obtido com os dados do ensaio.

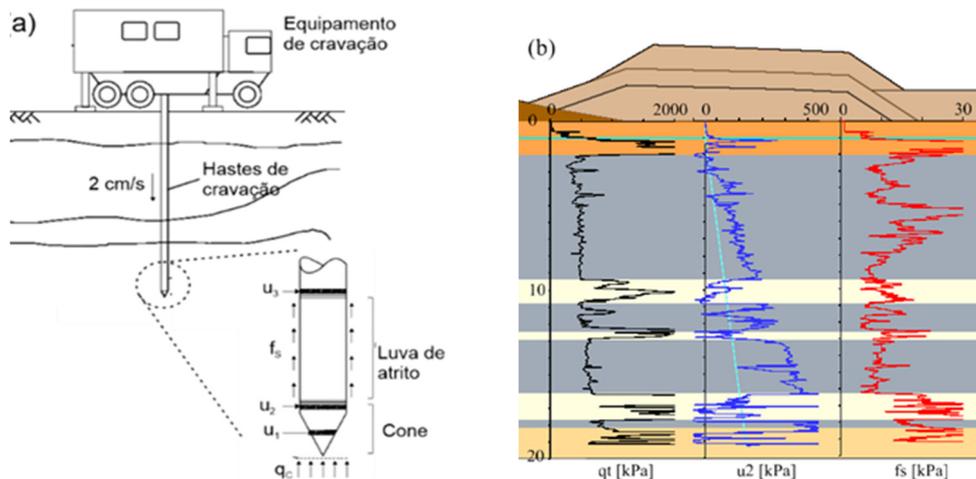


Figura 2.12 (a) Esquema do equipamento piezocone (adaptado de Knappett e Craig, 2012) (b) Exemplo de resultados obtidos pelo CPTU (Cordeiro, 2019).

Devido à geometria do cone e à localização do elemento filtrante, sabe-se que as medidas de resistência à penetração são influenciadas pelo efeito das poropressões registradas. Dessa forma, para conhecer a resistência real do ensaio, é necessário interpretar as poropressões, medidas na base do cone (u_2). A resistência de ponta corrigida (qt) pode ser obtida por meio da equação:

$$qt = qc + u_2 \cdot (1 - a) \quad (13)$$

Onde “ a ” indica a razão entre a área seccional referente ao diâmetro interno do cone e a área seccional referente ao diâmetro externo. Esse coeficiente pode ser obtido por meio de calibração em laboratório.

Normalmente, a resistência do cone (qt) é alta em areias e baixa em argilas, e a relação de fricção ($R_f = fs / qt$) é baixa em areias e alta em argilas.

Como as tensões confinantes aumentam com a profundidade, o mesmo ocorre com a resistência à penetração. Por essa razão, os dados de CPTu requerem

normalização para que os comportamentos do solo possam ser comparados em cotas de baixas ou altas profundidades.

Dessa forma, as relações para o atrito lateral normalizado (F_r), resistência de ponta normalizada (Q_t) e incremento de poropressão normalizado (B_q) resultam nas seguintes equações propostas por Robertson (1990):

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \cdot 100\% \quad (14)$$

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \quad (15)$$

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (16)$$

A partir dos resultados normalizados, alguns autores desenvolveram formas de classificação do solo, com base em extensas bases de dados de ensaios realizados, sendo conhecidas pela sigla SBT (*Soil Behaviour Type Classification Chart*). Uma das classificações mais difundidas internacionalmente é a proposta por Robertson et al. (1986), com o uso de dois ábacos e a classificação do solo em 12 zonas de comportamento (Figura 2.13).

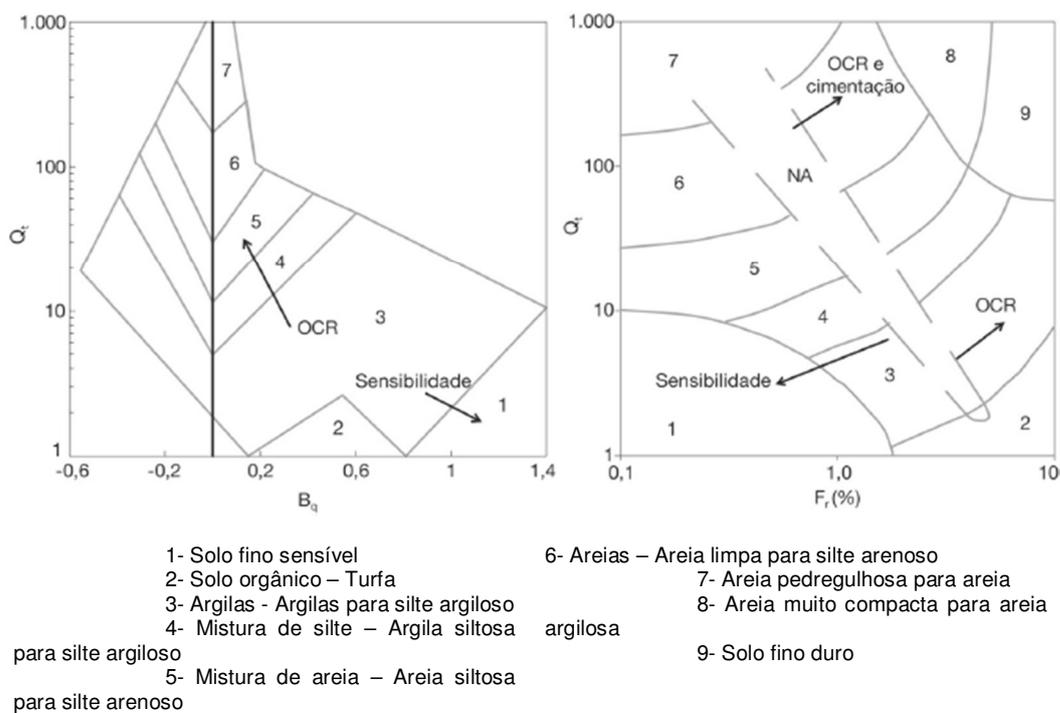
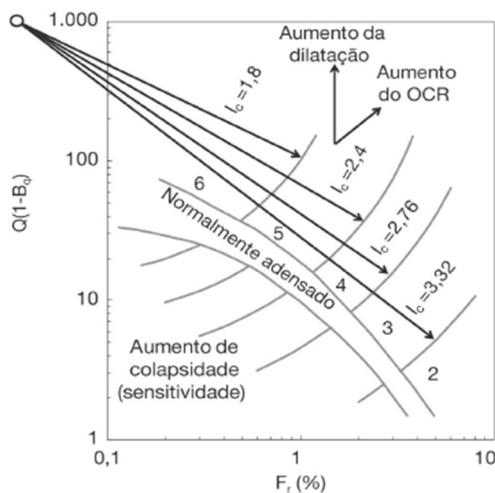


Figura 2.13 Ábacos de identificação do comportamento típico dos solos (Robertson, 1990).

Uma proposta similar foi apresentada por Jefferies e Davies (1993) com o uso da equação (17) e de um ábaco combinando as três variáveis do ensaio (Figura 2.14):

$$I_c = \sqrt{(3 - \log Q_t \cdot (1 - B_q))^2 + (1,5 + 1,3 \cdot \log Fr)^2} \quad (17)$$



Classificação do solo	Nº da zona	Índice I_c
Argilas orgânicas	2	$I_c > 3,22$
Argilas	3	$2,82 < I_c < 3,22$
Misturas de siltes	4	$2,54 < I_c < 2,82$
Misturas de areias	5	$1,90 < I_c < 2,82$
Areias	6	$1,25 < I_c < 1,90$
Areias com pedregulhos	7	$I_c < 1,25$
Solos sensitivos	1	NA

Figura 2.14 Classificação do solo pelo índice I_c (Jefferies e Davies, 1993, apud Schnaid e Odebrecht, 2012)

Posteriormente, Robertson e Wride (1998) propuseram um índice de classificação (I_{CRW}) que pode ser determinado pela equação:

$$I_{CRW} = \sqrt{(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log Fr + 1,22)^2} \quad (18)$$

Onde Q_{tn} pode ser obtido pela equação de Robertson (2004):

$$Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma_{atm}} \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (19)$$

E n é estabelecido como 1 para argilas e 0,5 para areias, com a seguinte equação iterativa para os solos intermediários:

$$n = 0,381 \cdot I_{CRW} + 0,15 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{atm}} \right) - 0,15 \leq 1,0 \quad (20)$$

Os intervalos descritos por Jefferies e Davies (1993) e por Robertson e Wride (1998) são apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 Classificação de solos com base nos índices do ensaio CPTU

Classificação do solo	Nº da zona	Índice I_c	Índice I_{cRW}
Argilas orgânicas	2	$I_c > 3,22$	$I_{cRW} > 3,60$
Argilas	3	2,82 – 3,22	2,95 – 3,60
Misturas de siltes	4	2,54 – 2,82	2,60 – 2,95
Misturas de areias	5	1,90 – 2,54	2,05 – 2,60
Areias	6	1,25 – 1,90	1,31 – 2,05
Areias com pedregulhos	7	$I_c < 1,25$	$I_{cRW} < 1,31$
Solos sensitivos	1	-	*quando $Q_t < 12 e^{(-1,4 Fr)}$

Durante a realização do ensaio de piezocone, pode-se realizar uma pausa na penetração o que resulta na dissipação do excesso de poropressão gerado em torno do cone. Nas profundidades desejadas, portanto, interrompe-se o avanço do cone e monitoram-se as poropressões ao longo do tempo. A taxa de dissipação será dependente do coeficiente de adensamento do solo, o qual por sua vez é função da permeabilidade e da compressibilidade desse material. Além disso, a taxa de dissipação é também influenciada pelo diâmetro da sonda, sendo maior conforme o tamanho da sonda é reduzido.

Usualmente registra-se o tempo até no mínimo atingir 50% da dissipação (t_{50}) e a interpretação dos resultados permite a estimativa do coeficiente de adensamento horizontal (C_h) segundo procedimento descrito por Housby e Teh (1988) (Figura 2.15) e correção semiempírica de Jamiolkowski et al. (1985).

De posse do valor de coeficiente de adensamento horizontal, é possível estimar o coeficiente de permeabilidade nessa direção, com base na equação proposta por Baligh e Levadoux (1980, apud Lunne et al., 1997):

$$k_h = \frac{\gamma_w}{2,3 \cdot \sigma'_{v0}} \cdot RR \cdot c_h \quad (21)$$

Onde RR é a razão de compressão no trecho sobreadensado e pode ser determinada pela curva do ensaio de adensamento edométrico:

$$RR = \frac{C_r}{1 + e_0} = \frac{C_s}{1 + e_0} \quad (22)$$

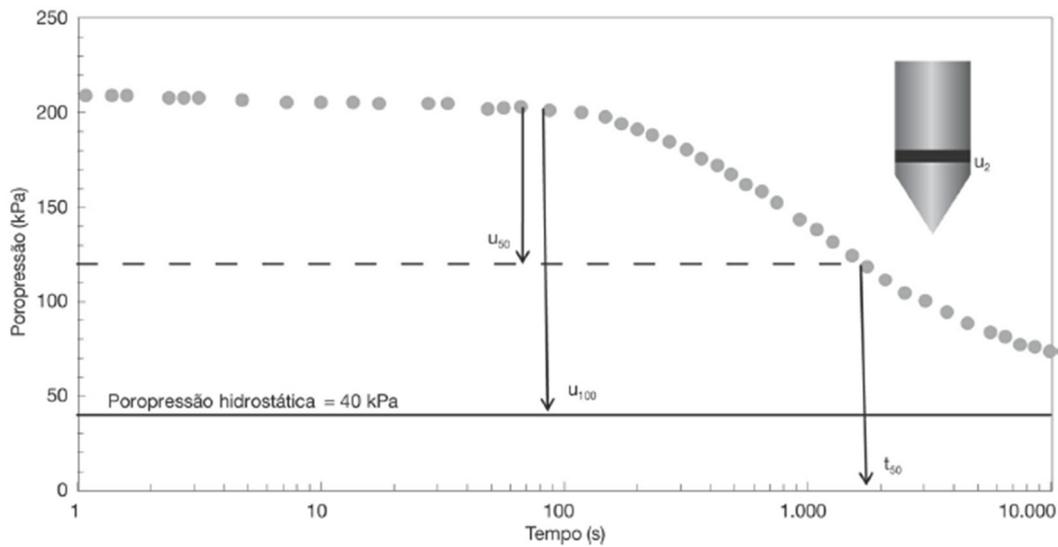


Figura 2.15 Exemplo típico de um ensaio de dissipação para determinação do coeficiente de adensamento horizontal (Schnaid e Odebrecht, 2012).

2.3.2.4 Ensaio de palheta

O ensaio de campo mais comum para determinação de resistência não drenada de depósitos de solos moles é o ensaio de palheta –*Vane Test*– que consiste na inserção no terreno de uma palheta de quatro pás radialmente opostas. Uma rotação é imposta à palheta, medindo-se o torque correspondente, como mostra a Figura 2.16.

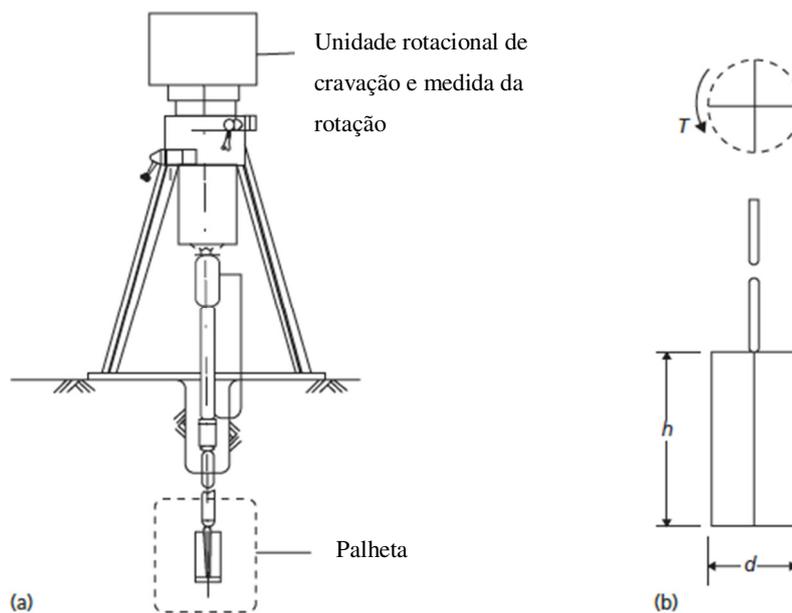


Figura 2.16 (a) Disposição geral dos equipamentos do ensaio de palheta (b) geometria da palheta (Knappett e Craig, 2012).

Ortigão e Collet (1986) apresentam a equação para obtenção da resistência não drenada (23), que considera a hipótese de que a resistência do solo é constante ao longo da superfície de ruptura cilíndrica que contém a palheta.

$$s_u = \frac{2T_{m\acute{a}x}}{\pi D^2 \left(H + \frac{D}{3} \right)} \quad (23)$$

Onde:

S_u = resistência não drenada

$T_{m\acute{a}x}$ = torque máximo medido

D, H = diâmetro e altura da palheta, respectivamente.

Existem algumas dificuldades relacionadas com a interpretação do ensaio. Por exemplo, Pinto (2006) chama atenção para a velocidade de rotação da palheta, que deve ser alta o bastante para impedir que haja dissipação das poropressões com registro de resistência em condição parcialmente drenada. A ABNT NBR-10905 (1989) prescreve como velocidade padrão de 6°/min, na qual o ensaio é considerado não drenado para argilas.

Contudo, como qualquer ensaio de cisalhamento, sabe-se que a velocidade de deformação possui considerável influência na resistência medida. Resultados apresentados por Biscontin e Pestana (2001, apud Schnaid e Odebrecht, 2012) indicam um aumento da resistência do solo conforme o aumento da velocidade de rotação, possivelmente em decorrência de efeitos viscoplásticos do material argiloso.

Bjerrum (1973) constatou que os valores de resistência obtidos pelo *vane test* são maiores do que os valores conferidos em retroanálises de ruptura com aterros reais. Algumas explicações para o fato seriam a anisotropia, o fator tempo e a plasticidade do solo. Por isso, o autor propôs a aplicação de uma correção nos resultados obtidos diretamente pelo ensaio de palheta, por meio da multiplicação de um fator de correção, conhecido como μ . Com isso, obtém-se um valor adequado para cálculos de estabilidade de taludes, em que o fator de segurança no momento de ruptura é igual a um. Uma curva empírica foi apresentada pelo autor, relacionando μ com a plasticidade do solo, conforme a Figura 2.17, à qual se sobrepôs a curva posteriormente proposta por Azzouz et al (1983), bem como a experiência brasileira.

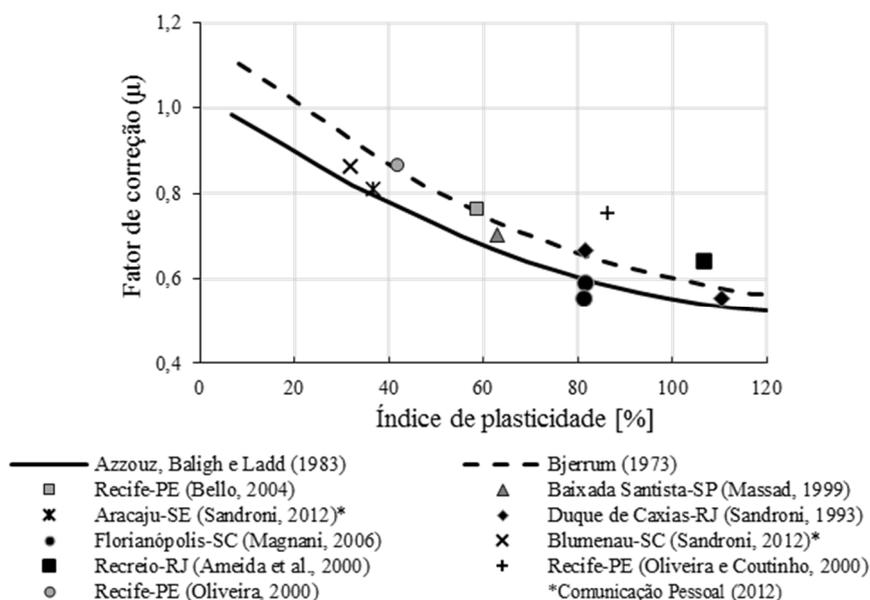


Figura 2.17 Fator de correção empírico da relação entre a resistência de ruptura retroanalisada e o ensaio de palheta (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Alguns outros fatores de influência nos resultados dos ensaios de palheta foram estudados, como a anisotropia do solo, o efeito da inserção da palheta e o efeito do tempo de espera entre a cravação e a rotação. As principais considerações existentes na literatura podem ser observadas em Schnaid e Odebrecht (2012). Apesar disso, dada a simplicidade de execução e aquisição dos resultados, o ensaio possui grande aplicação na mecânica dos solos atual.

2.4 Estimativas indiretas de parâmetros geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos a serem empregados nas análises de projeto advêm da interpretação de diversos dados, tanto de ensaios de campo quanto laboratoriais e estimativas baseadas em indicações da literatura. Alguns parâmetros são obtidos diretamente pela manipulação dos resultados de ensaios, aplicando-se soluções da teoria da mecânica dos solos. É o caso dos ensaios de laboratório para determinação dos parâmetros de resistência e de compressibilidade.

Muitas vezes, contudo, a amostragem restringe-se a apenas algumas camadas, sendo preciso utilizar os ensaios de campo para compor a base de dados necessária para as simulações de projeto. Em sua maioria, os ensaios *in situ* não possuem formulação teórica bem definida para a obtenção dos parâmetros, sendo

comum a aplicação de correlações empíricas, as quais baseiam-se em resultados experimentais.

Embora muitas das correlações já sejam aceitas como boas fontes de parâmetros geotécnicos, há que se destacar que foram elaboradas para os solos estudados pelos autores e, portanto, com expectativa de se mostrarem satisfatórias para solos de comportamento e características similares. Dessa forma, o uso indiscriminado de equações sem observância do empirismo associado a elas pode resultar em parâmetros incertos e análises distantes da realidade.

As seções seguintes reúnem as principais interpretações disponíveis na literatura para interpretação dos ensaios e obtenção dos parâmetros geotécnicos.

2.4.1.

Peso específico

O peso específico natural do solo pode ser obtido pontualmente com a amostragem indeformada, calculando-se a razão entre peso na umidade natural e o volume da amostra.

Para composição do peso específico distribuído ao longo do perfil do solo, Robertson (2010) propôs uma equação que relaciona o aumento do peso específico com o aumento dos fatores medidos pelo cone no ensaio CPT:

$$\gamma = \left[0,27 \cdot \log(Rf) + 0,36 \cdot \log\left(\frac{qt}{pa}\right) + 1,236 \right] \cdot \gamma_w \quad (24)$$

Onde:

γ_w = peso específico da água

Rf = razão de atrito = fs/qt

pa = pressão atmosférica

A equação (24) é útil para determinação do peso específico nas camadas em que não foram coletadas amostras, bem como para avaliar a variação desse parâmetro com a variação da profundidade.

2.4.2.

Resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento dos solos é comumente interpretada com base nos parâmetros estabelecidos pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb (1776), em que a ruptura é estabelecida como decorrência de uma combinação de tensões normais e cisalhantes. Definido em termos de tensões efetivas pode ser escrito como:

$$|\tau_f| = c' + \sigma'_f \cdot \tan \phi' \quad (25)$$

Onde:

$|\tau_f|$ = resistência ao cisalhamento

c' = intercepto coesivo

σ'_f = tensão normal efetiva atuante no plano de ruptura, na ruptura

ϕ' = ângulo de atrito.

A obtenção da envoltória de Mohr-Coulomb pode ser feita por meio de ensaios de laboratório, mas para camadas não amostradas o procedimento alternativo descrito a seguir pode ser aplicado.

2.4.2.1. Ângulo de atrito

Conforme citado anteriormente, o ensaio SPT possui pouca sensibilidade para solos com N_{SPT} inferior a cinco. Contudo, para valores acima disso, torna-se mais representativo, fazendo com que correlações para obtenção de parâmetros sejam facilmente encontradas na literatura.

As equações propostas por Godoy (1983, apud Cintra e Aoki, 2010), Teixeira (1996, apud Cintra e Aoki, 2010) e Hatanaka e Ushida (1996, apud Shnaid e Odebrecht, 2014) são as mais convencionais para solos descritos como granulares e são listadas a seguir:

$$\text{Godoy (1983): } \phi' = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT} \quad (26)$$

$$\text{Teixeira (1996): } \phi' = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (27)$$

$$\text{Hatanaka e Ushida (1996): } \phi' = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{\text{SPT60}}} \quad (28)$$

Onde N_{SPT60} representa o número de golpes SPT corrigido para 60% da energia teórica.

Schnaid e Odebrecht (2012) apontam que em solos argilosos normalmente adensados, o valor de ângulo de atrito pode ser estimado a nível de anteprojeto com base nos valores de índice de plasticidade, conforme a correlação gráfica estabelecida por Bjerrum e Simons (1960) (Figura 2.18).

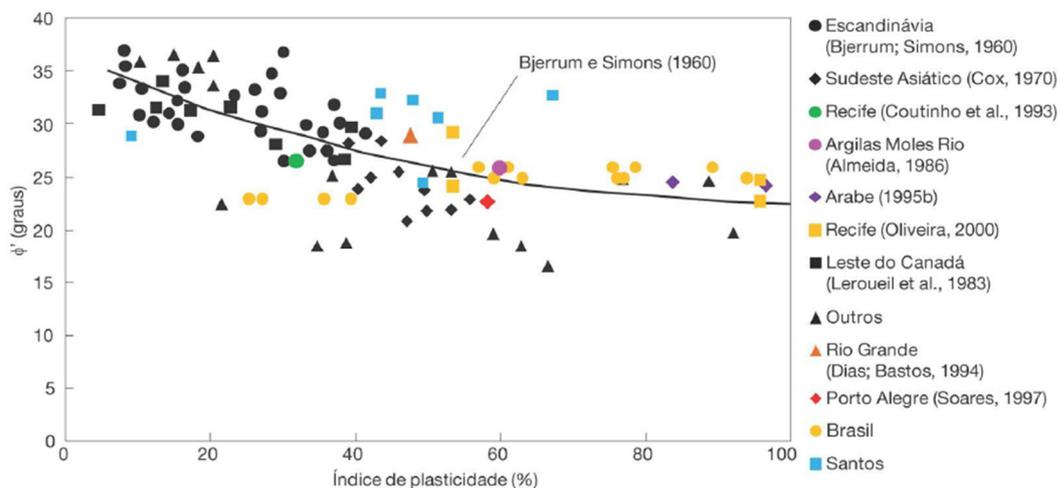


Figura 2.18 Correlação entre ϕ' e IP para argilas normalmente adensadas (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Para o ensaio de piezocone, em camadas compostas predominantemente por areias, as correlações mais usuais são as apresentadas por Robertson e Campanella (1983) e Kulhawy e Mayne (1990), respectivamente:

$$\tan \phi' = \frac{1}{2,68} \cdot \left[\log \left(\frac{qc}{\sigma'_{v0}} \right) + 0,29 \right] \quad (29)$$

$$\phi' = 17,6 + 11 \cdot \log (Q_{tn}) \quad (30)$$

A interpretação de camadas argilosas em termos de tensões efetivas não é usual, sendo mais comum o emprego da resistência não drenada, dessa forma, poucas são as correlações com os resultados CPTu encontradas na literatura.

Dentre os métodos disponíveis para avaliação do perfil de resistência efetiva de argilas normalmente adensadas, o proposto pelo Instituto de Tecnologia da Noruega (NTH) avalia a relação entre os parâmetros normalizados N_m e B_q do

CPTu e a resistência do solo. Tal método é descrito por Senneet et al. (1989) e também por Mayne (2007), sendo escrito como:

$$N_m = \frac{\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \cdot \exp(\pi \cdot \tan \phi') - 1}{1 + 6 \cdot \tan \phi' \cdot (1 + \tan \phi') \cdot B_q} \quad (31)$$

O parâmetro de resistência N_m pode ser relacionado com as leituras do ensaio CPTu:

$$N_m = \frac{qt - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0} + a'} \quad (32)$$

Onde σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva e a' é dado por:

$$a' = c' \cdot \cotg \phi' \quad (33)$$

Assim, atribuindo $a' = 0$ devido à coesão nula das argilas normalmente adensadas, Mayne (2007) escreveu a expressão NTH de forma simplificada como:

$$\phi' \approx 29,5 \cdot B_q^{0,121} \cdot [0,256 + 0,336 \cdot B_q + \log(N_m)] \quad (34)$$

O pesquisador ressalta a aplicabilidade restrita da equação para intervalos de resistência de 18 a 45 graus e incremento de poropressão B_q entre 0,05 e 1,0, sendo considerada válida apenas para argilas e siltes argilosos com OCR inferior a 2,5. Em concordância, Robertson e Cabal (2015) alertam que, para argilas sobreadensadas, o método NTH não fornece resultados confiáveis.

Posteriormente, Ouyang e Mayne (2019) complementaram os estudos referentes ao método original, possibilitando sua adequação às argilas com $OCRs > 2,5$. Nessa revisão, os autores incluem a influência do histórico de tensões nas expressões de cálculo. Assim, N_m passa a ser escrito como N_{mc} :

$$N_{mc} = \frac{qt - \sigma_{v0}}{\sigma'_e + a'} \quad (35)$$

Onde σ'_e é definido como tensão equivalente:

$$\sigma'_e = \sigma'_{v0} \cdot OCR^\Lambda = \sigma_{vm}^{\Lambda} \cdot \sigma_{v0}^{(1-\Lambda)} \quad (36)$$

Sendo Λ um expoente que relaciona o coeficiente de expansão (C_s) e o coeficiente de compressibilidade (C_c) do ensaio de adensamento:

$$\Lambda = 1 - \frac{C_s}{C_c} \quad (37)$$

Ainda, a variação do excesso de poropressão é modificada da seguinte forma:

$$U^* = \frac{u_2 - u_0}{\sigma'_e} \quad (38)$$

E o incremento de poropressão normalizado:

$$Bq = \frac{U^*}{N_{mc}} = \frac{u_2 - u_0}{\sigma'_e \cdot \frac{qt - \sigma_{v0}}{\sigma'_e + a'}} = \frac{(u_2 - u_0) \cdot (\sigma'_e + a')}{(qt - \sigma_{v0}) \cdot \sigma'_e} \quad (39)$$

Cujo valor é inserido na expressão atualizada:

$$\phi' \approx 29,5 \cdot Bq^{0,121} \cdot [0,256 + 0,336 \cdot Bq + \log(N_{mc})] \quad (40)$$

Essa modificação ainda mantém a expressão original no caso de argilas normalmente adensadas nas quais $OCR = 1$. A aplicação do método modificado, de acordo com Ouyang e Mayne, permite resultados mais conservadores do que a aplicação do método original para os valores de ângulo de atrito efetivo.

2.4.2.2. Resistência não drenada

Para previsão de comportamento em solos de alta compressibilidade, baixa permeabilidade e saturados, sujeitos a solicitações quase instantâneas, é comum o estudo em termos de tensões totais, com o conceito de resistência não drenada. O método em questão constitui uma simplificação desenvolvida por Skempton na década de 1940, na qual se emprega uma envoltória fictícia horizontal de tensões totais, onde o ângulo de atrito é nulo e o intercepto na origem é denominado resistência não drenada (S_u) (Ortigão, 1995).

A condição de carregamento de curto prazo considera a velocidade em que as modificações de tensão total são aplicadas em relação à velocidade de dissipação do excesso de poropressões, podendo ser equivalente a dias ou semanas no caso de depósitos de solos moles (Knappett e Craig, 2012).

Robertson e Cabal (2015) destacam ainda que o valor de resistência não drenada depende da direção do carregamento, da anisotropia do solo, da taxa de

deformações e do histórico de tensões, não sendo um parâmetro exclusivo como no caso do ângulo do estado crítico da resistência ao cisalhamento.

Em laboratório, ensaios triaxiais não drenados permitem a obtenção de S_u , enquanto em campo o ensaio utilizado para tal é o ensaio de palheta.

Para determinação da resistência não drenada ao longo do perfil, Robertson (1990) apresenta uma relação com a resistência de ponta corrigida (q_t) do ensaio CPTu:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (41)$$

Onde N_{kt} é um fator de cone, que pode ser obtido com a mesma equação, em profundidades onde se conhece a resistência não drenada.

Conforme o descrito na literatura nacional, os valores de N_{kt} se enquadram comumente entre 8 e 16 (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 Fatores de cone para argilas brasileiras (Schnaid e Odebrecht, 2012)

Autor	Local/Solo	N_{kt}	Ensaio
Rocha Filho e Alencar (1985)	Sarapuí/RJ	10-15	Palheta
Danzinger (1990)	Sarapuí/RJ	8-12	Palheta
Coutinho, Oliveira e Danzinger (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
Sandronni et al. (1997)	Sergipe	14-18	Palheta e CIU
Batista e Sayão (1998)	Salvador/BA	12-18	Palheta

2.4.3.

Histórico de tensões

A razão de sobreadensamento (*Overconsolidation ratio* – OCR) é definida como a razão entre a máxima tensão efetiva vertical a que o solo já esteve submetido em sua história geológica e a tensão vertical efetiva atuante no momento de análise. Martins (2017) cita como exemplos de variações de tensões remoções de carga por efeitos geológicos e glaciações, variação de poropressão e variações na estrutura do solo. O autor salienta a possibilidade de amostras se mostrarem sobreadensadas sem terem sido submetidas a tensões verticais efetivas superiores às atuais, sendo o fato devido a mecanismos como a compressão secundária.

Pontualmente, a razão de sobreadensamento pode ser obtida conhecendo-se a tensão de sobreadensamento advinda dos ensaios edométricos e estimando-se a tensão vertical efetiva atuante com base nas camadas de solos sobrejacentes à profundidade de análise.

Para composição de um perfil contínuo, Robertson (2009), Kulhawy e Mayne (1990) e Chen e Mayne (1996) propuseram as seguintes equações com base nos resultados do ensaio CPTu:

$$\text{OCR} = 0,25 \cdot (Q_1)^{1,25} \quad (42)$$

$$\text{OCR} = k_1 \cdot \frac{(qt - \sigma'_{v0})}{\sigma'_v} \quad (43)$$

$$\text{OCR} = k_2 \cdot \frac{(qt - u_2)}{\sigma'_v} \quad (44)$$

Os coeficientes k_1 variam na faixa de 0,1 a 0,5 e k_2 na faixa de 0,5 e 0,6 (Schnaid e Odebrecht, 2012).

2.4.4. Permeabilidade

A obtenção dos coeficientes de permeabilidade pode ser feita com o equipamento edométrico, permitindo que o corpo de prova submetido ao adensamento seja percolado de forma análoga a um permeâmetro de carga variável. Nesse caso o coeficiente de permeabilidade vertical é obtido diretamente.

A estimativa de permeabilidade baseada no ensaio CPTu pode ser feita com o uso da equação proposta por Robertson e Cabal (2015), também referente ao coeficiente vertical:

$$k_v = 10^{(0,952 - 3,04 \cdot I_c)} \quad (\text{para } 1,0 < I_c \leq 3,27) \quad (45)$$

$$k_v = 10^{(-4,52 - 1,37 \cdot I_c)} \quad (\text{para } 3,27 < I_c \leq 4,0) \quad (46)$$

Ou ainda, de acordo com os intervalos sugeridos pelos autores, também baseados na classificação de comportamento do ensaio CPTu (SBT), conforme a Tabela 2.4.

Tabela 2.4 Estimativa de permeabilidade com base na classificação SBT (Robertson e Cabal, 2015)

Zona SBT	SBT	Intervalo de k (m/s)	SBT _n I _c RW
1	Solo fino sensível	3×10^{-10} - 3×10^{-8}	NA
2	Solos orgânicos - turfa	1×10^{-10} - 1×10^{-8}	$I_c > 3,60$
3	Argila	1×10^{-10} - 1×10^{-9}	$2,95 < I_c < 3,60$
4	Mistura de silte	3×10^{-9} - 1×10^{-7}	$2,60 < I_c < 2,95$
5	Areia fofa	1×10^{-7} - 1×10^{-5}	$2,05 < I_c < 2,60$
6	Areia	1×10^{-5} - 1×10^{-3}	$1,31 < I_c < 2,05$
7	Areia pedregulhosa	1×10^{-3} - 1	$I_c < 1,31$
8	Solo muito compacto/ duro*	1×10^{-8} - 1×10^{-3}	NA
9	Solo fino duro*	1×10^{-9} - 1×10^{-7}	NA

Nota: * - sobreadensado e/ou cimentado.

Para solos argilosos, em que o coeficiente de permeabilidade depende da direção, a razão entre a permeabilidade vertical e horizontal é comumente considerada conforme a recomendação de Jamiokowski et al. (1985) (Tabela 2.5):

Tabela 2.5 Razão de permeabilidade em argilas (Jamiokowski, 1985)

Natureza da Argila	k_h/k_v
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1,0 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e lentes permeáveis	2,0 a 4,0
Depósitos com ocorrência de várias camadas de material permeável	3,0 a 15

2.4.5.

Parâmetros de deformabilidade

Ainda que os parâmetros que governam a rigidez do solo sejam diferentes conforme o modelo constitutivo adotado para interpretação, algumas correlações são encontradas na literatura para os parâmetros mais comuns. O módulo edométrico, por exemplo, pode ser estimado segundo equações relacionando dados de ensaios CPTu.

Uma abordagem para argilas é sugerida por Lunne et al. (1997), sendo definida pela seguinte equação:

$$E_{\text{oed}} = \alpha_m \cdot qt \quad (47)$$

Onde o valor do coeficiente α_m é função das características do solo, conforme a Tabela 2.6 proposta pelos autores:

Tabela 2.6 Estimativa do coeficiente α_m (Lunne et al., 1997)

	$qt < 0,7 \text{ MPa}$	$3 < \alpha_m < 8$
Argilas de baixa plasticidade	$0,7 < qt < 2,0 \text{ MPa}$	$2 < \alpha_m < 5$
	$qt > 2,0 \text{ MPa}$	$1 < \alpha_m < 2,5$
Siltes de baixa plasticidade	$qt > 2,0 \text{ MPa}$	$3 < \alpha_m < 6$
	$qt < 2,0 \text{ MPa}$	$1 < \alpha_m < 3$
Argilas e siltes de alta plasticidade	$qt < 2,0 \text{ MPa}$	$2 < \alpha_m < 6$
Siltes orgânicos	$qt < 1,2 \text{ MPa}$	$2 < \alpha_m < 8$
Turfas e argilas orgânicas ($qt < 0,7 \text{ MPa}$)	$50 < w < 100\%$	$1,5 < \alpha_m < 4$
	$100 < w < 200\%$	$1 < \alpha_m < 1,5$
	$w > 200\%$	$0,4 < \alpha_m < 1$

Uma expressão similar foi apresentada por Robertson (2009):

$$E_{oed} = \alpha_M \cdot (qt - \sigma_{v0}) \quad (48)$$

Em que o coeficiente α_M varia com o valor de Qt , segundo os critérios:

- Para $I_c > 2,2$ (solos de granulometria fina):

$$\begin{aligned} \alpha_M &= Qt && \text{quando } Qt < 14 \\ \alpha_M &= 14 && \text{quando } Qt > 14 \end{aligned} \quad (49)$$

- Para $I_c < 2,2$ (solos de granulometria grossa):

$$\alpha_M = 0,0188 \cdot \left[10^{(0,55 \cdot I_c + 1,68)} \right] \quad (50)$$

Um outro parâmetro comumente empregado para interpretação do comportamento do solo quanto à deformabilidade é o coeficiente de Poisson (ν), que pode ser determinado em ensaios triaxiais drenados. Porém, como ensaios drenados em argilas nem sempre são realizados, a literatura costuma apresentar intervalos de valores típicos, de acordo com a classificação, o grau de compacidade e o grau de saturação do solo.

Exemplos de valores indicados na literatura podem ser consultados em Poulos e Davis (1980) e Das (2011), reproduzidos na Tabela 2.7 e Tabela 2.8.

Tabela 2.7 Valores típicos para coeficiente de Poisson (Poulos e Davis, 1980)

Argila	Coeficiente de Poisson
Argila dura pré-adensada	0,1 - 0,20 (0,15)
Argila média	0,20 - 0,35 (0,30)
Argila mole normalmente adensada	0,35 - 0,45 (0,40)

Tabela 2.8 Valores típicos para coeficiente de Poisson (Das, 2011)

Tipo de Solo	Coeficiente de Poisson
Areia fofa	0,20 - 0,40
Areia média	0,25 - 0,40
Areia compacta	0,30 - 0,45
Areia siltosa	0,20 - 0,40
Argila mole	0,15 - 0,25
Argila média	0,20 - 0,50

2.5.

Experiência em argilas brasileiras

Cordeiro (2019) apresenta uma síntese de diversos parâmetros geotécnicos obtidos por meio de ensaios realizados nas argilas moles brasileiras ao longo das últimas décadas de pesquisas (Tabela 2.9).

2.6.

Monitoramento em depósitos de solos moles

A importância do acompanhamento do comportamento do solo ao longo do período de construção e de vida útil de uma obra geotécnica advém do fato de que, apesar das constantes evoluções nos métodos de análise de projeto, ainda se observam alguns insucessos em obras de aterros sobre solos moles. Segundo Brugger (1996), tais insucessos demonstram que o conhecimento obtido em ensaios de laboratório e aplicados aos modelos de análise não é suficiente para se considerar o comportamento das obras como plenamente entendido.

Sendo assim, busca-se acompanhar por meio de instrumentação de campo os valores em tempo real, ou quase real, usualmente referentes a deslocamentos verticais, deslocamentos horizontais e excessos de poropressão.

Tabela 2.9 Parâmetros obtidos para argilas moles brasileiras (Cordeiro, 2019)

Parâmetro	KM 30+460 BR 470 (Gaspar/SC) ¹	BR 470 (SC) ²	Fpólis (SC) ³	Joinville (SC) ⁴	Rio Grande (RS) ⁵	Sarapuí (RJ) ⁶	Itaipú (RJ) ⁷	Caju (RJ) ⁸	Sergipe ⁹	Sesi Iburá Recife (PE) ¹⁰
Cc/(1+e ₀)	0,17 a 0,22	0,09 a 0,42	0,3 a 0,45	0,09 a 0,65	0,07 a 0,346	0,38 a 0,42	0,41 ±0,12	0,27	0,3 a 0,4	0,3 a 0,6
Cr/(1+e ₀)	0,04 a 0,05	0,01 a 0,03	-----	0,01 a 0,1	-----	-----	-----	-----	-----	-----
Cr/Cc= RR/CR	0,19 a 0,28	0,03 a 0,16	0,12	0,02 a 0,75	-----	0,15 ± 0,02	-----	0,21	0,1	-----
Cv (cm ² /s) adensamento	2,7x10 ⁻³ a 5,8x10 ⁻⁴	0,13x10 ⁻³ a 4,2x10 ⁻³	0,7 x10 ⁻⁴ a 1,0 x10 ⁻⁴	-----	2,9 x 10 ⁻³ a 2,0 x 10 ⁻⁴	0,5 x10 ⁻⁴ a 1,5 x10 ⁻⁴	5 x10 ⁻⁴	-----	-----	0,5 x10 ⁻⁴ a 10 x10 ⁻⁴
Ch (cm ² /s) NA dissipação	2,96 x 10 ⁻³ a 1,47 x 10 ⁻⁴	0,8x10 ⁻³ a 29,2x10 ⁻³	5,75x10 ⁻⁴ a 5,93x10 ⁻⁴	9 x10 ⁻⁵ a 2 x10 ⁻²	-----	3,1x10 ⁻⁴ a 8,7x10 ⁻⁴	-----	-----	-----	-----
Cv (cm ² /s) NA dissipação k=2	1,48 x 10 ⁻³ a 7,37 x 10 ⁻⁵	0,7x10 ⁻³ a 17,2x10 ⁻³	-----	7 x10 ⁻⁵ a 3 x10 ⁻²	3,0 x 10 ⁻³ a 1,0 x 10 ⁻⁴	1,6x10 ⁻⁴ a 4,4 x10 ⁻⁴	-----	-----	-----	-----
Nkt	13 (médio)	3,4 a 19,5	12	11 a 22	8 a 15	8 a 12	-----	-----	-----	-----
Su (kPa) palheta	23,8 a 35,9	10,7 a 74,3	5 a 28	5,6 a 44,19	18 a 49	8 a 20	---	---	10 a 26	14 a 37
Su (kPa) Triaxial UU	7,5 a 19,0 *amolçamento	6,3 a 43,3	4,53 a 17,9	7 a 48	25 a 37,5	8,64± 3,26	-----	-----	-----	-----
Su/σ' _{v0}	0,25 a 1,0	0,41 a 0,73	0,33 a 0,43	-----	0,22 a 0,36	---	---	---	0,22 a 0,34	---
Ø'	---	---	26	----	17,5 a 28,5	25	21 - 65	27	26 a 30	25 a 29
c' (kPa)	---	---	----	----	12 a 50 (PA)	1,5	---	---	---	---

Fonte: ¹Autor; ²Grando (2018); ³Magnani (2006); ⁴Prosul (2018); ⁵Dienstmann (2015); ⁶Grando (2018), Almeida e Marques (2002), Sandroni et al (1997); ⁷ Almeida e Marques (2014); ⁸Almeida e Marques (2014); ⁹ Almeida e Marques (2014), Brugger (1996); ¹⁰ Oliveira (2002), Coutinho et al (2000), Almeida e Marques (2014).

Conforme definição da Academia Nacional de Ciências, Engenharia e Medicina dos Estados Unidos (2019), a instrumentação geotécnica é o processo de projetar e instalar componentes mecânicos, elétricos, dispositivos hidráulicos, pneumáticos e ópticos para monitorar e registrar ativa ou passivamente os parâmetros associados ao desempenho das estruturas geotécnicas.

Dunnicliff (1988) salienta que o uso de instrumentação geotécnica não é apenas a seleção de instrumentos de medição, mas sim um projeto de engenharia abrangente, começando com a definição dos objetivos e terminando com a interpretação dos dados medidos. Cada etapa é crítica para o sucesso do conjunto, sendo essencial a combinação entre a capacidade dos instrumentos e a qualificação técnica dos profissionais.

Os resultados da instrumentação podem ser comparados com métodos analíticos, empíricos e numéricos, por meio de diversos tipos de análise e modelos matemáticos que buscam representar o comportamento do solo.

Dessa forma, as seções seguintes descrevem os principais instrumentos usualmente utilizados no monitoramento de obras de aterros sobre solos moles e que foram empregados na obra objeto desta dissertação.

2.6.1.

Placas de recalque

Almeida e Marques (2014) descrevem as placas de recalque como os instrumentos mais simples que compõem um projeto de instrumentação, tendo por objetivo medir os deslocamentos verticais. São compostas por placas metálicas de dimensões variáveis entre 0,5m e 1m embutidas no corpo ou na base do aterro, com uma haste solidarizada, cuja outra extremidade fica acima do topo do aterro.

Para o monitoramento dos deslocamentos verticais, são realizadas leituras topográficas periódicas, tendo como base um marco topográfico (referência indeslocável) localizado próximo ao aterro. Os resultados são interpretados em termos de deslocamentos ou deslocamentos acumulados em função do tempo, sendo também registradas as espessuras do aterro no local de instalação da placa, nas datas correspondentes, como no gráfico da Figura 2.19, monitorado por Magnani (2006).

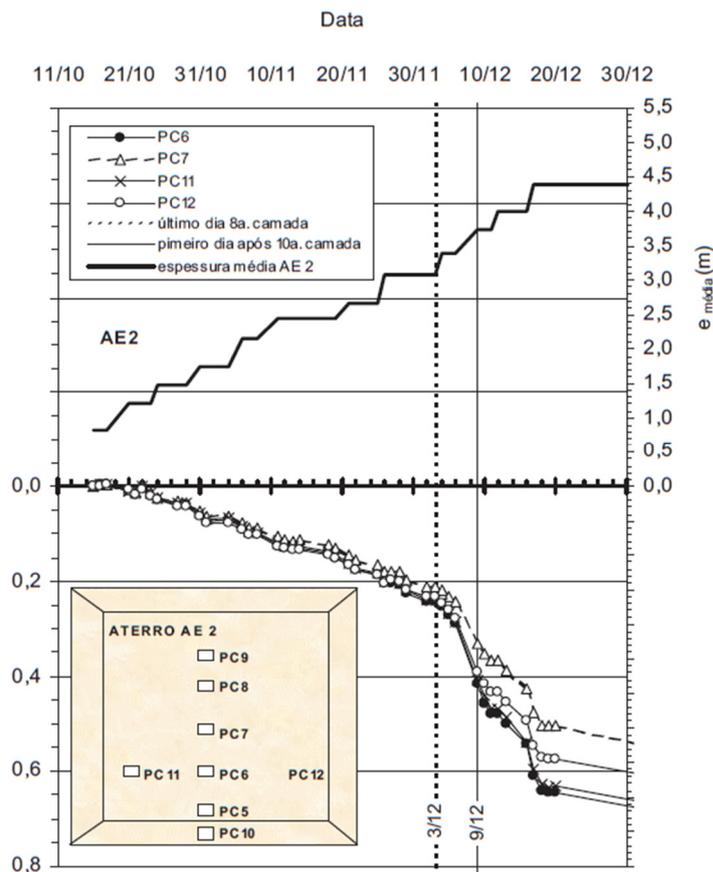


Figura 2.19 Exemplo de dados obtidos com a instalação de placas de recalque para monitoramento de aterro (Magnani, 2006)

De posse desses dados, torna-se interessante avaliar a previsão de recalques, tanto para verificar as premissas adotadas em projeto, quanto para estimar o tempo e a magnitude de recalques futuros.

2.6.2.

Inclinômetros

Os inclinômetros são equipamentos empregados com o objetivo de acompanhar os deslocamentos horizontais, superficiais e em subsuperfície. O inclinômetro fixo possui sensores de inclinação instalados de forma permanente dentro de um tubo guia, ao passo que o inclinômetro móvel, ou de torpedo, permite aquisições de dados ao longo de todo perfil, sendo por esse motivo o mais empregado. Nesse caso, um torpedo (sensor) se desloca registrando as inclinações com relação à vertical ao longo do eixo do tubo guia.

Conforme descrição apresentada por Affonso (2005), o tubo guia consiste em um conjunto de segmentos plásticos ou de alumínio instalados em posição vertical. Esses tubos possuem dois pares de ranhuras diametralmente opostas, que definem as direções de leituras, orientando as rodas do sensor, como mostram as Figura 2.20 e Figura 2.21.

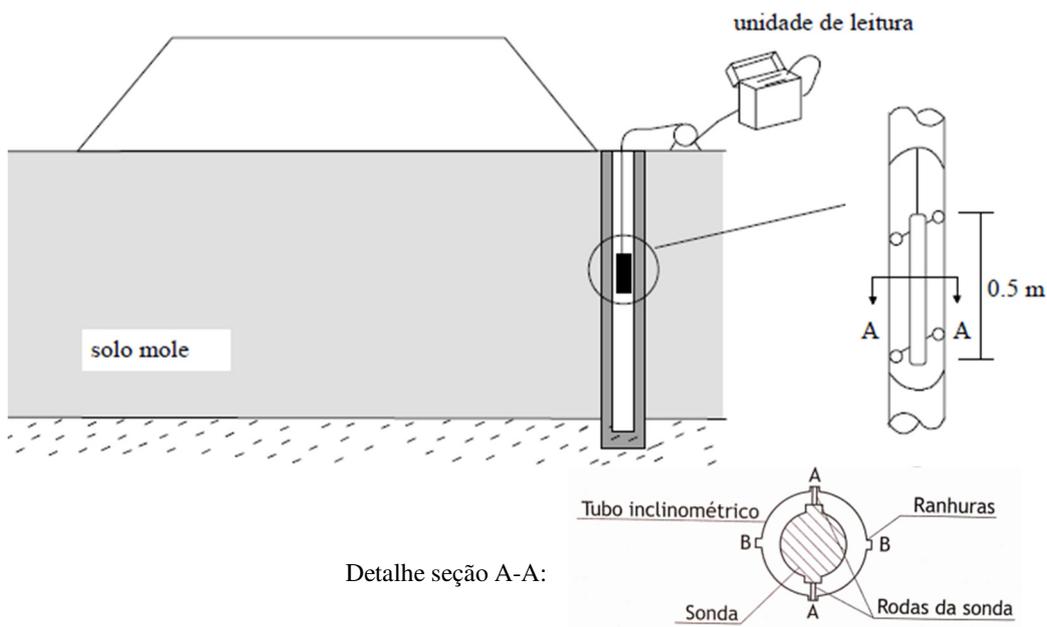


Figura 2.20 Instalação de inclinômetro para monitoramento da construção de aterro sobre solo mole (Adaptado de DNER, 1998 e Almeida e Marques, 2014)

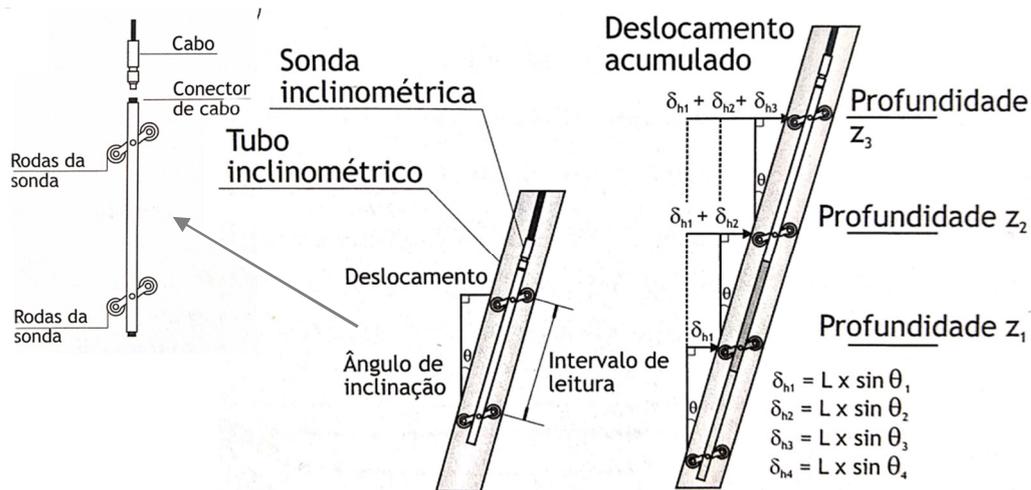


Figura 2.21 Detalhe esquemático da sonda inclinométrica e das leituras (adaptado de Almeida e Marques, 2014)

Assim, além dos controles de deslocamento horizontal, pode-se realizar também o monitoramento das distorções, ou seja, a cada profundidade verifica-se a

variação angular do vetor de deslocamentos relativo a dois pontos no alinhamento vertical, como indicado na Figura 2.21.

Brugger (1996) menciona a aplicabilidade de inclinômetros em conjunto, posicionados em vários pontos da seção, a fim de permitir uma boa definição das profundidades de distorção máxima e identificação das superfícies potenciais de ruptura. Além disso, o autor aponta como boas ferramentas para reconhecimento de iminência de ruptura na fundação quando interpretados juntamente com medidas de recalques e poropressões.

2.6.3.

Piezômetros

Os piezômetros são equipamentos com a finalidade de monitorar as poropressões de campo. Existem diversos tipos de piezômetros utilizados para instrumentação de obras geotécnicas, sendo os mais comuns o de Casagrande, os piezômetros elétricos e de corda vibrante.

O piezômetro de Casagrande, também chamado de piezômetro de ponta aberta, possui funcionamento bastante simples, consistindo em um tubo aberto inserido no solo, onde na profundidade em que se deseja realizar as medidas há um filtro composto por um tubo PVC perfurado envolto em geotêxtil (Figura 2.22). Por esse filtro ocorre o fluxo de água até que as pressões no tubo e no solo se equalizem. A medida da poropressão é realizada considerando a altura da coluna de água medida no tubo. Pela sua simplicidade e baixo custo, são os piezômetros mais utilizados.

Uma vantagem descrita por Almeida e Marques (2014) é que o piezômetro de Casagrande permite a realização de ensaios de permeabilidade *in situ*. Contudo, possuem tempo de resposta elevado, pois é necessário que o fluxo de água estabilize para que a leitura de poropressão seja feita adequadamente.

Os piezômetros elétrico e de corda vibrante, embora sejam mais onerosos, garantem menor tempo de resposta. No piezômetro elétrico, as pressões de água são monitoradas por um transdutor elétrico. No caso do piezômetro elétrico de corda vibrante, as medidas de poropressão são realizadas eletronicamente pela vibração da corda. Tal vibração pode ser relacionada com a pressão de água, sabendo-se que a frequência de vibração depende da pressão aplicada.

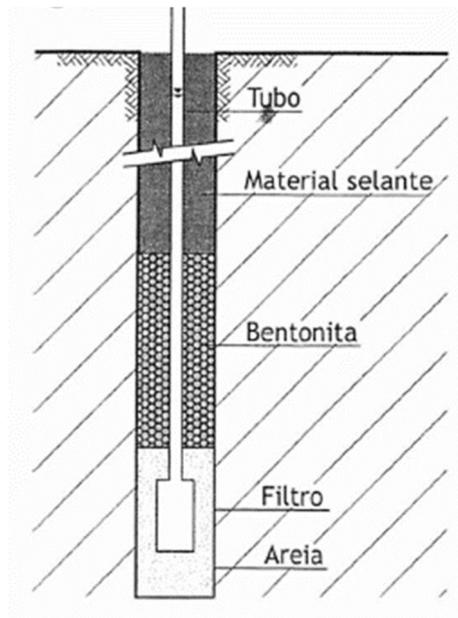


Figura 2.22 Esquema de um piezômetro de Casagrande (Almeida e Marques, 2014)

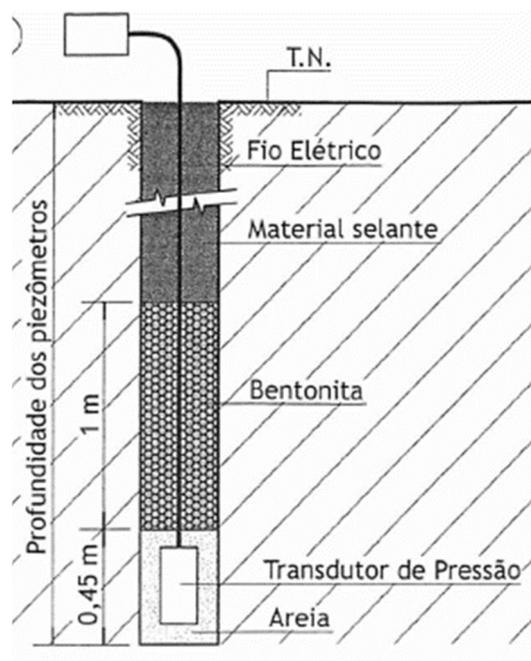


Figura 2.23 Esquema de piezômetro elétrico ou de corda vibrante (Almeida e Marques, 2014)

Além do reduzido tempo de resposta, Rabassa (2010) elenca como vantagem do sistema de corda vibrante a estabilidade com o tempo, pois sua calibração permanece inalterada por anos, além da possibilidade de automação das leituras.

3 Metodologias de análise

O levantamento das informações disponíveis acerca da área de estudo e dos dados de ensaios realizados, possibilitou a compreensão do problema e a definição de um perfil estratigráfico da seção transversal a ser utilizada para modelagem numérica.

Inicialmente fez-se o reconhecimento do subsolo por meio das sondagens SPT e CPTu, elaborando o perfil geotécnico com as camadas descritas. Assim, para cada camada, avaliou-se quais ensaios foram realizados e que pudessem servir de base para obtenção dos parâmetros geotécnicos preliminares. Com os parâmetros obtidos, o comportamento do solo durante o ensaio pôde ser simulado na extensão *Soil test*, disponível no programa computacional Plaxis 2D, cuja descrição é feita em seção seguinte. Esta etapa teve por objetivo escolher os modelos constitutivos mais adequados a cada camada de solo, atribuindo parâmetros que resultassem em curvas representativas do comportamento dos corpos de prova.

As simulações realizadas incluíram diversas etapas da obra em análise, para as quais verificou-se a concordância entre os deslocamentos medidos em campo pela instrumentação e os valores fornecidos pela modelagem.

Por fim, após obter uma boa conformidade entre os materiais inseridos no *software* e os resultados observados em campo até a data desta dissertação, fez-se uma estimativa de deslocamentos futuros a ocorrerem no local, bem como foram avaliados os fatores de segurança das diferenças etapas.

3.1 Modelagem numérica

Ao longo da história, a engenharia desenvolveu diversos métodos matemáticos a fim de solucionar problemas físicos de grande complexidade. Os métodos iniciais para casos de estabilidade e deformações no solo baseavam-se em simplificações a fim de permitir a resolução analítica dos problemas; contudo, apresentavam por consequência a perda de precisão e a descaracterização parcial

dos eventos. Com o advento computacional, as resoluções de operações matemáticas em curto tempo facilitaram a introdução da modelagem numérica na avaliação de problemas de engenharia.

Segundo Sanches e Furlan (2007), os métodos numéricos consistem na aplicação de algoritmos bem definidos, compostos por um número finito de operações numéricas. A modelagem, por sua vez, é a fase de construção do modelo matemático que descreve o comportamento de um sistema físico. Assim, para uma modelagem numérica, define-se uma sequência de equações diferenciais ou integro-diferenciais e as condições iniciais e de contorno do problema.

3.1.1

Método dos elementos finitos

O método de elementos finitos é o mais famoso e versátil método numérico utilizado na engenharia, sendo empregado na geotecnia e também em áreas da engenharia estrutural, mecânica, térmica e eletromagnética.

O método é baseado na discretização de um meio contínuo, por meio de um número de elementos finitos conectados por seus vértices (nós do elemento), como esquematizado na Figura 3.1. A geometria global do problema é interpretada com as coordenadas de cada nó e a numeração de cada elemento da malha.

