



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



THAIS MENEZES SANTANA

**ANÁLISE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE UM SOLO
MELHORADO QUIMICAMENTE**

São Cristóvão – SE

2023

THAIS MENEZES SANTANA

**ANÁLISE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE UM SOLO
MELHORADO QUIMICAMENTE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe (UFS) como requisito para o título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador(a): Prof. DSc. Guilherme Bravo de Oliveira Almeida

São Cristóvão - SE

2023



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



ATA DE DEFESA

Thais Menezes Santana

Análise dos parâmetros de resistência de um solo melhorado quimicamente

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe (UFS) como requisito para o título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 29 de maio de 2023

Banca Examinadora		Nota
Orientador: Prof ^o . Dr. Guilherme Bravo de Oliveira Almeida (UFS)	–	9,5
 Documento assinado digitalmente ERINALDO HILARIO CAVALCANTE Data: 29/05/2023 22:54:21-0300 Verifique em https://validar.it.gov.br		
Examinador: Prof ^o . Dr. Erinaldo Hilário Cavalcante (UFS)	–	9,5
 Documento assinado digitalmente CARLOS REZENDE CARDOSO JUNIOR Data: 13/06/2023 10:22:36-0300 Verifique em https://validar.it.gov.br		
Examinador: Prof ^o . Me. Carlos Rezende Cardoso Júnior (UFS)	–	9,5
	Média Final:	9,5

Documento assinado digitalmente
 GUILHERME BRAVO DE OLIVEIRA ALMEIDA
Data: 29/05/2023 18:19:27-0300
Verifique em <https://validar.it.gov.br>

Prof^o. Dr. Guilherme Bravo de Oliveira Almeida (UFS)
Assinatura do Orientador

AGRADECIMENTOS

Agradeço,

Ao meus pais, Vera e Edson, por me proporcionarem o melhor que eles têm a me oferecer, com bastante amor, apoio e respeito.

À minha família, sempre tão unida e que esteve presente em todas as etapas da minha vida, formando a pessoa que sou hoje.

Ao Colégio Módulo, o qual estudei durante toda minha vida, e formou a estudante que sou.

Aos amigos que fiz nessa grande jornada universitária, os quais permitiram que os desafios acadêmicos se tornassem mais leves.

À Universidade Federal de Sergipe, por proporcionar aos seus alunos um ensino gratuito de qualidade, orgulho de todos nós sergipanos.

Aos meus professores, os quais tanto admiro e tenho imenso respeito, por transmitirem seus vastos conhecimentos de forma didática e humana.

À AC Engenharia e Geotec, por permitirem que eu pudesse ter contato com o mercado de trabalho através do estágio.

À Edificarse, que me proporcionou desenvolver diversas características cruciais para futuras carreiras e também me permitiu conhecer pessoas incríveis.

Ao meu orientador, Guilherme Bravo, pela orientação, engenhosidade e comprometimento com a pesquisa científica.

Aos técnicos do Geopav, Willami Santos e Luiza Ramos, e ao professor Erinaldo Hilário, por toda a ajuda durante os ensaios e esclarecimento de dúvidas.

Ao meu colega de laboratório e amigo, Robert, por todo o auxílio durante a execução dos ensaios e também de todo o companheirismo envolvido.

RESUMO

A garantia da segurança em obras geotécnicas é de extrema relevância, já que os colapsos causados por suas rupturas podem acarretar em perdas materiais e humanas. Em virtude disso, a análise da estabilidade dos taludes a serem executados é crucial para obras de aterros viários, por exemplo. Muitas técnicas podem ser aplicadas para contornar situações de instabilidade, como retaludamento, geossintéticos e contenções. Uma das soluções empregadas é realizar o melhoramento do solo destinado ao corpo do aterro, com o objetivo de aumentar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, correspondendo ao ângulo de atrito interno e intercepto coesivo. Dessa forma, com o objetivo de observar a influência que o estabilizante químico dynabase transmite aos parâmetros de resistência do solo, foram realizados ensaios triaxiais CU com a mistura de solo argiloso com 5% de dynabase e 07 dias de cura para determinação da variação no ângulo de atrito interno e intercepto coesivo, comparando com os resultados disponíveis na literatura. Foi observado no estabilizante um comportamento cimentante, fornecendo à mistura um aumento de 170% no valor de intercepto coesivo e um discreto aumento no valor de ângulo de atrito interno. Por fim, ao aplicar os parâmetros adquiridos em uma seção de talude, observou-se um aumento no fator de segurança em 65%. Conclui-se que o uso do estabilizante químico testado com o solo utilizado nesta pesquisa promoveu melhorias significativas na parcela de resistência coesiva do solo.

Palavras-chave: ensaio triaxial; parâmetros de resistência; solo cimentado; estabilidade de taludes.

ABSTRACT

The guarantee of safety in geotechnical works is of utmost relevance, as collapses caused by their ruptures can result in material and human losses. Therefore, stability analysis of the slopes to be executed is crucial for road embankment works, for example. Many techniques can be applied to overcome instability situations, such as benching, geosynthetics, and retaining structures. One of the employed solutions is to improve the soil intended for the embankment body, in order to increase the shear strength parameters, corresponding to the angle of internal friction and cohesive intercept. Thus, in order to observe the influence that the chemical stabilizer dynabase transmits to the soil strength parameters, CU triaxial tests were performed with a mixture of clayey soil with 5% dynabase and 7 days of curing to determine the variation in angle of internal friction and cohesive intercept, comparing with the results available in the literature. A cementing behavior was observed in the stabilizer, providing the mixture with a 170% increase in the value of cohesive intercept and a slight increase in the value of angle of internal friction. Finally, when applying the acquired parameters in a slope section, an improvement of 65% was observed in the safety factor. It is concluded that the use of the tested chemical stabilizer with the soil used in the research promoted significant improvements in the cohesive strength component of the soil.

Keywords: triaxial tests; strength parameters; cemented soil; slope stability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tensão normal representada em um corpo genérico (a) e cargas cortantes que geram tensão cisalhante (b).	21
Figura 2 – Decomposição em forças normais e tangencias ao plano inclinado ao se aplicar uma força axial (a) e surgimento de tensões cisalhantes (b).	22
Figura 3 – Representação das seis componentes de tensões (a) ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}$ e τ_{zx}) e rotação do eixo (b) em um elemento infinitesimal.	22
Figura 4 – Representação do plano inclinado definido pelo ângulo θ	23
Figura 5 – Representação do plano inclinado definido por um ângulo qualquer.	24
Figura 6 – Rotação do elemento infinitesimal no ângulo de θ (a) e rotação de 2θ no círculo de Mohr.	25
Figura 7 – Círculos de Mohr em função de tensões efetivas e tensões totais, respectivamente.	26
Figura 8 – Representação do círculo de Mohr tangenciando a envoltória de ruptura.	27
Figura 9 – Representação gráfica do sistema do ensaio triaxial.	28
Figura 10 – Representação de um corpo genérico em repouso (a) e aplicação de uma força que tende o corpo ao movimento (b).	30
Figura 11 – Contato entre os grãos de areia e argila, respectivamente.	31
Figura 12 – Entrosamento entre as partículas: (a) com predominância fina e (b) predominância grossa.	31
Figura 13 – Entrosamento entre as partículas: (a) grãos arredondados e (b) grãos angulares.	32
Figura 14 – Comportamento do gráfico tensão desviadora x deformação para areias fofas (a) e areias compactas (b).	33
Figura 15 – Comportamento da envoltória de ruptura para areias fofas (a) e areias compactas (b).	33
Figura 16 – Envoltória de ruptura com presença de intercepto coesivo para tensões efetivas.	35
Figura 17 – Variação do índice de vazios para carregamento inicial, descarregamento e segundo carregamento.	36
Figura 18 – Gráficos tensão desviadora x deformação para argilas normalmente adensadas (a) e sobreadensadas (b) para ensaios drenados.	37
Figura 19 – Ajuste da envoltória de ruptura para uma reta.	37
Figura 20 – Comparação entre rompimento no ensaio CD e CU para argila normalmente adensada.	38

