



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


Giana Laport Alves de Souza

Estudo da influência da duração do carregamento em projetos de aterros sobre solos moles destinados à construção de vias sujeitas ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados

Rio de Janeiro
2017

Giana Laport Alves de Souza

Estudo da influência da duração do carregamento em projetos de aterros sobre solos moles destinados à construção de vias sujeitas ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados



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

Orientadores: Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco
Prof. Dr. Rubenei Novais de Souza

Rio de Janeiro

2017

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S719 Souza, Giana Laport Alves de.
Estudo da influência da duração do carregamento em projetos de aterros sobre solos moles destinado à construção de vias sujeitas ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados / Giana Laport Alves de Souza – 2017.
111f.

Orientadores: Marcus Peigas Pacheco e Rubenei Novais de Souza.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Solos argilosos - Dissertações. 3. Solos - Deformação - Dissertações. 4. Geotecnia - Dissertações. I. Pacheco, Marcus Peigas. II. Souza, Rubenei Novais de. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 624.131

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

Assinatura

Data

Giana Laport Alves de Souza

Estudo da influência da duração do carregamento em projetos de aterros sobre solos moles destinados à construção de vias sujeitas ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados

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

Aprovado em: 23 de fevereiro de 2017.

Banca Examinadora:

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

Prof. Dr. Rubenei Novais de Souza (Orientador)
Universidade Petrobras - UP

Prof. Dr. Ana Cristina Castro Fontenla Sieira
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Michéle Dal Toé Casagrande
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC

Rio de Janeiro

2017

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória. Ao meu querido esposo que tanto amo, por acreditar e me apoiar em todos os meus sonhos e à minha filha, companheira nas longas noites de estudo, afastando qualquer pensamento de desistência.

AGRADECIMENTOS

Aos meu orientador, Prof. Doutor Marcus Peigas Pacheco que me abraçou por todo o mestrado, sempre preocupado com o meu desempenho e torcendo para o meu sucesso.

Ao meu orientador, Prof. Doutor Rubenei Novais Souza, que me ensinou a amar a Geotecnia, que tornava fácil todas as minhas dificuldades. Me transformou em uma pesquisadora e uma profissional.

Aos professores, pelos ensinamentos, dentro e fora da sala de aula, durante o mestrado, em especial a Professora Doutora Ana Cristina Sieira, que sempre dizia a importância de acreditar nos meus sonhos.

Ao meu Gerente da Petrobras Marcio Accorsi Miranda, que desde o início da minha vida profissional como engenheira sempre incentivou para que eu pudesse crescer profissionalmente e acreditou muito no desenvolvimento desta pesquisa.

Ao meu colega de trabalho Edson Alves, que sempre torceu e apoiou em todas as fases difíceis do Mestrado.

Ao Professor Doutor Ian Martins e seu orientando Doutor Vitor Aguiar que gentilmente nos recebeu na Coope para dar grandes contribuições a nossa pesquisa.

Ao meu amigo Professor Doutor Euzebio José Gil, pela amizade e incentivo.

À empresa Geomecânica por realizar gentilmente todos os ensaios triaxiais, em especial aos técnicos Ademir, Renê e Paulo, que fizeram cada ensaio com muito carinho e cuidado.

Aos meus colegas de mestrado, pelo companheirismo e pelo inegável apoio quando necessário.

À minha querida sócia Simone Alves, por ter me recebido em sua casa com imensa gentileza e carinho nas reuniões com o meu orientador Rubenei Novais nos momentos finais de fechamento da minha dissertação.

A UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado a conquista deste sonho.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

À Petrobras por autorizar a utilização dos dados e incentivar o desenvolvimento desta pesquisa.

Não existe falta de tempo, existe falta de interesse.
Porque quando a gente quer mesmo, a madrugada vira dia.
Quarta-feira vira sábado e um momento vira oportunidade.

Pedro Bial

RESUMO

SOUZA, Giana Laport Alves de. *Estudo da influência da duração do carregamento em projetos de aterros sobre solos moles destinados à construção de vias sujeitas ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados*. 2017. 111f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

Esta dissertação apresenta um estudo da influência da duração do carregamento na resistência não drenada de solos argilosos moles, com vistas a aprimorar a metodologia de projeto de aterros destinados à construção de vias sujeitas ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados, as quais tendem a ser cada vez mais necessárias para atender as origens e destinos de movimentação de veículos especiais de transporte de grandes equipamentos para montagens industriais. É apresentada uma pesquisa bibliográfica contemplando os principais aspectos de projeto de aterros sobre solos moles, técnicas de obtenção da resistência do solo e a influência da duração do carregamento ou da velocidade de deformação do solo no cisalhamento, assunto principal da dissertação. Também é apresentado um estudo de caso correspondente à seção da estaca E-694 da Via UHOS, onde se constatou a ocorrência de uma camada de solo mole com cerca de 16 m de espessura e se verificou na prática a influência da duração do carregamento na resistência não drenada do solo, uma vez que a referida seção, na geometria original de projeto, suportou tráfego de veículos especiais com carga distribuída equivalente até 30 kPa e, posteriormente, apresentou indício de ruptura no dia seguinte à execução do pavimento projetado de bica corrida compactada com 40 cm de espessura, que representa uma carga distribuída de cerca de 8 kPa. O estudo de caso contemplou a interpretação da investigação geotécnica realizada, a qual consistiu de sondagens a percussão, ensaio de piezocone e 'vane test', bem como análises de estabilidade do aterro. Com base no resultado da pesquisa bibliográfica realizada e no estudo de caso foi possível apresentar uma perspectiva de uma nova metodologia de projeto de aterros sobre solos moles solicitados por cargas especiais de curta duração, a qual possibilita um aprimoramento da prática atual, em que tais cargas são consideradas permanentes.

Palavras-chave: Solos Moles; Resistência Não-Drenada; Duração do Carregamento; Velocidade de Deformação.

ABSTRACT

SOUZA, Giana Laport Alves de. *Study of influence of the loading duration on design of embankments on soft soils for construction of roads subject to traffic of special ultra-heavy vehicles*. 2017. 111f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

This dissertation presents a study of the influence of loading duration on undrained resistance of soft clay in order to improve design methodology of embankments on such type of soil for construction of roads subject to traffic of special vehicles, which tend to be more and more necessary to meet the sources and destinations of special transport of large ultra-heavy over size equipment for industrial assemblies. An literature search including the main aspects of the embankment project on soft soils, techniques of obtaining and the influence of loading duration on the undrained resistance of the soft soil. It is also presented a case study of the E-694 section of Via UHOS, where it was found a layer of soft soil with about 16 m thickness and was verified the influence of loading duration on undrained soil resistance, since that section, in the original geometry, supported special traffic of 30 kPa load equivalent and, subsequently, presented evidence of rupture in the day following the execution of pavement designed with 40 cm thickness, that represents a distributed load of about only 8 kPa. The case study included the interpretation of geotechnical investigation carried out, which consisted of standard penetration tests, piezocone test and vane test, as well as analysis of stability of landfill. Based on the results of the literature search conducted and case study it was possible to present a perspective of a new design methodology of embankments on soft soils that will be subject to special high loads of short duration, which makes it an improvement over current practice, which considers such loads as permanent.

Keywords: Embankment On Soft Soils; Undrained Soil Resistance; Loading Duration; Speed Deformation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Recalque imediato – Representação esquemática dos deslocamentos verticais na base do aterro	23
Figura 2: Representação esquemática do recalque por adensamento primário (Sousa Pinto, 2002).....	26
Figura 3 - Parâmetros de compressibilidade a partir da curva de compressão.....	27
Figura 4 - Curva de compressão edométrica – Representação esquemática do caso de solo normalmente adensado	28
Figura 5 - Curva de compressão edométrica – Representação esquemática do caso de solo pré-adensado.....	29
Figura 6 - Curva de compressão edométrica – Representação esquemática do caso de pré-adensado para a tensão vertical inicial, mas normalmente adensado para a tensão vertical final.....	30
Figura 7 - Curva de adensamento – porcentagem de recalque em função do fator tempo (Sousa Pinto, 2002).....	32
Figura 8 - Obtenção do coeficiente de adensamento secundário a partir do ensaio de adensamento edométrico	33
Figura 9 - Evolução dos recalques com o tempo	34
Figura 10 - Tipos de ruptura de aterros sobre solos moles (Jewell, 1982).....	35
Figura 11 - Desigualdades do comportamento tensão-deformação de um aterro e sua fundação (Bello, 2004).....	36
Figura 12 - Resistencia não drenada através de diversos tipos de ensaios. Dados de diversos autores coletados por Almeida et al (2005).....	40
Figura 13 - Amostrador padrão “Raymond” (Schnaid 2012)	42
Figura 14 - Equipamento de sondagem (Schnaid 2012)	42
Figura 15 - Fotografia do ensaio de Palheta (Vane Test).....	44
Figura 16 - Resultados de ensaios de palheta <i>in situ</i> em argilas do Rio de Janeiro, obtidos em vários furos próximos.....	45
Figura 17 - Representação esquemática da correção de q_c	47
Figura 18 - Ábacos de classificação dos solos com base nas grandezas medidas no ensaio de piezocone (Robertson, 1990).....	47
Figura 19 - Envoltória de resistência em argilas saturadas no ensaio UU	50

Figura 20 - Envoltória de resistência em argilas saturadas no ensaio CU	51
Figura 21 - Oedômetro utilizado nos ensaios de compressão confinada	52
Figura 22 - Condições de contorno do ensaio de compressão confinada.....	52
Figura 23 - Representação esquemática da variação do tipo de sollicitação do solo ao longo da superfície de ruptura circular	55
Figura 24 - Valores de S_u/σ'_{vm} obtidos de ensaios de laboratório e de campo versus Índice de Plasticidade	56
Figura 25 - Curva Tensão efetiva x deformação vertical	59
Figura 26 - Resultados de ensaio de compressão com diferentes velocidades e coeficientes de segurança para as respectivas resistências.....	60
Figura 27 - Tipos de contatos nos solos segundo Terzaghi (1943), Apud Tomasi (2000).....	62
Figura 28 - Elemento de solo	62
Figura 29 - Acionamento imediato da resistência por viscosidade (Apud Martins, 1992).....	64
Figura 30 - O círculo de Mohr e a elipse de viscosidade (Apud Martins 1992)	65
Figura 31 - Caminhos de tensão efetiva para várias velocidades de deformação e mesmo p'	66
Figura 32 - Caminho de tensões de ensaios triaxiais CIU no solo coluvionar de Oro Preto, MG (Fonseca, 2000).....	67
Figura 33 - Localização da obra	68
Figura 34 - Veículo transportador multi-eixos.....	69
Figura 35 - Seção original do projeto	71
Figura 36 - Trincas ocorridas devido ao início de ruptura	72
Figura 37 - Perfil do subsolo no exio longitudinal da estrada indicado pelas sondagens SP-E694 e SP-E695	78
Figura 38 :Ensaio de piezocone – determinação de q_t , U , U_0 e f_s	80
Figura 39: Ensaio de piezocone- determinação de q_t , B_q e R_f	80
Figura 40 - Perfis de resistência não drenada S_u obtidos dos resultados dos ensaios Vane Test e CPTU	81
Figura 41 - Perfis de resistência não drenada estimados com base nos ensaios 'in situ' Vane Test e CPTU	82
Figura 42 - Retroanálise da seção original da estaca E-694 com a sobrecarga de 8 kPa devida ao pavimento de bica corrida compactada de 40 cm de espessura	83

Figura 43 - Perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 retroanalizados.....	83
Figura 44 - Comparação dos perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 obtidos da interpretação dos ensaios 'in situ' e retroanalizados.....	84
Figura 45 - Perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 para a condição de carga permanente, designados convencionais	85
Figura 46 - Detalhes da seção transversal após a adequação do projeto.....	86
Figura 47- Limpeza do Shelby após a retirada.....	87
Figura 48 - Armazenamento do Shelby para ser encaminhado ao laboratório.....	87
Figura 49 - Envoltórias das tensões totais e efetivas em carregamento Normal.....	89
Figura 50 - Envoltórias das tensões totais e efetivas em carregamento Rápido.....	89
Figura 51 - Caminho de tensões ensaio CIU - Carregamento Normal	89
Figura 52 - Caminho de tensões ensaio CIU - Carregamento Rápido	90
Figura 53 - Comparação das envoltórias de resistência em termos de tensões efetivas obtidas nos ensaios CIU convencional e acelerado.....	91
Figura 54 - Comparação das envoltórias de resistência em termos de tensões efetivas dos ensaios CU acelerado e convencional ajustado.....	92
Figura 55 - Comparação do perfil de resistência não drenada derivado da envoltória de resistência ajustada do ensaio CU convencional com o respectivo perfil do Solo Mole 1 convencional.....	93
Figura 56 - Perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 convencionais e correspondentes à carga de curta duração	94
Figura 57 - Análise de estabilidade para a seção original da estaca E-694, sem sobrecarga, considerando os perfis de resistência convencionais.....	95
Figura 58 - Análise de estabilidade da seção da estaca E-694 considerando os perfis de resistência não drenada S_u convencionais.....	96
Figura 59 - Análise de estabilidade da seção da estaca E-694 considerando os perfis de resistência não drenada S_u correspondentes a carga de curta duração	97
Figura 60 - Análise de estabilidade da seção da estaca E-694 após a adequação do projeto, considerando perfis de resistência não drenada S_u convencionais.....	98
Figura 61 - Análise de estabilidade da seção da estaca E-694 após a adequação do projeto, considerando perfis de resistência não drenada S_u correspondentes a carga de curta duração	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Fatores de forma (Pinto, 2002).....	24
Tabela 2: Módulos de elasticidade típicos para argilas saturadas em condições não drenada (Sousa Pinto, 2002).....	25
Tabela 3: Fator Tempo em função da porcentagem de recalque para adensamento pela Teoria de Terzaghi (Sousa Pinto, 2002).....	32
Tabela 4: Características principais dos métodos de análise de estabilidade de taludes mais utilizados (Georio, 2014)	38
Tabela 5: Classificação preliminar dos solos a partir dos dados do ensaio de piezocone (Robertson, 1990).....	48
Tabela 6: Critérios para classificação da qualidade da amostra	54
Tabela 7: Aumento da resistência não drenada em função do aumento da velocidade de deformação específica, adaptada de Pinto (2000).....	61
Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos do projeto executivo	70
Tabela 9: Perfil de resistência não drenada (S_u) obtida dos resultados dos ensaios Vane Test realizados na seção da estaca E-694	79
Tabela 10: Resultados dos ensaios de caracterização das amostras indeformadas	88

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
PUC-Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
PETROBRAS	Petróleo Brasileiro S.A.
UHOS	Ultra Heavy Over Size

LISTA DE SÍMBOLOS

Av	coeficiente de compressibilidade
B	largura ou diâmetro da área carregada
Bq	parâmetro poropressão do ensaio de CPTU
C	coesão
c'	coesão efetiva
c _i	é a coesão do solo na base da fatia i;
Cc	índice de compressão
cv	coeficiente de adensamento horizontal
Cr	índice de recompressão
Cs	índice de descompressão
cv	coeficiente de adensamento vertical
C _α	coeficiente de adensamento secundária
E	módulo de elasticidade
E	índice de vazios
e ₀	índice de vazios inicial
e _f	índice de vazios final
Fr	razão de atrito do ensaio de CPTU
Fs	atrito lateral do ensaio de CPTU
G	módulo cisalhante
H _d	altura de drenagem
H ₀	espessura inicial do corpo de prova ou da camada de solo mole
H	umidade higroscópica
K	coeficiente de permeabilidade
M	módulo de compressibilidade ou oedométrico
M _v	coeficiente de variação volumétrica
NSPT	número de golpes dos 30 cm finais do ensaio de sondagem a percussão
OCR	razão de sobre-adensamento ou pré-adensamento
Q _t	resistência a penetração normalizada do ensaio de CPTU
q _c	resistência a penetração medida no ensaio de CPTU
q _t	resistência a penetração real mobilizada no ensaio de CPTU
Su	resistência ao cisalhamento sob condições não drenada indeformada

Sur	resistência ao cisalhamento sob condições não drenada amolgada
T	fator tempo
t	tempo
u	poropressão
V0	volume inicial
W	umidade natural
Z	distância vertical entre um ponto e a superfície de aplicação do
ΔH	carregamento
Δu	recalque por adensamento secundario
$\Delta \varepsilon$	excesso de poropressão
$\Delta \sigma_d$	deformação específica medida no tempo t
Δe	variação de tensão desviadora
$\Delta \sigma_v$	variação do índice de vazios
$\Delta \sigma'_v$	variação de tensão vertical
$\Delta \sigma_1$	variação de tensão vertical efetiva
$\Delta \sigma_3$	variação de tensão principal maior
ΔV	variação de tensão principal menor
δ	variação de volume
δ	peso específico real dos grãos
ε	deformação
ε_a	deformação axial
ε_v	deformação volumétrica específica
ρ	recalque
σ	tensão
σ'	tensão efetiva
σ_1	tensão principal maior
σ_2	tensão principal intermediaria
σ_3	tensão principal menor
σ_a	tensão axial
σ_c	tensão confinante
σ_v	tensão vertical
σ'_{vm}	tensão pré-adensamento
γ	peso específico

μ	viscosidade do fluido
ϕ	ângulo de atrito
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
τ	tensão cisalhante
ν	coeficiente de Poisson

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
1. REVISÃO BIBLIOGRAFICA	22
1.1 Projetos de aterros sobre solos moles	22
1.2 Verificação de recalques	22
1.2.1 Recalque imediato.....	22
1.2.2 Recalque por adensamento primário	25
1.2.3 Recalque por adensamento secundário	32
1.2.4 Recalque total	34
1.3 Análise de estabilidade	34
1.3.1 Contribuição do aterro na estabilidade do talude.....	36
1.3.2 Métodos de análise de estabilidade.....	37
1.4 Técnicas de obtenção da resistência não drenada	39
1.4.1 Dados de referência bibliográfica	40
1.4.2 Ensaio 'in situ'	41
1.4.2.1 Sondagens a percussão.....	41
1.4.2.2 Ensaio de Palheta (Vane Test).....	43
1.4.2.3 Ensaio de Piezocone (CPTU).....	45
1.4.3 Ensaio de laboratório.....	49
1.4.3.1 Ensaio triaxial UU.....	49
1.4.3.2 Ensaio triaxial CU.....	50
1.5 Consideração da anisotropia de resistência em uma superfície de ruptura em aterros sobre solos moles	55
1.6 Influência da velocidade de deformação na resistência não drenada	56
2 ESTUDO DE CASO	68
2.1. Localização e característica da obra	68
2.2. Parâmetros geotécnicos iniciais do projeto executivo	70
2.3 Descrição da seção da estaca E-694	71
2.4. Metodologia de análise aplicada ao estudo de caso	73
2.4.1 Análise das sondagens a percussão adicionais	73
2.4.2 Análise dos resultados dos ensaios 'Vane Test'	74
2.4.3 Análise dos resultados do ensaio CPTU	74

2.4.4 Aplicação da retroanálise da ruptura para verificação dos perfis de resistência não drenada obtidos dos ensaios 'in situ'	75
2.4.5 Análise dos resultados dos ensaios triaxiais	75
2.4.6 Análises de estabilidade da seção	76
2.5. Apresentação e interpretação da investigação geotécnica realizada na seção da estaca E-694	77
2.5.1 Sondagens a percussão.....	77
2.5.2 Ensaio 'Vane Test'.....	78
2.5.3 Ensaio CPTU.....	79
2.5.4 Análise conjunta dos ensaios 'Vane Test' e CPTU	81
2.5.5 Retroanálise da ruptura para verificação dos perfis de resistência não drenada obtidos dos ensaios especiais de campo	82
2.5.6 Coleta de amostras indeformadas e realização de ensaios de compressão triaxial adensados não drenados.....	86
2.6. Análises de estabilidade da seção E-694	95
2.6.1 Seção original da estaca E-694, sem sobrecarga e com parâmetros de resistência convencionais	95
2.6.2 Seção original da estaca E-694, com sobrecarga de 30 kPa e parâmetros de resistência convencionais	96
2.6.3 Seção original da estaca E-694, com sobrecarga de 30 kPa e parâmetros de resistência correspondentes ao carregamento de curta duração.....	96
2.6.4 Seção final da estaca E-694, com sobrecarga de 70 kPa e parâmetros de resistência convencionais	97
2.6.5 Seção final da estaca E-694, com sobrecarga de 70 kPa e parâmetros de resistência correspondentes ao carregamento de curta duração.....	98
3. PERSPECTIVA DE UMA NOVA METODOLOGIA DE PROJETO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES SOLICITADOS POR CARGAS ESPECIAIS DE CURTA DURAÇÃO	100
4 CONCLUSÕES E SUGESTOES PARA FUTURAS PESQUISAS	103
4.1 Sugestões para trabalhos futuros	105
REFERENCIAS.....	106

INTRODUÇÃO

O desenvolvimento econômico e tecnológico de um país impõe a necessidade de implantação de diversos empreendimentos portuários, rodoviários e industriais, o que em muitos casos demanda, principalmente na fase de construção, a movimentação de veículos especiais de transporte de equipamentos ultra-pesados. Para atender as origens e destinos dessa movimentação, a maioria em baixadas litorâneas, em muitos casos se faz necessário construir trechos de estradas destinadas exclusivamente a este fim. Quando estas estradas atravessam áreas de ocorrência significativa de solos moles compressíveis, a aplicação da metodologia convencional de projeto de aterros rodoviários sobre solos moles geralmente resulta na necessidade de execução de tratamento desses solos ou de aterros reforçados, implicando em prazos e custos muito elevados.

Considerando que a solicitação devida ao tipo de transporte em questão implica em cargas relativamente elevadas e de curta duração e que alguns trabalhos acadêmicos conceituais e experimentais têm mostrado que os solos moles apresentam um aumento da resistência não drenada com o aumento da velocidade de deformação no cisalhamento, conjectura-se que a consideração de uma envoltória de resistência específica para tal condição de solicitação, levando em conta que o maciço será carregado apenas por alguns segundos, pode resultar em projetos mais econômicos do que o que se obtém aplicando a metodologia convencional, em que o carregamento devido aos veículos especiais é considerado permanente.

Objetivos

Neste contexto, a presente dissertação tem como objetivo geral demonstrar a viabilidade e a pertinência da aplicação do conhecimento sobre a influência da duração do carregamento na resistência não drenada de solos moles em projetos de aterros destinados à construção de estradas sujeitas ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados.

Para atingir tal objetivo geral, a presente dissertação tem como os seguintes objetivos específicos:

- a) Revisão bibliográfica contemplando trabalhos sobre a metodologia de projetos de aterros sobre solos moles;
- b) Procedimentos usuais de obtenção da resistência não drenada desses solos;
- c) Análise da influência da duração do carregamento ou da velocidade de deformação na magnitude desse parâmetro do solo, o qual é determinante do dimensionamento geotécnico dos aterros
- d) Estudo de caso ocorrido na construção de uma estrada destinada ao tráfego de veículos especiais no município de São Gonçalo – RJ, onde se observou na prática a influência do tempo de duração do carregamento na resistência não drenada do solo. Em que o maciço foi submetido a uma carga provisória de 30 kPa (veículos multi-eixos) e não houve nenhuma iminência de ruptura, e em seguida uma carga permanente de 8KPa que apresentou início de ruptura no aterro.

Estrutura da dissertação

Inicialmente o trabalho apresenta a Introdução, no qual se tem uma visualização geral do trabalho desenvolvido e seus objetivos.

O Capítulo I apresenta os tópicos da Revisão bibliográfica, que são subdivididos em seis subitens que descrevem conceitos sobre projetos de aterros sobre solos moles, verificação de recalques, análise de estabilidade. Em uma outra etapa, o trabalho apresenta algumas formas para obter a resistência não drenada através de dados bibliográficos, ensaios in situ, envoltórias de resistência das argilas e ensaios de laboratório. Neste mesmo capítulo são apresentadas considerações sobre a anisotropia de resistência em uma superfície de ruptura em aterros sobre solos moles, finalizando com o estudo sobre a influência da velocidade de deformação na resistência não drenada citada por diversos autores.

O Capítulo II refere-se ao Estudo de caso, incluindo localização e característica da obra, descrição geotécnica da região em estudo denominada estaca E694 em estudo, além da investigação geotécnica para verificação da seção. A análise dos

dados obtidos evidenciou a prática da influência da duração do carregamento ou da velocidade de deformação na resistência não drenada. Para as análises de estabilidade do local em estudo, foi utilizado o programa GEO SLOPE simulando diferentes situações.

O Capítulo III apresenta uma perspectiva de uma nova abordagem de projeto de aterros sobre solos moles solicitados por cargas especiais de curta duração.

No Capítulo IV são apresentadas as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

1. REVISÃO BIBLIOGRAFICA

1.1 Projetos de aterros sobre solos moles

Os solos moles são sedimentos argilosos relativamente recentes, do período Quaternário, que ocorrem nas baixadas oceânicas e nas várzeas ribeirinhas. Devido ao processo geológico de formação e à sua constituição granulométrica e mineralógica, esses depósitos sedimentares argilosos tendem a apresentar baixa resistência e alta compressibilidade (Sousa Pinto, 2002; Almeida e Marques, 2010).

Em função dessas características, os solos moles geralmente apresentam recalques elevados e são susceptíveis à instabilidade geotécnica quanto solicitados por carregamentos externos, como o que decorre da execução de aterros. Dessa forma, os projetos de aterros sobre solos moles devem necessariamente contemplar a verificação dos recalques do corpo do aterro e a análise de estabilidade geotécnica dos taludes que o compõe.

1.2 Verificação de recalques

A verificação de recalques de solos moles decorrentes à execução de aterros abrange tanto a estimativa da magnitude quanto a velocidade desses deslocamentos verticais ao longo do tempo. De maneira geral, o recalque total de um solo mole sujeito a um carregamento externo é composto por 3 parcelas: recalque imediato, recalque por adensamento primário e recalque por adensamento secundário.

1.2.1 Recalque imediato

O recalque imediato também é denominado recalque não drenado, elástico ou distorcional e ocorre logo após a execução do aterro, sem variação de volume, pois não há drenagem significativa. Conforme apresentado esquematicamente na Figura 1, o volume correspondente ao recalque vertical é deslocado para a lateral, resultando que esta parcela de recalque tende a ocorrer apenas na região próxima

aos limites do aterro, onde a condição de confinamento é bem diferente da edométrica, uma vez que há desequilíbrio de tensões verticais.

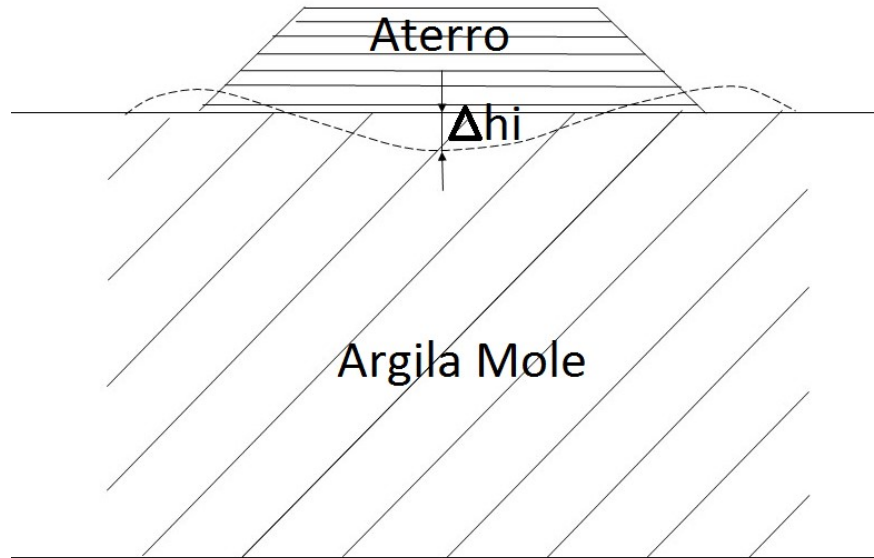


Figura 1 - Recalque imediato – Representação esquemática dos deslocamentos verticais na base do aterro

O recalque imediato geralmente é de pequena magnitude relativamente ao recalque total e é estimado com base na Teoria da Elasticidade, aplicada analiticamente através de equações fechadas ou utilizando métodos numéricos.

A Teoria da Elasticidade indica que o recalque imediato na superfície de uma área carregada pode ser expresso pela equação (1):

$$\rho = I \cdot \frac{\sigma_o B}{E} \cdot (1 - \nu^2) \quad (1)$$

onde:

σ_0 é a tensão vertical na superfície;

B é a largura (ou diâmetro) da área carregada;

E é o módulo de elasticidade do solo;

ν é o coeficiente de Poisson;

I é o fator de forma, um coeficiente que leva em conta a forma da superfície carregada e do sistema de aplicação das tensões, que podem ser aplicadas ao terreno por meios de elementos rígidos (sapatas de concreto) ou flexíveis (aterros).

É importante ressaltar que na equação (1) o maciço é considerado homogêneo, isotrópico e de comportamento elástico, condições de contorno que em alguns casos podem não ser satisfeitas.

No caso de elementos rígidos o recalque total é igual em toda a área carregada, já nos elementos flexíveis, como é do caso de aterros, os recalques são maiores no centro do que na borda, como mostra a Figura 1. Os valores do fator de forma I, para diferentes tipos e rigidez de placas, estão apresentados na Tabela 1, obtida de Sousa Pinto (2002).

Tabela 1: Fatores de forma (Pinto, 2002)

Tipo de Placa		Rígida	Flexível	
			Centro	Borda ou Canto
Circular		0,79	1,00	0,64
Quadrada		0,86	1,11	0,56
Retangular	L/B = 2	1,17	1,52	0,75
	L/B = 5	1,66	2,10	1,05
	L/B = 10	2,00	2,54	1,27

Para a condição não drenada, os módulos de elasticidade podem ser obtidos através de correlações empíricas com resultados de ensaios SPT (Standard Penetration Test) e CPTU (Cone Penetration Test com medidas de poropressão). A

Tabela 2, obtida de Sousa Pinto (2002), apresenta resultados de módulos de elasticidade obtidos de correlação com resultados de ensaio SPT.