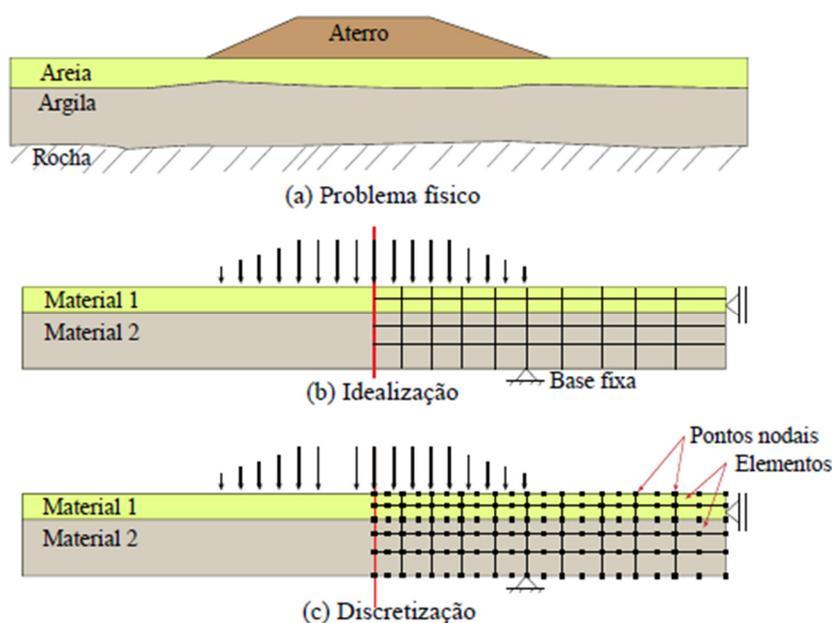


Figura 3.1 Etapas para formação da malha em MEF (adaptado de Carter et al. 2000)

Uma malha bem definida contribui para obtenção de previsões satisfatórias pelo modelo. Nesse caso, é importante que o tamanho e o número de elementos levem em conta o comportamento do material e os esforços solicitados. De maneira geral, emprega-se uma malha mais refinada próxima aos locais de interesse, e menos refinada em regiões distantes ou pouco influenciadas pelos eventos da análise (Potts e Zdravkovic, 1999). Busca-se, em qualquer caso, o uso de elementos regulares, não alongados ou distorcidos, conforme o exemplo da Figura 3.2, onde é notório que nem sempre maior número de elementos implica em melhor modelagem.

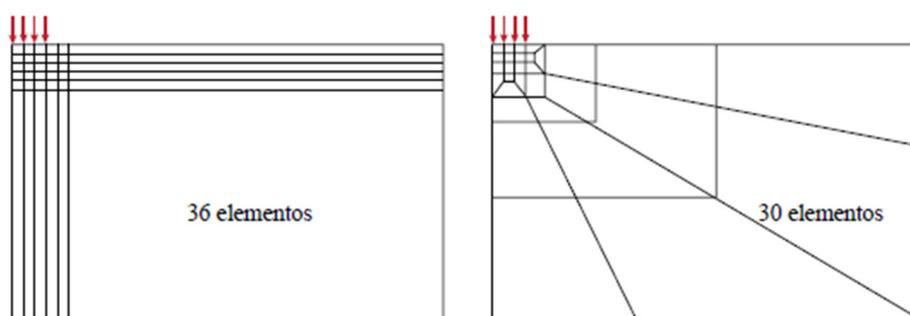


Figura 3.2 Malha mal definida e malha bem definida (Potts e Zdravkovic, 1999)

Para cada elemento são atribuídos os parâmetros de deformabilidade conforme o material representado e calculados os carregamentos nodais para obter a equação discreta de equilíbrio a nível de elemento:

$$[k]\{q\} = \{Q\} \quad (51)$$

Onde $[k]$ é a matriz de rigidez do elemento, $\{q\}$ é o vetor dos graus de liberdade nodais (deslocamentos) e $\{Q\}$ é o vetor de carregamentos nodais. No geral, $\{Q\}$ é conhecido e $\{q\}$ constitui as incógnitas do problema.

Para concepção da equação matricial, a maioria dos *softwares* utiliza o método de deslocamentos, que se baseia no princípio da energia potencial estacionária. Nesse contexto, as leis da termodinâmica e da energia cinética são aplicadas a fim de garantir que a condição estacionária seja um mínimo e, portanto, o equilíbrio seja estável. Sabendo que a energia potencial total (Π_p) de um sistema é a soma da energia potencial das forças externas com a energia potencial das forças internas, a equação do elemento finito pode ser genericamente escrita como:

$$\begin{aligned} \Pi_p = & \frac{1}{2} \int_V \{\varepsilon\}^T [C] \{\varepsilon\} dv - \int_V \{\varepsilon\}^T [C] \{\varepsilon_0\} dv + \int_V \{\varepsilon\}^T \{\sigma_0\} dv - \\ & - \int_V \{u\}^T \{F\} dv - \int_S \{u\}^T \{\phi\} ds - \{q\}^T \{P\} \end{aligned} \quad (52)$$

Onde os vetores e matrizes são assim identificados:

$\{\varepsilon\}$ = vetor campo de deformação (ε_0 = deformações iniciais);

$\{\sigma\}$ = vetor de tensões (σ_0 = tensões iniciais);

$\{F\}$ = vetor das forças de massa;

$\{\phi\}$ = vetor das forças de superfície;

$\{P\}$ = vetor das forças nodais aplicadas por agentes externos;

$\{u\}$ = vetor campo de deslocamento;

$\{q\}$ = vetor de deslocamento dos pontos de aplicação de forças;

$[C]$ = matriz das propriedades constitutivas do material.

Nas integrações, V representa o volume analisado e S o contorno do corpo. As duas últimas integrais e o último termo representam os potenciais das forças de corpo, forças distribuídas e forças concentradas, respectivamente. As três primeiras integrais representam a energia de deformação por unidade de volume, composta pela energia de deformação interna devido às cargas, uma parcela devido a deformação inicial e outra devido a tensão inicial.

Dessa forma, para que sejam solucionados os deslocamentos dos nós, a equação do elemento finito é interpretada com a condição de equilíbrio

$$\delta \Pi_p = \frac{\partial \Pi_p}{\partial q} \{\delta q\} = 0, \text{ permitindo que a equação adquira a forma matricial}$$

anteriormente citada (51). Para tal, é necessário ainda que as forças de superfície e de corpo sejam transformadas pelo *software* em carregamentos nodais.

Por fim, as equações matriciais de cada elemento são combinadas em uma única equação global, para que se garanta a continuidade da solução, ou seja, o deslocamento de um nó deve ser o mesmo em qualquer elemento cujo vértice seja definido por este nó.

Conhecidos os deslocamentos dos nós, são calculados os valores de deformação e tensão, chamados de quantidades secundárias. As deformações são definidas por uma relação entre comprimento inicial do corpo e deslocamento. Por

sua vez, a tensão é calculada com base no modelo constitutivo escolhido, o qual governa a relação tensão-deformação do material.

Os resultados obtidos nos nós são utilizados em funções de interpolação para que sejam estabelecidos os valores para o interior e contorno dos elementos. Logo, o emprego de nós além dos vértices do elemento garante a possibilidade de modelagem com interpolações não lineares. Por essa razão, é comum o emprego de elementos de 6 ou 15 nós em elementos de 3 vértices, sendo que os elementos de 6 nós apresentam relação de interpolação de segunda ordem para os deslocamentos e os elementos de 15 nós, grau 4 de interpolação.

É ainda válido mencionar que as tensões são calculadas em pontos não coincidentes com os nós. Tais pontos são distribuídos no interior dos elementos de forma a otimizar o processo de integração numérica para avaliação da matriz de rigidez, sendo denominados pontos de integração de Gauss, exemplificados na Figura 3.3.

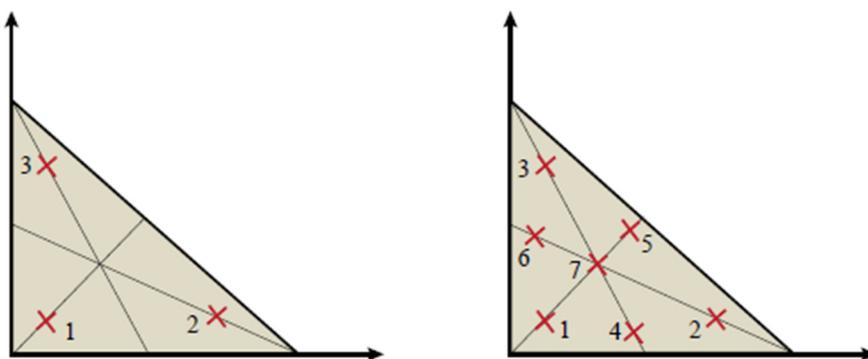


Figura 3.3 Exemplos de pontos de integração de Gauss para elementos triangulares (adaptado Potts e Zdravkovic, 1999)

A malha de elementos finitos pode também ser interpretada variando com relação ao tempo, sobretudo para eventos de percolação e adensamento. Para expressar esse comportamento, as equações de percolação são combinadas às equações de equilíbrio e ao modelo constitutivo adotado. Dessa forma, o processo de dissipação das poropressões pode ser calculado segundo a teoria acoplada de Biot (1941), substituindo a lei generalizada de Hooke pelas equações pertinentes ao modelo constitutivo adotado na modelagem.

Carter et al. (2000) citam como vantagem do MEF a sua já consolidada aplicação na engenharia geotécnica, o que permite a disponibilidade e a análise de diversos resultados bem sucedidos publicados na literatura. Há também a

possibilidade de considerar um comportamento não linear para o solo, a diferenciação na interpretação de processos de descarregamento e carregamento e a introdução de modelos constitutivos dependentes do tempo. Por outro lado, algumas desvantagens também são mencionadas por Carter et al. (2000), dentre as quais a possibilidade de problemas complexos exigirem elevado tempo de processamento e armazenamento computacional, sobretudo em análises 3D. Além disso, ressaltam a dificuldade de modelagens envolvendo rochas intensamente fraturadas ou solos estruturados quando essas heterogeneidades são muito aleatórias e governam o comportamento mecânico do material.

3.2 Modelos constitutivos

Modelos constitutivos são ferramentas matemáticas que objetivam representar o comportamento de um material do ponto de vista mecânico, ou seja, estabelecer uma relação representativa entre tensões e deformações. A concepção dos modelos constitutivos não se baseia em uma reprodução exata da realidade, mas sim em hipóteses simplificadoras a fim de permitir uma formulação matemática que possa ser replicada em diferentes estudos e mantenha as propriedades mecânicas mais importantes do material.

Diversos modelos constitutivos para solos foram propostos na literatura, sendo a principal dificuldade a determinação dos parâmetros-chave de cada um. Isso porque nem todos os parâmetros possuem significado físico bem definido, além de, por vezes, não serem obtidos facilmente em ensaios convencionais da geotecnia. É improvável que um único modelo satisfaça de forma completa os diferentes tipos de solo, carregamentos e condições de drenagem, tendo em vista as particularidades inerentes a cada problema.

Historicamente, a engenharia geotécnica se desenvolveu sob dois cenários de projeto: a avaliação de estabilidade e de recalques. Comumente, essas interpretações são feitas de forma independente, sendo a primeira tradicionalmente feita por método de equilíbrio limite, com o colapso iminente de uma potencial massa de solo, sem considerar os efeitos de deformação, e a segunda considerando propriedades de tensão – deformação (elasticidade linear) para o comportamento mecânico do material.

Os avanços computacionais permitiram a disseminação dos métodos numéricos com implementação de modelos constitutivos complexos. Esses modelos consideram a não linearidade do solo no comportamento tensão-deformação, a existência de deformações irreversíveis e a análise sistemática e combinada entre rigidez e resistência. De maneira geral, pode-se classificar os modelos constitutivos para materiais geotécnicos em dois grandes grupos: modelos elásticos e modelos elastoplásticos.

3.2.1

Modelos elásticos

A teoria da elasticidade é a forma mais tradicional e simples de descrever o comportamento tensão-deformação dos sólidos. Um material conservativo, ou elástico, é aquele que após ser submetido a um carregamento ou descarregamento e retorna a sua condição inicial, sem apresentar deformações permanentes.

O comportamento elástico pode ser interpretado de forma linear ou não linear ou, ainda pseudo-linear onde se consideram incrementos de tensão com variação dos parâmetros elásticos a cada incremento. A lei constitutiva aplicada a materiais linearmente elásticos e isotrópicos é a conhecida lei de Hooke generalizada:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \nu(\sigma_2 - \sigma_3)] \quad \varepsilon_{12} = \frac{\sigma_{12}}{2G} \quad (53)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} [\sigma_2 - \nu(\sigma_1 - \sigma_3)] \quad \varepsilon_{23} = \frac{\sigma_{23}}{2G} \quad (54)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} [\sigma_3 - \nu(\sigma_1 - \sigma_2)] \quad \varepsilon_{13} = \frac{\sigma_{13}}{2G} \quad (55)$$

Sendo os parâmetros do modelo o módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν) e o módulo cisalhante (G), considerando:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (56)$$

Dentre os modelos elásticos, a estratégia pseudo-elástica foi a mais frequentemente usada na modelagem de solos. Nessa abordagem, o comportamento mecânico é simulado com base na lei de Hooke generalizada, porém com a revisão

dos parâmetros E e ν em função do estado de tensões no início de cada incremento de tensão. O modelo hiperbólico de Duncan e Chang (1970) foi o mais utilizado, apresentando como vantagens a simplicidade de sua formulação e o fato de os parâmetros serem determinados em ensaios convencionais de laboratório. No entanto, esses modelos por serem uma idealização do comportamento não linear do solo, possuem várias restrições, dentre as quais não conseguem simular a variação volumétrica devido ao cisalhamento (dilatância) e dificuldades em distinguir situações de carregamento e descarregamento (Ibañez, 2003).

3.2.2

Modelos elastoplásticos

Apesar de as análises convencionais de estabilidade por equilíbrio limite considerarem o solo como perfeitamente plástico (Figura 3.4a), a interpretação das deformações incluindo parcelas elásticas e plásticas é a que mais se aproxima do comportamento observado em corpos de prova ensaiados em laboratório. No caso, os modelos elastoplásticos consideram que o solo se deforma elasticamente até atingir uma tensão de plastificação, ou de escoamento, e a partir dela sofre deformações elásticas e plásticas até a ruptura.

Nos modelos elasto-perfeitamente plásticos, a função de escoamento é fixa e coincide com a função de ruptura, ou seja, todas as deformações que o solo sofre até que atinja a ruptura são consideradas elásticas, com base na teoria da elasticidade linear (Figura 3.4b). Os modelos mais tradicionais que empregam essa concepção são Tresca (1864), Von Mises (1913), Coulomb (1776) e Drucker e Prager (1952). Para esses modelos, não há endurecimento ou amolecimento do material visto que a função de escoamento é fixa no espaço das tensões principais.

Embora a formulação de Coulomb tenha permitido a criação do critério de ruptura mais aceito universalmente, são os modelos elastoplásticos com endurecimento e amolecimento que se apresentam mais verossímeis quanto ao comportamento tensão-deformação de solos. No primeiro caso (endurecimento), típico de areias fofas e argilas normalmente adensadas, a tensão de escoamento do material é inferior à tensão de ruptura e, a partir dela, são verificadas deformações elásticas e plásticas ocorrendo simultaneamente (Figura 3.4c). Já no caso de amolecimento, verifica-se um decréscimo monotônico da tensão, com deformações

elásticas e plásticas após um pico da curva tensão-deformação, como no caso de areias densas e argilas fortemente sobreadensadas, conforme a Figura 3.4d.

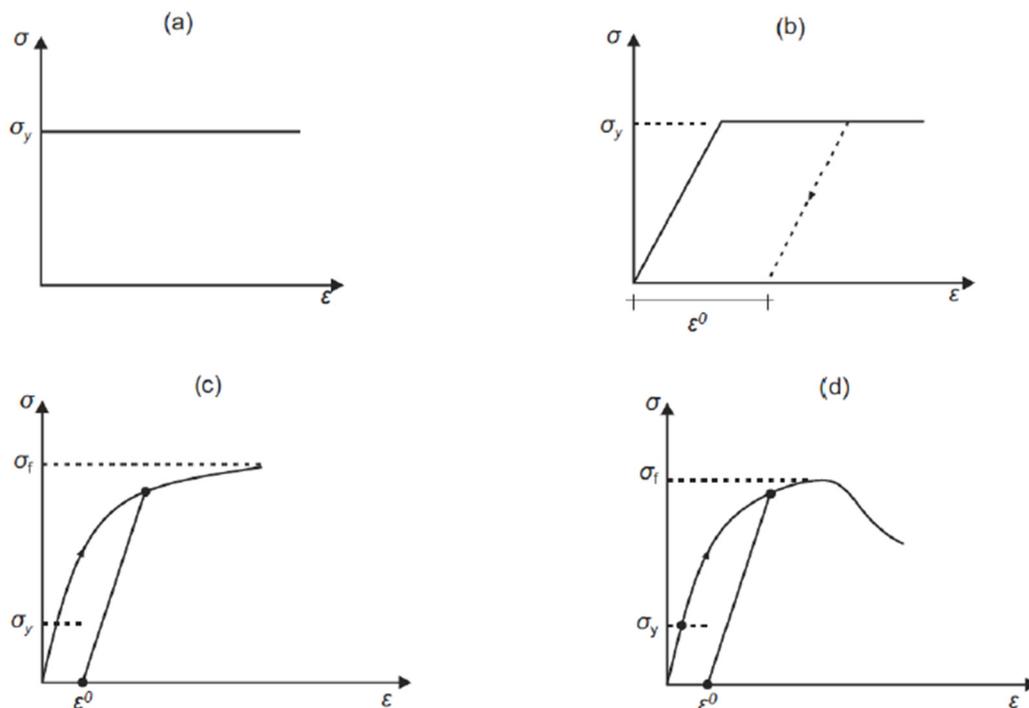


Figura 3.4 Comportamentos tensão-deformação para: (a) material rígido perfeitamente plástico; (b) material elasto-perfeitamente plástico; (c) material elastoplástico com endurecimento e (d) material elastoplástico com amolecimento (Romanel, 2021b)

Para cada modelo elastoplástico, uma função de escoamento $f(\sigma_{ij})$ é assumida, podendo ser estacionária, no caso de modelos elasto-perfeitamente plásticos, ou variável, no caso de modelos com endurecimento ou amolecimento. É postulado que o escoamento plástico ocorre quando o estado de tensões satisfaz $f(\sigma_{ij})=0$, ou seja, estados de tensão situados no interior da superfície F definida por $f(\sigma_{ij})$ possuem comportamento elástico, enquanto que estados de tensão situados sobre a superfície possuem comportamento elasto-plástico.

A direção das variações infinitesimais de deformação plástica ($d\epsilon_{ij}^p$) não é influenciada pelos incrementos de tensão, podendo ser descrita pela função de potencial plástico Q_{ij} , a qual depende do tensor de tensões do material. O gradiente de Q_{ij} fornece a direção de $d\epsilon_{ij}^p$ como um vetor normal à superfície de potencial plástico, conforme mostra a Figura 3.5:

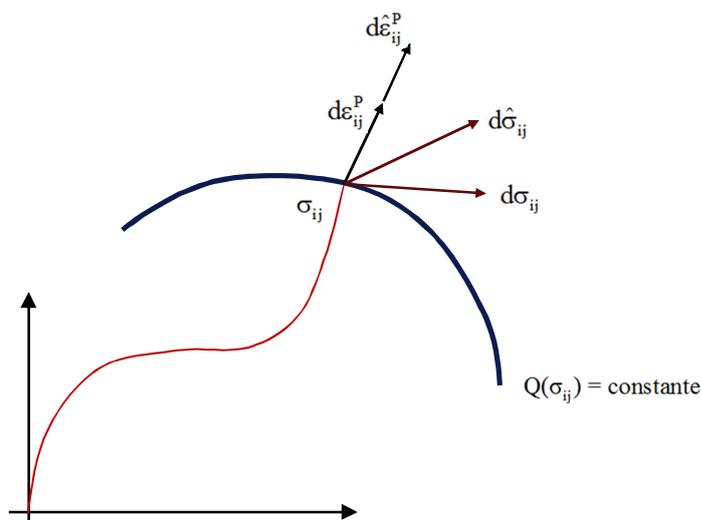


Figura 3.5 Incremento de deformação plástica normal à função de potencial plástico, sem depender da direção dos incrementos de tensão (Romanel, 2021b).

Por sua vez, a alteração da superfície de plastificação conforme o estado de tensões em que se encontra o material é governada pela lei de fluxo. Quando o modelo estabelece o potencial plástico Q coincidente com a superfície de escoamento F , a lei de fluxo é dita associada; nesse caso, uma única função define o comportamento plástico. Caso sejam definidas funções Q e F distintas, a lei de fluxo é não associada.

Dos modelos mencionados, serão descritos a seguir o modelo elasto-perfeitamente plástico com envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, dada a sua relevância na interpretação de resistência ao cisalhamento e os modelos de estado crítico *Hardening Soil Model* (HSM) e *Soft Soil Model* (SSM) atualmente disponíveis no programa computacional Plaxis 2D.

3.2.2.1 Modelo de Mohr-Coulomb

O modelo de Mohr-Coulomb pode ser considerado como uma combinação da lei de atrito de Coulomb, na qual a ruptura por cisalhamento ocorre devido a uma combinação crítica de tensões normal e cisalhante, com o critério de ruptura de Mohr, cuja expressão é em termos de tensões principais máxima e mínima com uma envoltória não necessariamente linear. Dessa combinação, originou-se um critério descrito por uma envoltória linear, cuja equação é mundialmente conhecida:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (57)$$

Onde τ e σ' são as tensões cisalhante e normal efetiva atuando no plano de ruptura, no instante de ruptura. Em termos de tensões principais, a função de escoamento, que é coincidente à envoltória, pode ser escrita como:

$$F = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2} - c' \cos \phi' - \left(\frac{\sigma'_{1f} + \sigma'_{3f}}{2} \right) \sin \phi' = 0 \quad (58)$$

Cinco parâmetros permitem a caracterização de comportamento do material segundo esse critério: módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν) para representação do comportamento elástico segundo a lei de Hooke; ângulo de atrito efetivo (ϕ'), intercepto coesivo (c'), para definição do estado de ruptura, e o ângulo de dilatância (ψ) para cálculo do incremento de deformação plástica. O parâmetro de dilatância advém do emprego de uma lei de fluxo não-associada, a fim de mais adequadamente representar a variação volumétrica irreversível ocorrida durante o cisalhamento.

Apesar de o critério de Mohr-Coulomb representar satisfatoriamente o comportamento dos solos na ruptura, contém muitas limitações, principalmente quanto às deformações antes da ruptura. De acordo com Brinkgreve (2005), o modelo apresenta-se deficiente para situações em que o nível de tensões varia significativamente ou quando são seguidas diferentes trajetórias de tensão. Segundo aquele autor, em problemas de escavação e de muros de contenção, o modelo leva a valores irreais de elevação do fundo da escavação e em casos de tunelamento pode resultar em estimativas elevadas na extensão das deformações. Para análises não drenadas, em que é comum o decréscimo das tensões efetivas médias durante o cisalhamento, Brinkgreve (2005) ressalta que o modelo Mohr-Coulomb prevê uma tensão efetiva média constante, resultando numa resistência ao cisalhamento superestimada.

3.2.2.2 *Modelo Cam-Clay Modificado*

Os modelos elastoplásticos para solução de problemas geotécnicos devem satisfazer a quatro requisitos básicos: a) a relação tensão-deformação deve ser descrita de forma única e estável pela formulação matemática adotada; b) os

resultados de laboratório devem ter suas principais características representados na relação constitutiva; c) os parâmetros necessários ao modelo devem ser preferencialmente obtidos com a realização de ensaios convencionais de laboratório; d) o modelo matemático deve considerar um modelo de ruptura adequado ao material.

O primeiro modelo constitutivo a satisfazer esses quatro itens foi proposto por Roscoe et al. (1958 e 1963), denominado modelo Cam-Clay. O modelo foi formulado segundo as concepções da teoria do estado crítico, baseada no comportamento observado em ensaios triaxiais de argilas saturadas normalmente adensadas e levemente sobreadensadas. Os pesquisadores constataram que as trajetórias de tensão dos solos ensaiados apresentavam geometrias similares e que a ruptura era atingida quando as trajetórias de tensão efetiva chegavam a uma determinada envoltória linear, chamada linha de estado crítico (CSL – *Critical State Line*) (Figura 3.6), de inclinação $M=p'/q$ no plano de tensão octaédrica efetiva (p') versus tensão desvio (q).

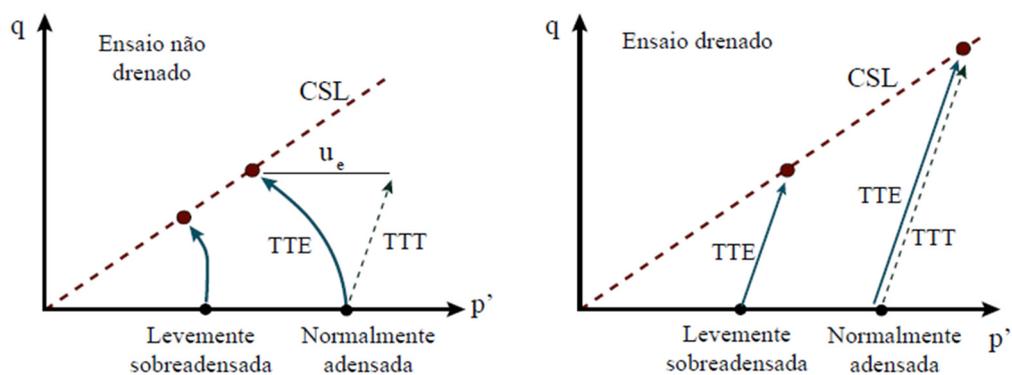


Figura 3.6 Trajetórias de tensão efetiva (TTE) e total (TTT) em ensaios não drenados e drenados (adaptado de Knappett e Craig, 2012)

O comportamento tensão-deformação no plano volume específico versus $\ln(p')$ também foi representado pela linha de compressão isotrópica (ICL - *Isotropic Compression Line*), de inclinação λ , conforme (Figura 3.7), onde o volume específico v corresponde a $1+e$.

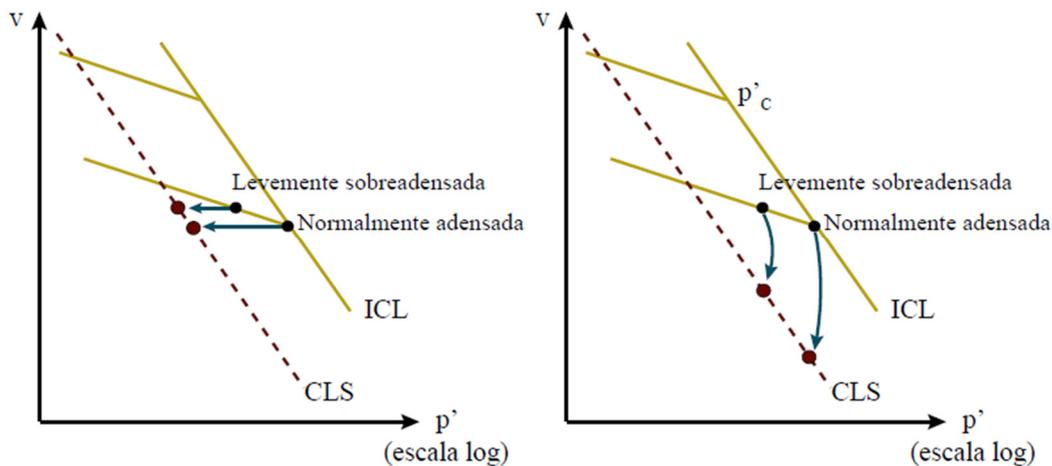


Figura 3.7 Comportamento volumétrico dos solos argilosos em ensaios não drenados e drenados (adaptado de Knappett e Craig, 2012)

Dessa forma, no espaço delimitado pelos eixos p' , q e v , torna-se possível a visualização espacial da linha do estado crítico, da linha de compressão isotrópica e das trajetórias de tensão, como exemplificado para um ensaio de compressão triaxial não drenado na Figura 3.8. De acordo com a teoria do estado crítico, ao atingir a CSL, o solo passa a exibir deformações plásticas sem que haja alteração de tensões efetivas nem de volume; neste instante, o índice de vazios é chamado índice de vazios crítico.

Se o solo é descarregado isotropicamente a partir da reta ICL, a relação tensão-deformação acompanha a linha de descarregamento-recarregamento, de inclinação κ no plano $(v, \ln p')$, similarmente ao que ocorre no ensaio de adensamento edométrico no trecho de descarregamento com inclinação do índice de expansão C_e . A Figura 3.9 exemplifica ambas as situações.

Com interpretações referentes à dissipação de energia durante a deformação plástica, Schofield e Wroth (1968) formularam as equações do modelo Cam-Clay Modificado, dependente das seguintes propriedades do material: M , λ , κ , Γ e N , onde Γ e N representam respectivamente a interseção das linhas CSL e ICL com o eixo v , no plano $(v, \ln p')$ para $\ln(p')=0$ (Figura 3.9) e o parâmetro M , que indica a inclinação da CSL, pode ser relacionado ao ângulo de atrito do critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

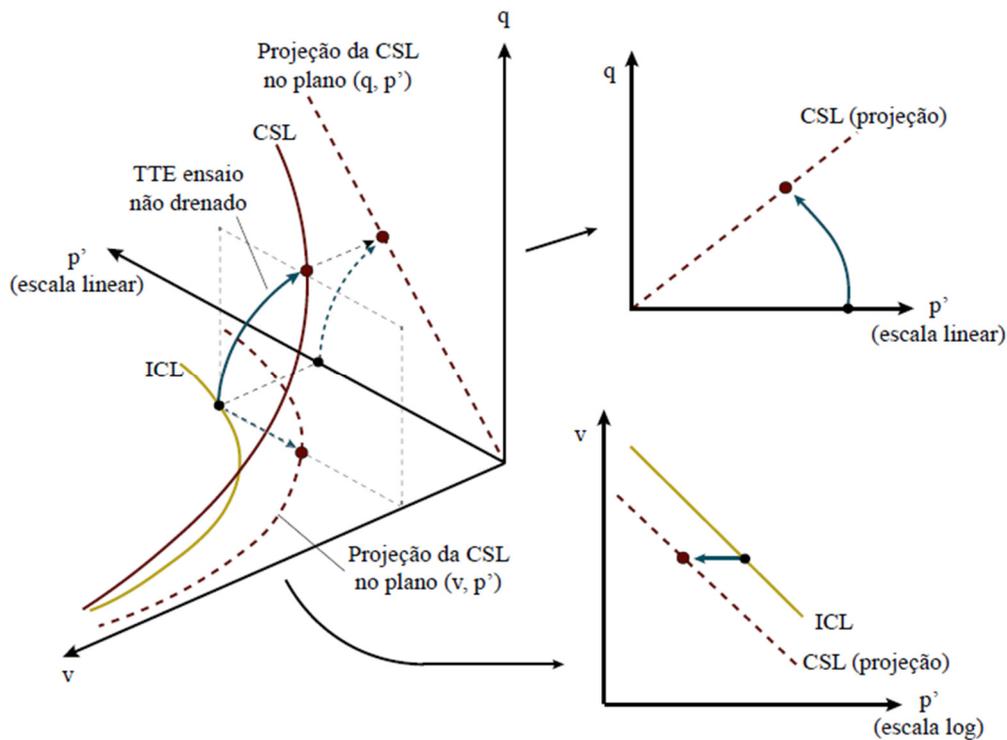


Figura 3.8 Representação espacial da CSL (adaptado de Knappett e Craig, 2012)

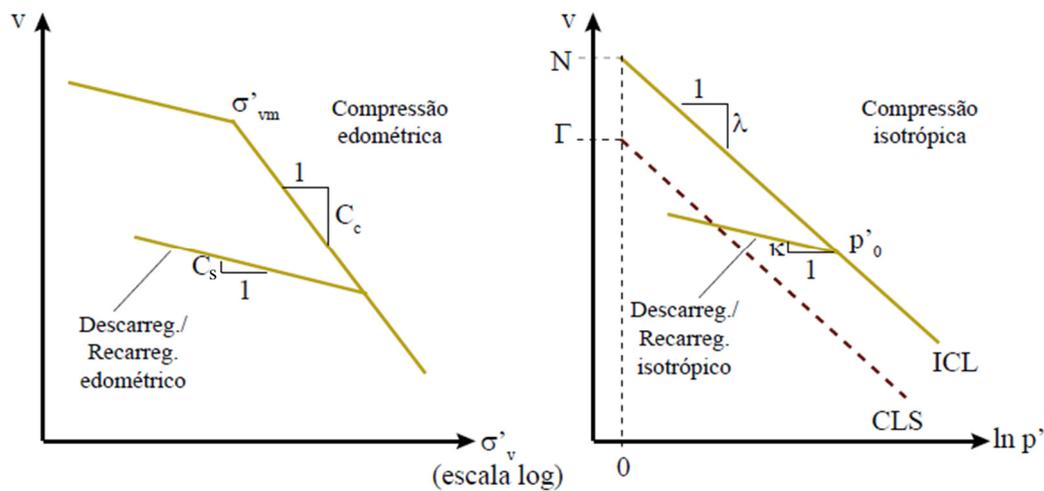


Figura 3.9 Exemplos de curvas de ensaios de adensamento: (a) edométrico; (b) isotrópico (adaptado de Knappett e Craig, 2012)

Apesar das deficiências, ou em função delas, o modelo Cam-Clay Modificado deu origem a formulações mais complexas e aperfeiçoadas para modelagem de solos sobreadensados, anisotrópicos, parcialmente saturados, estruturados e modelos com carregamentos cíclicos. Um desses modelos baseados no Cam-Clay Modificado é o modelo Soft-Soil, que será descrito adiante, sendo aplicável a argilas com alta deformabilidade.

3.2.2.3 Hardening Soil Model – HSM

O modelo HSM proposto por Schanz, Vermeer e Bonnier (1999) foi desenvolvido para incluir o estado de tensões no comportamento do solo quanto à rigidez, de forma similar à formulação hiperbólica de Duncan e Chang (1970). No entanto, o HSM procurou agregar a representação do fenômeno da dilatância, com uma fundamentação teórica baseada na teoria da plasticidade, em detrimento da elasticidade pseudo-linear empregada no modelo hiperbólico tradicional.

O modelo utiliza três parâmetros de deformabilidade: módulo triaxial secante de carregamento E_{50} , correspondente a 50% da tensão de desvio na ruptura, módulo triaxial secante de descarregamento/recarregamento E_{ur} e módulo edométrico E_{oed} , cujos valores de referência podem ser obtidos nas curvas de ensaios triaxiais e de adensamento edométrico, como ilustrado na Figura 3.10.

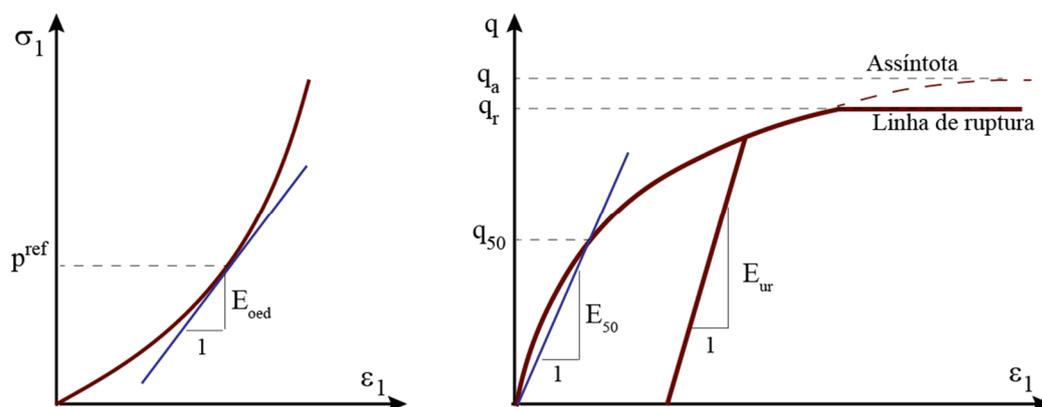


Figura 3.10 (a) Ensaio edométrico para obtenção do E_{oed} ; (b) relação tensão-deformação em ensaio triaxial para obtenção de E_{50} e E_{ur} (adaptado de Ibañez, 2003)

A partir dos valores de referência, admite-se variação dos parâmetros devido ao nível de tensão segundo as expressões:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cdot \cot \phi'}{p^{ref} + c' \cdot \cot \phi'} \right)^m \quad (59)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cdot \cot \phi'}{p^{ref} + c' \cdot \cot \phi'} \right)^m \quad (60)$$

$$E_{\text{oad}} = E_{\text{oad}}^{\text{ref}} \left(\frac{c' \cdot \cos \phi' + \sigma'_1 \cdot \sin \phi'}{c' \cdot \cos \phi' + p'^{\text{ref}} \cdot \sin \phi'} \right)^m \quad (61)$$

Onde m é um parâmetro do modelo para variação da rigidez, com valor de $0,4 \leq m \leq 0,55$ para solos granulares, podendo ser obtido com resultados de uma série de ensaios triaxiais.

O modelo *Hardening Soil* conta com dupla superfície de escoamento. Em relação às tensões de desvio em carregamento primário, o modelo incorpora o critério de Mohr-Coulomb, sendo que antes de atingir a ruptura, o solo passa por sucessivas superfícies de escoamento, modeladas com a função de escoamento f_s , as quais descrevem o endurecimento do material:

$$f_s = \frac{1}{E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma^{\text{ps}} \quad (62)$$

$$\gamma^{\text{ps}} = 2\varepsilon_d^{\text{p}} \quad (63)$$

Onde γ^{ps} é o parâmetro de endurecimento, deformação cisalhante plástica com ε_d^{p} sendo a deformação plástica de desvio e $q_a = (\sigma_1 - \sigma_3)_u$ é a tensão assintótica última da deformação hiperbólica, indicada esquematicamente na Figura 3.10 (b).

Para as deformações plásticas ocasionadas por tensões de desvio, o fluxo é considerado não associado. Logo, uma superfície para o potencial de escoamento plástico Q_s é introduzida no modelo:

$$Q_s = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \cdot \sin \psi_m \quad (64)$$

Sendo ψ_m o ângulo de dilatância mobilizado.

A segunda superfície de escoamento é definida como uma superfície *cap* (f_c), responsável pelo fechamento da região elástica na direção do eixo hidrostático p' , conforme a Figura 3.11. Nesse caso, as deformações volumétricas plásticas são devidas à compressão isotrópica e são controladas pelo módulo edométrico E_{oad} .

$$f_c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p_p'^2 \quad (65)$$

Onde:

$$\tilde{q} = \sigma'_1 + (\alpha - 1)\sigma'_2 - \alpha \cdot \sigma'_3 \quad (66)$$

$$\alpha = \frac{3 + \text{sen}\phi'}{3 - \text{sen}\phi'} \quad (67)$$

O modelo combina ambas as superfícies no plano (p', \tilde{q}) , apresentado na Figura 3.11.

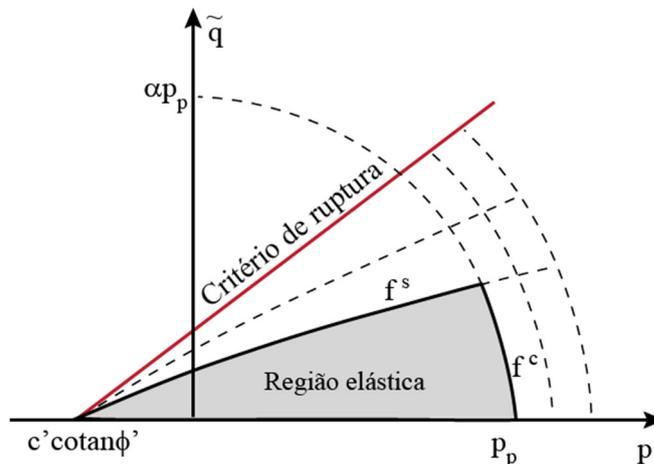


Figura 3.11 Superfícies de escoamento f_c e f_s plotadas no plano (p, \tilde{q}) (adaptado de Benz, 2007).

Para o endurecimento isotrópico, a formulação estabelece fluxo associado, portanto a superfície de escoamento f_c coincide com o potencial de escoamento plástico Q_c . Dessa forma, os parâmetros necessários para o modelo HS são:

- c' – intercepto coesivo
- ϕ' – ângulo de atrito
- ψ – ângulo de dilatância
- σ'_t – tensão de *cut off*
- E_{50}^{ref} – módulo secante de referência no ensaio de compressão triaxial convencional
- $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ – módulo tangente de referência no carregamento edométrico primário
- $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ – módulo elástico de descarregamento/rearregamento
- m – potência para variação da rigidez com o nível de tensão
- ν_{ur} – coeficiente de Poisson no descarregamento/rearregamento elástico
- p^{ref} – tensão de referência para os módulos de deformabilidade
- K_0^{NA} – coeficiente de empuxo no repouso
- R_f – razão de ruptura (q_f/q_a)

Com K_0^{NA} sendo o coeficiente de empuxo no repouso para solos normalmente adensados, podendo ser aproximado pela equação de Jaky (1944)

como $K_0^{NA} = (1 - \sin \phi')$. Os parâmetros de deformabilidade são definidos para o material em uma determinada tensão, a qual é identificada como tensão de referência (p^{ref}). Alternativamente aos parâmetros de deformabilidade que necessitam de ensaio triaxial do tipo drenado para sua obtenção, sugere-se, para solos moles, a introdução de parâmetros advindos do ensaio de adensamento edométrico (Plaxis, 2020), cujas relações são estabelecidas como:

$$C_c = \frac{2,3 \cdot (1 + e_0) p_{ref}}{E_{edo}^{ref}} \quad (68)$$

$$C_s \approx \frac{2,3(1 + e_0)(1 + v_{ur})(1 - 2v_{ur})p_{ref}}{(1 - v_{ur})E_{ur}^{ref}K_0} \quad (69)$$

$$E_{50}^{ref} = 1,25 \cdot E_{edo}^{ref} \quad (70)$$

$$m = 1 \quad (71)$$

Conforme mencionado por Ibañez (2003), o modelo HS procura preservar a simplicidade e prévia experiência dos modelos hiperbólicos, introduzindo um embasamento teórico de maior consistência, com os princípios da mecânica do contínuo. Uma vantagem do modelo HSM é a atualização da rigidez conforme as tensões em trajetórias de carregamento primário, descarregamento e recarregamento. Com isso, não é necessário ao usuário a escolha de um único módulo representativo para representação do comportamento elástico do material.

Brinkgreve (2005) aponta que a presença de dupla superfície de escoamento torna o modelo mais preciso também para problemas que envolvem a redução da tensão efetiva média, como em escavações e túneis. Segundo o autor, apesar de não incluir comportamento dependente do tempo (*creep*), como também não permitir situações de amolecimento plástico após a ruptura e apresentar limitações em simulações dinâmicas, o HSM é um modelo que pode ser empregado na grande maioria dos problemas geotécnicos envolvendo análises tensão – deformação de solos.

3.2.2.4 Soft-Soil

O modelo constitutivo Soft-Soil encontra-se implementado no programa computacional Plaxis 2D, sendo recomendado para solos moles, principalmente para aqueles com $\frac{E_{edo}^{ref}}{E_{50}^{ref}} < 0,5$ (Plaxis, 2020).

O modelo utiliza uma interpretação tensão-deformação diretamente em termos de deformação ao invés de empregar o volume específico (ou índice de vazios). Dessa forma, uma relação logarítmica é estabelecida entre a tensão normal efetiva média p' e a deformação específica volumétrica ε_{vol} , como mostra a Figura 3.12, resultando na seguinte equação para a reta virgem de compressão isotrópica (ICL):

$$\varepsilon_{vol} - \varepsilon_{vol}^0 = \lambda^* \left(\frac{p' + c' \cot \phi'}{p'_0 + c' \cot \phi'} \right) \quad (72)$$

No trecho de carregamento-descarregamento, o comportamento é assumido elástico, segundo a lei de Hooke generalizada, com o módulo de elasticidade E_{ur} dependente do estado de tensões. As equações para esse trecho são:

$$\varepsilon_{vol}^e - \varepsilon_{vol}^{e,0} = \kappa^* \left(\frac{p' + c' \cot \phi'}{p'_0 + c' \cot \phi'} \right) \quad (73)$$

$$E_{ur} = 3 \cdot (1 - 2\nu_{ur}) \frac{p'}{\kappa^*} \quad (74)$$

Sendo λ^* e κ^* o índice de compressão e o índice de expansão modificados, que podem ser relacionados aos parâmetros de estado crítico pelas equações:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e} \quad (75)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e} \quad (76)$$

Ou, alternativamente relacionados aos parâmetros advindos do ensaio de compressão edométrica:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3 \cdot (1 + e)} \quad (77)$$

$$\kappa^* \approx \frac{2C_s}{2,3 \cdot (1 + e)} \quad (78)$$

Para o modelo Soft-Soil, a função de escoamento pode ser descrita como:

$$f = \left[\frac{\tilde{q}^2}{M^2 (p' + c' \cot \phi')} + p' \right] - \left[p_p^0 \exp \left(\frac{\epsilon_{vol}^p}{\lambda^* - \kappa^*} \right) \right] \quad (79)$$

Onde o primeiro termo é dependente do estado de tensão (p' , \tilde{q}) e o segundo termo representa a tensão de sobreadensamento p_p que é o parâmetro de endurecimento controlado pela deformação volumétrica plástica (ϵ_{vol}^p). Conforme a Figura 3.13, a função $f=0$ descreve uma elipse no plano (p' , \tilde{q}), a qual tem sua altura definida segundo o parâmetro M .

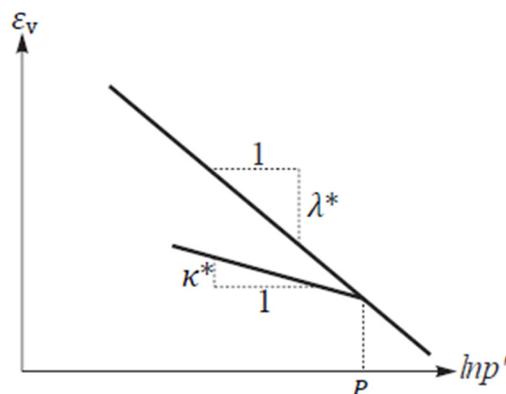


Figura 3.12 Relação logarítmica entre deformação específica volumétrica e tensões efetivas médias (Plaxis, 2020)

O parâmetro M não mais é definido como a inclinação da CSL, mas sim como uma inclinação fortemente dependente do coeficiente de empuxo no repouso K_0^{NA} , uma vez que, segundo o critério de Mohr-Coulomb, a ruptura é função dos parâmetros c' e ϕ' , que nem sempre são os parâmetros de estado crítico. A equação de M é apresentada a seguir, sendo seu desenvolvimento apresentado por Brinkgreve (1994):

$$M = 3 \cdot \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NA})^2}{(1 + 2K_0^{NA})^2} + \frac{(1 - K_0)(1 - 2v_{ur}) \left(\frac{\lambda^*}{\kappa^*} - 1 \right)}{(1 + 2K_0^{NA})(1 - 2v_{ur}) \frac{\lambda^*}{\kappa^*} - (1 - K_0^{NA})(1 + v_{ur})}} \quad (80)$$

Dessa forma, os parâmetros de entrada para o modelo Soft-Soil são: c' , ϕ' , ψ , σ'_t (tensão de *cut off*), λ^* , κ^* , v_{ur} e K_0^{NA} , sendo que se pode optar por calcular λ^*

e κ^* com os parâmetros obtidos em ensaios de adensamento convencional (edométrico).

As principais vantagens do modelo é o fato de a rigidez ser considerada dependente do estado de tensão, a distinção entre carregamento primário e descarregamento/re-carregamento e a memória das tensões de sobreadensamento. Salienta-se, contudo, que o modelo é adequado somente para solos moles em casos de tensões predominantes de compressão, como aterros, não sendo indicado para escavações.

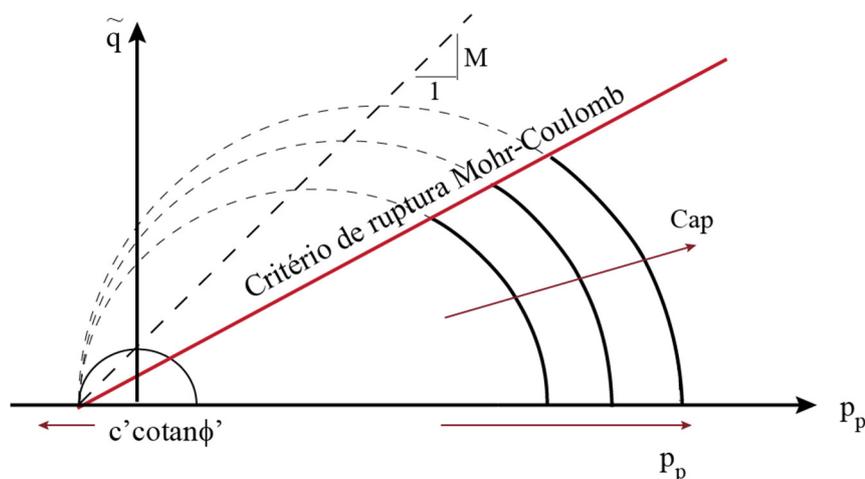


Figura 3.13 Função de escoamento elíptica no modelo Soft-Soil (Plaxis, 2020)

3.2.2.5 Soft Soil Creep

Apesar de o tempo de aplicação de carregamento e deformações serem relevantes para entendimento do comportamento dos materiais, a maioria dos modelos tem sua formulação baseada no comportamento mecânico independente do tempo. Para os solos moles de alta deformabilidade, contudo, o tempo apresenta-se fundamental nas avaliações de adensamento primário e compressão secundária (*creep*).

A análise da compressão secundária não é incluída no modelo Soft Soil, existindo um modelo específico denominado *Soft Soil Creep*, disponível também no programa computacional Plaxis 2D. O modelo possui mesma formulação do Soft Soil agregando uma formulação de isotacas a-b-c para solução de *creep*.

No caso, uma medida de tensão equivalente p^{eq} caracteriza o estado inicial das elipses no plano (p', \tilde{q}) e uma tensão p_p^{eq} é utilizada como uma medida de

sobre adensamento generalizado, calculada a partir da tensão de pré-adensamento σ'_{p0} . Partindo-se de um ensaio edométrico, onde $\sigma'_2 = \sigma'_3$, as tensões equivalentes podem ser escritas como:

$$p^{eq} = \sigma'_1 \left[\frac{1 + 2K_0^{NA}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NA})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NA})} \right] \quad (81)$$

$$p_p^{eq} = \sigma'_p \left[\frac{1 + 2K_0^{NA}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NA})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NA})} \right] \quad (82)$$

E os incrementos de deformação volumétrica causados por *creep* são calculados com a seguinte expressão:

$$\dot{\epsilon}_v^c = \frac{\mu^*}{\tau} \left(\frac{p^{eq}}{p_p^{eq}} \right)^{\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\mu^*}} \quad (83)$$

Sendo $\mu^* = c$, o índice de *creep* modificado, cuja obtenção pode ser feita por meio do ensaio edométrico, realizado com duração superior ao adensamento primário, equivalendo à inclinação da curva proposta de Jambu (1969), apresentada anteriormente (Figura 6).

Um detalhamento maior das expressões acima apresentadas pode ser consultado em Vermeer e Neher (1999) e nos manuais do software Plaxis 2D (2020).

3.3 Programa computacional PLAXIS 2D

PLAXIS 2D é um programa computacional com base no método de elementos finitos, desenvolvido para análises de deformação, estabilidade e fluxo na engenharia geotécnica. Como principais características do programa, citam-se a geração automática da malha de elementos finitos, análises estáticas e dinâmicas drenadas ou não drenadas, análise de adensamento acoplada, diversidade de modelos constitutivos e de condições de carregamento e possibilidade de simulações com múltiplas fases.

O programa permite análises bidimensionais de deformação plana ou axissimétricas, como apresentado na Figura 3.14. No caso da deformação plana, o cenário é modelado em um sistema espacial de eixos (x, y) em que se consideram

o corpo e os carregamentos estendendo-se ao longo do eixo z, perpendicular ao plano analisado. Essa aplicação é comum em geotecnia nas obras de barragens, túneis e fundações corridas, por exemplo. Devido à grande dimensão, não são admitidas deformações ocorrendo ao longo do eixo z, porém, por efeito de Poisson, as tensões nessa direção existem e são computadas pelo programa.

Quanto a análises axissimétricas, são modeladas estruturas de seção radial uniforme, como é o caso de colunas granulares encamisadas, em que existe um eixo de simetria axial no corpo. Assim, os carregamentos são também considerados em torno do eixo central e o estado de tensões, deslocamentos e deformações são assumidos como idênticos em qualquer direção radial.

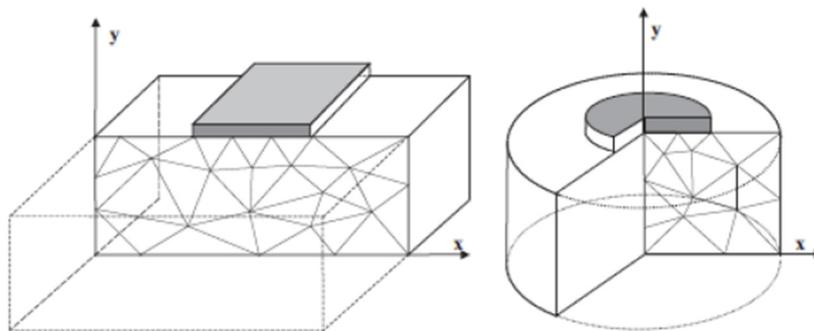
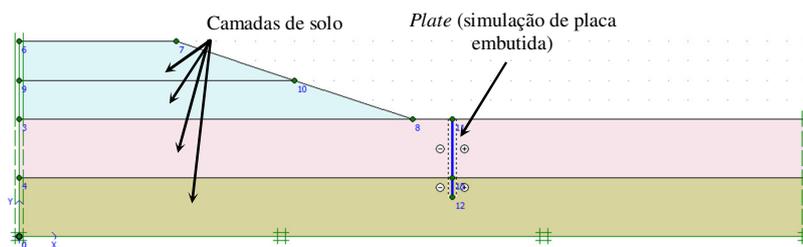


Figura 3.14 Modelagens possíveis no Plaxis 2D: (a) Deformação plana; (b) Axissimetria (Plaxis, 2020)

A inclusão da geometria no programa é feita por meios de pontos com coordenadas e linhas, formando polígonos que contém informações características (Figura 3.15). Esses polígonos são discretizados, compondo a malha de elementos a serem interpretados. A discretização é feita automaticamente pelo programa, sendo opcional ao usuário o emprego de elementos triangulares de 6 ou 15 nós. É possível também escolher o grau de refinamento da malha em cada polígono desenhado.



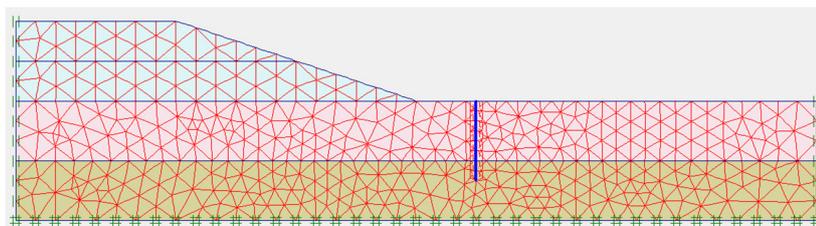


Figura 3.15 Inserção de uma geometria genérica no programa e a respectiva malha gerada (Sakamoto, 2018)

É possível também a inclusão de elementos simulando estacas, tirantes, drenos e geogrelhas. Quando o usuário insere uma geogrelha, o programa interpreta como elementos de linha com 5 nós (no caso de solos modelados com 15 nós) ou 3 nós (no caso de solos modelados com 6 nós). As forças axiais são avaliadas nos pontos de tensão de Newton-Cotes, os quais são coincidentes com os nós. Como essas estruturas possuem resistência à tração, sem rigidez à flexão, o principal parâmetro é a rigidez axial.

No caso de drenos, os elementos de linha terão a poropressão zerada em seus nós. Dessa forma, a taxa de dissipação dos excessos de poropressão da região com drenos é governada pelas características do solo e pelo espaçamento entre eles, conforme projetado pelo usuário. Considerações sobre diferenças de resultados na taxa de adensamento comparando drenos em modelagens axissimétricas, de estado plano de deformação e tridimensional são apresentadas por Wong, Y. K (2013).

Para definição da etapa inicial das simulações, as tensões iniciais no solo podem ser calculadas conforme o peso dos materiais, considerando as tensões vertical e horizontal como principais. Assim, a tensão vertical é dada pela soma de pesos acima do ponto de tensão e a tensão horizontal é interpretada segundo o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), o qual incorpora informações de sobreadensamento dos materiais.

Esse procedimento é indicado para terrenos horizontais com camadas de solo e nível d'água paralelos à superfície, já que em terrenos inclinados não será garantido o equilíbrio de tensões visto que não são geradas tensões de cisalhamento. Correções do equilíbrio podem ser feitas adicionando uma fase plástica e posteriormente anulando os deslocamentos resultantes.

No entanto, se as tensões estiverem substancialmente fora de equilíbrio, indica-se o cálculo plástico de tensões iniciais baseado em equações de equilíbrio

(*Gravity loading*) considerando o peso volumétrico do solo. Nesse caso, o valor resultante de K_0 não dependerá dos valores de razão de sobreadensamento.

No subprograma *Input*, no qual o usuário realiza a entrada de dados (geometria, propriedades dos materiais, modelos constitutivos e condições de contorno), as diferentes etapas simuladas em um projeto tornam-se possíveis com a ativação e desativação dos polígonos, ao longo de diferentes fases informadas ao programa. Além disso, é possível também a ativação e desativação de elementos estruturais e carregamentos (estáticos ou dinâmicos), mudança de nível d'água, aplicação de deslocamentos prescritos e alteração da temperatura do solo, informando o tempo de ocorrência a fim de reproduzir o processo construtivo de campo.

Para cada etapa de cálculo, as análises disponíveis para deformações são as plásticas (*Plastic Calculation*), as de adensamento (*Consolidation analysis*) ou variação de nível freático (*Fully-coupled flow-deformation analysis*) e as de determinação do Fator de Segurança (*Safety*). No cálculo plástico, as análises elásto-plásticas são realizadas conforme os modelos constitutivos selecionados pelo usuário, sem levar em consideração o tempo de ocorrência.

Para análises de adensamento, o processo de dissipação dos excessos de poropressões gerados por carregamentos é interpretado segundo a teoria acoplada de Biot. A avaliação pode se dar em função do tempo, em que o resultado são os excessos de poropressão remanescentes após um período de análise definido pelo usuário; ou em função de um valor de poropressão final desejada, em que o resultado é o tempo necessário para que as dissipações ocorram. A formulação empregada pelo programa nos cálculos de adensamento é descrita no item a seguir.

Nas definições das etapas de cálculo, é importante que o usuário avalie a magnitude esperada dos deslocamentos. No caso de grandes deformações, como simulações de aterros de barragens sobre resíduos, é importante que se ative a opção de atualizar a malha a cada etapa de cálculo. Com isso, a matriz de rigidez dos elementos é atualizada conforme a geometria deformada.

Em cenários em que ocorre submersão do solo, deve-se ativar a opção de atualização das poropressões, pois nesse caso o programa considera a presença de água nos elementos que submergiram devido ao recalque, resultando no alívio da carga efetivamente aplicada à fundação (Figura 3.16).