Figura 21 – Comparação entre rompimento no ensaio CD e CU para argila sobreadensada...	38
Figura 22 – Comportamento dos gráficos tensão desviadora x deformação para três tensões confinantes diferentes.	40
Figura 23 – Comportamento tensão desviadora x deformação para diferentes tensões confinantes.....	40
Figura 24 – Resultado dos ensaios triaxiais para corpos de prova cimentados artificialmente (AC) e corpos de prova indeformados (NT), variando a tensão confinante – (a) 25 kPa a 30 kPa, (b) 100 kPa, (c) 150 kPa e (d) 200 kPa.....	41
Figura 25 – Envoltórias de ruptura para 03 dias de cura (a), 07 dias de cura (b) e 28 dias de cura (c).....	42
Figura 26 – Envoltórias de ruptura para as misturas de solo-cal, variando o tempo de cura. ..	44
Figura 27 – Envoltórias de ruptura para as misturas de solo-resíduo de britagem-cal, variando o tempo de cura.....	45
Figura 28 – Envoltórias de ruptura para as misturas de solo-cinza volante-cal, variando o tempo de cura.....	45
Figura 29 – Representação da superfície de ruptura e das tensões cisalhantes atuante e resistente.	47
Figura 30 – Divisão em fatias da superfície de ruptura circular (a) e apresentação das cargas atuantes em uma fatia n (b).....	51
Figura 31 – Superfícies de ruptura verificadas em uma análise.	51
Figura 32 – Análise de talude infinito.	52
Figura 33 – 5% de dynabase em relação à massa de solo seco.	56
Figura 34 – Molde metálico bipartido.	59
Figura 35 – Adição do estabilizante químico ao solo.....	59
Figura 36 – Compactação estática do corpo de prova.	60
Figura 37 – Corpo de prova envolvido por plástico filme.....	60
Figura 38 – Vedação do corpo de prova.....	61
Figura 39 – Etapa de adensamento do CP-01.....	62
Figura 40 – Etapa de rompimento do CP-04.	62
Figura 41 – Seção típica do aterro analisado.....	63
Figura 42 – Perfil geotécnico da fundação localizada na região do aterro rodoviário em Siriri/SE.	64
Figura 43 – Curvas granulométrica: solo puro e solo melhorado.	66
Figura 44 – Curva de compactação mini-Proctor: solo puro.....	67

Figura 45 – Curva de compactação mini-Proctor: solo melhorado.	68
Figura 46 – Gráfico tensão desvio x deformação axial para o solo puro.	69
Figura 47 – Gráfico tensão desvio x deformação axial para o solo melhorado.....	70
Figura 48 – Ruptura dos corpos de prova com confinamento de 50 kPa (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d).	71
Figura 49 – Envoltória de ruptura para o solo puro.....	72
Figura 50 – Envoltória de ruptura para o solo melhorado.....	72
Figura 51 – Fator de segurança com solo puro (1:1,5).....	74
Figura 52 – Fator de segurança com solo melhorado (1:1,5).	75
Figura 53 – Fator de segurança com solo melhorado e mudança na inclinação (1,5:1).....	75
Figura 54 – Fator de segurança com solo puro no aterro e fundação (1:1,5).	76
Figura 55 – Fator de segurança com solo melhorado no aterro e fundação (1:1,5).	76

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1: Resumo dos ensaios triaxiais realizados por Martins (2001).	40
Tabela 2: Resumo dos parâmetros de resistência efetivos com adição de cimento.	43
Tabela 3: Resumo dos parâmetros de resistência efetivos para as misturas de solo-cal, solo-resíduo de britagem-cal e solo-cinza volante-cal.	46
Tabela 4: Fatores de segurança mínimos para deslizamento.....	50
Tabela 5: Resultados de caracterização da amostra bruta do estabilizante químico dynabase.	55
Tabela 6: Porcentagem que passa por cada peneira – Solo puro.....	65
Tabela 7: Porcentagem que passa por cada peneira – Solo melhorado.	66
Tabela 8: Limites de Atterberg da amostra de solo puro.....	66
Tabela 9: Massa específica aparente seca máxima e umidade ótima.	68
Tabela 10: Parâmetros de resistência adotados para as camadas de fundação e tapete drenante.	73
Tabela 11: Parâmetros de resistência totais obtidos através de ensaios para o solo puro e solo melhorado.	74

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.....	49
Quadro 2: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	49

LISTA DE SÍMBOLOS

A: área de atuação da força

b : largura ortogonal da fatia

c : intercepto coesivo

C_{iv} : porcentagem volumétrica de cimento

c' : intercepto coesivo efetivo

e : índice de vazios

F_a : força de atrito

l : largura da fatia

N' : força efetiva perpendicular à superfície de ruptura da fatia

P : força atuante

P : força peso

R : raio da circunferência

s : força paralela à superfície de ruptura da fatia

T : força que tende a movimentar o elemento

T_{mobi} : força tangencial na base da fatia

u : poropressão

W : peso do maciço

W_i : peso da fatia

x_i : distância do centro da circunferência até o centro da fatia

X_n : força cortante paralela à lateral da fatia

ϕ : ângulo de atrito interno

ϕ' : ângulo de atrito interno efetivo

α : ângulo correspondente ao plano de ruptura

α : ângulo formado pela superfície de ruptura da fatia

η : porosidade

θ : ângulo entre o plano inclinado e o plano vertical

σ : tensão normal

σ : tensão normal do plano de ruptura

σ' : tensão efetiva

σ' : tensão vertical atuante

σ_1 : tensão principal máxima

σ_3 : tensão principal mínima

σ_c' : tensão de pré-adensamento

$\sigma_{méd}$: tensão normal média

σ_p : tensão normal correspondente a força P

σ_T : tensão normal correspondente a força T

σ_x : tensão normal ao plano perpendicular ao eixo x

σ_y : tensão normal ao plano perpendicular ao eixo y

σ_z : tensão normal ao plano perpendicular ao eixo z

τ : tensão cisalhante

τ_d : tensão cisalhante ao longo da superfície de ruptura

τ_f : resistência ao cisalhamento

τ_{xy} : tensão cisalhante ao plano perpendicular ao eixo x, em direção ao eixo y

τ_{yz} : tensão cisalhante ao plano perpendicular ao eixo y, em direção ao eixo z

τ_{zx} : tensão cisalhante ao plano perpendicular ao eixo z, em direção ao eixo x

$\Delta\sigma$: tensão desviadora

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM: American Society for Testing and Materials

CD: Consolidated Drained

CP: Corpo de Prova

CU: Consolidated Undrained

FS: Fator de Segurança

NBR: Norma Brasileira

OCR: Over Consolidation Ratio

SUCS: Sistema Unificado de Classificação de Solos

TC: Teor de Cimento

UU: Unconsolidated Undrained

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO.....	17
Considerações iniciais	17
Relevância e justificativa da pesquisa	18
Objetivos.....	19
Estrutura deste trabalho de conclusão de curso	19
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
1.1 ESTADOS DE TENSÕES.....	21
1.1.1 Círculo de Mohr	24
1.1.2 Critério de Mohr-Coulomb	26
1.1.3 Ensaio Triaxial	27
1.2 ÂNGULO DE ATRITO.....	29
1.2.1 Resistência dos solos arenosos.....	32
1.3 COESÃO	33
1.3.1 Resistência dos solos argilosos	34
1.3.2 Características dos solos cimentados	38
1.4 INFLUÊNCIA DA ESTABILIZAÇÃO NOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	41
1.5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	47
1.5.1 Fator de Segurança (FS).....	48
1.5.2 Equilíbrio-limite.....	50
1.5.3 Taludos infinitos	51
1.5.4 Método de Bishop	52
2 MATERIAIS E MÉTODOS.....	54
2.1 MATERIAIS.....	54
2.2 MÉTODOS	56
2.2.1 Ensaio de caracterização.....	56

2.2.1.1	Análise granulométrica	57
2.2.1.2	Massa específica real	57
2.2.1.3	Limites de Atterberg	57
2.2.2	Metodologia MCT.....	57
2.2.2.1	Compactação em equipamento miniatura	58
2.2.3	Moldagem dos corpos de prova	58
2.2.4	Ensaio Triaxial CU.....	61
2.2.5	Determinação do fator de segurança do aterro simulado	63
3	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	65
3.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO	65
3.2	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA	67
3.3	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	68
3.4	FATOR DE SEGURANÇA.....	73
	CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	77
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	78

INTRODUÇÃO

Considerações iniciais

A engenharia civil possui diversas vertentes de atuação. Todas elas têm em comum o interesse em atender parâmetros, diga-se pilares, de qualidade, otimizar os custos e, principalmente, garantir a segurança dos futuros usuários que irão usufruir da edificação.