Tabela 2: Módulos de elasticidade típicos para argilas saturadas em condições não drenada (Sousa Pinto, 2002)

Consistência	N _{SPT}	Módulo de Elasticidade (MPa)**
Muito Mole	< 2	< 2,5
Mole	3 a 5	2,5 a 5
Consistência Média	6 a 10	5 a 10
Rija	11 a 19	10 a 20
Muito Rija	---	20 a 40
Dura	> 19	> 40

** Obs: Valores cerca de 100 vezes superiores àqueles apresentados em ensaios de compressão simples em argilas não estruturadas.

Segundo Sousa Pinto (2002), há duas dificuldades para aplicação da teoria da elasticidade. A primeira se refere à grande variação dos módulos de cada solo, em função do nível de tensão aplicado (não linearidade da relação tensão-deformação), e do nível de confinamento do solo. Mesmo em materiais homogêneos, o módulo cresce com a profundidade. A segunda dificuldade reside no fato de que geralmente os solos são constituídos por camadas de diferentes compressibilidades. Para superar tais dificuldades, a utilização da teoria da elasticidade na sua maneira mais simples, através de equação analítica fechada, requer a adoção de parâmetros médios representativos. Nos projetos em que tal simplificação não for aplicável, é necessário utilizar metodologias mais sofisticadas, como modelagem numérica.

1.2.2 Recalque por adensamento primário

O recalque por adensamento primário corresponde à deformação vertical da camada de solo mole que ocorre ao longo do tempo, em função da dissipação do excesso de poropressão gerado pelo carregamento do aterro, resultante da expulsão d'água existente nos vazios do solo. A magnitude e a velocidade dessa

parcela de recalque do solo mole geralmente são estimadas utilizando-se a teoria unidimensional de Terzaghi (1943).

A teoria de adensamento desenvolvida por Terzaghi (1943) foi o marco inicial para análise do comportamento de solos compressíveis submetidos a carregamentos verticais. O processo de adensamento, em um solo saturado, envolve uma transferência gradual de esforços da água para o arcabouço sólido. Como esta transferência só é possível pela dissipação dos excessos de poropressão através da drenagem da água, utiliza-se a equação de fluxo para estudar analiticamente este processo.

A Figura 2, obtida de Souza Pinto (2002) representa esquematicamente a redução do volume de vazios do solo resultante do recalque por adensamento primário.

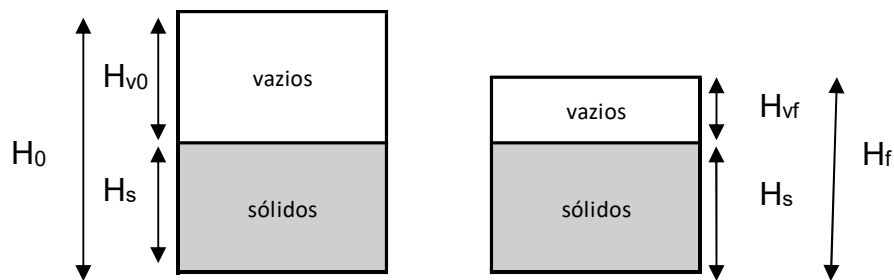


Figura 2: Representação esquemática do recalque por adensamento primário (Souza Pinto, 2002)

A partir da Figura 2 pode-se estabelecer as equações (2) a (10) que relacionam o recalque por adensamento primário à espessura da camada de argila mole e índices de vazios do solo.

$$H_0 = H_{v0} + H_s \quad (2)$$

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_{v0} \cdot Area}{H_s \cdot Area} = \frac{H_{v0}}{H_s} \therefore H_{v0} = e_0 \cdot H_s \quad (3)$$

$$e_f = \frac{V_v}{V_s} = \frac{H_{vf} \cdot Area}{H_s \cdot Area} = \frac{H_{vf}}{H_s} \therefore H_{vf} = e_f \cdot H_s \quad (4)$$

$$H_0 = H_{v0} + H_s = (1 + e_0)H_s \quad (5)$$

$$H_f = H_{vf} + H_s = (1 + e_f)H_s \quad (6)$$

$$\rho = H_0 - H_f \quad (7)$$

$$H_f = (1 + e_f) \frac{H_0}{(1 + e_0)} \quad (8)$$

$$\rho = H_0 - (1 + e_f) \frac{H_0}{(1 + e_0)} = H_0 \left(1 - \frac{(1 + e_f)}{(1 + e_0)} \right) \quad (9)$$

$$\rho = H_0 \left(\frac{(1 + e_0) - (1 + e_f)}{(1 + e_0)} \right) = H_0 \frac{(e_0 - e_f)}{(1 + e_0)} \quad (10)$$

onde:

e_0 é o índice de vazios inicial do solo;

e_f é o índice de vazios final do solo;

ρ é o recalque por adensamento primário;

Como pode ser observado na equação (10), o recalque por adensamento primário está associado à variação do índice de vazios do solo, a qual pode ser estimada com base nos parâmetros de compressibilidade do solo obtidos a partir da curva de compressão edométrica, conforme apresentado Figura 3.

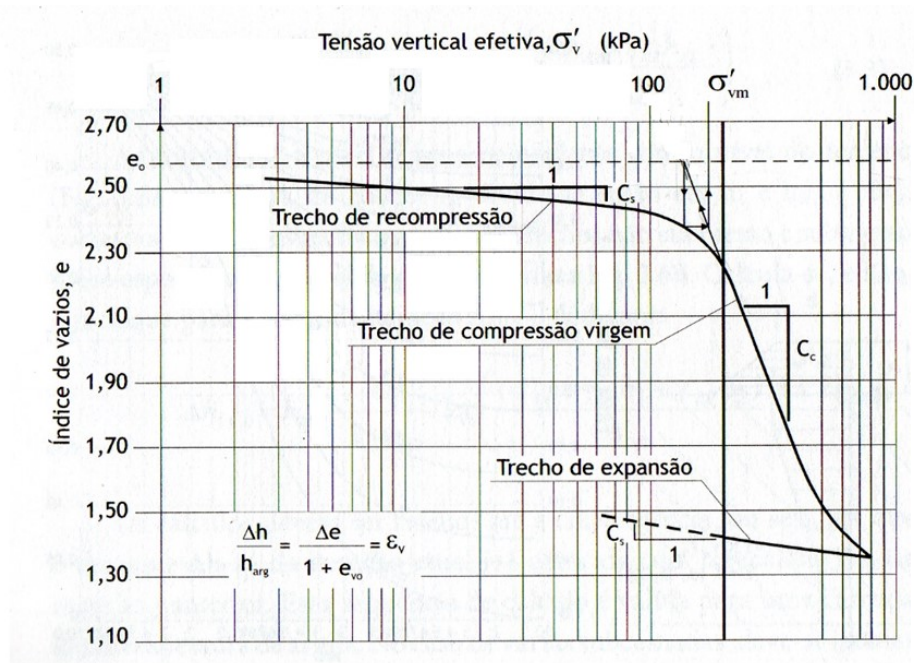


Figura 3 - Parâmetros de compressibilidade a partir da curva de compressão

Na Figura 3 podem ser observados os três principais parâmetros de compressibilidade, a saber, a tensão de sobreadensamento (σ'_{vm}), no caso determinada pelo método proposto por Pacheco Silva (1970), a partir da qual ocorre o recalque por adensamento primário propriamente dito, o índice de compressão (C_c), que relaciona a variação do índice de vazios com a tensão efetiva no adensamento primário, e o índice de recompressão (C_s), que relaciona a variação do índice de vazios com a tensão efetiva na fase de recompressão.

A razão de pré-adensamento (OCR – Over Consolidation Ratio) de um solo é a relação entre a máxima tensão vertical já experimentada pelo solo, e a tensão vertical efetiva atual de campo, ou seja, é a razão entre a tensão de pré-adensamento do solo (obtida em laboratório) e a sua tensão vertical efetiva atual hoje no solo.

Para solos normalmente adensados (OCR=1), qualquer acréscimo de tensão efetiva estaria associado a uma variação de índice de vazios prevista no trecho de compressão virgem, conforme apresentado na Figura 4, Lunne et al (1997).

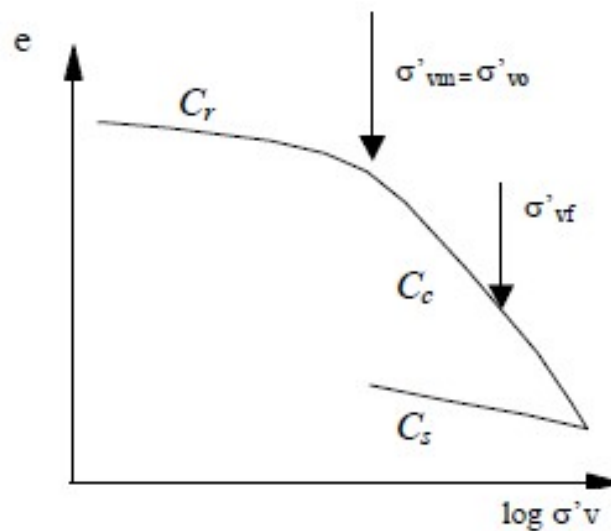


Figura 4 - Curva de compressão edométrica – Representação esquemática do caso de solo normalmente adensado

No caso de solos pré adensados, o trecho da curva de compressão edométrica a ser considerado depende dos limites das tensões envolvidas. Se a faixa de tensões estiver contida exclusivamente no trecho de recompressão; isto é, se $\sigma'_{vf} < \sigma'_{vm}$, o recalque por adensamento primário será de pequena magnitude, proporcional ao coeficiente de recompressão C_s , como apresentado esquematicamente na Figura 5.

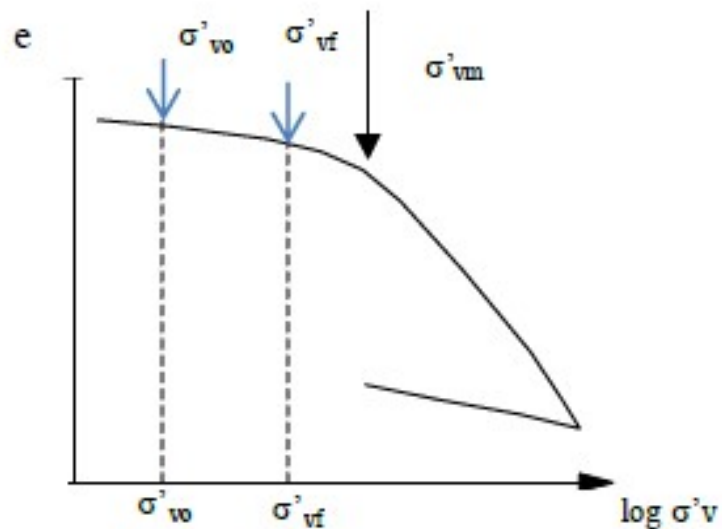


Figura 5 - Curva de compressão edométrica – Representação esquemática do caso de solo pré-adensado

No caso em que a tensão vertical efetiva final ultrapassa a tensão de pré adensamento; isto é, se $\sigma'_{vf} > \sigma'_{vm}$, uma parcela do recalque por adensamento primário será de recompressão, proporcional ao coeficiente de recompressão C_s , e outra de compressão virgem, proporcional ao coeficiente de compressibilidade C_c , como mostrado esquematicamente na Figura 6.

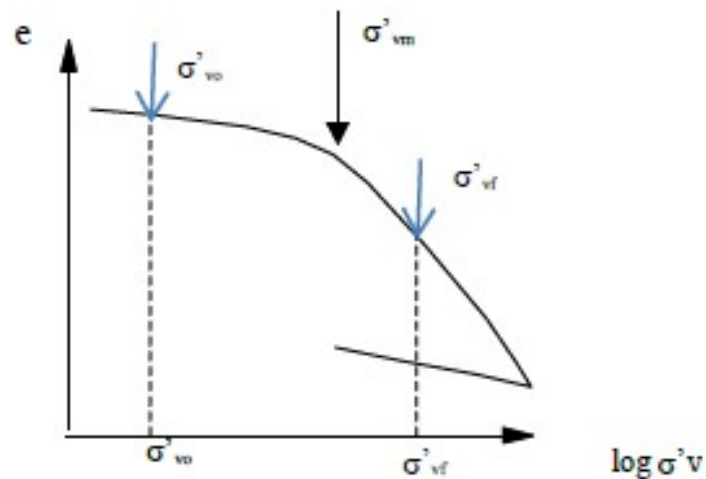


Figura 6 - Curva de compressão edométrica – Representação esquemática do caso de pré-adensado para a tensão vertical inicial, mas normalmente adensado para a tensão vertical final

Depreende-se do exposto acima que, para a estimativa do recalque por adensamento primário que uma camada de argila mole devido à execução de um aterro, faz-se necessário conhecer o histórico de tensões da referida camada, o qual pode ser na tensão de pré-adensamento ou na razão de pré-adensamento (OCR) e tensão vertical efetiva atual.

O índice de compressão (C_c), que relaciona a variação do índice de vazios com a tensão vertical efetiva na reta de compressão virgem, pode ser expresso pela equação (11):

$$C_c = \frac{(e_0 - e_f)}{(\log \sigma_0 - \log \sigma_f)} \quad (11)$$

Associando as equações (10) e (11) é possível escrever o recalque por adensamento primário para o caso do solo normalmente adensado em termos do índice de vazios inicial (e_0), índice de compressão (C_c) e tensões verticais efetivas inicial e final, conforme a equação (12):

$$\rho = \frac{C_s \cdot H_0}{(1 + e_0)} \log\left(\frac{\sigma_f}{\sigma_0}\right) \quad (12)$$

No caso da camada de solo mole ser pré-adensada para a tensão vertical efetiva inicial, a equação (12) deve ser complementada para levar em conta que parte do recalque por adensamento será de recompressão, conforme expresso na equação (13):

$$\rho = \frac{H_0}{(1 + e_0)} \left[C_s \cdot \log \frac{\sigma_{vm}}{\sigma_0} + C_c \cdot \log \frac{\sigma_f}{\sigma_{vm}} \right] \quad (13)$$

A velocidade do recalque por adensamento primário depende da espessura da camada de solo mole, da sua permeabilidade e da condição de drenagem nas suas faces superior e inferior. A teoria unidimensional de Terzaghi estabelece que a evolução do recalque por adensamento primário com o tempo pode ser estimada através da equação (14):

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (14)$$

onde:

T é o fator tempo

C_v é o coeficiente de adensamento

t é o tempo

H_d é a altura de drenagem

O fator tempo (T) é adimensional e correlaciona os tempos de recalque às características do solo, através do C_v , e às condições de drenagem, através do H_d . Para cada valor do fator tempo (T) pode ser associada uma porcentagem média de adensamento primário na camada de solo mole, conforme apresentado na Figura 7 e Tabela 3, obtidas de Sousa Pinto (2002).

Com base na Tabela 3 e na equação (14) é possível estimar o tempo para diversas porcentagens médias de adensamento, obtendo-se, assim, a curva recalque x tempo do adensamento primário.

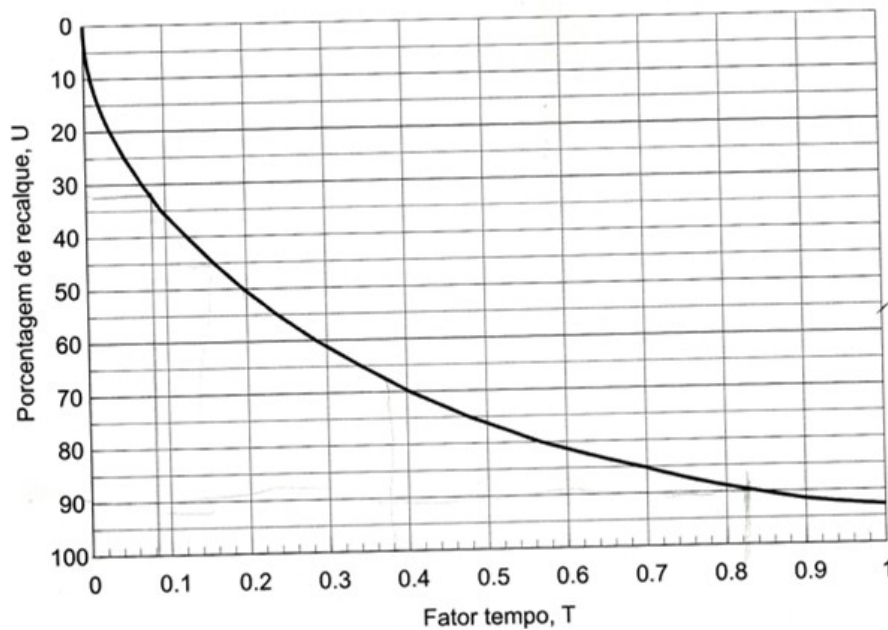


Figura 7 - Curva de adensamento – porcentagem de recalque em função do fator tempo (Sousa Pinto, 2002).

Tabela 3: Fator Tempo em função da porcentagem de recalque para adensamento pela Teoria de Terzaghi (Sousa Pinto, 2002).

U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T
1	0,0001	21	0,0346	41	0,132	61	0,297	81	0,588
2	0,0003	22	0,0380	42	0,138	62	0,307	82	0,610
3	0,0007	23	0,0415	43	0,145	63	0,318	83	0,633
4	0,0013	24	0,0452	44	0,152	64	0,329	84	0,658
5	0,0020	25	0,0491	45	0,159	65	0,340	85	0,684
6	0,0028	26	0,0531	46	0,166	66	0,351	86	0,712
7	0,0038	27	0,0572	47	0,173	67	0,364	87	0,742
8	0,0050	28	0,0616	48	0,181	68	0,377	88	0,774
9	0,0064	29	0,0660	49	0,189	69	0,389	89	0,809
10	0,0078	30	0,0707	50	0,197	70	0,403	90	0,848
11	0,0095	31	0,0755	51	0,204	71	0,416	91	0,891
12	0,0113	32	0,0804	52	0,212	72	0,431	92	0,938
13	0,0133	33	0,0855	53	0,221	73	0,445	93	0,992
14	0,0154	34	0,0908	54	0,230	74	0,461	94	1,054
15	0,0177	35	0,0962	55	0,239	75	0,477	95	1,128
16	0,0201	36	0,102	56	0,248	76	0,493	96	1,219
17	0,0227	37	0,108	57	0,257	77	0,510	97	1,335
18	0,0254	38	0,113	58	0,266	78	0,528	98	1,500
19	0,0283	39	0,119	59	0,276	79	0,547	99	1,781
20	0,0314	40	0,126	60	0,287	80	0,567	100	∞

1.2.3 Recalque por adensamento secundário

O recalque por adensamento secundário está associado a deformações observadas no final do processo de adensamento primário, quando as tensões

efetivas já se estabilizaram. Com isso, ao contrário dos recalques por adensamento primário, a consolidação secundária ocorre sob tensões efetivas constantes. Esse processo pode ser atribuído a uma mudança no posicionamento das partículas em busca de um arranjo mais estável, após dissipação da poropressão. A magnitude desta parcela de recalque pode ser estimada através do coeficiente de adensamento secundário $C_{\alpha\epsilon}$, definido na equação (15), que pode ser obtido no ensaio de adensamento edométrico, conforme apresentado na Figura 8.

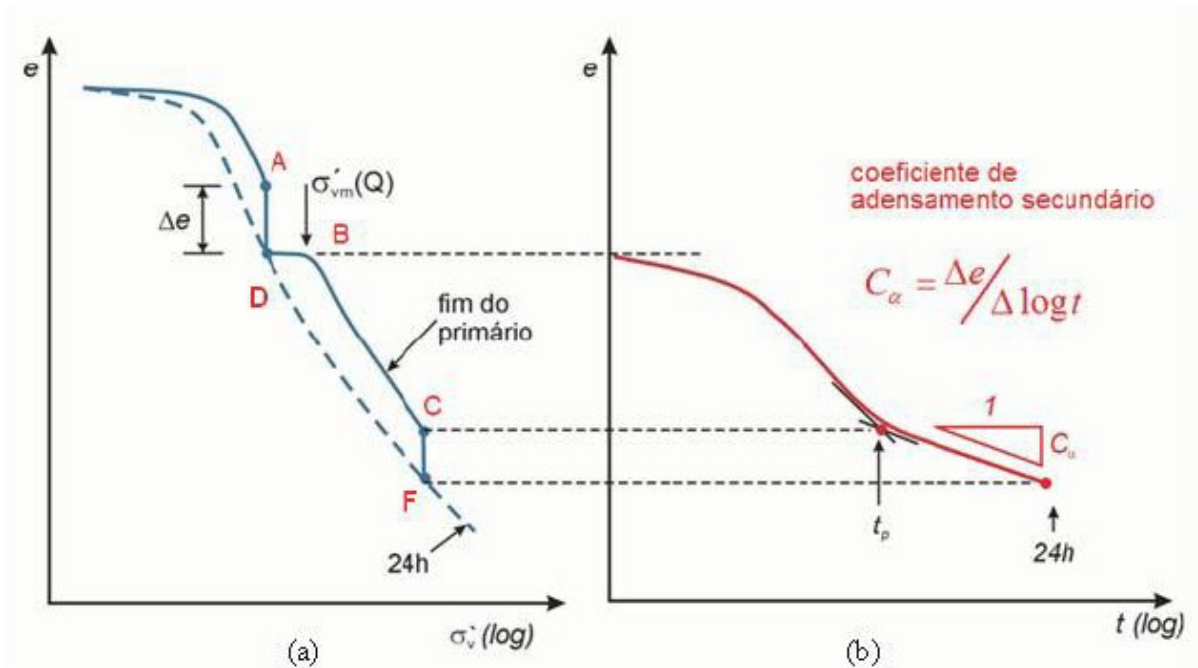


Figura 8 - Obtenção do coeficiente de adensamento secundário a partir do ensaio de adensamento edométrico

$$C_{\alpha\epsilon} = \frac{\Delta\epsilon}{\Delta\log_{10} t} = \frac{\Delta H / H_0}{\Delta\log_{10} t} = \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_0} = \frac{\Delta e / \Delta\log_{10} t}{1 + e_0} \quad (15)$$

$$\Delta H = C_{\alpha\epsilon} H_0 \Delta\log_{10} t \quad (16)$$

onde:

$C_{\alpha\epsilon}$ é o coeficiente de adensamento secundário em termos de deformação específica

$C_{\alpha e}$ é o coeficiente de adensamento secundário em termos de índice de vazios

$\Delta \varepsilon$ é a deformação específica medida no tempo t

Δe é a variação do índice de vazios medida no tempo t

H_0 é a espessura do corpo de prova ou da camada de solo mole

ΔH é o recalque por adensamento secundário

1.2.4 Recalque total

O recalque total é então determinado pela soma de todas as parcelas conforme apresentado na Figura 9

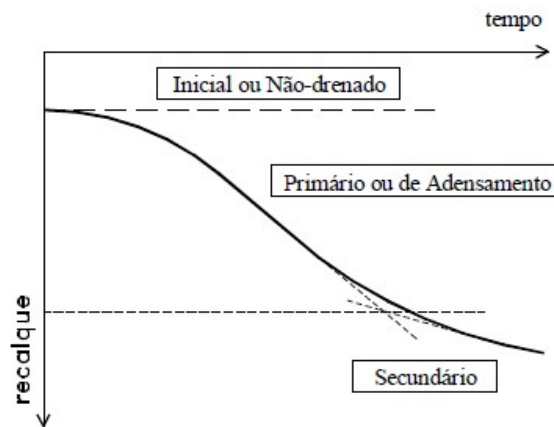


Figura 9 - Evolução dos recalques com o tempo

1.3 Análise de estabilidade

A análise de estabilidade geotécnica é aplicável a taludes, de aterros ou de escavações, que podem, dependendo da sua altura e inclinação e da resistência do maciço, apresentar instabilidade. Os métodos de análise de estabilidade de taludes normalmente são do tipo equilíbrio limite, em que o nível ou fator de segurança em uma determinada superfície potencial de ruptura é definido pela relação entre os esforços resistentes e solicitantes na referida superfície. Em cada talude são analisadas diversas superfícies potenciais de ruptura de modo a identificar a de menor fator de segurança, denominada superfície crítica. Os métodos de análise assumem que a ruptura ocorre quando o fator de segurança é menor ou igual a 1.

Na maioria dos casos, a superfície de ruptura do talude assume um dos três formatos: circular, planar e não planar. As superfícies não planares geralmente são compostas por dois ou mais planos de ruptura condicionados por estratigrafia do subsolo. As superfícies planares geralmente estão associadas a rupturas tipo talude infinito, quando a superfície de ruptura é aproximadamente paralela à superfície do talude, ou à existência de plano de fraqueza do maciço condicionado por xistosidade ou descontinuidade geológica, que podem ocorrer principalmente em solos residuais e maciços rochosos. As superfícies de ruptura aproximadamente circulares são as mais comuns e caracterizam solos relativamente homogêneos.

Segundo Jewell (1982), no caso de aterros sobre solos moles existem três tipos possíveis de ruptura, cada um com uma superfície de deslizamento diferente, conforme apresentado esquematicamente na Figura 10. Como pode ser observado, no primeiro tipo, ruptura por extrusão da fundação, não há a formação de uma superfície clara de ruptura, mas sim um recalque imediato elevado do aterro e elevação do superfície do terreno próxima ao pé do talude. No segundo tipo ocorre ruptura do maciço compactado, formando uma superfície de ruptura bi-planar. O terceiro e mais comum tipo de ruptura de aterros sobre solos moles é a ruptura global, caracterizada pelo esgotamento da resistência do solo mole e também do aterro. Para este caso, a superfície de ruptura tende a ser aproximadamente circular.

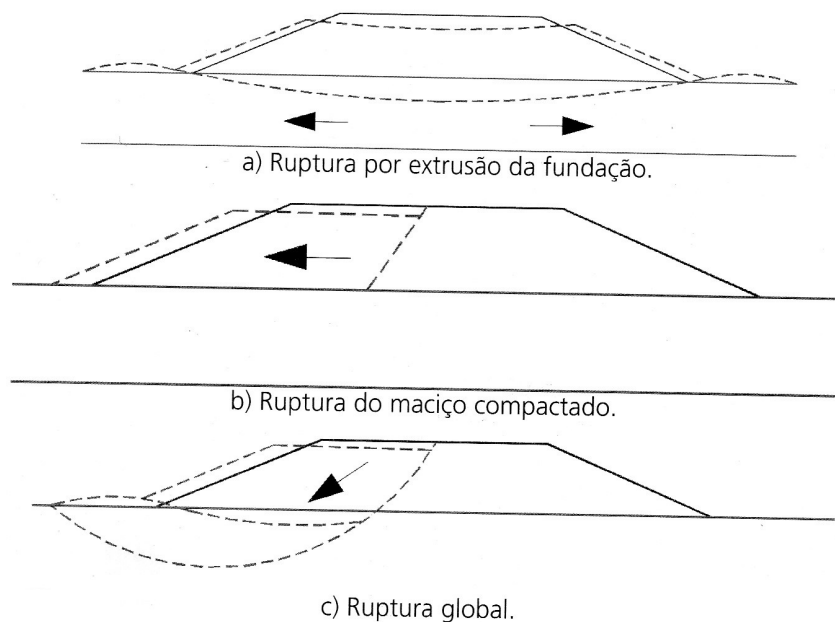


Figura 10 - Tipos de ruptura de aterros sobre solos moles (Jewell, 1982)

Após a definição do tipo de superfície de ruptura representativa do talude em estudo, é preciso adotar alguma metodologia de estimar os esforços atuantes e resistentes afim de compará-los e determinar o coeficiente de segurança de cada superfície potencial de ruptura analisada. Quanto mais superfícies potenciais de ruptura se analisa, mais precisa e confiável é a análise de estabilidade do talude estudado.

Atualmente, as análises de estabilidade são realizadas em computadores, utilizando-se programas de cálculo que seguem o algoritmo de métodos de análise de estabilidade consagrados, possibilitando a verificação de um grande número de superfícies potenciais de ruptura.

1.3.1 Contribuição do aterro na estabilidade do talude

Os solos podem apresentar comportamento tensão-deformação mais rígido ou mais flexível e mais frágil ou mais dúctil dependendo da sua estrutura, granulometria, minerais componentes, presença de cimentação natural, etc. Nas obras de aterros é de se esperar que o solo de fundação tenha, eventualmente, comportamento tensão-deformação distinto do material compactado. Bello (2004) apresenta uma discussão sobre este aspecto tendo como base as possíveis desigualdades do comportamento tensão-deformação apresentadas na Figura 11.

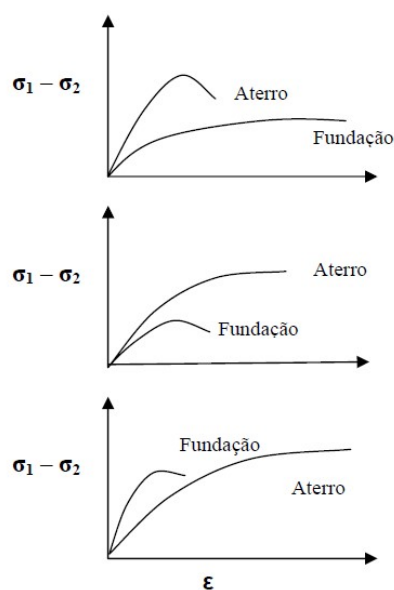


Figura 11 - Desigualdades do comportamento tensão-deformação de um aterro e sua fundação (Bello, 2004)

Na análise de estabilidade de taludes de aterros sobre solos moles, um aspecto importante a considerar é a contribuição do aterro. Como o material do aterro geralmente é mais rígido e mais resistente que o da fundação, condição representada pelo primeiro gráfico da Figura 11, dependendo da geometria da seção analisada, podem ocorrer três situações:

- a) A contribuição do aterro é pequena em relação a resistência ao cisalhamento do solo de fundação. Neste caso, mesmo considerando o coeficiente de segurança entre 1,3 e 1,5, será necessário uma deformação significativa do solo de fundação para mobilizar a resistência de equilíbrio aos esforços atuantes. Assim, no primeiro momento haverá uma concentração de esforços no aterro até leva-lo à ruptura e, posteriormente haverá uma redistribuição dos esforços no solo de fundação. Nesta condição o projeto deve desprezar a contribuição do aterro na estabilidade do talude, uma vez que, devido às trincas que surgirão no mesmo, é provável que até a sua resistência residual resulte indisponível.
- b) A contribuição do aterro é comparável ao do solo de fundação. Neste caso é recomendável um estudo mais detalhado das rigidezes dos dois materiais e, se for o caso, aplicar coeficientes de segurança distintos para cada um, de modo a obter compatibilidade de deformações.
- c) A contribuição do aterro é maior que a do solo de fundação. Neste caso deve ser aplicado um coeficiente de segurança padrão para o material de aterro, considerando o nível de confiabilidade dos parâmetros de resistência adotados e o nível de risco do projeto. Para o solo de fundação deve ser aplicado um coeficiente de segurança maior, buscando compatibilidade de deformações, que neste caso serão pequenas, não se esperando trincas no aterro.