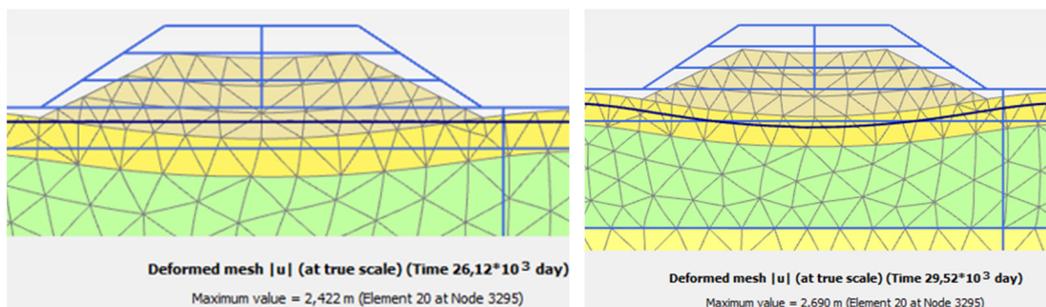


Figura 3.16 Simulação de construção de aterro: (a) com atualização das poropressões; (b) sem atualização das poropressões.

Outras configurações a serem avaliadas pelo usuário em cada etapa, antes de iniciar o cálculo do programa, são a consideração ou não da sucção, a possibilidade de zerar os deslocamentos acumulados e a possibilidade de forçar temporariamente um comportamento drenado para um polígono recém ativado.

O fator de segurança (FS) no Plaxis é calculado por uma análise de redução de parâmetros de resistência. Para tal, os parâmetros de Mohr-Coulomb, c' e $\tan\phi'$ são divididos por um valor atribuído ao FS. Um valor unitário de FS representa a envoltória inicial, que é definida por c_0' e $\tan\phi_0'$. A partir de então esse valor é iterativamente aumentado pelo programa, reduzindo a resistência ao cisalhamento, até que se atinja a ruptura.

Ainda quanto às possibilidades de análise, o solo pode ser interpretado em simulações drenadas ou não drenadas. Para as simulações não drenadas, três são as configurações possíveis:

- Análise não drenada tipo A: as simulações são realizadas em termos de tensões efetivas, considerando os parâmetros de resistência e deformabilidade efetivos fornecidos pelo usuário. A resistência não drenada (S_u) não é um dado de entrada e sim um resultado do modelo constitutivo. Como vantagem, a resistência ao cisalhamento na modelagem terá um aumento conforme ocorrem as dissipações dos excessos de poropressão;
- Análise não drenada tipo B: as simulações também são realizadas em termos de tensões efetivas, mas os parâmetros fornecidos pelo usuário são efetivos somente para deformabilidade, enquanto que para resistência informa-se o valor de resistência não drenada. No entanto, apesar de as poropressões serem calculadas, não há endurecimento por compressão e os módulos de deformabilidade não são mais dependentes do estado de tensão;

- Análise não drenada tipo C: as simulações são realizadas em termos de tensões totais, considerando os parâmetros de resistência e deformabilidade não drenados fornecidos pelo usuário. Nesse cenário, não são avaliadas as poropressões geradas.

Simulações com parâmetros definidos em termos de tensões totais podem ser interessantes, pois nem sempre os parâmetros de resistência efetivos são disponíveis nas análises de solos moles, sendo mais comum a determinação de resistência não drenada. Além disso, mesmo com parâmetros efetivos, as trajetórias de tensão efetivas modeladas podem não corresponder à realidade, devido às limitações inerentes aos modelos (Plaxis, 2020).

Por essa razão, quando empregada a análise tipo A, é interessante monitorar ao longo da modelagem se o valor da resistência não drenada do solo não está sendo ultrapassada pela tensão de cisalhamento calculada, uma vez que o valor de S_u não é informado pelo usuário. A Figura 3.17 ilustra uma situação A em que o critério de resistência é atendido e uma situação B em que o círculo de Mohr ultrapassou o valor de S_u .

Por fim, os resultados podem ser visualizados no subprograma *Output*, de forma gráfica, abrangendo deslocamentos, deformações, pontos de plastificação e tensões (cisalhantes, totais, efetivas e poropressões), de forma acumulada ao longo da modelagem ou referente a uma etapa em específico. No subprograma *Curves* é possível gerar curvas como tensão *versus* deformação, força *versus* deslocamento e trajetórias de tensões obtidas nas análises, para pontos específicos da malha. Outra opção é a geração de gráficos com resultados em uma determinada vertical, sendo essa configuração interessante, por exemplo, a fim de comparar simulações numéricas com medições inclinométricas de campo.

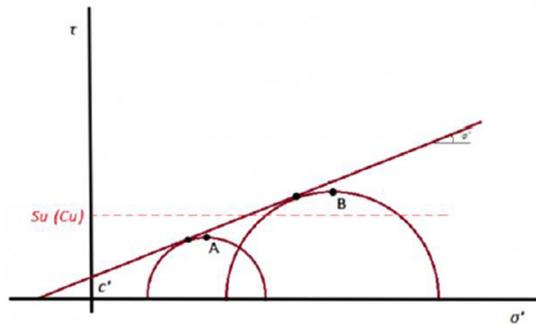


Figura 3.17 Cenários A e B a serem avaliados comparativamente com o valor de S_u quando se emprega análises tipo A (com dados de entrada efetivos).

3.3.1

Formulação de adensamento

As equações governantes para o cálculo de adensamento no Plaxis seguem a teoria de Biot (1956), assumindo também a lei de Darcy para escoamento de fluidos. A formulação é baseada na teoria de pequenas deformações. De acordo com o princípio de Terzaghi, as tensões são divididas em tensões efetivas e pressões de poro:

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + \underline{m} \cdot (p_{\text{steady}} + p_{\text{excess}}) \quad (84)$$

$\underline{\sigma}$ é o vetor das tensões totais e $\underline{\sigma}'$ o das tensões efetivas. O valor da poropressão divide-se em poropressão ao fim da consolidação (p_{steady}) e excesso de poropressão (p_{excess}). O vetor \underline{m} possui termos unitários para as componentes de tensão normal e zeros para as componentes de tensão de cisalhamento.

$$\underline{\sigma} = (\sigma_{xx} \quad \sigma_{yy} \quad \sigma_{zz} \quad \sigma_{xy} \quad \sigma_{yz} \quad \sigma_{zx})^T \quad (85)$$

$$\underline{m} = (1 \quad 1 \quad 1 \quad 0 \quad 0 \quad 0)^T \quad (86)$$

A equação constitutiva é escrita de forma incremental, relacionando o incremento de tensão efetiva ($\underline{\dot{\sigma}}'$) com o incremento de deformação ($\underline{\dot{\epsilon}}'$) através da matriz de rigidez do material (M).

$$\underline{\dot{\sigma}}' = M \underline{\dot{\epsilon}}' \quad (87)$$

$$\underline{\dot{\epsilon}}' = (\dot{\epsilon}_{xx} \quad \dot{\epsilon}_{yy} \quad \dot{\epsilon}_{zz} \quad \dot{\gamma}_{xy} \quad \dot{\gamma}_{yz} \quad \dot{\gamma}_{zx})^T \quad (88)$$

Para aplicar o cálculo em elementos finitos, a notação empregada é:

$$\underline{u} = N \underline{v} \quad (89)$$

$$\underline{p} = N \underline{p}_n \quad (90)$$

$$\underline{\varepsilon} = B \underline{v} \quad (91)$$

Onde \underline{v} é o vetor de deslocamentos nodais, \underline{p}_n é o vetor de excesso de poropressão nodal, \underline{u} é o vetor de deslocamento no interior do elemento e \underline{p} é o excesso de poropressão. A matriz N contém as funções de interpolação e a matriz B a interpolação de deformação.

De forma geral, as funções de interpolação para poropressão e para deslocamentos podem ser diferentes entre si, porém no Plaxis as funções empregadas são as mesmas. Assim, a partir da equação de equilíbrio incremental, aplica-se a aproximação de elementos finitos, obtendo:

$$\int B^T \Delta \underline{\sigma} dV = \int N^T \Delta \underline{b} dV + \int N^T \Delta \underline{t} dS + \underline{r}_0 \quad (92)$$

$$\underline{r}_0 = \int N^T \Delta \underline{b}_0 dV + \int N^T \underline{t}_0 dS - \int B^T \underline{\sigma}_0 dV \quad (93)$$

Onde \underline{b} é a força de corpo devido ao peso próprio, \underline{t} representa as trações de superfície e \underline{r}_0 é a força residual, geralmente nula, mas que pode ser diferente de zero no caso de etapas de carga anteriores imprecisas. O termo dV indica integração no volume do corpo considerado e dS indica uma integral de superfície.

Dividindo as tensões totais em poropressões e tensões efetivas e introduzindo a relação constitutiva, a equação de equilíbrio nodal resultante é:

$$K \Delta \underline{v} + L \Delta \underline{p}_n = \Delta \underline{f}_n \quad (94)$$

Onde K é a matriz de rigidez, L é a matriz de acoplamento e \underline{f}_n é o vetor de incremento de carga:

$$\begin{aligned} K &= \int B^T M B dV \\ L &= \int B^T \underline{m} N dV \\ \Delta \underline{f}_n &= \int N^T \Delta \underline{b} dV + \int N^T \Delta \underline{t} dS \end{aligned} \quad (95)$$

Para formular o problema de fluxo, a equação de continuidade é adotada considerando a matriz de permeabilidade k :

$$\nabla^T \cdot \left(k \nabla (\gamma_w y - p_{\text{steady}} - p) / \gamma_w \right) - \underline{m}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (96)$$

$$k = \begin{bmatrix} k_x & 0 & 0 \\ 0 & k_y & 0 \\ 0 & 0 & k_z \end{bmatrix} \quad (97)$$

Onde n é a porosidade, K_w é o módulo de compressão do fluido, t é o tempo e γ_w é o peso específico do fluido. A convenção de sinais adotada pelo programa é com p_{steady} e p considerados positivos para tração.

Posto isso, para solução do estado estacionário, a equação se torna:

$$\nabla^T \cdot \left(k \nabla (\gamma_w y - p_{\text{steady}} - p) / \gamma_w \right) = 0 \quad (98)$$

Com a seguinte equação de continuidade:

$$\nabla^T \cdot \left(k \nabla p / \gamma_w \right) + \underline{m}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (99)$$

Aplicando a discretização de elementos finitos usando um procedimento de Galerkin e incorporando condições de contorno prescritas, obtém-se:

$$-H \underline{p}_n + L^T \frac{\partial \underline{v}}{\partial t} - \frac{\partial \underline{p}_n}{\partial t} = \underline{q}_n \quad (100)$$

$$H = \int (\nabla \cdot \underline{N})^T k (\nabla \cdot \underline{N}) dV \quad (101)$$

$$S = \int \frac{n}{K_w} \underline{N}^T \underline{N} dV \quad (102)$$

\underline{q}_n é um vetor devido ao escoamento prescrito no contorno da malha. O programa não considera, no entanto, a possibilidade de contorno com vazão prescrita diferente de zero, diferenciando apenas situações de limite fechado (fluxo nulo) ou aberto (excesso de poropressão nulo).

O módulo de compressão do fluido é obtido automaticamente pela expressão:

$$\frac{K_w}{n} = \frac{3(v_u - v)}{(1 - 2v_u)(1 + v)} K_{\text{esqueleto}} \quad (103)$$

Onde o coeficiente de Poisson não drenado (ν_u) tem um valor padrão de 0,495. O valor pode ser modificado no programa caso o parâmetro B de Skempton seja definido pelo usuário diferente de 1,0.

As equações de equilíbrio e continuidade podem ser relacionadas pela equação matricial:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{L} \\ \mathbf{L}^T & -\mathbf{S} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial \underline{u}}{\partial t} \\ \frac{\partial \underline{p}_n}{\partial t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{H} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{v} \\ \underline{p}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{\partial f_n}{\partial t} \\ \underline{q}_n \end{bmatrix} \quad (104)$$

Para resolução, com incrementos finitos (Δ), a integração resulta em:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{L} \\ \mathbf{L}^T & -\mathbf{S}^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \underline{v} \\ \Delta \underline{p}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \Delta t \mathbf{H}^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{v}_0 \\ \underline{p}_{n0} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta f_n \\ \Delta t \underline{q}_n \end{bmatrix} \quad (105)$$

$$\mathbf{S} = \alpha \Delta t \mathbf{H} + \mathbf{S} \quad (106)$$

$$\underline{q}_n^* = \underline{q}_{n0} + \alpha \Delta \underline{q}_n \quad (107)$$

\underline{v}_0 e \underline{p}_0 denotam valores no início de uma etapa de tempo. O parâmetro α é o coeficiente de integração no tempo. Em geral, o coeficiente de integração α pode assumir valores de 0 a 1. No Plaxis, o esquema totalmente implícito de integração é usado com $\alpha=1$.

Para a maioria dos procedimentos de integração numérica, a precisão aumenta quando o intervalo de tempo é reduzido, mas para a consolidação, há um valor limite. Abaixo de um determinado incremento de tempo (etapa de tempo crítico) a precisão diminui rapidamente. No caso, o programa computacional calcula automaticamente o intervalo de tempo a ser considerado. O conceito de passo de tempo crítico pode ser consultado em Vermeer e Verruijt (1981) e Song (1990).

3.3.2

Simulações de ensaios de laboratório

A fim de atribuir parâmetros adequados a cada material, é possível antes de iniciar a modelagem realizar uma simulação numérica dos ensaios de laboratório disponíveis. Para tal, emprega-se o *Soil test* no Plaxis 2D, que consiste na aplicação

de um algoritmo sem a necessidade de criar um modelo de elemento finito completo.

Dessa forma, é possível otimizar os parâmetros do modelo de forma que um melhor ajuste seja obtido entre os resultados do modelo e os dados dos ensaios. Há que se destacar que os parâmetros de modelo são caracterizados como valores exigidos pelos modelos constitutivos com a finalidade de aproximar o comportamento do solo real da melhor forma possível, não necessariamente coincidindo com os valores obtidos pelos procedimentos da mecânica dos solos com base em dados experimentais. Isso porque os modelos constitutivos não conseguem incluir todo o comportamento possível do solo real, tendo em vista se basearem em simplificações e idealizações.

Sequencialmente, introduzem-se no *Soil test* parâmetros iniciais para um determinado modelo constitutivo e observam-se as curvas resultantes da simulação, destacando o comportamento quanto às tensões e o nível de deformação. Ajustes de valores podem ser necessários até que sejam obtidas curvas que se aproximem do ensaio laboratorial real.

Em relação a essa análise comparativa, o programa dispõe de uma ferramenta específica em que se podem carregar os resultados laboratoriais. Os parâmetros que se deseja otimizar são então selecionados, podendo ser apenas um ou todos do modelo, para os quais o usuário informa a faixa de variação de valores. Um grau de precisão é atribuído para os cálculos de convergência e como resultados são apresentadas novas curvas, os valores obtidos para cada parâmetro otimizado e as respectivas porcentagens de influência.

Para modelagem no *Soil test*, são disponíveis no Plaxis os ensaios triaxiais, adensamento edométrico, adensamento CRS (*Constant Rate of Strain*), cisalhamento simples (DSS), triaxial cíclico e DSS cíclico.

3.4 Métodos de controle de campo

O monitoramento das obras geotécnicas pode ser uma importante fonte de informações que validem as premissas de projeto ou que auxiliem possíveis revisões. Um bom projeto de monitoramento inclui o planejamento da quantidade e do posicionamento dos instrumentos, a fim de que as leituras sejam comparadas

com critérios estabelecidos para identificação de limites de tolerância que assegurem a segurança da obra. No caso do presente trabalho, foram investigados o Método dos Volumes Deslocados, para verificação de estabilidade, e o Método de Asaoka, para estimativa dos recalques finais.

3.4.1

Método dos Volumes Deslocados

O método dos Volumes Deslocados foi desenvolvido por Sandroni, Lacerda e Brandt, em 1989, para acompanhamento da execução obra do Quebra Mar do Sergipe, estabelecendo critérios de avaliação da estabilidade.

Para tal, os autores propuseram o monitoramento dos deslocamentos horizontais e dos recalques e estabeleceram relações entre os volumes deslocados desde o início da construção do aterro até o instante avaliado. No estado plano de deformação, a relação entre o volume deslocado verticalmente (V_v) e o volume deslocado horizontalmente (V_h) irá reduzir acentuadamente numa situação de ruptura, aproximando-se da unidade. Por outro lado, após um carregamento, há o aumento gradativo da relação de volumes, devido ao fenômeno de adensamento. Sendo assim, as seguintes hipóteses foram adotadas para controle da estabilidade:

- $V_v/V_h < 3$ – situação instável;
- $3 < V_v/V_h < 6$ – situação intermediária;
- $V_v/V_h > 6$ – situação estável.

Para aplicação do método, é importante a observação da geometria do aterro para definição das regiões nas quais se realizará a estimativa de volumes deslocados.

3.4.1.1 *Obtenção do volume deslocado vertical (V_v)*

No caso dos recalques, a região de interesse será condicionada pela largura do aterro (M) e pela espessura da camada mole (D), de acordo com os possíveis casos:

- Caso 1: Aterro com $M > 2D$ (Figura 3.18 a) – A largura de análise deve ser considerada igual à soma da saia do aterro (L) com a espessura da camada mole (D), a contar da crista do aterro. Em

cada etapa de alteamento, deve-se atualizar a largura de interesse, considerando a nova crista do aterro.

- Caso 2: Aterro simétrico com $M < 2D$ (Figura 3.18 b) – A largura de análise deve ser considerada igual à soma da saia do aterro (L) com metade da largura do aterro.
- Caso 3: Aterro assimétrico com $M < 2D$ (Figura 3.19) – no caso de aterros com taludes de inclinação diferentes, a largura de análise deve ser definida em cada lado do aterro. Nesse caso, emprega-se análise numérica considerando o solo linear elástico para definição da porção β do volume de deslocamento horizontal que ocorre para cada lado. Com isso, as relações volumétricas propostas são:

$$V_v = V_{v_1} + V_{v_2}$$

$$V_{h_1} / V_{h_2} = \beta = V_{v_1} / V_{v_2}$$

$$V_{v_1} = \beta V_v / (1 + \beta)$$

$$V_{v_2} = V_v / (1 + \beta)$$

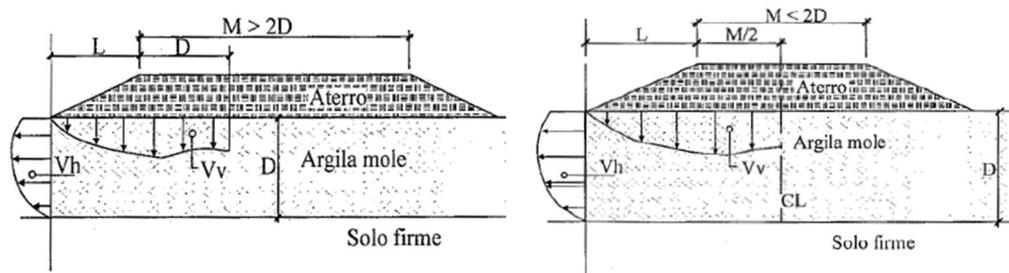


Figura 3.18 (a) Aterro simétrico com $M < 2D$. (b) Aterro assimétrico com $M < 2D$. (Sandroni et al, 2004)

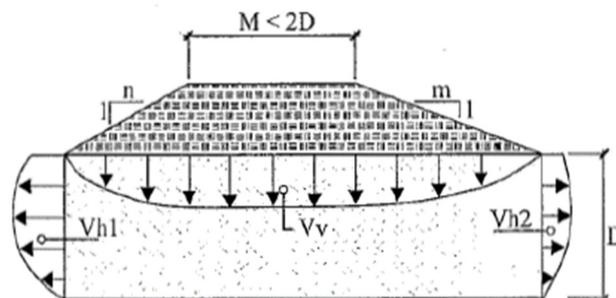


Figura 3.19 Aterro assimétrico com $M < 2D$ (Sandroni et al, 2004)

3.4.1.2 Obtenção do volume deslocado horizontal (V_h)

Para obtenção do volume deslocado horizontal (V_h), devem ser verificadas as leituras dos inclinômetros ao longo da espessura da camada mole que apresenta maiores deformações. O valor do volume será dado pela integração da distribuição de deslocamentos horizontais ao longo da profundidade.

Convencionalmente, a posição dos equipamentos é feita no pé do aterro, com a orientação do eixo A do inclinômetro na direção normal à face do aterro. Caso os maiores deslocamentos esperados sejam em outra direção, deve-se considerar o alinhamento que forneça as maiores leituras. Dienstmann (2011) aponta a existência de estudos teóricos (Ortigão, 1980; Coutinho apud Almeida, 1996 entre outros) que demonstram a ocorrência de deslocamentos horizontais em torno de 20% maiores que os obtidos ao pé do aterro em uma vertical situada à meia distância entre o pé e a crista do aterro.

No caso de aterros com bermas muito largas, os autores recomendam a instalação de um inclinômetro na parte central da saia e outro no pé, ao final da berma (Figura 3.20). O monitoramento dos volumes deve ser realizado em ambos os instrumentos, sendo que, para cada V_h analisado, V_v é calculado do inclinômetro para dentro, conforme esquema da Figura 3.20.

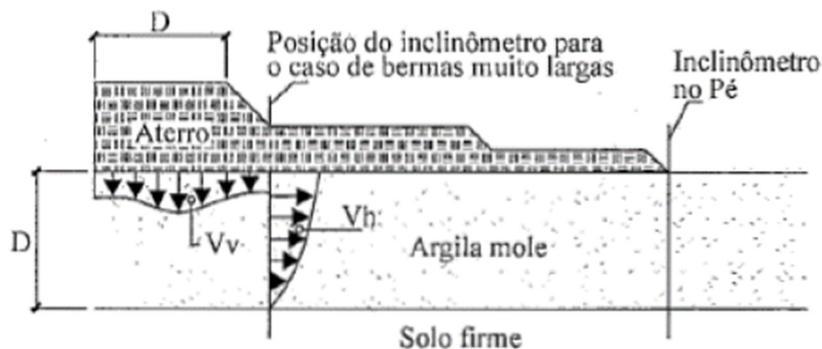


Figura 3.20 Posicionamento dos inclinômetros no caso de aterros com bermas largas (Sandroni et al, 2004)

3.4.2

Método de Asaoka

Sendo o recalque uma das principais problemáticas relacionadas aos solos moles, a estimativa adequada de sua magnitude total após a aplicação de um carregamento é uma preocupação dos projetos de engenharia.

Na fase de obra, a instalação de instrumentos de monitoramento permite a verificação evolução dos deslocamentos ao longo do tempo. Dessa forma, com base na análise das curvas de recalques é possível estimar os recalques futuros.

Um dos métodos mais empregados para tal é o de Asaoka (1978), cuja descrição sucinta é apresentada por Almeida e Marques (2014), com indicação dos seguintes passos:

- Traçar a curva de recalque versus tempo;
- Determinar intervalos igualmente espaçados de tempo (Δt) anotando o recalque correspondente de cada intervalo (s_n , onde n =número do intervalo);
- Plotar um gráfico de s_n versus s_{n-1}
- Ajustar uma reta que passe adequadamente pelos pontos plotados;
- Traçar uma reta de 45° , observando onde há o cruzamento das duas retas, o qual determina no eixo x o valor máximo de recalque esperado para o depósito (Figura 3.21).

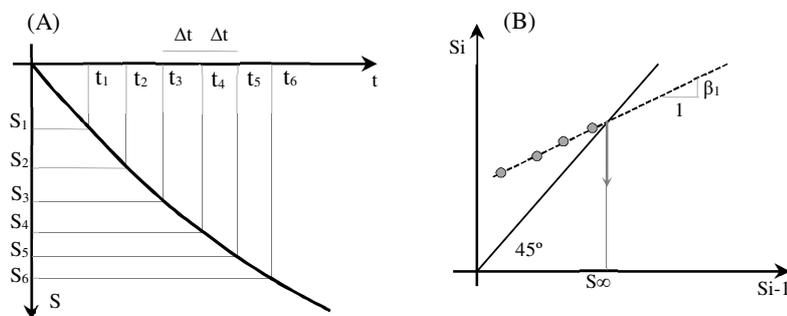


Figura 3.21 Construção gráfica para o método de Asaoka (1978): A) curva tempo versus recalque e B) reta ajustada (Almeida e Marques, 2014)

Almeida e Marques (2014) recomendam a adoção de intervalos de tempo (Δt) entre 30 e 90 dias, sendo necessários pelo menos três intervalos para que se obtenha resultados adequados.

Schmidt (1992) aponta a aplicabilidade do método para solos em que o recalque por compressão secundária não é relevante frente ao adensamento

primário, e quando há uma camada única de solo mole sem camadas drenantes intermediárias.

4 Caracterização da área de estudos

A área de estudo localiza-se em Minas Gerais, no município de Poços de Caldas (Figura 4.1), sendo um aterro de reforço para uma área de deposição de resíduos de bauxita.

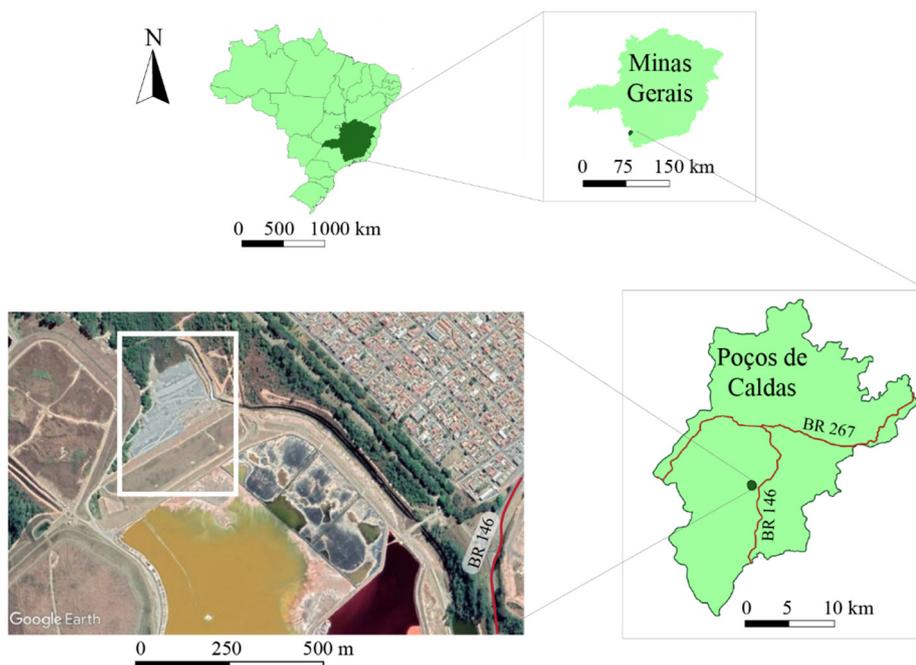


Figura 4.1 Localização da área de estudos

O resíduo gerado no refino, em forma de lama, consiste em uma mistura de sólidos em suspensão e solução líquida de PH básico, classificada como resíduo perigoso, também denominado de Classe I, devido a sua corrosividade, de acordo com a norma ABNT NBR 10004:2004 (Resíduos sólidos – Classificação).

Esses resíduos são distribuídos pelo método *wet disposal*, no qual são bombeados e armazenados em depósitos chamados Áreas de Rejeito de Bauxita – ARB, compostos de diques de solo compactado. Quando os depósitos atingem sua capacidade máxima, ocorre sua desativação e reabilitação, com os resíduos consolidados recebendo uma camada de aterro e revestimento vegetal. Posteriormente, são acrescentadas etapas de alteamento por montante sobre a área de disposição de resíduos de bauxita, denominadas células.

A presente dissertação apresenta o estudo do comportamento das bermas de reforço construídas para permitir a implantação e operação da célula 1 de uma área de rejeito de bauxita, destacada na Figura 4.2 e esquematizada na seção transversal da Figura 4.3.



Figura 4.2 Identificação da área de estudos

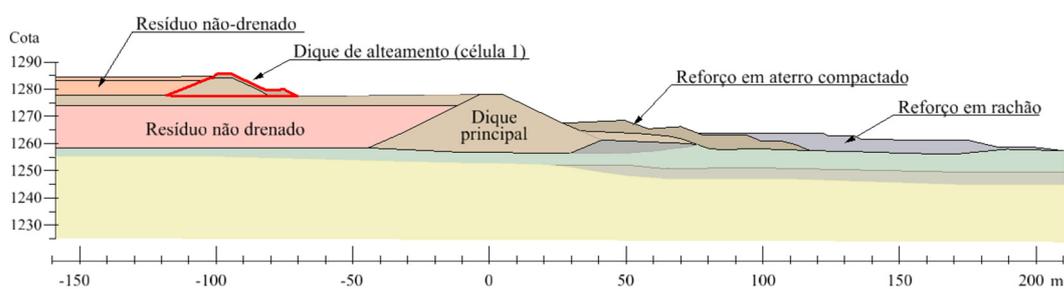


Figura 4.3 Seção transversal esquemática da área estudada

Os tópicos seguintes apresentam os aspectos físicos de geologia e pedologia do local de implantação da obra, bem como a sequência construtiva e a interpretação geotécnica dos ensaios realizados.

4.1 Geologia e pedologia

Quanto à geologia e à pedologia da região onde foi implantada a ARB, as Figuras Figura 4.4 e Figura 4.5 apresentam os mapas geológicos e pedológicos do município de Poços de Caldas, com a indicação da área estudada.

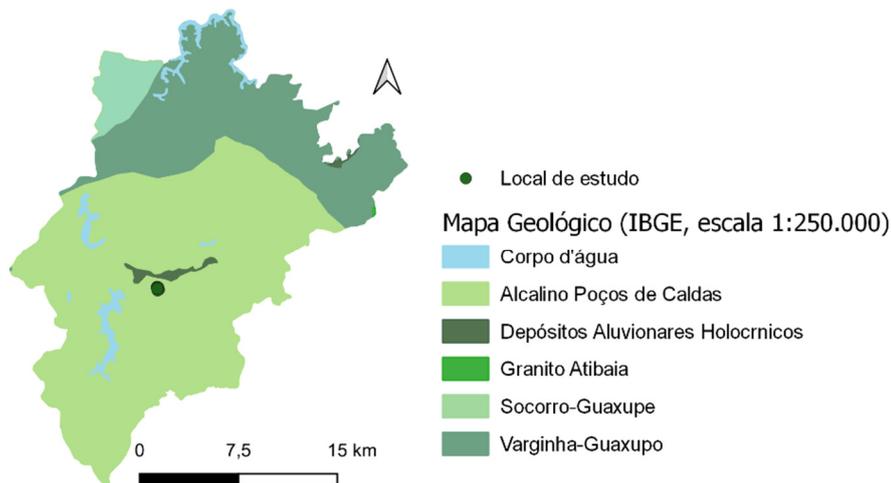


Figura 4.4 Mapa geológico do município de Poços de Caldas - MG (IBGE, 2006)

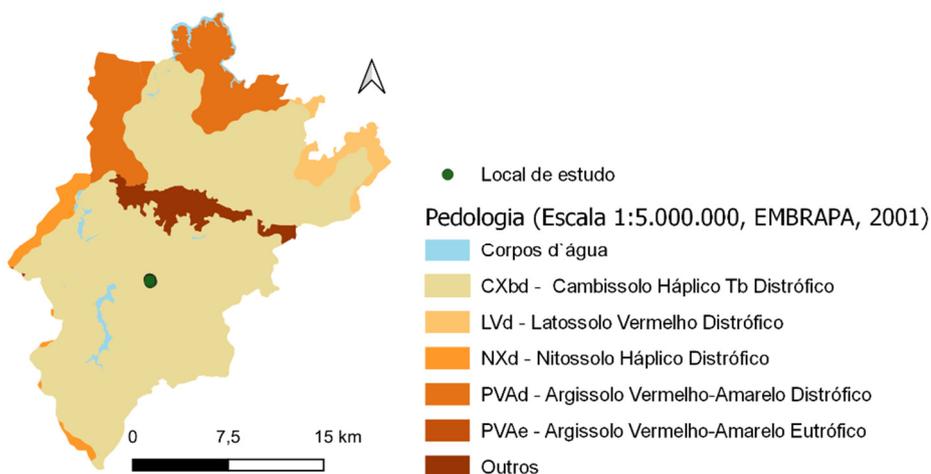


Figura 4.5 Mapa pedológico do município de Poços de Caldas - MG (EMBRAPA, 2001)

A cidade de Poços de Caldas situa-se predominantemente em um complexo alcalino (Figura 4.4). De acordo com Moreira (2015), o Platô de Poços de Caldas possui natureza intrusiva, com embasamento cristalino, rochas arqueanas em sua maioria gnaisses, migmatitos e granulitos. Essas rochas, apresentam a característica de inexistência de quartzo em sua composição mineralógica, tendo tipicamente como componentes principais, feldspatóides, feldspatos sódicos e

potássicos e piroxinênio (Carvalho, 2006).

4.2 Sequência executiva

A Figura 4.6 apresenta a sequência executiva considerada nas análises de estabilidade desta dissertação, além do perfil simplificado de fundação. Maiores detalhes serão abordados no item 5.1 e 5.2. Como situação inicial, considerou-se a Área de Resíduo de Bauxita – ARB já com sua capacidade máxima, no ano de 2010 (Figura 4.6-a).

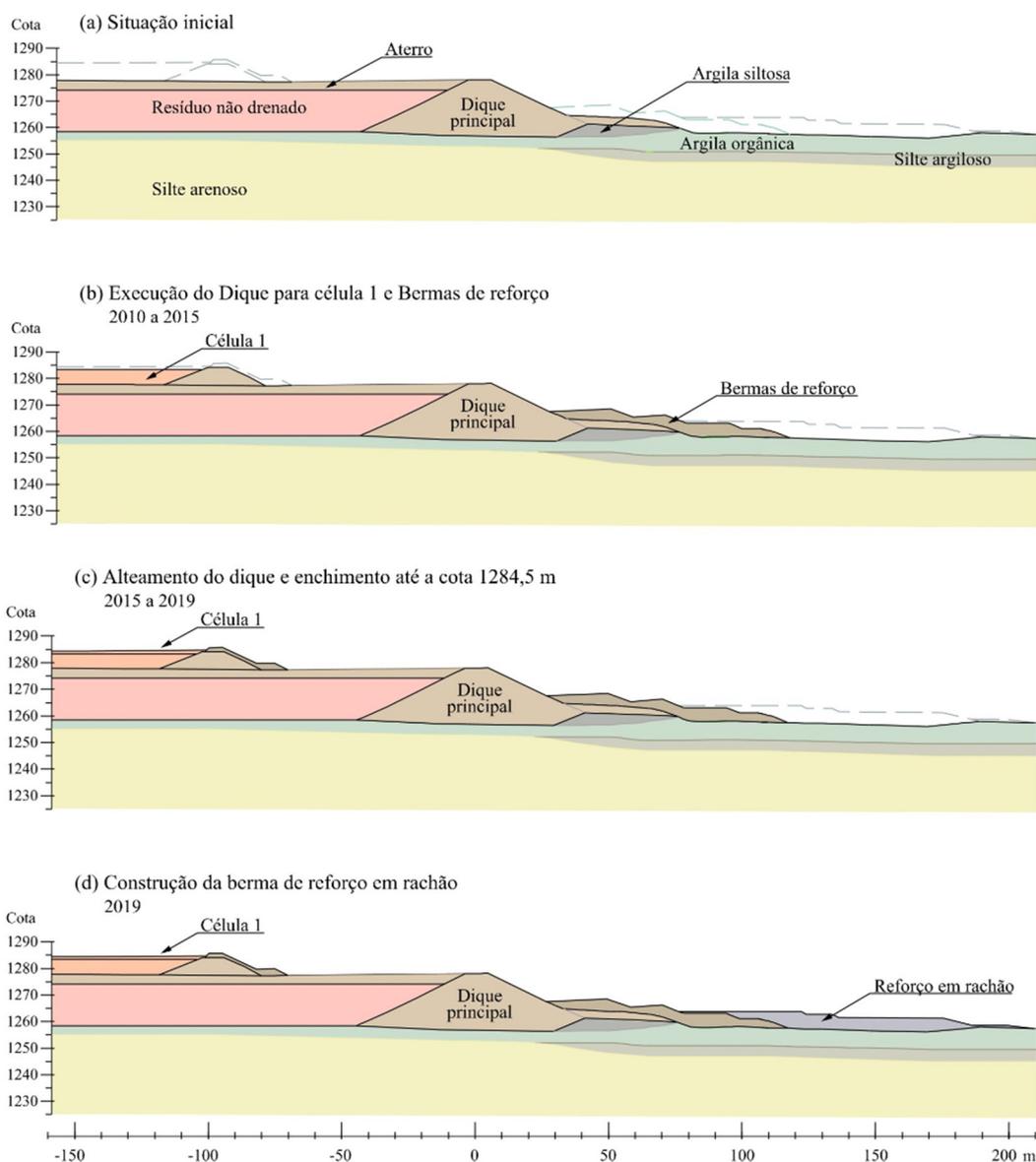


Figura 4.6 Sequência executiva simplificada das obras de construção da Célula 1 e reforços

Nos anos seguintes foram realizadas obras para permitir a implantação e operação da Célula 1, construída sobre o platô da ARB com um dique de solo compactado impermeabilizado na face interna de aproximadamente 6,5 metros de altura (Figura 4.6-b). Posteriormente, foi realizado um alteamento desse dique, em cerca de 1,5 m a fim de ampliar a capacidade de deposição de rejeitos (Figura 4.6-c).

A fim de garantir a estabilidade do conjunto, foram implantadas bermas de reforço no talude externo principal da ARB concomitante e posteriormente à operação da Célula 1 (Figura 4.6-b, c, d).

Fatores de Segurança inferiores a 1,5 obtidos em análises após o enchimento da Célula 1 indicaram a necessidade de estudos mais acurados desta seção específica. Sobretudo, destaca-se a importância da previsão de comportamento da obra pois o solo de fundação apresenta camadas de argila orgânica e silte argiloso de baixa resistência mecânica e elevada compressibilidade. A seguir são discutidos os resultados dos ensaios geotécnicos realizados no local.

4.3 **Investigações geotécnicas**

A fim de obter dados suficientes para uma caracterização adequada dos diferentes solos que compõem o perfil analisado na seção de interesse, foram realizados ensaios geotécnicos de campo e laboratório em diferentes posições, abrangendo tanto a área dos taludes de reforço quanto o dique principal e a região de deposição de resíduos. As campanhas de investigação ocorreram em diferentes momentos ao longo da obra. De forma sucinta, três campanhas podem ser citadas para os ensaios na ARB:

- Campanha inicial (ano de 2010): compreende os ensaios realizados inicialmente para composição do perfil geotécnico e estabelecimento de parâmetros para análises de estabilidade da obra de implantação da célula 1. Foram realizados ensaios de laboratório, SPT e CPTu, tanto na área de deposição de rejeitos, sobre a qual se construiria o dique de alteamento, quanto no dique principal e a jusante dele.
- Campanha complementar (ano de 2017): compreende alguns ensaios adicionais para construção da segunda berma de reforço.

- Campanha complementar completa (ano de 2019): compreende uma extensa campanha de ensaios, realizados a fim de aprimorar as análises de estabilidade. Foram realizados ensaios de laboratório, SPT e CPTu, tanto na área de deposição de rejeitos, no dique de alteamento, quanto no dique principal e a jusante dele, na área compreendida pelas bermas.

A Figura 4.7 apresenta a locação dos ensaios de 2010. Essa campanha permitiu o entendimento das camadas constituintes do solo de fundação, conforme se apresenta na seção transversal (Figura 4.8) e longitudinal (Figura 4.9).

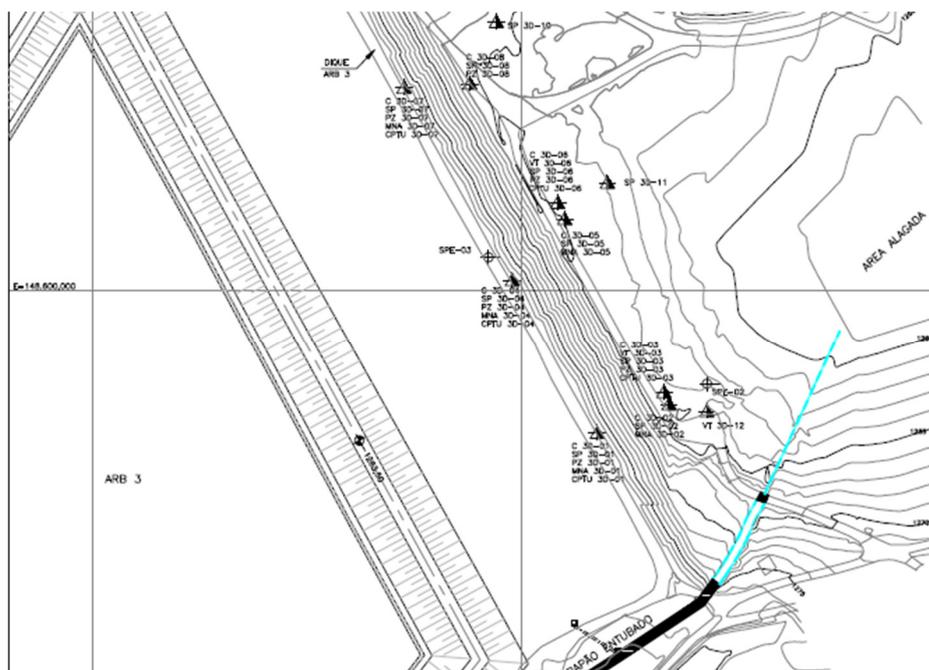


Figura 4.7 Campanha de ensaios realizada em 2010 (Relatório técnico, 2020)

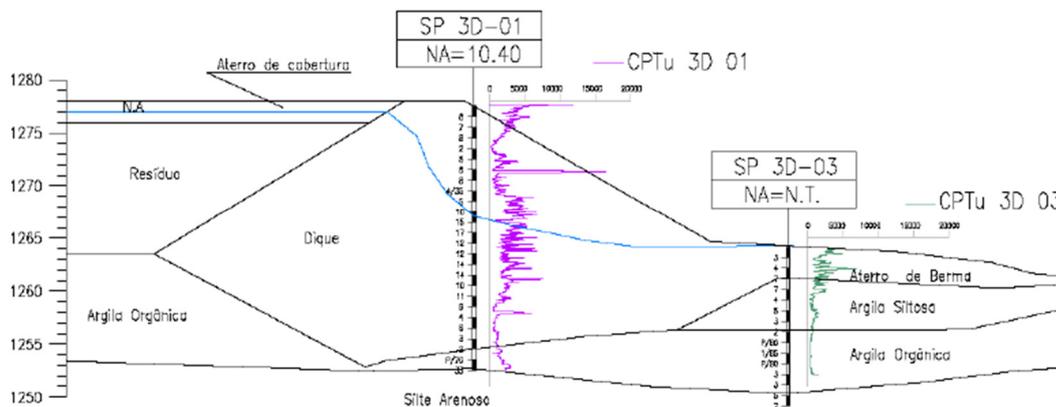


Figura 4.8 Perfil geotécnico baseado nos ensaios de CPTu e SPT (Relatório técnico, 2020)

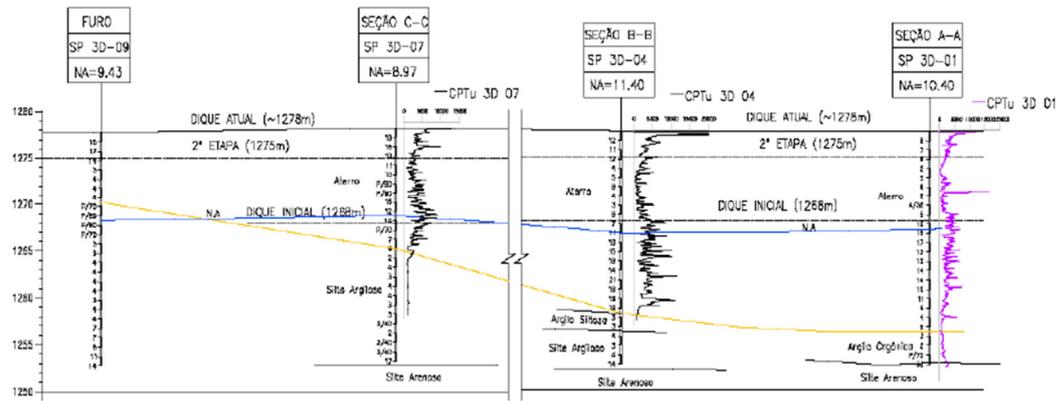


Figura 4.9 Perfil geotécnico longitudinal no eixo do dique principal (Relatório técnico, 2020)

De forma resumida, o perfil é composto por camadas de solos argilosos e siltosos subjacentes a uma camada de solo mais resistente de silte arenoso. Contudo, sobretudo no trecho a jusante do dique principal, as camadas não puderam ser bem delimitadas, já que apenas uma estação de sondagem foi adotada à época.

Por essa razão, a campanha de ensaios de 2017 (Figura 4.10) foi planejada para uma melhor caracterização do solo de fundação no local onde foram construídas as bermas de reforço. Esse refinamento dos parâmetros geotécnicos auxiliou novas análises de estabilidade para permitir o enchimento da célula 1.

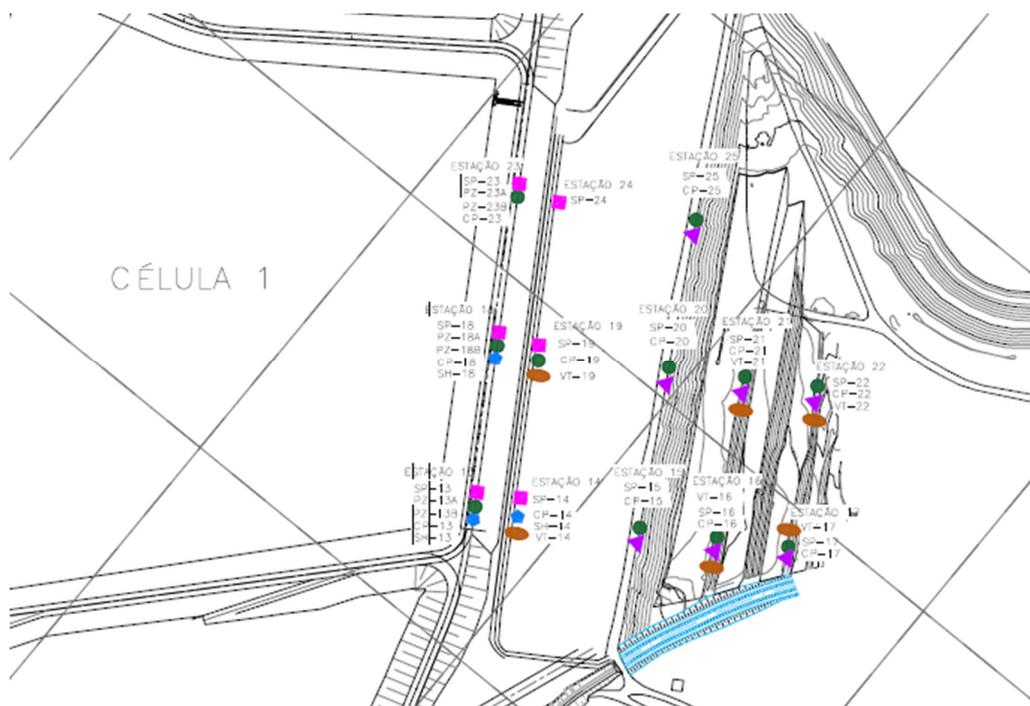


Figura 4.10 Campanha de ensaios realizada em 2017

Posteriormente, no ano de 2019, como parte de novos estudos para um possível armazenamento futuro de resíduo seco de bauxita (por filtração de pressão), combinado com a necessidade de estudos adicionais sobre liquefação, um novo e extenso programa de investigações foi elaborado.

Das três etapas de ensaios, a campanha de 2019 (Figura 4.11) foi a mais completa, tanto em número de ensaios realizados quanto na extensão das sondagens. Dentre as melhorias em relação às campanhas de 2010 e 2017, pode-se citar que as leituras do ensaio CPTu foram registradas até atravessar completamente a camada de argila, os ensaios SPT contaram com caracterização tátil-visual de amostras a cada 50 cm e aferição do teor de umidade, os ensaios de laboratório foram realizados em maior número e em diferentes camadas do perfil.

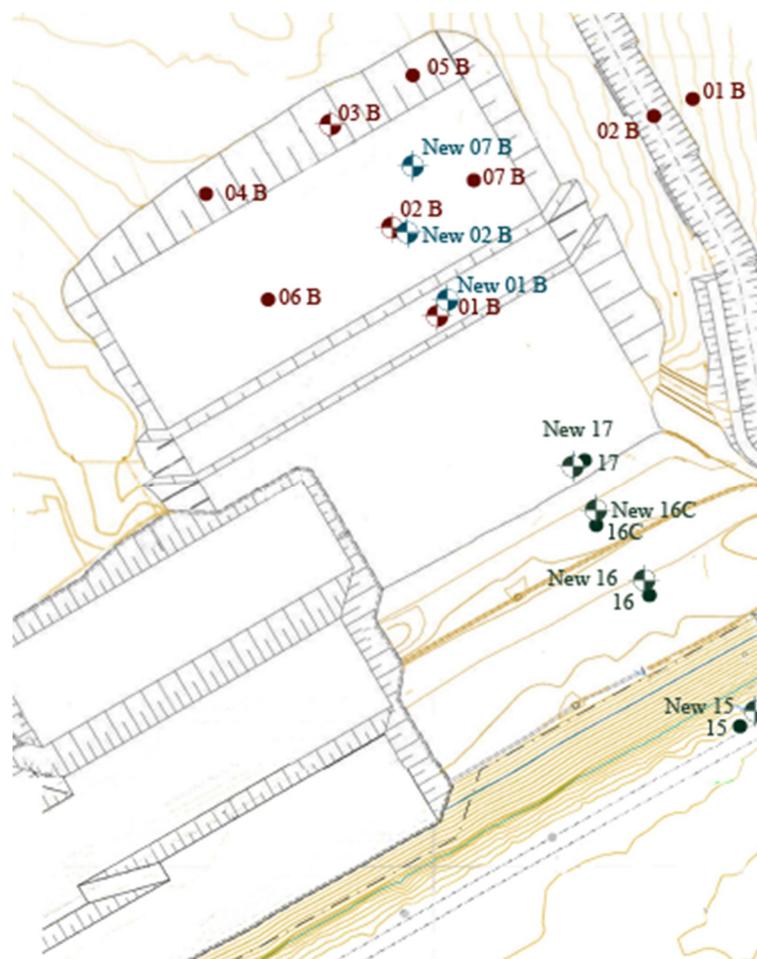


Figura 4.11 Campanha de ensaios realizada em 2019

No entanto, em 2019 o dique de alteamento e as duas etapas de reforço já haviam sido concluídos e, por conseguinte, parte do adensamento já havia ocorrido. Dessa forma, uma diferença entre as características do solo de 2010 e de 2019 é

esperada, tanto em termos de aumento de resistência, quanto redução da permeabilidade e do índice de vazios.

Com a finalidade de verificar possíveis diferenças no perfil e aferir se o ganho de resistência e a redução do índice de vazios e da permeabilidade foram significativos, os perfis de SPT e CPTu das diferentes campanhas foram sobrepostos nas estações locadas em coordenadas coincidentes.

Cita-se inicialmente os ensaios realizados sobre o eixo do dique principal, onde nenhuma sobrecarga de aterro foi adicionada, logo, nenhuma alteração entre os perfis é prevista. A Figura 4.13 apresenta as camadas descritas no boletim SPT de cada campanha de ensaios, bem como os valores de números de golpes. De fato, o comportamento registrado nos três ensaios é similar, com NSPT superior a 10 na base do aterro e inferior a 5 nas camadas argilosas. A camada resistente é localizada a aproximadamente 28 m de profundidade, com NSPT superior a 40. Da mesma forma, as amostras recuperadas nas campanhas de 2017 e 2019 apresentaram teor de umidade praticamente coincidentes e as curvas dos ensaios CPTu são bastante similares. Possíveis variações podem ser decorrentes da própria heterogeneidade do material do aterro.

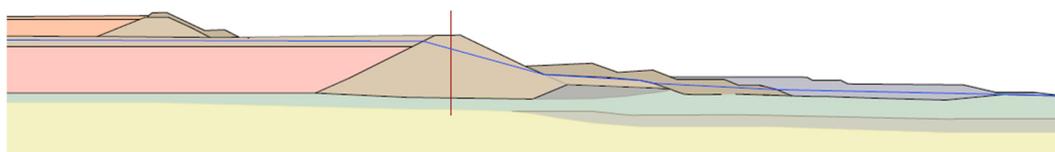


Figura 4.12 Posição da estação 15 descrita (no eixo do dique principal)

Na estação localizada imediatamente a jusante do dique principal (estação 16), realizaram-se ensaios nos anos de 2010 e 2017. Nesse intervalo de tempo uma berma de reforço com cerca de 4 m foi construída no ano de 2015. Ao contrário do esperado, no entanto, os perfis de CPTu mantiveram-se praticamente coincidentes, não sendo verificada expressiva variação nas resistências medidas. Em profundidades no interior da argila, observou-se um aumento do excesso de poropressão que pode ser atribuído à sobrecarga aplicada.

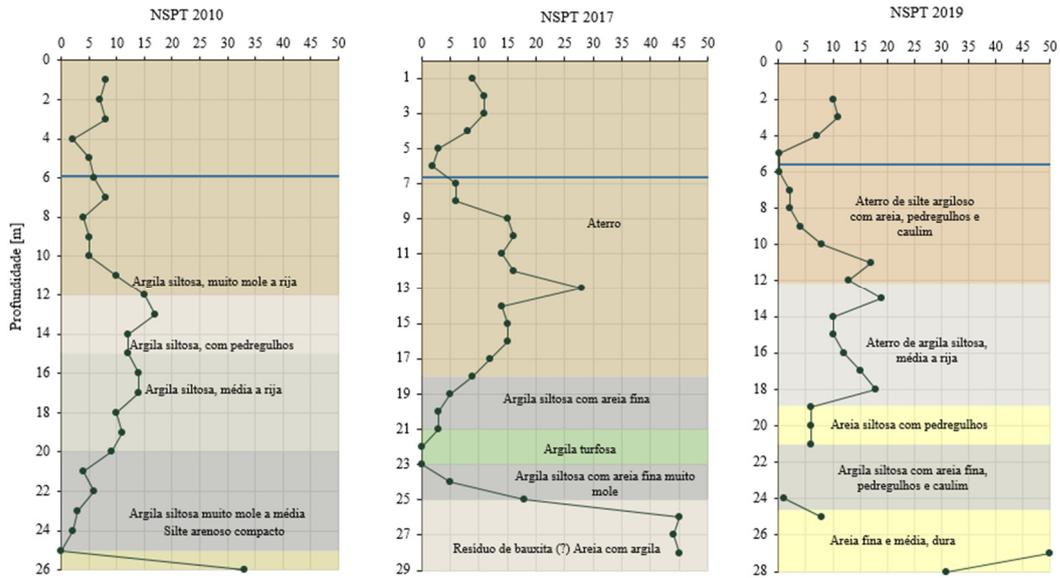


Figura 4.13 Comparativo dos ensaios no eixo do dique principal

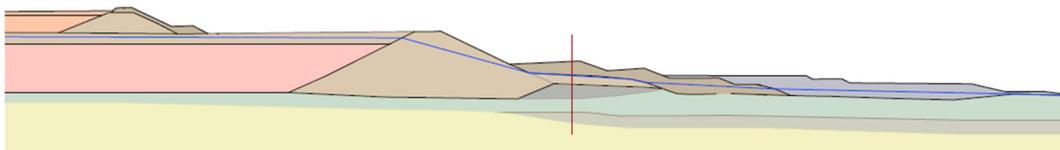


Figura 4.14 Posição da estação 16

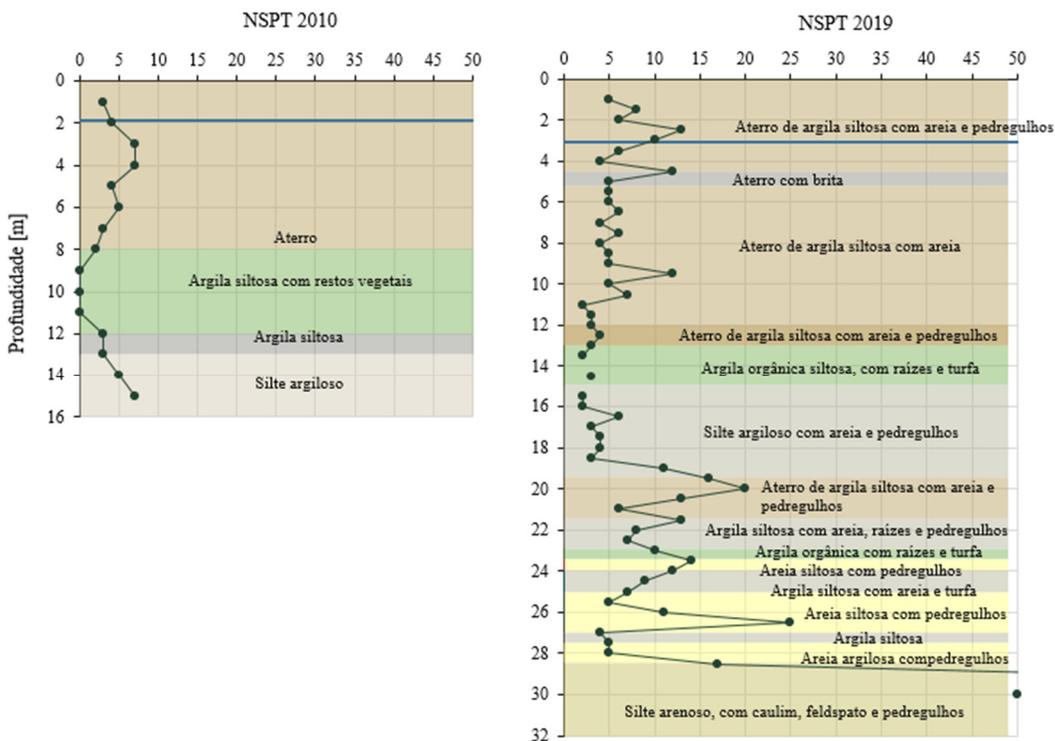


Figura 4.15 Comparativo dos ensaios na estação 16

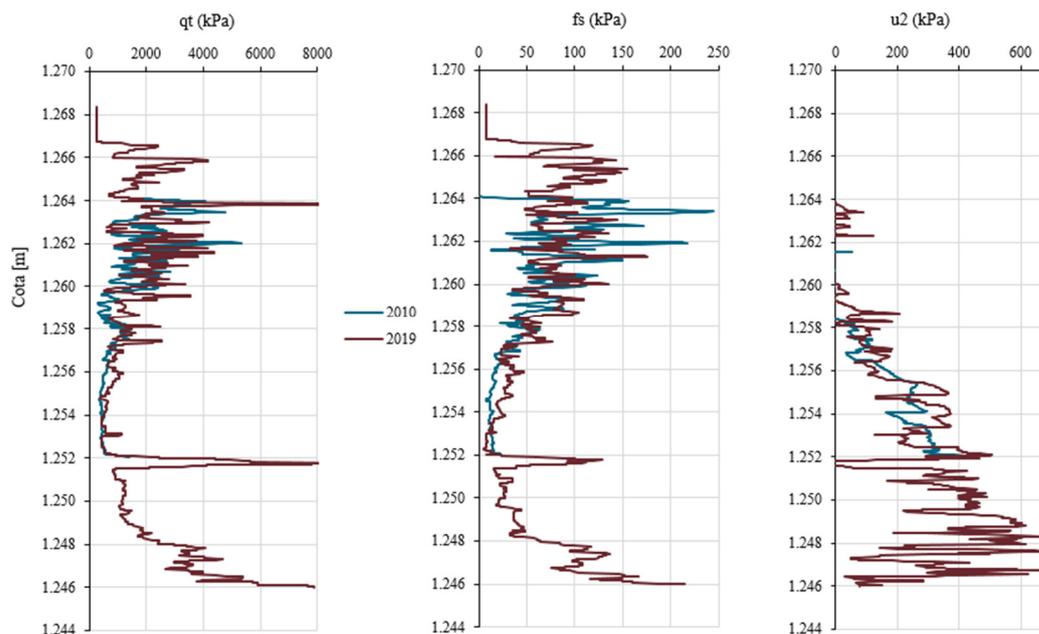


Figura 4.16 Comparativo dos ensaios CPTu na estação 16

De forma similar, na estação 17, também na região da berma de reforço, os ensaios realizados em 2017 e 2019 apresentaram pouca diferença, ainda que nesse período tenham ocorrido dissipações de poropressão devido às bermas. O ganho de resistência de ponta é observado apenas em camadas de pequena espessura, dentro da zona argilosa. Ainda assim, o comportamento global da camada é praticamente o mesmo e essas pequenas diferenças podem ser função da não coincidência entre os furos dos ensaios.