Um projeto estrutural, comum na rotina da construção civil, é um exemplo notório que demonstra como a procura desses três pilares é importante. Um projeto subdimensionado, o qual não prevê corretamente as cargas reais que serão aplicadas, pode ocasionar problemas de segurança, tais como fissuras e, em casos extremos, colapsos. Por outro lado, projetos superdimensionados podem trazer custos desnecessários, prejudicando a competitividade no mercado. Por fim, um projeto mal detalhado, deficiente de informações, pode trazer prejuízos de produtividade e redução da qualidade final do produto.

A geotecnia, área de atuação da engenharia civil que trabalha com o foco principal no solo, não seria diferente. A preocupação pela qualidade, custo e segurança são prioridades no momento de execução de projetos geotécnicos, tais como fundações, barragens, contenções e aterros. Todas são obras de grande responsabilidade, já que suas ruínas podem acarretar na morte de diversas pessoas. Além disso, são geralmente obras de alto custo e requerem elevado conhecimento técnico ao lidar com um material tão heterogêneo como o solo.

Os aterros rodoviários, geralmente executados para manter a elevação da terraplanagem, atendendo assim o greide estabelecido em projeto, acabam muitas vezes sendo executados sem o estudo prévio adequado do material que será utilizado para o corpo do aterro e do solo presente na fundação. A NBR 11682 (ABNT, 2009) traz algumas diretrizes que devem ser consideradas para a análise de um talude, tais como realização de ensaios e estudo da estabilidade. Sem essas considerações, são adotadas inclinações descritas em tabelas técnicas e práticas de campo. Porém, o perfil geológico-geotécnico de uma região pode ser bastante heterogêneo em relação às suas propriedades físicas e químicas.

É comum a verificação de ocorrências de ruptura de aterros rodoviários em todo o Brasil. Muitos erros de projeto e construtivos podem culminar na ruptura de um aterro: desleixo no planejamento ou execução dos aparelhos de drenagem, estudo precário do solo de fundação, determinação incorreta dos parâmetros de resistência a partir de correlações empíricas pouco representativas na região em estudo e inexistência de análises de estabilidade.

Tal como em projetos estruturais, nos quais há um estudo prévio das solicitações e dimensionamento de acordo com os parâmetros adotados, as obras de terra necessitam do mesmo cuidado, preocupando-se com o dimensionamento das seções de projeto e utilização dos corretos parâmetros de solo, coincidindo com o campo.

Algumas alternativas podem ser adotadas para o dimensionamento de um talude. Entre elas, está o método de equilíbrio limite, que segundo Gerscovich (2016) corresponde ao equilíbrio da massa de solo sobre uma possível superfície de ruptura. Através da análise de diversas superfícies, determina-se a mais crítica, através do fator de segurança (FS) obtido.

Existem diversas intervenções que podem ser adotadas para aumentar FS de um talude, sendo que cada uma delas irá depender das características da obra e de seu entorno. Inicialmente, pode-se pensar na solução de retaludamento, em que se diminui o ângulo de inclinação do talude. Essa solução pode ser inviável devido a questões de espaço e custo. Outras alternativas são a utilização de contenções do tipo muro de arrimo, solos grampeados, utilização de bermas ou até a aplicação de geossintéticos no maciço.

Antes de verificar as soluções citadas anteriormente, é recorrente a realização do estudo das jazidas mais próximas da obra que atendam aos requisitos de projeto. O estudo de viabilidade é de suma importância, visto que ocorrências de jazidas com bons materiais e longos percursos de transporte podem acontecer, sendo mais viável empregar outras soluções com um material de qualidade mediana.

Com o intuito de otimizar a solução, o emprego da estabilização de solos pode ser adotado com o objetivo de melhorar alguns parâmetros de interesse para o projeto de engenharia. Materiais com características cimentantes são exemplos de estabilizantes que fornecem o melhoramento mecânico muitas vezes desejado para os projetos geotécnicos.

Relevância e justificativa da pesquisa

Em função da importância do estudo de soluções que melhorem os parâmetros condizentes com a análise de estabilidade de taludes, a verificação da eficácia do uso do estabilizante químico à base de hidróxido de cálcio utilizado neste trabalho mostra-se pertinente, dado que o site comercial do produto apresenta diversas vantagens referentes ao aumento do índice de suporte Califórnia (DYNABASE, 2023). Porém, nada é mencionado a respeito de ganhos nos valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito.

Dessa forma, surge o interesse técnico-científico em verificar o quanto este aditivo traz de modificações a alguns parâmetros geotécnicos ao ser misturado ao solo. Este estudo segue a

hipótese de que a adição de um certo teor de dynabase tornará o solo mais resistente, mais coeso e menos susceptível a deformações. Tal verificação será comprovada por meio de ensaios laboratoriais e análises dos fatores de segurança por meio de simulações em software.

Objetivos

Este trabalho de conclusão de curso tem como objetivo geral comparar parâmetros de resistência de um solo puro e o mesmo aditivado com 5% de estabilizante comercial à base de hidróxido de cálcio (dynabase).

Para alcançar o objetivo geral, os objetivos específicos a seguir devem ser concluídos:

- Analisar as características geotécnicas do solo puro e solo melhorado;
- Verificar as alterações no comportamento mecânico do solo a partir da adição do estabilizante químico;
- Constatar as mudanças, em comparação ao solo puro, no fator de segurança de um projeto de aterro ao fazer uso do estabilizante químico;
- Avaliar a variação na inclinação do talude de projeto considerando o solo melhorado.

Estrutura deste trabalho de conclusão de curso

A estruturação que está dividida este trabalho corresponde:

- Introdução, no qual são abordadas as observações iniciais, a justificativa da escolha do tema e os objetivos almejados para esta pesquisa;
- Revisão Bibliográfica, contextualizando assuntos relacionados ao tema, tais como estado de tensões, ângulo de atrito, coesão, influência da estabilização nos parâmetros de resistência e análise de estabilidade de taludes;
- Materiais e Métodos, que descrevem os materiais utilizados, os ensaios laboratoriais executados e as normas técnicas empregadas para os mesmos;
- Resultados e Discussões, no qual são apresentados os resultados obtidos e suas discussões;
- Conclusões, relatando as considerações finais a respeito do tema, levando em conta os resultados adquiridos. Além da indicação de sugestões para trabalhos futuros.

- Referências Bibliográficas, onde são listadas as referências tomadas como fonte para esta pesquisa.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados conceitos a respeito do estado de tensão do solo, com o objetivo de introduzir o critério de Mohr-Coulomb, permitindo a determinação do ângulo de atrito e intercepto coesivo, ambos parâmetros de resistência dos solos. Logo em seguida, será abordada a influência que a estabilização pode causar nesses parâmetros. Por fim, serão comentados os conceitos básicos sobre a análise de estabilidade de taludes, detalhando um dos seus métodos mais utilizados.

1.1 ESTADOS DE TENSÕES

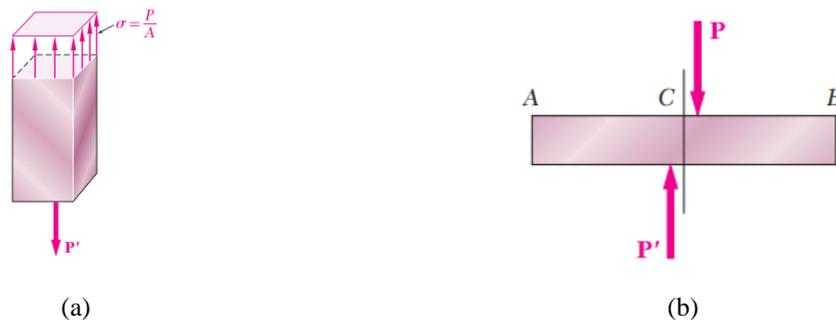
Para a análise da influência do carregamento sobre um elemento genérico, deve-se levar em consideração não só a carga aplicada, como também a tensão correspondente a esse carregamento. A área condizente ao plano irá fornecer o resultado de tensão atuante no elemento em estudo. Ou seja, quanto maior a área de atuação da força, menor será a tensão solicitante.

Ao se aplicar uma carga em um elemento genérico, surgem tensões normais (Equação 1), aquelas as quais o plano é perpendicular ao carregamento, representadas pela Figura 1 (a), e tensões cisalhantes (Equação 2), as quais o plano é paralelo ao carregamento, representadas pela Figura 1 (b).

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (1)$$

$$\tau = \frac{P}{A} \quad (2)$$

Figura 1 – Tensão normal representada em um corpo genérico (a) e cargas cortantes que geram tensão cisalhante (b).



Fonte: BEER et. al (2011).