1.3.2 Métodos de análise de estabilidade

A escolha do método de análise a ser empregado em um projeto depende principalmente do tipo de superfície de ruptura que pode ocorrer no talude estudado. Quando não se tem certeza de que tipo de superfície de ruptura é mais representativo, é preciso admitir que dois ou mais tipos possam ocorrer.

Os métodos de análise podem ainda ser divididos em dois grupos: simplificados e rigorosos. Os métodos simplificados são aqueles que não atendem todas as três condições de equilíbrio estático (equilíbrio de forças em duas direções perpendiculares e equilíbrio de momentos). Os métodos rigorosos atendem à três condições de equilíbrio GEORIO (2014). A

Tabela 4 apresenta as principais características dos métodos de análise mais utilizados.

Tabela 4: Características principais dos métodos de análise de estabilidade de taludes mais utilizados (Georio, 2014)

FORMULAÇÕES	CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS
Fellenius (1936)	Método simplificado. Superfície circular. Assume que a resultante das forças entre as fatias é paralela à base de cada fatia, razão pela qual pode apresentar erros significativos na determinação do fator de segurança, geralmente subestimando-o. Recomenda-se utilizar métodos mais acurados.
Bishop Simplificado (1955)	Apesar de ser um método simplificado, tem uma boa acurácia. Superfície circular. Assume que a resultante das forças que atuam nas laterais das fatias são horizontais e obtém o fator de segurança através do equilíbrio de forças verticais e momentos.
Jambu (1954)	Método simplificado. Desenvolvido para superfícies de formato qualquer. Assume que as forças laterais são horizontais e obtém o fator de segurança através do equilíbrio de forças. Posteriormente, um ábaco de correção foi introduzido para melhor acurácia do fator de segurança.
Morgenstern e Price (1965)	Método rigoroso. Desenvolvido para superfícies de formato qualquer. Assume que a inclinação das forças laterais obedece a uma função $f(x)$ prescrita. As inclinações são determinadas durante o processo de cálculo para satisfazer as condições de equilíbrio de forças e momentos.
Spencer (1967)	Método rigoroso. Desenvolvido para superfícies de formato qualquer. Assume que a inclinação das forças laterais é a mesma para todas as fatias. A inclinação é determinada durante o processo de cálculo de modo a satisfazer as condições de equilíbrio de forças e momentos.

Segundo GEORIO (2014), estudos sobre a precisão destes métodos revelaram variações de aproximadamente 6% nos valores de fator de segurança obtidos pelos métodos rigorosos. Quando se utiliza métodos simplificados, as variações podem ultrapassar 60%, geralmente a favor da segurança. O método de Bishop Simplificado (1955) é uma exceção, pois apresenta uma acurácia semelhante à dos métodos rigorosos.

Atualmente, com a evolução no desenvolvimento de ferramentas computacionais, diversos programas vêm sendo desenvolvidos para auxiliar na aplicação destes métodos. Na maioria desses programas são fornecidos como dados de entrada a geometria da seção, os parâmetros geotécnicos do maciço e eventual carregamento externo, a partir dos quais a ferramenta efetua a análise de estabilidade bi-dimensional de inúmeras superfícies potenciais de ruptura, respeitando os limites informados de entrada e saída dessas superfícies, até identificar a de menor coeficiente de segurança.

O programa SLOPE/W (GEOSLOPE, 2004), que foi utilizado no estudo de caso desta dissertação, é um dos mais difundidos, principalmente pela sua versatilidade. Este programa realiza análises tanto bidimensionais como tridimensionais e contempla a maioria dos métodos citados, possibilitando a comparação de resultados e a adoção do coeficiente de segurança correspondente ao método mais representativo do caso analisado.

O programa SLOPE/W (GEOSLOPE, 2004) possibilita a definição dos limites das superfícies potenciais de ruptura a serem pesquisadas tanto em termos de malha de centros e campo de variação dos raios quanto através da indicação dos trechos de entrada da superfície próximo à crista e de saída próximo ao pé do talude. Esta última condição de definição dos limites das superfícies potenciais de rupturas é particularmente interessante para retroanálises de taludes rompidos.

1.4 Técnicas de obtenção da resistência não drenada

Como se depreende do exposto no item anterior, o parâmetro determinante na análise de estabilidade de taludes é a resistência do solo. No caso de taludes de aterros sobre solos moles, em função da baixa permeabilidade destes solos, a ruptura geralmente ocorre em condição não drenada, resultando que o parâmetro

determinante da análise de estabilidade é a resistência não drenada da camada argilosa. Dessa forma, é fundamental discutir as técnicas de obtenção deste parâmetro.

No contexto de projeto e execução de aterros sobre solos moles, as técnicas de obtenção da resistência não drenada da camada argilosa podem incluir referência bibliográfica, ensaios 'in situ' e ensaios de laboratório.

1.4.1 Dados de referência bibliográfica

Os dados de referência bibliográfica normalmente são utilizados em estudos preliminares, antes da execução da investigação geotécnica no local do projeto. Em regiões de histórico de obras semelhantes ou de realização de pesquisas acadêmicas, os dados bibliográficos podem ser de grande valia para o desenvolvimento da fase inicial do projeto, inclusive para a programação e execução da investigação geotécnica na área de interesse. A Figura 12 apresenta, como exemplo, dados bibliográficos da resistência não drenada da argila mole da Formação Sarapuú, no Rio de Janeiro, resultado de diversas pesquisas realizadas no Campo Experimental de Sarapuú e de algumas obras executadas na região.

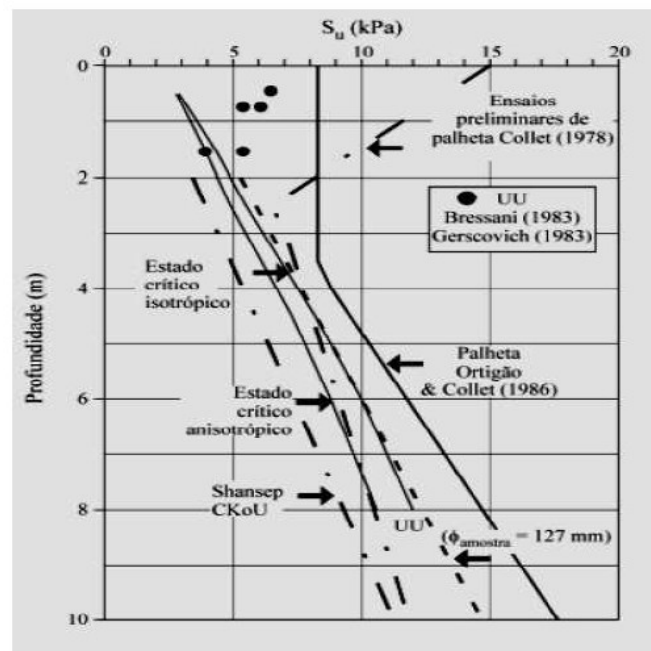


Figura 12 - Resistência não drenada através de diversos tipos de ensaios. Dados de diversos autores coletados por Almeida et al (2005)

1.4.2 Ensaio 'in situ'

Os ensaios 'in situ' utilizados para obtenção da resistência não drenada de solos moles incluem sondagens a percussão, ensaios de palheta (Vane Test) e ensaios de piezocone (CPTU).

1.4.2.1 Sondagens a percussão

As sondagens a percussão com coleta de amostras para simples reconhecimento dos solos, cujo procedimento é regulamentado pela norma NBR 6484, permitem estabelecer a estratigrafia do subsolo e, a cada metro, obter o índice de resistência N_{SPT} , definido como o número de golpes de um martelo de 65 kg, caindo de 75 cm de altura, necessários para penetração de 30 cm do amostrador padrão. Embora não conste no procedimento da NBR 6484, a determinação do teor de umidade das amostras coletadas também pode ser de grande utilidade para estimativa da resistência não drenada da argila mole, uma vez que, sendo saturada, quanto maior o teor de umidade da argila, maior o seu índice de vazios e menor a sua resistência.

Os equipamentos necessários para realização da sondagem a percussão e o ensaio SPT são compostos por seis partes distintas: amostrador, hastes, martelo, torre ou tripé de sondagem, cabeça de bater, conjunto de perfuração. Suas peças de avanço devem permitir a abertura de um furo com diâmetro máximo de 100 mm (4"), até atingir o nível de água (NA). Abaixo do NA deve-se utilizar tubos de revestimentos com diâmetro nominal interno de 63,5 mm (2.1/2"), emendado por luvas com comprimento de 1 m e/ou 2 m.

O amostrador a ser utilizado na execução da sondagem é constituída por três partes distintas: cabeça, corpo e sapata, conforme apresentado na Figura 13. A cabeça do amostrador possui uma válvula de esfera e um orifício de drenagem que permite a entrada e saída da água de dentro das hastes e conseqüentemente retenção da amostra do solo dentro do amostrador. Esse conjunto de válvula e dreno deve ser frequentemente inspecionado e limpo, para garantir seu perfeito funcionamento. O corpo do amostrador é formado por um tubo bipartido, que permite a inspeção tátil e visual das amostras.

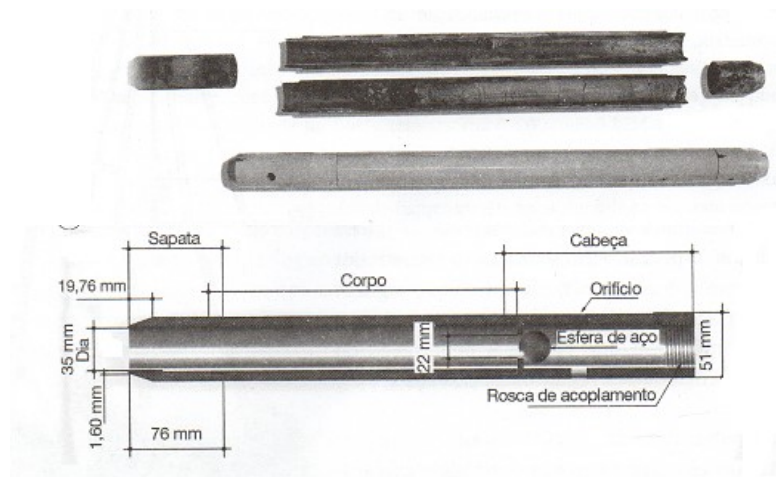


Figura 13 - Amostrador padrão "Raymond" (Schnaid 2012)

A Figura 14 apresenta o detalhe do equipamento utilizado na execução deste tipo de sondagem.

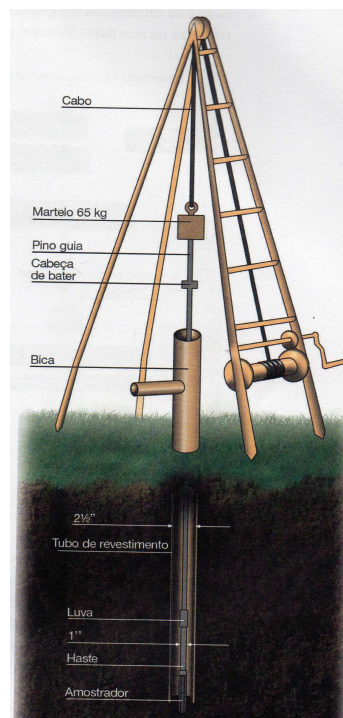


Figura 14 - Equipamento de sondagem (Schnaid 2012)

Segundo Schnaid (2012), a questão da influência do equipamento relaciona-se com a energia transferida ao amostrador no processo de cravação. Pode-se descrever os seguintes aspectos dos equipamentos como influenciadores nos resultados:

- (a) martelo – energia transferida pelos diferentes mecanismos de levantamento e liberação para queda, massa do martelo e uso do cepo de madeira no martelo;
- (b) hastes – peso e rigidez, comprimento, perda de energia nos acoplamentos;
- (c) amostrador – integridade da sapata cortante, uso de válvula, uso de revestimento plástico interno (prática americana)

Em função do ensaio para determinação do índice N_{SPT} ser dinâmico e envolver um nível de energia relativamente elevado para a penetração em argilas moles, as correlações desse índice com a resistência não drenada destas argilas tende a ser fracas. Contudo, a experiência com projetos em diversas regiões do Brasil tem mostrado que a resistência não drenada de argilas moles com o índice $N_{SPT} > 1$ pode ser correlacionada, em termos de estudo preliminar, com o referido índice de resistência através da equação (26).

$$S_u = 10 N_{SPT} \quad [\text{kPa}] \quad (17)$$

1.4.2.2 Ensaio de Palheta (Vane Test)

O ensaio de Vane Test é tradicionalmente empregado na determinação da resistência não drenada (S_u) de depósitos de argilas moles. Esse ensaio, sendo passível de interpretação analítica ao se admitir a hipótese de superfície de ruptura cilíndrica, serve de referência a outras técnicas e metodologias, cuja interpretação requer a adoção de correlações semi-empíricas (Schnaid 2012).

O ensaio consiste basicamente em cravar uma palheta cruciforme no solo mole, na elevação de interesse, e aplicar o torque necessário para cisalhar o solo por rotação em condição não drenada. A resistência não drenada é determinada a partir do torque máximo obtido com a rotação da palheta. A Figura 15 apresenta o tipo de equipamento utilizado para realização do ensaio.

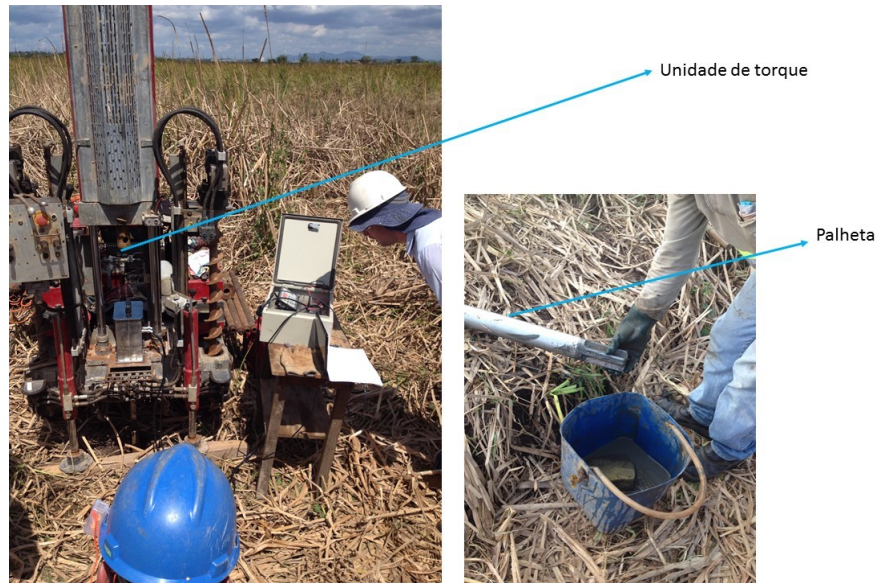


Figura 15 - Fotografia do ensaio de Palheta (Vane Test)

Segundo Schnaid (2012), após a introdução da palheta no interior do solo, na profundidade de ensaio, posiciona-se a unidade de torque e medição, zeram-se os instrumentos e aplica-se imediatamente o torque com velocidade de 6°/minuto. O intervalo de tempo máximo admitido, entre o fim da cravação da palheta e o início da sua rotação, é de cinco minutos. Para a determinação da resistência amolgada (S_{ur}), imediatamente após a aplicação do torque máximo são realizadas dez revoluções completas na palheta, e repetido o ensaio. O intervalo de tempo entre os dois ensaios deve ser de cinco minutos.

Segundo Chandler (1988), citado por Almeida (2010), o valor de S_u obtido no ensaio é influenciado pelos seguintes fatores: atrito mecânico, dimensões e rigidez da palheta e velocidade de rotação, além da plasticidade, heterogeneidade, anisotropia e amolgamento da argila. Em função da influência destes fatores, a resistência não drenada S_u medida no ensaio de Vane test deve ser corrigida por um fator de correção (Bjerrum, 1972) de forma a se obter a resistência de projeto.

Com base no torque medido é possível determinar a resistência ao cisalhamento não drenada do solo (S_u) expressa pela equação (27):

$$S_u = \frac{0,86M}{\pi D^3} \quad (18)$$

onde:

M é o torque máximo (kNm)

D é o diâmetro da palheta (m)

Schnaid (2012) apresenta medidas de S_u natural e amolgada, realizadas em um depósito de argila mole no Rio de Janeiro por Ortigão e Collet (1986), em vários furos de sondagem. Tais medidas possibilitaram uma estimativa realista da variação da resistência não drenada natural e amolgada com a profundidade, conforme apresentado na Figura 16.

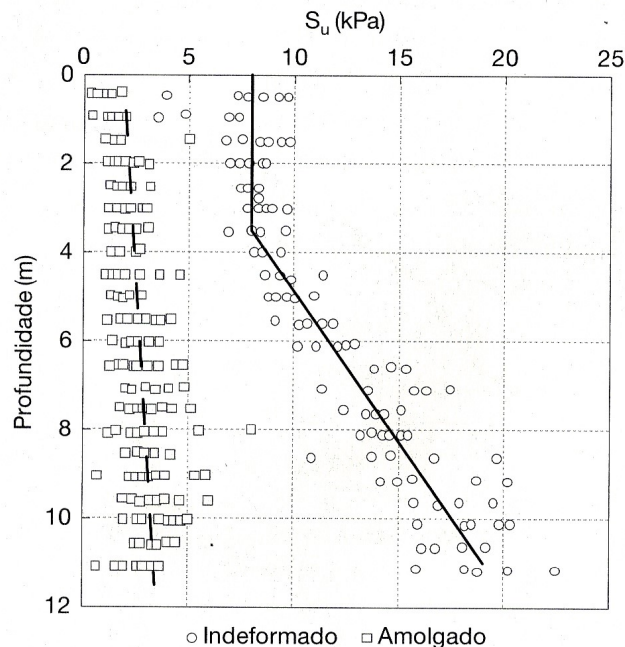


Figura 16 - Resultados de ensaios de palheta *in situ* em argilas do Rio de Janeiro, obtidos em vários furos próximos

1.4.2.3 Ensaio de Piezocone (CPTU)

O ensaio de piezocone ou CPTU ('cone penetration test' com medidas de poropressão) caracteriza-se internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. O ensaio consiste na cravação contínua, com velocidade constante de 2 cm/s, de uma ponteira instrumentada no terreno, a qual permite medições contínuas da resistência de ponta do cone (q_c), resistência

por atrito lateral (f_s) e a poropressão (u_2) na base do cone. O ensaio é regulamentado no Brasil pelo MB 3406-1991 da ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Schnaid (2012) aponta que a padronização da velocidade de cravação do cone é importante, já que o valor da resistência de ponta varia significativamente com velocidade de cravação, conforme verificações de Leroueil e Marques (1996) e Crespo Neto (2004).

Uma das principais características deste ensaio são os registros contínuos das grandezas medidas, os quais permitem obter informações de todas as camadas do subsolo, mesmo as mais esbeltas, evitando assim os problemas de extrapolação necessária nos casos de ensaios com medições discretas ao longo da profundidade. Um exemplo dessa valiosa característica do ensaio é a detecção de camadas drenantes de poucos centímetros de espessuras, Schnaid (2012).

Em função da geometria da ponteira no nível da base do cone, onde é colocada a pedra porosa para medição da poropressão u_2 , a resistência ponta q_c precisa ser corrigida conforme indicado na equação (28) e na Figura 17.

$$q_t = q_c + (1 - a) u_2 \quad (19)$$

onde:

q_t é a resistência de ponta corrigida

q_c é a resistência de ponta medida no cone;

u_2 é a poropressão medida na base do cone;

a é a relação A_u/A_t

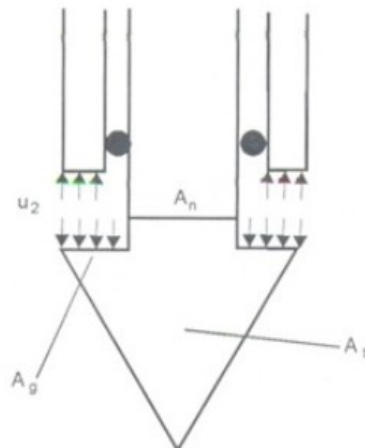


Figura 17 - Representação esquemática da correção de q_c

O piezocone não permite coleta de amostras para classificação táctil visual do solo. Para tentar superar tal limitação, vários autores apresentaram propostas de classificação dos solos com base nas grandezas medidas no ensaio, em forma de ábacos. A Figura 18 apresenta ábacos propostos por Robertson (1990) que é um dos mais utilizados, cujos parâmetros de classificação estão apresentados nas equações (29), (30) e (31). A Tabela 5 apresenta o tipo de solo correspondente a cada zona dos ábacos.

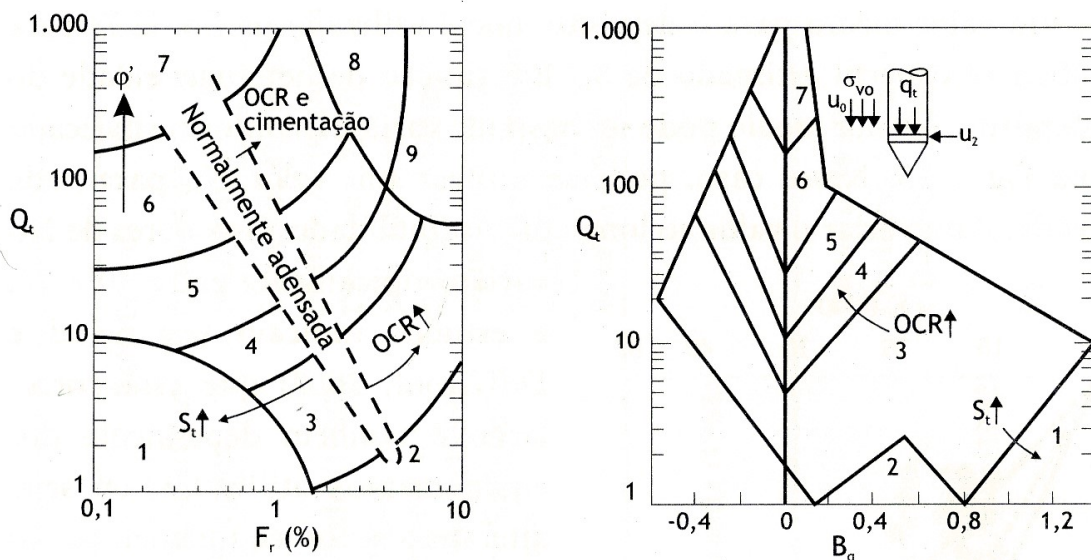


Figura 18 - Ábacos de classificação dos solos com base nas grandezas medidas no ensaio de piezocone (Robertson, 1990)

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}} \quad (20)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (21)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (22)$$

Tabela 5: Classificação preliminar dos solos a partir dos dados do ensaio de piezocone (Robertson, 1990)

Zona	Comportamento do solo	Zona	Comportamento do solo
1	Solo fino sensível	6	Areias, areias puras a areias siltosas
2	Material orgânico	7	Areia grossa a areia
3	Argila, argila siltosa	8	Areia argilosa muito compacta
4	Misturas siltosas, silte argiloso a argila siltosa	9	Solo fino duro
5	Misturas arenosas, areia siltosa a silte arenoso		

No ensaio de piezocone, usualmente a resistência não drenada (S_u) é obtida através de relações entre a resistência corrigida q_t do cone com o fator de cone N_{kt} , conforme apresentado na equação (32).

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (23)$$

Além da resistência não drenada (S_u), existem outras equações que permitem a obtenção da variação do OCR com a profundidade. A mais utilizada é apresentada na equação (33).

$$OCR = k \cdot Q_t \quad (24)$$

onde:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (25)$$

Segundo Schnaid (2009), os valores de k estão na faixa de 0,15 – 0,50, sendo recomendado utilizar valores da ordem de 0,30. A faixa mais baixa de valores tem sido observada para argilas moles brasileiras (Januzzi, 2009; Baroni, 2010).

1.4.3 Ensaio de laboratório

A realização de ensaios de laboratório em amostras indeformadas constitui a técnica mais confiável para a obtenção da resistência não drenada de argilas moles, uma vez que as condições de contorno e de execução do ensaio são controladas. Contudo, a heterogeneidade do maciço, a dificuldade de coleta de amostras representativas, a indisponibilidade de bons laboratórios e o tempo de execução dos ensaios impedem a utilização dessa técnica em certos projetos.

Os ensaios de laboratório aplicáveis à obtenção da resistência não drenada de argilas moles saturadas são os ensaios triaxiais não adensado e não drenado (UU) e adensado não drenado (CU) e o ensaio de adensamento edométrico.

1.4.3.1 Ensaio triaxial UU

No ensaio do tipo UU, não se permite qualquer drenagem. Então quando se aplica a pressão confinante, surge uma poropressão de igual valor. Qualquer que seja a pressão confinante aplicada, a tensão confinante efetiva é a mesma.

Após o confinamento, os corpos de prova são submetidos a um carregamento axial, sem drenagem. Independentemente das pressões confinantes de ensaio, todos os corpos de prova estão sob a mesma tensão confinante efetiva e, conseqüentemente, apresentam a mesma resistência.

Os círculos de Mohr em tensões totais terão os mesmos diâmetros e a envoltória será uma reta horizontal, como mostra a Figura 19. A ordenada desta envoltória é a resistência não drenada da argila.

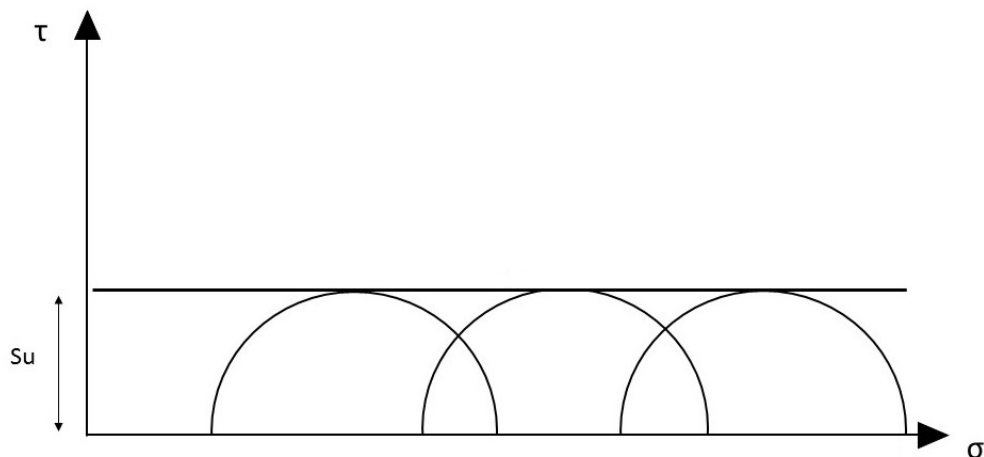


Figura 19 - Envoltória de resistência em argilas saturadas no ensaio UU

Conclui-se portanto que em ensaios de compressão triaxial do tipo UU, com amostras saturadas, a tensão confinante efetiva será sempre a mesma, independente da tensão confinante total aplicada no ensaio. Conclui-se também que, não havendo perturbação significativa da amostra, a tensão confinante efetiva do ensaio será igual à média das tensões principais efetivas que existiam no terreno, na posição em que a amostra foi retirada.

Depreende-se do exposto acima que a representatividade dos resultados do ensaio UU é muito dependente da manutenção da tensão efetiva de campo na amostra até a realização do ensaio.

1.4.3.2 Ensaio triaxial CU

Segundo Soares (1997), o ensaio triaxial CU é um dos mais versáteis ensaios para a determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos, inclusive de solos moles em condição não drenada. O ensaio permite a determinação de S_u para diferentes tensões efetivas e módulo de Young não drenado (E_u), bem como o estabelecimento de parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos (c' e ϕ').

No caso mais usual deste ensaio, faz-se inicialmente a aplicação de uma tensão octaédrica igual a tensão confinante prevista do ensaio, em condição drenada. Após o completo adensamento do corpo de prova para esta tensão, aplica-se uma tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) em condição não drenada, com velocidade de

deformação constante e registros contínuos da tensão desviadora, poropressão e deformação, até a ruptura do corpo de prova. Um ensaio CU geralmente contempla a ruptura de pelo menos 3 corpos de prova com diferentes tensões confinante efetiva.

Como durante o ensaio CU são conhecidas as tensões totais aplicadas e as poropressões, é possível obter tanto envoltória de tensões totais quanto envoltória de tensões efetivas. A Figura 20 apresenta um resultado típico de ensaio triaxial CU, em que a envoltória de resistência apresentada poderia ser em termos de tensões totais ou efetivas.