Dessa forma, considerando que a campanha de 2019 foi a mais completa das três, abrangendo profundidades maiores e com mais estações de investigação, utilizaram-se os ensaios dessa campanha para a caracterização do perfil a ser empregado nesta dissertação.

No ano de 2019, as estações receberam a denominação “New”. As estações New 01, 02 e 07 estão localizadas nas bermas de reforço de 2019, as estações New 14 e 16 no reforço de 2015 e a estação New 15 sobre o dique principal. A Figura 4.17 mostra em perfil a localização das estações com a indicação das profundidades em que foram coletadas amostras para ensaios de laboratório.

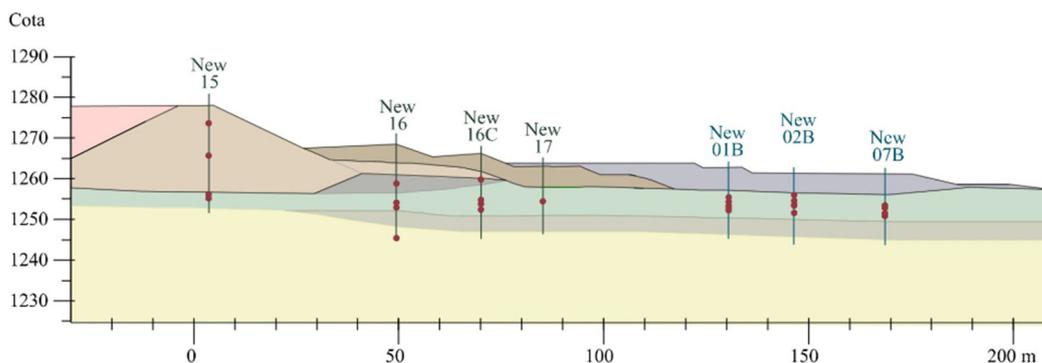


Figura 4.17 Localização das estações de investigação geotécnica. Os pontos sinalizados indicam as profundidades de coleta de amostras para ensaios de laboratório

Além disso, foram realizadas também investigações CPTu na região à montante do dique principal, compondo as estações New 13 e New 14.

Uma interpretação detalhada de cada estação foi realizada, observando-se as particularidades encontradas em cada estação, no que se refere às camadas descritas nas análises tátil visuais e aos resultados dos parâmetros geotécnicos dos ensaios. Posteriormente, agruparam-se os trechos de características similares, definindo as camadas empregadas na modelagem numérica.

A seguir, são descritas as estações New 16 e New 2, ambas à jusante do dique. As demais estações têm seus gráficos dos ensaios CPTu e SPT apresentados no Apêndice A deste trabalho.

4.3.1

Estação New 16

A estação intitulada New 16 se localiza a montante do dique principal da ARB (Figura 4.18), sendo uma vertical que caracteriza a berma de reforço e o solo de fundação. Nesta estação foram realizados ensaios de penetração padrão, piezocone, dissipação e *vane test* em campo. Também foram realizados ensaios de laboratório (caracterização, adensamento e triaxiais).

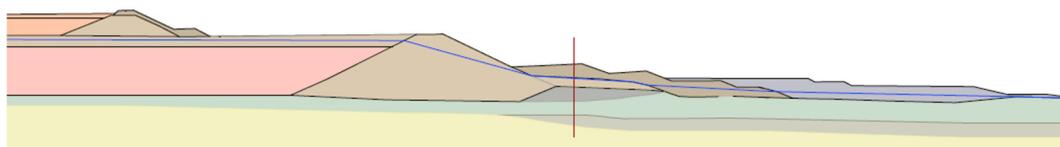


Figura 4.18 Localização em perfil da estação New 16

O resultado do ensaio CPTu com a resistência de ponta corrigida (q_t), a poropressão lida na base do cone (u_2) e a resistência ao atrito lateral (f_s) é apresentado na Figura 4.19. A Figura 4.20 exibe os resultados normalizados, que relacionam os dados do ensaio CPTu com os valores de tensão vertical em cada profundidade. As tensões foram calculadas estimando-se o peso específico do solo com base na descrição de material feita no boletim de sondagem e na equação proposta por Robertson (2010).

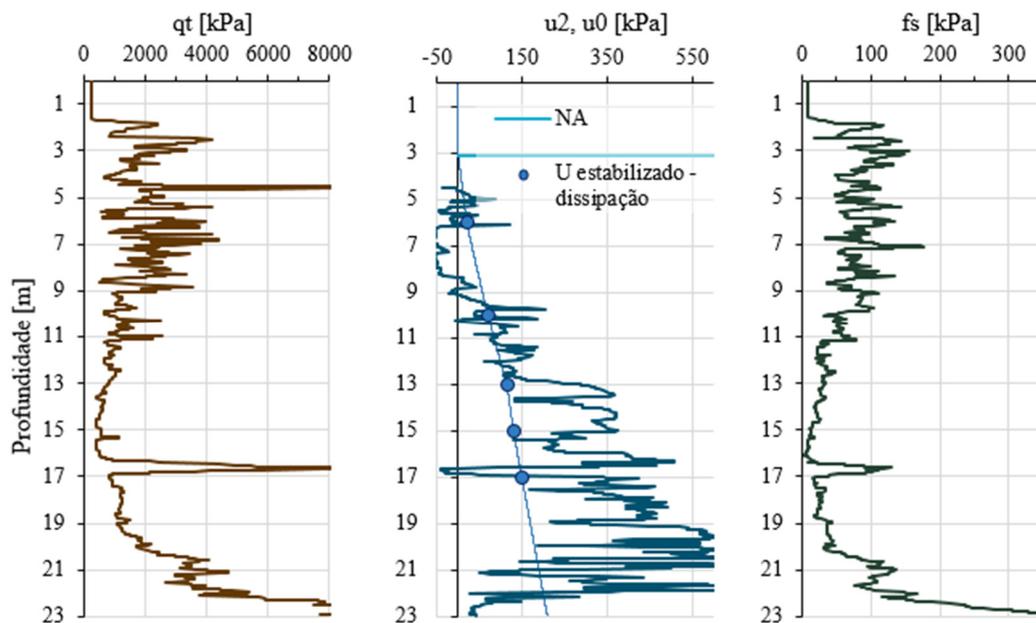


Figura 4.19 Resultados do ensaio CPTu na estação New 16

Conforme apresentado no primeiro gráfico da Figura 4.20, o perfil de peso específico resultante da aplicação da equação proposta por Robertson (2010) se mostrou superior ao que foi pontualmente determinado para as amostras em laboratório, com exceção da amostra na profundidade 16 m. Dessa forma, preferiu-se arbitrar valores coerentes com os dados de laboratório, mantendo próximo ao perfil de Robertson somente na profundidade próxima a 5 m, onde há uma camada de resistência elevada e nas profundidades acima de 16 m, nas quais o perfil começa a se mostrar crescente.

A interpretação da estratigrafia presente na vertical abrangida pelos ensaios foi feita comparando os resultados da sondagem SPT com o perfil do ensaio CPTu, sobretudo com a classificação I_{CRW} apresentada por Robertson (2010), conforme a Figura 4.21. As cores apresentadas no gráfico de SPT não correspondem necessariamente às indicadas na análise tátil visual das amostras coletadas no

ensaio, sendo meramente auxiliares na exibição da divisão entre camadas e do tipo de material.

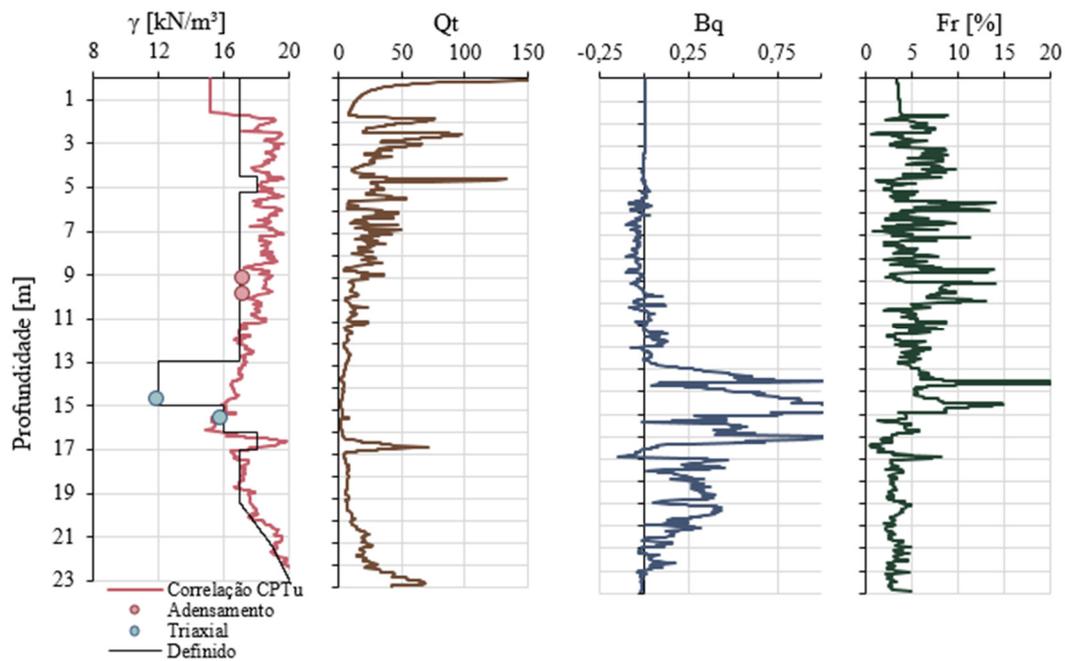


Figura 4.20 Definição de peso específico e resultados normalizados do ensaio CPTu na estação New16

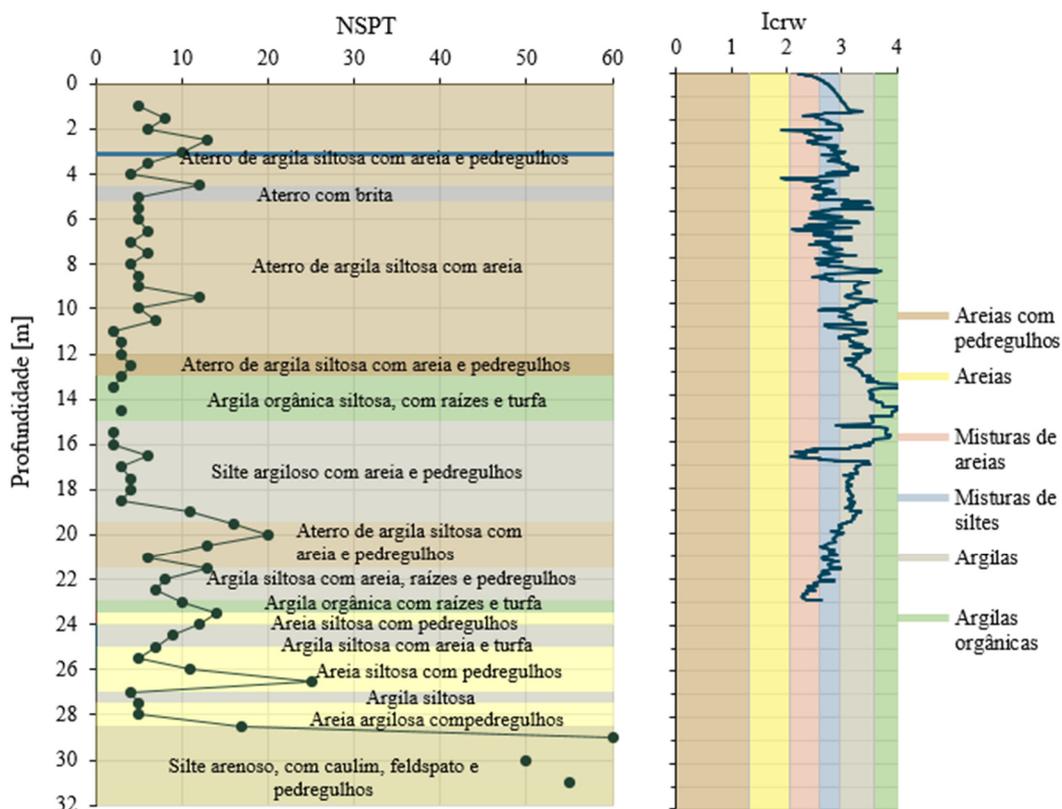


Figura 4.21 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 16

A estação New 16 foi a que apresentou maior variação de material, sendo inicialmente composta pelo material de aterro de argila siltosa e uma camada de brita na profundidade 4,5 a 5,0 m aproximadamente. No solo de fundação, foram registradas no boletim de sondagem diversas camadas de pequena espessura, variando entre argilas e areias, com presença ou não de silte, turfa, pedregulhos e raízes até a profundidade 28,5 m.

Aos 29 m, o número de golpes do ensaio SPT ultrapassa 40, em uma camada de silte arenoso, com caulim, feldspato e pedregulhos.

4.3.2

Estação New 02B

A estação intitulada New 02B se localiza a cerca de 150 m do topo do dique principal da ARB (Figura 4.22), abrangendo o segundo aterro de reforço e o solo de fundação. Nesta estação foram realizados ensaios de penetração padrão, piezocone, dissipação e *vane test* em campo. Também foram realizados ensaios de caracterização, adensamento e triaxial em laboratório.

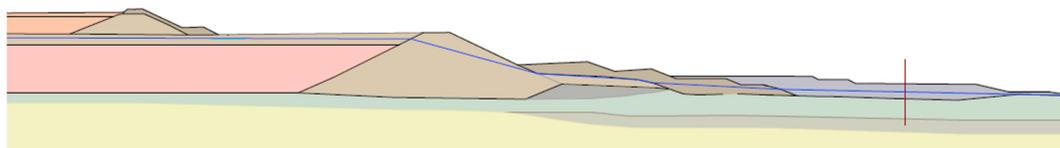


Figura 4.22 Localização em perfil da estação New 02B

O resultado do ensaio CPTu com a resistência de ponta corrigida (q_t), a poropressão lida na base do cone (u_2) e a resistência ao atrito lateral (f_s) é apresentado na Figura 4.23, e os gráficos normalizados, segundo mesmo procedimento das estações anteriores, na Figura 4.24. Nas profundidades iniciais não foram realizadas leituras, pois se referem ao aterro de reforço.

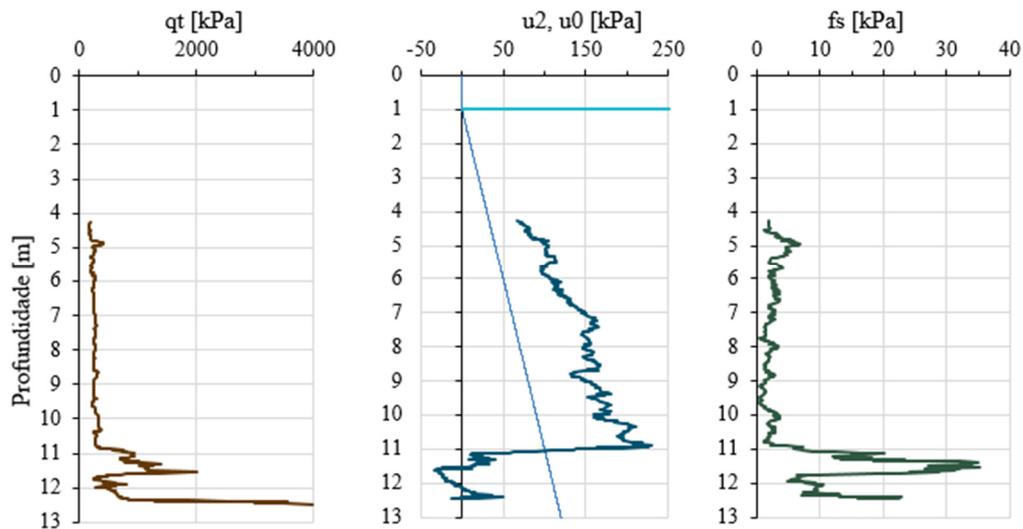


Figura 4.23 Resultados do ensaio CPTu na estação New 02B

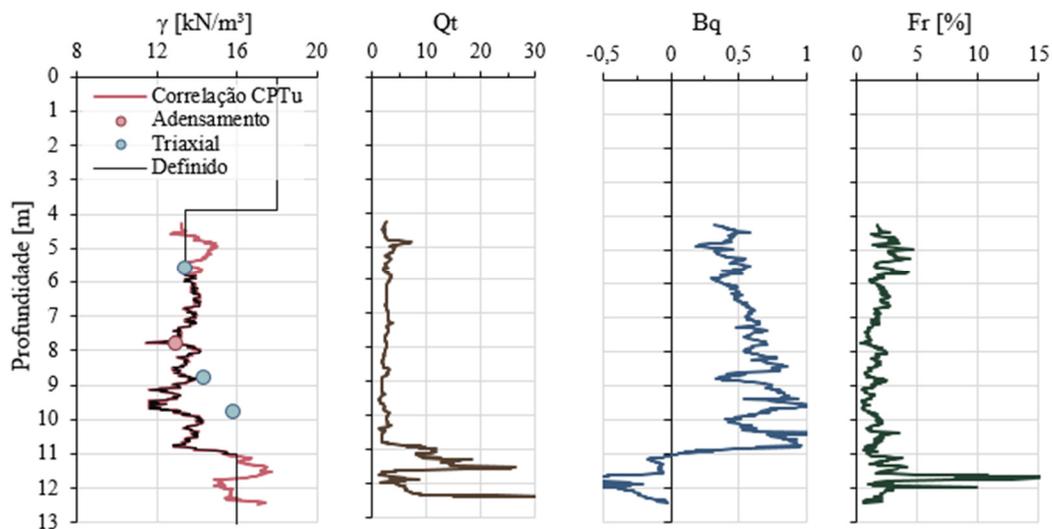


Figura 4.24 Definição de peso específico e resultados normalizados para a estação New 02B

A estratigrafia do solo pôde ser verificada comparando-se as descrições feitas na análise tátil visual das amostras do ensaio SPT com as zonas de comportamento resultantes da classificação I_{CRW} para o ensaio CPTu (Figura 4.25).

Conforme a Figura 4.25, embora haja uma oscilação do perfil de I_{CRW} dentro da zona de argila, por vezes aproximando-se da zona de argila orgânica, não há presença predominante de argila orgânica segundo essa classificação, como seria de se esperar, tendo em vista a turfa detectada nas amostras SPT.

Um comportamento variando entre as zonas de misturas de areias, silte e argila é indicado no intervalo de 11 a 12,5 m, profundidades em que o SPT descreve como argila arenosa. Os valores finais do perfil CPTu se encaminham para um

material mais próximo ao descrito no SPT, indicando a tendência de comportamento entre misturas de siltes e areias a partir da profundidade 12,5 m.

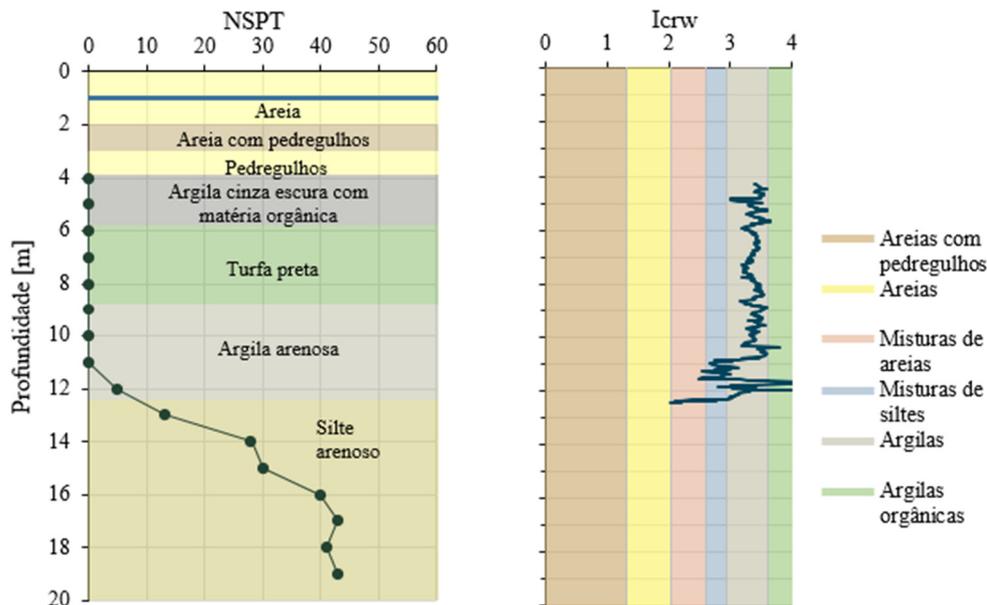


Figura 4.25 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 02B

4.4 Definição do perfil estratigráfico

Conforme mencionado, esta seção já havia sido interpretada em 2010, com os ensaios disponíveis à época. No caso, o perfil possuía a configuração seguinte (Figura 4.26):

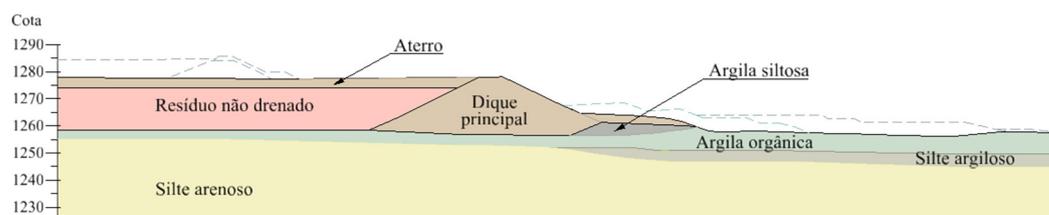


Figura 4.26 Perfil estratigráfico disponibilizado para esta pesquisa - com base nos ensaios de 2010

Como em 2019 os ensaios permitiram maior detalhamento do solo, a fim de definir adequadamente o perfil geotécnico a se trabalhar nas modelagens numéricas, os novos ensaios realizados foram sobrepostos à seção transversal de estudo, nas respectivas cotas. Com isso, foram identificadas as camadas que apresentam continuidade e sua distribuição espacial.

Os estratos foram interpretados de forma conservadora, ou seja, as camadas argilosas que continham lentes de material siltoso ou arenoso foram interpretadas como camadas únicas, a fim de considerar a espessura de drenagem mais desfavorável. Da mesma forma, a camada de argila orgânica foi considerada englobando também as camadas adjacentes descritas apenas como argila.

As camadas de areia que foram registradas isoladamente em alguns ensaios não foram consideradas na configuração final do perfil, tendo em vista que não constituem camada de filtração pela não continuidade e pela pequena espessura não representam relevância na análise de deformações.

As figuras seguintes apresentam a sobreposição dos ensaios de 2019 ao perfil original de 2010.

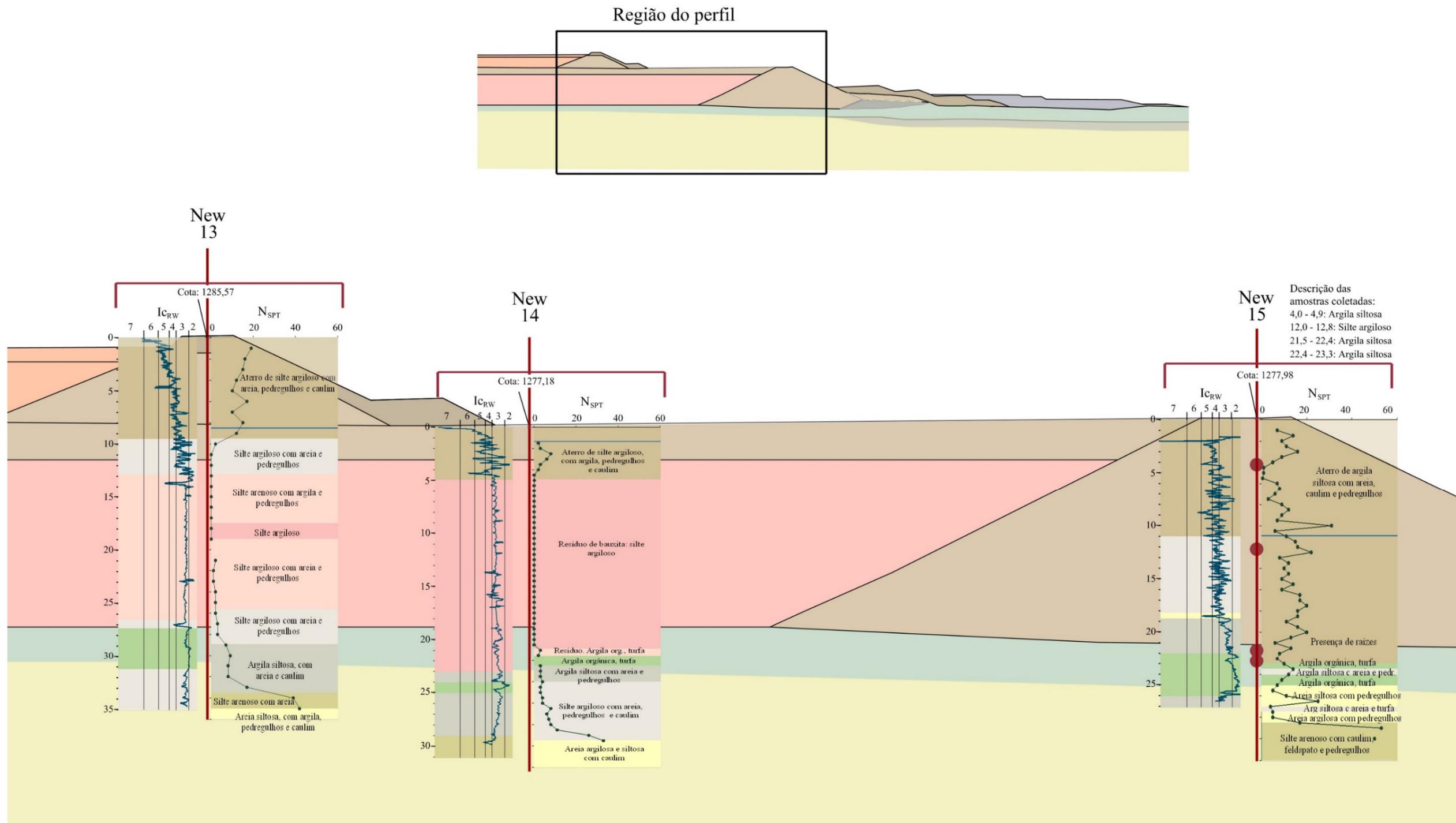


Figura 4.27 Ensaio sobrepostos ao perfil fornecido

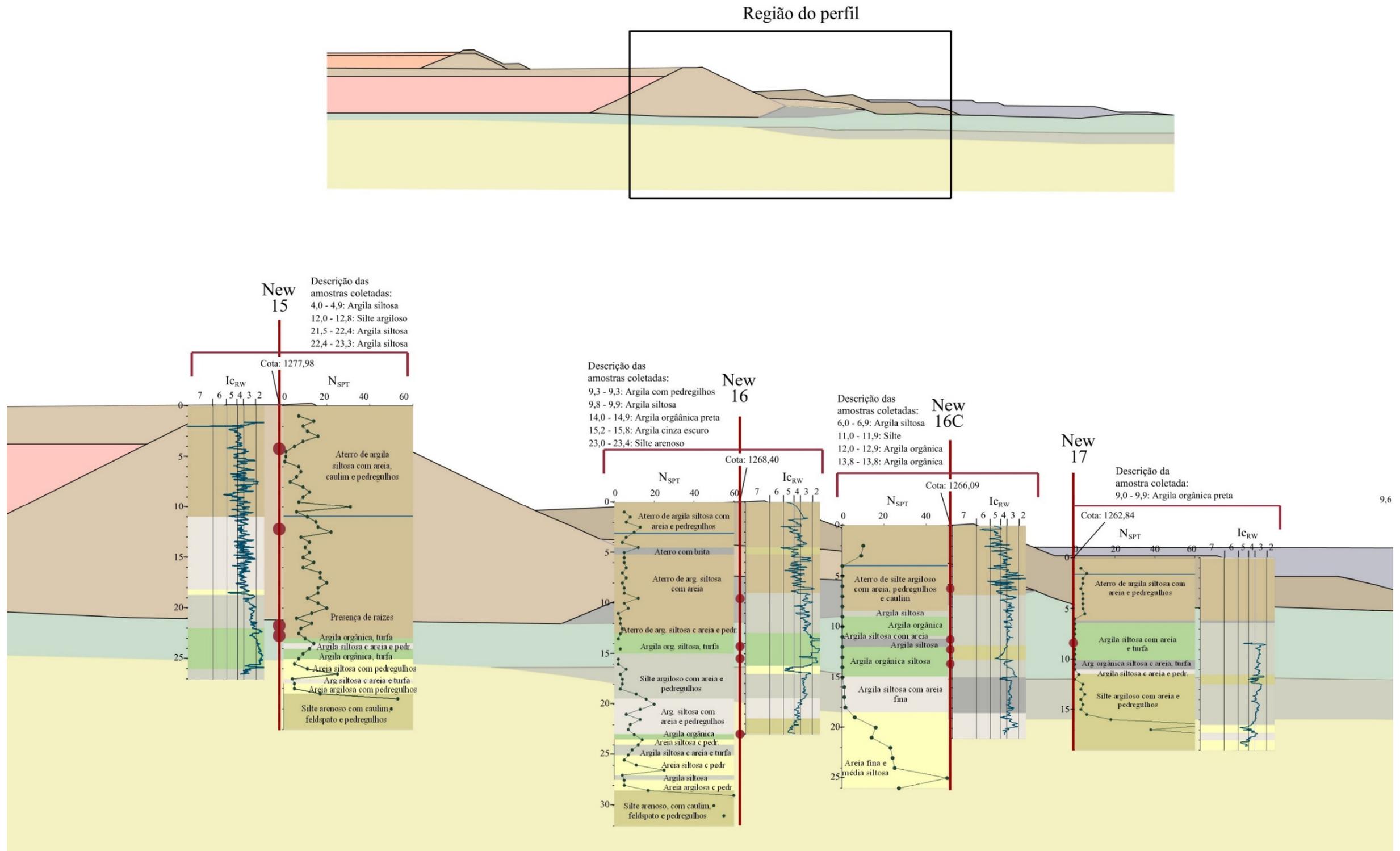


Figura 4.28 Ensaios sobrepostos ao perfil fornecido

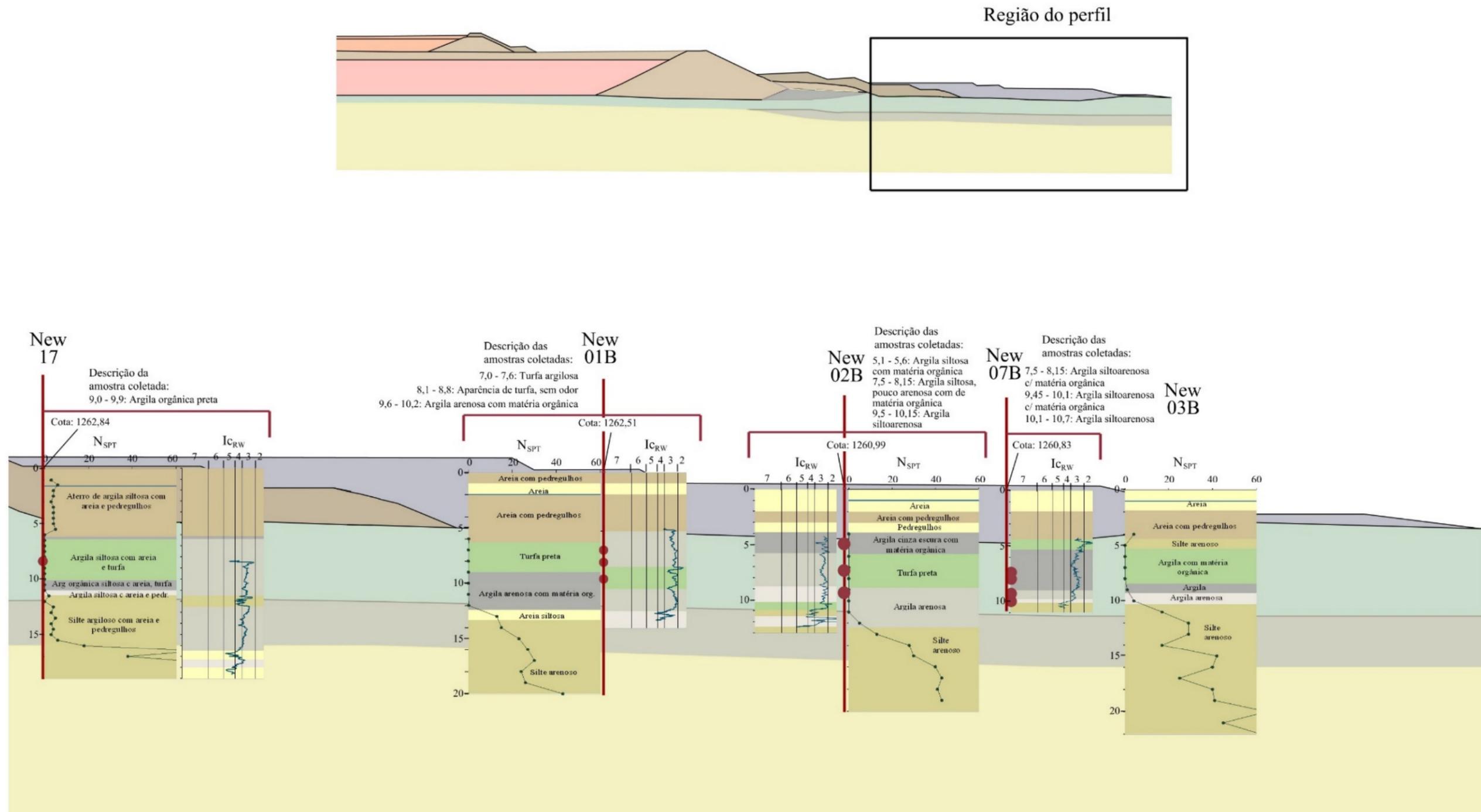


Figura 4.29 Ensaios sobrepostos ao perfil fornecido

Com isso, algumas alterações foram realizadas. A camada de argila orgânica, na região de deposição dos resíduos, é descrita com pouca espessura e sob ela uma camada de silte argiloso ou argila siltosa antes de atingir a camada resistente de silte arenoso. Nesse caso, as camadas argilosas foram agrupadas como argila orgânica e a espessura resultou maior do que a originalmente desenhada, sendo acrescida ao trecho uma camada intermediária de silte argiloso antes do solo resistente de fundação.

O mesmo acontece no perfil da estação 15, onde uma camada de resistência intermediária é registrada entre a argila orgânica e a camada resistente de silte arenoso.

As estações 16 e 16C são as que apresentam mais camadas argilosas/siltosas alternadas. De forma geral, as camadas iniciais equivalem ao perfil desenhado originalmente. Porém, sob a camada de silte argiloso / argila siltosa, o SPT da estação 16 apresenta uma camada com mais de 5 m e de resistência ainda inferior a $20 N_{SPT}$, antes de atingir o silte arenoso de $N_{SPT} > 40$.

Para as últimas estações, 01B, 02B e 07B, embora o perfil de classificação CPTu não tenha indicado argila orgânica, as descrições do SPT se mostraram bem coerentes com o perfil desenhado e com a descrição das amostras de laboratório. Considerou-se interessante incluir uma camada sob o silte argiloso, onde o N_{SPT} é inferior a 40, pois nas estações anteriores o aumento da resistência foi bastante brusco e nesse trecho o aumento foi gradual.

O perfil com as modificações realizadas para que houvesse maior conformidade com as sondagens, está apresentado a seguir:

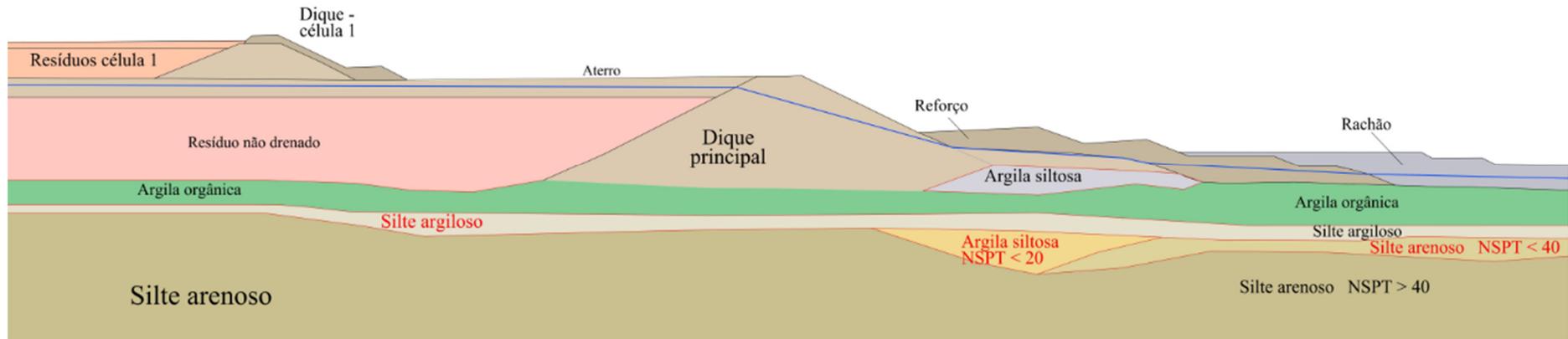


Figura 4.30 Seção transversal com a adequação das camadas de solo

5 Análises da construção do reforço

Neste capítulo são apresentadas as análises realizadas para simulação da construção do reforço da contenção de resíduos de mineração. Foi estudado o comportamento em relação aos deslocamentos e à estabilidade, com parâmetros de entrada em termos de tensões efetivas e em termos de tensões totais. As seções seguintes apresentam as etapas construtivas e as considerações adotadas em cada modelagem.

5.1 Seção de análise e aspectos gerais das simulações

Para modelagem em elementos finitos, foi empregado o programa Plaxis 2D, com análises no estado plano de deformação. Foram adotados elementos finitos triangulares, de 15 nós (grau 4 da função de interpolação e integração envolvendo 12 pontos de Gauss), conforme apresentado na Figura 5.1. A discretização da malha é feita de forma automática pelo programa, tendo sido otimizado o refinamento nas regiões de solo mole à jusante do dique principal. A Figura 5.2 exibe a qualidade final da malha discretizada, que é tanto melhor quanto menos distorcidos os elementos estiverem em relação a um triângulo equilátero.

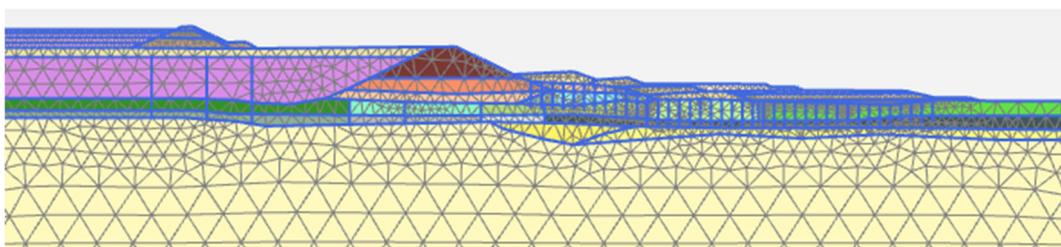


Figura 5.1 Malha de elementos finitos definida no programa Plaxis

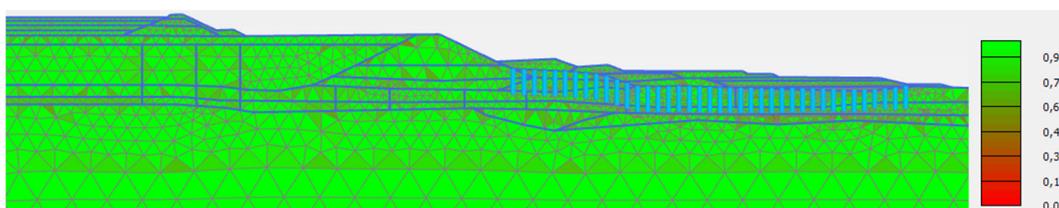


Figura 5.2 Qualidade da malha de elementos finitos

A seção de análise incluiu uma geogrelha, instalada sobre o solo mole antes do alteamento dos reforços, com resistência admissível de 222 kN/m. Além disso, foram considerados os geodrenos instalados na área das bermas, conforme pode ser observado na Figura 5.2. Esta pesquisa não teve acesso às características de espaçamento e distribuição dos geodrenos em campo, sendo assim, foi adotada uma distância entre eles de 4 m.

Sabendo que a obra de reforço foi realizada observando a cota final de projeto, a camada de solo mole recebeu sobrecarga superior à espessura inicialmente desenhada no modelo, já que os aterros foram alteados visando compensar os recalques. Dessa forma, nas simulações um carregamento uniforme foi adicionado sobre as bermas, sendo ajustado conforme os deslocamentos verticais ocorressem na modelagem. O valor de cada sobrecarga equivale a multiplicação do peso específico do material de aterro pelo recalque registrado no solo mole, conforme esquema da Figura 5.3.

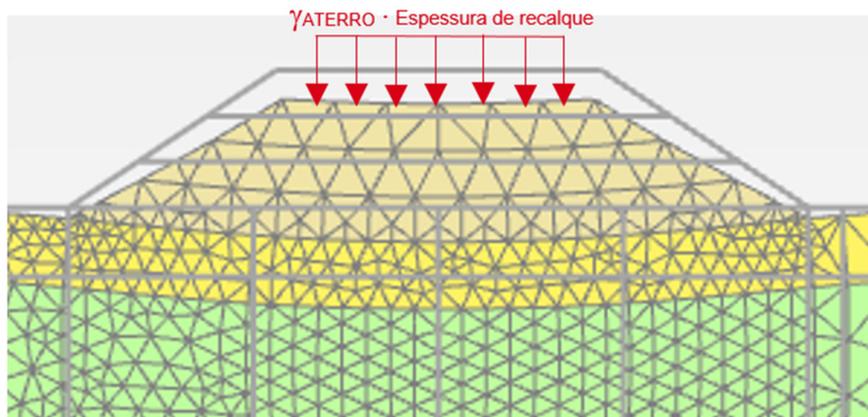


Figura 5.3 Consideração de carregamento linear para compensação de recalque

A seção considerada na modelagem, conforme descrito no capítulo 4, baseou-se nos perfis de SPT e CPTu e nas descrições das amostras de laboratório. Os solos apresentados no item 4.4, foram ainda subdivididos em camadas, conforme a variação de resistência observados nos ensaios. A Figura 5.4 apresenta o perfil considerado nas simulações.

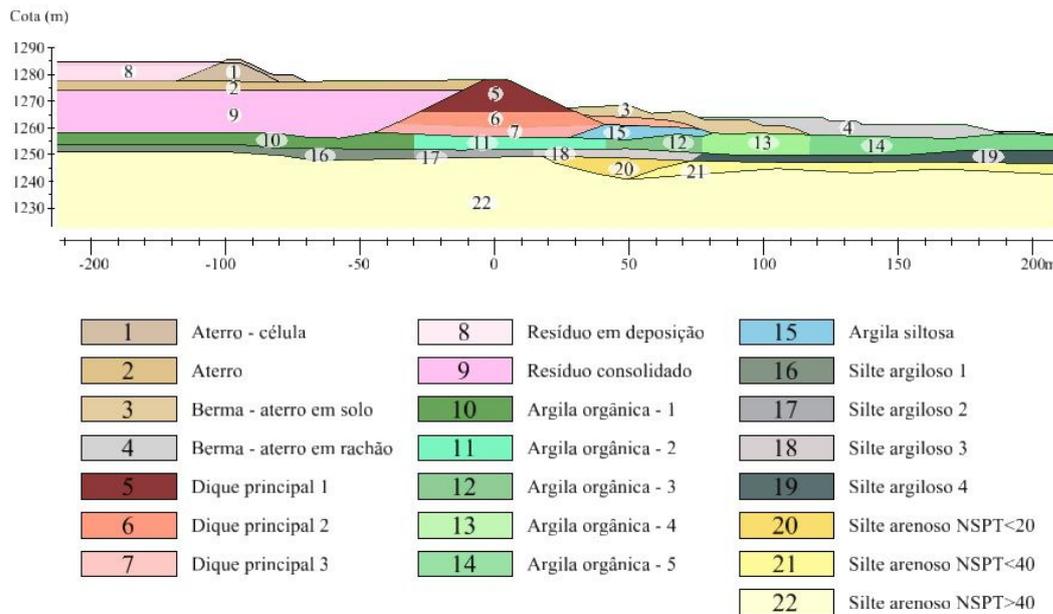


Figura 5.4 Perfil considerado nas simulações

5.2 Etapas construtivas

Conforme descrito no capítulo 4, a situação inicial considerada nas simulações desta dissertação corresponde à Área de Resíduo de Bauxita com sua capacidade máxima de armazenamento, sem nenhum reforço no dique principal, no ano de 2010.

Em 2011 foi construído o dique da célula 1, com sua operação iniciada em 2012. As etapas seguintes são referentes à operação da célula 1, construção do reforço do dique principal em solo (final de 2013 e 2014) e construção do reforço em rachão (2019). Por fim, uma berma de 1,0 m de altura foi executada no pé do reforço em rachão para aumentar a estabilidade local (2020). As simulações numéricas foram estendidas até a dissipação do excesso de poropressões. **A Erro! Fonte de referência não encontrada.** exibe a sequência construtiva implementada nas simulações.

5.3 Comportamento não drenado com parâmetros efetivos

Conforme as particularidades de cada modelo constitutivo apresentadas no capítulo 3.2, avaliou-se como mais adequados para representação das camadas

existentes: *Soft Soil Creep*, para os solos moles, e *Hardening Soil* para os demais. O modelo que incorpora a compressão secundária (creep) foi escolhido dada a elevada presença de matéria orgânica verificada nas argilas do local.

Adicionalmente, fez-se uma análise com o modelo *Hardening Soil* sendo utilizado para todas as camadas, inclusive as argilas e outra análise com o modelo Mohr-Coulomb para as argilas. As considerações sobre os resultados obtidos em cada modelo são apresentadas no capítulo 6.

5.3.1

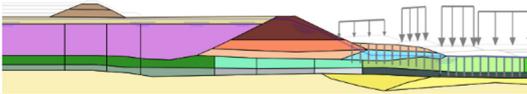
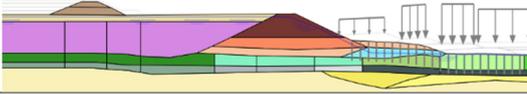
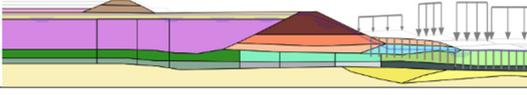
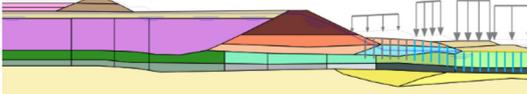
Cenário 1: solos moles interpretados com *Soft Soil Creep*

Para definir os parâmetros de entrada do modelo, foram avaliados os ensaios de laboratório e de campo, sendo aplicadas as metodologias descritas no item 2.4 para correlações.

A Figura 5.5 apresenta os resultados de interpretação para o coeficiente de permeabilidade vertical, considerando a correlação com o ensaio CPTu e os resultados dos ensaios pontuais de dissipação e adensamento, quando realizados.

A Figura 5.6 apresenta os resultados de interpretação para os parâmetros de resistência efetivos ao longo do perfil, incluindo as correlações para solos arenosos e argilosos.

Tabela 5.1 Etapas empregadas nas simulações

Etapa	Intervalo (dias)	Tempo acumulado	Representação
Construção da célula 1	427	427	
Tempo de espera	120	547	
Enchimento da célula 1	577	1124	
Primeira etapa de construção da berma de solo + enchimento da célula 1	120	1244	

Etapa	Intervalo (dias)	Tempo acumulado	Representação
Enchimento da célula 1	274	1518	
Segunda etapa de construção da berma de solo	271	1789	
Tempo de espera	28	1817	
Alteamento do dique da célula 1	305	2122	
Enchimento final até a cota 1284,5	1124	3246	
Tempo de espera	151	3397	
Primeira etapa de construção da berma em rachão	43	3440	
Segunda etapa de construção da berma em rachão	17	3457	
Tempo de espera	246	3703	
Construção da berma de 1,0 m	20	3723	
Consolidação	-		

No caso dos ensaios realizados em 2019 na argila orgânica à jusante do dique principal, as curvas dos ensaios foram disponibilizadas para esta pesquisa, sendo possível a avaliação dos parâmetros por meio do *Soil test* do programa Plaxis.

Conforme descrito anteriormente, o *Soil test* permite a adequação do comportamento do modelo às curvas de laboratório, por meio da otimização dos parâmetros. Logo, um parâmetro de entrada otimizado para um determinado solo, simulado com um modelo específico, não necessariamente coincide com o

parâmetro obtido pela interpretação convencional da mecânica dos solos. Isso porque os modelos constitutivos não conseguem incluir todo o comportamento possível do solo real, tendo em vista se basearem em simplificações e idealizações.

A Tabela 5.2 apresenta os parâmetros variados com o processo de otimização do *Soil Test* para simulação de um ensaio triaxial adensado, não drenado, de compressão e para um ensaio de adensamento na camada de argila orgânica. As Figura 5.7 à Figura 5.10 exibem graficamente os resultados obtidos, onde as curvas à esquerda correspondem ao registrado em laboratório e ao resultado do modelo quando executado com os parâmetros extraídos diretamente dos ensaios pelos métodos convencionais. As curvas à direita correspondem ao resultado do modelo após ajustado com a otimização dos parâmetros. O Apêndice B apresenta os resultados para todos os ensaios avaliados com o *Soil Test*, que conjuntamente subsidiaram a definição dos parâmetros para o modelo *Soft Soil Creep*.

Tabela 5.2 Parâmetros analisados na otimização do Soil Test para um ensaio CIU

Modelo Constitutivo	Parâmetro inicial	Parâmetro otimizado	Faixa de variação analisada
Soft Soil Creep	$\lambda^* = 0,13$	$\lambda^* = 0,237$	0,1 – 0,3
	$\kappa^* = 0,01$	$\kappa^* = 0,027$	0,008 – 0,08
	$\phi^* = 29^\circ$	$\phi^* = 33,1^\circ$	25 – 35
	$K_0 = 0,6$	$K_0 = 0,57$	0,5 – 0,7

No caso das demais camadas de solo, descritos como siltes arenosos, as simulações foram feitas com o modelo *Hardening Soil Model*, tipo A. Ou seja, para a resistência, consideram-se os parâmetros de coesão e ângulo de atrito, sendo as correlações obtidas para os perfis disponíveis apresentadas anteriormente na Figura 5.6. A Figura 5.11 apresenta os resultados para o módulo de deformabilidade edométrico, segundo as correlações com o CPTu propostas por Lunne et al (1997), bem como os resultados pontuais de laboratório quando disponíveis.

Por sua vez, o módulo secante a 50% do valor da ruptura (E_{50}) foi considerado de 1,25 a 2 vezes o valor do módulo edométrico, conforme recomendação do próprio programa. A definição do expoente m foi feita considerando um intervalo de 0,4 a 0,55 para solos granulares e valores mais próximos à unidade conforme solos mais argilosos.

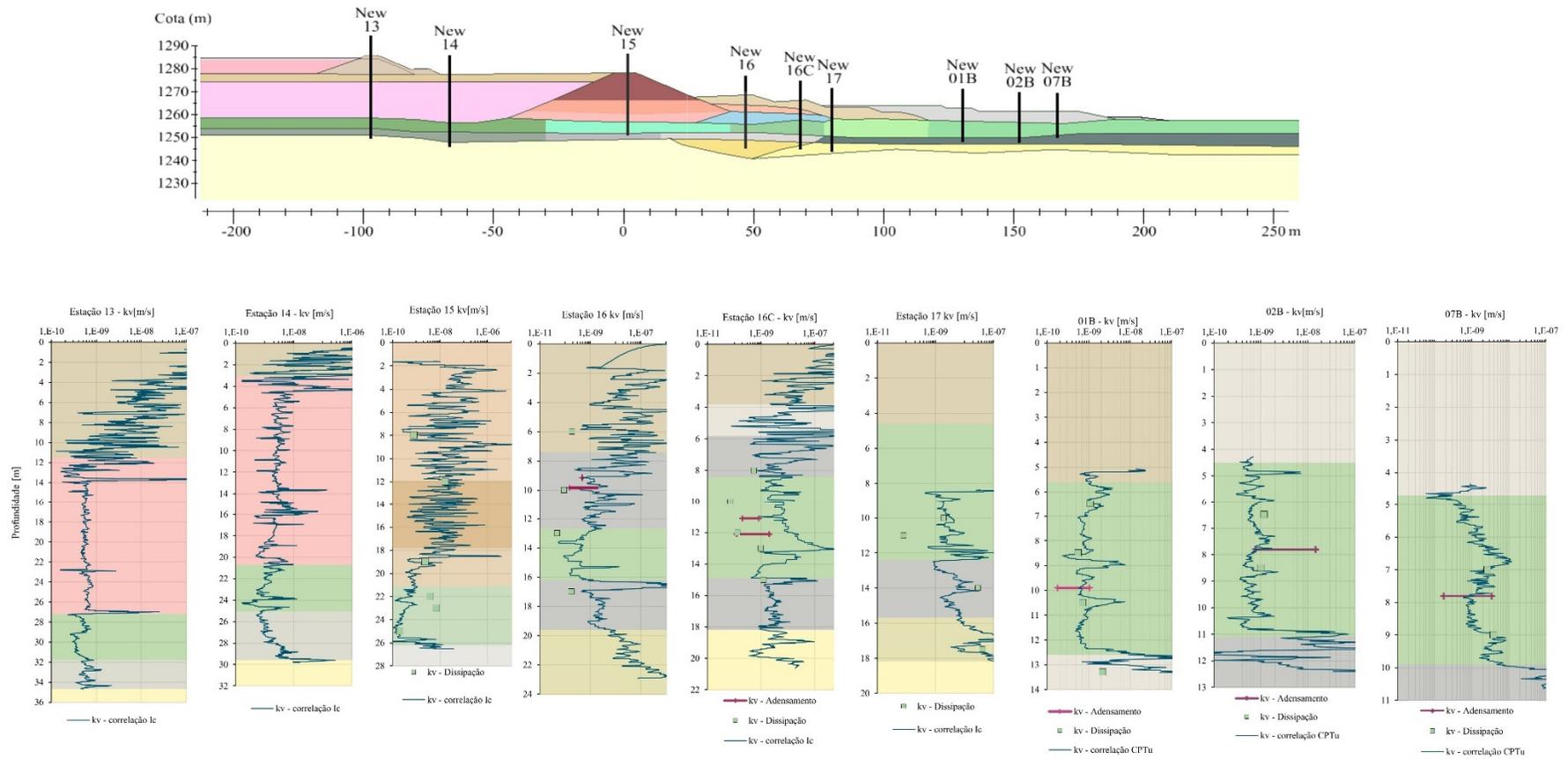


Figura 5.5 Correlações e resultados pontuais para coeficiente de permeabilidade vertical

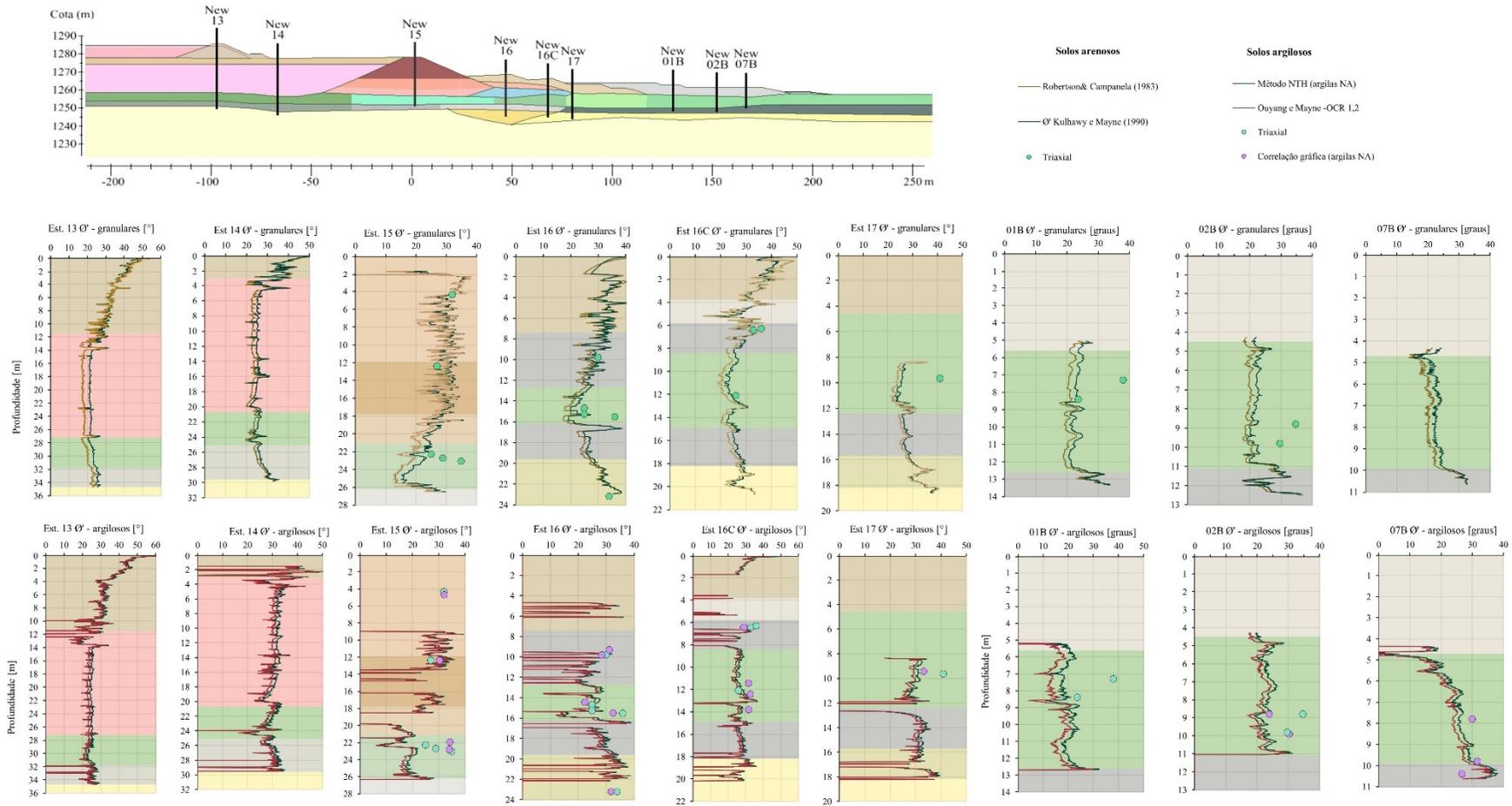


Figura 5.6 Correlações e resultados pontuais para ângulo de atrito

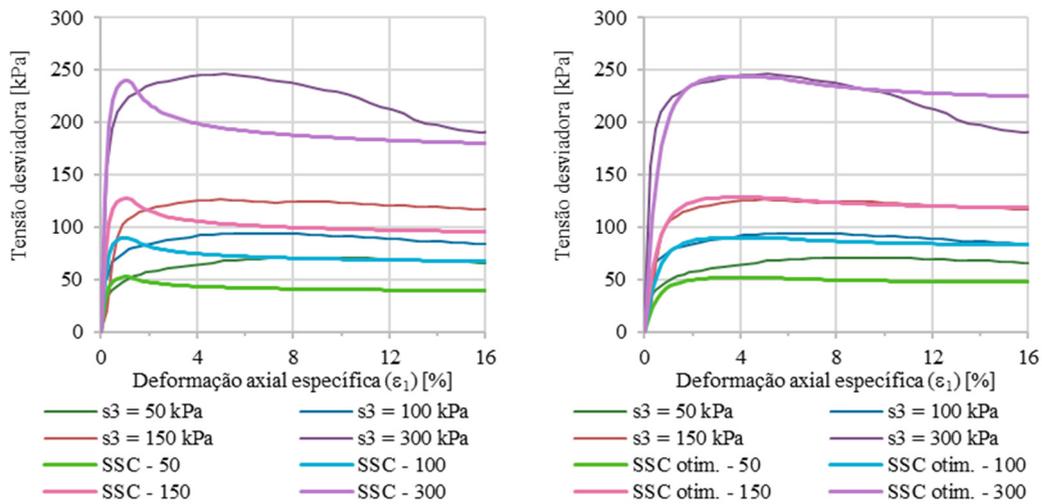


Figura 5.7 Resultados do *Soil test* para as curvas de tensão versus deformação axial

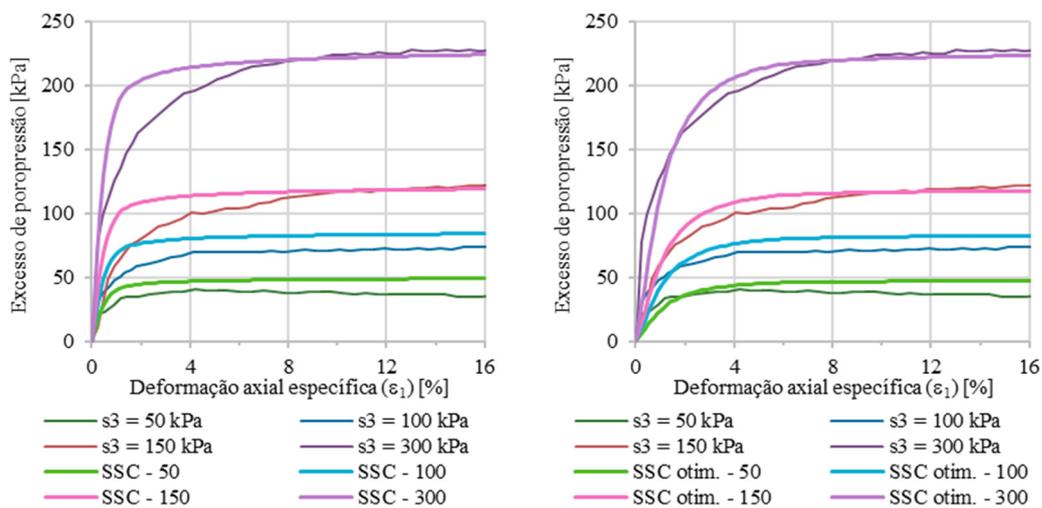


Figura 5.8 Resultados do *Soil test* para as curvas de excesso de poropressão versus deformação axial

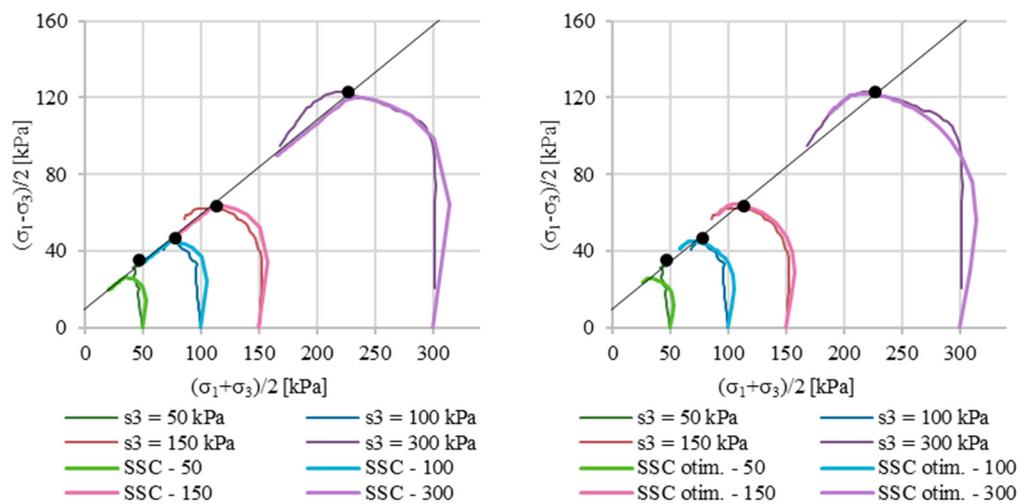


Figura 5.9 Resultados do *Soil test* para as curvas de trajetória de tensões

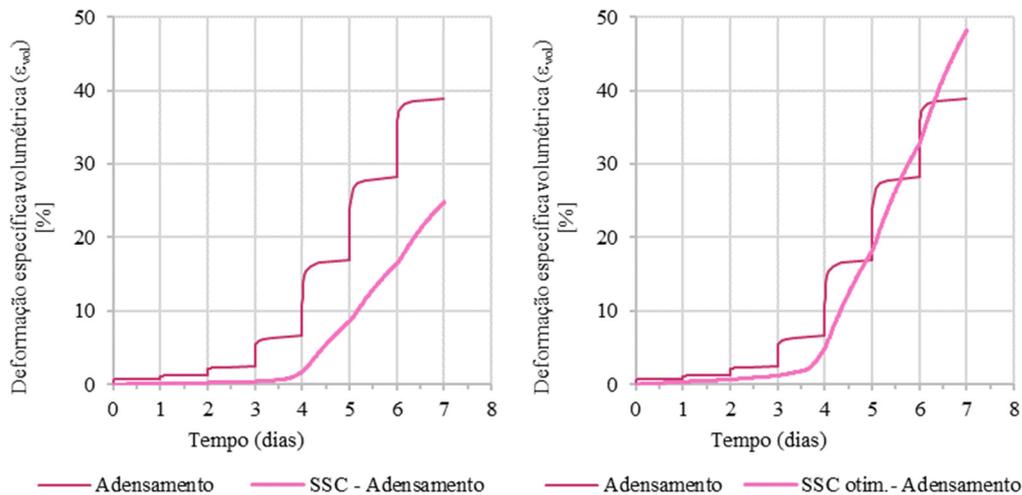


Figura 5.10 Resultados do *Soil test* para o ensaio de adensamento

A interpretação conjunta de todos os resultados permitiu a definição do conjunto de parâmetros representativos para os solos analisados. Além disso, foram feitos ajustes conforme os resultados obtidos, de modo a obter uma melhor adequação com os resultados observados em campo pelas placas de recalque. A Tabela 5.3 exibe a síntese dos parâmetros finais considerados para os cinco cenários, referindo-se aos solos silto arenosos e aos materiais de aterro, modelados com HSM.