Entretanto, ao se aplicar uma carga em um elemento, planos inclinados devem também ser considerados (BEER et. al, 2011). Ao exercer uma força axial no corpo e realizar a decomposição das forças normais e tangenciais em um plano inclinado por um ângulo θ , identifica-se que tensões cisalhantes também estão presentes em carregamentos axiais (Figura 2). Dessa forma, analisando um elemento infinitesimal, percebe-se a existência de infinitos planos que podem representar o estado de tensões, em virtude da rotação do eixo referencial (BEER et. al, 2011).

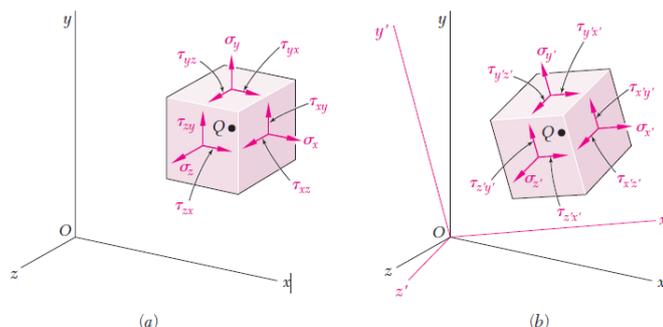
Figura 2 – Decomposição em forças normais e tangenciais ao plano inclinado ao se aplicar uma força axial (a) e surgimento de tensões cisalhantes (b).



Fonte: BEER et. al (2011).

Beer et. al (2011) apresentaram o desenvolvimento teórico para o entendimento da distribuição das tensões em um plano aleatório. Os autores retratam, analisando as tensões em uma abordagem tridimensional, a existência de seis componentes (Figura 3). Para facilitar o entendimento da distribuição das tensões, Beer et. al (2011) optaram por exemplificar o estado plano de tensões, no qual duas faces não receberão carregamentos, restando somente três componentes ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$).

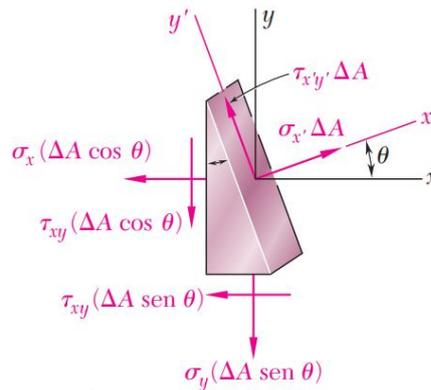
Figura 3 – Representação das seis componentes de tensões (a) ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}$ e τ_{zx}) e rotação do eixo (b) em um elemento infinitesimal.



Fonte: BEER et. al (2011).

Beer et. al (2011), ao trazerem como exemplo a Figura 4, através de procedimentos trigonométricos e do equilíbrio de forças, mostraram as Equações 3 e 4, que acabam correspondendo às equações paramétricas de uma circunferência.

Figura 4 – Representação do plano inclinado definido pelo ângulo θ .



Fonte: BEER et. al (2011).

$$\sigma_{x'} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \quad (3)$$

$$\tau_{x'y'} = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \quad (4)$$

De acordo com Beer et. al (2011), a circunferência é definida em um sistema cartesiano de tal forma com que a tensão normal seja a abscissa e a tensão cisalhante seja a ordenada. Para posicionar corretamente a circunferência no eixo, são definidas as Equações 5 e 6, no qual determina-se a abscissa do centro da circunferência e o raio da mesma, respectivamente, como mostrado na Figura 5.

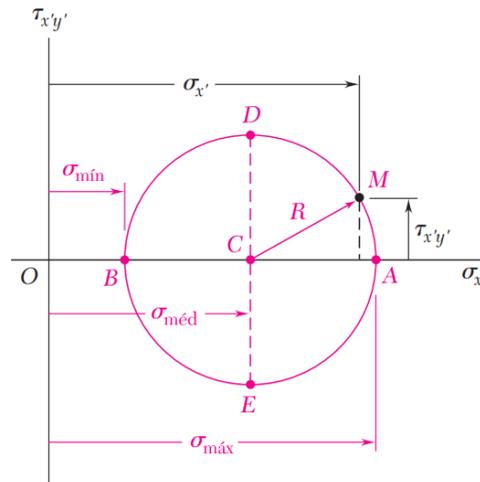
$$\sigma_{méd} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \quad (5)$$

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (6)$$

É possível observar na Figura 5 a representação de duas tensões normais em específico: tensão máxima e mínima. Nota-se também que na posição a qual se encontram no eixo, as ordenadas correspondem a zero. Ou seja, a tensão cisalhante nesses dois planos é nula. Beer et

al (2011) identificam os planos que estão contidas essas tensões como planos principais de tensão. Os autores também apresentam a Equação 7, que permite a determinação dos valores das tensões principais, máxima (σ_1) e mínima (σ_3). Observa-se também que o plano de cisalhamento máximo está a 90° dos planos principais na circunferência, mostrando a importância de determinação desses dois planos para a análise das tensões.

Figura 5 – Representação do plano inclinado definido por um ângulo qualquer.



Fonte: BEER et. al (2011).

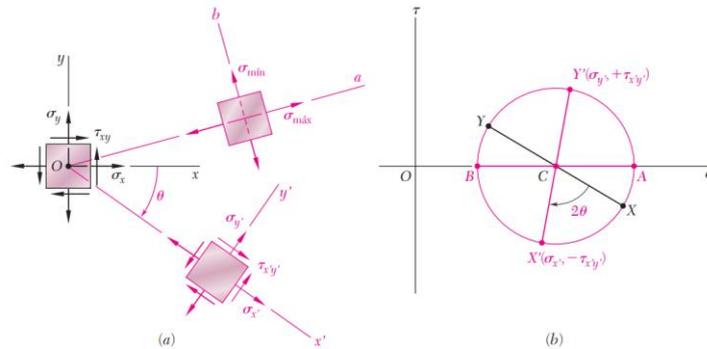
$$\sigma_{máx,mín} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (7)$$

1.1.1 Círculo de Mohr

A utilização da circunferência desenhada através das Equações 3 e 4 fornece ferramentas mais práticas para a determinação das tensões em qualquer plano desejado. O engenheiro alemão Otto Mohr (BEER et. al, 2011) foi o responsável pela criação do procedimento gráfico. Para desenhá-lo, é necessário determinar dois pontos na circunferência, que representam o estado de tensão em um plano conhecido. O ângulo de rotação do plano no elemento é dobrado quando desenhado no círculo de Mohr. Ou seja, para determinar as tensões em qualquer plano, basta verificar suas coordenadas na circunferência após rotacionar 2θ , como está presente na Figura 6.

Como apontado por Beer et. al (2011), é possível notar com clareza que o ponto de maior tensão cisalhante se encontra a 90° dos planos principais, o que corresponde a 45° no elemento infinitesimal, o que reforça a afirmação anteriormente apresentada.

Figura 6 – Rotação do elemento infinitesimal no ângulo de θ (a) e rotação de 2θ no círculo de Mohr.



Fonte: BEER et. al (2011).

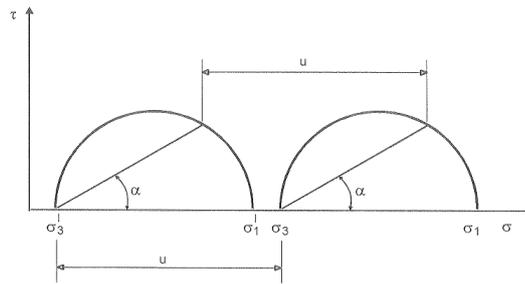
Todos os conceitos anteriormente mencionados podem ser considerados para a análise de tensões em solos. De acordo com Pinto (2006), especificamente para a geotecnia, as tensões normais de compressão são positivas e os ângulos são positivos quando rotacionados no sentido anti-horário. Porém, segundo o autor, desconsideram-se os sinais das tensões cisalhantes em situações práticas da geotecnia, tornando a análise somente com o semicírculo do quadrante superior.

Tratando-se de estudos geotécnicos, a determinação do círculo de Mohr pode ser feita através de parâmetros totais ou efetivos (PINTO, 2006), considerados a partir do Princípio das Tensões Efetivas desenvolvido por Terzaghi, apresentada na Equação 8. Tensões totais correspondem à soma das tensões efetivas, parcela relacionada ao contato dos grãos, e da poropressão, que se refere à parcela de pressão da água. Pinto (2006) ressalta que a resistência ao cisalhamento está exclusivamente ligada às variações das tensões efetivas, já que a água não transmite esforços cisalhantes. Essas análises são de suma importância, já que quase sempre a ruptura de um solo é um fenômeno de cisalhamento.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (8)$$

Dessa forma, levando em consideração a Equação 8, percebe-se que a representação gráfica do círculo de Mohr para tensões efetivas será deslocada para esquerda em virtude da retirada da parcela de poropressão (Figura 7).