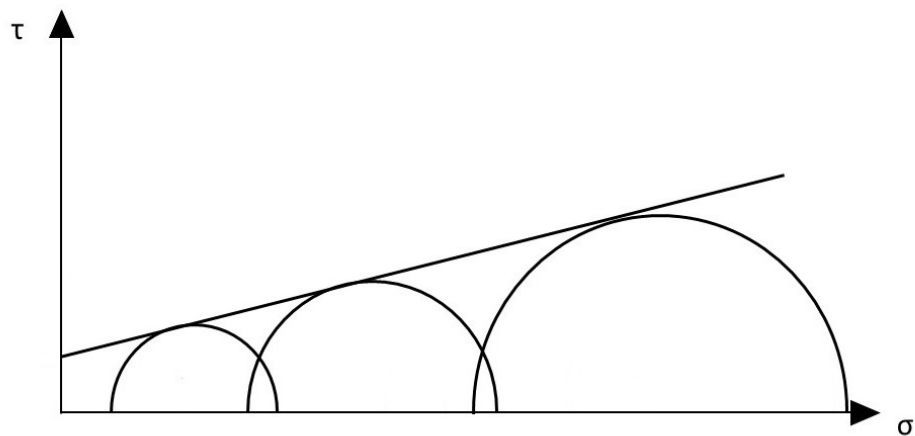


Figura 20 - Envoltória de resistência em argilas saturadas no ensaio CU

1.4.3.3 Ensaio de adensamento edométrico incremental (SCI)

O ensaio de compressão edométrica, também conhecido como ensaio de compressão confinada ou ensaio de adensamento, é o mais antigo e mais conhecido para a determinação de parâmetros de compressibilidade do solo, tendo sido desenvolvido por Terzaghi (1943). O ensaio tem como objetivo determinar as características de compressibilidade dos solos em condições de deformação lateral nula e consiste na compressão de uma amostra de solo, compactada ou indeformada, utilizando um aparelho denominado consolidômetro ou oedômetro.

No caso do ensaio de adensamento incremental, a compressão é realizada através de incrementos de carga pré-estabelecidos. A cada estágio traça-se uma

curva compressão versus tempo e calcula-se a variação do índice de vazios devido à carga compressão aplicada. Ao final do ensaio obtém-se a chamada curva de compressão do solo que relaciona o índice de vazios e a tensão vertical efetiva, conforme apresentado na Figura 3.

A Figura 21 apresenta esquematicamente o oedômetro e a Figura 22 apresenta as condições de contorno do ensaio.

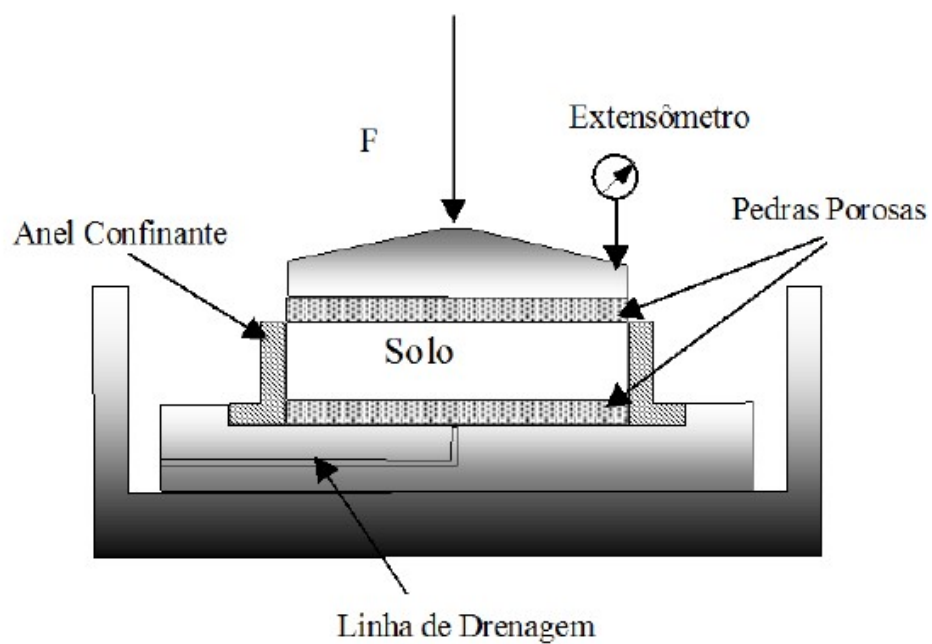


Figura 21 - Oedômetro utilizado nos ensaios de compressão confinada

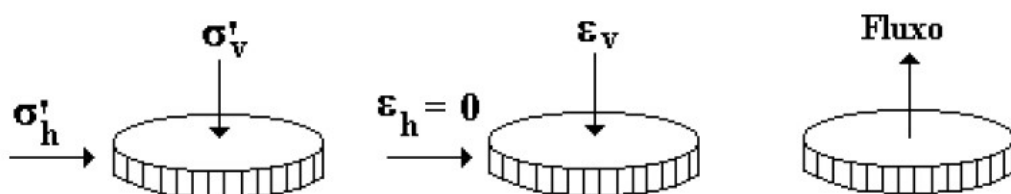


Figura 22 - Condições de contorno do ensaio de compressão confinada

O ensaio é realizado mantendo a amostra saturada e utilizando duas pedras porosas, uma no topo e outra na base, de modo a acelerar a velocidade dos recalques na amostra e, conseqüentemente, diminuir o tempo de ensaio. Durante

cada carregamento, são efetuadas leituras dos deslocamentos verticais do topo da amostra e do tempo decorrido.

O procedimento de execução do ensaio de adensamento incremental é, resumidamente, o seguinte:

- i) Saturar da amostra
- ii) Aplicar o carregamento
- iii) Realizar leituras, geralmente efetuadas em uma progressão geométrica do tempo (15s, 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, ... 24hs), dos deslocamentos verticais do topo da amostra através de um extensômetro
- iv) Plotar gráficos com as leituras efetuadas da variação da altura ou recalque versus tensões aplicadas
- v) A partir da interpretação dos gráficos, decidir se um novo carregamento deve ser aplicado. Repetem-se os processos anteriores.
- vi) Descarregar a amostra.

As seqüências usuais de cargas a serem aplicadas no ensaio de adensamento são as seguintes:

(em kgf/cm^2) : 0,20; 0,40; 0,80; 1,60; 3,20; 6,40; 12,80; 25,60

(em kPa) : 3, 6, 12, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600

A taxa de deformação do solo no início do ensaio é bem alta, mas, com o decorrer do ensaio ela decresce. Depois de transcorrido o tempo necessário para que as leituras se tornem constantes, os resultados de cada estágio são colocados em um gráfico em função do logaritmo do tempo.

A curva de compressão do solo é normalmente representada em função do índice de vazios versus o logaritmo da tensão vertical. O valor do índice de vazios ao final de cada estágio de carregamento pode ser obtido considerando-se a hipótese de carregamento confinado, a partir da relação da deformação volumétrica com o índice de vazios:

A qualidade das amostras é muito importante para a obtenção de um bom resultado nos ensaios de adensamento. Lune et al (1997) propuseram um critério para avaliação das amostras baseado na obtenção do índice $\Delta e / e_0$, onde Δe é a variação do índice de vazios desde o início do ensaio até a tensão vertical efetiva in situ σ'_{vo} . Coutinho (2007) e Sandroni (2006) aplicaram o referido critério na avaliação da qualidade de amostras brasileiras e propuseram limites menos restritivos. A Tabela 6 apresenta a comparação dos limites para classificação das amostras propostos pelos autores citados.

Tabela 6: Critérios para classificação da qualidade da amostra

OCR	$\Delta e / e_0$			
	Muito boa a excelente	Boa a regular	Ruim	Muito ruim
Critério de Lunne, Berre e Strandvik (1997)				
1-2	< 0,04	0,04 - 0,07	0,07 - 0,14	> 0,14
2-4	< 0,03	0,03 - 0,05	0,05 - 0,10	> 0,10
Critério de Sandroni (2006b)				
< 2	< 0,03	0,03 - 0,05	0,05 - 0,10	> 0,10
Critério de Coutinho (2007)				
1-2,5	< 0,05	0,05 - 0,08	0,08 - 0,14	> 0,14

Baroni (2010) utilizou o critério proposto por Coutinho (2007) para as argilas do Rio de Janeiro e observou que apesar de todos os cuidados na amostragem, para estas argilas, 83% das amostras foram classificadas como boas ou regulares (Almeida, 2010).

Para a obtenção da resistência não drenada a partir da curva de compressão do ensaio de adensamento recorre-se relação de Mesri (1975 e 1989) apresentada na equação 26.

$$S_u = 0,22\sigma'_{vm}$$

1.5 Consideração da anisotropia de resistência em uma superfície de ruptura em aterros sobre solos moles

Considerando o processo geológico envolvido na formação dos depósitos sedimentares das argilas moles e a forma da superfície potencial de ruptura dos taludes dos aterros sobre esses materiais, é preciso avaliar a possível influência de anisotropia da resistência do solo, conforme discutido por Bjerrum (1972), Mesri, (1975) e Mesri (1989), entre outros autores e apresentado esquematicamente na Figura 23

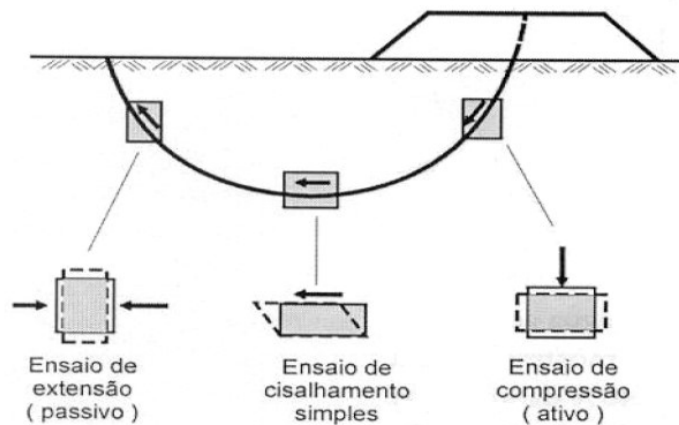


Figura 23 - Representação esquemática da variação do tipo de sollicitação do solo ao longo da superfície de ruptura circular

A Figura 23 obtida de Mesri (1989) apresenta a comparação de resultados de diversos ensaios triaxiais de compressão e de extensão e ensaios de cisalhamento simples realizados por Jamiolkowisk et al (1985). Apesar da variabilidade significativa dos resultados e da pequena quantidade de ensaios triaxiais de extensão, é possível observar que, para a argila mole estudada, os valores da resistência não drenada medida nos ensaios triaxiais de compressão são superiores aos medidos nos ensaios de cisalhamento simples, que, por sua vez, são superiores aos medidos nos ensaios triaxiais de extensão.

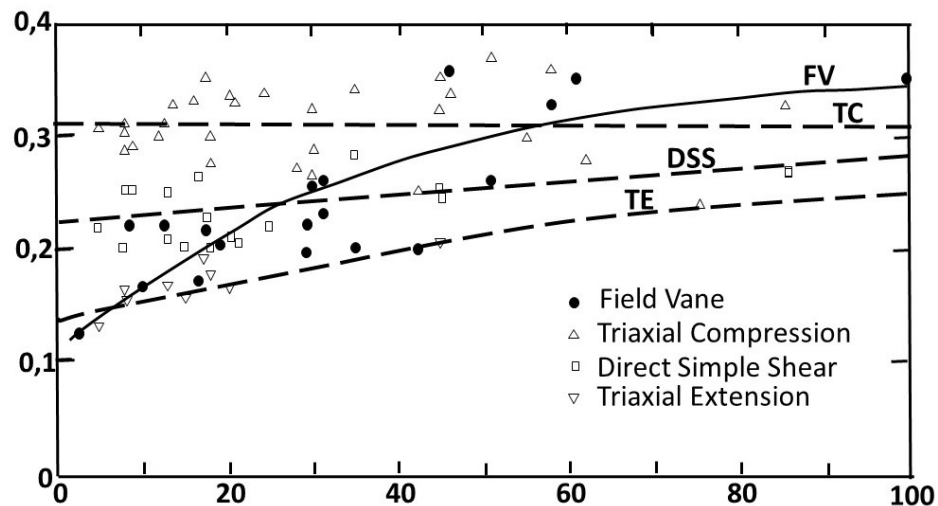


Figura 24 - Valores de S_u/σ'_{vm} obtidos de ensaios de laboratório e de campo versus Índice de Plasticidade

Os estudos de Jamiolkowisk et al (1985) e Mesri (1989) levam a concluir que, em um projeto de grande responsabilidade em que a obtenção da resistência não drenada da camada de argila mole se dê apenas através de ensaios de laboratório triaxiais, seria recomendável realizar ensaios de compressão e de extensão para se obter um valor médio da resistência não drenada representativo de toda a superfície potencial de ruptura.

Na presente pesquisa, como o objetivo principal é avaliar a influência do tempo de duração do carregamento, através de uma análise de deformação do solo, da sua resistência não drenada, foram adotadas determinações obtidas através de ensaios triaxiais.

1.6 Influencia da velocidade de deformação na resistência não drenada

A observação de campo que motivou a conjectura base da presente pesquisa é que, para carregamento de curta duração, o solo mole apresenta resistência não drenada maior do que aquela observada para carregamento permanente ou de longa duração. Como tal comportamento está intrinsecamente ligado ao tempo e à deformação que o solo experimenta durante a solicitação, é possível associar a duração do carregamento à velocidade de deformação, que é um aspecto bem mais

estudado do comportamento dos solos moles em termos de resistência ao cisalhamento não drenado.

A associação entre a duração do carregamento e a velocidade de deformação do solo mole decorre do fato de que tal material apresenta deformação crescente com a magnitude do carregamento aplicado, atingindo deformação específica da ordem de 10% na ruptura. Dessa forma, durante a aplicação de um carregamento de curta duração, se a magnitude do referido carregamento for suficiente para levar o solo à ruptura, esta ocorrerá com alta velocidade de deformação, pois, caso contrário, o carregamento terá sido removido antes de se atingir a deformação necessária e a ruptura não ocorrerá.

Em função do exposto acima, o estudo da influência da duração do carregamento na resposta do solo mole, em termos de resistência ao cisalhamento, pode ser desenvolvido analisando a influência da sua velocidade de deformação.

A influência da velocidade de deformação na resistência não drenada do solo mole tem sido discutida praticamente desde o início da Mecânica dos Solos como ciência (Terzaghi, 1943 e Taylor, 1942), sendo devida a Taylor (1948) a primeira equação da resistência ao cisalhamento contemplando uma parcela de resistência viscosa função da velocidade de deformação cisalhante, conforme reproduzido na equação (27).

$$s_u = \sigma'_{ff} \left[\tan \phi' + f \left(\frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t} \right) \right] \quad (27)$$

onde:

s_u é a resistência ao cisalhamento não drenado

σ'_{ff} é a tensão efetiva normal no plano de ruptura

ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo

$\frac{\partial \varepsilon_s}{\partial t}$ é a velocidade de deformação cisalhante

Bishop e Henkel (1962) analisam a influência da velocidade de deformação do solo na representatividade dos resultados de ensaios triaxiais. Para ensaios não drenados, os autores apontam que há uma redução da resistência não drenada e do ângulo de atrito efetivo com o aumento da duração do ensaio, que é desprezível

para areias, mas tende a ser significativa para algumas argilas, atingindo cerca de 5% de redução da tangente do ângulo efetivo para cada aumento de 10 vezes no tempo de aplicação da tensão desviadora até a ruptura. Os autores não apresentam uma análise detalhada da causa desse fenômeno, mas admitem haver uma modificação do comportamento da estrutura dos solos argilosos em função da variação da velocidade de deformação. Segundo os autores haveria dificuldade de verificação experimental do fenômeno, uma vez que a influência da velocidade de deformação poderia ser confundida com os efeitos da não-uniformidade da poro-pressão ao longo do corpo de prova e do atraso das leituras do sensor de poro-pressão em ensaios rápidos e com os efeitos de vazamento da membrana e da variação de temperatura em ensaios lentos. Os autores concluem informando que na prática a tendência é adotar duração de ensaios triaxiais não drenados compatível com a medição confiável da poro-pressão e que eventuais erros nas determinações da tensão desviadora máxima e da poro-pressão, devidos à duração do ensaio, tendem a ser compensados pelos efeitos da tensão principal intermediária e da análise bi-dimensional.

Como se observa, as considerações de Bishop e Henkel (1962) levam a inferir que a influência da velocidade de deformação do solo na sua resistência não drenada seria de pequena monta, mesmo para os solos argilosos. Entretanto, como os autores não apresentam resultados experimentais e não consideram a parcela de resistência não drenada que é proporcional à velocidade de deformação do solo e independe da tensão confinante, como demonstrado adiante, essas considerações devem ser tomadas com cautela.

Lerouil et al (1985) apresentam um estudo muito abrangente sobre o comportamento tensão – deformação – velocidade de deformação de argilas moles em ensaios edométricos. Para o propósito desta dissertação, o aspecto mais relevante desse estudo é a demonstração, apresentada na Figura 25, que a velocidade de deformação do solo nos ensaios edométricos de deformação controlada afeta a curva tensão efetiva x deformação vertical e, conseqüentemente, a tensão de pré-adensamento. Como pode ser observado na Figura 29, para uma velocidade de deformação específica vertical da ordem de $1,69 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ a tensão de pré-adensamento resulta cerca de 80 kPa. E para uma velocidade de deformação específica vertical maior, da ordem de $1,43 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$, a tensão de pré-adensamento

resulta cerca de 120 kPa. Como a resistência não drenada de argilas moles é proporcional à tensão de pré-adensamento (Mesri, 1975 e 1989), conclui-se que os estudos de Lerouil et al (1985) também comprovam a influência da velocidade de deformação do solo argiloso na sua resistência não drenada.

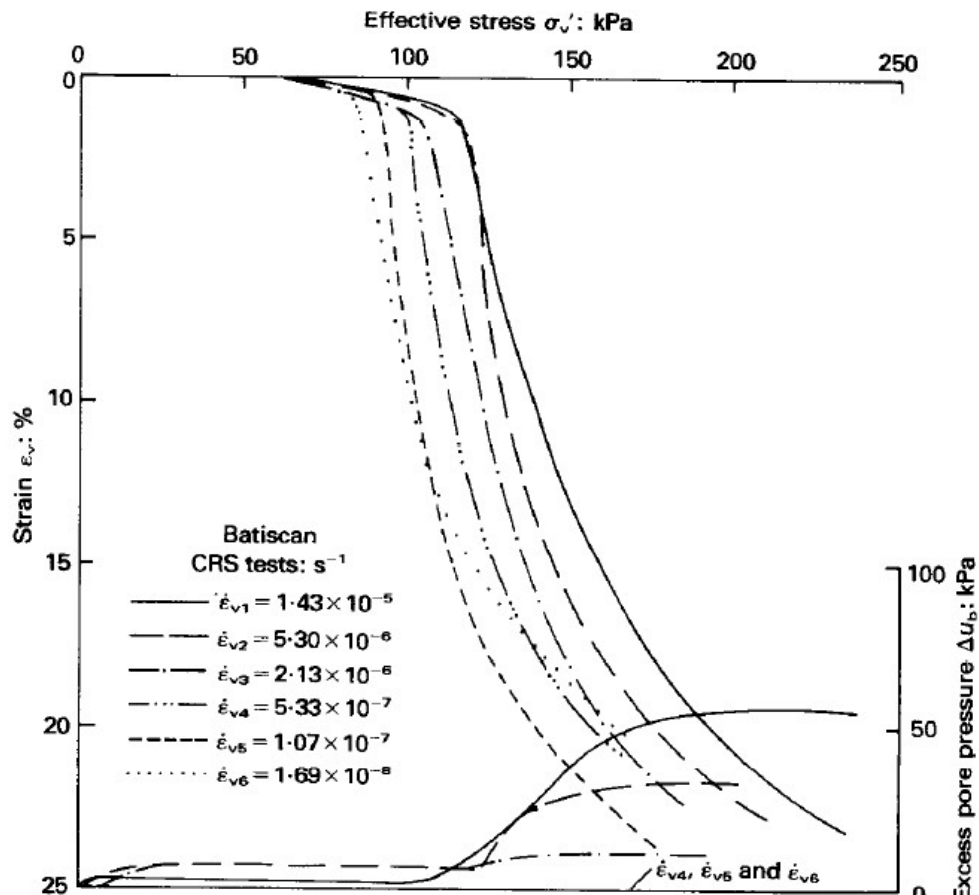


Figura 25 - Curva Tensão efetiva x deformação vertical

A Figura 26, obtida de Pinto (2000), apresenta resultados de ensaios de compressão não drenada de argilas com diferentes tempos de carregamento até a ruptura, o que resulta em diferentes velocidades de deformação do solo. Como pode ser observado, quanto mais lento é o carregamento, menor a resistência não drenada. Um aspecto importante a destacar nestes resultados é que, para maiores velocidades de deformação, além de maior resistência não drenada, o solo também apresenta maior rigidez.

A Tabela 7 apresenta os mesmos dados da Figura 26, porém em valores numéricos através dos quais se pode verificar que para um aumento de cerca de 7 vezes na velocidade de deformação específica houve um acréscimo de 55% na resistência não drenada medida.

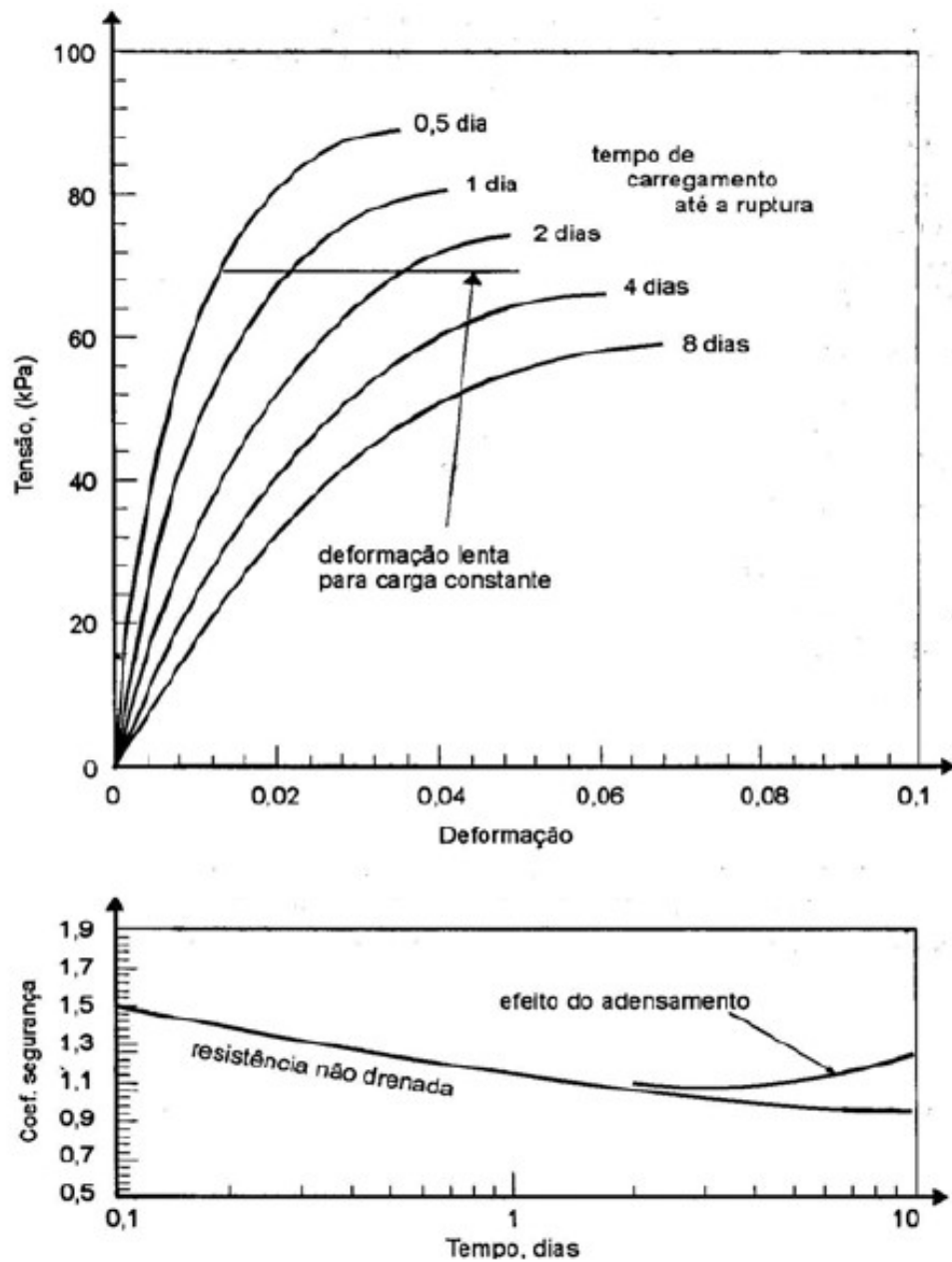


Figura 26 - Resultados de ensaio de compressão com diferentes velocidades e coeficientes de segurança para as respectivas resistências

Tabela 7: Aumento da resistência não drenada em função do aumento da velocidade de deformação específica, adaptada de Pinto (2000)

Tempo até a ruptura	Deformação específica vertical na ruptura	Velocidade de deformação	Resistência não drenada, S_u [kPa]
8 dias	7 %	0,87 %/dia	58
4 dias	6 %	1,50 %/dia	65
2 dias	5 %	2,50 %/dia	75
1 dia	4 %	4,00 %/dia	80
0,5 dia	3 %	6,00 %/dia	90

Martins (1992) e Martins et al (2001) apresentam os estudos conhecidos mais completos sobre a influência da velocidade de deformação na resistência não drenada de solos argilosos. Estes autores não apenas estabeleceram um modelo constitutivo do comportamento dos solos argilosos em que a resistência ao cisalhamento é composta por uma parcela de atrito e outra parcela viscosa, proporcional à velocidade de deformação, como descreveram o fenômeno físico associado a este comportamento.

Tendo como base os estudos de Terzaghi (1941) e Taylor (1942 e 1948), Martins (1992) considera que em solos saturados todas as partículas sólidas estão envoltas por uma camada de água adsorvida. Na vizinhança da superfície dos grãos a água se encontra no estado sólido e fortemente aderida aos grãos. À medida que se afasta da superfície dos grãos, a viscosidade da água adsorvida vai diminuindo até que, a partir de uma certa distância, as propriedades da água passam a ser as da água comum. Dessa forma, a estrutura do solo pode contemplar dois tipos de contato entre os grãos: o contato tipo “solid bond” em que entre os grãos ocorre apenas água adsorvida no estado sólido e o contato tipo “film bond” em que entre os grãos, além da água adsorvida no estado sólido, ocorre um filme ou camada de água adsorvida no estado líquido. A Figura 27 apresenta esquematicamente esses contatos entre as partículas do solo.

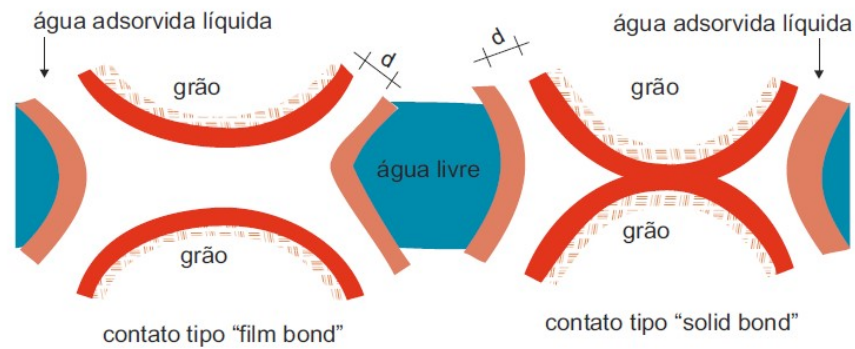


Figura 27 - Tipos de contatos nos solos segundo Terzaghi (1943), Apud Tomasi (2000)

Admitindo tal estrutura do solo, pode-se conjecturar que no plano de cisalhamento ocorrerá ambos os tipos de contato e que a quantidade de cada tipo dependerá da estrutura do solo e das características físicas e químicas das partículas do solo e da água. A Figura 28 apresenta o modelo de um elemento de solo considerado por Martins (1992).

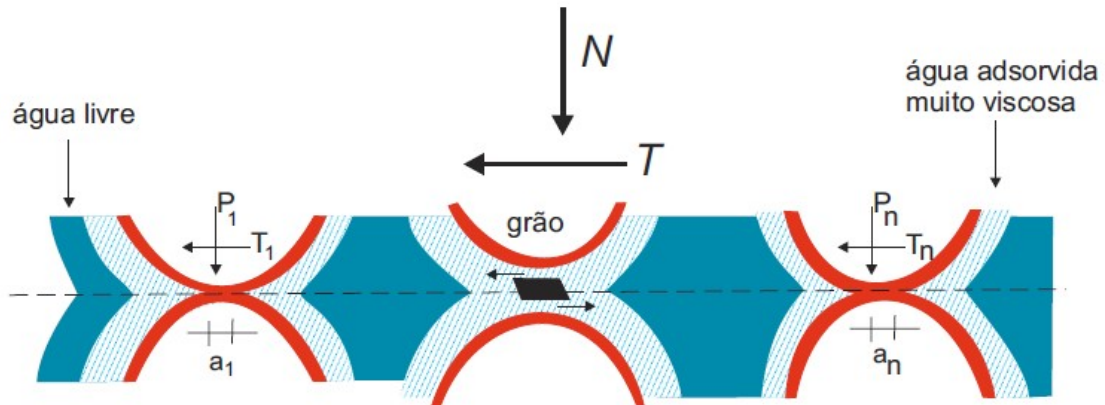


Figura 28 - Elemento de solo

A partir do modelo de elemento de solo apresentado na Figura 28 e admitindo o equilíbrio de forças no plano de cisalhamento, Martins (1992) estabeleceu a equação (28).

$$\tau = \underbrace{\sigma' \tan \phi'_{\text{mobilizada}}}_{\tau_f(\text{atrito})} + \underbrace{\eta(e) \frac{d\gamma}{dt}}_{\tau_v(\text{viscosidade})} \quad (28)$$

onde:

τ	é a resistência ao cisalhamento não drenado
σ'	é a tensão efetiva normal no plano de ruptura
$\phi'_{\text{mobilizado}}$	é o ângulo de atrito efetivo mobilizado do solo
$\eta(e)$	é o coeficiente de viscosidade do solo
$\frac{d\gamma}{dt}$	é a velocidade de deformação cisalhante

A equação (28) mostra que a tensão cisalhante τ é resistida internamente por uma parcela de atrito τ_f e uma parcela de viscosidade τ_v . O coeficiente de viscosidade do solo $\eta(e)$ neste caso, na realidade representa o efeito global da viscosidade da água adsorvida e da estrutura do solo, em especial do índice de vazios, que define a proporção de contatos sólidos e viscosos no plano de cisalhamento.