Tabela 5.3 Dados de entrada das camadas silto arenosas e materiais de aterro, para o modelo HSM, nos cinco cenários estudados

Camada	γ (kN/m ³)	e_0	k_h (m/s)	k_v (m/s)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{oed}^{ref} (MPa)	m
Célula	19,0	0,5	1.10^{-7}	1.10^{-7}	8	35	40,0	20,0	0,6
Aterro	19,0	0,5	1.10^{-7}	1.10^{-7}	8	35	15,0	8,0	0,6
Berma em solo	18,0	0,5	5.10^{-8}	5.10^{-8}	8	35	24,0	12,0	0,6
Berma em rachão	20	0,5	0,5	0,5	0,5	40	80,0	45,0	0,45
Dique (camada 1)	19	1,0	1.10^{-8}	5.10^{-9}	8	32	20,0	10,0	0,6
Dique (camada 2)	19	1,0	1.10^{-8}	5.10^{-9}	8	27	40,0	20,0	0,6
Dique (camada 3)	19	1,0	1.10^{-9}	6.10^{-10}	8	25	24,0	12,0	0,6
Silte arenoso NSPT<20	18	0,4	1.10^{-7}	1.10^{-7}	8	34	40,0	22,0	0,55
Silte arenoso NSPT<40	19	0,4	4.10^{-8}	4.10^{-8}	8	35	30,0	15,0	0,55
Silte arenoso NSPT>40	20	0,3	1.10^{-6}	1.10^{-6}	2	38	80,0	50,0	0,45

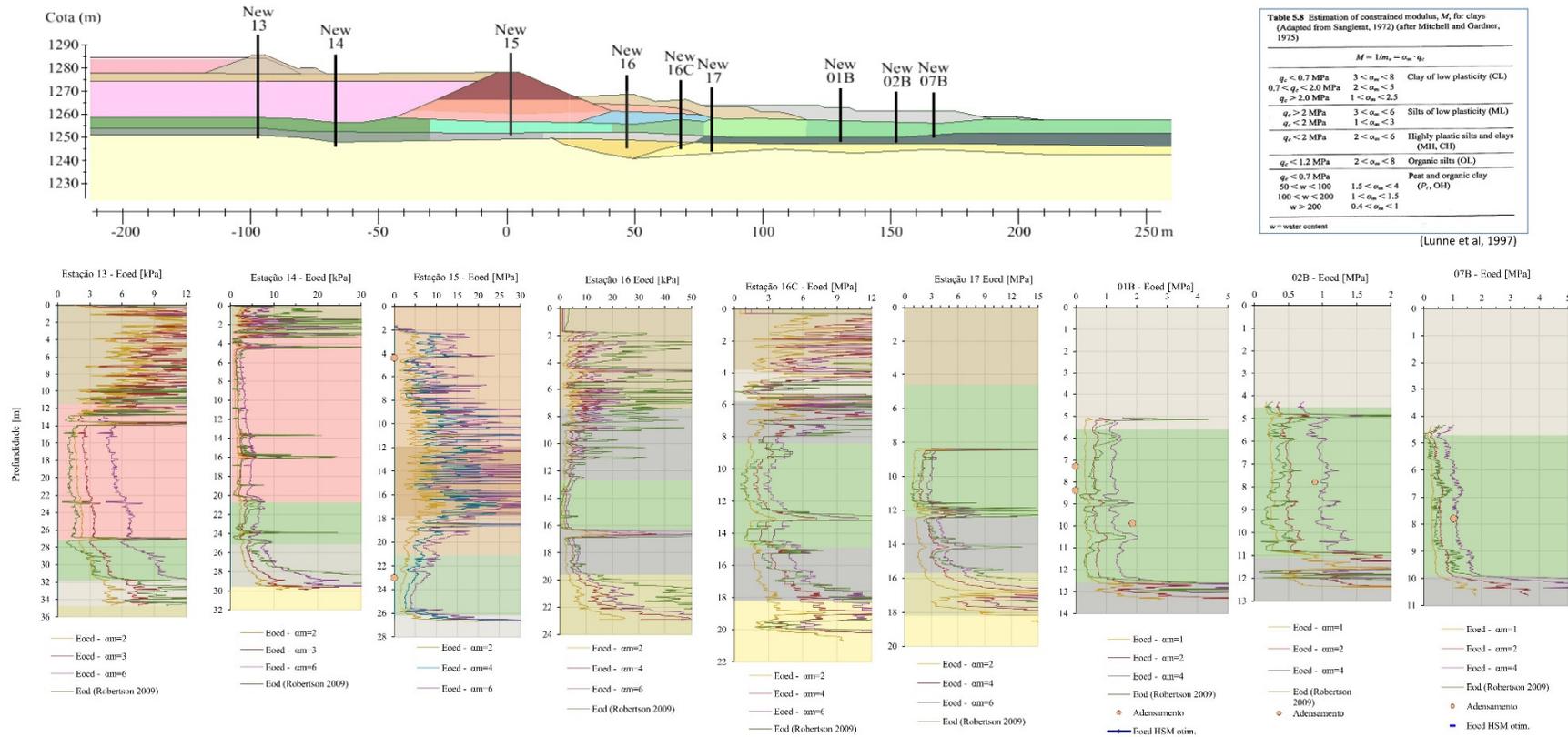


Figura 5.11 Correlações para definição do módulo oedométrico

A Tabela 5.4 exibe os dados de entrada para as camadas argilosas, empregados nos cinco cenários e a Tabela 5.5 os parâmetros de deformabilidade e resistência para essas camadas no cenário 1, com o modelo *Soft Soil Creep*.

Tabela 5.4 Dados de entrada para as camadas argilosas empregados em todos os cenários

Camada	γ (kN/m ³)	e_0	k_h (m/s)	k_v (m/s)	OCR	K_0
Resíduo	15,0	1,0	6.10^{-10}	6.10^{-10}	1,0	0,58
Argila orgânica 1	17,0	1,5	2.10^{-9}	1.10^{-9}	1,0	0,6
Argila orgânica 2	16,0	1,5	3.10^{-10}	$1,5.10^{-10}$	1,0	0,6
Argila orgânica 3	14,0	2,5	$4,6.10^{-10}$	$2,3.10^{-10}$	1,0	0,6
Argila orgânica 4	13,0	3,5	$2,3.10^{-10}$	$1,2.10^{-10}$	1,0	0,6
Argila orgânica 5	13,0	3,7	$2,3.10^{-10}$	$1,2.10^{-10}$	1,0	0,6
Argila siltosa	17,0	0,6	4.10^{-9}	2.10^{-9}	1,0	0,5
Silte argiloso 1	19,0	0,7	4.10^{-8}	2.10^{-8}	1,0	0,5
Silte argiloso 2	18,0	0,7	$1,2.10^{-8}$	$5,8.10^{-9}$	1,0	0,5
Silte argiloso 3	18,0	1,0	$9,3.10^{-9}$	$5,8.10^{-9}$	1,0	0,5
Silte argiloso 4	18,0	1,0	$4,6.10^{-9}$	$2,3.10^{-9}$	1,0	0,48

Tabela 5.5 Parâmetros de resistência e deformabilidade para as camadas argilosas, com o modelo *Soft Soil Creep*

Camada	Resistência		Deformabilidade			Deformabilidade alternativa		
	c' (kPa)	ϕ' (°)	λ^*	κ^*	μ^*	C_c	C_s	C_α
Resíduo	2,0	25	0,06	0,019	0,002	0,28	0,043	0,0092
Argila orgânica 1	2,0	30	0,08	0,027	0,003	0,46	0,08	0,02
Argila orgânica 2	2,0	25	0,08	0,027	0,005	0,46	0,08	0,02
Argila orgânica 3	2,0	25	0,12	0,042	0,009	1,02	0,17	0,07
Argila orgânica 4	2,0	28	0,13	0,020	0,008	1,4	0,10	0,08
Argila orgânica 5	2,0	29	0,13	0,017	0,016	1,4	0,09	0,18
Argila siltosa	4,0	30	0,17	0,011	0,002	0,62	0,020	0,0073
Silte argiloso 1	4,0	30	0,08	0,019	0,001	0,31	0,037	0,0039
Silte argiloso 2	2,0	30	0,08	0,019	0,001	0,31	0,037	0,0039
Silte argiloso 3	4,0	30	0,08	0,019	0,002	0,36	0,044	0,0046
Silte argiloso 4	4,0	30	0,17	0,019	0,001	0,8	0,044	0,0046

5.3.2

Cenário 2: solos moles interpretados com *Hardening Soil Model*

A fim de aferir a adequação do *Hardening Soil Model* também para as argilas e argilas orgânicas desta pesquisa, um cenário novo foi estudado. Nesse caso, as simulações foram feitas também com parâmetros efetivos de resistência e deformabilidade (análises tipo A).

Uma consideração feita para a definição dos dados de entrada desse cenário foi a variação somente dos parâmetros de deformabilidade em relação ao Cenário 1, anteriormente descrito. Foram mantidos os outros parâmetros e índices, como peso específico, índice de vazios, coeficientes de permeabilidade e parâmetros de resistência.

De forma geral, a definição dos módulos seguiu as correlações expostas na Figura 5.11, conjuntamente com a avaliação dos parâmetros alternativos de entrada, isto é, os índices de compressão C_c e expansão C_s advindos de ensaios edométricos. No caso da argila orgânica à jusante do dique foi possível também a otimização de parâmetros por meio do *Soil test*. As Figura 5.12 a Figura 5.15 apresentam uma simulação realizada no *Soil test* para um ensaio triaxial adensado, não drenado, de compressão e para um ensaio de adensamento no mesmo solo.

Nota-se que para o modelo *Hardening Soil*, a otimização de parâmetros também é eficiente, no entanto, as curvas resultantes da otimização se mostraram mais ajustadas somente em relação ao ensaio triaxial.

Além disso, foram feitos ajustes conforme os resultados obtidos, de modo a melhor adequação com os resultados observados em campo pelas placas de recalque. A Tabela 5.6 exhibe os parâmetros alterados no cenário 2 para modelagem das camadas argilosas com o modelo *Hardening Soil Model*.

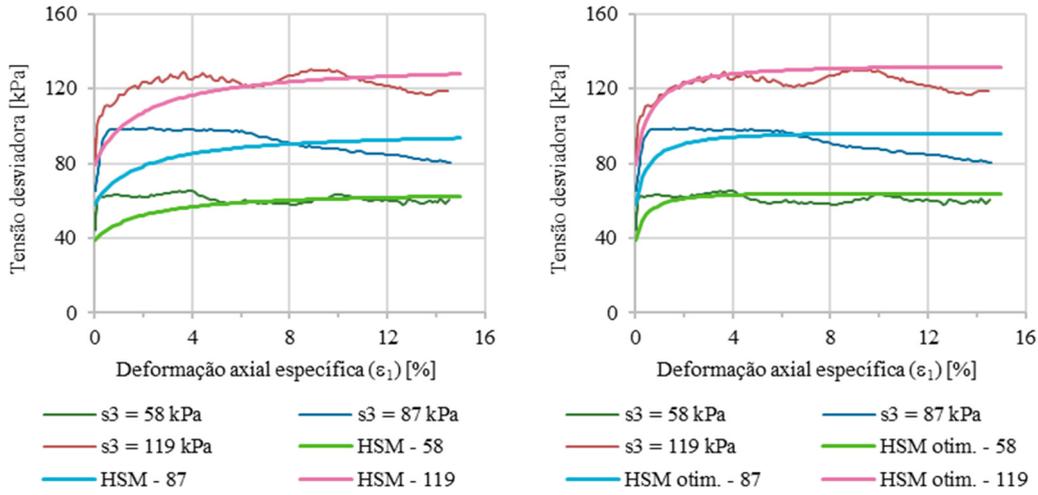


Figura 5.12 Resultados do *Soil test* para as curvas de tensão versus deformação axial

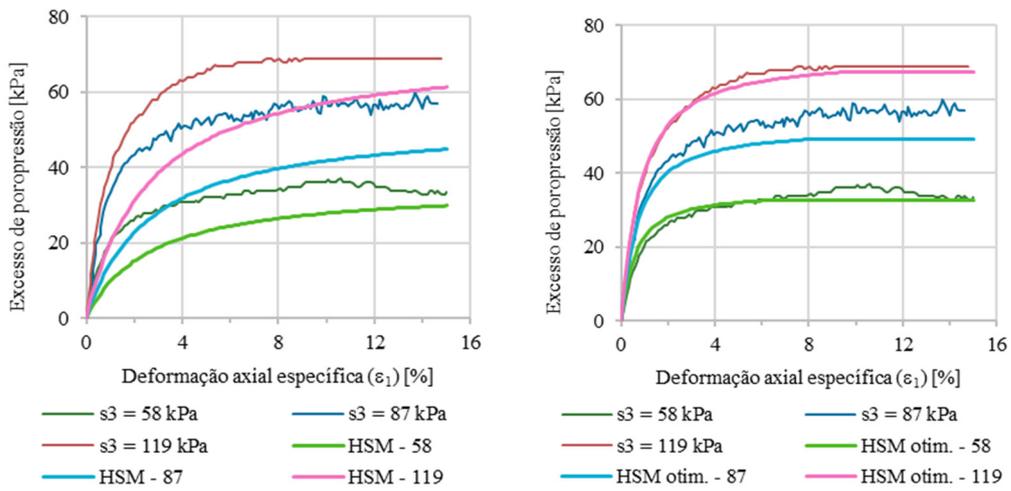


Figura 5.13 Resultados do *Soil test* para as curvas de excesso de poropressão versus deformação axial

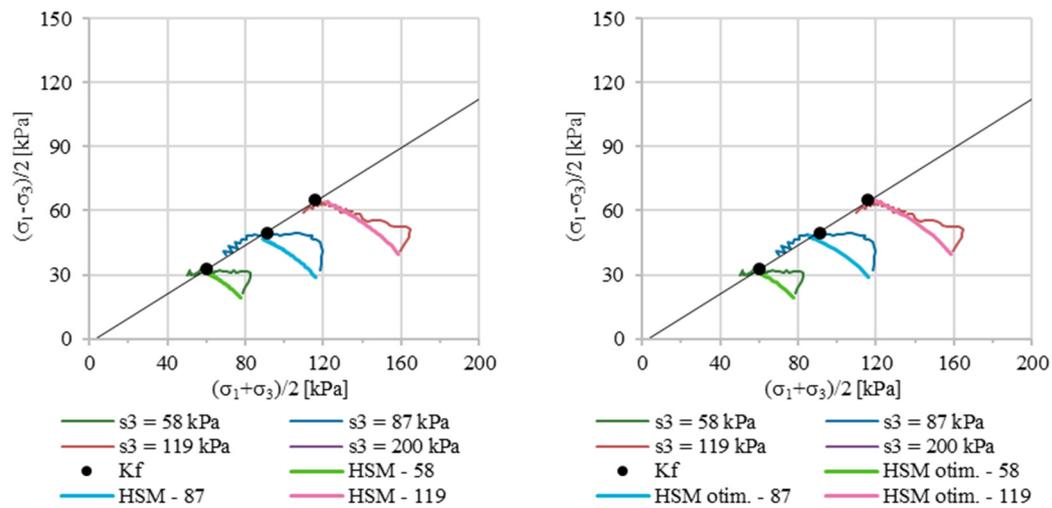


Figura 5.14 Resultados do *Soil test* para as trajetórias de tensão

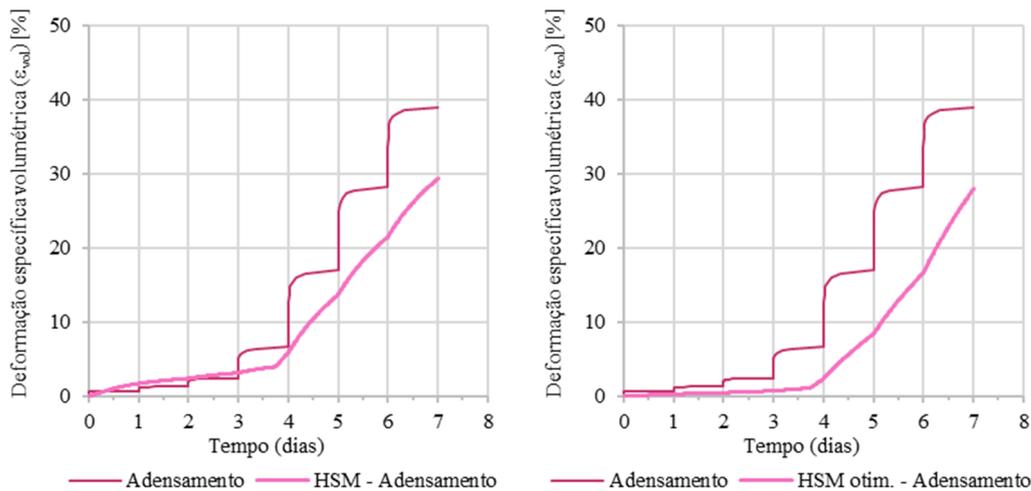


Figura 5.15 Resultados do *Soil test* para o ensaio de adensamento

Tabela 5.6 Parâmetros alterados no cenário 2 para modelagem das camadas argilosas com o modelo *Hardening Soil Model*

Camada	Deformabilidade			Deformabilidade alternativa	
	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	m	Cc	Ce
Resíduo	2.054	1.643	0,8	0,28	0,043
Argila orgânica 1	2.500	1.250	0,8	0,46	0,068
Argila orgânica 2	2.500	1.250	0,8	0,46	0,080
Argila orgânica 3	986,5	789,2	0,8	1,02	0,330
Argila orgânica 4	1.530	765	0,8	1,35	0,216
Argila orgânica 5	1.480	740	0,8	1,46	0,304
Argila siltosa	744,1	595,3	0,8	0,62	0,022
Silte argiloso 1	1.577	1.261	0,7	0,31	0,037
Silte argiloso 2	1.582	1.266	0,7	0,31	0,037
Silte argiloso 3	1.582	1.266	0,7	0,36	0,044
Silte argiloso 4	718	575	0,7	0,8	0,044

5.3.3

Cenário 3: solos moles interpretados com Mohr-Coulomb

Para definição do Cenário 3, os valores de resistência foram os mesmos adotados nos cenários anteriores, e os valores de deformabilidade foram estimados por meio da relação estabelecida pela lei de Hooke:

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (108)$$

Sendo o coeficiente de Poisson estimado com base nos valores apontados pela literatura como típicos de argilas e siltes e o módulo edométrico conforme procedimentos e valores anteriormente descritos.

No caso do modelo Mohr-Coulomb, o ajuste de parâmetros visando a concordância com os deslocamentos verticais de campo foi realizada no cenário 5, que será abordado no item 5.4.2, dada a importância do modelo no comportamento não-drenado analisado com resistência não drenada.

Dessa forma, a Tabela 5.7 apresenta os valores de deformabilidade considerados no cenário 4.

Tabela 5.7 Parâmetros de deformabilidade alterados no cenário 4 para utilização do modelo Mohr Coulomb

Camadas	E (kPa)	ν
Resíduo	1.450	0,2
Argila orgânica 1	1.300	0,2
Argila orgânica 2	1.200	0,2
Argila orgânica 3	1.200	0,2
Argila orgânica 4	900	0,2
Argila orgânica 5	708	0,25
Argila siltosa	1.500	0,2
Silte argiloso 1	1.500	0,2
Silte argiloso 2	1.500	0,2
Silte argiloso 3	1.500	0,2
Silte argiloso 4	1.500	0,2

5.4

Comportamento não drenado com resistência não drenada

Dada a dificuldade de estimativa do desenvolvimento das poropressões ao longo do tempo nas obras geotécnicas, é comum realizar análises com o emprego da resistência não drenada para avaliação da estabilidade. Considerações sobre a definição da resistência não drenada são amplamente discutidas na literatura.

Dessa forma, o programa Plaxis permite realizar simulações em termos de tensões efetivas, nas quais as poropressões são atualizadas ao longo do tempo, mas com a resistência informada pelo usuário sendo a resistência não drenada. Essas análises, designadas pelo programa como tipo B, não estão disponíveis para todos

os modelos constitutivos; os modelos *Soft Soil Creep* e *Soft Soil* não apresentam essa opção.

Posto isso, o presente trabalho simulou as camadas argilosas em dois cenários modelados de forma não drenada tipo B: com o modelo *Hardening Soil Model* e com o modelo Mohr-Coulomb.

De forma similar ao descrito no Cenário 2, os parâmetros alterados para essas análises são referentes à resistência e à deformabilidade, mantendo-se os demais parâmetros e índices do cenário 1. As considerações sobre os resultados obtidos em ambos os modelos são apresentadas no capítulo 6.

5.4.1

Cenário 4: solos moles interpretados com *Hardening Soil Model*

Para definição dos parâmetros do *Hardening Soil Model*, seguiu-se o exposto anteriormente no Cenário 2. A definição da resistência não drenada seguiu os resultados dos ensaios de palheta, com a correção proposta por Bjerrum, bem como os resultados de ensaios triaxiais UU e CIU e a correlação com ensaio CPTu com emprego do fator de capacidade de carga (Nkt).

Convém mencionar que os ensaios de palheta foram executados em 2020, após os aterros de reforço. Ainda assim, os valores encontrados para as argilas orgânicas foram baixos, por vezes inferiores a 10 kPa, bastante inferiores aos registrados pelos ensaios triaxiais, cuja faixa de resistência não drenada foi de 20 a 30 kPa.

A Figura 5.16 apresenta os perfis de CPTu com estimativa de S_u calculadas com Nkt de 8 e 16, conforme intervalo típico de argilas brasileiras encontrado na literatura.

Uma possibilidade, quando se analisa aterros construídos em etapas, é a estimativa do ganho de resistência não drenada conforme o adensamento ocorre. Contudo, como os ensaios desta pesquisa foram executados posteriormente à última etapa de alteamento, a resistência não drenada não foi modificada ao longo da modelagem. Com isso, a Tabela 5.8 apresenta os valores de S_u considerados no cenário 4.

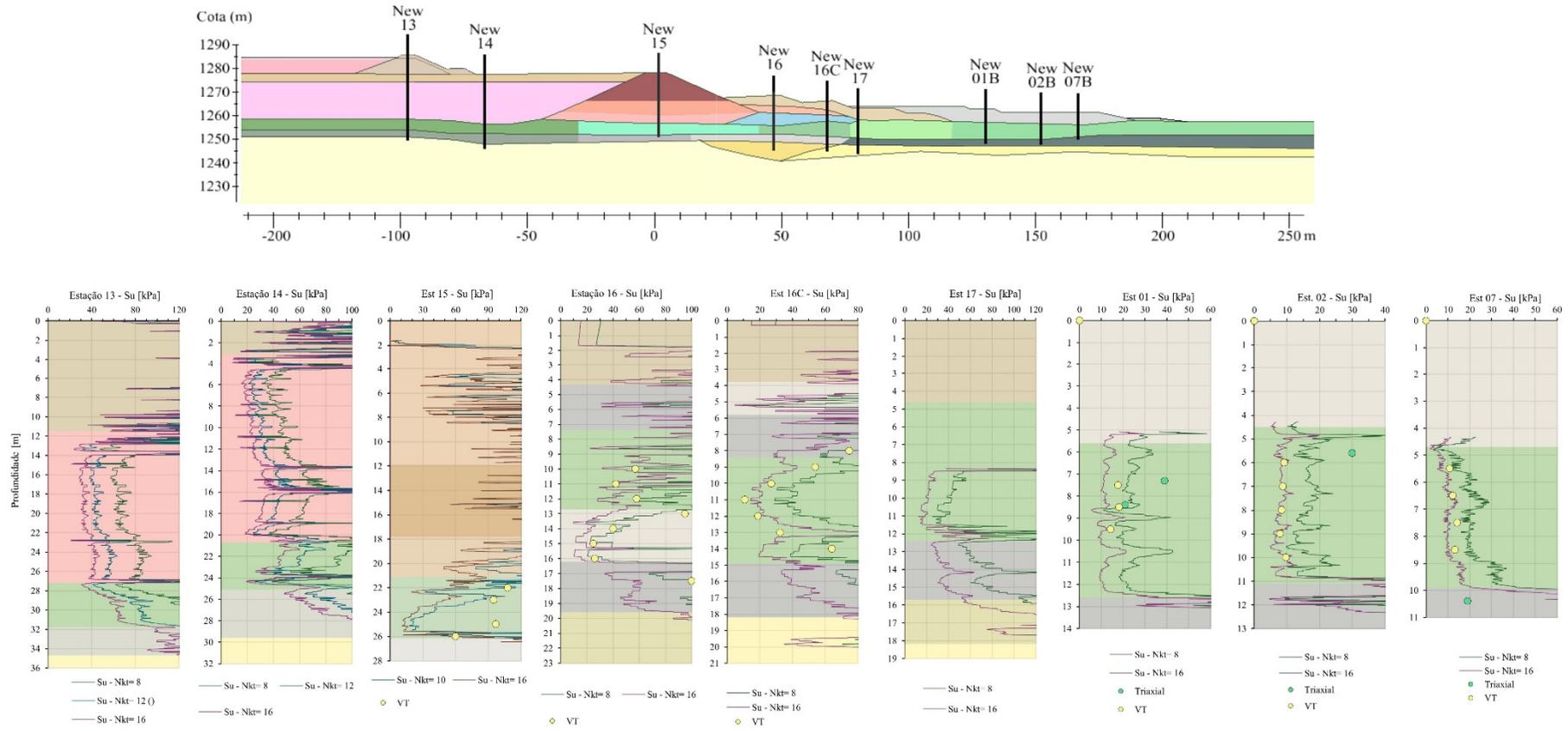


Figura 5.16 Resultados para as correlações e ensaios pontuais para definição de resistência não drenada

Tabela 5.8 Definição de valores de resistência não drenada para as camadas argilosas

Camadas	Su (kPa)
Resíduo	40
Argila orgânica 1	60
Argila orgânica 2	30
Argila orgânica 3	25
Argila orgânica 4	25
Argila orgânica 5	15
Argila siltosa	32
Silte argiloso 1	100
Silte argiloso 2	130
Silte argiloso 3	80
Silte argiloso 4	50

5.4.2

Cenário 5: solos moles interpretados com Mohr-Coulomb

Para definição do Cenário 5, os valores de resistência não drenada foram os mesmos adotados no modelo Hardening Soil, apresentados anteriormente na Tabela 5.8, e os valores de deformabilidade foram mantidos em relação ao modelo Mohr Coulomb adotado no modelo 3 (modelagem com parâmetros efetivos de resistência).

5.4.3

Equilíbrio limite

Por ser o tipo de análise mais difundido e usual na geotecnia, foi realizada também a avaliação de estabilidade por equilíbrio limite. Nesse caso, os dados de entrada se limitam ao peso específico de cada camada e sua resistência. Quando a análise é realizada em termos de tensão efetiva, é necessário informar as linhas piezométricas de cada material estudado. Dada a dificuldade de estimativa prévia do desenvolvimento das poropressões, rotineiramente se emprega análise em termos de tensões totais, com informação de resistência não drenada.

A Tabela 5.9 apresenta os dados de entrada na análise de equilíbrio limite, sendo os mesmos adotados nos cenários anteriores, com parâmetros efetivos para

as camadas silto-arenosas e os materiais de aterro e resistência não drenada para as camadas argilosas, conforme prática recorrente da engenharia geotécnica.

Tabela 5.9 Dados de entrada para análise com equilíbrio limite

Camada	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Su (kPa)
Célula	19,0	8	35	-
Aterro	19,0	8	35	-
Berma em solo	19,0	8	35	-
Berma em rachão	20,0	0,5	40	-
Dique (camada 1)	19,0	8	32	-
Dique (camada 2)	19,0	8	27	-
Dique (camada 3)	19,0	8	25	-
Silte arenoso NSPT<20	18,0	8	34	-
Silte arenoso NSPT<40	19,0	8	35	-
Silte arenoso NSPT>40	20,0	2	38	-
Resíduo	15,0	-	-	40
Argila orgânica 1	17,0	-	-	60
Argila orgânica 2	16,0	-	-	30
Argila orgânica 3	14,0	-	-	25
Argila orgânica 4	13,0	-	-	25
Argila orgânica 5	13,0	-	-	15
Argila siltosa	17,0	-	-	32
Silte argiloso 1	19,0	-	-	100
Silte argiloso 2	18,0	-	-	130
Silte argiloso 3	18,0	-	-	80
Silte argiloso 4	18,0	-	-	50

Para as etapas avaliadas, foi verificada a concordância com o valor de fator de segurança obtida por equilíbrio limite bem como com a superfície de ruptura pelo método de Spencer.

5.5 Métodos de controle de campo

Uma forma importante de garantir a qualidade da obra é a implantação de plano de monitoramento ao longo de sua execução. A adequada instrumentação permite a readequação dos dados de projeto, além da avaliação por métodos de controle de campo, como descrito no item 3.4.

5.5.1

Método dos Volumes Deslocados

Para aplicação do Método dos Volumes Deslocados, de Sandroni, Lacerda e Brandt em 1989, foram escolhidas quatro etapas da obra de reforço: duas referentes à berma em solo e duas referentes à berma em rachão. Conforme indicado pelo método, a posição escolhida para as leituras dos deslocamentos horizontais possui grande influência nos resultados.

A obra estudada, no entanto, não possui inclinômetros em posições favoráveis à aplicação do método, tampouco os inclinômetros estiveram instalados desde o início dos carregamentos. Dessa forma, os valores calculados para estimativa dos volumes deslocados horizontais e verticais são provenientes do resultado da modelagem numérica.

A escolha das regiões analisadas levou em consideração a recomendação feita pelos autores para aterros com largura superior ao dobro da espessura de argila e para aterros com bermas muito largas. Como a geometria dos aterros desta pesquisa não se trata de aterros convencionais, as etapas referentes ao reforço em solo foram estudadas em duas regiões, conforme apresentado nas Figura 5.17 e Figura 5.18.

A Figura 5.19 e Figura 5.20 apresentam as regiões analisadas nas etapas de aterro em rachão.

Ressalta-se que a camada de silte argiloso foi desconsiderada na aplicação do método, tendo em vista a constatação de que os deslocamentos horizontais registrados nessa camada são muito inferiores aos deslocamentos da argila orgânica.

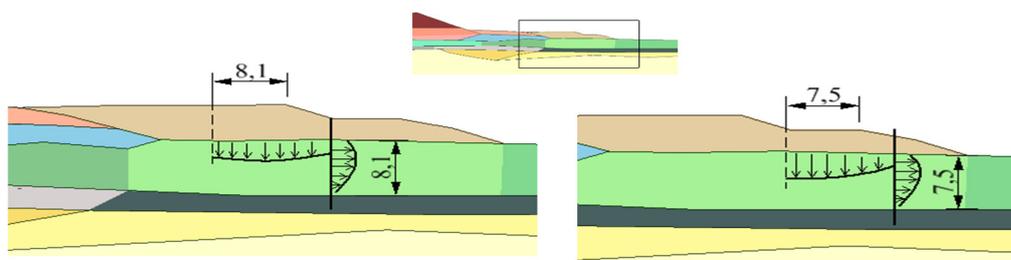


Figura 5.17 Etapa de análise: primeira etapa do reforço em solo. Região de análise A (à esquerda) e região de análise B (à direita)

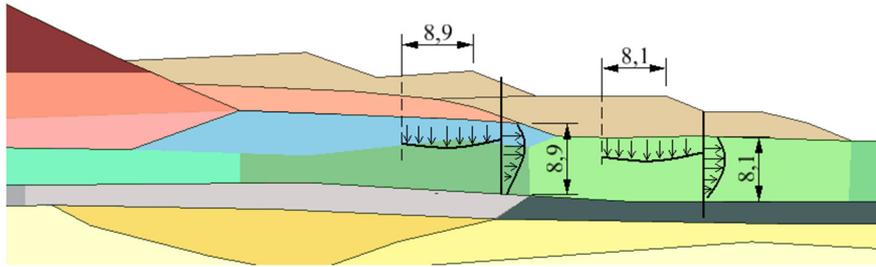


Figura 5.18 Etapa de análise: segunda etapa do reforço em solo. Região de análise A (à esquerda) e região de análise B (à direita)

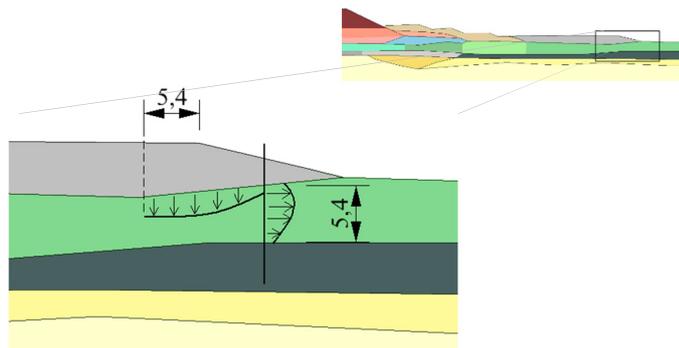


Figura 5.19 Etapa de análise: primeira etapa do reforço em rachão

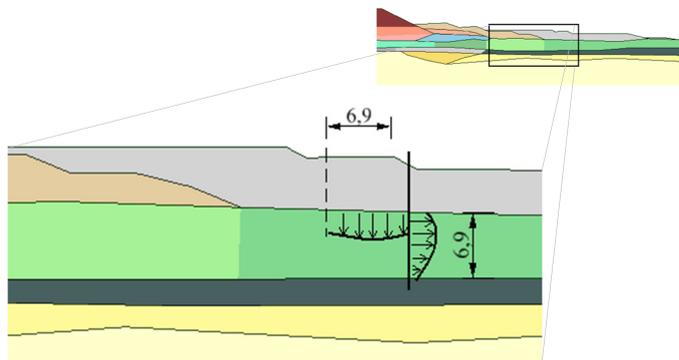


Figura 5.20 Etapa de análise: segunda etapa do reforço em rachão

6 Resultados e discussões

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nas simulações da construção do reforço da contenção de resíduos de mineração. Como o enfoque do trabalho é a análise da obra de reforço, sobretudo quanto ao comportamento do solo mole, não foram feitas avaliações em relação ao comportamento do rejeito. Embora tenha sido simulada a construção da célula 1 e seu enchimento, não foram verificadas significativas influências na região à jusante do dique principal e a ausência de instrumentação na região da célula não permite a aferição do comportamento do rejeito. Assim, os resultados apresentados neste capítulo são referentes às construções de reforço, conforme as análises descritas no capítulo anterior.

6.1 Considerações quanto à definição dos parâmetros

Ainda que a camada com maior influência em uma obra de aterro sobre solos moles seja a camada argilosa, é importante que as investigações geotécnicas se estendam aos demais materiais que compõem o perfil, a fim de permitir a definição adequada dos dados de entrada das análises. No presente estudo, menciona-se a importância da realização da campanha de ensaios mais detalhada de 2019, que permitiu o ajuste do perfil geotécnico em relação ao perfil de 2010, com a constatação de camadas intermediárias entre o solo mole e o solo resistente de fundação.

Com a execução de ensaios CPTu se estendendo além da camada de argila orgânica, foi possível estimar os parâmetros das camadas de silte, por meio da aplicação de correlações. A execução de ensaios pontuais em laboratório, por sua vez, foi essencial para que fosse constatada a adequação das correlações feitas com os perfis de CPTu.

Na definição do perfil geotécnico, uma boa adequação da classificação CPTu foi observada em relação à descrição tátil visual realizadas na sondagem SPT,

sobretudo na indicação das mudanças entre camadas, quando o solo alterou de mais argiloso para mais siltoso/arenoso. A classificação CPTu, no entanto, não indicou a presença de argilas orgânicas nas estações sob o reforço de rachão, ficando no intervalo de argilas.

Quanto à definição de permeabilidade, a correlação de Robertson e Cabal (2015) foi importante, já que em poucos locais foi realizado ensaio de adensamento. Importante ressaltar que, conforme mencionado anteriormente, os geodrenos considerados pelo programa Plaxis 2D são interpretados como paredes de drenagem, e por essa razão foram modelados com uma distância superior à usual de campo. Dessa forma, os coeficientes de permeabilidade atribuídos às argilas orgânicas dessa região, interpretados conjuntamente com a eficiência dos drenos, mostraram-se adequados aos resultados de campo, porém podem não corresponder à realidade do solo em questão.

O emprego das correlações de Robertson e Campanella (1983), Kulhawy e Mayne (1990), método NTH e sua adequação por Ouyang e Mayne (2019) mostrou-se coerente com as faixas de valor de ângulo de atrito registradas pela literatura para materiais semelhantes aos estudados. De forma geral, os ensaios triaxiais indicaram valores similares aos resultantes da correlação com CPTu, com exceção de alguns ensaios, em que os valores de ensaio ultrapassaram os 35°. A estimativa simplificada, proposta por Bjerrum e Simons (1960, apud Schnaid e Odebrecht, 2012) com o índice de plasticidade apresentou concordância com os resultados obtidos com ensaios triaxiais.

Para obtenção da resistência não drenada, no entanto, não houve concordância entre o registrado pelos ensaios de palheta e os ensaios triaxiais. A definição de um perfil com aplicação de fator de cone que se adequa aos valores de palheta resulta num Nkt de 16, com Su predominantemente variando entre 7 e 15 kPa na camada de argila orgânica. Os valores obtidos por ensaio triaxial, no entanto, superam os 20 kPa, mesmo no caso de ensaios UU. Na modelagem numérica, foi atribuída resistência não drenada de 15 kPa para essa camada, o que corresponde a um fator de cone Nkt de aproximadamente 10.

Houve dificuldade também na definição dos parâmetros de deformabilidade. No caso do modelo HSM, o módulo edométrico foi baseado tanto nas correlações com o ensaio CPTu quanto com o emprego de parâmetros alternativos (no caso Cc e Cs). Entretanto, nota-se que a equação que o programa

aplica nos parâmetros alternativos inclui também o índice de vazios, fazendo com que o módulo edométrico para o silte argiloso seja inferior ao da argila orgânica. Observando as relações propostas por Lunne et al (1997), a faixa de variação é bastante grande. Para argilas orgânicas, por exemplo, a faixa de variação do multiplicador α , aplicado à resistência de ponta do cone, é de 2 a 8. Para turfas, contudo, esse intervalo é de 1,5 a 4. Os resultados nesse caso irão fornecer módulos edométricos variando de 250 kPa a 1200 kPa. Os valores obtidos por ensaios de adensamento são próximos a 1000 kPa.

A ausência de ensaios triaxiais cisalhados de forma drenada impediu a obtenção direta dos parâmetros de deformabilidade E_{50} do HSM, E' do modelo Mohr Coulomb e do coeficiente de Poisson. Nesse caso, fez-se necessária a utilização de relações com módulo edométrico para os módulos de deformabilidade e de valores oriundos da literatura, no caso do coeficiente de Poisson.

A extensão do programa principal, *Soil test*, permitiu o ajuste das curvas modeladas aos resultados verificados em laboratório, com isso, os parâmetros puderam ser empregados no programa de forma a representar da melhor forma o comportamento do material. O Apêndice B apresenta os resultados para todos os ensaios avaliados com o *Soil Test* que subsidiaram a definição dos parâmetros da argila orgânica. As análises, no entanto, mantêm uma faixa de variação dos parâmetros dentro do intervalo constatado pelos ensaios e pelas correlações estudadas. Por essa razão, não há grande desconfiança na aplicabilidade dos parâmetros oriundos de ensaios cujas curvas de laboratório não foram disponibilizadas a esta pesquisa e, portanto, não foram ajustados pelo *Soil Test*.

A Tabela 6.1 apresenta os parâmetros considerados para a camada de argila orgânica sob o aterro em rachão, com os valores obtidos diretamente dos ensaios de laboratório, após o *Soil Test* e, por fim, após ajuste para adequação ao comportamento das curvas de recalque existentes até a realização desta pesquisa.

Tabela 6.1 Parâmetros iniciais da camada de argila orgânica, após o Soil Test e após a calibração com as placas de recalque

Parâmetro	Parâmetros médios de ensaios	Parâmetros otimizados com <i>Soil Test</i>	Parâmetros calibrados com os resultados das placas de recalque
λ^*	0,10	0,14	0,13
κ^*	0,08	0,014	0,017
ϕ' (graus)	31	31	29
K_0	0,5	0,6	0,6
k_x (m/s)	$8,1 \cdot 10^{-10}$	$8,1 \cdot 10^{-10}$	$2,3 \cdot 10^{-10}$
k_y (m/s)	$4,1 \cdot 10^{-10}$	$4,1 \cdot 10^{-10}$	$1,2 \cdot 10^{-10}$

A diferença nos resultados pode ser visualizada nas figuras Figura 6.1 e Figura 6.2, que comparam três modelagens de *Soft Soil Creep*, variando apenas os parâmetros exibidos na Tabela 6.1, com os resultados de deslocamento vertical medido em campo pelas placas de recalque durante o monitoramento do aterro em rachão. Nota-se que, caso o usuário empregasse diretamente os parâmetros de laboratório, a magnitude esperada seria de cerca de 40 cm superior ao que se registrou em campo. Após os parâmetros serem otimizados pelo *Soil Test* o ajuste às curvas de recalque foi bastante significativa, demonstrando a melhora na capacidade dos parâmetros em representar o real comportamento do material.

Como as curvas de recalque já estavam disponíveis durante a realização da pesquisa, algumas alterações ainda foram realizadas nos valores a fim de obter o melhor ajuste possível ao resultado de campo. Os dados obtidos na calibração com as placas de recalque são os empregados na concepção do Cenário 1, descrito no item 5.3.1.

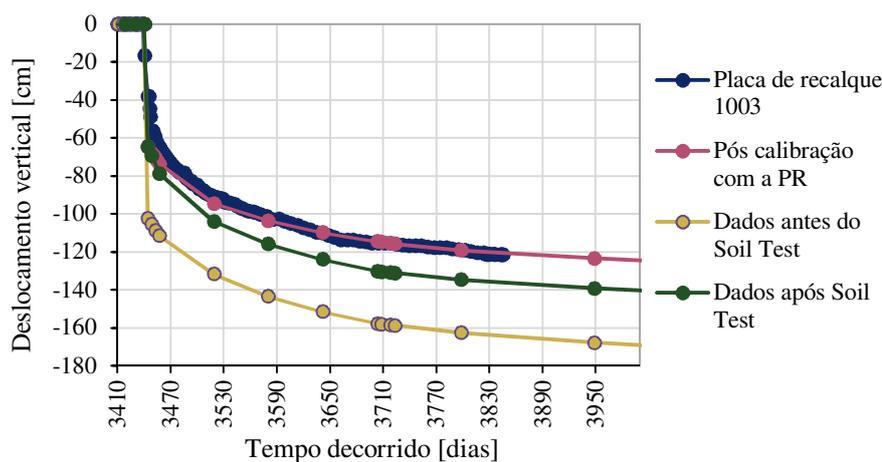


Figura 6.1 Resultados do Plaxis para variação dos parâmetros da argila orgânica, comparados à curva de recalque PR 1003 (sob o aterro de rachão)

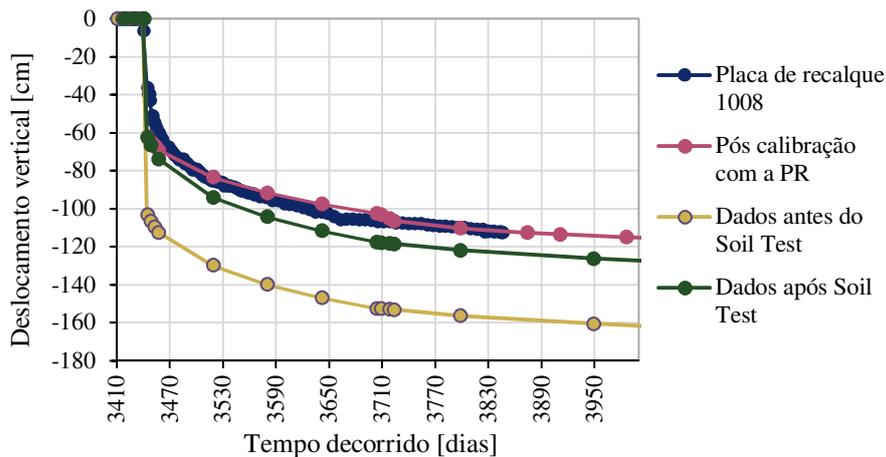


Figura 6.2 Resultados do Plaxis para variação dos parâmetros da argila orgânica, comparados à curva de recalque PR 1008 (sob o aterro de rachão)

Ressalta-se que a redundância de parâmetros se mostrou interessante para verificação conjunta dos resultados, permitindo comparar os valores dos dados de entrada nas simulações numéricas. Assim, ainda que o principal condicionante de um projeto geotécnico seja a estabilidade, e o projetista opte pela análise por equilíbrio limite, a realização de ensaios de campo e laboratório é essencial.

Apesar de ter apresentado resultados coerentes com os observados em campo, muitas foram as incertezas nas definições dos conjuntos de parâmetros de cada cenário. Acredita-se que uma escolha diferente de parâmetros e índices poderia levar, igualmente, a resultados satisfatórios, tendo em vista a quantidade de dados que interferem no comportamento das camadas de solo.

6.2 Avaliação dos deslocamentos

Para verificação do comportamento da região à jusante do dique principal durante as obras de reforço e após sua conclusão, as modelagens numéricas foram comparadas com as leituras realizadas nas placas de recalque. A previsão do recalque final pôde ser obtida para cada cenário de simulação e também pelo método de Asaoka (1978). As seções seguintes apresentam os resultados obtidos.

6.2.1

Recalques

Para monitoramento da obra de reforço foram instaladas quatro placas de recalque, cujas localizações são apresentadas na Figura 6.3.

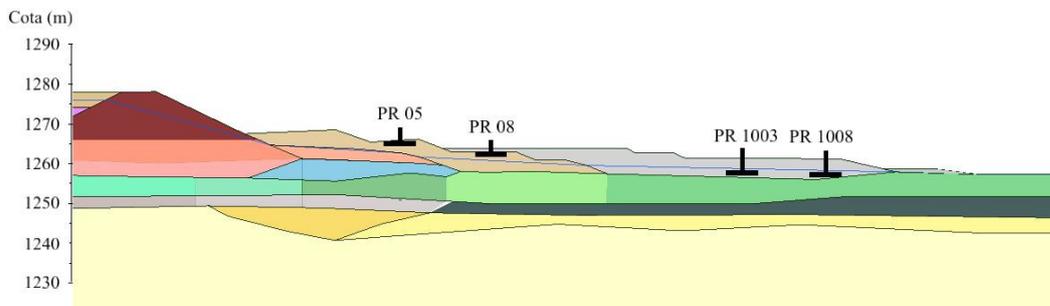


Figura 6.3 Posição das placas de recalque

As placas de recalque PR 05 e PR 08, na região do reforço, foram instaladas após grande parte do carregamento de aterro já ter sido concluído. Por essa razão, as curvas de recalques de campo não conseguem representar a magnitude de recalque ocorrida nesta região, já que as leituras iniciais não foram feitas. A Figura 6.4 apresenta os resultados de deslocamentos verticais para os cinco cenários simulados no Plaxis 2D, na posição da PR 05. Como esta placa não possui leituras desde o início da construção do aterro, considerou-se a primeira leitura como coincidente ao deslocamento registrado pelo cenário modelado com *Soft Soil Creep*. De forma similar, a Figura 6.5 apresenta os resultados para a PR 08.

Dos cenários modelados, quatro apresentam recalques com mesma ordem de grandeza, variando entre 80 e 130 cm no caso da PR 05, e 120 a 160 cm para a PR 08. O cenário 4, correspondente ao modelo HSM com resistência não drenada, exibiu recalques menores, sendo inferior a 30 cm na PR 05 e a 50 cm na PR 08.

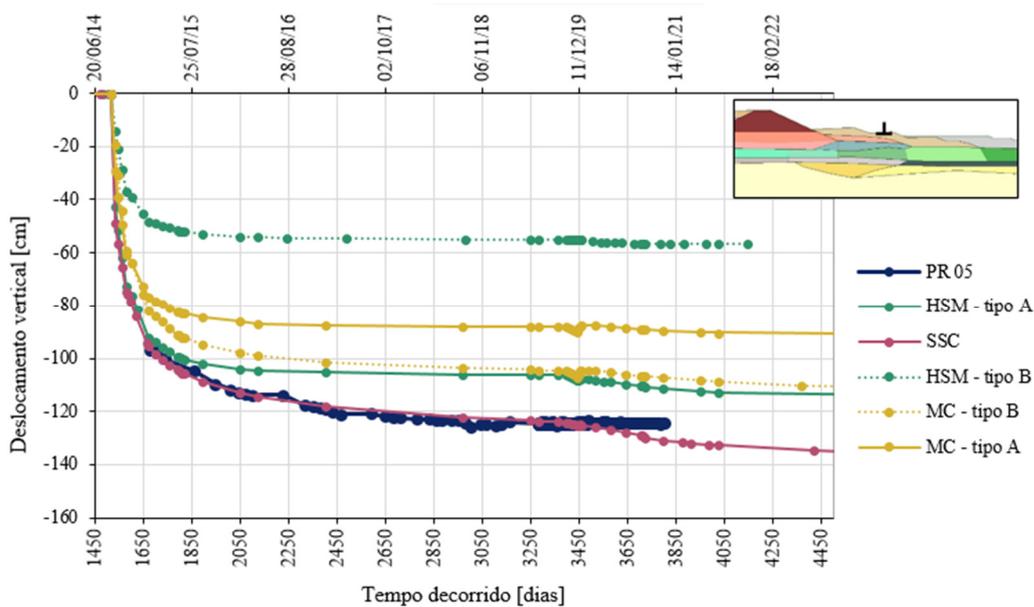


Figura 6.4 Comparação das simulações numéricas com a placa de recalque PR 05. As análises tipo A correspondem às simulações cujos dados de entrada de resistência são parâmetros efetivos. As análises tipo B correspondem às simulações com S_u como dado de entrada.

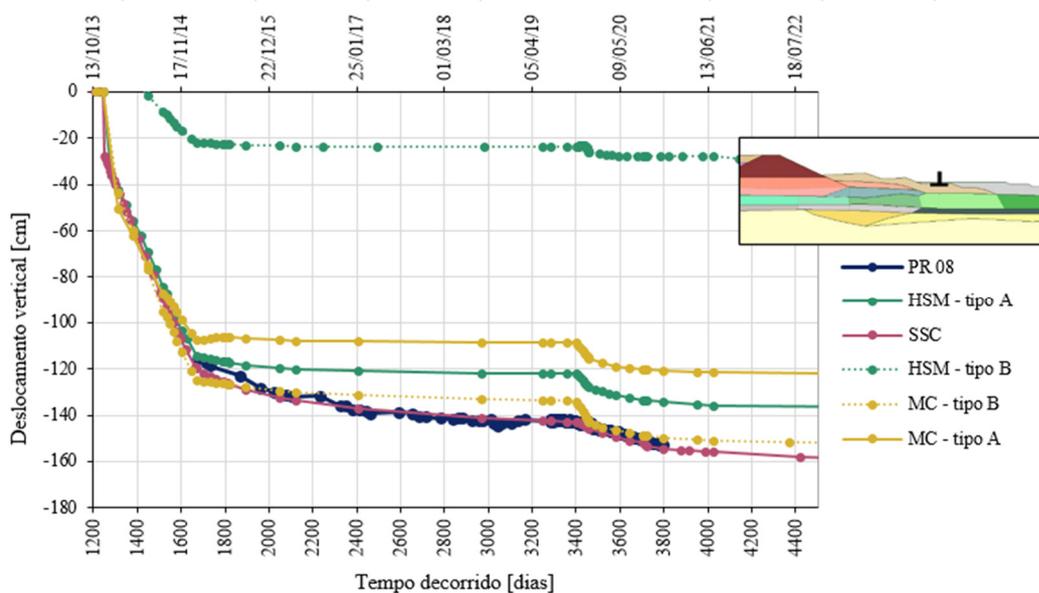


Figura 6.5 Comparação das simulações numéricas com a placa de recalque PR 08. As análises tipo A correspondem às simulações cujos dados de entrada de resistência são parâmetros efetivos. As análises tipo B correspondem às simulações com S_u como dado de entrada.

Como anteriormente descrito, para essas duas placas, não há como aferir qual modelo representou melhor a magnitude dos recalques. No entanto, quanto ao formato das curvas, pode-se concluir que o modelo SSC aparenta ter sido o que melhor simulou o comportamento de campo. Enquanto os outros modelos indicavam a estabilização no trecho entre 2250 e 3250 dias, o SSC permaneceu

registrando deslocamentos, de forma lenta, assim como observado em campo. No mesmo sentido, no tempo 3400 dias, quando ocorreu o aterro de reforço em rachão, o modelo SSC foi o que melhor se ajustou à curva de campo, apresentando um deslocamento pouco acentuado no início do carregamento.