Figura 7 – Círculos de Mohr em função de tensões efetivas e tensões totais, respectivamente.



Fonte: PINTO (2006).

1.1.2 Critério de Mohr-Coulomb

Como mencionado anteriormente, o cisalhamento é geralmente o responsável pela ruptura em solos. Dessa forma, os critérios que melhor representam os solos são os de Coulomb e Mohr (PINTO, 2006).

Mohr (1900) apud Das (2013) afirmou em seus estudos que um material rompe em virtude da combinação entre tensão normal e cisalhante, não devido às tensões máximas isoladamente. Dessa forma, a tensão cisalhante de ruptura está em função da tensão normal.

Coulomb (1776) apud Das (2013) informa que a envoltória de ruptura de um material corresponde a uma linha curva. Porém, por fins de simplificação, adota-se uma função linear representada pela Equação 9, chamada de critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Seus valores também podem ser analisados em circunstâncias de tensões efetivas. Não haverá ruptura enquanto os círculos representativos do estado de tensões não tocarem na envoltória determinada pela Equação 9.

$$\tau_f = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (9)$$

Em que:

c – Intercepto coesivo.

ϕ – Ângulo de atrito interno.

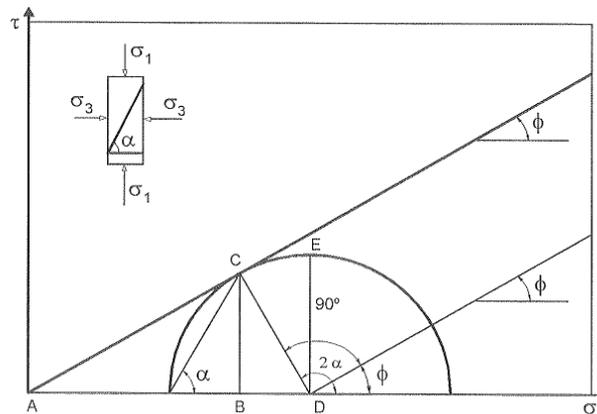
σ – Tensão normal do plano de ruptura.

τ_f – Resistência ao cisalhamento.

Pinto (2006) faz algumas observações importantes referentes à tensão normal aplicada no material. Observando a Figura 8, percebe-se que a ruptura não ocorre no plano

correspondente ao maior valor cisalhante. Esse fenômeno se deve ao fato da resistência ao cisalhamento conferida ao material devido a aplicação da tensão normal ser maior que a tensão cisalhante atuante. A partir da Figura 8 é possível notar que o ponto onde a envoltória tangencia o círculo de Mohr corresponde ao plano de ruptura, como indicado previamente. Esse plano não possui o maior valor de tensão cisalhante, mas sua combinação entre tensão normal e cisalhante conferem ao material uma resistência de cisalhamento inferior à atuante.

Figura 8 – Representação do círculo de Mohr tangenciando a envoltória de ruptura.



Fonte: PINTO (2006).

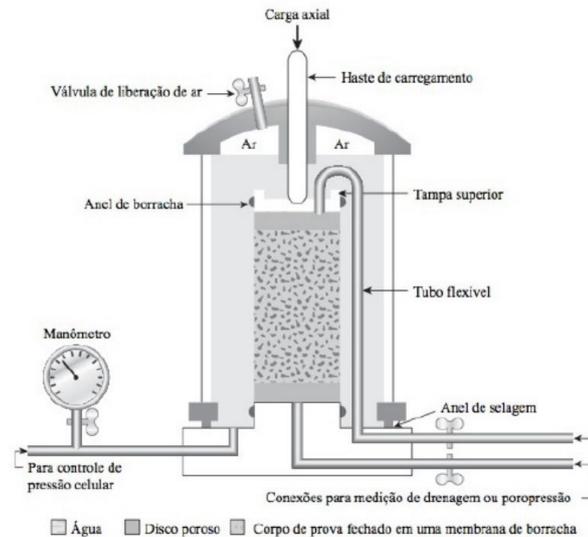
O ângulo que define o plano de ruptura corresponde a Equação 10, representando a metade do ângulo formado a partir do tangenciamento do círculo de Mohr com a envoltória, como mostra a Figura 8. Por semelhança de triângulo, constata-se que o ângulo de atrito, obtido pela equação linear da envoltória, será somado a 90 graus para se determinar o plano de ruptura no círculo de Mohr (PINTO, 2006). Dessa forma, é possível expressar a importância de sua determinação em laboratório para o correto estudo da resistência dos solos em situações práticas.

$$\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (10)$$

1.1.3 Ensaio Triaxial

Segundo Das (2013), o ensaio de compressão triaxial corresponde a um dos ensaios que melhor reproduz resultados confiáveis para os parâmetros de resistência ao cisalhamento. A representação gráfica do ensaio triaxial está presente na Figura 9.

Figura 9 – Representação gráfica do sistema do ensaio triaxial.



Fonte: BISHOP; BJERRUM (1960) apud DAS (2013).

O ensaio consiste, inicialmente, na aplicação de uma pressão de água em todo o corpo de prova (CP), chamada de pressão confinante. Na parte superior do CP é aplicado um acréscimo de tensão, nomeada de tensão desviadora (DAS, 2013). Dessa forma, os planos verticais e horizontais do CP correspondem aos planos principais. Ou seja, o plano principal menor refere-se à área lateral do cilindro, no qual atua a tensão confinante. Enquanto que o plano principal maior coincide com a face horizontal do cilindro, onde é aplicada a tensão desviadora, que tem seu valor apontado na Equação 11.

$$\Delta\sigma = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (11)$$

De acordo com Das (2013), existem três tipos de ensaios triaxiais:

- Ensaio adensado drenado (CD)
- Ensaio adensado não drenado (CU)
- Ensaio não adensado não drenado (UU)

As abreviações correspondem aos seus nomes na língua inglesa. A escolha do ensaio irá corresponder às necessidades da obra que fará uso do material em estudo. De acordo com Pinto (2006), no ensaio CD existe constante drenagem do corpo de prova. Dessa forma, a poropressão é dissipada na etapa de rompimento, fornecendo resultados de tensões totais e efetivas iguais, devido a inexistência da poropressão. Para que isso ocorra, o ensaio precisa ser lento, permitindo a saída da água na velocidade correspondente à cada solo. Ou seja, em solos

argilosos, esse ensaio pode custar muitos dias. Já no ensaio CU, durante a etapa de rompimento, é bloqueada a saída da água, fazendo com que a poropressão aumente com o acréscimo de tensão desviadora (PINTO, 2006). Para se obter os parâmetros efetivos, é necessário fazer a aferição da pressão neutra através de equipamentos de medição de poropressão. Por fim, o ensaio UU, que corresponde ao mais rápido entre os três (PINTO, 2006), não permite a drenagem em nenhuma fase, excluindo então a etapa de adensamento, anterior ao rompimento.

A determinação da envoltória de ruptura se faz com a realização de no mínimo três corpos de prova (ASTM, 2020). Recomenda-se que as tensões confinantes escolhidas para aplicação do ensaio sejam condizentes com a realidade da obra que esse material for utilizado (PINTO, 2006).

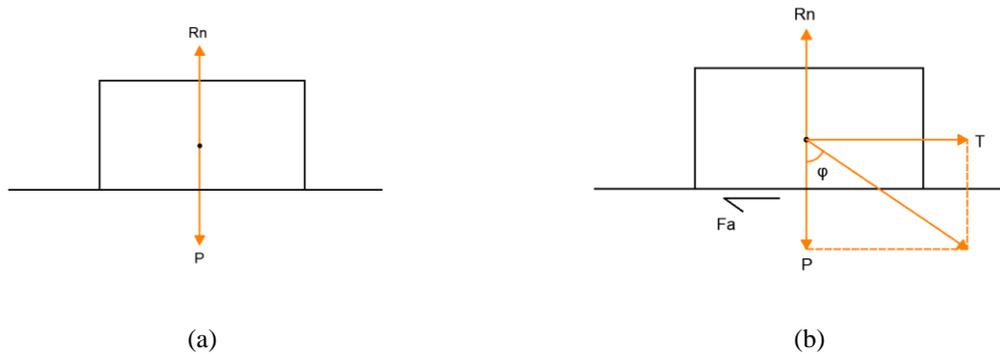
1.2 ÂNGULO DE ATRITO

Determinado pela inclinação da reta correspondente à envoltória de ruptura (Figura 8), o ângulo de atrito interno refere-se a um dos parâmetros necessários para o estudo do rompimento de um maciço de solo.