Como a determinação da parcela de resistência viscosa diretamente a partir dos parâmetros que a governam seria impraticável, é interessante observar que a mesma pode ser obtida em um ensaio de compressão triaxial. Conforme apresentado por Martins (1992), Alexandre (2006) e Aguiar (2014), nos ensaios triaxiais do tipo CU, em que, após uma etapa de adensamento, o aumento da tensão desviadora é realizado com velocidade de deformação vertical controlada, como a parcela de resistência viscosa do corpo de prova depende apenas da velocidade de deformação, no início da aplicação da tensão desviadora, quando ainda não existe deslocamento relativo significativo para mobilizar resistência por atrito, toda a resistência mobilizada é viscosa. Assim, em princípio, é possível identificar a parcela de resistência viscosa do solo em um ensaio CU convencional. A Figura 29, obtida de Aguiar (2014).

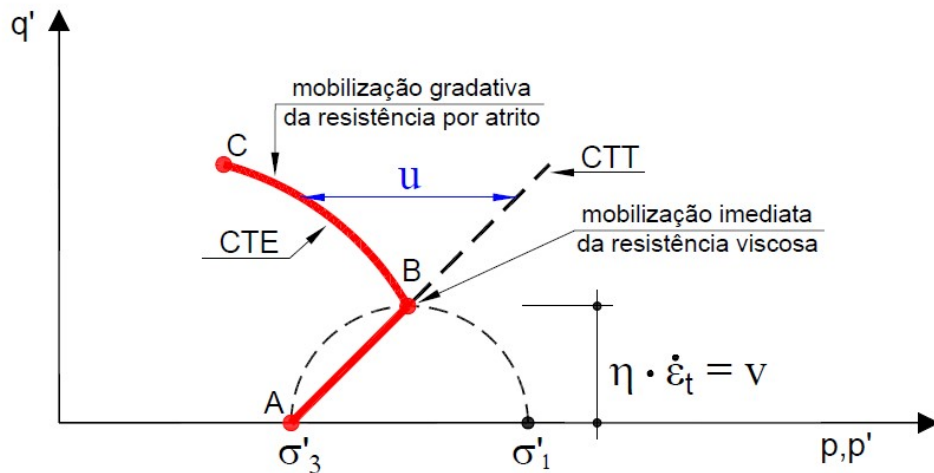


Figura 29 - Acionamento imediato da resistência por viscosidade (Apud Martins, 1992)

Os referidos autores também mostram que a parcela de resistência viscosa pode ser representada no Círculo de Mohr das tensões efetivas. Como é bem conhecido em Mecânica dos Solos, o Círculo de Mohr das tensões efetivas, resultante das expressões (29) e (30), é o lugar geométrico dos pontos cujas coordenadas são a tensão normal efetiva σ' e a tensão cisalhante τ , representando, portanto, o estado de tensões em um elemento de solo.

$$\sigma' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cos 2\alpha \quad (29)$$

$$\tau = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin 2\alpha \quad (30)$$

Considerando que, de forma análoga às tensões, as deformações específicas longitudinal (ε_l) e transversal (ε_s) de um elemento unitário de solo que faz um ângulo α com a direção da deformação principal maior (ε_1) podem ser escritas conforme as expressões (31) e (32), e que a deformação específica transversal (ε_s) pode ser tomada como a distorção cisalhante, é possível escrever a parcela de viscosidade τ_v , em termos das deformações específicas, conforme a equação (33).

$$\varepsilon_l = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} + \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \cos 2\alpha \quad (31)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}{2} \text{sen} 2\alpha \quad (32)$$

$$\tau_v = \eta(e) \frac{d\gamma}{dt} = \frac{\eta(e)}{2} \frac{d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{dt} \text{sen} 2\alpha \quad (33)$$

Como pode ser observado, as expressões (29) e (30) representam o Círculo de Mohr das tensões efetivas convencional e as expressões (29) e (33) são as equações paramétricas de uma elipse de centro $(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}, 0)$, eixo maior igual a $\sigma'_1 - \sigma'_3$ e eixo menor igual a $\frac{\eta(e)}{2} \frac{d(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)}{dt}$, a qual é a elipse de viscosidade, visto que suas ordenadas dão a parcela da tensão cisalhante corresponde à resistência viscosa. A Figura 30 mostra o Círculo de Mohr das tensões efetivas e a elipse de viscosidade.

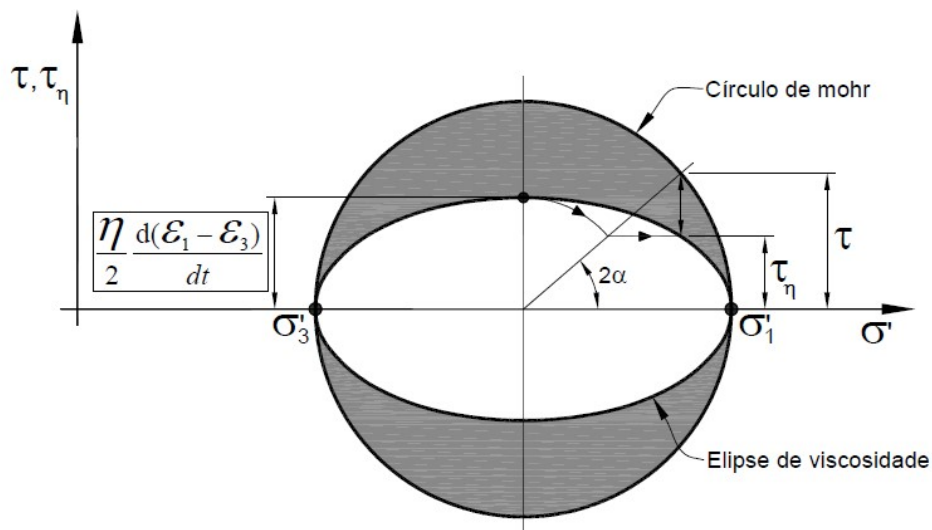


Figura 30 - O círculo de Mohr e a elipse de viscosidade (Apud Martins 1992)

A formulação estabelecida por Martins (1992) implica que em um ensaio CU, para uma mesma tensão confinante, uma determinada amostra de solo, com as suas características físicas e químicas mantidas constante, apresenta um aumento da parcela de resistência viscosa com o aumento da velocidade de deformação. A Figura 31 apresenta trajetórias de tensões totais e efetivas que demonstram este

conceito, indicando também que o aumento da velocidade de deformação não altera a poropressão gerada.

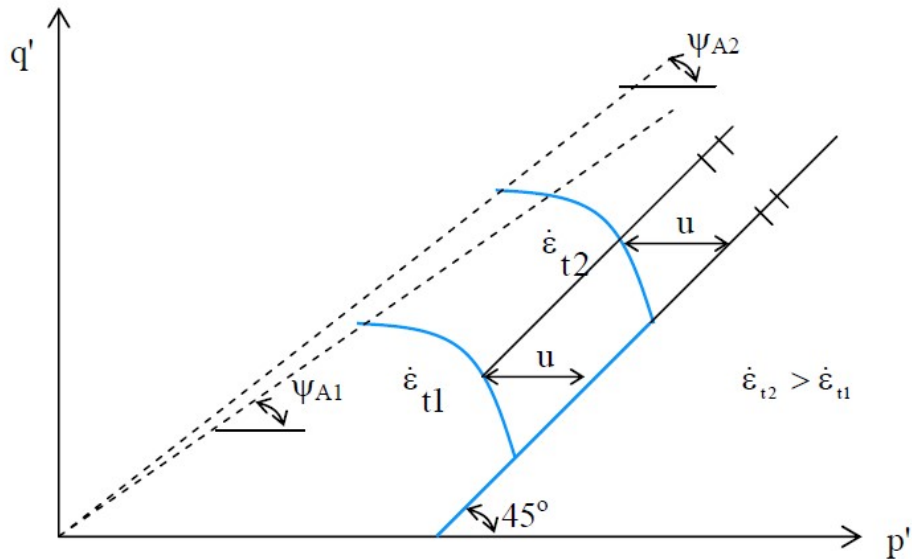


Figura 31 - Caminhos de tensão efetiva para várias velocidades de deformação e mesmo p'

Martins (1992) mostra também que a parcela de resistência viscosa aumenta com o aumento da tensão confinante, conforme a equação (34):

$$\tau_v = \eta(e) \frac{d\gamma}{dt} = C_0 p'_e \quad (34)$$

onde:

C_0 é o coeficiente de proporcionalidade

p'_e é a tensão de adensamento hidrostático

A Figura 32, obtida de Aguiar (2014), apresenta dados experimentais de Fonseca (2000) que mostram o crescimento da parcela de resistência viscosa com o aumento da tensão confinante em ensaios CU realizados com a mesma velocidade de deformação. Como pode ser observado, há um aumento da parcela de resistência viscosa com o aumento da tensão confinante, segundo um C_0 de cerca de 0,12.

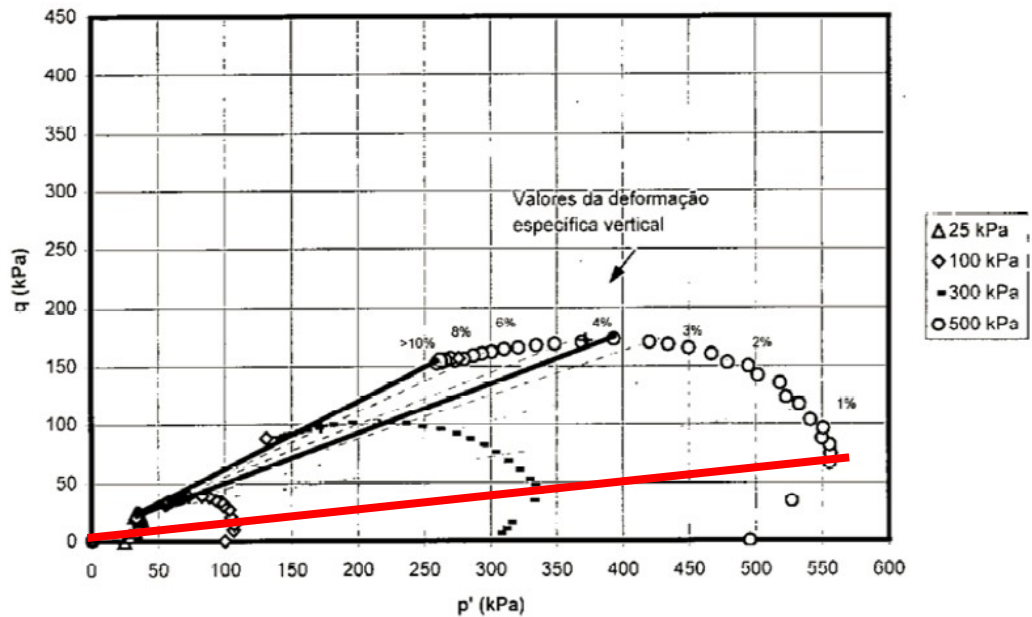


Figura 32 - Caminho de tensões de ensaios triaxiais CIU no solo coluvionar de Oro Preto, MG (Fonseca, 2000)

Depreende do exposto neste capítulo que, de fato, os solos moles saturados apresentam uma parcela de resistência que é devida aos contatos viscosos entre as camadas de água adsorvida às partículas do solo e que esta parcela de resistência, mantidas constantes as condições de confinamento e as características físicas e químicas do solo e da água, aumenta com o aumento velocidade da deformação cisalhante. Tal constatação leva à conclusão que nos casos de carregamento de curta duração, em que a ruptura implicaria necessariamente em alta velocidade de deformação, uma vez que de outra forma o carregamento cessaria antes que se atingisse um nível de deformação característico de ruptura, é possível contar com a parcela de resistência viscosa correspondente a uma velocidade de deformação elevada, compatível com o curto tempo de duração do carregamento.

2 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso apresentado nesta dissertação trata da seção E-694 da via UHOS, estrada construída para o transporte dos grandes equipamentos necessários à montagem da refinaria do COMPERJ – Complexo Petroquímico do Rio de Janeiro, ligando a Praia da Beira, na Baía de Guanabara, município de São Gonçalo, ao cruzamento da Rodovia BR-493 com a Estrada do Convento, via de acesso ao referido complexo industrial, no município de Itaboraí.

2.1. Localização e característica da obra

A Via UHOS ('Ultra Heavy Over Size') tem extensão de cerca 18 km (estacas E-000 a E-913), sendo que a maior parte, aproximadamente 14 km, se desenvolve no município de São Gonçalo e cerca de 4 km no município de Itaboraí. O traçado da via atravessa áreas urbanas dos municípios de São Gonçalo e Itaboraí e utiliza o trecho da faixa de servidão da antiga Ferrovia Centro-Atlântica (FCA), atualmente inoperante. A Figura 33 apresenta a localização da obra.

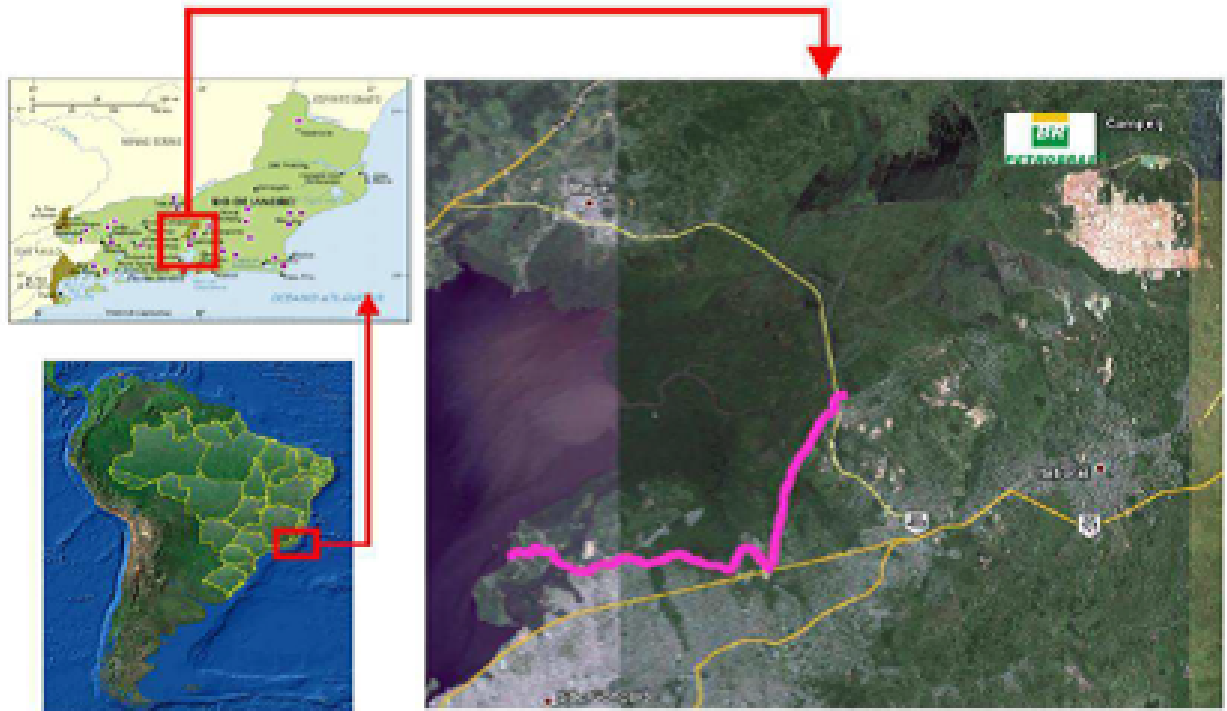


Figura 33 - Localização da obra

Os referidos equipamentos ultra pesados e/ou de grandes dimensões foram transportados ao longo da via UHOS utilizando veículos especiais multi-eixos que aplicaram no solo tensões distribuídas equivalentes variando de 30 kPa a 70 kPa. A Figura 34 mostra a foto de um desses veículos transportando o equipamento mais pesado do conjunto.



Figura 34 - Veículo transportador multi-eixos

A via UHOS atravessa os rios Imboassu, Alcântara, Salgueiro, Guaxindiba, Goianã, Afluente Macacu e Tambico, onde se constatou existência de camada de argila mole compressível, além de outros bolsões de ocorrência desse material, onde provavelmente existiram cursos d'água em períodos geológicos passados. Em alguns desses trechos, a camada de argila compressível é aflorante, tem consistência muito mole e espessura superior a 10 m. Tais características configuram condições desafiadoras para a construção de aterros rodoviários, ainda mais quando se considera o tráfego de veículos especiais com cargas excepcionalmente elevadas.

Nos diversos trechos de ocorrência de argila mole compressível da via UHOS foram adotadas soluções de estabilização do aterro que incluíram remoção e substituição do solo mole, aceleração de recalque com geodrenos, reforço do aterro com geogrelhas e reforço da camada mole com colunas de brita,

dependendo da resistência não drenada e da espessura da camada mole, bem como do recalque pós obra admissível em cada trecho.

Para o propósito desta dissertação, interessa a seção corresponde à estaca E-694, onde se verificou, na prática, evidência da influência da duração do carregamento na resistência não drenada do solo mole.

2.2. Parâmetros geotécnicos iniciais do projeto executivo

Foi realizada uma campanha inicial de ensaios de campo e de laboratório para subsidiar o projeto executivo, obtendo os seguintes dados:

Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos do projeto executivo

DENOMINAÇÃO DA CAMADA	PARAMETROS ADOTADOS										
	Físicos		Resistencia		Compressibilidade					Elastico	
	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ'	Su/ coesão (kPa)	C_v (cm ² /s)	C_h (cm ² /s)	$C_r/(1+e_0)$	$C_c/(1+e_0)$	OCR	E' (Mpa)	ν
Camada de revestimento de bica corrida	18	20	40	0	-	-	-	-	-	250	0,3
Aterro	17	20	25	10	-	-	-	-	-	30	0,3
Argila Mole	-	15	0	10 a 12	0,0002	0,0004	0,03	0,4	1 a 2	2	0,4
Fundação resistente	-	20	40	0	-	-	-	-	-	50	0,3

Onde:

LEGENDA
γ_{sat} - Peso específico aparente saturado
γ_d - Peso específico seco
ϕ' - Ângulo de atrito efetivo
Su - Resistência não drenada
C_v - Coeficiente de adensamento vertical
C_h - Coeficiente de adensamento horizontal
Cc - Índice de compressão
Cr - Índice de recompressão
e_0 - Índice de vazios inicial da amostra
OCR - Razão de sobreadensamento
E' - Modulo de elasticidade / deformabilidade
ν - Coeficiente de poisson

2.3 Descrição da seção da estaca E-694

A seção da estaca E-694 está localizada a cerca de 180 m da margem esquerda do rio Goianã, onde foi identificada a existência de uma camada de argila mole com cerca de 4 m de espessura e resistência não drenada superior a 12 kPa. A seção E-694 foi então originalmente projetada considerando esse perfil do subsolo, tendo sido adotada solução de aterro reforçado com geogrelha. A Figura 35 Figura 35 - Seção original do projeto apresenta a seção original da estaca E-694 adotada no projeto.



Figura 35 - Seção original do projeto

Após a conclusão do aterro projetado, com cerca de 2 m de altura e 16 m de largura, parte sobre o aterro existente da antiga estrada de ferro e parte sobre a camada de argila mole aflorante, foi iniciado o tráfego dos veículos especiais com carga distribuída equivalente até 30 kPa antes da execução do pavimento projetado de bica corrida compactada com 40 cm de espessura, visando atender a necessidade do cronograma de montagem da refinaria. Dois desses veículos fizeram a travessia da seção, bem como de todo o restante da via, sem qualquer indício de instabilidade geotécnica.

Após a passagem desses primeiros veículos especiais foi executado o pavimento projetado de bica corrida, com espessura nominal de 40 cm, o que provocou, no dia seguinte à sua execução, surgimento de trincas no aterro e no pavimento, deslocamento lateral do aterro e elevação a jusante, compatíveis com o

início do processo de ruptura do solo de fundação. A Figura 36 mostra fotos tiradas na manhã do dia do surgimento desses indícios.



Figura 36 - Trincas ocorridas devido ao início de ruptura

A constatação da iminência de ruptura do solo de fundação do aterro na seção E-694 mostrou duas incongruências. A primeira foi que tal comportamento era incompatível com o perfil do subsolo adotado no projeto. E a segunda aparente incongruência é que o solo de fundação mostrou sinais de esgotamento da resistência para uma carga adicional permanente (8 kPa) menor do que a carga distribuída equivalente do veículo especial (30 kPa) anteriormente suportada sem qualquer indício de instabilidade.

Em função da constatação da iminência de ruptura, da incerteza sobre o real perfil do subsolo local e a aparente influência da duração do carregamento na resistência não drenada da argila, a equipe responsável pela supervisão do projeto adotou as seguintes providências:

- a) Remoção imediata do revestimento de bica corrida e da camada superior do aterro visando aumentar o coeficiente de segurança geotécnica da seção;
- b) Execução imediata de sondagens a percussão e de ensaios especiais 'in situ' CPTU e 'Vane Test' visando definir a espessura real da camada de argila mole, bem como o seu perfil de resistência não drenada, de modo a proceder a adequação necessária do projeto o mais breve possível e liberar a via para o seu propósito;

- c) Coleta de amostras indeformadas tipo 'shelby' destinadas à realização ensaios triaxiais com diferentes velocidades de deformação, além de ensaios de caracterização, visando subsidiar uma pesquisa sobre a influência da duração do carregamento na resistência não drenada da argila.

Como se depreende do próprio conteúdo das três providências descritas acima, as duas primeiras foram ações imediatas e subsidiaram as decisões acerca da adequação do projeto e liberação da via. Em relação à terceira providência, embora as amostras indeformadas tenham sido coletadas simultaneamente à realização dos ensaios especiais 'in situ', os ensaios triaxiais com diferentes velocidades de deformação somente puderam ser realizados posteriormente, no contexto do desenvolvimento da pesquisa objeto desta dissertação.

2.4. Metodologia de análise aplicada ao estudo de caso

O objetivo do presente estudo de caso é mostrar a evidência prática observada no campo da influência do tempo de duração do carregamento na resistência não drenada da argila mole. Neste sentido, além da cronologia de serviços ou carregamentos realizados e deformações observadas, a interpretação criteriosa do conjunto da investigação geotécnica realizada e as análises de estabilidade do aterro para cada condição de carregamento e parâmetros de resistência são de suma importância. Assim, o presente item apresenta uma descrição sucinta da metodologia de análise que será empregada no presente estudo de caso, principalmente em relação à interpretação da investigação geotécnica e às análises de estabilidade.

2.4.1 Análise das sondagens a percussão adicionais

Para verificar a real espessura da camada de argila mole no trecho estudado foram executadas duas sondagens a percussão, ambas no eixo da via, uma na estaca E-694 e outra na estaca E-695. Estas sondagens permitiram confirmar que camada de argila mole no local tinha espessura bem maior que a adotada inicialmente, além de subsidiar a programação dos ensaios especiais 'in situ' 'Vane Test' e CPTU.

2.4.2 Análise dos resultados dos ensaios 'Vane Test'

Na seção E-694 foram realizados dois ensaios 'Vane Test', um aproximadamente no eixo da via (VT-28), onde existe o aterro da antiga ferrovia, e outro fora da via (VT-29), no lado Norte, onde a argila mole é aflorante. Como ambas a verticais, principalmente a do VT-28, por motivos operacionais, apresentaram lacunas de determinação da resistência não drenada, os respectivos perfis de resistência foram completados com base na comparação do perfil de valores de S_u medidos com o perfil de resistência típico das argilas moles da região apresentado por Ortigão et al (1986) e Almeida et al (2005).

A partir dos perfis de resistência não drenada obtidos dos ensaios 'Vane Test' conforme descrito acima, foi aplicado o fator de correção de Bjerrum igual a 0,7, obtendo-se assim dois perfis de resistência não drenada considerados representativos da condição da camada de argila mole aflorante, denominada Solo Mole 1, e da camada de argila mole já submetida ao carregamento do aterro da antiga ferrovia, denominada Solo Mole 2.

2.4.3 Análise dos resultados do ensaio CPTU

Na seção E-694 foi realizado apenas um ensaio CPTU, próximo ao 'Vane Test' VT-29, portanto fora do eixo da via, onde a argila mole é aflorante (Solo Mole 1). Para a interpretação dos resultados desse ensaio CPTU em termos da obtenção do perfil de resistência não drenada foi aplicada a metodologia apresentada no item 1.4.2.3 desta dissertação, tendo sido calculados dois perfis de S_u a partir dos valores de q_t , adotando-se fatores de cone N_{kt} igual a 12 (Rocha Filho e Alencar, 1985 e Danziger, 1990) e N_{kt} igual a 18 (Sandroni et al, 1997 e Batista e Sayão, 1998), tomando-se como representativo aquele que mais se aproximou do perfil de resistência não drenada corrigida do VT-29.

Posteriormente, analisando os dois perfis de resistência não drenada obtidos de dois ensaios 'in situ' diferentes, 'Vane Test' e CPTU, realizados em verticais muito próximas em local onde a camada de argila mole é aflorante, foi estabelecido um perfil de resistência não drenada único obtido desses ensaios 'in situ' para a referida condição da camada de argila mole, denominada Solo Mole 1.

A justificativa para este tipo de utilização conjunta dos resultados dos ensaios 'Vane Test' e CPTU reside no fato de que estes ensaios, para fins de obtenção da resistência não drenada, podem ser considerados complementares. Conforme exposto no item 1.4 desta dissertação, o ensaio 'Vane Test' fornece valores da resistência não drenada independente de correlações, porém em profundidades discretas. O ensaio CPTU, por sua vez, depende de correlações para se obter o valor da resistência não drenada a partir da resistência de ponta corrigida do cone (q_t), porém fornece valores de q_t medidos continuamente ao longo de toda a profundidade. Dessa forma, a conjugação dos resultados de ambos ensaios tende a um perfil de resistência não drenada médio, contínuo ao longo de toda a profundidade, potencialmente mais representativo do solo investigado do que a utilização isolada dos resultados de ambos os ensaios.

2.4.4 Aplicação da retroanálise da ruptura para verificação dos perfis de resistência não drenada obtidos dos ensaios 'in situ'

Como na seção E-694 houve iminência de ruptura após a execução da camada de revestimento de bica-corrída, foi realizada retroanálise fixando a geometria da superfície de ruptura observada no campo e variando os perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 até a obtenção de um coeficiente de segurança aproximadamente igual a 1,0 na análise de estabilidade da seção. Os perfis de resistência não drenada retroanalísados foram comparados com aqueles obtidos dos ensaios especiais 'in situ', o que possibilitou ajustar estes últimos obtendo-se os perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 considerados representativos do maciço em questão para a condição de carregamento permanente, designados convencionais.

2.4.5 Análise dos resultados dos ensaios triaxiais

A solução de adequação do projeto para liberação da via foi definida com base nos perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 convencionais, obtidos através da interpretação dos ensaios especiais 'in situ' e da retroanálise da ruptura, conforme metodologia apresentada acima.

Tendo como objetivo demonstrar através de ensaios de laboratório a influência da duração do carregamento ou da velocidade de deformação do solo

estudado, visando reproduzir a observação de campo, foram realizados dois ensaios de compressão triaxial adensado não drenado (CU), um com velocidade de deformação no cisalhamento de 0,026 mm/min, considerada convencional para as características da argila em questão conforme a recomendação de Bishop e Henkel (1962), e outro com velocidade de deformação no cisalhamento dez vezes maior, ou seja 0,26 mm/min.

Através da comparação das envoltórias de resistência de ambos os ensaios e considerando os perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 convencionais foram definidos os perfis com os menores valores possíveis da resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 para a condição de carga de curta duração.

2.4.6 Análises de estabilidade da seção

Tendo em vista demonstrar que o esgotamento da resistência do solo de fundação para a carga adicional permanente de 8 kPa, correspondente à camada de revestimento de bica-corrída, após ter sido suportada, sem indícios de instabilidade, a passagem do veículo especial com carga distribuída equivalente igual a 30 kPa, pode ser explicado pela influência da duração do carregamento ou da velocidade de deformação na resistência não drenada de solos argilosos, foram realizadas as seguintes análises de estabilidade da seção:

- a) Seção original da estaca E-694, com sobrecarga de 8 kPa correspondente à camada de revestimento de bica-corrída e perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 convencionais, visando demonstrar que de fato o sistema não seria estável nesta condição;
- b) Seção original da estaca E-694, sem sobrecarga e com os perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 convencionais, visando demonstrar que o sistema era estável nesta condição;
- c) Seção da original da estaca E-694 com sobrecarga de 30 kPa correspondente ao trafego dos veículos especiais multi-eixos, considerando os perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 convencionais, visando demonstrar que em tal condição o sistema não seria estável;

- d) Seção original da estaca E-694 com sobrecarga de 30 kPa, considerando os perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 correspondentes à condição de carga de curta duração, visando demonstrar que, levando em conta a influência da duração do carregamento na resistência não drenada, o sistema de fato é estável;
- e) Seção final da estaca E-694, após adequação do projeto com rebaixamento do aterro e inclusão de berma de equilíbrio, com sobrecarga de 70 kPa e considerando os perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 convencionais, visando explicitar o coeficiente de segurança contra ruptura para esta condição de carregamento e parâmetros de resistência;
- f) Seção final da estaca E-694, após adequação do projeto com rebaixamento do aterro e inclusão de berma de equilíbrio, com sobrecarga de 70 kPa e considerando os perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 correspondentes à condição de carga de curta duração, visando demonstrar o aumento significativo do coeficiente de segurança relativamente à análise convencional.

2.5. Apresentação e interpretação da investigação geotécnica realizada na seção da estaca E-694

Conforme apresentado no item referente à metodologia de análise aplicada ao presente estudo de caso, a investigação geotécnica de verificação realizada na seção da estaca E-694 contemplou duas sondagens a percussão, dois ensaios 'Vane Test', um ensaio CPTU e uma vertical de coleta de amostras indeformadas e dois ensaios de compressão triaxial adensado não drenado (CU). A seguir são apresentados e interpretados estes elementos da investigação geotécnica.

2.5.1 Sondagens a percussão

As duas sondagens a percussão foram executadas aproximadamente no eixo da estrada, na própria estaca E-694 e na estaca E-695. Os perfis destas sondagens estão apresentados resumidamente na Figura 37. Como pode ser

observado, a espessura da camada compressível é superior a 12 m e a consistência da argila é muito mole.