Na região do aterro de reforço em rachão, as placas de recalque conseguiram registrar desde as fases iniciais de carregamento. A Figura 6.6 e a Figura 6.7 apresentam os resultados para as placas PR 1003 e 1008, respectivamente.

A comparação entre os modelos é similar para essas duas placas. Nesse caso, o modelo de Mohr Coulomb simulado com parâmetros efetivos de resistência também não convergiu para o valor de deslocamento observado pelas placas de recalque. Por sua vez, os modelos *Soft Soil Creep*, *Hardening Soil* (com parâmetros efetivos) e Mohr Coulomb com resistência não drenada possuem boa previsão de recalques na faixa em que a curva apresenta tendência à estabilização.

No trecho inicial, a curva que melhor se ajusta é a prevista pelo modelo SSC. No entanto isso pode ser devido também às premissas de análise, já que o cenário com SSC foi o escolhido para a definição das condições de drenagem, as quais foram fixadas quando os outros cenários foram modelados.

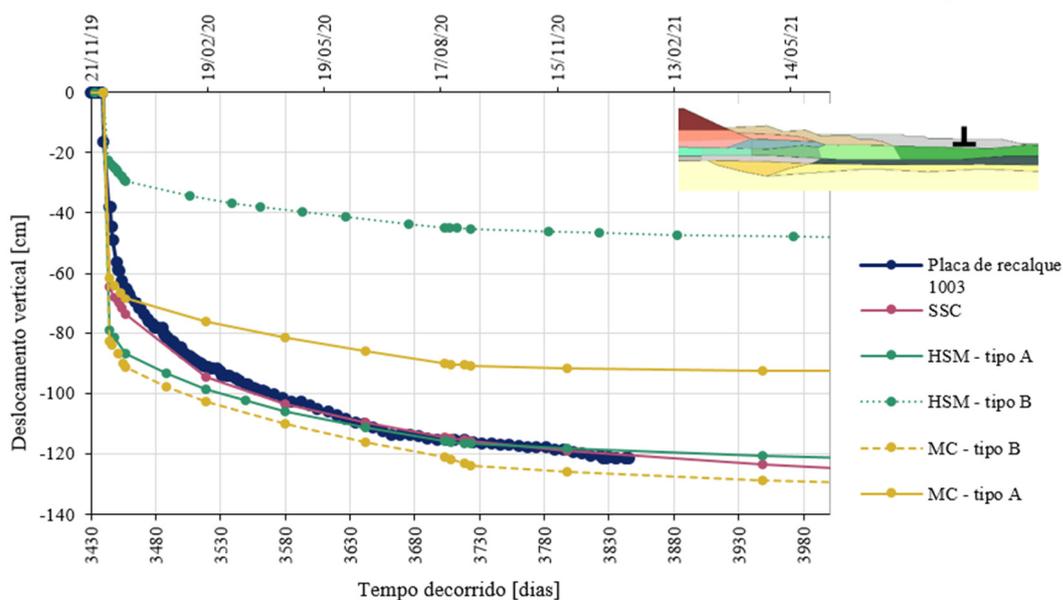


Figura 6.6 Comparação das simulações numéricas com a placa de recalque PR 1003. As análises tipo A correspondem às simulações cujos dados de entrada de resistência são parâmetros efetivos. As análises tipo B correspondem às simulações com S_u como dado de entrada.

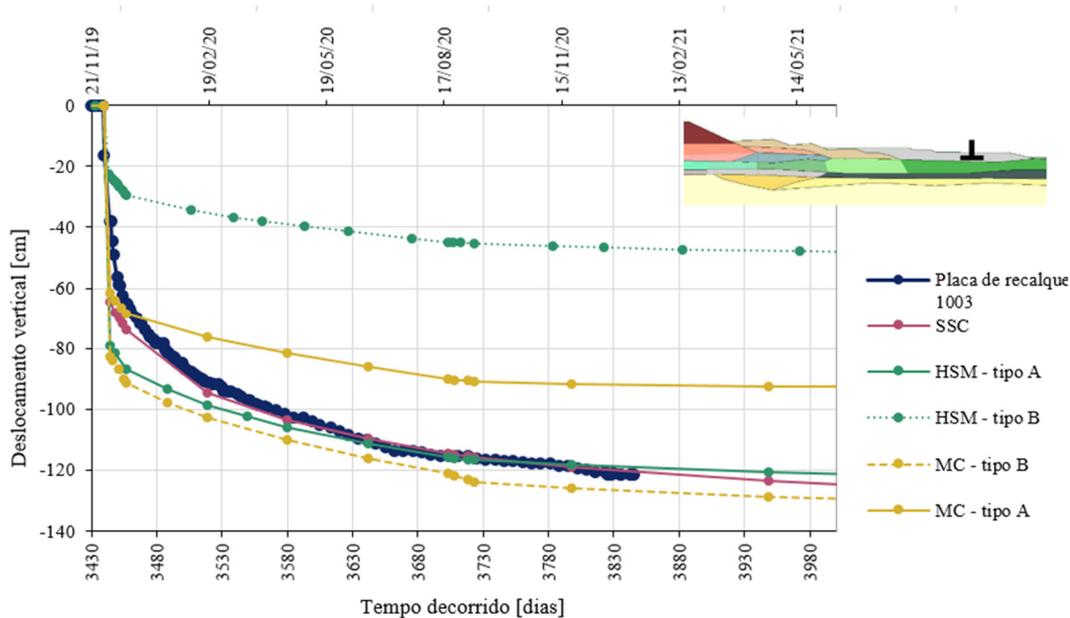


Figura 6.7 Comparação das simulações numéricas com a placa de recalque PR 1008. As análises tipo A correspondem às simulações cujos dados de entrada de resistência são parâmetros efetivos. As análises tipo B correspondem às simulações com S_u como dado de entrada.

Um outro fator que pode ter contribuído para a ocorrência rápida de recalques é a consideração pelo Plaxis 2D dos geodrenos como paredes de drenagem. Ainda que os espaçamentos entre os drenos tenham sido simulados com quatro metros, é possível que a consideração do programa esteja resultando em taxas de dissipação maiores do que as ocorridas em campo.

Considerando os dois tipos de análise realizadas nas simulações, as que possuem como dado de entrada os parâmetros efetivos de resistência apontam para uma melhor representação do comportamento das argilas com o SSC. Embora o HSM nesse caso tenha resultado em deslocamentos razoáveis, não parece haver motivação para o engenheiro optar na utilização desse modelo quando estiver trabalhando com solos moles. Isso porque os parâmetros de entrada do modelo dependem da execução de ensaios triaxiais para resistência e de adensamento para compressibilidade. Esses mesmos ensaios fornecem os parâmetros de entrada para o modelo SSC, tornando-o preferível sempre que os ensaios forem disponíveis.

Quanto às análises com emprego de resistência não-drenada, o modelo Mohr-Coulomb foi o mais satisfatório. Seus parâmetros de entrada puderam ser estimados com base no módulo edométrico e coeficiente de Poisson típico de argilas e calibrados para melhor adequação às curvas. Dessa forma, um cenário com modelo Mohr-Coulomb, simulado com resistência não drenada (análise tipo B do

Plaxis), pode ser uma alternativa em análises preliminares, quando não se possuem ensaios triaxiais para definição da resistência efetiva, impossibilitando o uso do SSC.

Ressalte-se ainda que para solos moles em que são esperados deslocamentos significativos por compressão, o modelo *Hardening Soil* tipo B não deve ser empregado. Parâmetros de deformabilidade muito baixos teriam de ser incorporados ao modelo para que os deslocamentos aumentassem o suficiente para representar a situação de campo de forma adequada.

Karstunen e Amavasai (2017) apresentam resultados similares. Segundo os autores, o modelo HSM consegue se ajustar a uma simulação de compressão edométrica ou a um ensaio triaxial, porém com conjuntos de parâmetros diferentes, ou seja, um mesmo conjunto de parâmetros não conseguiria representar um solo submetido a um ensaio triaxial e a um ensaio de adensamento. Esta é também a justificativa porque a inclinação M da linha CSL foi adotada de modo diferente em ambos os modelos constitutivos.

6.2.1.1 Método de Asaoka (1978)

A avaliação do desenvolvimento dos recalques até sua estabilização foi obtida com o programa Plaxis 2D para cada um dos cenários estudados, até a redução dos excessos de poropressão. A Tabela 6.2 apresenta a previsão dos recalques finais pela modelagem numérica:

Tabela 6.2 Previsão de recalque final pela modelagem numérica (em cm)

Cenário	PR 05	PR 08	PR 1003	PR 1008
1 Soft Soil Creep	152,4	175,6	186,8	173,5
2 Hardening Soil – tipo A	115,2	138,4	130,4	117,2
3 Mohr Coulomb – tipo A	90,5	124,1	98,4	75,5
4 Hardening Soil – tipo B	56,7	26,7	48,4	50,2
5 Mohr Coulomb – tipo B	114,8	161,4	154,9	137,4

Os resultados numéricos puderam ser comparados com a previsão estimada pelo método de Asaoka (1978), nas placas de recalque 1003 e 1008, ambas instaladas na região do aterro com rachão (Figura 6.8). As outras duas placas foram

instaladas após o início do alteamento, por isso muitas leituras não foram feitas e não há como estimar a magnitude do recalque final.

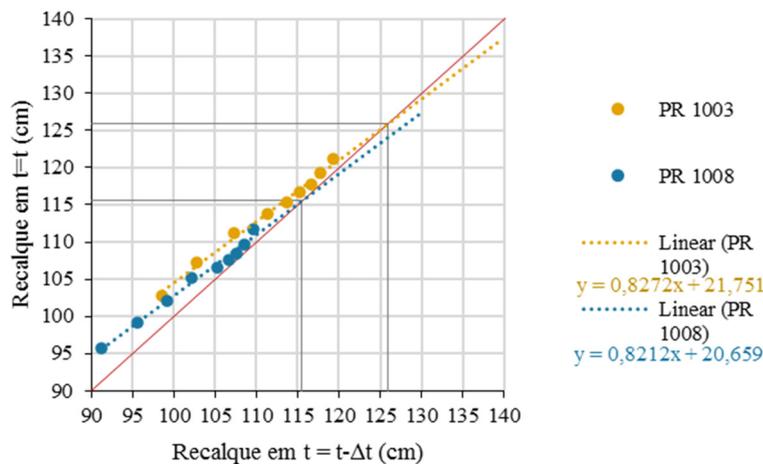


Figura 6.8 Previsão dos recalques finais, com base nos dados de campo por meio do método de Asaoka (1978)

Pelo método, a previsão de recalque final é de 125,9 cm para a placa de recalque 1003 e 115,5 cm para a placa 1008. Dos resultados obtidos pela modelagem, os cenários modelados com o *Hardening Soil Model* são os que mais se aproximam dessa estimativa. O modelo *Soft Soil Creep*, apesar de ter se apresentado como melhor ajuste às leituras já realizadas prevê um recalque cerca de 60 cm superior à previsão de Asaoka. O principal fator para esta divergência é a consideração do *creep*, que mantém a ocorrência de deslocamentos mesmo após um grande período transcorrido da finalização dos aterros.

Como o solo estudado possui elevado índice de matéria orgânica, é comum atribuir a esse tipo de material a ocorrência de compressão secundária. Nesse caso, a literatura aponta a necessidade de cautela na utilização do método, pois pode prever resultados inconsistentes com a realidade quando existe compressão secundária significativa (Schmidt, 1992; Futai, 2010).

O fenômeno físico que governa a compressão secundária ainda é objeto de estudos na academia e a previsão de sua magnitude e tempo de ocorrência é muito complexa. Como não há relação com a dissipação do excesso de poropressões no interior do solo, as leituras dos piezômetros tendem a mostrar-se estáveis ainda que o fenômeno esteja ocorrendo. No mesmo sentido, como a taxa de deslocamento é baixa, o método de Asaoka pode não se mostrar eficiente na constatação do *creep*.

6.3 Avaliação da estabilidade

A avaliação de estabilidade pelo Plaxis 2D é realizada com o fator de segurança calculado por uma técnica de redução de parâmetros de resistência. Para tal, os parâmetros de Mohr-Coulomb, c' e $\tan\phi'$ são divididos por um valor atribuído ao FS. Nesse caso, o próprio programa define as zonas em que as tensões cisalhantes desenvolvem uma superfície de ruptura. Por sua vez, o método de equilíbrio limite prevê o equilíbrio da massa de solo até a iminência de ruptura, em termos de momentos e/ou equilíbrio de forças.

A Tabela 6.3 apresenta os valores obtidos em diferentes etapas da obra de reforço, por modelagem numérica nos cinco cenários considerados e por equilíbrio limite em termos de tensões totais.

Tabela 6.3 Fatores de segurança obtidos para diferentes etapas

Cenário	Antes dos reforços	Após reforço em solo	Após reforço em rachão	Após berma de 1 m
1 Soft Soil Creep	1,30	2,43	3,05	3,08
2 Hardening Soil – tipo A	1,51	2,48	3,12	3,12
3 Mohr Coulomb – tipo A	1,45	2,20	2,80	2,84
4 Hardening Soil – tipo B	1,02	1,18	1,43	1,41
5 Mohr Coulomb – tipo B	1,03	1,25	1,45	1,47
Equilíbrio limite (tensões totais)	1,05	1,12	1,50	1,51

Nota-se que, no caso da análise de estabilidade, os resultados são condicionados pelos parâmetros de resistência e não pelo modelo constitutivo empregado nas camadas moles. Isso porque os três modelos considerados incorporam o critério de Mohr-Coulomb para representar o comportamento dos solos na ruptura. Assim, os três primeiros cenários, modelados com mesmo ângulo de atrito e intercepto coesivo, fornecem fatores de segurança similares. Da mesma forma, os cenários simulados com resistência não drenada e o método de equilíbrio limite também resultam em FS próximos.

Além dos valores de FS as superfícies de ruptura são bastante próximas para um mesmo tipo de análise. As figuras Figura 6.9 a Figura 6.12 exibem a comparação das superfícies obtidas pelo método dos elementos finitos com o

modelo *Soft Soil Creep* (análise com c' e ϕ') e o modelo Mohr-Coulomb (análise com S_u).

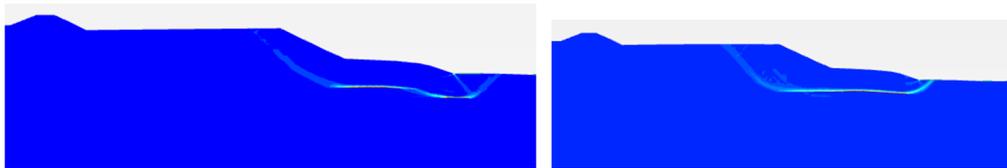


Figura 6.9 Deformações cisalhantes incrementais que definem a superfície de ruptura – antes dos reforços. Cenário com SSC à esquerda e MC (com S_u) à direita.



Figura 6.10 Deformações cisalhantes incrementais que definem a superfície de ruptura – após reforço em solo. Cenário com SSC à esquerda e MC (com S_u) à direita.



Figura 6.11 Deformações cisalhantes incrementais que definem a superfície de ruptura – após reforço em rachão. Cenário com SSC à esquerda e MC (com S_u) à direita.



Figura 6.12 Deformações cisalhantes incrementais que definem a superfície de ruptura – Após berma de 1 m. Cenário com SSC à esquerda e MC (com S_u) à direita.

No caso das análises realizadas com resistência não drenada, observa-se que os baixos valores atribuídos de S_u levam a deformações cisalhantes concentradas na camada de argila orgânica, criando uma superfície de ruptura que se estende por toda a obra. Para análises com parâmetros efetivos, as superfícies de ruptura tendem a manter-se na região do dique principal.

Como as análises realizadas com parâmetros efetivos para caracterização da resistência terão a resistência não drenada calculada internamente pelo programa, os valores de S_u são atualizados conforme há a dissipação das poropressões. No caso das análises em que o S_u é um parâmetro de entrada isso não ocorre, sendo esse valor mantido fixo a não ser que seja atualizado pelo usuário.

Uma alternativa para valores de resistência não drenada obtidos antes do início dos carregamentos é a verificação a cada etapa do ganho das tensões efetivas calculado pelo programa e o consequente aumento no valor de S_u , estimado com base em relações estabelecidas pela literatura. Nesta pesquisa, os ensaios disponíveis para obtenção da resistência não drenada foram realizados já nas etapas finais da obra. Nesse caso, o valor de S_u empregado nas modelagens foi mantido fixo em todas as etapas.

Dessa forma, é esperado que os fatores de segurança registrados nas simulações com c' e ϕ' resultem em valores superiores às análises com S_u . Para o estudo em questão, os FS foram, de fato, bastante superiores. Em parte, pode-se atribuir ao ganho de resistência que ocorreu no solo mole ainda durante as fases de carregamento, já que os alteamentos levaram meses para finalizar. Além disso, a presença de geodrenos contribuiu para acelerar a dissipação das poropressões.

Contudo, há que se atentar para a observação feita pelo Plaxis 2D quanto a análises desse tipo utilizadas na interpretação de estabilidade, pontuando que o usuário deve monitorar a se tensão de cisalhamento calculada pelo programa não ultrapassa o valor de resistência não drenada no caso de um carregamento não drenado. No caso da obra em questão, considerando as fases de alteamento dos aterros, constatou-se que os valores de tensão cisalhante de fato ultrapassaram os valores de S_u iniciais. Contudo, é complexa a determinação se o ganho de resistência calculado pelo programa é irreal, considerando que de fato houve dissipação dos excessos de poropressão durante os carregamentos. Uma alternativa interessante seria a comparação com dados de piezômetros a fim de avaliar as cargas piezométricas da modelagem e *in situ* ao longo do tempo, contudo, a ausência de piezômetros instalados na obra em questão durante as etapas de alteamento impediu a realização dessa verificação.

Convém ressaltar que as análises aqui apresentadas possuem muito mais a finalidade de estabelecer comparações entre os métodos de análises do que atribuir um fator de segurança para a barragem de rejeitos. Isso porque, várias superfícies de ruptura apresentam-se em camadas de solo cuja resistência foi obtida somente com base em correlações com o ensaio CPTu, sem ensaios de laboratório e sem instrumentação durante a obra a fim de validar os parâmetros empregados.

Analisando os valores das análises feitas com resistência não drenada, nota-se que o primeiro fator de segurança pode ser interpretado com desconfiança,

já que praticamente indica uma situação de ruptura. Ademais, conforme mencionado, os ensaios de palheta e triaxiais foram realizados nas fases finais do aterro em rachão, ou seja, após a dissipação de grande parte do excesso de poropressão gerado pelas obras de reforço. Seria esperado, portanto, que os valores de resistência não drenada ao início do estudo (antes de qualquer berma de reforço) fossem ainda menores, dado o ganho de resistência devido ao aumento de tensão efetiva que teria ocorrido até a realização dos ensaios.

Com o intuito de estabelecer uma comparação dos resultados obtidos nas simulações numéricas com resultados da prática comum de engenharia, foram realizadas análises de equilíbrio limite, em termos de tensões totais com o método rigoroso de Spencer. Para tal, foi empregado o *software* Slide 5.0 da empresa Rocscience. As figuras Figura 6.13 e Figura 6.14 exibem as superfícies de ruptura crítica obtida pela busca automática do programa, bem como o fator de segurança para as superfícies indicadas pela modelagem numérica.

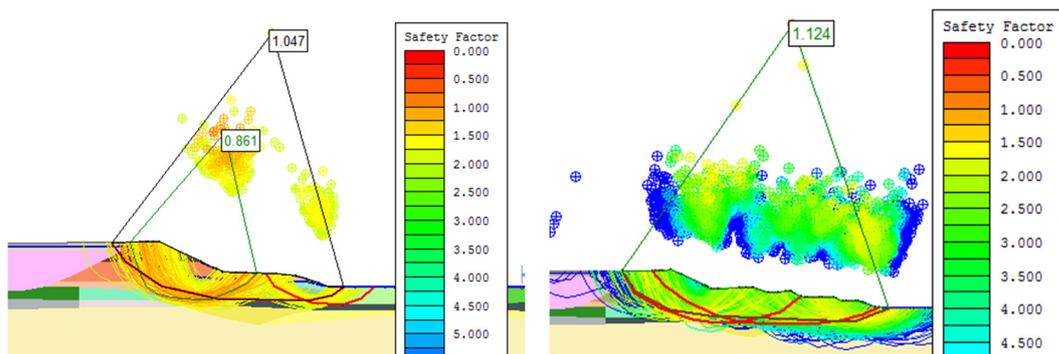


Figura 6.13 Superfícies de ruptura pelo método de equilíbrio limite. Situação antes dos reforços (à esquerda) e após o reforço em solo (à direita)

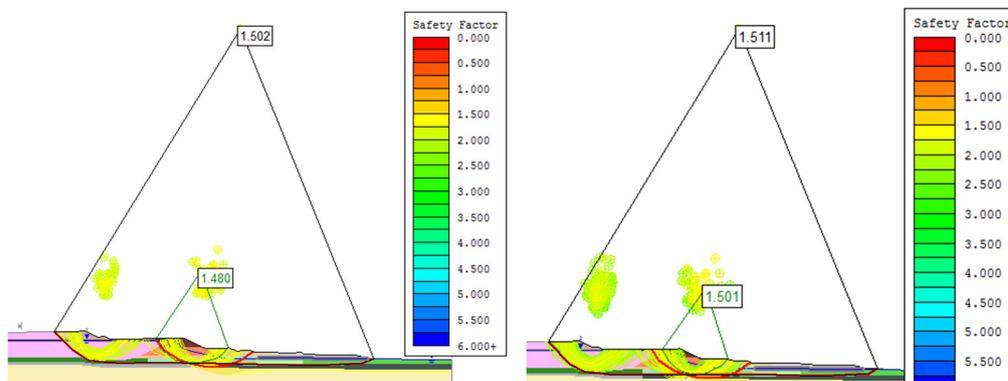


Figura 6.14 Superfícies de ruptura pelo método de equilíbrio limite. Situação após o reforço em rachão (à esquerda) e após a berma de 1 m (à direita)

Nota-se que no cenário anterior à execução dos reforços, o equilíbrio limite fornece um FS abaixo da unidade, indicando uma possível inconsistência nos parâmetros empregados. Nos demais casos, os valores de fator de segurança encontrados pelo método se aproximam das análises numéricas modeladas com resistência não drenada. Contudo, a geometria das superfícies é bastante distinta. As superfícies indicadas pelo Plaxis, que envolvem toda a área dos reforços e do dique não é considerada quando o programa de equilíbrio limite realiza a busca automática.

De forma geral, a literatura aponta para a convergência de resultados de fatores de segurança e geometria das superfícies críticas no caso de solos homogêneos, com superfícies de falha circulares para os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos (Soares, 2010; Silva, 2011). Com o aumento da complexidade dos cenários, no entanto, os modelos com métodos numéricos apresentam-se mais adequados, tendo em vista que conseguem incorporar as deformações e distribuições de tensões e prever mecanismos de falha complexos como deformações e deslocamentos progressivos.

No caso de superfícies não circulares em materiais heterogêneos, os programas de equilíbrio limite possuem também a definição automática de superfícies. No entanto, os critérios de busca da superfície crítica, nesses casos, comumente não são apresentados ao usuário. Sendo assim, por vezes pode-se estar analisando uma superfície irreal ou, por outro lado, pode-se estar negligenciando uma potencial superfície de ruptura ignorada pelo rastreamento do programa. Roque (2021), em estudos de retroanálise de ruptura, aponta para o fato de que a busca irrestrita em equilíbrio limite resultou em uma geometria diversa da verificada por inclinômetros e investigações topobatimétricas.

Sendo assim, o método de elementos finitos apresenta-se como uma ferramenta de maior precisão no caso de análises de cenários não homogêneos, fornecendo resultados mais coerentes com o comportamento real do solo.

6.3.1

Método dos volumes deslocados

A Tabela 6.4 exibe os resultados obtidos para avaliação da estabilidade com o Método dos Volumes Deslocados nas regiões de análise em cada etapa

estudada. São replicadas as figuras apresentadas anteriormente com as definições das regiões a fim de facilitar o entendimento.

Tabela 6.4 Resultado para aplicação do Método dos Volumes Deslocados

		Vv	Vh	Vv/Vh	Controle de estabilidade	FS SSC
1ª etapa – reforço em solo	Região A	14,13	1,48	9,55	Situação estável	2,29
	Região B	11,65	3,23	3,61	Situação intermediária	
2ª etapa – reforço em solo	Região A	10,23	1,24	8,25	Situação estável	2,43
	Região B	15,30	2,57	5,95	Situação intermediária	
1ª etapa – reforço em rachão		3,77	0,30	12,57	Situação estável	2,87
2ª etapa – reforço em rachão		5,64	1,21	4,66	Situação intermediária	3,05
Após 1 ano		9,85	1,67	5,90	Situação intermediária	3,08

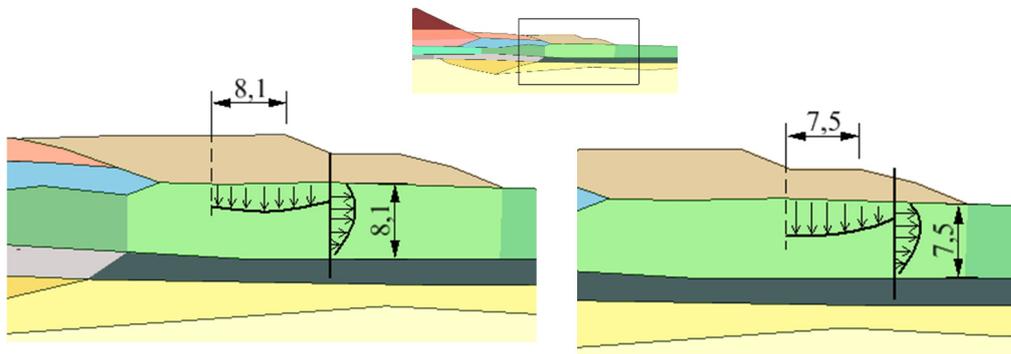


Figura 6.15 Etapa de análise: primeira etapa do reforço em solo. Região de análise A (à esquerda) e região de análise B (à direita)

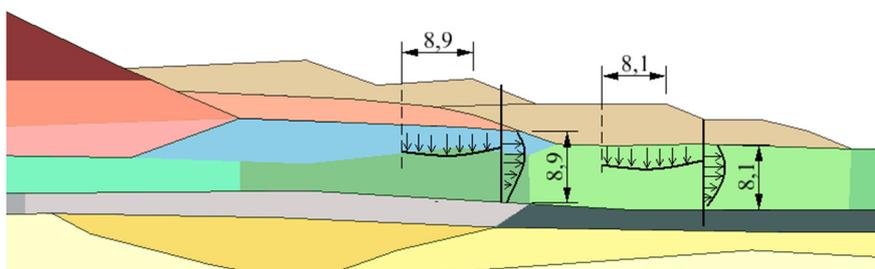


Figura 6.16 Etapa de análise: segunda etapa do reforço em solo. Região de análise A (à esquerda) e região de análise B (à direita)

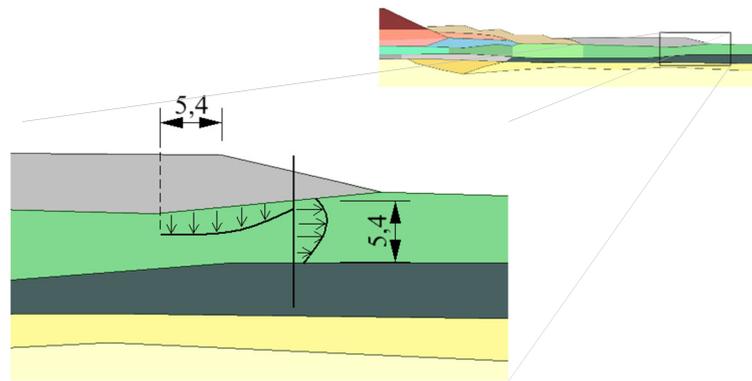


Figura 6.17 Etapa de análise: primeira etapa do reforço em rachão

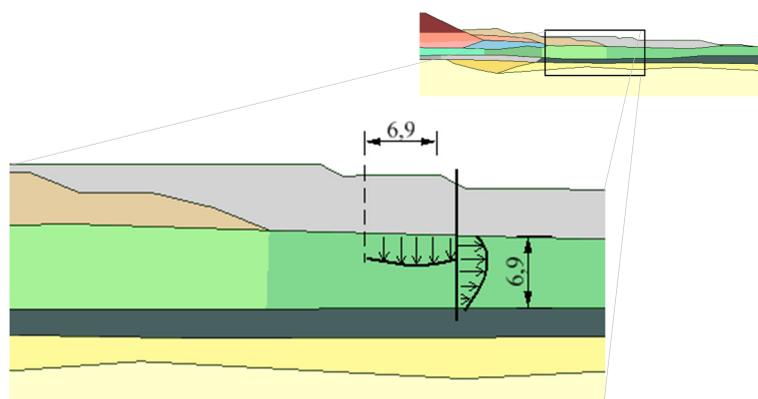


Figura 6.18 Etapa de análise: segunda etapa do reforço em rachão

Verifica-se que os resultados tendem a indicar situações intermediárias e estáveis. A análise realizada após um ano da execução da segunda etapa do reforço em rachão mostrou a tendência do aumento da relação de volumes, aproximando do limite para a classe estável e apontando para a coerência do método.

A tendência de estabilidade indicada pelo método acompanha os valores de fator de segurança registrados pelo Plaxis para o modelo SSC. O único valor que parece estar muito elevado refere-se à primeira etapa do reforço em rachão, já que a análise pelo Método dos Volumes é feita localmente numa região distante do dique principal e que, portanto, não reproduz o fator de segurança da superfície crítica.

Um fator importante que contribuiu para a garantia de estabilidade da obra, ainda que o solo mole tenha baixa resistência, foi a adoção de aterros construídos lentamente e a instalação de geodrenos para acelerar a dissipação dos excessos de poropressão. Conforme já mencionado, isso permitiu que o adensamento ocorresse ainda na fase de carregamento, sem haver a configuração de um carregamento

instantâneo de forma não drenada. Caso os inclinômetros estivessem instalados desde o início da obra de reforço e em locais estratégicos, o método dos volumes poderia ter sido empregado para avaliação da estabilidade, embasando as tomadas de decisão quanto à velocidade de alteamento.

A posição da vertical para medida dos volumes horizontais adotada nas regiões A, e no talude em rachão, deve-se ao fato de que os deslocamentos horizontais calculados sob o talude são maiores do que os registrados ao pé do talude, conforme apontado por Dienstmann (2011).

Nota-se que a posição de instalação dos inclinômetros é bastante influente nos resultados. Para o reforço em solo, a leitura dos deslocamentos horizontais sob o talude inferior (região B) se mostrou mais eficiente do que a leitura sob o talude superior (região A), em ambas as etapas de alteamento.

Com isso, as simulações numéricas em fase de projeto podem ser importantes para auxiliar na decisão quanto aos melhores locais para posicionamento dos instrumentos de monitoramento, sobretudo os inclinômetros em obras de geometria complexa. Dessa forma, a obra pode ser monitorada não apenas para aferição das premissas de projeto, mas também com a aplicação de métodos de controle, como o método dos volumes deslocados.

7 Conclusões e sugestões para trabalhos futuros

7.1 Conclusões

A construção de aterros sobre solos moles se apresenta como um tema de bastante relevância no meio geotécnico, sobretudo no Brasil, onde na região costeira existem abundantes depósitos de solos moles. Dessa forma, estudos que esclareçam as diferentes interpretações possíveis em obras de infraestrutura sobre solos moles são importantes para melhor compreensão do comportamento quanto à estabilidade e às deformações.

No presente estudo, a locação dos perfis de ensaios CPTu e SPT, em estações distribuídas ao longo da seção transversal de análise possibilitou a definição do perfil estratigráfico e a separação das camadas conforme a variação de comportamento constatada. Em relação ao perfil prévio, de 2010, foi possível detectar as camadas intermediárias de silte argiloso e arenoso sob as argilas orgânicas, já que as sondagens de 2019 ultrapassaram a camada mole.

A maior disponibilidade de ensaios de laboratório e a interpretação mais detalhada se deu na camada de argila orgânica a jusante do dique principal, região sobre a qual foram construídos os reforços. As correlações encontradas na literatura, sobretudo com os dados de CPTu apresentaram-se de forma geral adequados com os resultados observados em laboratório. A redundância de parâmetros se mostrou interessante para a análise conjunta dos resultados, permitindo a verificação de intervalos coerentes de valores de entrada para as simulações numéricas.

No caso das camadas sem ensaios de laboratório, foi necessária obtenção de parâmetros indiretamente, seja com o emprego de dados de entrada alternativos no programa ou com correlações da literatura. Dessa forma, apesar de as camadas silto arenosas e os materiais de aterro não se apresentarem como as mais condicionantes nos resultados de deslocamentos e estabilidade, os parâmetros empregados não tiveram embasamento em ensaios laboratoriais e podem não traduzir apropriadamente o comportamento desses materiais.

Quanto às simulações numéricas realizadas, no caso de análises com parâmetros efetivos como dados de entrada, verificou-se que o modelo *Soft Soil Creep* é o que melhor representou o comportamento do solo quanto aos deslocamentos verticais. Embora o *Hardening Soil* nesse caso tenha resultado em deslocamentos razoáveis comparados com as placas de recalque, não parece haver motivação para o engenheiro optar na utilização desse modelo quando estiver trabalhando com solos moles, já que os ensaios necessários para definição dos dois modelos constitutivos são os mesmos.

Para análises utilizando resistência não drenada, não há a opção de o usuário empregar o modelo *Soft Soil*. Nesse caso, a modelagem com modelo Mohr-Coulomb pode ser uma alternativa em análises preliminares, quando não se possuem ensaios triaxiais para definição da resistência em termos de tensões efetivas. Observou-se que, para solos muito moles, em que são esperadas deformações significativas por compressão, o modelo *Hardening Soil* não deve ser empregado, fornecendo deslocamentos inferiores aos reais.

Já no caso da análise de estabilidade, os resultados são condicionados pelos parâmetros de resistência e não pelo modelo constitutivo empregado nas camadas moles. Isso porque os três modelos considerados incorporam o critério de Mohr-Coulomb para representar o comportamento dos solos na ruptura. Assim, os três primeiros cenários, modelados com mesmo ângulo de atrito e intercepto coesivo, fornecem fatores de segurança similares. Da mesma forma, os cenários simulados com resistência não drenada e o método de equilíbrio limite também resultam em FS próximos.

Os fatores de segurança obtidos por análises com parâmetros efetivos foram bastante superiores aos resultados dos cenários de resistência não drenada, uma vez que para este último caso, o valor de S_u não é atualizado pelo programa, sendo mantido aquele informado pelo usuário. A modelagem numérica, no entanto, apontou para a ocorrência de dissipação dos excessos de poropressão durante as etapas construtivas, já que o alteamento dos aterros ocorreu ao longo de vários meses sobre uma região com geodrenos instalados. Da mesma forma, as placas de recalque indicaram a ocorrência de deslocamentos majoritariamente ainda durante o período de carregamento.

Para as análises realizadas com resistência não drenada, os valores de fator de segurança foram bastante próximos aos valores obtidos por equilíbrio limite.

Contudo, a geometria das superfícies é bastante distinta. As superfícies indicadas pelo Plaxis 2D, que envolvem toda a área dos reforços e do dique, não é considerada quando o programa de equilíbrio limite realiza a busca automática. Nesse contexto, avalia-se que, embora análises convencionais de engenharia com equilíbrio limite sejam na maioria das vezes satisfatórias, o uso de simulações numéricas permite a incorporação de deformações e distribuições de tensões e previsão de mecanismos de ruptura complexos como deformações e deslocamentos progressivos. Sendo assim, o método de elementos finitos apresenta-se como uma ferramenta de maior precisão no caso de análises de cenários não homogêneos, fornecendo resultados mais coerentes com o comportamento real do solo.

Entende-se importante destacar que, embora a modelagem numérica tenha fornecido resultados similares ao verificado *in situ*, existem incertezas nos dados empregados. Outros cenários com conjunto de parâmetros geotécnicos e condições de drenagem distintos poderiam resultar em previsões igualmente satisfatórias para o comportamento registrado. Há que se considerar que a avaliação geotécnica por parte do projetista e a seleção dos parâmetros serão sempre necessárias, independentemente do método de análise ou do modelo constitutivo escolhido.

Dessa forma, a tomada de decisões é tanto melhor quanto mais informações estiverem disponíveis, tanto em termos de inspeções em fase de projeto quanto de medidas *in situ* na fase de execução. Neste trabalho, o monitoramento da obra se mostrou importante, pois os deslocamentos medidos pelas placas de recalque foram empregados na calibração da modelagem numérica. Assim, a adoção de projetos interativos, isto é, que realizam a aferição das premissas de projeto por meio de observações de campo na fase de execução, permitem modelagens de cenários bem definidos e que conseguem simular comportamentos futuros com adequado nível de confiabilidade.

A aplicação do Método dos Volumes Deslocados para a obra em questão apresentou resultados satisfatórios, tendo sido calculados com base nos resultados do modelo *Soft Soil Creep*, e indicando situações estáveis e intermediárias. Caso os inclinômetros estivessem instalados desde o início da obra de reforço e em locais estratégicos, o Método dos Volumes poderia ter sido empregado para avaliação da estabilidade, embasando as tomadas de decisão quanto à velocidade de alteamento.

Uma modelagem numérica bem calibrada pode também ser uma boa ferramenta para o estabelecimento de critérios de controle de campo, com a

definição de níveis de alerta específicos para cada obra geotécnica. No caso de geometrias de aterro não convencionais, é válido verificar nas simulações os locais mais apropriados para a instalação dos instrumentos de monitoramento, cujas leituras auxiliem a tomada de decisões durante as fases de alteamento.

7.2

Sugestões para trabalhos futuros

- Analisar uma possível relação entre o espaçamento real de drenos e o espaçamento de modelagem; para garantir a equivalência entre a taxa de consolidação em cenários bidimensionais de deformação plana e em análises axissimétricas ou tridimensionais.
- Avaliar a adequabilidade dos parâmetros adotados, com a realização de ensaios de laboratório para as camadas de solos siltosos, bem como para as camadas de argila com ensaios triaxiais cisalhados de forma drenada.
- Realizar modelagens com simulação de aumento da resistência não drenada, baseado no ganho de tensões efetivas, de forma comparativa com dados de ensaios para obras com ensaios realizados antes e depois do carregamento.
- Realizar estudos comparativos dos modelos constitutivos para obras envolvendo aterros sobre solos moles com argilas fortemente pré-adensadas.
- Realizar estudos de caso envolvendo obras com ensaios de fluência disponíveis e monitoramento de campo a longo prazo, a fim de se verificar a adequabilidade da previsão de adensamento secundário pelo modelo *Soft Soil Creep*.

Referências

ABNT NBR10905. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo - Ensaio de palheta in situ - Método de ensaio, p. 9, 1989. Rio de Janeiro.

ABNT NBR13600. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo - Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C - Método de ensaio, p. 2, 1996. Rio de Janeiro.

ABNT NBR16853. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo - Ensaio de adensamento unidimensional, p. 16, 2020. Rio de Janeiro.

ABNT NBR6457. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, p. 8, 2016. Rio de Janeiro.

ABNT NBR6458. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água, p. 42, 2016. Rio de Janeiro.

ABNT NBR6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo - Determinação do limite de liquidez, p. 5, 2016. Rio de Janeiro.

ABNT NBR6484. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio, p. 28, 2020. Rio de Janeiro.

ABNT NBR7180. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo - Determinação do limite de plasticidade, p. 3, 2016. Rio de Janeiro.

ABNT NBR7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo - Análise granulométrica, p. 12, 2016. Rio de Janeiro.

ABNT NBR9820. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem, p. 5, 1997. Rio de Janeiro.

ABNT NBR9820. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem, p. 5, 1997. Rio de Janeiro.

AFFONSO, H. M. M. 2005. Instrumentação para Medir Deslocamentos em Barragens de Enrocamento. Dissertação de mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

AGUIAR, V. N. Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto de Santos na Região da Ilha Barnabé, 2008. Rio de Janeiro, Brasil: Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. Aterros Sobre Solos Moles - Projeto e Desempenho. 2ª ed. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2014.

ARAÚJO, E. (2017) Métodos numéricos para simulação na engenharia. Engineering Simulation and Scientific Software (ESSS). Disponível em: <esss.co/blog/metodos-numericos-para-simulacao-na-engenharia/#>. Acesso em junho de 2021.

ASAOKA, A. Observational Procedure of Settlement Prediction. Soil and Foundation. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 18.n. 4 p. 87-101.1978.

ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. The Mechanics of Soil - An Introduction to Critical State Soil Mechanics. London: McGraw-Hill, 1978.

AZZOUZ, A. S.; BALIGH, M. M.; LADD, C. C. Corrected field vane strength for embankment design. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, v. 109, n. 5, p. 730-734, 1983.

BARAN, K. R. Propriedades Geotécnicas de Compressibilidade de uma Argila Mole de Itajaí-SC, 2014. Florianópolis, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

BARRON, R.A. Consolidation of Fine-grained soils by drain Wells. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE. Transactions. . V. 113 n. 2346. p 718-754. 1948.

BARTHOLOMEW, C.L., B.C. MURRAY, and D.L. GOINS. 1987. Embankment Dam Instrumentation Manual. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation.

BEER, G.; WATSON, J.O. (1992) Introduction to Finite and Boundary Element Methods for Engineers, John Wiley & Sons, New York.

BENZ, T. (2007) – Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences, Ph.D. Dissertation, University of Stuttgart

BIOT, M. A. (1941). General Theory of Three-Dimensional Consolidation. Journal of Applied Physics, 12(2), 155–164. doi:10.1063/1.1712886

BIOT, M.A. (1956). General solutions of the equations of elasticity and consolidation for porous material. Journal of Applied Mechanics, 23. New York, 1956.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (Collapsible, expansive and other). Proceedings 8th ICSMFE, Moscow. Anais... . v. 3(4), p.111–159, 1973.

BOOKER, J.R.; SMALL, J.C. (1975). An investigation of the stability of numerical solutions of Biot's equations of consolidation. In: International Journal of Solids and Structures, 11

BRINKGREVE, R.B.J. (1994) – Geomaterials models and numerical analysis of softening, Delft University of Technology, 156 p.

BRINKGREVE, R.B.J. (2005) - Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application, Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection and Calibration, Geotechnical Special Publications GSP 128, pp. 69-98.

BRINKGREVE, R.B.J. (2005) – Selection of soil modulus and parameters for geotechnical engineering application, Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection and Calibration, Geotechnical Special Publication n. 128, ASCE, pp. 69-98.

BRINKGREVE, R.B.J.; ENGIN, E. e ENGIN, H.K.(2010) - Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands, Proceedings 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering NUMGE2010, Trondheim, Noruega, pp. 137-142.

BRITTO, A.M.; Gunn M.J. (1987), Critical state soil mechanics via finite elements, Ellis Horwood Ltd., Chichester, U.K.

BRUGGER, P.J.; Análise de Deformações em Aterros sobre Solos Moles. Rio de Janeiro: 1996. 255p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1996.

BURLAND, J.B. (1965) – The yielding and dilation of clay (correspondence), Géotechnique v.15, n.2, pp. 211-214.

CAPUTO, H.P. Mecânica dos Solos e suas aplicações: Fundamentos. LTC. Rio de Janeiro, RJ. 6ªed, 1967

CARTER, J. P.; DESAI, C. S.; POTTS, D. M.; SCHWEIGER, H. F.; SLOAN, S. W. Computing and Computer Modelling in Geotechnical Engineering. GeoEng2000, , n. February 2016, p. 96, 2000.

CASAGRANDE, A. 1936, The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. In: First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings. Cambridge, v, III, discussion D-34.

CHEN, B. S. Y.; MAYNE, P. W. Statistical Relationships Between Piezocone Measurements and Stress History of Clays. Canadian Geotechnical Journal, v. 33(3), p. 488–498, 1996.

CINTRA, J. C.; AOKI, N. Fundações por estacas: projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CORDEIRO, R. F. Avaliação do Comportamento de Aterro Executado sobre Depósito de Argila Mole na Rodovia BR-470 em Gaspar/SC, 2019. Florianópolis, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC.

DAS, B. M. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 7o ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DEN HAAN, E. J. (1996). A compression model for non-brittle soft clays and peat. *Géotechnique*, 46(1), 1–16. doi:10.1680/geot.1996.46.1.1

DEN HAAN, E. J. (2007). A History of the Development of Isotache Models. DOI: 10.13140/RG.2.2.32972.13441.

DESAI, C. S. (1979). Elementary finite element method. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

DESAI, C.S.; Abel, J.F. (1972). Introduction to the finite element method. Van Nostrand Reinhold, New York.

DIENSTMANN, G. Projeto Interativo dos Molhes da Barra do Rio Grande-RS. Porto Alegre: 2011. 175p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

DNER. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem/Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Norma Rodoviária DNER-PRO 381/98, Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro: 1998.

DRUCKER, D.C.; PRAGER, W. (1952) – Soil mechanics and plastic analysis or limit design, *Quarterly Applied Mathematics*, v.10, n.2, pp. 157-165.

DUNCAN, J. M.; CHANG, Y. C. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *ASCE, SM5, Vol 96*, 1970. pp 1629-1653.

DUNNICLIFF, J. Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, 1988. Wiley, Interscience publication – New York, 577 p.

DYSON, A.; TOLOOIYAN, A. (2018). Optimisation of strength reduction finite element method codes for slope stability analysis. *Innovative Infrastructure Solutions*. 3. 38. 10.1007/s41062-018-0148-1.

FAVARATO, L. F., ROCHA, M., CAMARGO, R. S. 2018. Alternativa à resolução de problemas de engenharia via método das diferenças finitas associado ao S.O.R. In: XIII Simpósio de Mecânica Computacional, Anais.

FUTAI, M. M. Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles. 2010. Tese de livre docência (Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2010.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. An Introduction to Geotechnical Engineering. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1981.

HOULSBY, G.T.; TEH. C.I. Analysis of the piezocone in Clay. In: ISOPT. 1 1988. Orlando. Proceedings... Orlando. 1988. V.2,p. 777-783

HUEBNER, K.; THORNTON, E. The finite element method for engineers. 2 ed. New York, John Wiley & Sons, 1982.

IBAÑEZ, J. P. Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados. Rio de Janeiro: 2003. 241p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

JAKY, J. (1944). The coeficiente of Earth pressure at rest, Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineering, v. 78, n. 22, p.355-358.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. New developments in field and laboratory testing of soils. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 1, p. 57–153, 1985. San Francisco, California.

JANBU, N. (1969). The resistance concept applied to soils. Proceedings of the 7th ICSMFE, Mexico City, 1, 191–196.

JEFFERIES, M. G.; DAVIES, M. P. Estimation of SPT N values from the CPT. American society for testing and materials, 1993.

KARSTUNEN, M.; AMAVASAI, A.; Best Soil: Soft soil modelling and parameter determination. Department of Architecture and Civil Engineering. Chalmers University of Technology. Gothenburg, Sweden, 2017.

KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F. Craig's soil mechanics. 8ª ed. Nova Iorque: Spon Press, 2012.

KONDNER, R. L. Hiperbolic stress-strain response: cohesive soils. ASCE, SM1, Vol 82, 1963. pp 115-143.

KULHAWY, F.; MAYNE, P. W. (1990) Manual on Estimating Soil Properties for Foundations Design. Ithaca, NY: Cornell University.

LADD, C. C., FOOTT, R., ISHIHARA, K., SCHLOSSER, F., e POULOS, H. G. (1977). Stress-deformation and strength characteristics: state-of-the-art report, Proc. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, v.2, pp.421–494.

LADD, C. C.; DEGROOT, D. J. Arthur Casagrande Lecture - Recommended Practice for Soft Ground Site Characterization. 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Anais... . p.55, 2003.

LEROUÉIL, S. (2006). The isotache approach—Where are we 50 years after its development by Professor Suklje Proc., 13th Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering, Slovenian Geotechnical Society, Ljubljana, Slovenia, 55–88.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic & Professional, p. 352, 1997.

MAGNANI, H. O. Comportamento de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles Levados à Ruptura, 2006. Rio de Janeiro, Brasil: Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ.

MARTINS, I. S. M. Compressão Secundária, Relaxação de Tensões e o Princípio das Tensões Efetivas. 2020. (Apresentação de Trabalho/Conferência ou palestra).

Disponível em < <https://www.youtube.com/watch?v=w2aBC44Ucwo&t=3970s>>.
Acesso em junho de 2021.

MARTINS, I. S. M. Notas de aula da disciplina “Tópicos Especiais de Ensaios de Campo e de Laboratório”. Programa de pós graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. Rio de Janeiro, 2017.

MASSAD, F. Obras de Terra – Curso Básico de Geotecnia. São Paulo: Oficina de Textos. 2ª Ed. 2010. 216p

MAYNE, P. W. (2007) Synthesis 368 - Cone Penetration Testing - A Synthesis of Highway Practice. Washington, DC: NCHRP.

MAYNE, P.W. & KULHAWY, F.H. 1982, “K₀-OCR Relationship in Soil”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v.108, n. GT6 (June), pp. 851-872;

MAYNE, Paul. (2005). Integrated ground behavior: In-situ and lab tests. Deformation characteristics of Geomaterials: Recent Investigations and Prospects. 155-177.

National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine 2019. Manual on Subsurface Investigations. Washington, DC: The National Academies Press. <https://doi.org/10.17226/25379>.

NOGUEIRA, C. L.; AZEVEDO, R. F. Simulação da Construção de Aterros via MEF com Acoplamento de Fluxo e Deformações. In: SIMMEC - Simpósio de Mecânica Computacional, 1998. Anais [...] Ouro Preto, 1998.

OLSON, R. E. Settlement of Embankments on Soft Clays (The Thirty-First Terzaghi Lecture). Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 124(4), p. 278–288, 1998. American Society of Civil Engineers.

ORTIGÃO, J. A. R.; COLLET, H. B. A Eliminação de Erros de Atrito em Ensaios de Palheta. Solos e Rochas, v. 9(2), p. 33–45, 1986.

ORTIGÃO, J.A.R.; Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Livros Técnicos e Científicos editora Ltda. Rio de Janeiro, 1995. 368p.

OUYANG, Z., MAYNE, P. W. (2019) Modified NTH Method for Assessing Effective Friction Angle of Normally Consolidated and Overconsolidated Clays from Piezocone Tests, in Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 145, Issue 10

PACHECO SILVA, F. 1970, Uma nova construção gráfica para a determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo. In: IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Anais, Guanabara, v. II, tomo I, p. 219-223.

PAREZ, L. and FAURIEL, R. (1988). Le piézocône. Améliorations apportées à la reconnaissance de sols. Revue Française de Géotech, Vol. 33, 13-27.

PINTO, C. S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos. São Paulo. Oficina de Textos, 3ª ed.

PLAXIS (2020) Plaxis Manuals 2D, V20. Disponível em: <<https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/46137/manuals---plaxis>>

POTTS, D.M.; ZDRAVKOVIC, L. (1999). Finite element analysis in geotechnical engineering: theory, Thomas Telford, London.

POTTS, D.M.; ZDRAVKOVIC, L. (2000). Finite element analysis in geotechnical engineering: applications, Thomas Telford, London.

POULOS. H. G.; DAVIS. E. H. Pile Foundation Analysis and Design. Canadá: Rainbow-Bridge Book Co. 1980. 410p.

RABASSA, C. M. Monitoramento Geotécnico da Obra de Ampliação dos Molhes de Rio Grande, Brasil. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre - 2010.

RELATÓRIO TÉCNICO. Relatório técnico da barragem de rejeitos estudada (2020). Acervo do orientador.

ROBERTSON, P. K. (2009) Interpretation of Cone Penetration Tests - A Unified Approach. Canadian Geotechnical Journal, v. 46(11), p. 1337–1355.

ROBERTSON, P. K. Estimating In-Situ Soil Permeability From CPT and CPTu. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. Anais... . p.8, 2010. Huntington Beach, California.

ROBERTSON, P. K. Evaluating soil liquefaction and post-earthquake deformations using the CPT. In: INT. CONF. ON SITE CHARACTERIZATION, 2., Porto, Portugal. Proceedings...Rotterdam: Millpress, 2004. v. 1, p. 233-249

ROBERTSON, P. K. Soil Classification Using the Cone Penetration Test. Canadian Geotechnical Journal, v. 27, p. 151–158, 1990.

ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D., et al, 1986, Use of piezometer cone data. In: Proceedings of ASTM Specialty Conference In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE, pp. 1263-1280, Blacksburg.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. (2015) Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering, 6^a ed, Gregg Drilling & Testing, California, USA.

ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotech. Journal, Ottawa, v. 35, n. 3, p. 442-459, 1998.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., 1983. Interpretation of cone penetration tests – Part I (sand). Canadian Geotechnical Journal, 20(4): 718-733.

ROMANEL, C. Mecânica dos Solos: fluxo de água em solos saturados. 1^a ed. Ciência Moderna, 2021.

ROMANEL, C. Notas de aula da disciplina “Métodos numéricos em engenharia civil”. Curso de pós-graduação. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio. Rio de Janeiro, 2020.

ROMANEL, C. Notas de aula da disciplina “Modelos constitutivos para materiais geológicos II”. Curso de pós-graduação. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio. Rio de Janeiro, 2021b.

ROQUE, P.O.B.; Análise Numérica da Ruptura do Quebra-Mar do Terminal Portuário de Sergipe. Rio de Janeiro: 2021. 176p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2021.

ROSCOE, K. H.; BURLAND, J. B. On the generalized Stress-Strain Behavior of 'wet' Clay. in Engineering Plasticity. J. Heyman and F. A. Leckie (Eds.), Cambridge: Cambridge University Press, 1968. pp 535-609.

ROSCOE, K.H.; SCHOFIELD, A.N. e THURAIRAJAH, A. (1963b) – Yielding of clays in state wetter than critical, *Géotechnique*, v.13, n.3, pp. 211-240.

ROSCOE, K.H.; SCHOFIELD, A.N. e WORTH, C.P. (1958) – On the yielding of soils, *Géotechnique*, v.8, n.11, pp. 22-53.

SAKAMOTO, M. Y. Solução geotécnica com utilização de EPS em aterros sobre solo mole: Estudo de caso na complementação do aterro de encontro à ponte sobre o Rio Luís Alves – duplicação BR-470. Florianópolis, 2018. 200p. TCC (Trabalho de Conclusão de Curso) Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

SANCHES, J. J.; FURLAN, D. C. Notas de aula da disciplina “Métodos Numéricos”. Departamento de informática. Universidade Federal do Paraná – UFPR. Curitiba, 2007.

SANDRONI, S. S. Amostragem indeformada em argilas moles. 1º Simpósio de Prospecção do subsolo, ABMS-NE, Recife. pp. 81-106. 1977.

SANDRONI, S.S., LACERDA, W.A., BRANDT, J.R.T.; Método dos Volumes para Controle de Campo da Estabilidade de Aterros sobre Argilas Moles. *Solos e Rochas*, n 27. p 25-35. São Paulo, 2004

SCHANZ, T., VERMEER, P.A.; BONNIER, P.G. (1999) - *The Hardening Soil Model: formulation and verification*, Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 Years of Plaxis, Balkema, 281-290.

SCHMIDT, C. A. B.; Uma análise de recalque pelo método de Asaoka modificado com enfoque probabilístico. 1992. 507p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro- UFRJ. Rio de Janeiro. 1992.

SCHNAID, F. In Situ Testing in Geomechanics. 1. ed. Oxon: Taylor & Francis, 2009. v. 1. 329 p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. (2012) Ensaios de Campo, 2o ed, Oficina de Textos, São Paulo.

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. Critical State Soil Mechanics. London: McGraw-Hill Book Company, 1968.

SENNESET. K.; SANDVEN. R. JANBU.N. (1989) Evaluation of the soil parameters from piezocone tests. Transportation Research Record 1235: 24–37.

SILVA, J.P.M.; Os Métodos De Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes. Dissertação (Mestrado Integrado em Engenharia Civil) Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.

SKEMPTON, A. W. (1954). The pore-pressure coefficients A and B. Géotechnique, Vol. 4, No. 4, pp. 143-147.

SMITH, I.M.; GRIFFITHS, D.V. (1988) Programming the finite element method (2nd edition). John Wiley & Sons Ltd. Chichester, UK.

SOARES, P.M.C.; Busca da Superfície de Ruptura Crítica na Análise Tridimensional de Estabilidade de Taludes. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal de Goiás, 2010.

SONG, E.X. (1990). Elasto-plastic consolidation under steady and cyclic loads. Ph.d thesis, Delft University of Technology, The Netherlands.

SUGUIO, K. Tópicos de Geociências para o Desenvolvimento Sustentável: as Regiões Litorâneas. Revista do Instituto de Geociências – USP. São Paulo, 2003.

ŠUKLJE, L. (1957). The analysis of the consolidation process by the isotaches method. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, London, pp. 200–206.

TAYLOR D. W., 1942, “Research on Consolidation of Clays”, Dept. of Civil and Sanitary Eng., M.I.T, serial 82 (August), 145p;

TAYLOR, D.W. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics. New York: John Wiley and Sons, First edition.

TERZAGHI, K. (1936). The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge, Massachusetts 1, 54-56.

VERMEER, P. A.; VERRUIJT, A. (1981). An accuracy condition for consolidation by finite elements. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 5(1), 1–14. doi:10.1002/nag.1610050103

VERMEER, P.A.; NEHER, H. (1999). A soft soil model that accounts for creep. DOI:10.1201/9781315138206-24. In: Beyond 2000 in Computational Geotechnics — Ten Years of Plaxis International(ed. R.B.J. Brinkgreve), Balkema, Rotterdam, 249-261.

WATABE, Y.; LEROUEIL, S. (2012). Modeling and Implementation of the Isotache Concept for Long-Term Consolidation Behavior. International Journal of Geomechanics. 15. A4014006. 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000270.

WATABE, Y.; UDAKA, K.; NAKATANI, Y.; LEROUEIL, S. (2012). Long-term consolidation behavior interpreted with isotache concept for worldwide clays. Soils Found., 52(3), 449–464.

WELTMAN, A. J.; HEAD, J. M. Site investigation manual. CIRIA Special Publication 25, 1983. (PSA Civil Eng. Tech. Guide, v. 35).

WONG, Y. K (2013) - Comparison of Drainage Line Elements in PLAXIS 2D and 3D applied in Consolidating Marine Clay Deposits. Soft Soil Engineering International Conference 2013, Kuching, Sarawak, Malaysia /

WOOD, D. M. (1990) – Soil behavior and critical state soil mechanics, Cambridge University Press, 462 p.

ZIENKIEWICZ, O.C. (1967). The finite element method, McGraw-Hill Publishing Company, New York (1st edition 1967, 3rd edition 1977).