Fiori e Carmignani (2009) introduzem o atrito como uma força diretamente relacionada à resistência ao movimento de qualquer elemento. Ao analisar a Figura 10 (a), observa-se um corpo parado, em equilíbrio. A partir da aplicação de uma força T (Figura 10 (b)), constata-se a tendência do corpo de entrar em movimento. Entretanto, devido ao surgimento de uma força contrária, chamada de força de atrito (F_a), o corpo permanece em repouso. Ao seu aumentar a força T , Fiori e Carmignani (2009) comentam que a força de atrito também irá aumentar, até atingir um valor limite máximo, fazendo com que o corpo entre em movimento.

É de conhecimento prévio que a força de atrito depende da força normal aplicada e da rugosidade entre o corpo e a superfície. Dessa forma, ao se aumentar o peso (P) do corpo, a força T necessária para movimentar o elemento torna-se maior. Fiori e Carmignani (2009) observam que a razão entre a força T e o peso do elemento é uma constante. Em virtude dessa propriedade, o ângulo formado pela resultante entre os vetores dessas duas cargas será sempre o mesmo (Figura 10 (b)). Esse ângulo, representado pela Equação 12, que também pode ser descrita em forma de tensões, já que a área de contato é a mesma, é denominado de ângulo de atrito entre os sólidos (FIORI E CARMIGNANI, 2009).

Figura 10 – Representação de um corpo genérico em repouso (a) e aplicação de uma força que tende o corpo ao movimento (b).



Fonte: Adaptado de FIORI e CARMIGNANI (2009).

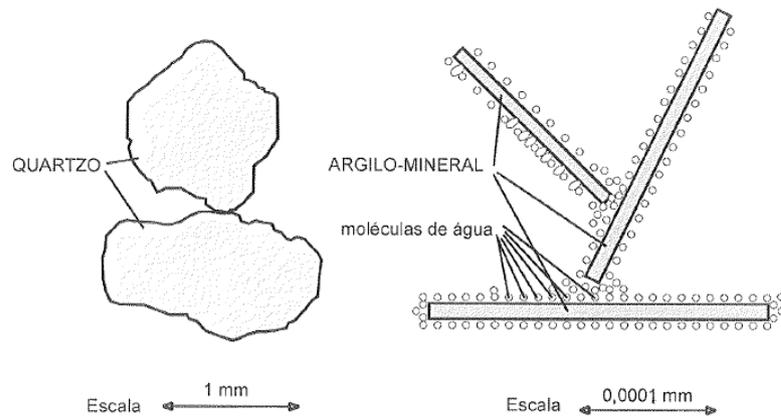
$$\frac{T}{P} = \frac{\sigma_T}{\sigma_p} = \operatorname{tg} \phi \quad (12)$$

Fiori e Carmignani (2009) informam que ao se tratar de solos, o ângulo ϕ é chamado de ângulo de atrito interno.

Porém, de acordo com Pinto (2006), as observações anteriormente mencionadas não correspondem exatamente ao comportamento do solo, já que ao invés de uma superfície contínua, o solo é formado por diversos grãos que se deslocam entre si, preenchendo vazios previamente existentes. O autor também elabora uma comparação entre o comportamento dos solos granulares e dos solos argilosos. Como a areia possui grãos maiores, a área de contato entre as partículas é maior, se comparado ao grão de argila. A força entre esses grãos permite a saída da água adsorvida, fazendo com que o contato ocorra diretamente entre os minerais. Ao passo que as argilas, que possuem uma pequena área de contato, recebam uma parcela reduzida de carga, insuficiente para a remoção da água adsorvida (PINTO, 2006). A Figura 11 mostra a representação do contato entre os dois casos mencionados.

O ângulo de atrito de uma areia depende de diversos fatores, segundo Pinto (2006). Ele descreve que a compactidade (ou densidade relativa) do solo é um fator fundamental para o valor desse parâmetro. É apontado que comparando um mesmo solo nos estados compacto e fofo, é possível observar um aumento no valor de ângulo de atrito de 7 a 10 graus (PINTO, 2006). Ou seja, um mesmo solo em seu estado mais compacto irá apresentar um valor maior de ângulo de atrito.

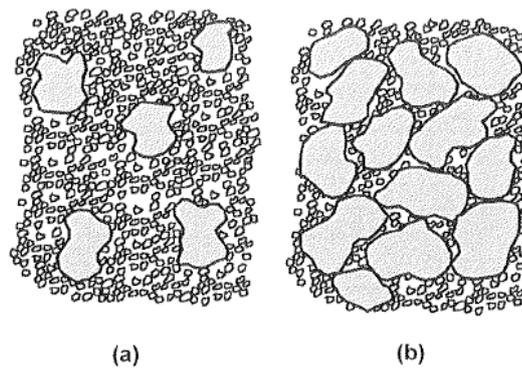
Figura 11 – Contato entre os grãos de areia e argila, respectivamente.



Fonte: PINTO (2006).

Outra característica relevante mencionada pelo mesmo autor é a distribuição granulométrica da areia, em que um solo granulometricamente bem distribuído tende a possuir um ângulo de atrito maior. Tomando-se como base a Figura 12, Pinto (2006) apontou que na situação (a) os grãos grossos não possuem contato entre si, dependendo somente do contato entre as partículas finas. Já na situação (b) as partículas grossas conseguem manter o contato, enquanto que partículas finas se encontram nos vazios formados entre as maiores frações, contribuindo de forma significativa no entrosamento entre os grãos.

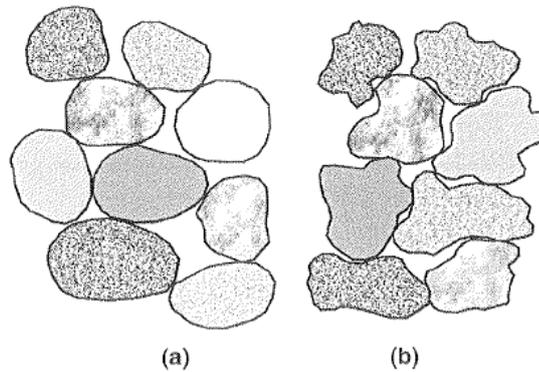
Figura 12 – Entrosamento entre as partículas: (a) com predominância fina e (b) predominância grossa.



Fonte: PINTO (2006).

Pinto (2006) ainda destaca que o formato dos grãos de areia também interfere no valor de ângulo de atrito, como observa-se na Figura 13. Partículas mais angulares permitem melhor encaixe entre os grãos, aumentando o entrosamento entre as mesmas.

Figura 13 – Entrosamento entre as partículas: (a) grãos arredondados e (b) grãos angulares.



Fonte: PINTO (2006)

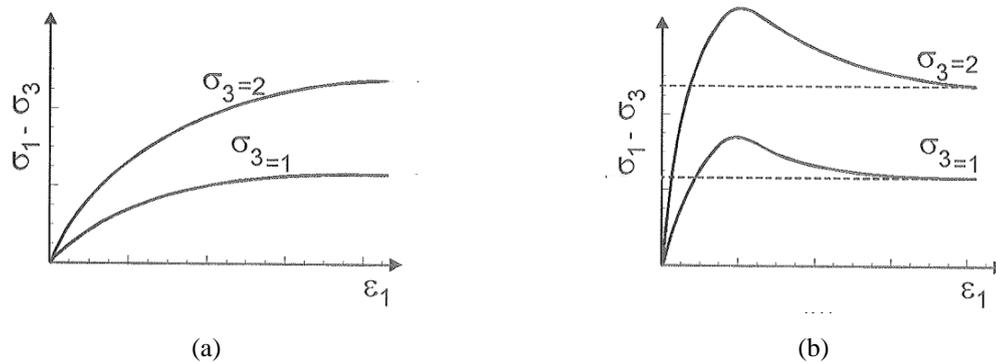
Por sequência, Pinto (2006) comenta outras características que podem interferir no ângulo de atrito do material, mas em menor relevância. Ele se refere ao tamanho das partículas, resistência dos grãos e composição mineralógica. O autor aborda que o tamanho das partículas pouco influencia no valor do parâmetro. Porém, como apontado previamente, amostras com uma fração grossa elevada tendem a possuir um maior entrosamento devido ao preenchimento dos vazios e contato entre os grãos maiores, e não propriamente por mérito do tamanho das partículas granulares. Já para a resistência dos grãos, vale ressaltar que o processo de cisalhamento ocorre geralmente por efeito do deslizamento das partículas, e não pela quebra dos grãos (PINTO, 2006). Porém, é um fenômeno que pode acontecer, dependendo da composição mineralógica, formato das partículas e pressão confinante de ensaio.