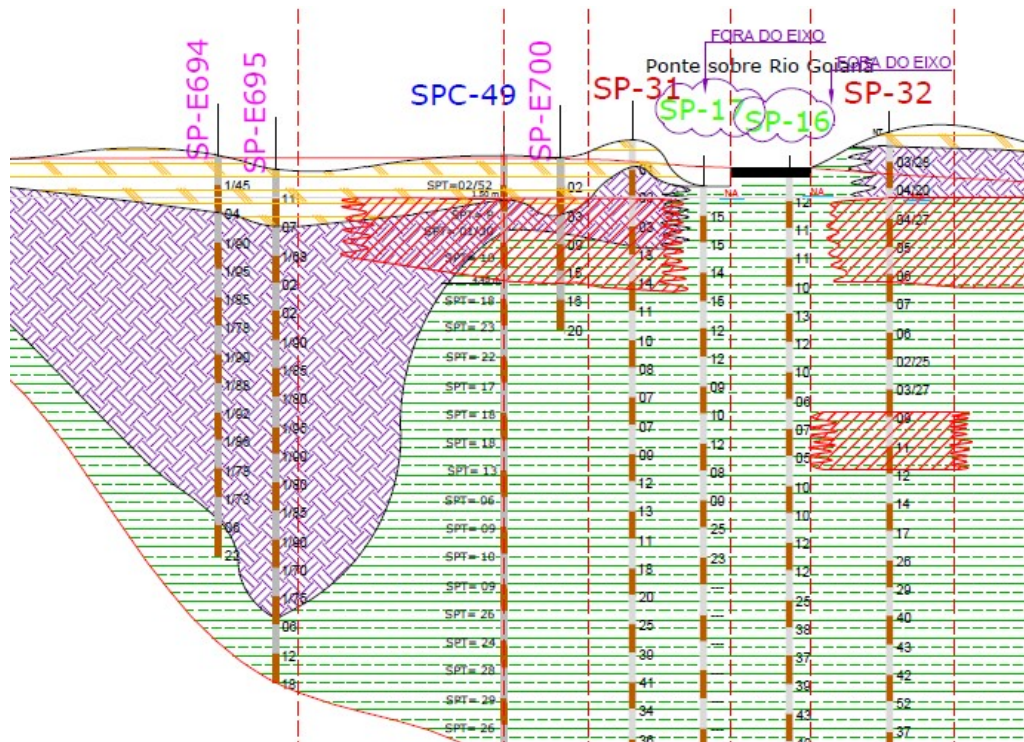


Figura 37 - Perfil do subsolo no eixo longitudinal da estrada indicado pelas sondagens SP-E694 e SP-E695

2.5.2 Ensaios 'Vane Test'

Os ensaios 'Vane Test' foram realizados no eixo da estrada (VT-28) e cerca de 6 m afastado da borda do aterro, onde a camada de argila mole era aflorante (VT-29). Os resultados em termos de resistência não drenada (S_u) estão apresentados na Tabela 10. Na vertical do ensaio VT-28, devido à problemas executivos, não se realizou as determinações nos primeiros metros da camada de argila mole. Os valores em vermelho sublinhados apresentados na Tabela 10 foram extrapolados com base na avaliação do conjunto das determinações disponíveis e no perfil de resistência não drenada típico das argilas moles da região, apresentado por Ortigão et al (1986) e Almeida et al (2005).

A Tabela 9 também apresenta os valores corrigidos da resistência não drenada (S_u) obtida dos ensaios 'Vane Test'. Tal correção considerou o fator μ de Bjerrum (1972) igual a 0,7, conforme resultado obtido em retro-análise realizada por Souza et al (2014) em ruptura ocorrida na seção da estaca E-357 da própria via UHOS.

Tabela 9: Perfil de resistência não drenada (S_u) obtida dos resultados dos ensaios Vane Test realizados na seção da estaca E-694

Profundidade	VT-28	VT-29	VT-29 (corrigido)	VT-28 (corrigido)
[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	<u>13</u>	<u>9</u>	6,3	9,1
2	<u>13</u>	9	6,3	9,1
3	<u>13</u>	9	6,3	9,1
4	<u>13,5</u>	9,5	6,65	9,45
5	<u>15</u>	11	7,7	10,5
6	<u>16,5</u>	<u>12,5</u>	8,75	11,55
7	19	14	9,8	13,3
8	19	<u>15</u>	10,5	13,3
9	16,5	16	11,2	11,55
10	<u>21,5</u>	<u>17,5</u>	12,25	15,05
11	<u>23</u>	19	13,3	16,1

2.5.3 Ensaio CPTU

Próximo à vertical do ensaio 'Vane Test' VT-29, fora do aterro, foi realizado um ensaio CPTU, cujos resultados estão apresentados na Figura 38 e Figura 39. Como pode ser observado, após um pequeno trecho entre 1 m e 2m de profundidade um pouco mais resistente, o solo apresenta baixa resistência e, em termos médios, constante até cerca de 4m de profundidade, a partir da qual se observa um ligeiro crescimento da resistência de ponta do cone (q_t).

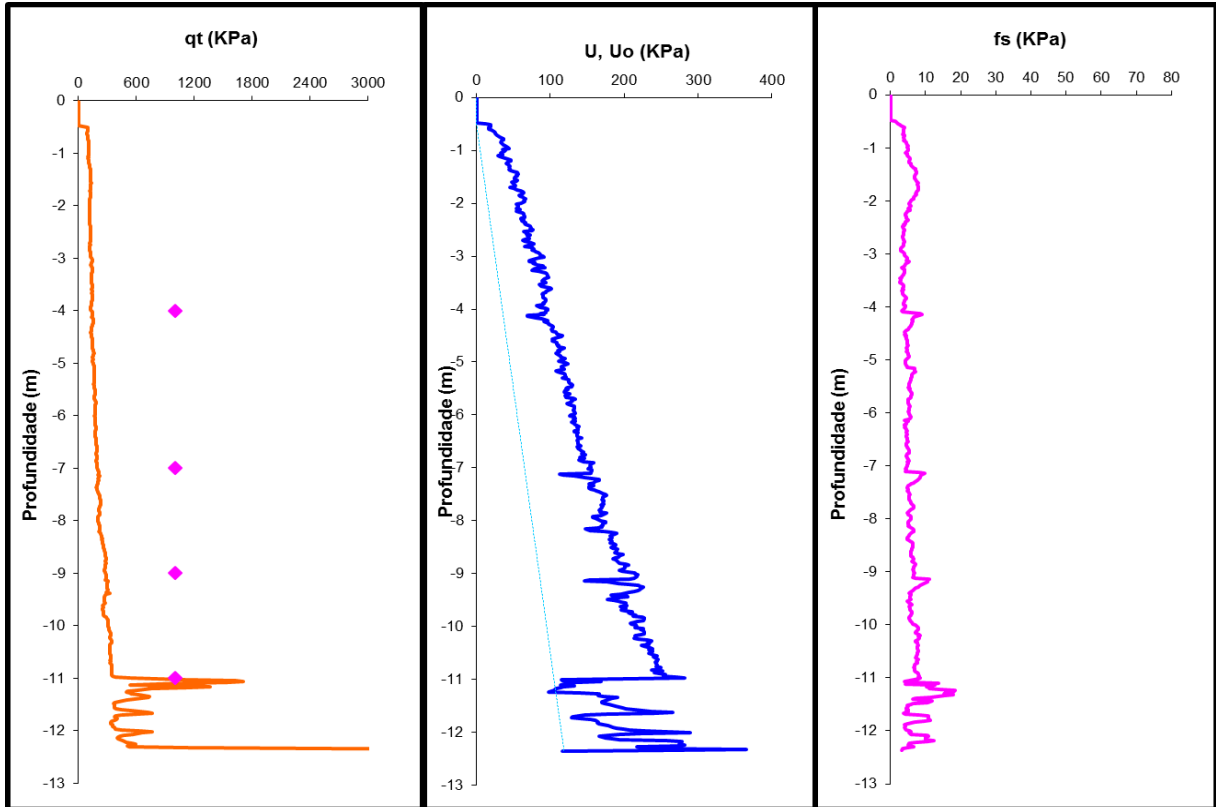


Figura 38 - Ensaio de piezocone – determinação de qt, U, U₀ e f_s

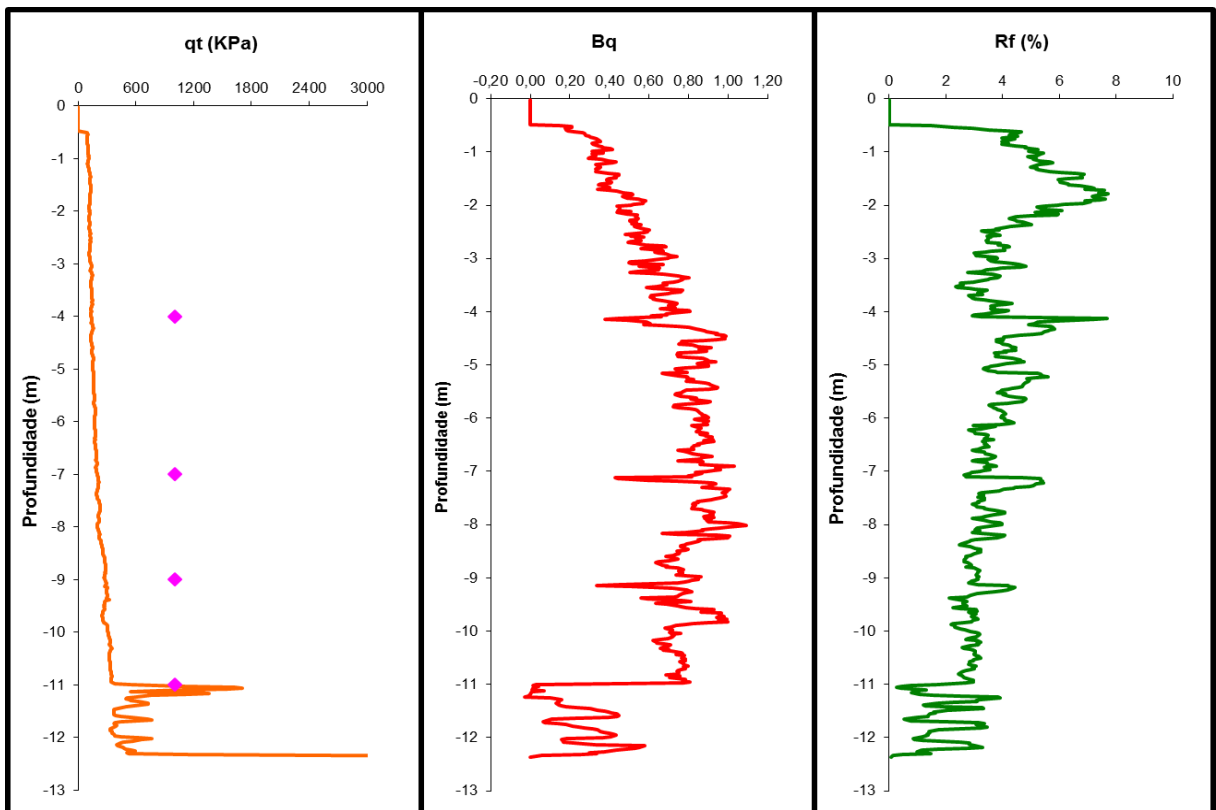


Figura 39 - Ensaio de piezocone- determinação de qt, B_q e R_f

2.5.4 Análise conjunta dos ensaios 'Vane Test' e CPTU

Tendo em vista obter um modelo do perfil do subsolo da seção estudada mais representativo possível, foi realizada uma análise conjunta dos resultados dos ensaios 'Vane Test' e CPTU. Conforme já discutido, a conjugação dos resultados desses dois tipos de ensaios na obtenção do perfil de resistência não drenada de solos moles constitui uma boa prática, uma vez que eles têm características complementares em termos da representatividade do comportamento do solo em relação a este parâmetro. Enquanto o ensaio 'Vane Test' possibilita obter diretamente a resistência não drenada do solo, sem necessidade de correlações, mas o faz em determinadas profundidades, o ensaio CPTU demanda o uso de correlações empíricas para a obtenção da resistência não drenada a partir da resistência de ponta do cone, q_t , porém possibilita que tal obtenção seja de forma contínua ao longo de toda a profundidade ensaiada.

A Figura 40 apresenta os perfis de resistência não drenada S_u obtidos dos resultados dos ensaios 'Vane Test' e CPTU executados na seção da estaca E-694. Como pode ser observado, há uma boa aproximação entre o perfil de S_u obtido do ensaio CPTU considerando o coeficiente N_{kt} igual a 12 com aquele correspondente ao resultado do ensaio 'Vane Test' VT-29 corrigido.

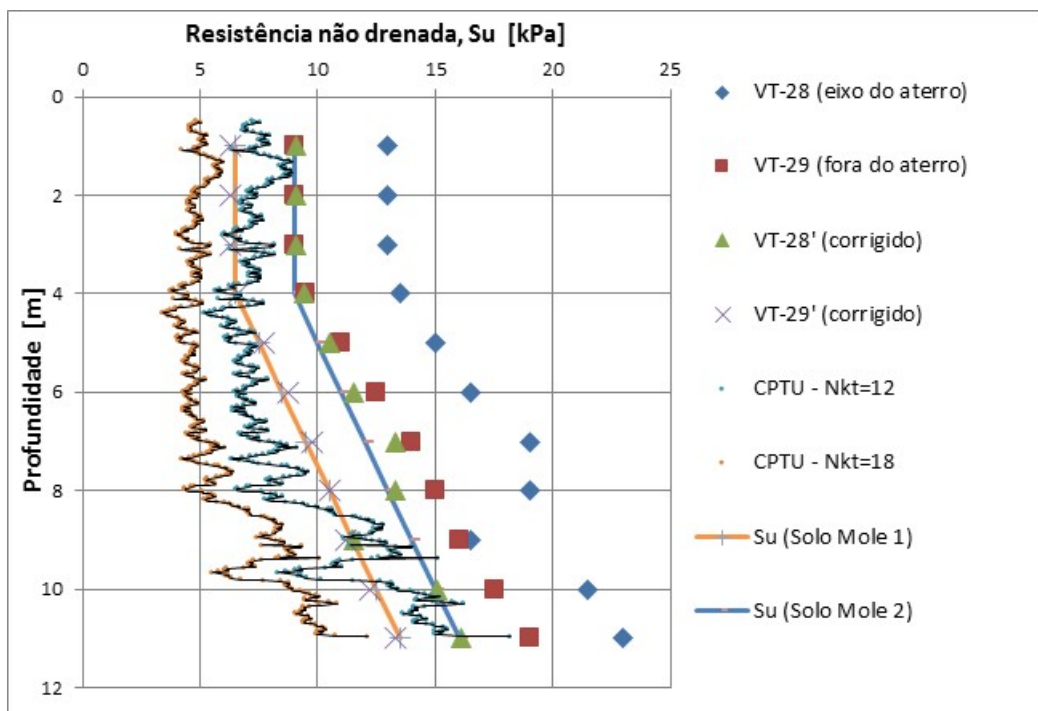


Figura 40 - Perfis de resistência não drenada S_u obtidos dos resultados dos ensaios Vane Test e CPTU

Considerando esses resultados dos ensaios 'in situ' 'Vane Test' e CPTU pode-se inferir que, em termos médios, os perfis de resistência do solo mole natural (Solo Mole 1) e do solo mole sob o aterro existente (Solo Mole 2) podem ser aproximadamente os apresentados na Figura 41.

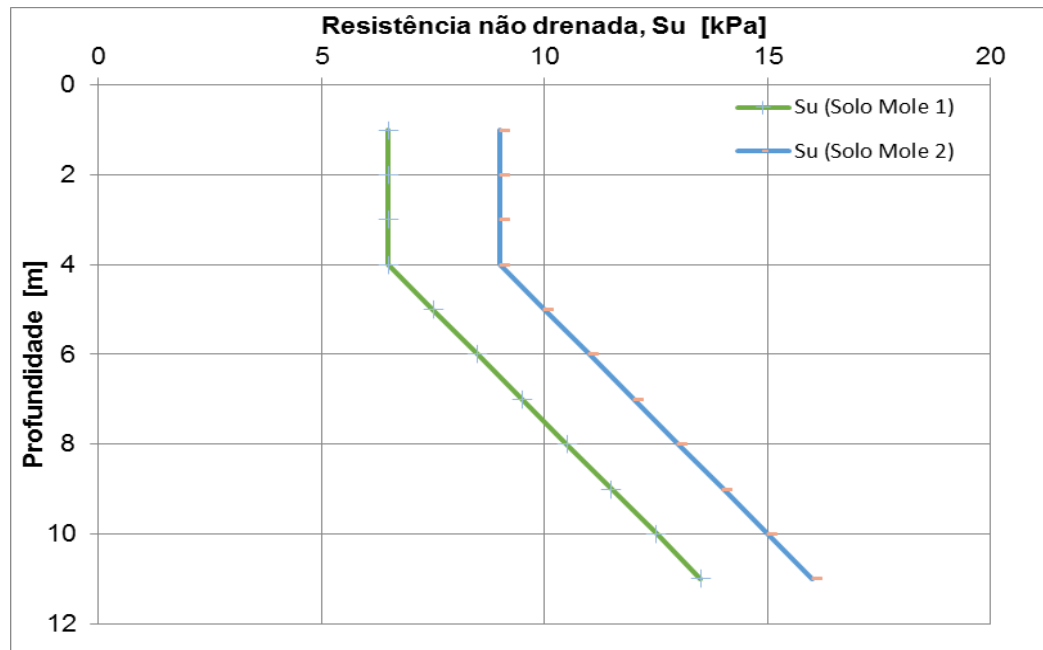


Figura 41 - Perfis de resistência não drenada estimados com base nos ensaios 'in situ' Vane Test e CPTU

2.5.5 Retroanálise da ruptura para verificação dos perfis de resistência não drenada obtidos dos ensaios especiais de campo

Como na seção E-694 houve iminência de ruptura após a execução da camada de revestimento de bica-corrida, foi possível utilizar a retroanálise da referida ruptura para verificar a representatividade dos perfis de resistência não drenada obtidos dos ensaios especiais de campo. Assim, utilizando o programa Geoslope foi realizada retroanálise fixando a geometria da superfície de ruptura observada no campo e variando os perfis de resistência não drenada até a obtenção de um coeficiente de segurança aproximadamente igual a 1,0 na análise de estabilidade da seção, conforme apresentado na Figura 42, resultando nos perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 retroanalizados apresentados na Figura 43.

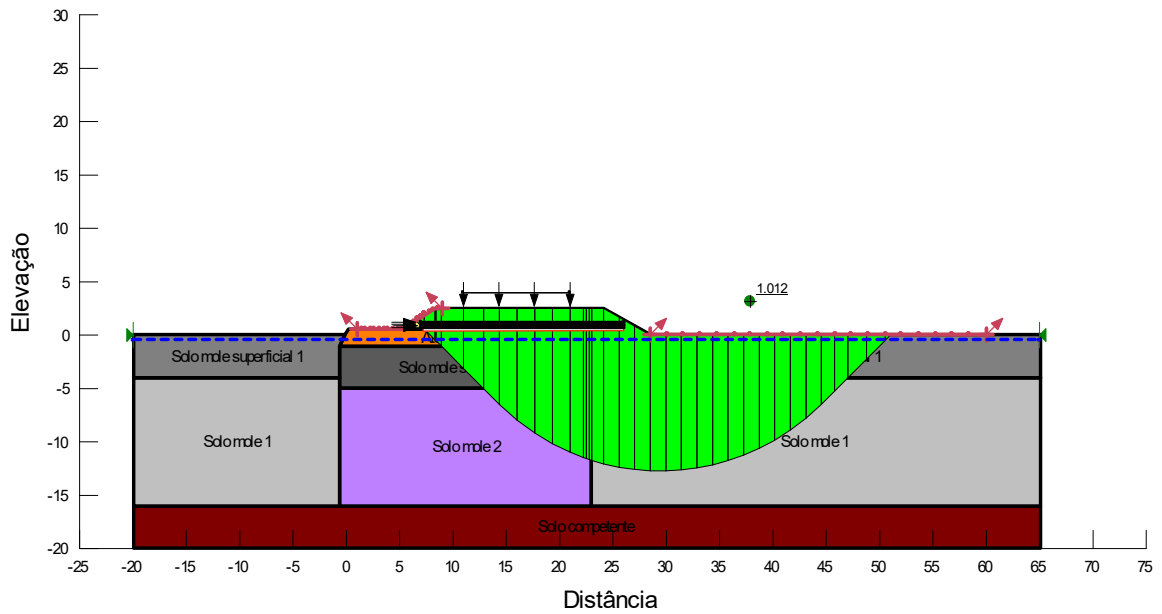


Figura 42 - Retroanálise da seção original da estaca E-694 com a sobrecarga de 8 kPa devida ao pavimento de bica corrida compactada de 40 cm de espessura

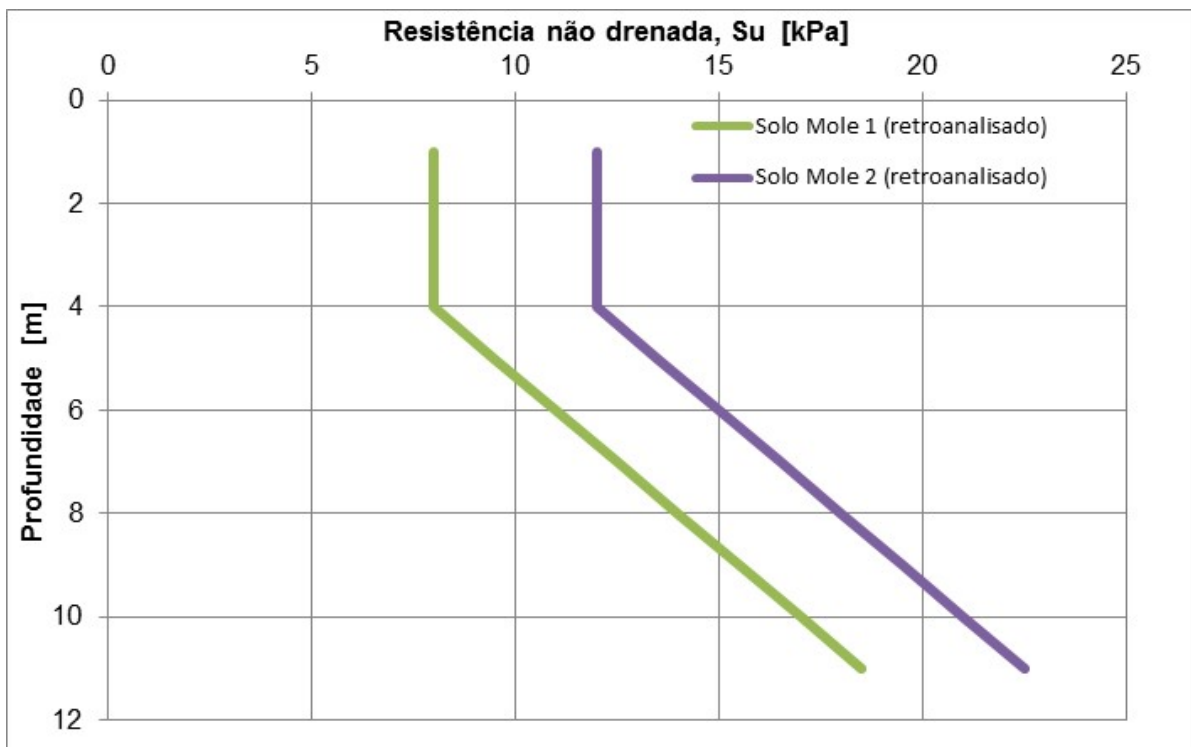


Figura 43 - Perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 retroanalizados

A Figura 44 apresenta a comparação dos perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 retroanalizados com os obtidos dos ensaios

especiais 'in situ'. Como pode ser observado, os perfis retroanalísados mostram uma resistência não drenada um pouco maior que a resultante da interpretação dos ensaios 'in situ'.

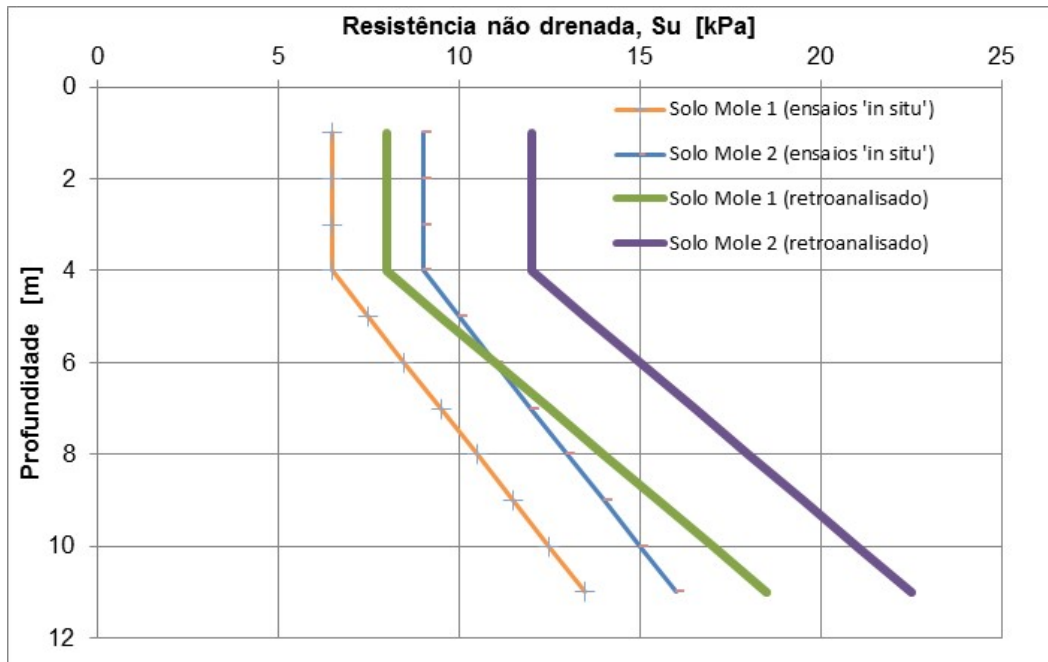


Figura 44 - Comparação dos perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 obtidos da interpretação dos ensaios 'in situ' e retroanalísados

Conforme já discutido nesta dissertação, a definição do perfil de resistência de uma camada de argila mole baseada na comparação de resultados de diferentes técnicas de obtenção da resistência não drenada é uma boa prática, uma vez que permite atenuar ou até eliminar as imperfeições de cada técnica utilizada, resultando em um perfil adotado mais representativo da realidade.

No caso em questão, a interpretação criteriosa do conjunto dos resultados dos ensaios especiais 'in situ' levou aos perfis de resistência dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 considerados confiáveis. Contudo, como as deformações observadas na seção E-694 indicaram apenas a iminência de ruptura, condição em que o coeficiente de segurança contra instabilidade geotécnica pode até ser ligeiramente maior que a unidade, conclui-se que é razoável ajustar os perfis de resistência não drenada obtidos da interpretação dos ensaios especiais 'in situ' para os próprios perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 retroanalísados,

considerados representativos da camada de argila mole estudada para a condição de carga permanente, designados convencionais. A Figura 45 reapresenta os referidos perfis de resistência não drenada.

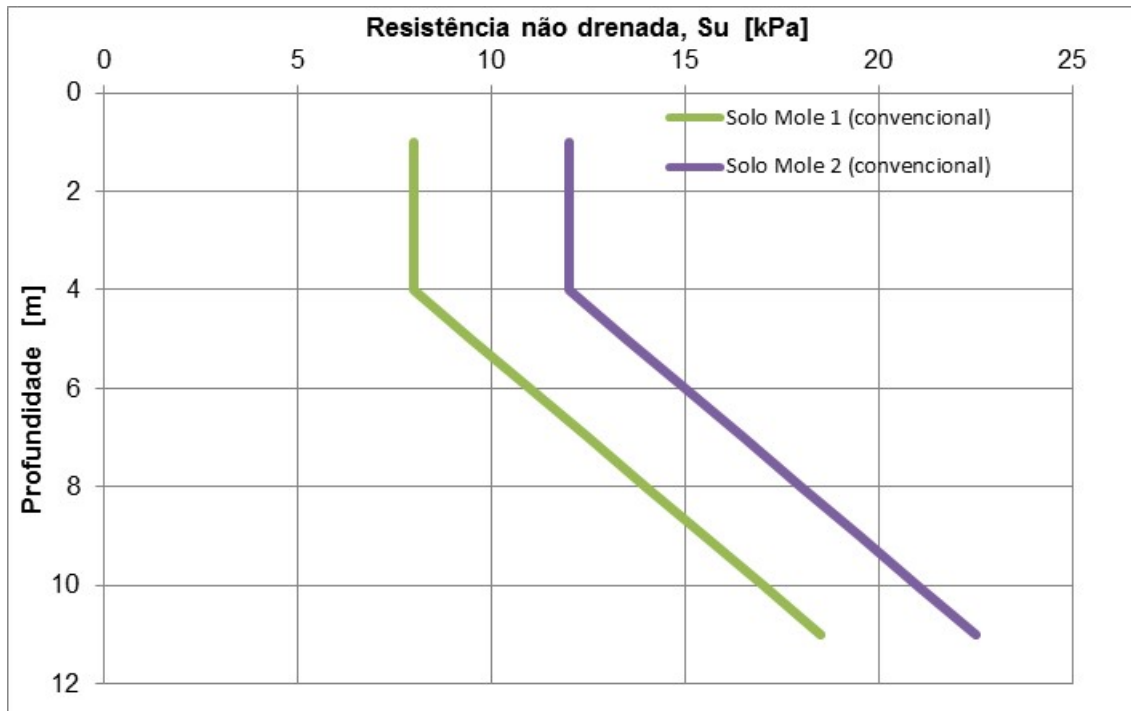


Figura 45 - Perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 para a condição de carga permanente, designados convencionais

Tendo como base os perfis de resistência não drenada apresentados Figura 45 e os demais parâmetros apresentados na Tabela 8, a seção da estaca E-694 foi objeto de uma adequação de projeto que implicou na alteração da sua geometria, basicamente reduzindo a carga permanente e incluindo uma berma de equilíbrio, conforme apresentado esquematicamente na Figura 46.