APÊNDICE A – Perfis SPT e I_{CRW}

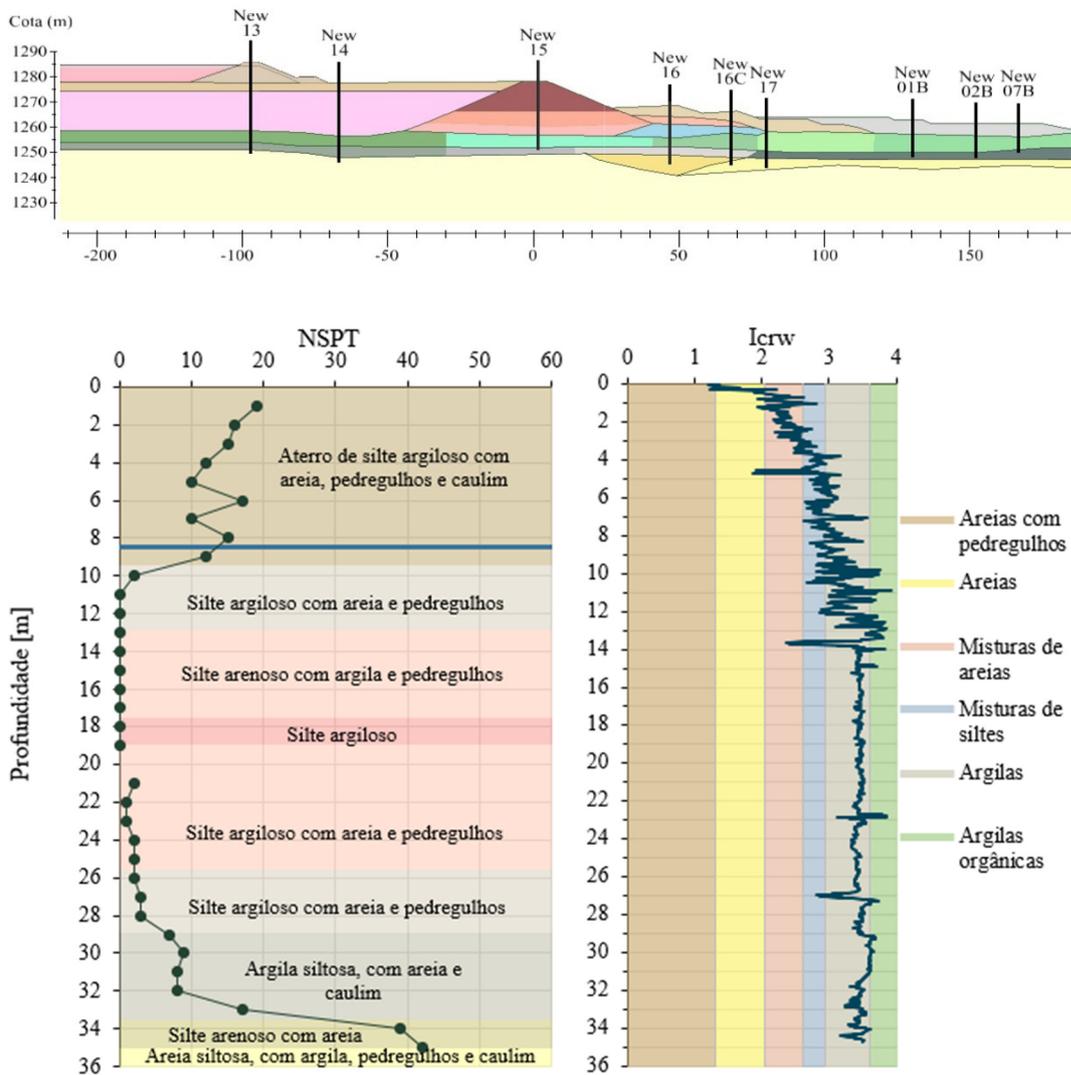


Figura 7.1 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 13

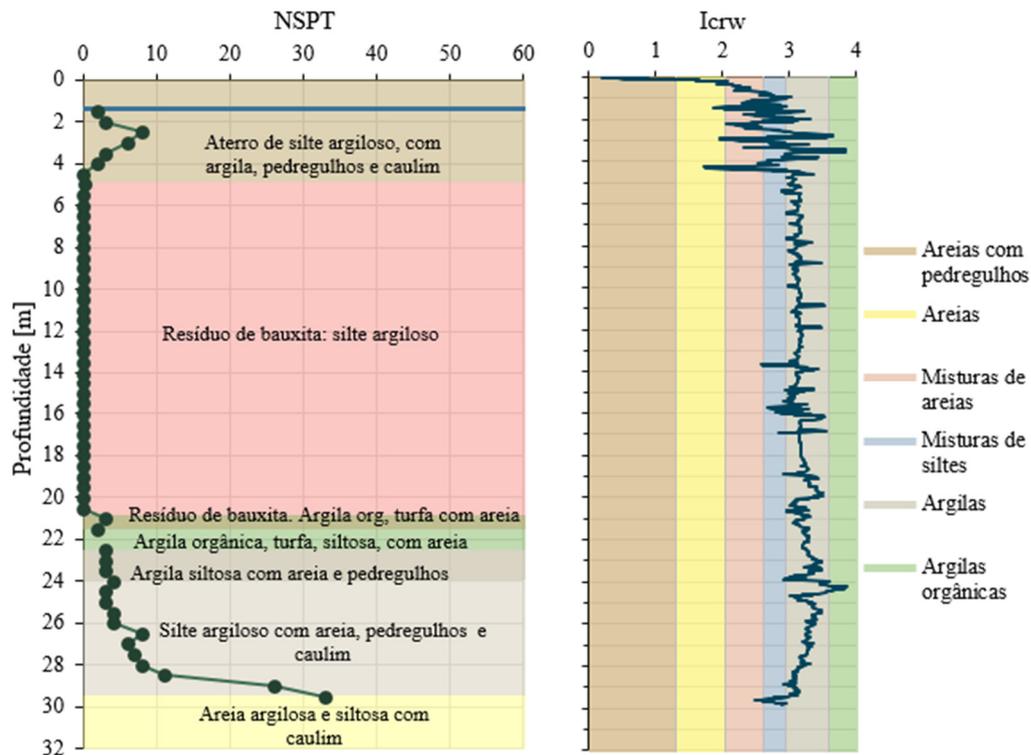


Figura 7.2 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 14

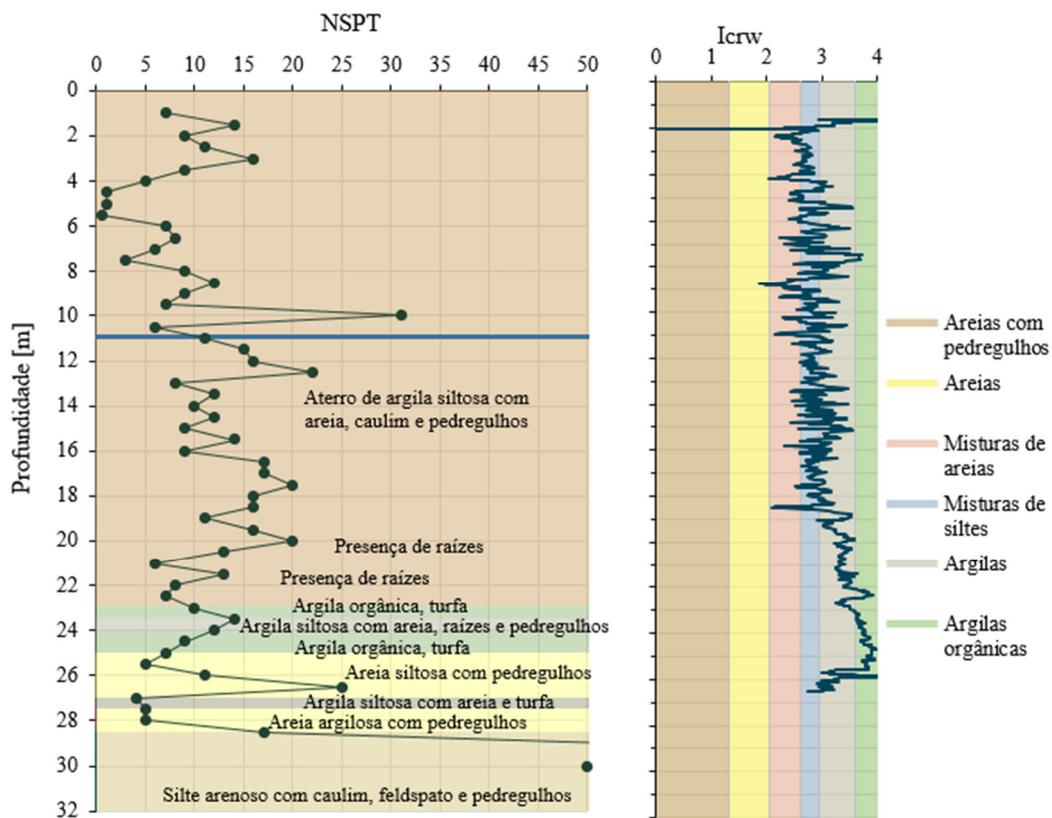


Figura 7.3 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 15B

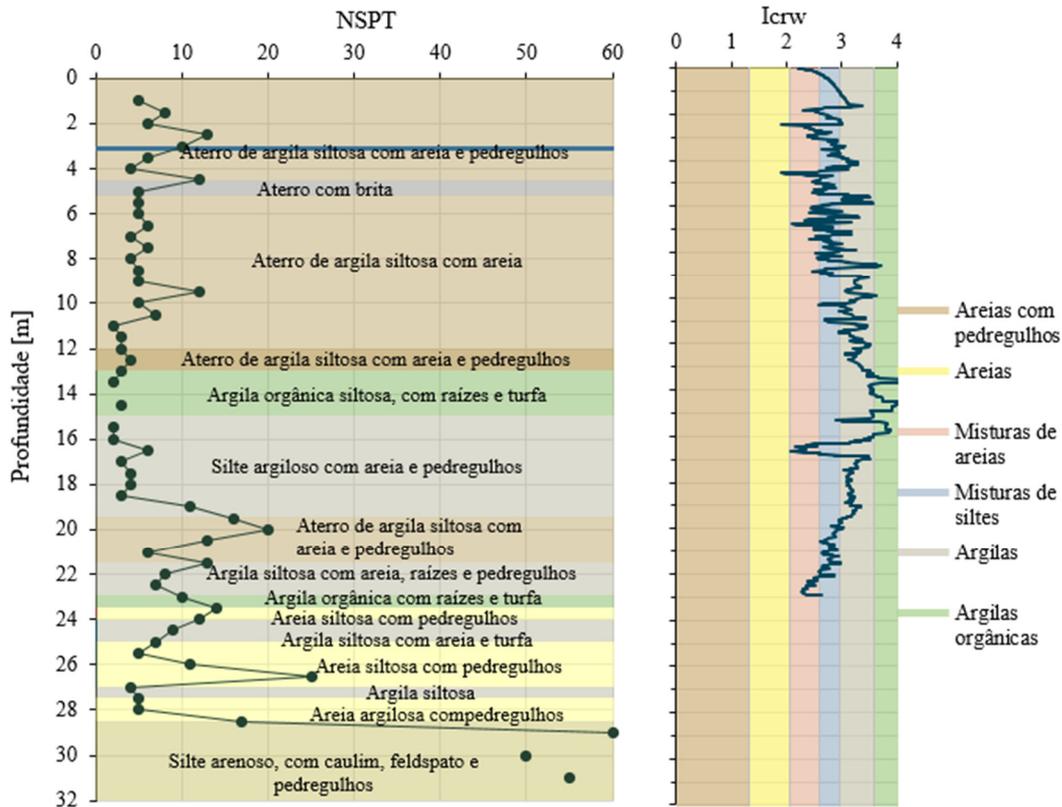


Figura 7.4 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 16

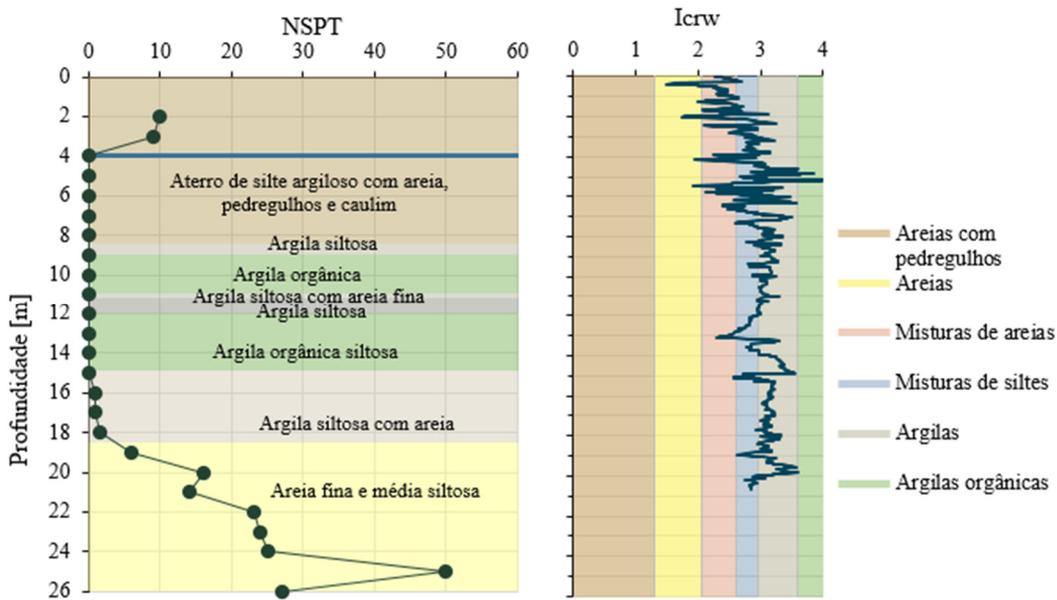


Figura 7.5 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 16C

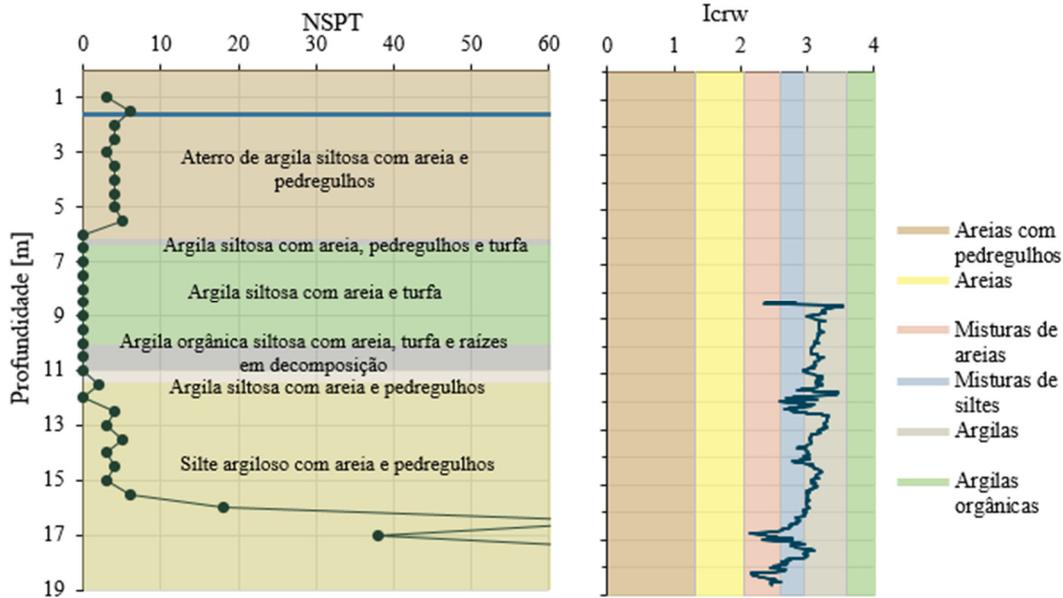


Figura 7.6 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 17

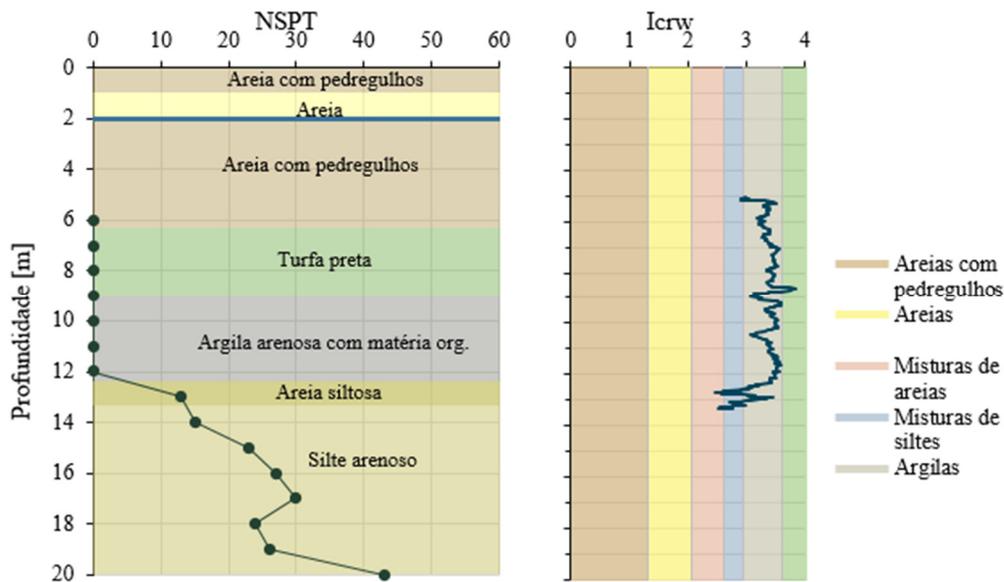


Figura 7.7 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 01B

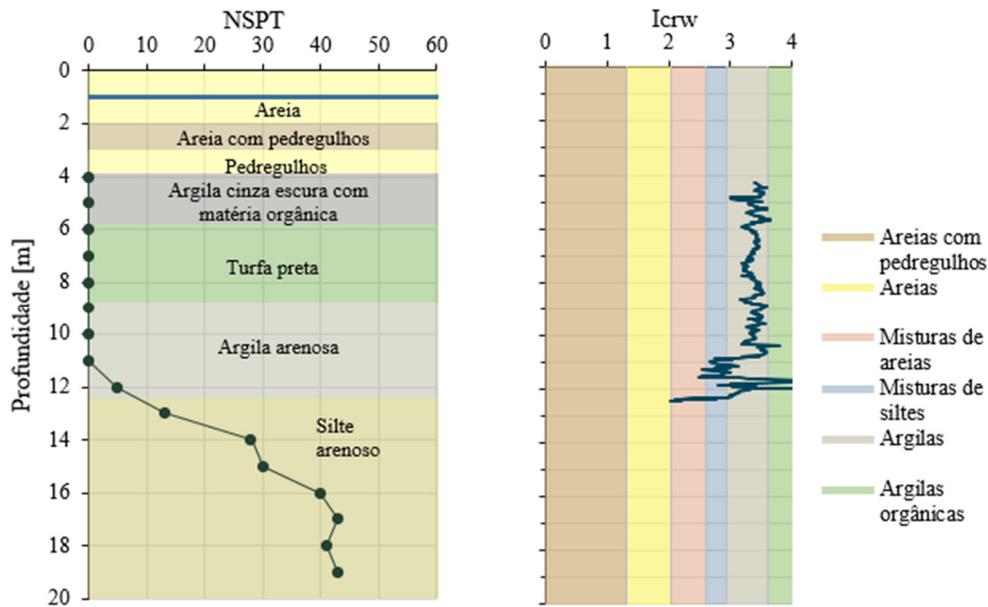


Figura 7.8 Perfis obtidos com o ensaio SPT e com a classificação do CPTu na estação New 02B

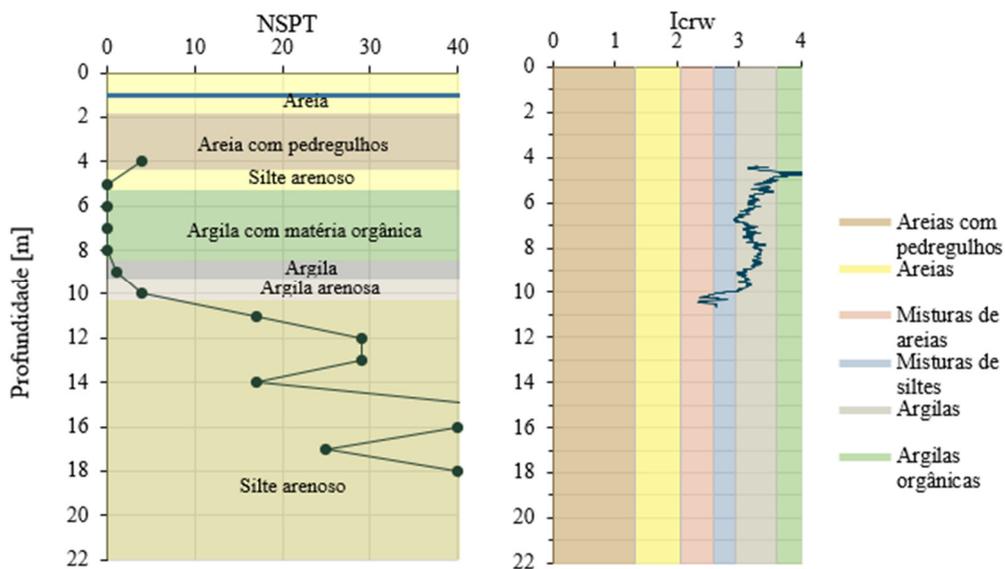
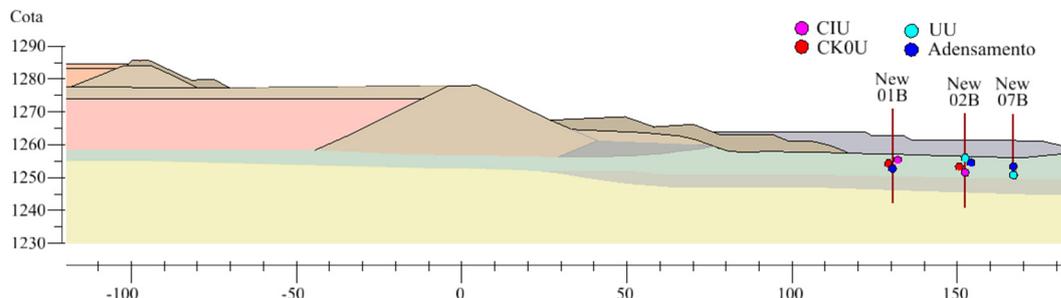


Figura 7.9 Perfis obtidos com o ensaio SPT (vertical 03B) e com a classificação do CPTu na estação New 07B

APÊNDICE B – Resultados Soil Test

Localização dos ensaios de laboratório:

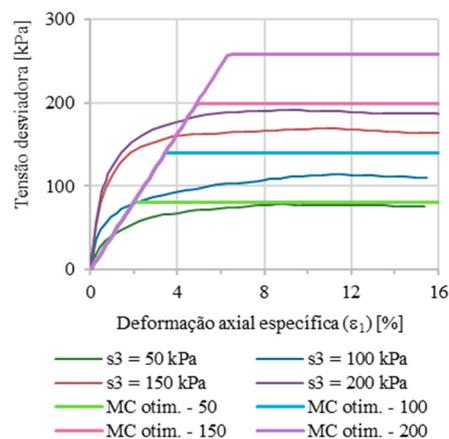
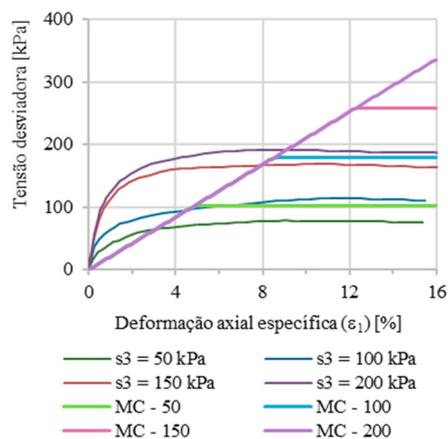


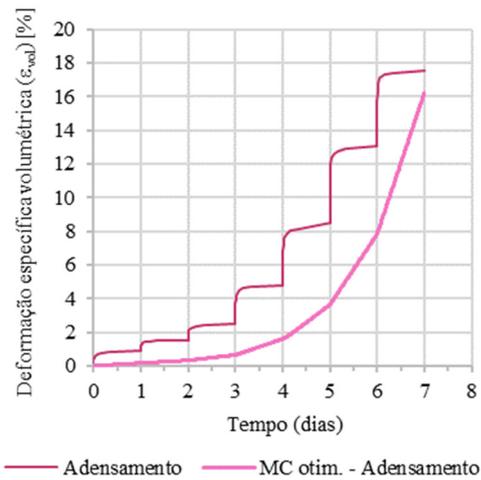
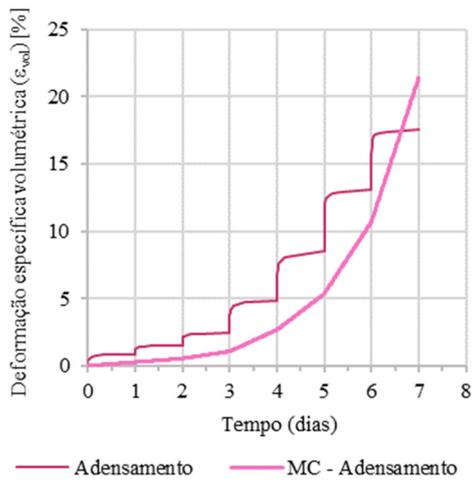
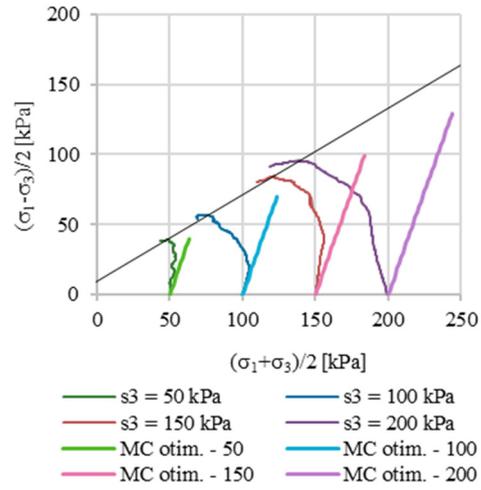
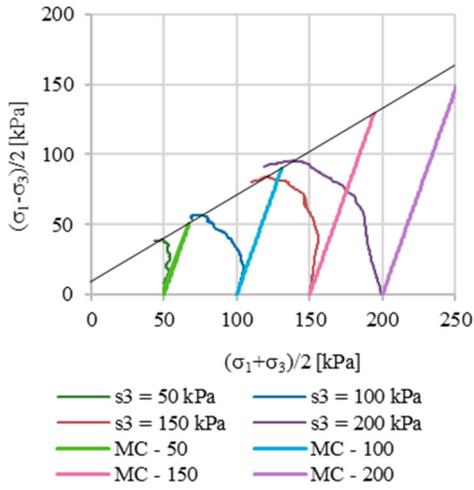
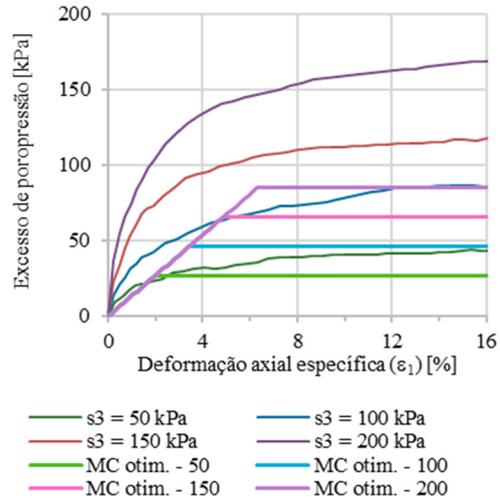
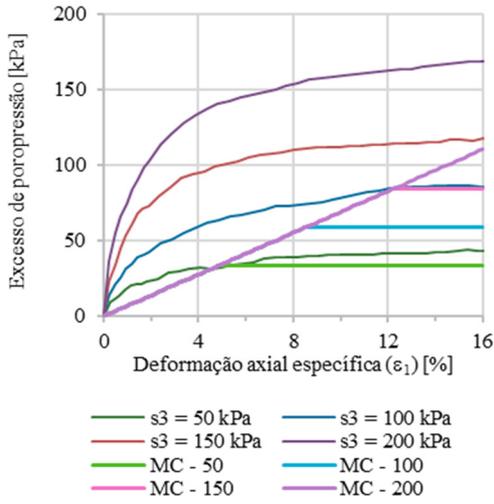
Estação New 01B

Simulação do ensaio CIU

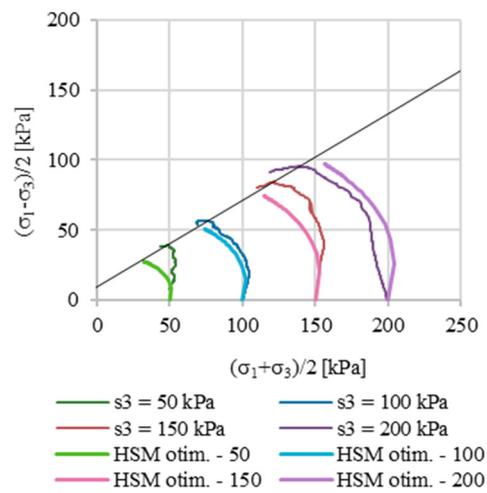
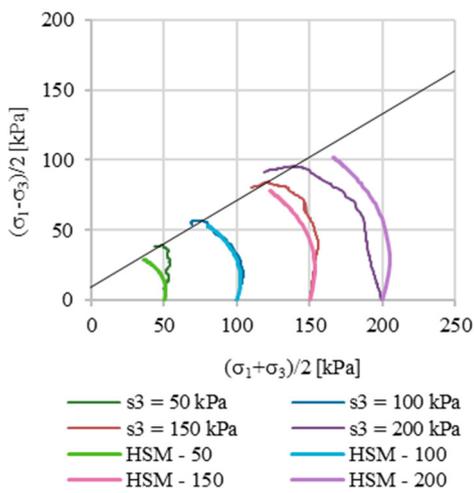
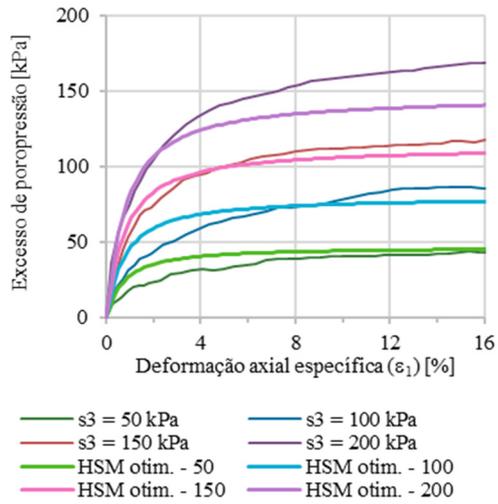
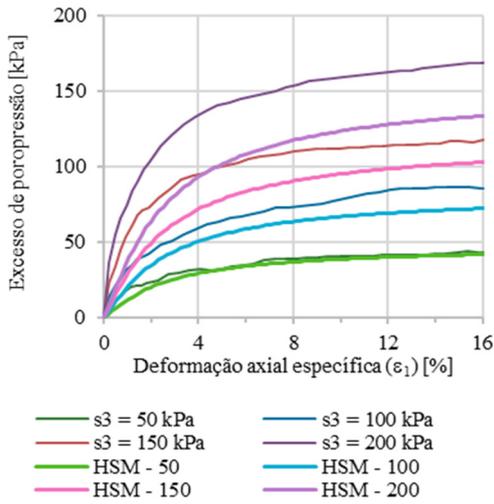
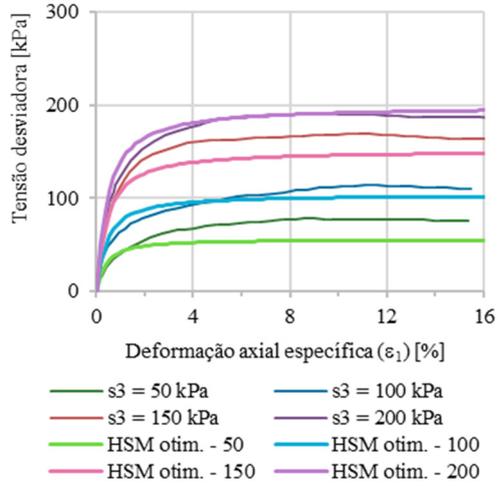
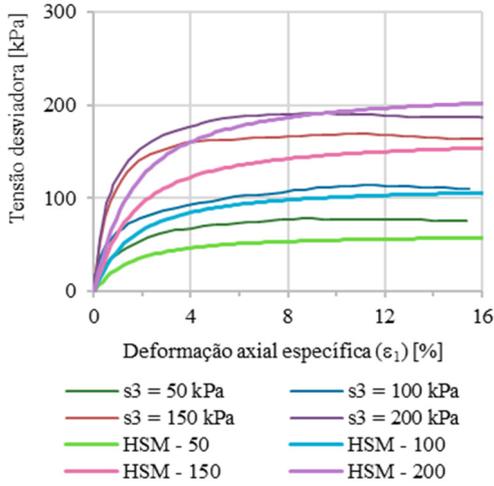
Modelo Constitutivo	Parâmetro inicial	Parâmetro otimizado	Faixa de variação analisada
Mohr-Coulomb	$E' = 1.685 \text{ kPa}$	$E' = 3.050 \text{ kPa}$	1000 – 3500
	$\nu' = 0,2 \text{ (estimado)}$	$\nu' = 0,12$	0,1 – 0,3
	$c' = 11,7 \text{ kPa}$	$c' = 9,96 \text{ kPa}$	5,0 – 15,0
	$\phi' = 38^\circ$	$\phi' = 29,57^\circ$	25 – 38
Hardening Soil	$\nu_{ur}' = 0,2 \text{ (estimado)}$	$\nu_{ur}' = 0,21$	0,1 – 0,3
	$E_{oed} = 1.872 \text{ kPa}$	$E_{oed} = 1.393 \text{ kPa}$	1000 – 2500
	$E_{50} = 2.340 \text{ kPa}$	$E_{50} = 3.399 \text{ kPa}$	2000 – 3500
	$m = 1,0 \text{ (estimado)}$	$m = 0,977$	0,5 – 1,0
	$R_f = 0,9 \text{ (estimado)}$	$R_f = 0,92$	0,88 – 0,97
	$c' = 11,7 \text{ kPa}$	$c' = 11,4 \text{ kPa}$	5 – 15
	$\phi' = 38^\circ$	$\phi' = 34,65^\circ$	25 - 38
Soft Soil Creep	$\lambda^* = 0,0573$	$\lambda^* = 0,09$	0,01 – 0,5
	$\kappa^* = 0,00703$	$\kappa^* = 0,00703$	0,005 – 0,01
	$\phi' = 38^\circ$	$\phi' = 33,23^\circ$	25 – 38
	$K_0 = 0,38$	$K_0 = 0,59$	0,35 – 0,7

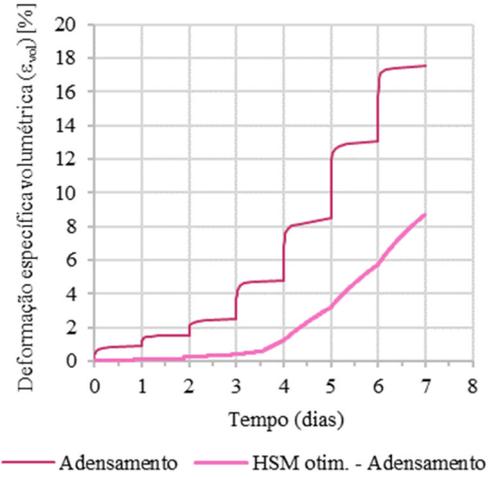
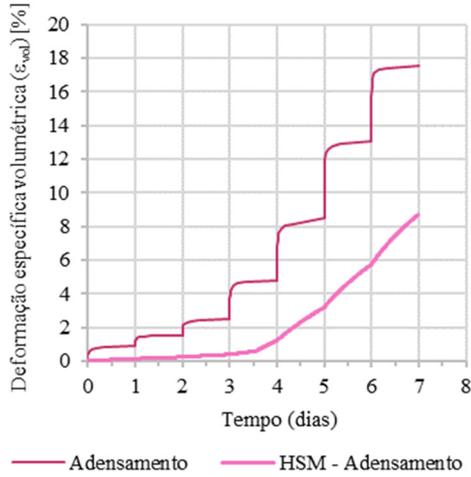
Mohr-Coulomb



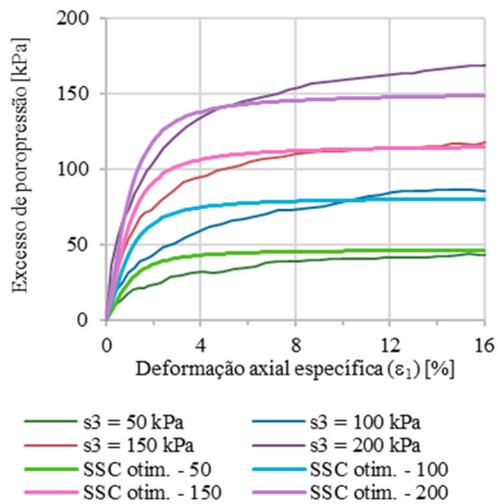
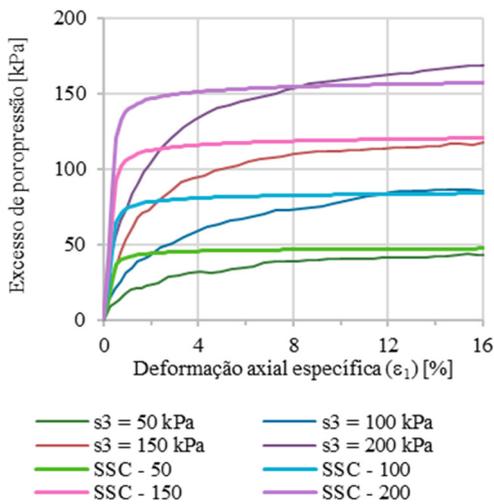
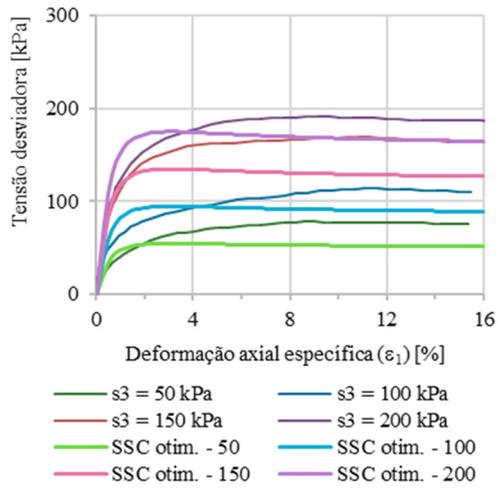
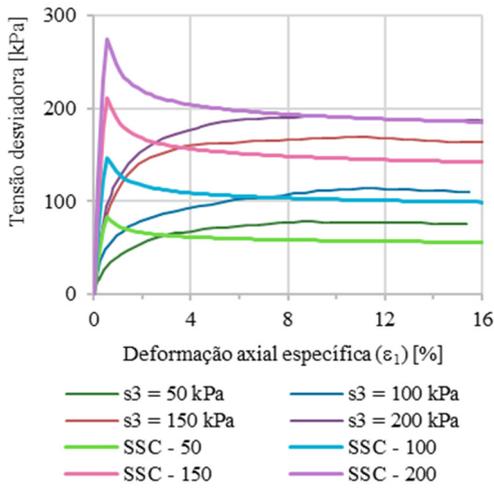


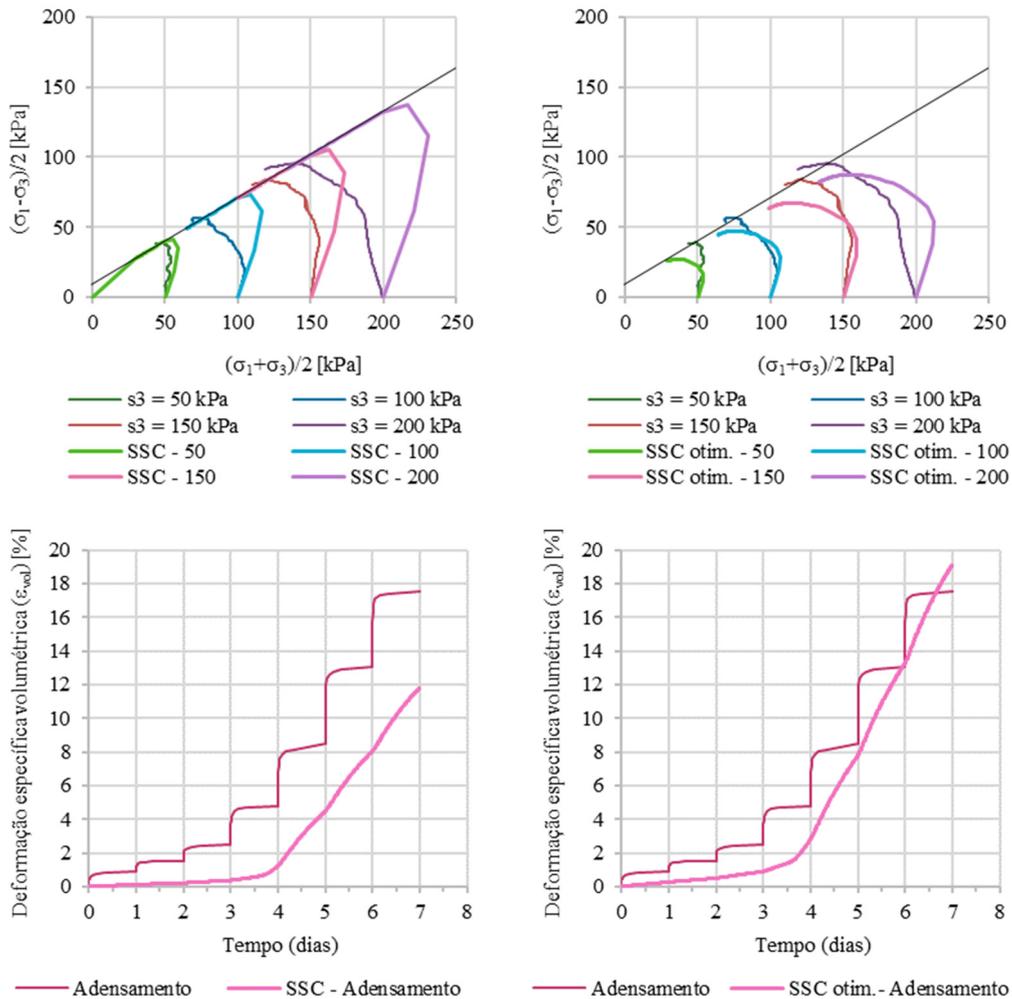
Hardening Soil





Soft Soil Creep

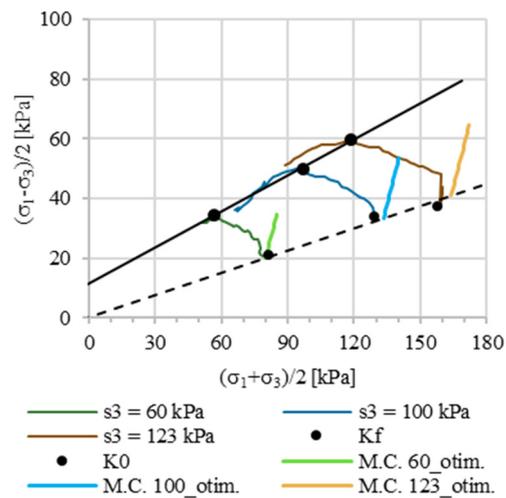
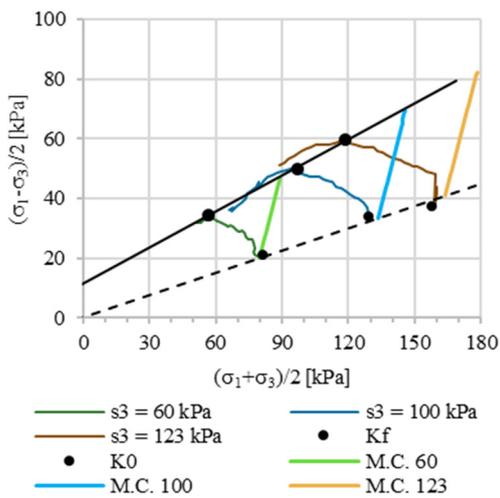
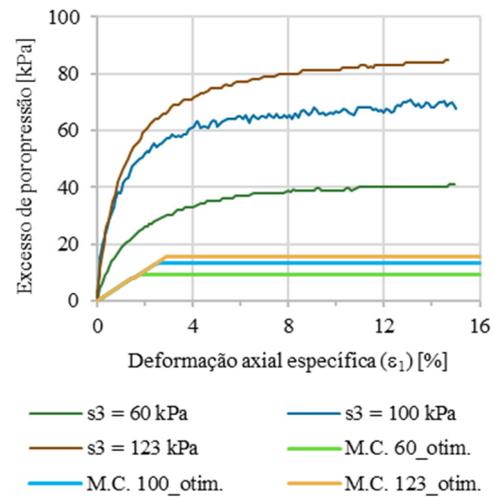
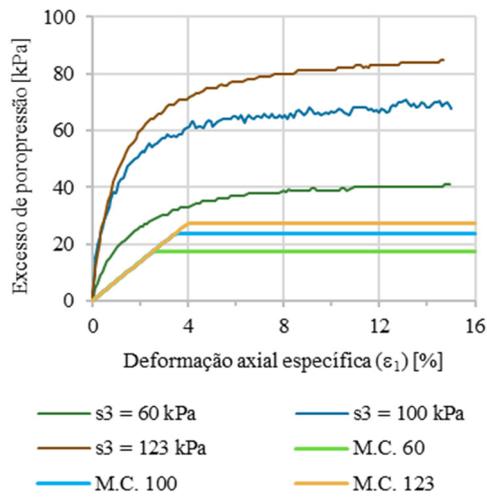
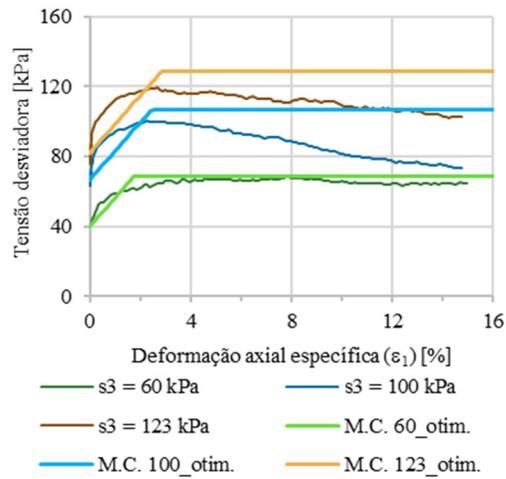
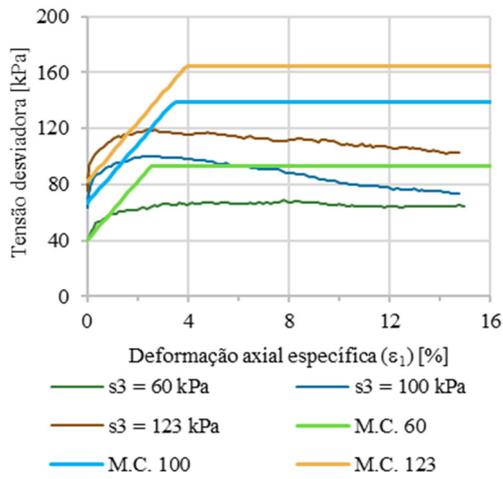


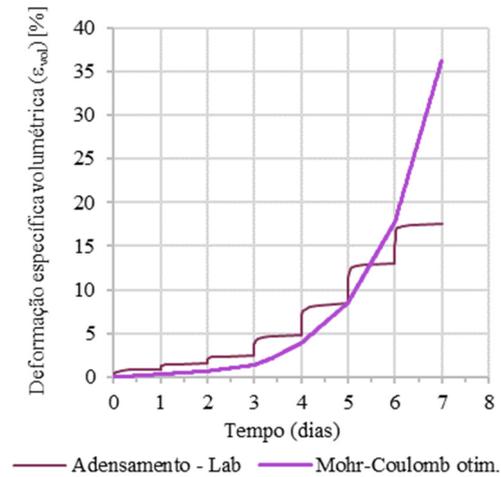
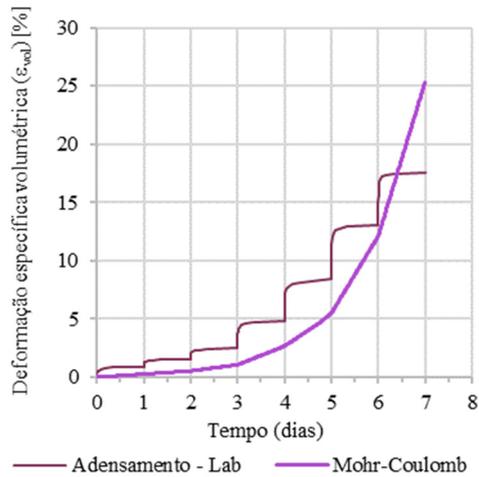


Simulação do ensaio CK0U

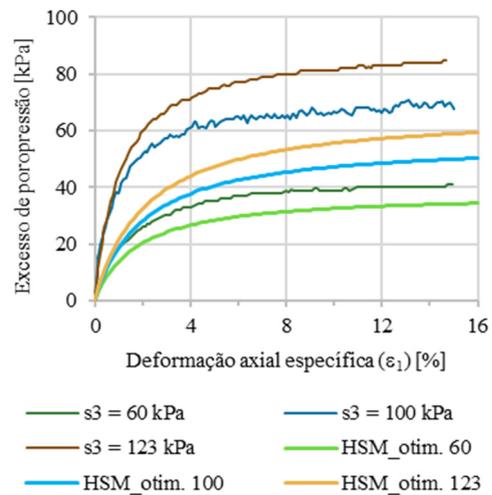
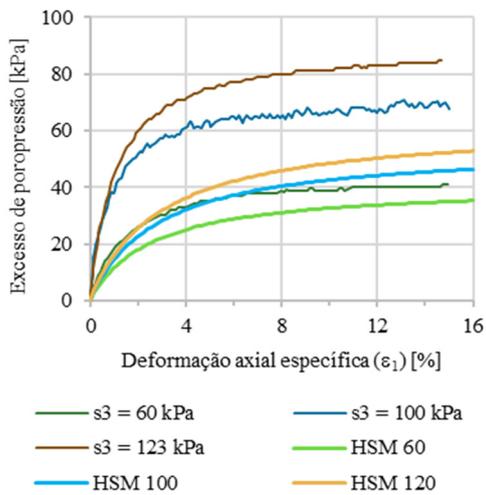
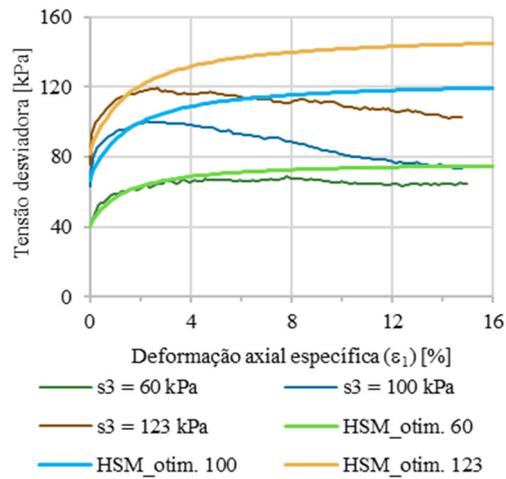
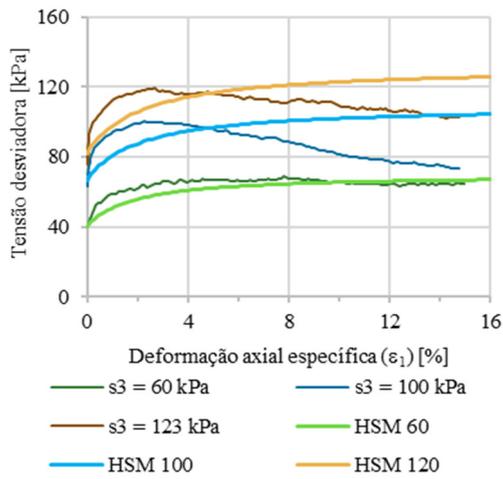
Modelo Constitutivo	Parâmetro inicial	Parâmetro otimizado	Faixa de variação analisada
Mohr-Coulomb	$E' = 1.685$ kPa	$E' = 1303$ kPa	800 – 3500
	$\nu' = 0,2$ (estimado)	$\nu' = 0,195$	0,1 – 0,3
	$c' = 12$ kPa	$c' = 5,45$ kPa	5,0 – 15,0
	$\phi' = 23,6^\circ$	$\phi' = 20,18^\circ$	20 – 35
Hardening Soil	$E_{oed} = 1.872$ kPa	$E_{oed} = 1985$ kPa	800 – 3000
	$E_{50} = 2.340$ kPa	$E_{50} = 2815$ kPa	1000 – 3500
	$m = 1,0$ (estimado)	$m = 0,80$	0,4 – 1,0
	$R_f = 0,9$ (estimado)	$R_f = 0,94$	0,9 – 0,99
	$c' = 12$ kPa	$c' = 8,07$ kPa	5 – 15
Soft Soil Creep	$\phi' = 23,6^\circ$	$\phi' = 30,11^\circ$	20 - 35
	$\lambda^* = 0,0573$	$\lambda^* = 0,08$	0,01 – 0,5
	$\kappa^* = 0,00703$	$\kappa^* = 0,0172$	0,005 – 0,03
	$\phi' = 23,6^\circ$	$\phi' = 26,8^\circ$	20 – 30
	$K_0 = 0,60$	$K_0 = 0,69$	0,35 – 0,7

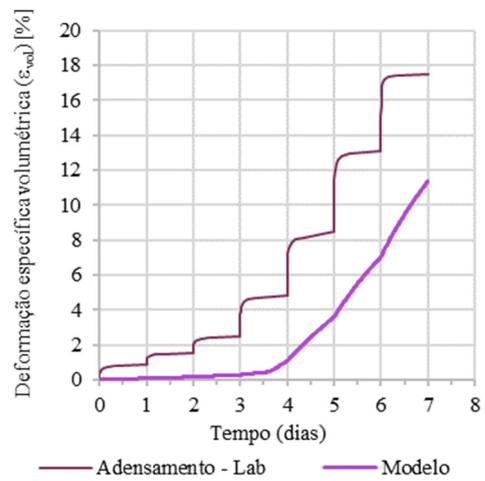
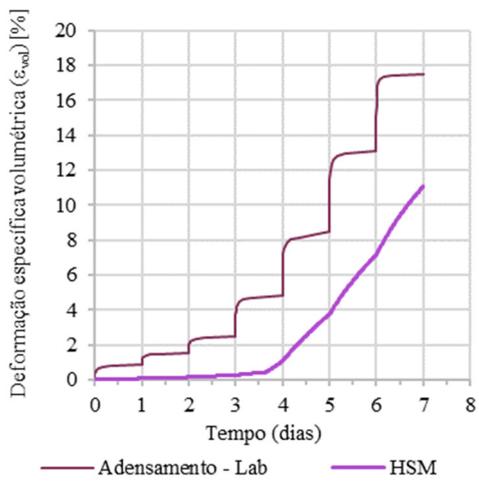
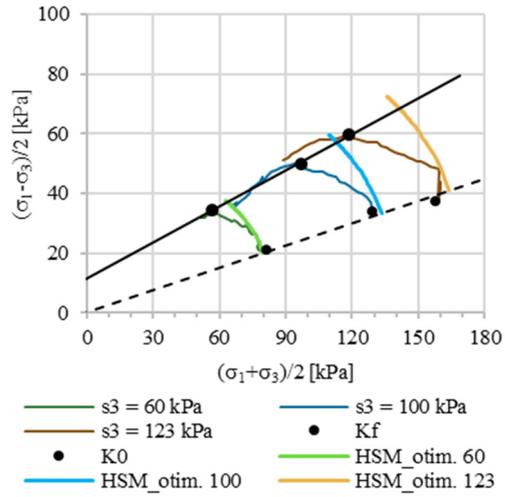
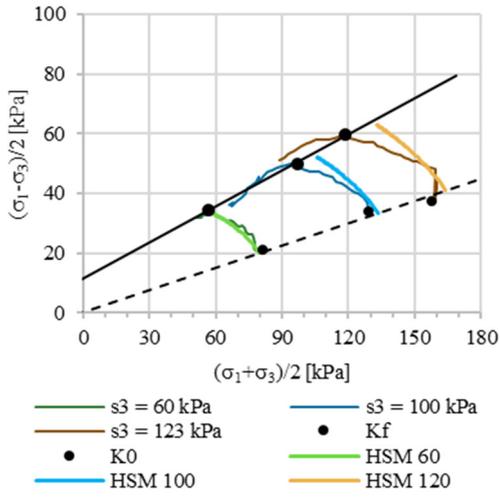
Mohr-Coulomb



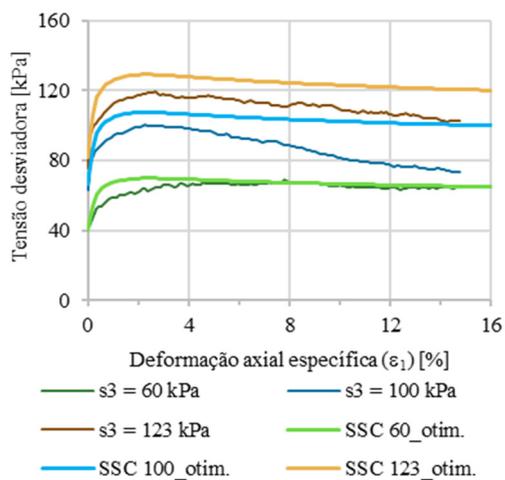
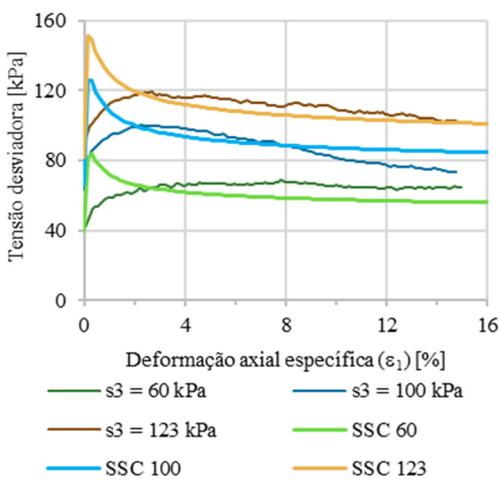


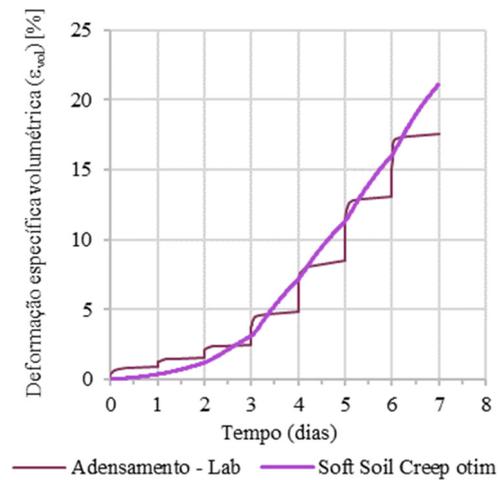
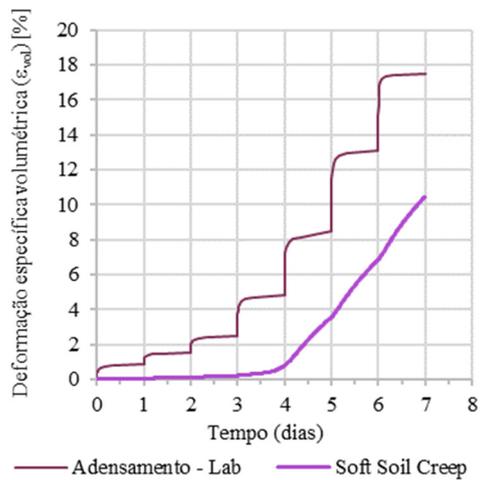
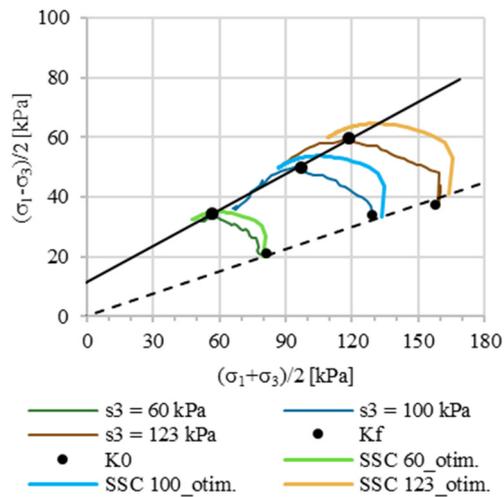
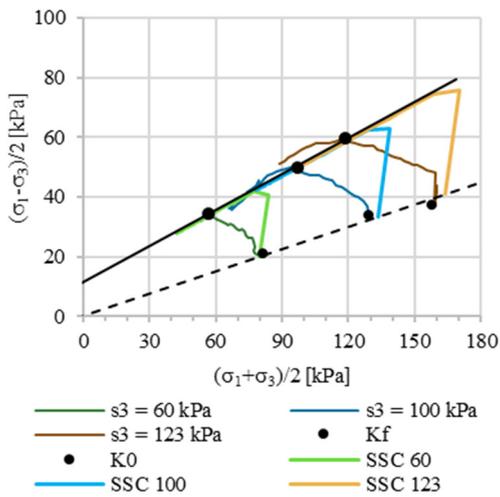
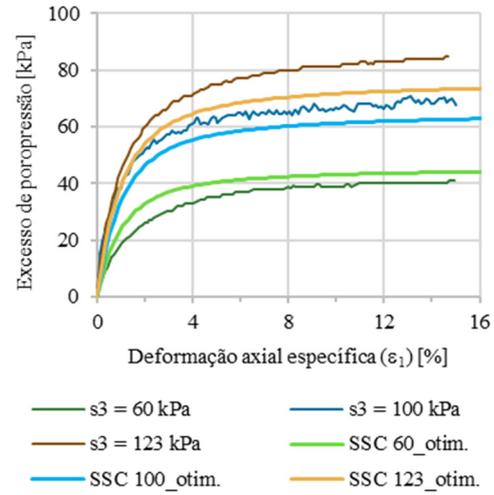
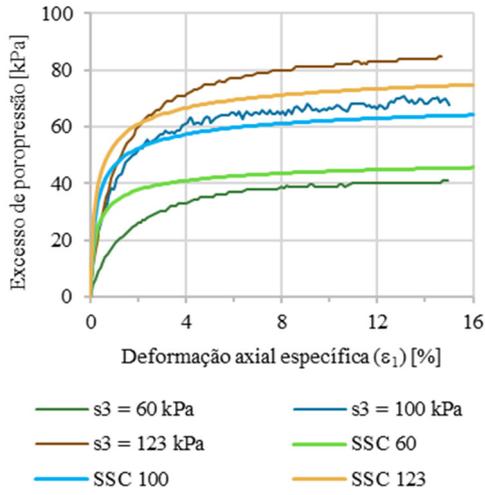
Hardening Soil