1.2.1 Resistência dos solos arenosos

A fração arenosa de um solo é responsável pela interferência no valor do ângulo de atrito. Como citado anteriormente, características dessa areia atuam no comportamento do solo em sua ruptura. Esse comportamento pode ser dividido entre as areias fofas e compactas (PINTO, 2006).

De acordo com Pinto (2006), ao se analisar o desenvolvimento do gráfico tensão desviadora x deformação, verifica-se que para areias fofas, até atingirem a ruptura, a deformação é elevada. Já para areias compactas, por serem mais rígidas, ocorre pouca deformação até a ruptura, como mostrado na Figura 14. É notório também observar que as areias fofas não possuem um pico de ruptura, enquanto que as areias compactas apresentam, surgindo logo em seguida a tensão residual (PINTO, 2006).

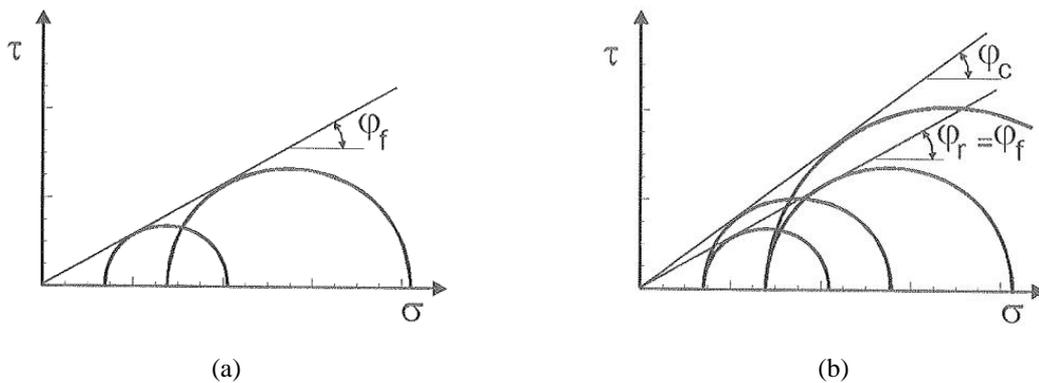
Figura 14 – Comportamento do gráfico tensão desviadora x deformação para areias fofas (a) e areias compactas (b).



Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

Com o acréscimo de tensão confinante para cada corpo de prova ensaiado, é possível desenhar os círculos de Mohr e determinar a envoltória de ruptura, como foi anteriormente explicado. Pinto (2006) comenta que para ambas areias as envoltórias iniciam-se na origem dos gráficos, como ilustrado na Figura 15. O autor também faz uma observação pertinente, comentando que o ângulo de atrito considerando a tensão residual assemelha-se muito com o material de compactidade fofa.

Figura 15 – Comportamento da envoltória de ruptura para areias fofas (a) e areias compactas (b).



Fonte: PINTO (2006).

1.3 COESÃO

Como exposto anteriormente, levando em consideração a resistência ao cisalhamento fornecida pelo ângulo de atrito, é necessária a aplicação de uma força normal ao solo. Em outras palavras, esse material precisa estar confinado para resistir a tensões cisalhantes, caso só seja levado em consideração a contribuição do ângulo de atrito (PINTO, 2006). Observando a Figura

15 (a), por exemplo, percebe-se que o cisalhamento resistente do material corresponde a zero quando não se aplica esforços normais.

Porém, como Pinto (2006) descreve, uma atração formada pelas partículas de argila pode fornecer ao solo uma resistência ao cisalhamento sem o confinamento. Observando a Figura 11, verifica-se que em partículas argilosas o contato entre os grãos possui uma atração química (PINTO, 2006). Esta atração é entendida pelo sistema solo-água constituído por cátions e ânions ao redor do argilomineral.

Além da atração química presente nos grãos de argila, outros fatores podem conferir coesão ao solo. De acordo com Pinto (2006), a cimentação presente no solo pode fornecer uma resistência ao cisalhamento inicial, antes da atuação do atrito. Essa característica pode vir de propriedades pertencentes à rocha que originou o solo (PINTO, 2006) ou pela lixiviação de minerais durante o processo evolutivo, resultando na acumulação dos mesmos (PINTO, 2006), como ocorre por exemplo com solos lateríticos, em que os óxidos hidratados de ferro ou alumínio são aglomerados, transferindo cimentação ao solo (VILLIBOR et. al, 2009).

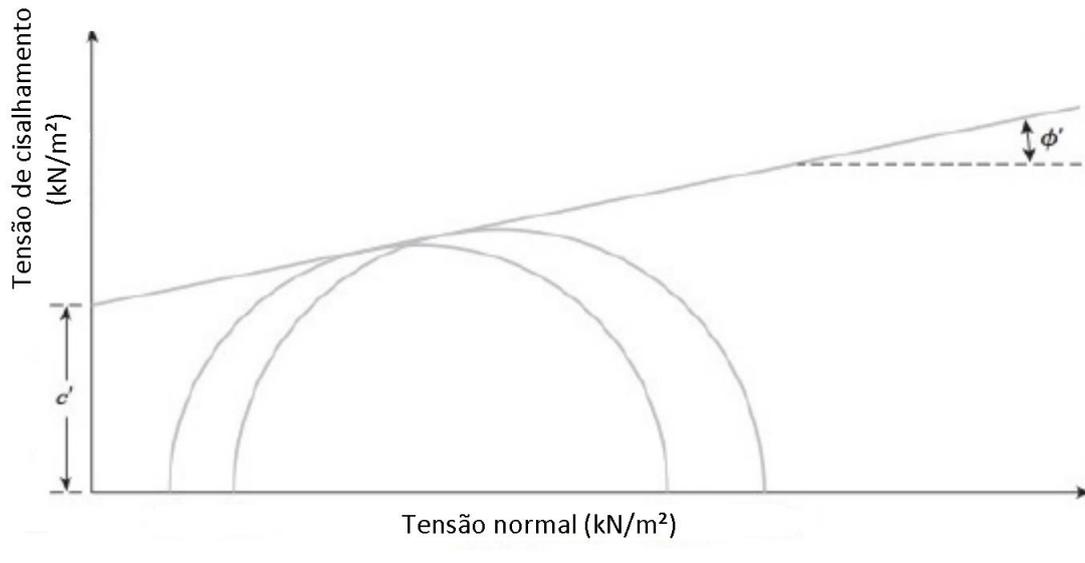
1.3.1 Resistência dos solos argilosos

Um ponto de grande relevância para o estudo da resistência de um material coesivo é a compreensão da diferença entre coesão e intercepto coesivo. Conforme mencionado por Pinto (2006), o ponto que toca o eixo da ordenada na Figura 16 corresponde ao intercepto coesivo efetivo, valor válido para o intervalo de tensões em estudo. Para determinar a coesão de fato, é necessário realizar o ensaio triaxial UU ou o ensaio de compressão simples. Porém, rotineiramente, o intercepto coesivo é descrito como coesão (PINTO, 2006).

O estudo do comportamento das argilas é mais complexo se comparado aos solos granulares, tendo em vista que, devido a suas características de permeabilidade, os resultados dos ensaios drenados e não drenados diferem (PINTO, 2006).

Outro ponto de grande relevância é a situação de adensamento que se encontra solo em estudo. De acordo com Das (2013), o adensamento corresponde à dissipação da poropressão presente no maciço. Para argilas, esse processo ocorre lentamente, já que seus grãos são muito pequenos. O solo pode possuir determinadas características a depender da maior tensão histórica que recebeu durante sua história geológica. Essa tensão é chamada de tensão de pré-adensamento (DAS, 2013). Segundo o autor, a situação em que a tensão atuante for igual à tensão de pré-adensamento, a argila é denominada de normalmente adensada. Já quando a tensão aplicada for inferior à tensão de pré-adensamento, a argila é nomeada de sobreadensada.

Figura 16 – Envoltória de ruptura com presença de intercepto coesivo para tensões efetivas.