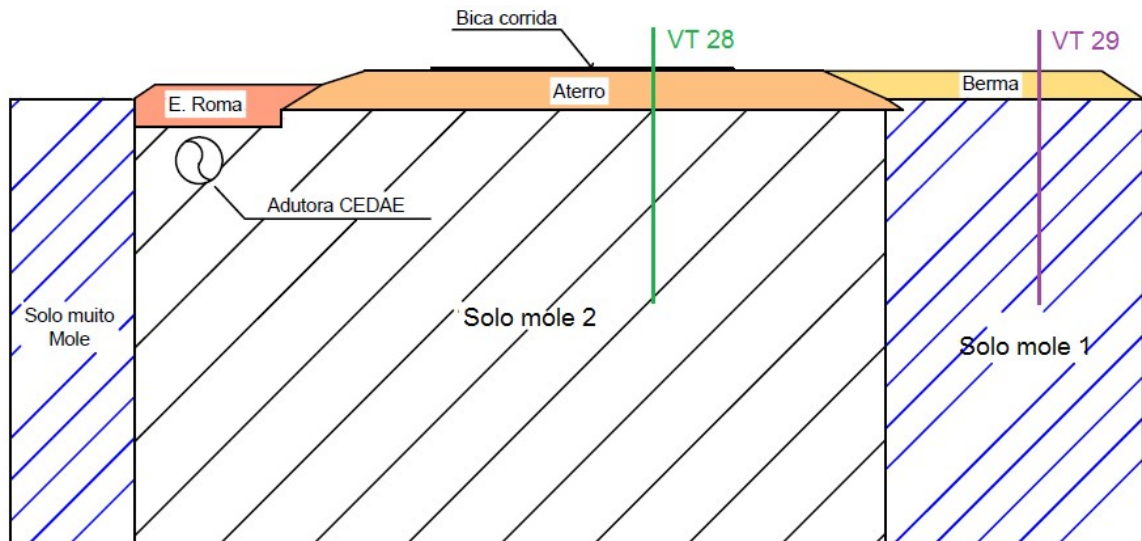


Figura 46 - Detalhes da seção transversal após a adequação do projeto

2.5.6 Coleta de amostras indeformadas e realização de ensaios de compressão triaxial adensados não drenados

Tendo como objetivo a realização de ensaios de compressão triaxial adensado não drenado (CU) com diferentes velocidades de deformação no cisalhamento, visando reproduzir em laboratório, pelo menos qualitativamente, a observação de campo sobre a influência da duração do carregamento ou da velocidade de deformação na resistência não drenada de solos argilosos, foram coletadas amostras indeformadas da argila mole na seção E-694, nas proximidades do da localização do ensaio CPTU e do 'Vane Test' VT-29, onde a camada de argila mole era aflorante.

As amostras foram coletadas com amostrador tipo 'Shelby', com pistão estacionário, nas profundidades de 2,10 m a 2,60 m e 4,00 m a 4,50 m, tendo as extremidades do 'liner' metálico sido vedadas com tecido e parafina imediatamente após a coleta. Os dois 'liners' foram então acondicionados em câmara úmida até a realização dos ensaios. A Figura 47 e a Figura 48 mostram as atividades de campo durante a coleta das amostras.



Figura 47- Limpeza do Shebly após a retirada



Figura 48 - Armazenamento do Shelbly para ser encaminhado ao laboratório

Previamente à realização dos ensaios de compressão triaxial foram realizados ensaios de caracterização das amostras, tendo sido obtidos os resultados obtidos na Tabela 10. Na profundidade de 2,10m a 2,60m só foi realizado o ensaio para determinação do teor de umidade natural.

Tabela 10: Resultados dos ensaios de caracterização das amostras indeformadas

Amostra	Teor de umidade natural	Limite de Liquidez (LL)	Limite de Plasticidade (LP)	Índice de Plasticidade (IP)
2,10 m – 2,60 m	129,1 %	-	-	-
4,00 m – 4,50 m	146,3 %	141 %	45 %	96 %

Ambos os ensaios de compressão triaxial adensados não drenados (CU) contemplaram o mesmo procedimento de saturação com contrapressão de 300 kPa e adensamento isotrópico dos corpos de prova e foram realizados com tensões confinantes de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, tendo como diferença apenas a velocidade de deformação do corpo de prova adotada na aplicação da tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$). Em um dos ensaios, utilizando corpos de prova moldados da amostra de 4,00 m a 4,50 m de profundidade, foi adotada velocidade de deformação de 0,026 mm/min, considerada convencional para as características da argila mole em questão conforme a recomendação de Bishop e Henkel (1962). No outro ensaio, utilizando corpos de prova moldados da amostra de 2,10 m a 2,60 m de profundidade, foi adotada velocidade de deformação dez vezes maior, ou seja 0,260 mm/min. As Figura 49 e Figura 52 apresentam os resultados dos ensaios em termos de envoltórias de tensões totais e efetivas e de caminhos de tensões totais e efetivas.

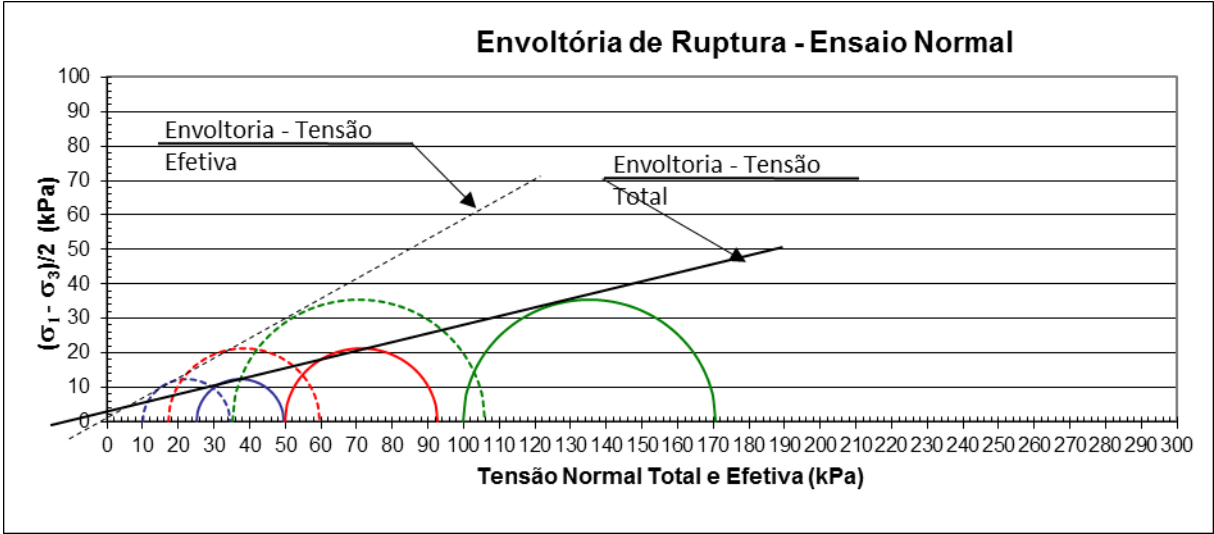


Figura 49 - Envoltórias das tensões totais e efetivas em carregamento Normal

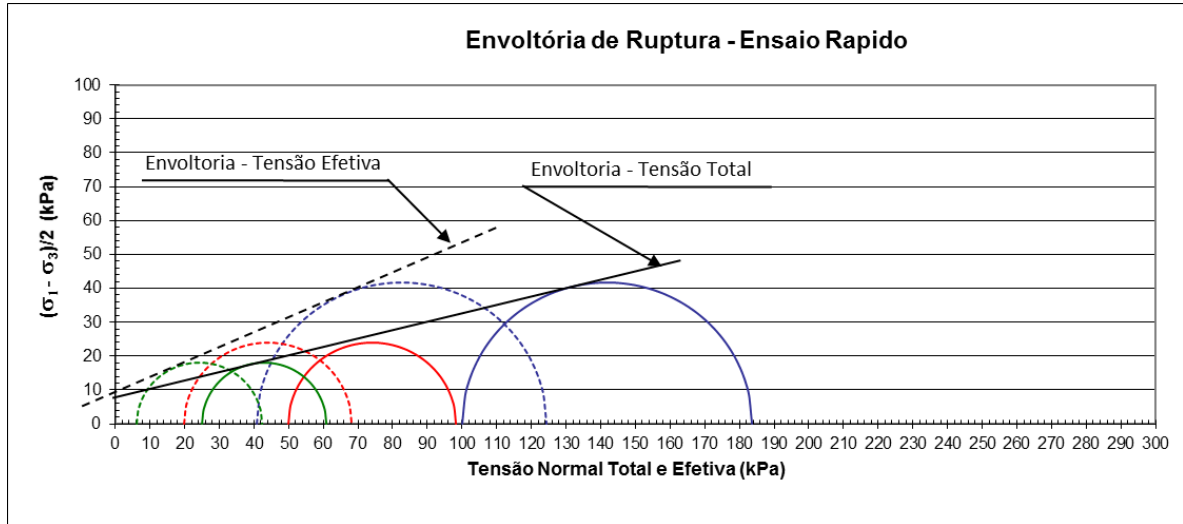


Figura 50 - Envoltórias das tensões totais e efetivas em carregamento Rápido

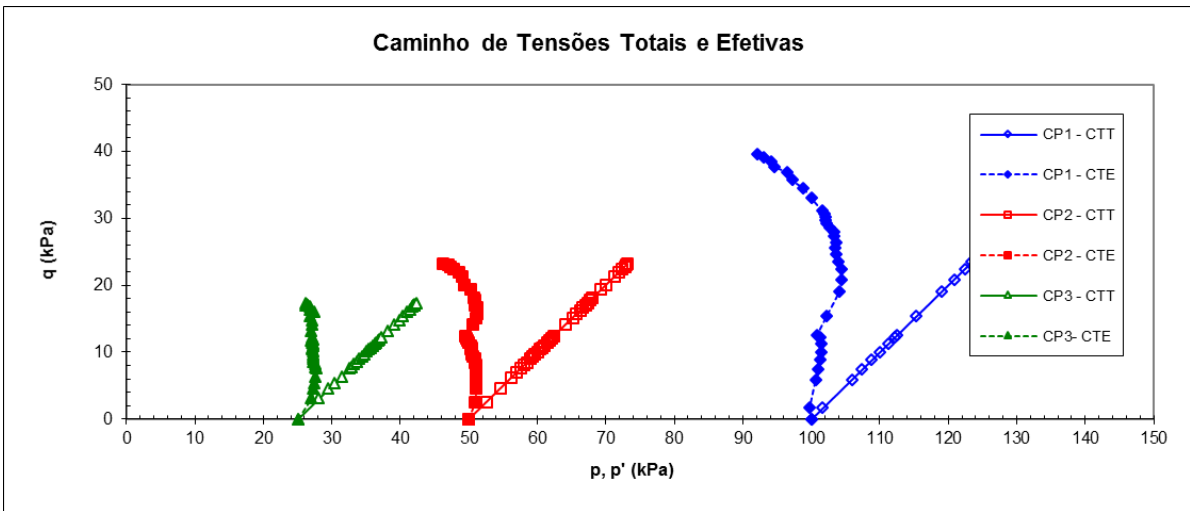


Figura 51 - Caminho de tensões ensaio CIU - Carregamento Normal

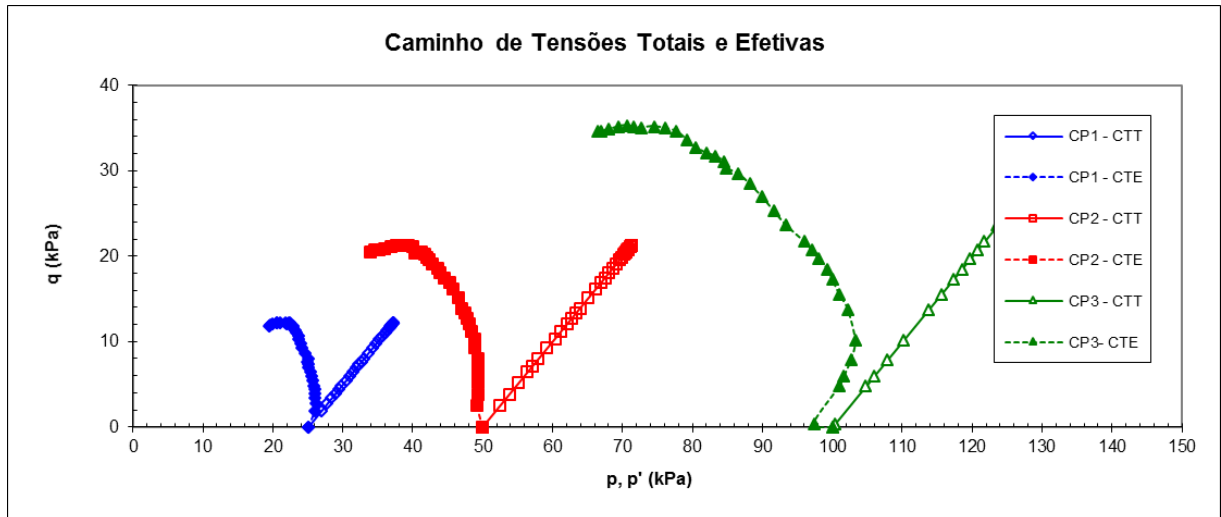


Figura 52 - Caminho de tensões ensaio CIU - Carregamento Rápido

A partir das Figuras 49 e 50 pode-se obter as expressões das envoltórias de resistência em termos de tensões efetivas resultantes dos dois ensaios:

$$\tau = \sigma' * \tan 30^\circ \quad \text{Ensaio CIU convencional}$$

$$\tau = 10kPa + \sigma' * \tan 23^\circ \quad \text{Ensaio CIU acelerado}$$

As expressões acima indicam que o ensaio acelerado apresenta resistência não drenada significativamente maior que o ensaio convencional apenas para baixas tensões confinantes, uma vez que o ângulo de atrito efetivo resultante do ensaio convencional foi significativamente maior. A Figura 53 apresenta graficamente a comparação entre as envoltórias de resistência, mostrando que para tensões confinantes maiores que 65 kPa, o ensaio convencional apresentaria maior resistência não drenada.

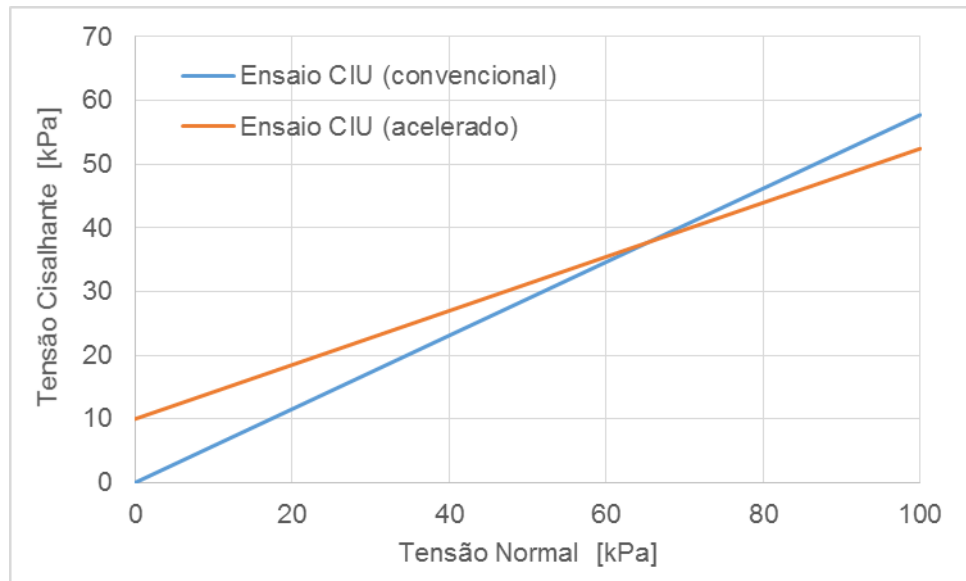


Figura 53 - Comparação das envoltórias de resistência em termos de tensões efetivas obtidas nos ensaios CIU convencional e acelerado

Conforme se verificou na revisão bibliográfica desta dissertação, Martins et al (2001) mostra que a parcela de resistência viscosa cresce com o aumento da tensão confinante, o que leva à conclusão que, para uma mesma amostra, o ângulo de atrito efetivo sempre será maior quanto maior for a velocidade de deformação do solo durante o cisalhamento. Considerando isso e que os ensaios em questão foram realizados com corpos de prova obtidos de amostras de diferentes profundidades, as quais apresentaram teores de umidade natural significativamente diferentes, pode-se inferir que a diferença nas envoltórias decorre da influência da velocidade de deformação do solo durante o cisalhamento e também de provável heterogeneidade da camada de argila mole. Dessa forma, levando em conta o conjunto da investigação geotécnica no local, a experiência com as argilas moles da região, cujos ângulos de atrito efetivos são tipicamente inferiores a 30 graus, e o conhecimento adquirido acerca da influência da velocidade de deformação, conclui-se ser aplicável, para o propósito do presente estudo, um ajuste no resultado do ensaio CU convencional reduzindo o ângulo de atrito efetivo de modo a igualá-lo ao valor obtido no ensaio CU acelerado, conforme apresentado na Figura 53.

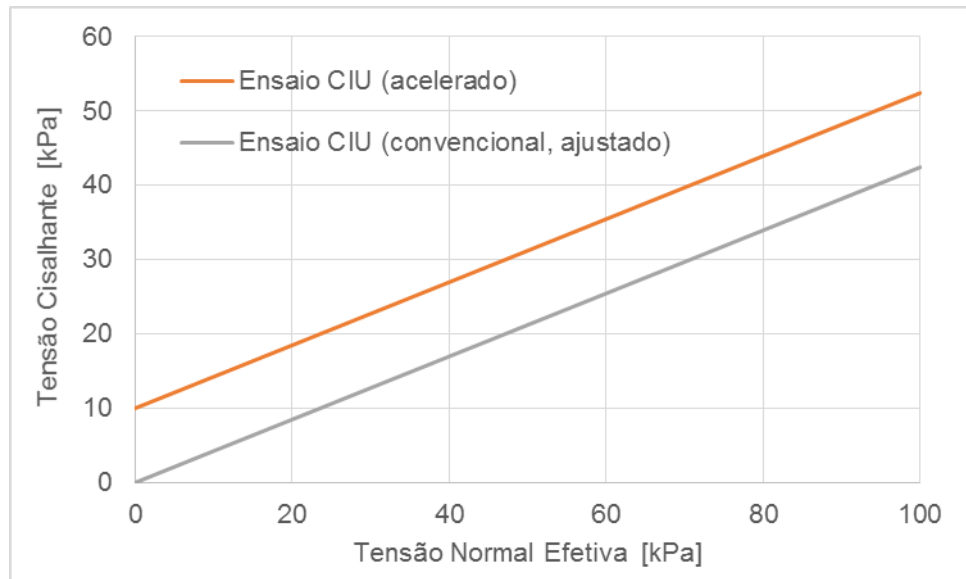


Figura 54 - Comparação das envoltórias de resistência em termos de tensões efetivas dos ensaios CU acelerado e convencional ajustado

A pertinência desse ajuste da envoltória de resistência do ensaio CU convencional para o propósito do presente estudo pode ser demonstrada comparando o perfil de resistência obtido a partir da referida envoltória e do perfil de tensões verticais efetivas existentes na camada de argila mole antes da execução do aterro da via UHOS, com o perfil de resistência não drenada convencional do Solo Mole 1, obtido a partir dos ensaios especiais de campo e da retroanálise, conforme apresentado na Figura 55. Como pode ser observado, o perfil de resistência derivado da envoltória de resistência do ensaio CU convencional praticamente coincide com o perfil de resistência do Solo Mole 1 convencional, confirmando a pertinência do ajuste proposto.

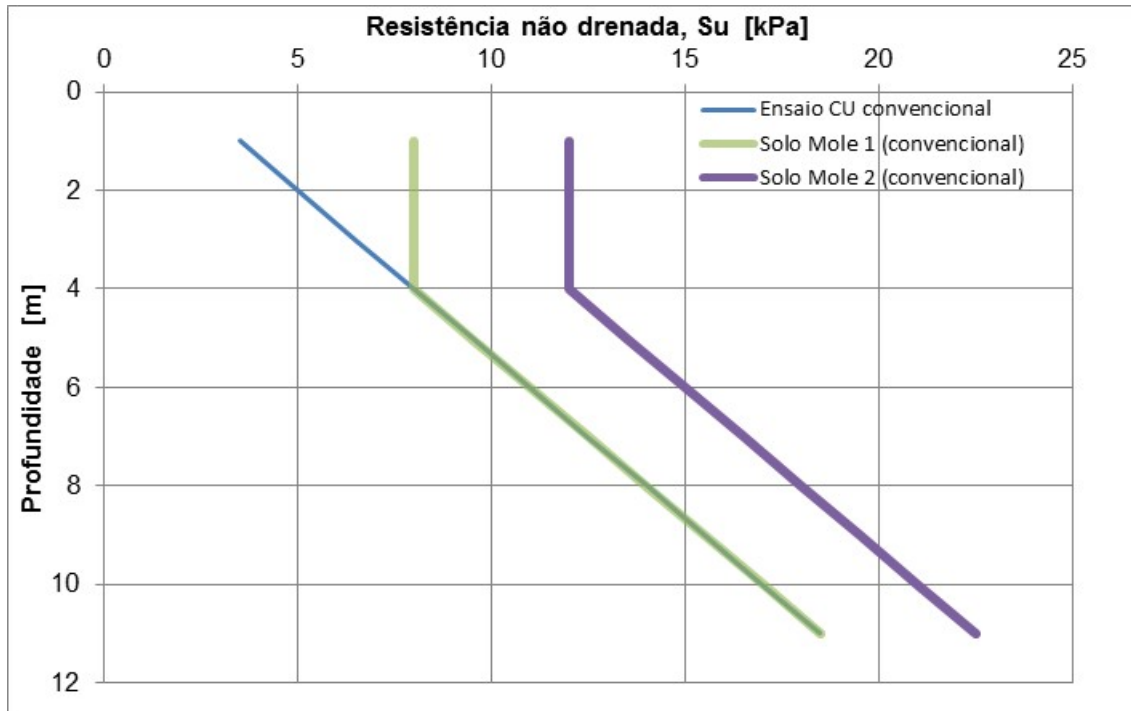


Figura 55 - Comparação do perfil de resistência não drenada derivado da envoltória de resistência ajustada do ensaio CU convencional com o respectivo perfil do Solo Mole 1 convencional

Em função do exposto, as envoltórias de resistência dos ensaios de compressão triaxial adensados não drenados, convencional ajustado e acelerado, apresentados na Figura 54, podem ser tomadas como uma demonstração em laboratório do aumento de resistência não drenada da ordem de 10 kPa devido ao aumento de 10 vezes na velocidade de deformação no solo argiloso durante o cisalhamento, devendo ser ressaltado que, de acordo com o modelo teórico e resultados experimentais apresentados por Martins (1992) e Martins et al (2001), o ângulo de atrito efetivo do solo também deveria aumentar com o aumento da velocidade de deformação, resultando que o aumento de resistência medido de 10 kPa deve ser considerado como um limite inferior do aumento real.

Tendo como base os resultados dos ensaios de compressão triaxial adensados não drenados, os quais indicam um aumento da resistência não drenada igual ou maior que 10 kPa para um aumento de 10 vezes da velocidade de deformação do solo durante o cisalhamento, é possível estabelecer que os perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 para a condição de carga de curta duração, correspondente à passagem dos veículos especiais,

seriam maior que os respectivos perfis de resistência não drenada para a condição de carga permanente acrescidos de 10 kPa, uma vez que o tempo de duração da passagem dos veículos especiais na distância correspondente ao seu comprimento é da ordem de 30 segundos e o tempo de duração do cisalhamento do corpo de prova no ensaio CU acelerado é da ordem de 30 minutos.

Considerando o exposto acima e visando mostrar as implicações da influência da duração do carregamento na resistência não drenada da argila no caso estudado, é possível admitir, como um limite inferior dos perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 para a condição de carga de curta duração, os respectivos perfis de resistência não drenada convencionais acrescidos de 10 kPa, conforme apresentado na Figura 56.

A partir dos perfis de resistência não drenada apresentados na Figura 56 é possível, através de análises de estabilidade da seção E-694, demonstrar a observação prática da influência da duração do carregamento na resistência não drenada, bem como propor a perspectiva de uma nova metodologia de projetos de aterros sobre solos moles sujeitos a carregamentos especiais de alta magnitude e curta duração, conforme apresentado a seguir.

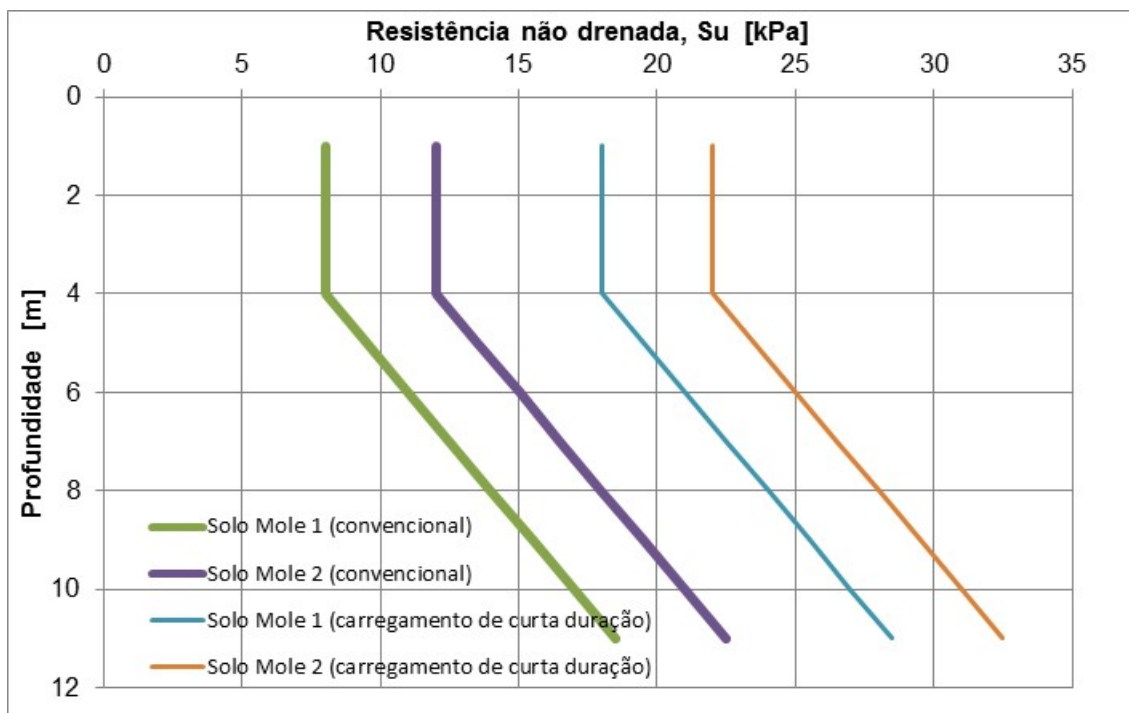


Figura 56 - Perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 convencionais e correspondentes à carga de curta duração

2.6. Análises de estabilidade da seção E-694

Tendo em vista demonstrar que o esgotamento da resistência do solo de fundação para a carga adicional permanente de 8 kPa, correspondente à camada de revestimento de bica-corrida, após ter sido suportada, sem indícios de instabilidade, a passagem do veículo especial com carga distribuída equivalente igual a 30 kPa, pode ser explicado pela influência da duração do carregamento ou da velocidade de deformação na resistência não drenada de solos argilosos, foram realizadas diversas análises de estabilidade da seção E-694 representando as diferentes condições de carregamento, geométricas e de parâmetros de resistência da argila mole.

2.6.1 Seção original da estaca E-694, sem sobrecarga e com parâmetros de resistência convencionais

A Figura 57 apresenta o resultado da análise de estabilidade da seção original da estaca E-694, com sobrecarga de 8 kPa correspondente à camada de revestimento de bica-corrida e perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 convencionais. Como pode ser observado, embora sem muita folga, o sistema era estável para condição de carregamento, geometria e parâmetros de resistência.

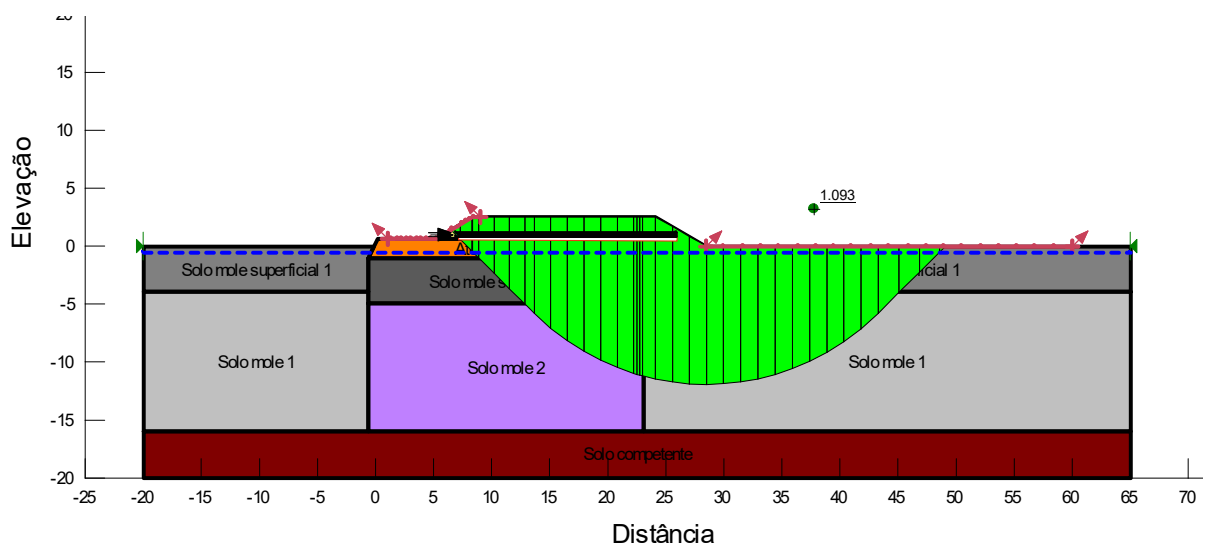


Figura 57 - Análise de estabilidade para a seção original da estaca E-694, sem sobrecarga, considerando os perfis de resistência convencionais

2.6.2 Seção original da estaca E-694, com sobrecarga de 30 kPa e parâmetros de resistência convencionais

A Figura 58 apresenta o resultado da análise de estabilidade da seção original da estaca E-694, com sobrecarga de 30 kPa correspondente à carga distribuída equivalente da passagem dos primeiros veículos multi-eixos e perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 convencionais. Como pode ser observado, para esta condição de carregamento, geometria e parâmetros de resistência, o sistema não seria estável. Tal constatação indica que a passagem incólume desses veículos foi graças à parcela de resistência viscosa, decorrente da alta velocidade de deformação do solo ou da curta duração do carregamento, visto que para os perfis de resistência não drenada S_u convencionais haveria ruptura.