Soft Soil Creep



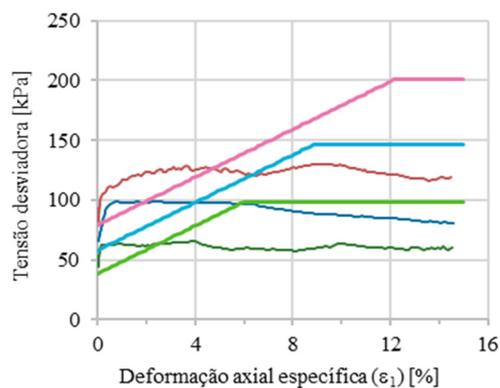


Estação New 02B

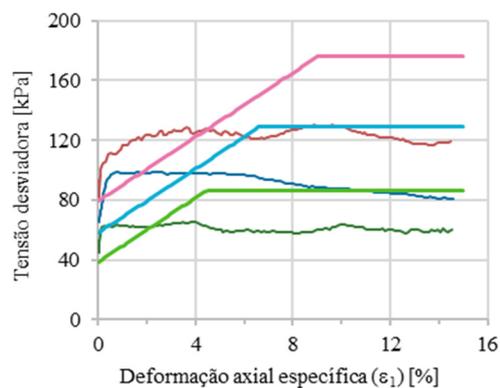
Simulação do ensaio CK0U

Modelo Constitutivo	Parâmetro inicial	Parâmetro otimizado	Faixa de variação analisada
Mohr-Coulomb	$E' = 801$ kPa	$E' = 868,3$ kPa	700 – 2500
	$\nu' = 0,2$ (estimado)	$\nu' = 0,21$	0,1 – 0,3
	$c' = 0$ kPa	$c' = 0,48$ kPa	5,0 – 15,0
	$\phi' = 34^\circ$	$\phi' = 30,09^\circ$	25 – 35
Hardening Soil	$E_{oed} = 890$ kPa	$E_{oed} = 988,8$ kPa	1000 – 2500
	$E_{50} = 1113$ kPa	$E_{50} = 1269$ kPa	2000 – 3500
	$m = 1,0$ (estimado)	$m = 0,55$	0,5 – 1,0
	$R_f = 0,9$ (estimado)	$R_f = 0,92$	0,9 – 0,99
Soft Soil Creep	$\lambda^* = 0,13$	$\lambda^* = 0,16$	0,05 – 0,3
	$\kappa^* = 0,010$	$\kappa^* = 0,00703$	0,005 – 0,01
	$\phi' = 34^\circ$	$\phi' = 34,33^\circ$	25 – 35
	$K_0 = 0,44$	$K_0 = 0,56$	0,35 – 0,7

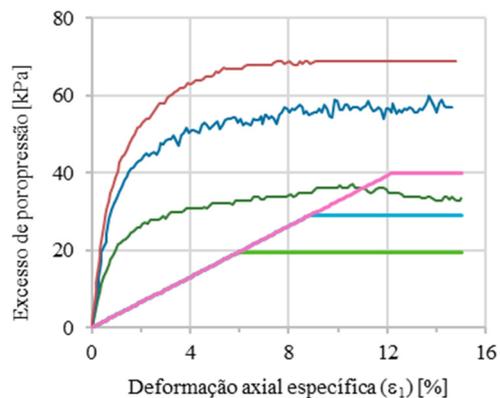
Mohr-Coulomb



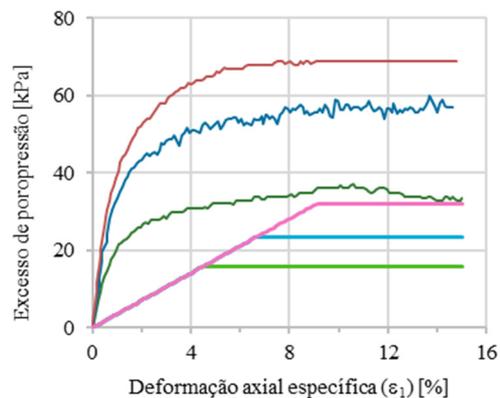
— s3 = 58 kPa — s3 = 87 kPa
 — s3 = 119 kPa — MC - 58
 — MC - 87 — MC - 119



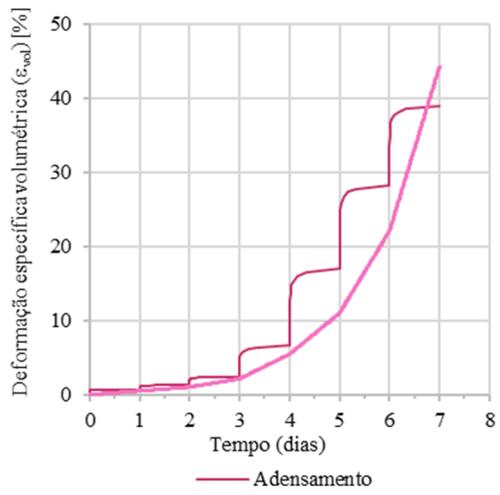
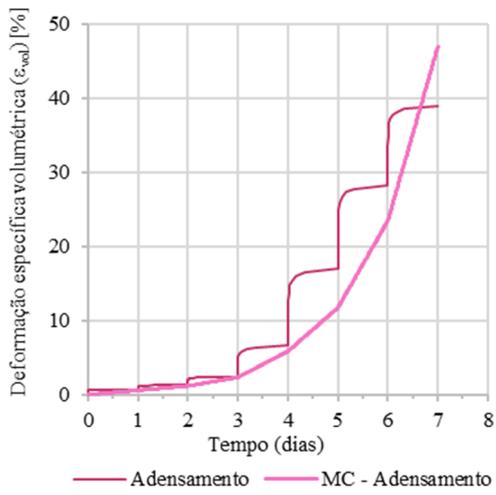
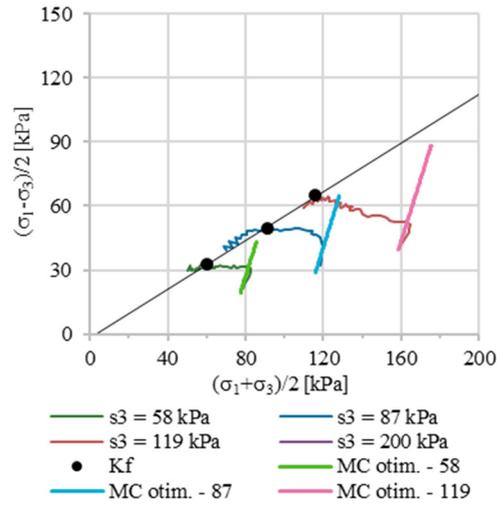
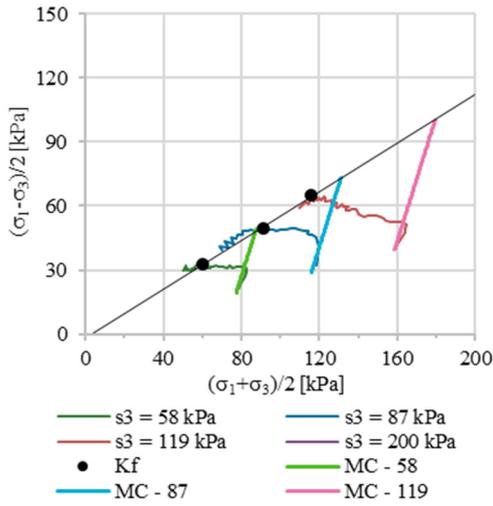
— s3 = 58 kPa — s3 = 87 kPa
 — s3 = 119 kPa — MC otim. - 58
 — MC otim. - 87 — MC otim. - 119



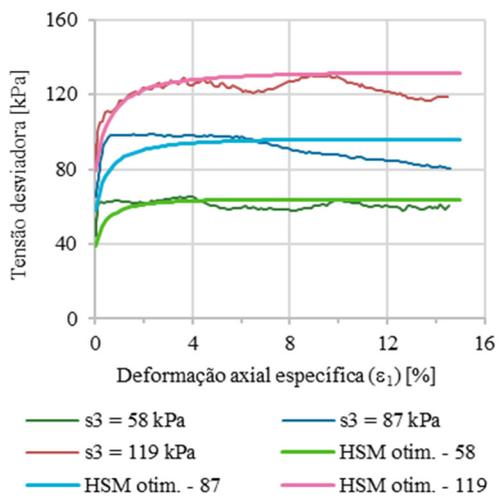
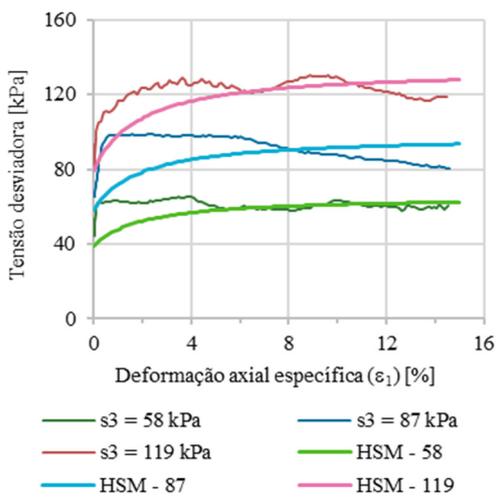
— s3 = 58 kPa — s3 = 87 kPa
 — s3 = 119 kPa — MC - 58
 — MC - 87 — MC - 119

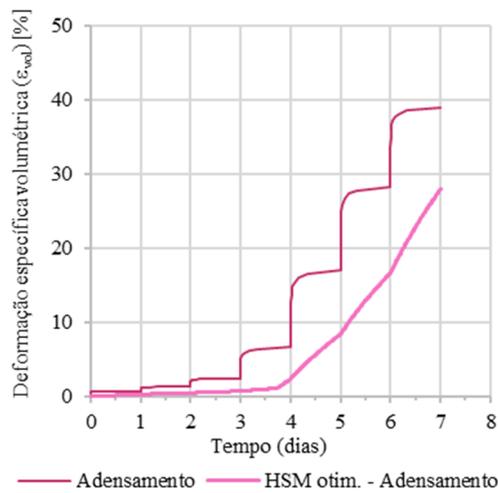
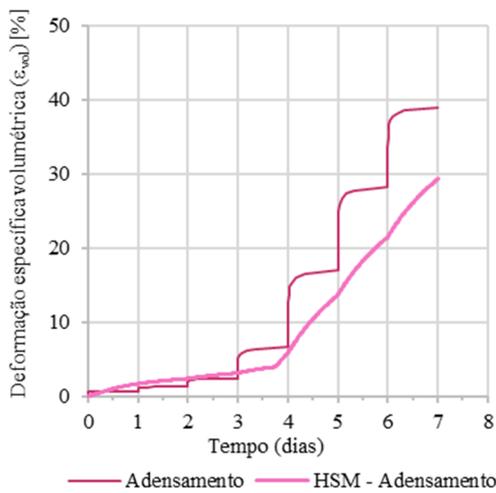
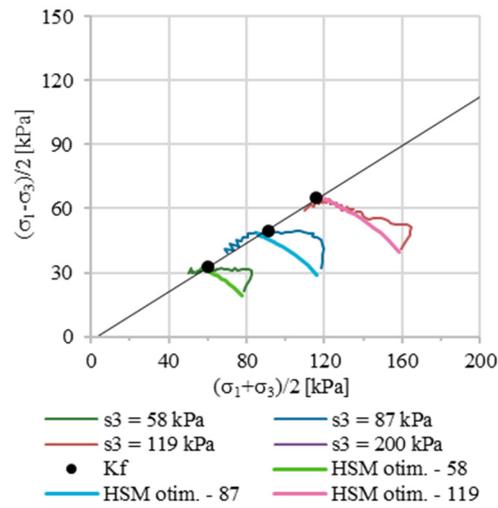
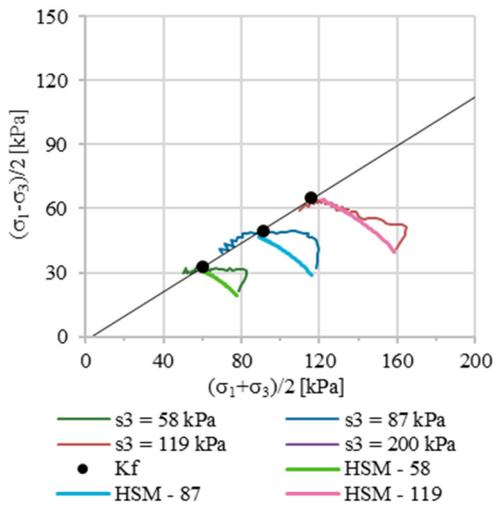
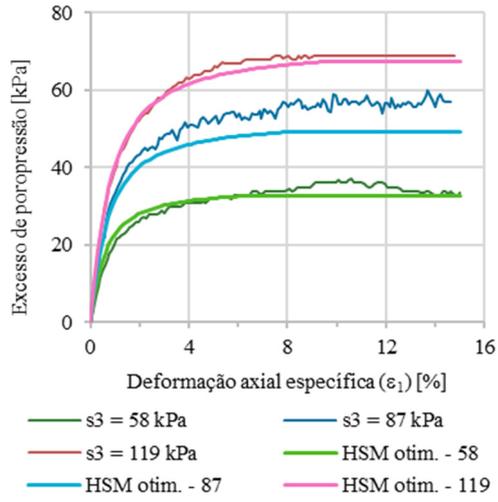
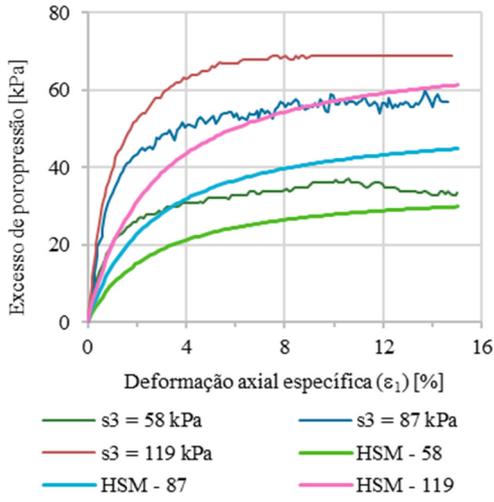


— s3 = 58 kPa — s3 = 87 kPa
 — s3 = 119 kPa — MC otim. - 58
 — MC otim. - 87 — MC otim. - 119

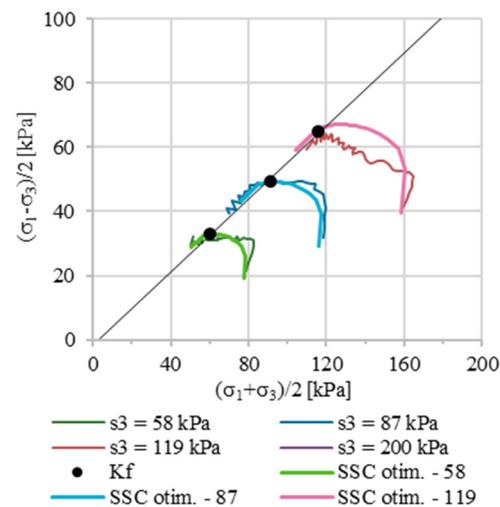
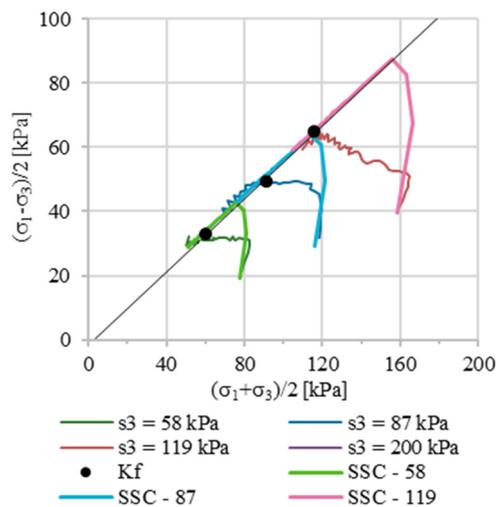
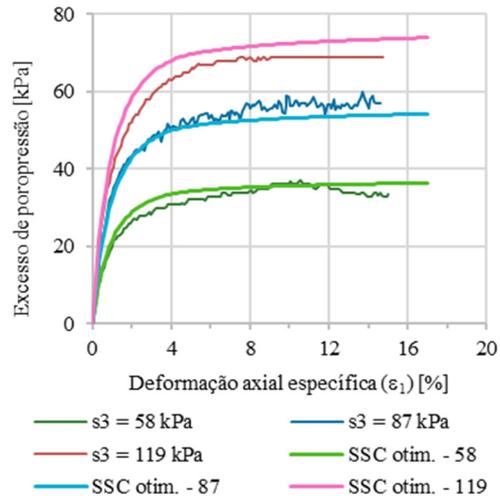
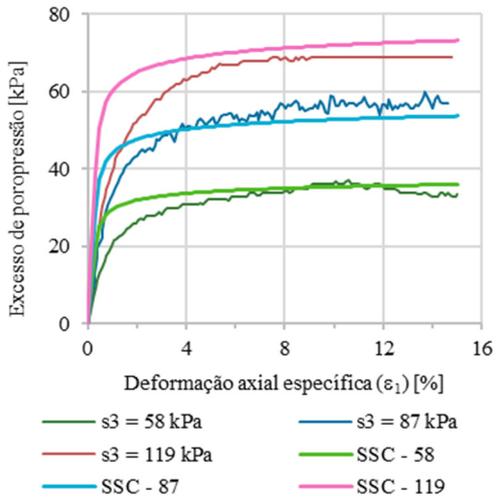
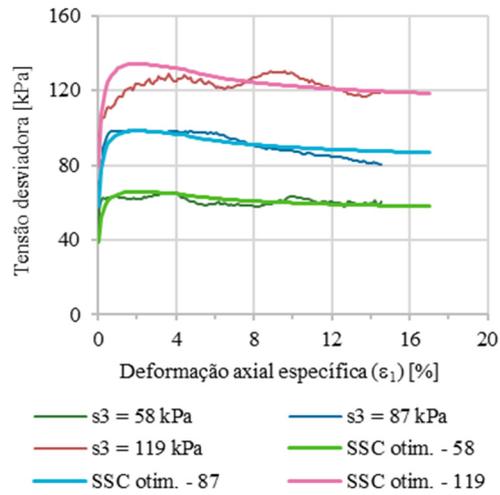
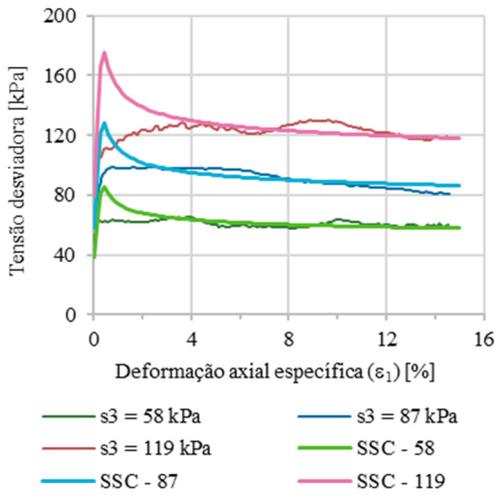


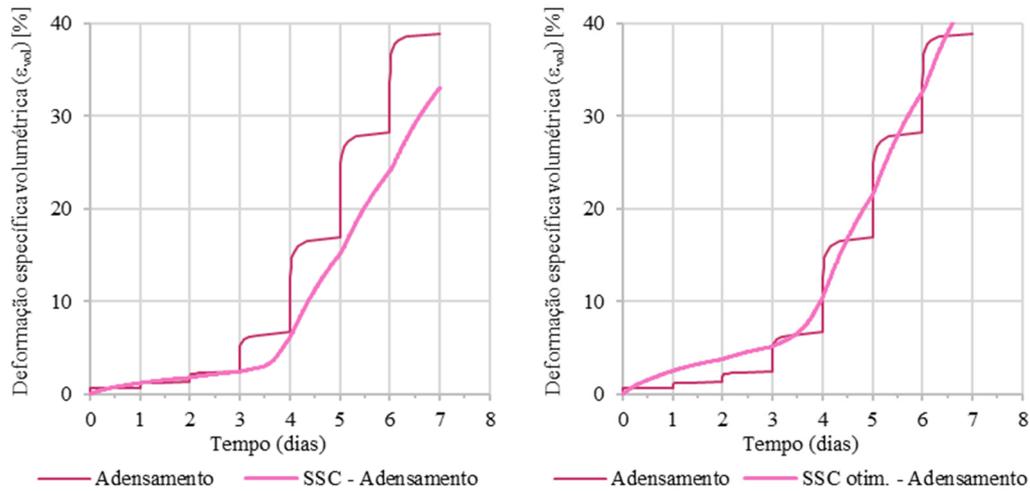
Hardening Soil





Soft Soil Creep

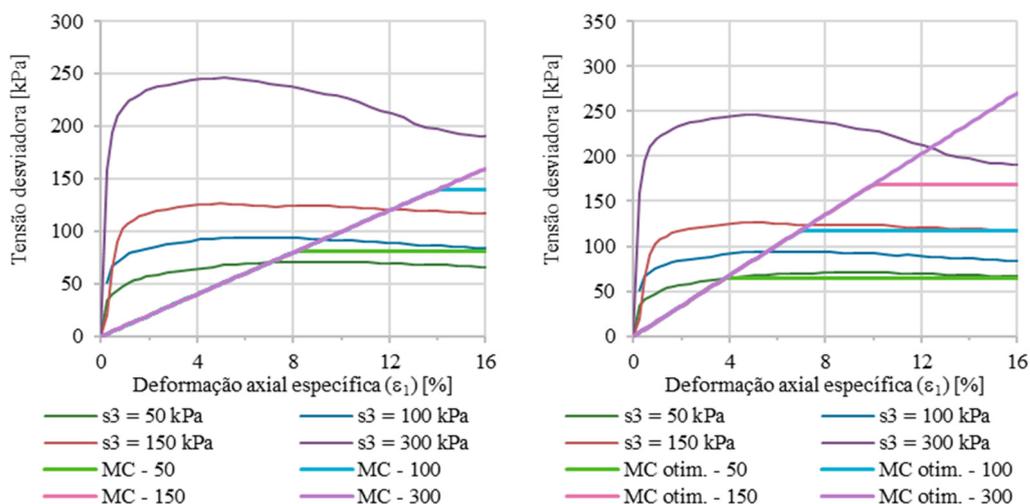


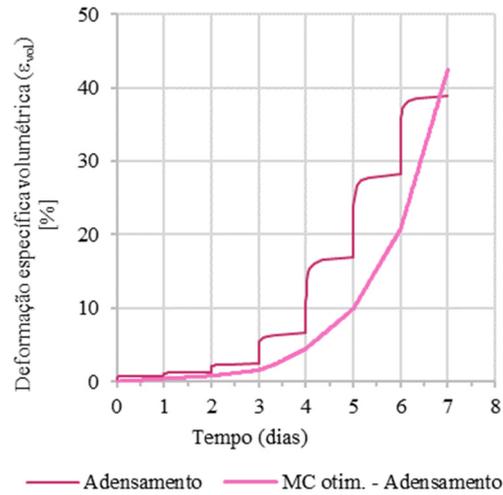
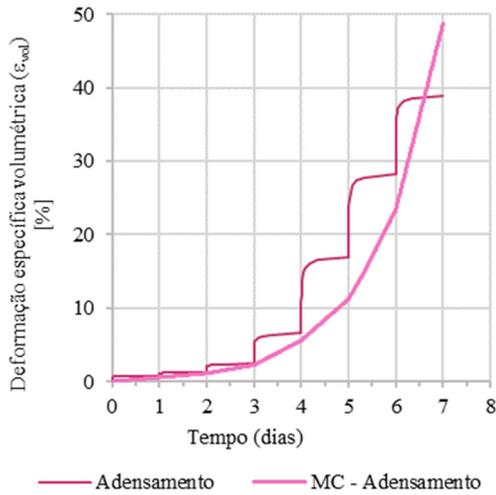
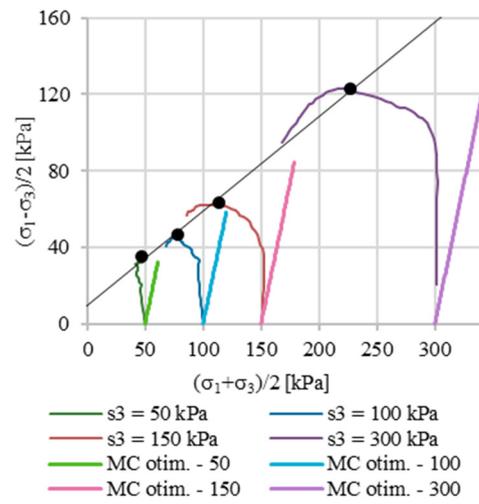
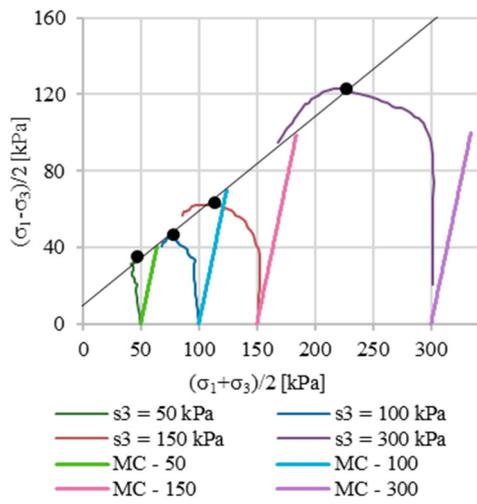
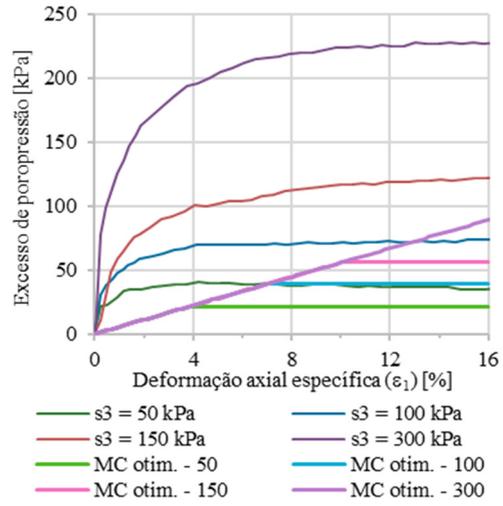
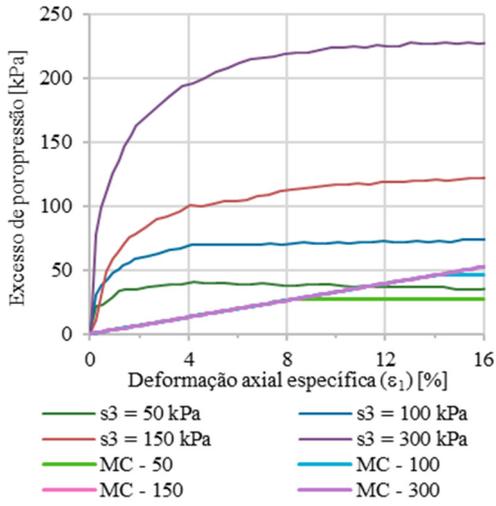


Simulação do ensaio CIU

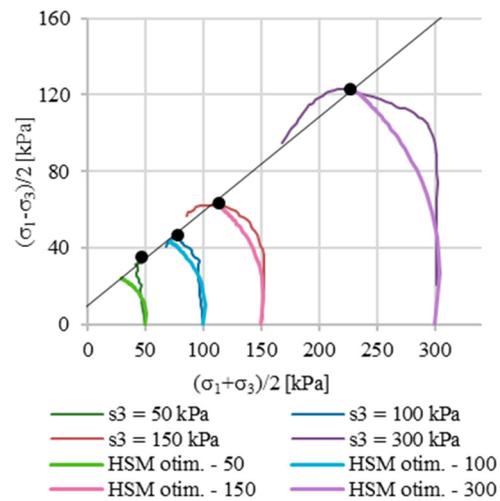
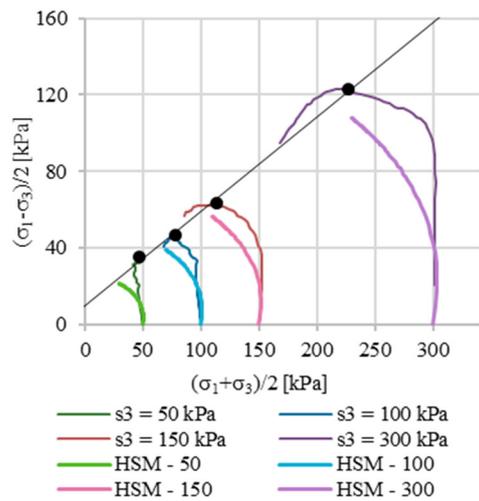
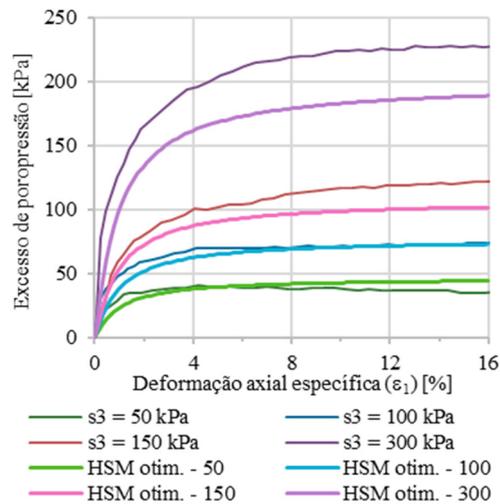
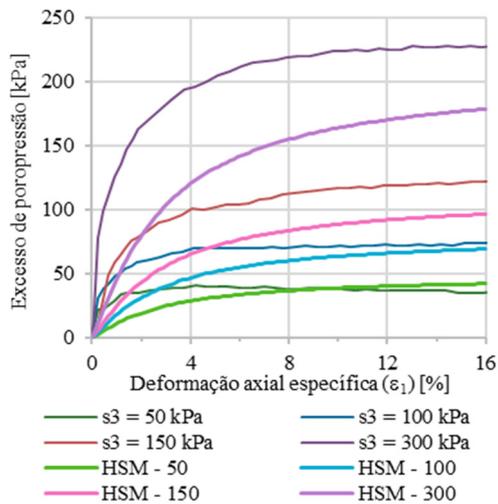
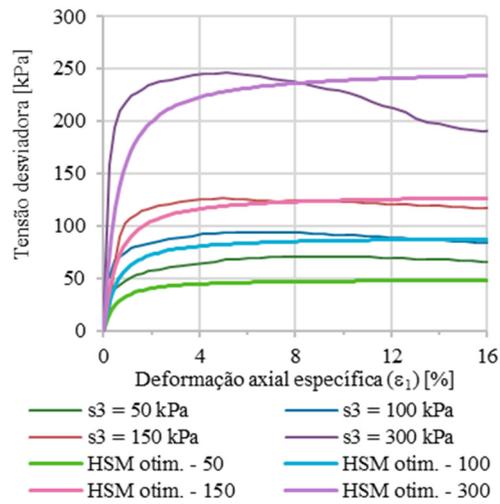
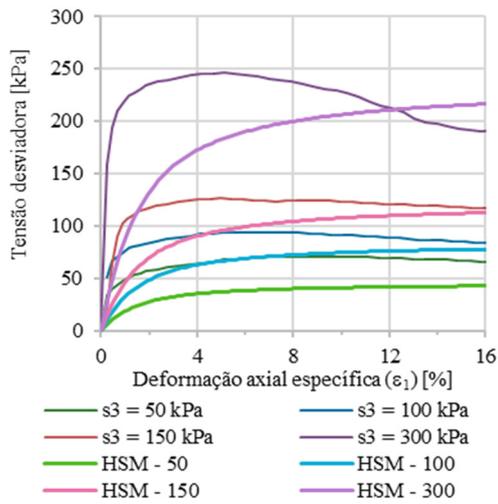
Modelo Constitutivo	Parâmetro inicial	Parâmetro otimizado	Faixa de variação analisada
Mohr-Coulomb	$E' = 801$ kPa	$E' = 1259$ kPa	700 – 2000
	$\nu' = 0,2$ (estimado)	$\nu' = 0,11$	0,1 – 0,3
	$c' = 11$ kPa	$c' = 6,22$ kPa	5,0 – 15,0
	$\phi' = 29^\circ$	$\phi' = 26,2^\circ$	25 – 35
Hardening Soil	$K_0 = 0,6$	$K_0 = 0,53$	0,5 – 0,7
	$E_{oed} = 890$ kPa $E_{50} = 1113$ kPa	$E_{oed} = 837,2$ kPa $E_{50} = 1961$ kPa	1000 – 2500 2000 – 3500
Soft Soil Creep	$\lambda^* = 0,13$	$\lambda^* = 0,237$	0,1 – 0,3
	$\kappa^* = 0,01$	$\kappa^* = 0,027$	0,008 – 0,08
	$\phi' = 29^\circ$	$\phi' = 33,1^\circ$	25 – 35
	$K_0 = 0,6$	$K_0 = 0,57$	0,5 – 0,7

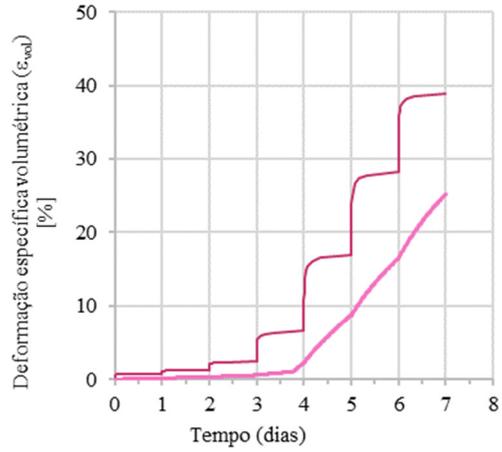
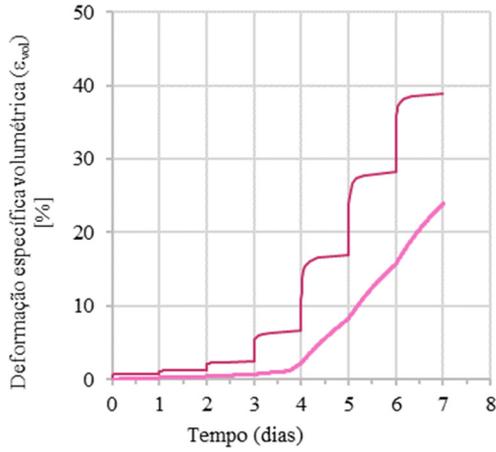
Mohr-Coulomb



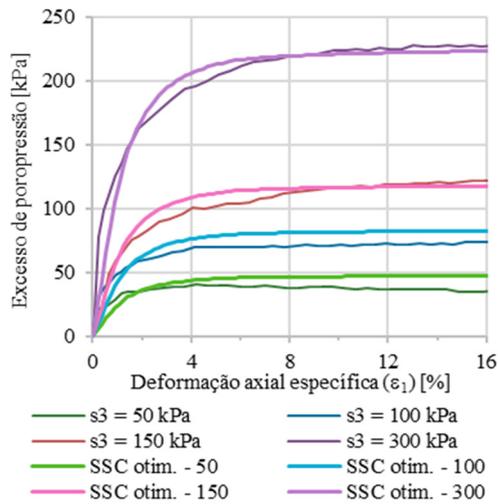
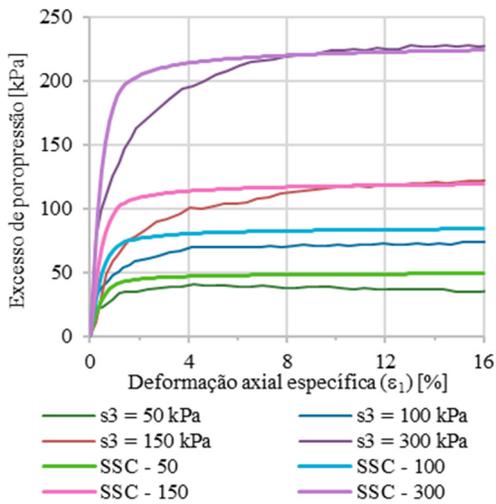
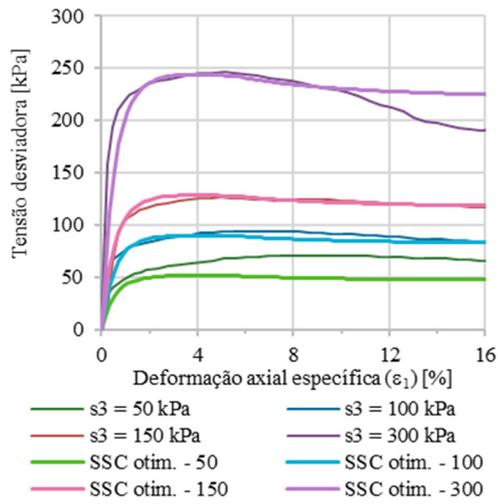
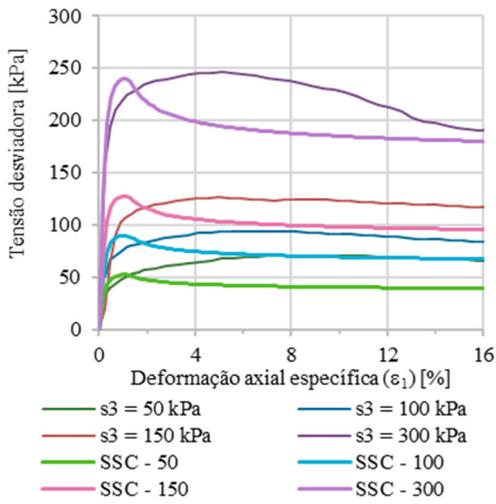


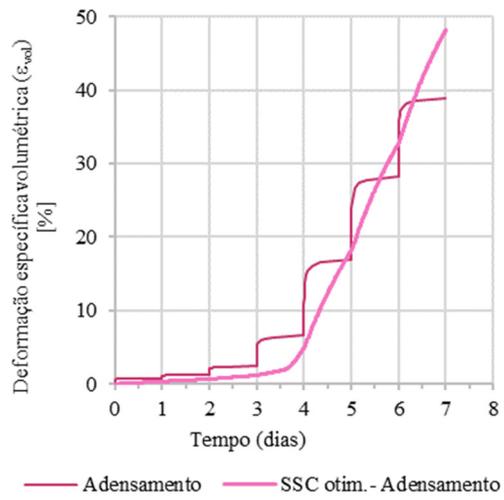
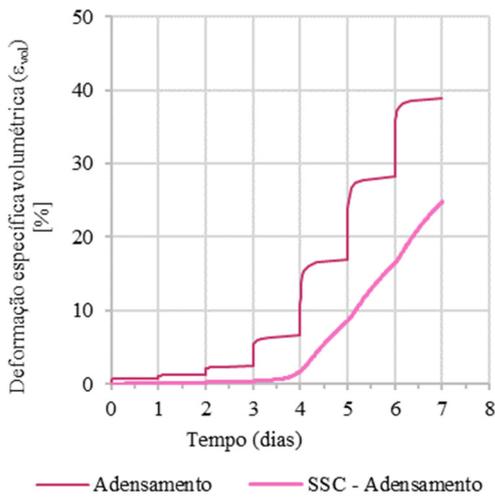
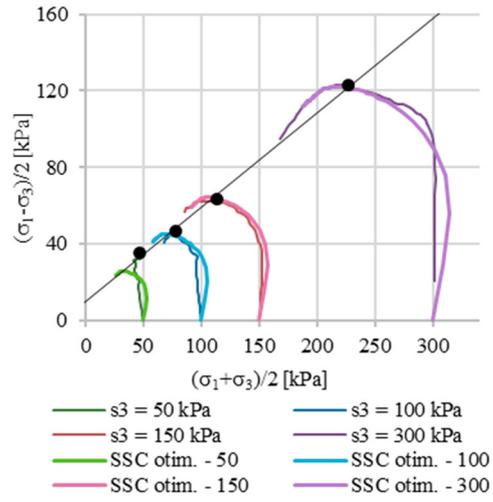
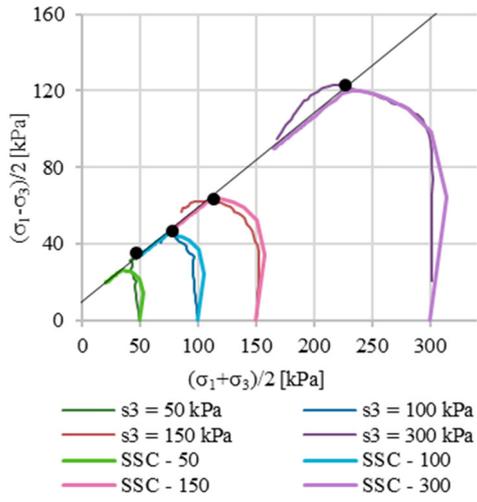
Hardening Soil





Soft Soil Creep

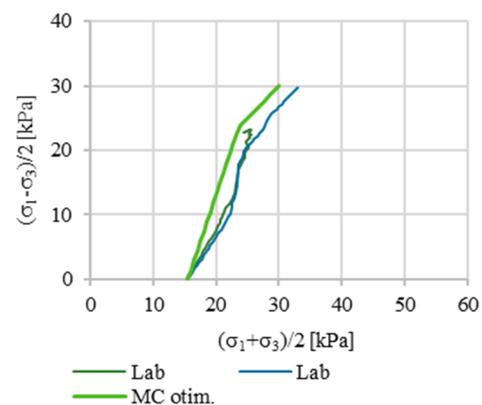
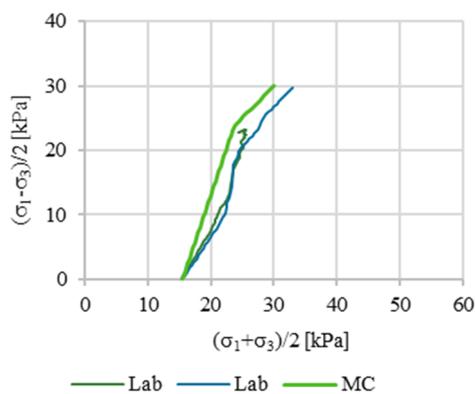
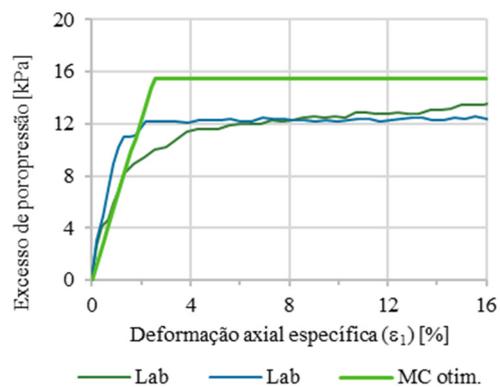
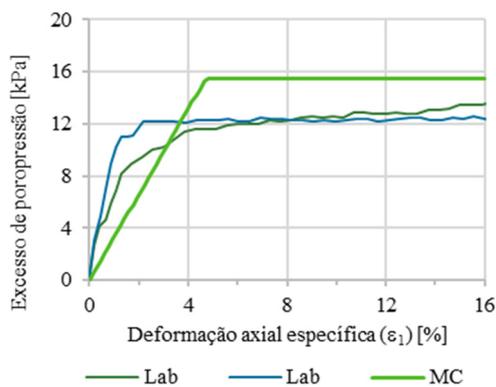
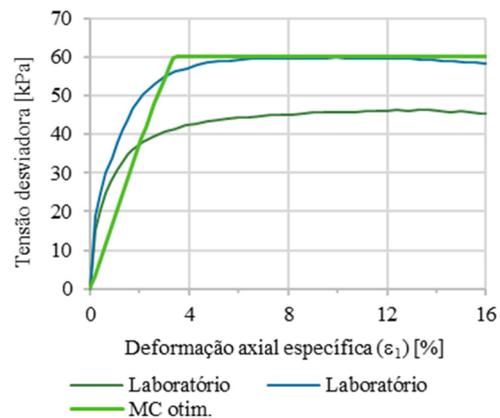
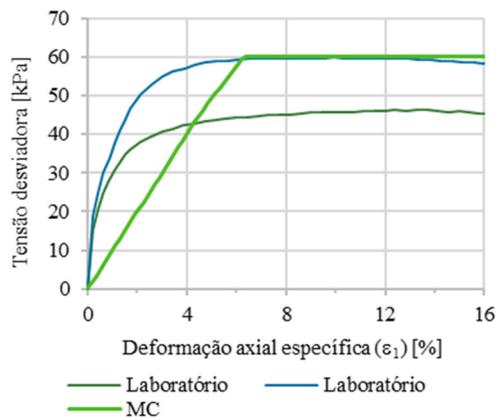


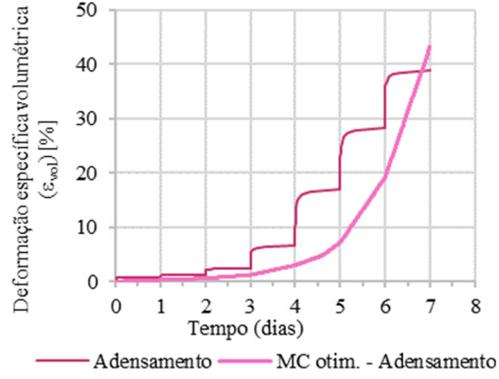
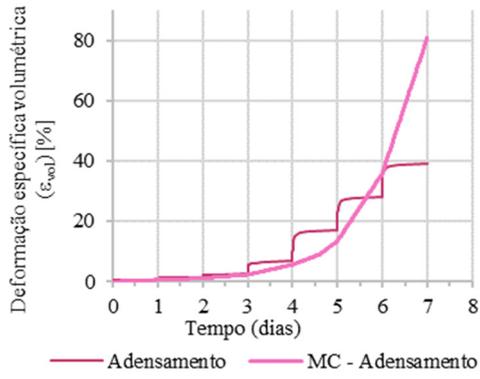


Simulação do ensaio UU

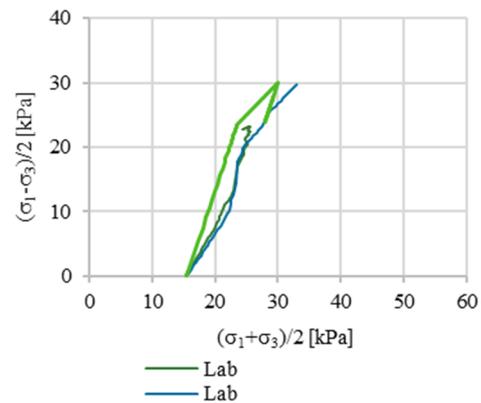
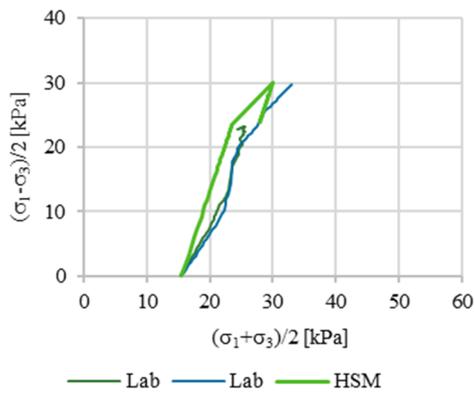
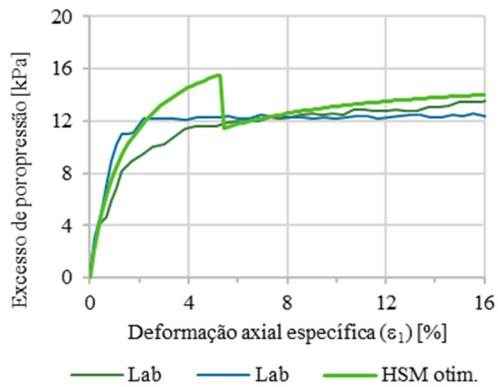
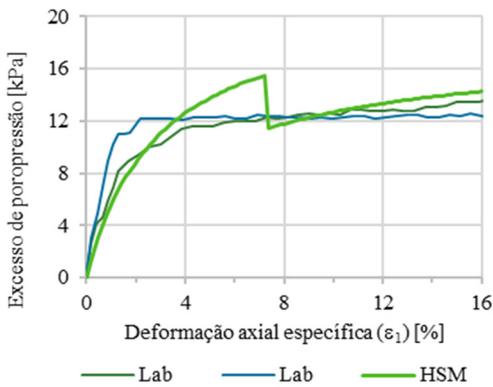
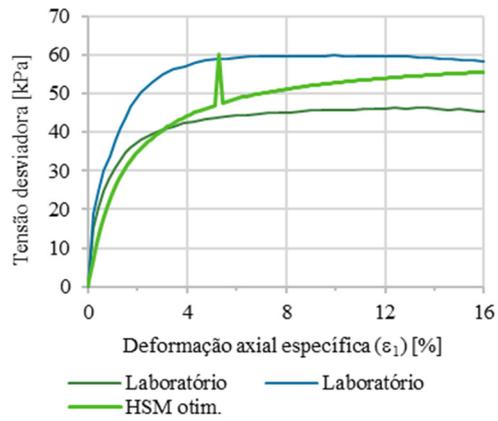
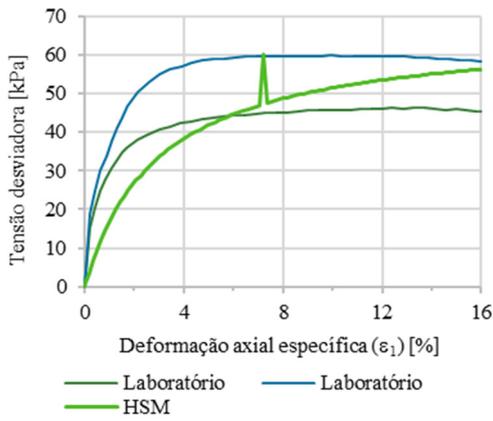
Modelo Constitutivo	Parâmetro inicial	Parâmetro otimizado	Faixa de variação analisada
Mohr-Coulomb	$E' = 801$ kPa	$E' = 1500$ kPa	700 – 2500
	$\nu' = 0,2$ (estimado)	$\nu' = 0,2$	0,1 – 0,3
	$m = 1,0$ (estimado)	$m = 0,76$	0,5 – 1,0
Hardening Soil	$E_{oed} = 801$ kPa	$E_{oed} = 1451$ kPa	800 – 2000
	$E_{50} = 1112$ kPa	$E_{50} = 1994$ kPa	800 – 2500
	$R_f = 0,9$ (estimado)	$R_f = 0,988$	0,88 – 0,99

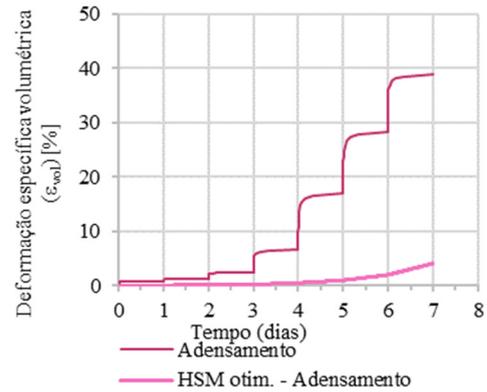
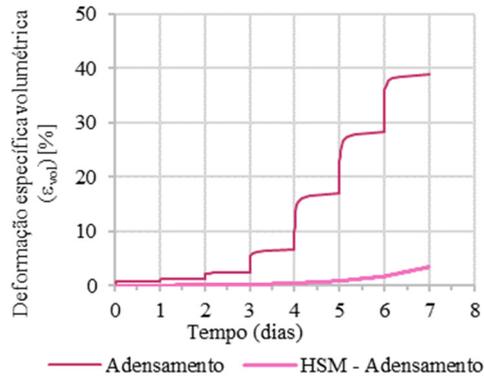
Mohr-Coulomb





Hardening Soil



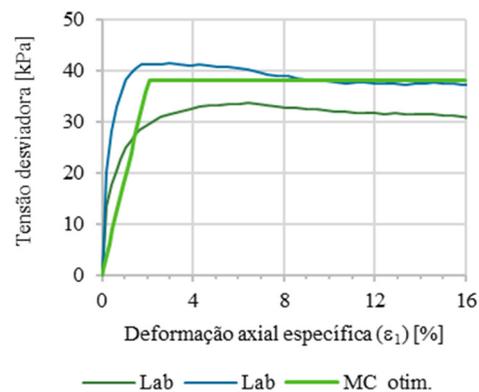
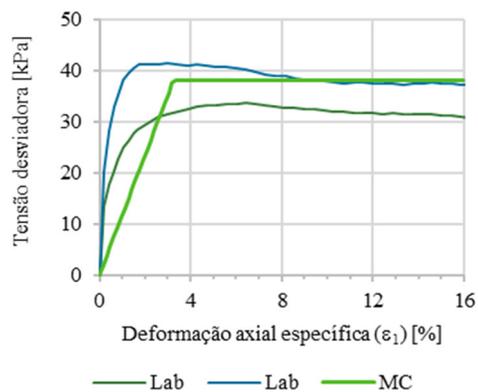


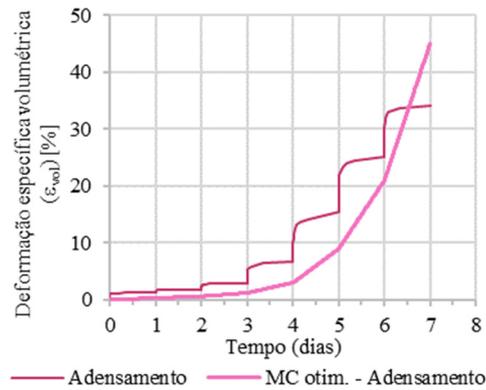
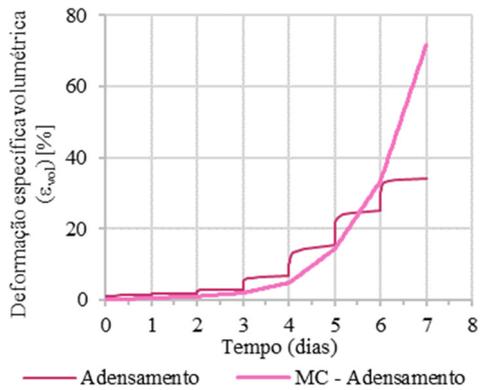
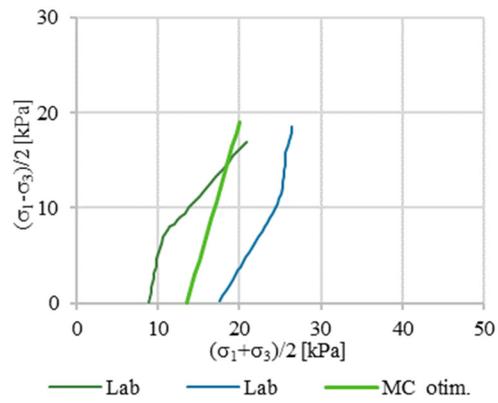
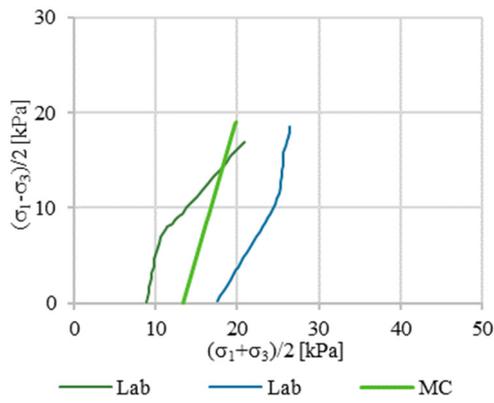
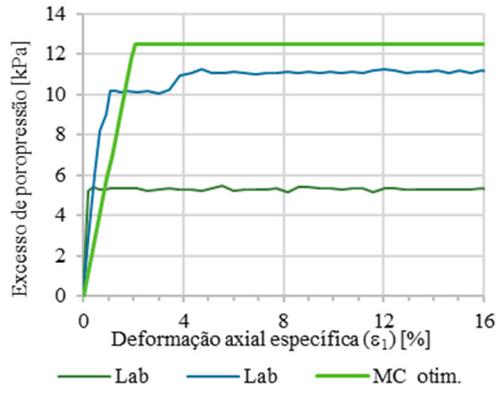
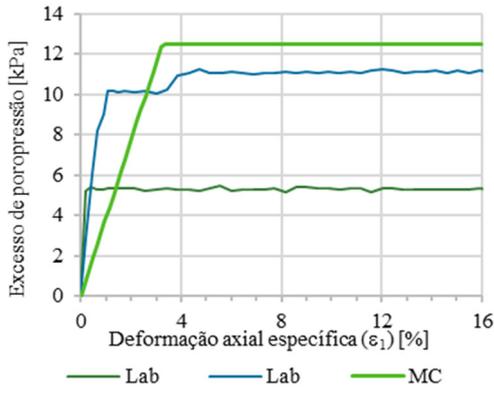
Estação New 07B

Simulação do ensaio UU

Modelo Constitutivo	Parâmetro inicial	Parâmetro otimizado	Faixa de variação analisada
Mohr-Coulomb	$E' = 941,4 \text{ kPa}$	$E' = 1200 \text{ kPa}$	700 – 2500
	$\nu' = 0,2$ (estimado)	$\nu' = 0,2$	0,1 – 0,3
Hardening Soil	$\nu_{ur}' = 0,2$ (estimado)	$\nu_{ur}' = 0,173$	0,15 – 0,25
	$E_{oed} = 1046 \text{ kPa}$	$E_{oed} = 1306 \text{ kPa}$	1000 – 2000
	$E_{50} = 1308 \text{ kPa}$	$E_{50} = 1595 \text{ kPa}$	1300 – 2000
	$m = 1,0$ (estimado)	$m = 0,82$	0,5 – 1,0
	$R_f = 0,9$ (estimado)	$R_f = 0,88$	0,8 – 0,99

Mohr-Coulomb





Hardening Soil