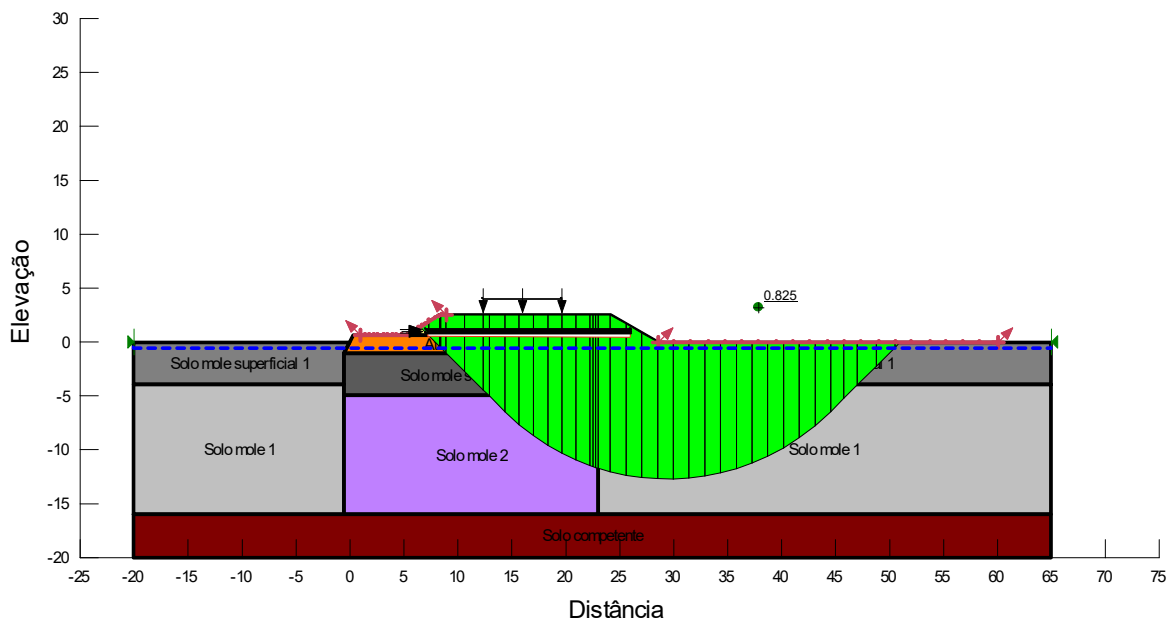


Figura 58 - Análise de estabilidade da seção da estaca E-694 considerando os perfis de resistência não drenada S_u convencionais

2.6.3 Seção original da estaca E-694, com sobrecarga de 30 kPa e parâmetros de resistência correspondentes ao carregamento de curta duração

A Figura 59 apresenta o resultado da análise de estabilidade da seção original da estaca E-694, com sobrecarga de 30 kPa correspondente à carga distribuída equivalente dos primeiros veículos multi-eixos e perfis de resistência não

drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 correspondentes a carga de curta duração. Como pode ser observado, levando em conta que estes perfis de resistência são apenas um limite inferior da resistência não drenada real nesta condição de carregamento, mostra-se que, de fato, o sistema é estável para a passagem dos primeiros veículos multi-eixos.

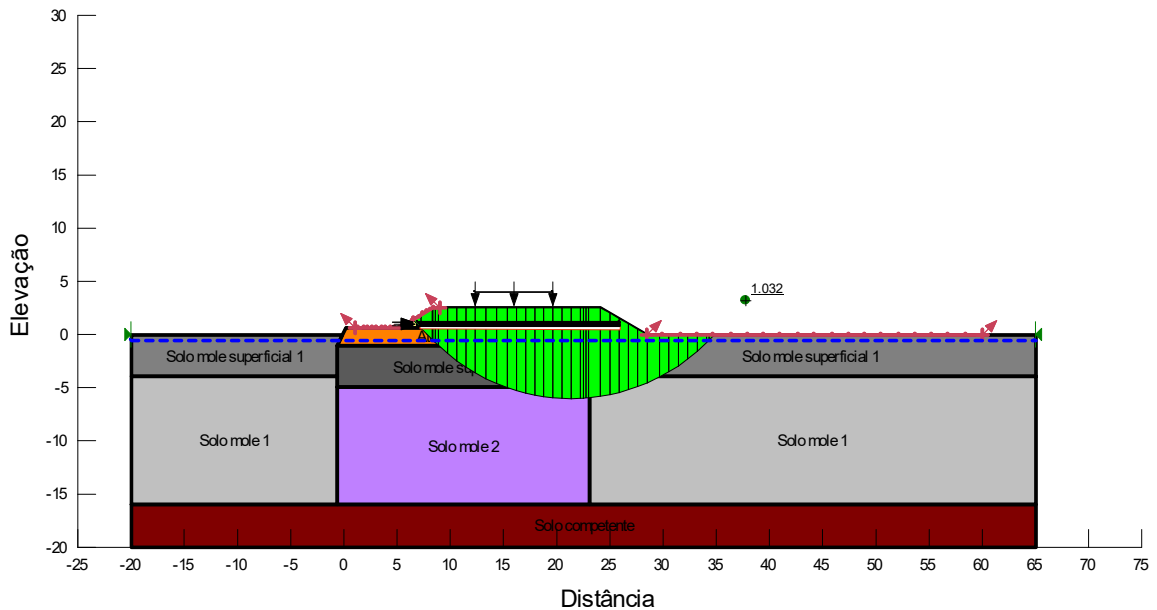


Figura 59 - Análise de estabilidade da seção da estaca E-694 considerando os perfis de resistência não drenada S_u correspondentes a carga de curta duração

2.6.4 Seção final da estaca E-694, com sobrecarga de 70 kPa e parâmetros de resistência convencionais

A Figura 60 apresenta o resultado da análise de estabilidade da seção final da estaca E-694, após a adequação do projeto, com sobrecarga de 70 kPa, correspondente à carga distribuída equivalente dos veículos multi-eixos mais pesados e perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 convencionais. Como pode ser observado, para esta condição de carregamento, geometria e parâmetros de resistência, o sistema é estável, mas o coeficiente de segurança contra instabilidade geotécnica resultante é de apenas 1,065.

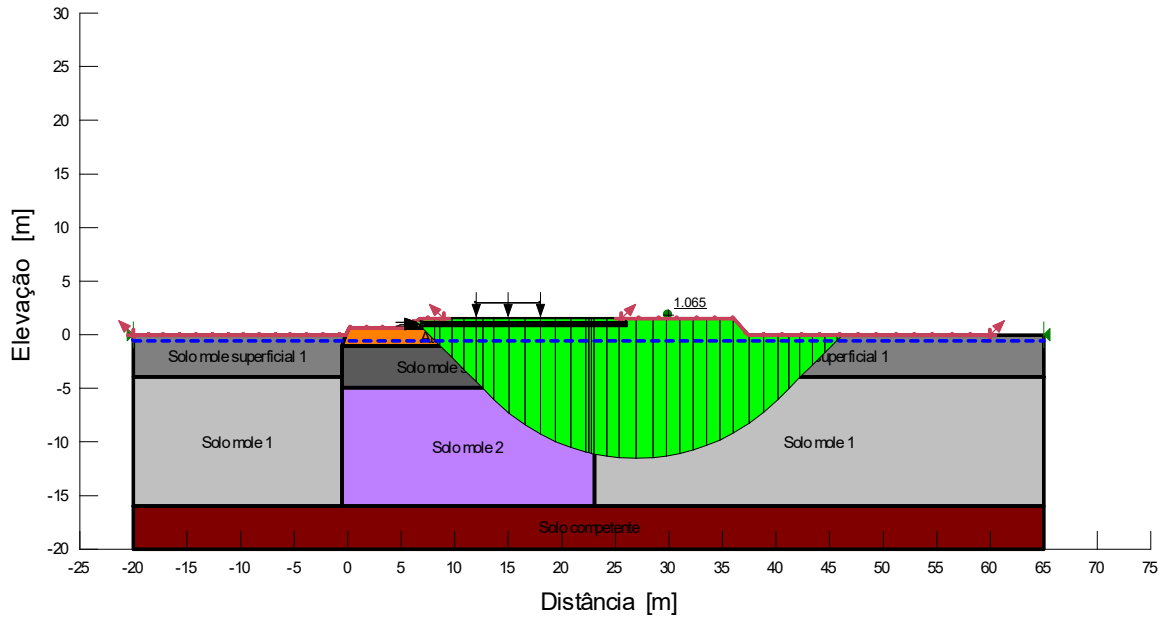


Figura 60 - Análise de estabilidade da seção da estaca E-694 após a adequação do projeto, considerando perfis de resistência não drenada S_u convencionais

2.6.5 Seção final da estaca E-694, com sobrecarga de 70 kPa e parâmetros de resistência correspondentes ao carregamento de curta duração

A Figura 61 apresenta o resultado da análise de estabilidade da seção final da estaca E-694, após a adequação do projeto, com sobrecarga de 70 kPa, correspondente à carga distribuída equivalente dos veículos multi-eixos mais pesados e perfis de resistência não drenada dos Solo Mole 1 e Solo Mole 2 correspondentes a carga de curta duração. Como pode ser observado, para esta condição de carregamento, geometria e parâmetros de resistência, o sistema é estável com um coeficiente de segurança contra instabilidade geotécnica superior a 1,4, evidenciando a importância de se considerar a influência da duração do carregamento na resistência não drenada de argilas moles em projeto de aterros rodoviários sujeitos ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados.

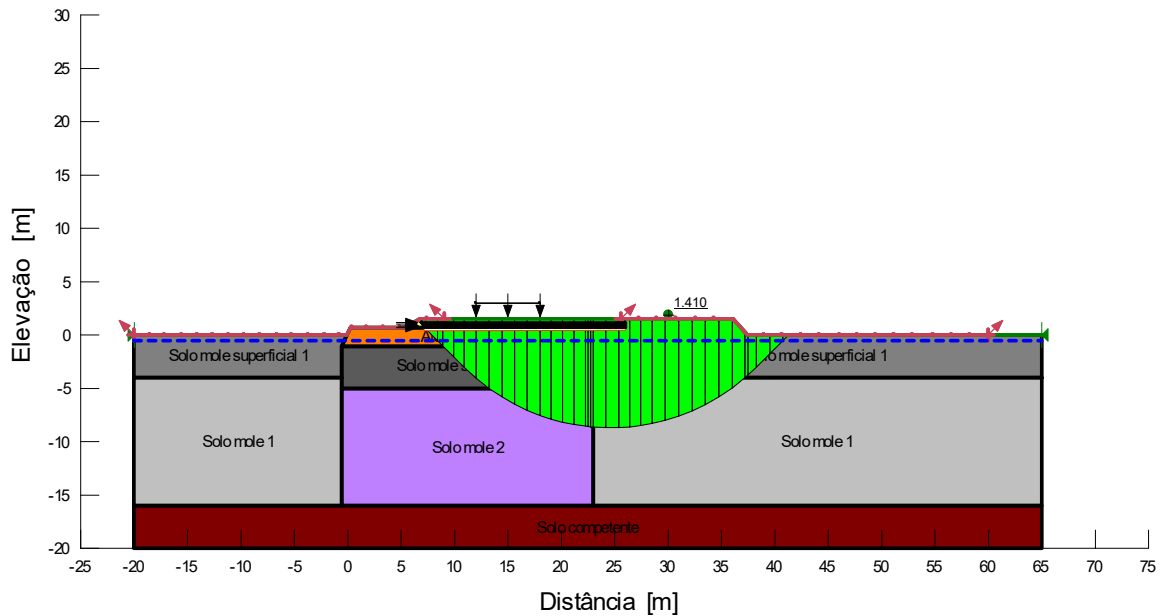


Figura 61 - Análise de estabilidade da seção da estaca E-694 após a adequação do projeto, considerando perfis de resistência não drenada S_u correspondentes a carga de curta duração

Depreende-se do exposto que o caso da seção da estaca E-694, graças à observação da ocorrência de iminência de ruptura após a aplicação de uma sobrecarga permanente menor do que uma sobrecarga transitória de curta duração anteriormente suportada sem indícios de ruptura ou deformação significativa, claramente evidência a influência da duração do carregamento na resistência não drenada, a qual pode ser associada à velocidade de deformação do solo durante o cisalhamento.

Tendo em vista que os perfis de resistência obtidos a partir do resultado do ensaio CU acelerado provavelmente são muito inferiores aos que de fato representam a resistência não drenada da camada de argila mole estudada para o caso da solicitação por veículos especiais, conclui-se que há uma oportunidade de aprimoramento significativo da metodologia atual de projeto desse tipo de aterro rodoviário, a qual considera como permanente a carga desses veículos especiais.

3. PERSPECTIVA DE UMA NOVA METODOLOGIA DE PROJETO DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES SOLICITADOS POR CARGAS ESPECIAIS DE CURTA DURAÇÃO

Tendo como base o que foi desenvolvido nesta dissertação pode-se admitir a perspectiva de uma nova metodologia de projeto de aterros sobre solos moles solicitados por cargas especiais de curta duração, que resulte em um aprimoramento da prática atual, em que tais cargas são consideradas permanentes.

No contexto de projeto de aterro sobre solos moles que se está considerando, para fins de implantação de vias, terminais logísticos ou indústrias, o material argiloso de baixa resistência será solicitado por cargas permanentes, de longa duração ou cíclicas, devidas ao seu peso próprio, itens de armazenagem e cargas móveis convencionais, como veículos comuns, para as quais a abordagem do projeto continuará seguindo a prática atual, admitindo tais cargas como permanentes. Dessa forma, a aquisição de dados geotécnicos deverá contemplar a obtenção de uma envoltória de resistência convencional.

Havendo, além das cargas mencionadas acima, previsão de solicitação do aterro por cargas especiais, elevadas e de curta duração, a nova metodologia deverá incorporar ao plano de aquisição de dados geotécnicos a obtenção do perfil de resistência não drenada da camada de solo mole para uma velocidade de deformação do solo correspondente ao tempo de duração da carga especial crítica.

O nível de conhecimento atingido com a pesquisa objeto desta dissertação não permite, como já apresentado, estabelecer a relação entre a duração do carregamento de projeto e a velocidade de deformação do solo a ser adotada nos ensaios de obtenção da resistência não drenada. Este conhecimento poderá ser alcançado no futuro com a continuação desta pesquisa, em nível de doutorado, conforme proposta apresentada mais detalhadamente adiante. Contudo, o conhecimento adquirido com a pesquisa já realizada mostra que, para a argila mole encontrada na Via UHOS, com índice de plasticidade da ordem de 90% e coeficiente de adensamento vertical da ordem de $0,0002 \text{ cm}^2/\text{s}$, o aumento de cerca de 10 vezes da velocidade convencional de deformação do solo em ensaios

triaxiais não drenados, cerca de 0,026 mm/min, resulta em aumento de mais de 10 kPa na sua resistência não drenada. Além disso, como a duração das cargas especiais tratadas nesta pesquisa é tipicamente inferior a 1 minuto, é provável que, mesmo considerando o aumento da rigidez do solo para as maiores velocidades de deformação e algum efeito de escala, a velocidade de deformação do solo em ensaio triaxial CU representativa das condições de campo seja maior que a adotada no ensaio CU acelerado realizado, 0,26 mm/min, resultando que o aumento de 10 kPa é conservador.

Em função do exposto, na nova metodologia de projeto o plano de aquisição de dados geotécnicos deverá contemplar a coleta de amostras indeformadas de boa qualidade e representativas da camada estudada, destinadas à realização de 4 ensaios triaxiais CIU, cada um com uma velocidade de deformação diferente. O primeiro ensaio deverá ser realizado com a velocidade de deformação convencional, representativa de cargas permanentes, cerca de 0,026 mm/min no caso da argila mole da Via UHOS. Os outros 3 ensaios CIU deverão ser realizados com velocidades de deformação 10, 50 e 100 vezes a convencional. Cada ensaio deverá contemplar a ruptura de 3 corpos de prova, cada um com uma tensão confinante diferente, de modo a cobrir o range de tensões efetivas do projeto. Nos 4 ensaios deverão ser adotadas as mesmas 3 tensões confinantes.

O procedimento descrito sucintamente acima permitirá obter 4 envoltórias de resistência em termos de tensões efetivas, cada uma correspondendo a uma velocidade de deformação do solo diferente, 3 curvas resistência não drenada x velocidade de deformação, para uma mesma tensão confinante efetiva, além de curvas $(\sigma_1 - \sigma_3) \times \varepsilon$ para cada corpo de prova ensaiado. Com base nestes resultados e, também, em ensaios 'in situ' CPTU e Vane Test, cuja finalidade é, principalmente, validar a abrangência dos resultados de ensaios de laboratório convencionais ao longo da profundidade, o projetista poderá definir os perfis de resistência não drenada representativos da condição de carga permanente (convencional) e da condição de carga de curta duração (acelerado).

Com base nos dois perfis de resistência não drenada representativos definidos acima, o projeto deverá contemplar duas análises de estabilidade. A primeira considerando o perfil de resistência não drenada convencional e as cargas permanentes, de longa duração ou cíclicas. A segunda análise deverá considerar a

carga total, incluindo a carga de curta duração, e o perfil de resistência representativo da condição de carga de curta duração (acelerado). O fator de segurança a ser considerado para eventual providência de adequação da seção será o menor dos dois obtidos.

4 CONCLUSÕES E SUGESTOES PARA FUTURAS PESQUISAS

A presente dissertação apresentou um estudo da influência da duração do carregamento na resistência não drenada de solos argilosos moles com vistas a aprimorar a metodologia de projeto de aterros sobre tal tipo de solo destinados à construção de vias sujeitas ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados, as quais tendem a ser cada vez mais necessárias para atender as origens e destinos de movimentação de veículos especiais de transporte de grandes equipamentos para montagens industriais.

A realização de uma extensa revisão bibliográfica, que incluiu a análise dos principais aspectos da atual metodologia de projeto de aterros sobre solos moles, principalmente em relação à análise de estabilidade de taludes, mostrou as principais características e limitações dos principais métodos de análise disponíveis e a importância de se considerar a compatibilidade de deformações entre o solo compactado e o solo de fundação na definição da contribuição do aterro na estabilidade do talude.

Foram apresentados os procedimentos de execução e discutidas as limitações principais técnicas de obtenção da resistência não drenada de solos moles, podendo-se concluir que a melhor prática é conjugar ensaios especiais 'in situ' (Vane Test e CPTU) e ensaios de laboratório (CIU e adensamento), de modo a aproveitar o benefício de se obter medições de certas grandezas do solo na sua condição de campo e a confiabilidade de determinações em condições de contorno bem controladas no laboratório. Além disso, as sondagens a percussão, que são indispensáveis na etapa inicial das campanhas de investigação geotécnica para definição da estratigrafia do subsolo e abrangência da ocorrência de solos moles, podem ser úteis para estimativa preliminar da resistência não drenada, principalmente nos casos em que o índice $N_{SPT} > 1$ e há determinações do teor de umidade natural das amostras coletadas.

Em função da influência do estado de tensões durante o cisalhamento e da eventual anisotropia do solo, pôde-se concluir que, em um projeto de grande responsabilidade, a campanha de ensaios de laboratório triaxiais deve contemplar ensaios de compressão e de extensão para se obter um valor médio da resistência não drenada representativo de toda a superfície potencial de ruptura.

A pesquisa bibliográfica acerca da influência da duração do carregamento ou da velocidade de deformação do solo durante o cisalhamento na sua resistência não drenada mostrou que o tema é objeto de atenção de pesquisadores desde os primórdios da Mecânica dos Solos e que atualmente tal influência está confirmada, conceitual e experimentalmente. Quanto maior a velocidade de deformação do solo durante o cisalhamento, maior a resistência não drenada. Tal fato decorre da existência de contatos viscosos entre partículas envoltas por camada de água adsorvida, resultando que a magnitude dessa parcela de resistência viscosa, para uma mesma velocidade de deformação no cisalhamento e tensão confinante, depende do número de contatos viscosos e das características químicas da água e do solo.

A dissertação também apresentou um estudo de caso referente à seção da estaca E-694 da Via UHOS, onde se constatou a existência de uma camada de solo mole com cerca de 16 m espessura e a verificação, na prática, da influência da duração do carregamento na resistência não drenada do solo mole, uma vez que a referida seção, na geometria original de projeto, suportou tráfego de veículos especiais com carga distribuída equivalente até 30 kPa e, posteriormente, apresentou indício de ruptura no dia seguinte à execução do pavimento projetado de bica corrida compactada com 40 cm de espessura, que representa uma carga distribuída de cerca de 8 kPa.

Um programa de ensaios de laboratório de compressão triaxial CIU, um com velocidade de deformação convencional e outro com velocidade de deformação no cisalhamento 10 vezes maior, em conjunto com os ensaios 'in situ' especiais executados no local e a retro-análise da ruptura, mostrou que o referido aumento da velocidade de deformação implicou em um aumento de mais de 10 kPa na resistência não drenada convencional da argila mole em questão.

Com base no resultado da pesquisa bibliográfica realizada e no estudo de foi possível apresentar uma perspectiva de uma nova metodologia de projeto de aterros sobre solos moles solicitados por cargas especiais de curta duração, a qual possibilita um aprimoramento da prática atual, em que tais cargas são consideradas permanentes. A aplicação e o desenvolvimento da metodologia proposta resultará em projetos mais econômicos, beneficiando os empreendedores e, indiretamente,

toda a sociedade, além de contribuir para a preservação do meio ambiente, uma vez que implicará em menor consumo de recursos naturais.

4.1 Sugestões para trabalhos futuros

Recomenda-se a continuação da pesquisa objeto desta dissertação, no nível de doutorado, abordando os seguintes aspectos:

- a) Definição de procedimento de determinação da velocidade de deformação do solo no cisalhamento de ensaios triaxiais que represente as condições de campo para solicitações de curta duração;
- b) Definição de procedimento de determinação da velocidade de rotação da palheta no ensaio Vane Test que represente as condições de campo para solicitações de curta duração;
- c) Esclarecimento sobre a causa e magnitude do enrijecimento do comportamento tensão-deformação dos solos moles em ensaios de compressão triaxial não drenados com altas velocidades de deformação no cisalhamento;
- d) Execução de aterro experimental a ser levado até a ruptura provocada por carga de curta duração.

REFERENCIAS

- [1] ALEXANDRE, G.F., 2006, “Contribuição ao Entendimento da Fluência Não Drenada”, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- [2] ALMEIDA , Marcio de Souza S., Aterros sobre solos moles: “Projeto e desempenho, São Paulo, Oficina de Textos 2010.

- [3] Almeida, M.S.S., Marques, E.S., Lacerda, W.A., Futai, M.M. (2005). Investigações de Campo e de Laboratório na Argila do Sarapuí. Solos e Rochas, Vol. 28, No. 1, p. 3-20.

- [4] AGUIAR, Vitor Nascimento – “Contribuição ao estudo das relações tensã-deformação-resistência-tempo das argilas moles, Rio de Janeiro: Tese de Doutorado, UFRJ/COOPE, 2014

- [5] BARONI, M. – “Investigação geotécnica em argilas organicas muito compressiveis em depositos da Barra da Tijuca. Rio de Janeiro: dissertação de Mestrado, UFRJ/COOPE, 2010

- [6] BAPTTISTA, H. M.; SAYÃO, A. S. F. J. Características geotécnicas do deposito de argila mole na enseada do cabrito, Salvador, Bahia. Proceedings of the Geotec., Brasilia, v. 2, p. 911-916, 1998.

- [7] BELLO, Maria Isabela Marques da Cunha Vieira – “Estudo de ruptre em aterros sobre solos moles – aterro do galpão localizado na BR 101- PE, Recife, dissertação de Mestrado, 2004.

- [8] BISHOP, A.W – “The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes”. Geotechnique, Vol 5. Pp.1-17, 1955
- [9] BISHOP, A. W. e HENKEL, D.J – “The Measured of Soil Properties in the Triaxial test”. Edward Arnold, 2º Edição, 1962
- [10] BJERRUM, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, collapsible, expansive and others). Proceedings VIIIth ICSMFE, Moscow, Vol . 3, p. 111-159.
- [11] CHANDLER, R. J. (1988), "The In-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clays Using the Field Vane," ASTM STP No. 1014, pp. 13-44
- [12] CRAIG, .F. – “Mecânica dos solos”, tradução Amir Kurban – Rio de Janeiro, LTC, 2007.
- [13] DANZIGER, F.A.B., 1990, “Desenvolvimento de Equipamento para Realização de Ensaios de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles”, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- [14] JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LAN CELLOTTA, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils - Theme lecture. Proceedings XIth ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, p. 57-153.
- [15] JANNUZZI, G.M.F, 2009, “Caracterização do Depósito de Solo Mole de Sarapuí II através de Ensaios de Campo”, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- [16] GERSCOVICH, D.M.S – “Estabilidade de taludes” – São Paulo, Oficina de Textos, 2012.
- [17] GERSCOVICH, D.M.S. – “Compressibilidade e adensamento” – Notas de aula, Universidade Estadual do Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.
- [18] LEROUÉIL, S; Kabbaj, M; Tavenas, F e Bouchard, R (1985) – “Stress-strain-strain rate relation for the of sensitive natural clays compressibility”, Géotechnique , 35, N°. 2, 159-180.
- [19] LEROUÉIL, S.; Marques, M. E. S. Importance of strain rate and temperature effects in geotechnical engineering (state-of-the-art). Measuring and modeling time-dependent soil behavior. Geotechnical Special Publication 61, ASCE Convencion, Washington, D. C., 1996. P. 1-60.
- [20] LUNNE, T; BERRE, T; STRANDWIK, S. Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. Recent developments in soil and pavement mechanics. COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, v. único, p.81-102, 1997.
- [21] MANUAL GEORIO – “Manual técnico de encostas”, Volume I – Rio de Janeiro, 2014.
- [22] MANUAL DE SONDAGENS, coordenador Ivan José Delatim; comissão coordenadora Elisagela Oliveira et al - 5ª edição, São Paulo, ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2013.
- [23] MARTINS, I.S.M., 2016, “**Comunicação pessoal**”

- [24] MARTINS, I.S.M., 1992, “Fundamentos de um Modelo de Comportamento de Solos Argilosos Saturados”, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- [25] MASSAD, Façal – Obras de Terra: Curso basico de geotecnia, 2 Ed., São Paulo, Oficina de Textos, 2010.
- [26] MERSI, G – “A reevaluation of $S_{u(mob)}=0,22 \sigma'_p$ using lapboratory shear tests, Department of Civil Engineering University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, U.S.A, 1989
- [27] ORTIGÃO, J.A.R.; COLLET, H.B.A Eliminação de erros atrito em ensaios de palheta. Local (Rio de Janeiro): 1986.
- [28] PINTO, C.S. – “Curso Basico de Mecanica dos Solos em 16 aulas” Oficina de Textos, SP, Brasil, 2002
- [29] PACHECO SILVA, F. (1970). A new graphical construction for determination of the pre-consolidation stress of a soil sample. In Proceedings of the 4th Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil. Vol . 2, No.1, pp. 225–232.
- [30] ROBERTSON, P. K., 1990, “Soil Classification using the cone penetration test”. Canadian Geotechnical Journal, v. 27, n. 1, pp. 151-158.
- [31] ROCHA FILHO, P Alencar, J. A. Piezocone tests in the Rio ., Eng., San Francisco, v.2, p.859-862, 1985.

- [32] SANDRONI, S. S. (2006-a). Obtendo Boas Estimativas de Recalque em Solos Muito Moles: O Caso da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. XIII COBRAMSEG, Curitiba, Vol 1, p.507-512
- [33] SANDRONI, S. S. (2006-b). Sobre a prática brasileira de projetos geotécnicos de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles. XIII COBRAMSEG, Curitiba, em CD.
- [34] SANDRONI, S. S.; BRANDT, J. R. Ensaios pressiometricos em solos residuais gnáissicos jovens. Solos e Rochas, São Paulo, v.6, .1, p.3-18, 1983
- [35] SCHNAID, Fernando – “Ensaios de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações”-2 ed, São Paulo, Oficina de Textos, 2012.
- [36] SOUZA, et al, “Propriedades Geotécnicas das Argilas Moles da Estrada de Transporte de Equipamentos Pesados do COMPERJ”, XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiania, 2014.
- [37] SOARES, J. M. D. (1997). Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole da grande Porto Alegre. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 300 p.
- [38] TAYLOR, D.W. Research on Consolidation of Clays , Pub Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil and Sanitary Engineering, Serial n.82, 147 p., 1942
- [39] TERZAGHI, K. (1943) – “Theoretical Soil Mechanics”, Wiley, New York.
- [40] TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J. N. Theory of Elasticity . 2ª. ed. [S.l.]: McGRAW - HILL, 1951

- [41] VILAR, O.M. e BUENO, B.S – “Mecânica dos Solos, Volume II, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica de São Carlos, 1985.
- [42] Ortigão, J.A.R. e Collet, H.B. (1986). *A eliminação de erros de atrito em ensaios de palheta*. Solos e Rochas, Vol. 9, No. 2, p. 33-45.