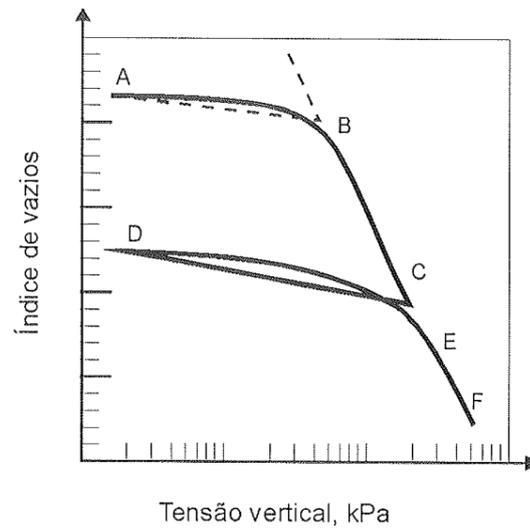


Fonte: Adaptado de DAS (2013).

É possível analisar a mudança da variação no índice de vazios com a alteração de sobreadensada para normalmente adensada. Através da Figura 17, Pinto (2006) mostra que na primeira curva, após o ponto B, a variação do índice de vazios se torna brusca, logo após ultrapassar a tensão de pré-adensamento. Descarregando o material e carregando novamente, é possível observar que o ponto C torna-se a nova tensão de pré-adensamento, já que o solo recebeu uma tensão maior a qual se encontrava o ponto B. Das (2013) também traz uma informação relevante para a análise do adensamento do material, que se refere à razão de sobreadensamento, correlacionando a tensão atuante e a tensão de pré-adensamento em um valor (Equação 13).

O valor da tensão de pré-adensamento irá influenciar nos resultados dos gráficos dos ensaios de resistência, dependendo da tensão confinante que for atribuída (PINTO, 2006). Levando em consideração ensaios drenados (CD), Pinto (2006) apresenta a diferença dos gráficos a partir da sua condição de adensamento (Figura 18). No exemplo dado por Pinto (2006), a tensão de pré-adensamento corresponde a 3, representando uma situação genérica. Para tensões de confinamento superiores a 3, o CP se encontraria normalmente adensado, e haveria uma deformação considerável até atingir a ruptura (Figura 18 (a)). Já no caso de argilas sobreadensadas, que corresponde a Figura 18 (b), há pouca deformação até que o CP seja rompido. Pinto (2006) também comenta que quanto maior for o valor OCR, com menor deformação o CP irá romper.

Figura 17 – Variação do índice de vazios para carregamento inicial, descarregamento e segundo carregamento.



Fonte: PINTO (2006).

$$OCR = \frac{\sigma'_c}{\sigma'} \quad (13)$$

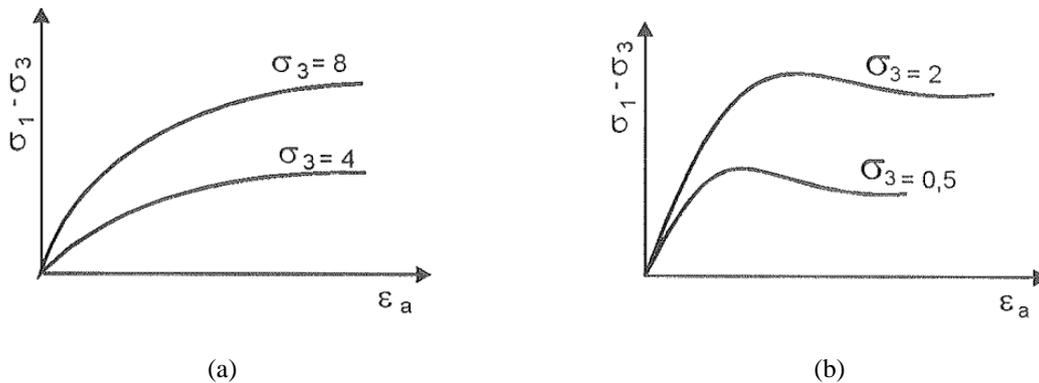
σ'_c – Tensão de pré-adensamento.

σ' – Tensão vertical atuante.

Pinto (2006) também apontou uma característica relevante em relação às argilas normalmente adensadas. Para essas argilas, o acréscimo de tensão desviadora é proporcional a tensão confinante aplicada, fornecendo dessa forma uma envoltória que se inicia da origem do gráfico.

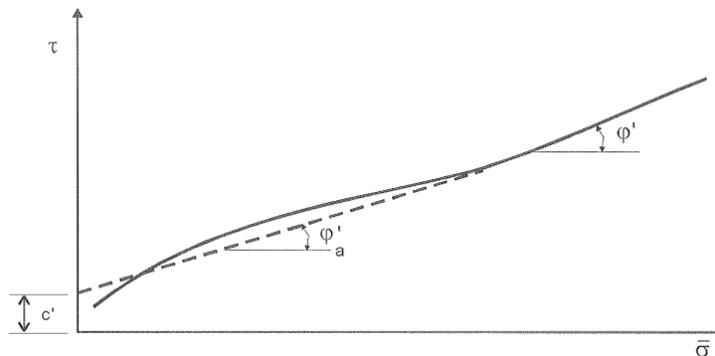
Para determinação dos parâmetros é necessário realizar o ensaio com no mínimo três corpos de prova, variando a tensão confinante. Dessa forma, segundo Pinto (2006), um CP pode estar com valor de confinamento inferior ao pré-adensamento, enquanto que os outros corpos de prova podem estar normalmente adensados. Portanto, para facilitar sua determinação, é traçada uma reta que melhor se ajuste à situação em estudo (Figura 19).

Figura 18 – Gráficos tensão desviadora x deformação para argilas normalmente adensadas (a) e sobreadensadas (b) para ensaios drenados.



Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

Figura 19 – Ajuste da envoltória de ruptura para uma reta.



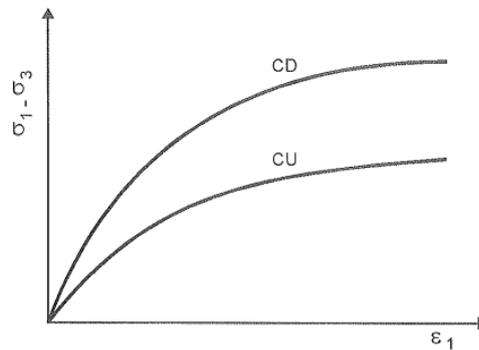
Fonte: PINTO (2006).

Ao se analisar os resultados obtidos para ensaios não drenados (CU), algumas diferenças podem ser observadas. Pinto (2006) destaca que para argilas normalmente adensadas, quando há a suspensão da drenagem na etapa de aplicação da tensão desviadora, é notório o surgimento de poropressão. Conseqüentemente, o valor de tensão confinante efetiva transferida ao CP será inferior se comparado ao ensaio drenado, no qual a poropressão é nula. Dessa forma, como descrito anteriormente, com redução da tensão efetiva de confinamento, a tensão cisalhante resistente do CP irá diminuir, rompendo em um valor menor, como é apresentado na Figura 20.

Todavia, Pinto (2006) apresenta um comportamento diferente para as argilas sobreadensadas. O autor destaca que devido a interrupção da drenagem, o CP não irá variar de volume. No ensaio CD, para argilas confinada com tensões abaixo da tensão de pré-adensamento, a mudança de volume é pequena, devido à baixa variação no índice de vazios, característica de argilas sobreadensadas. Em virtude disso, com a interrupção da drenagem, o acréscimo de poropressão será menor se comparado com uma argila normalmente adensada.

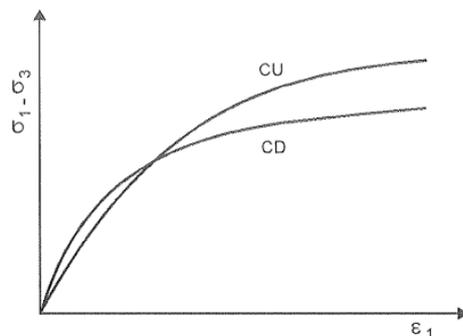
Pinto (2006) também comenta que é característico de corpos de prova com OCR elevado (confinamento consideravelmente inferior à tensão de pré-adensamento) aumentarem de volume durante a aplicação da tensão desviadora. Por conta desse fenômeno, a poropressão produzida será negativa, já que não ocorre variação no volume do CP. Desse modo, o ensaio CU irá romper com uma tensão superior ao ensaio CD, já que há um aumento na tensão efetiva, por ação da pressão neutra negativa. A Figura 21 ilustra a situação descrita.

Figura 20 – Comparação entre rompimento no ensaio CD e CU para argila normalmente adensada.



Fonte: PINTO (2006).

Figura 21 – Comparação entre rompimento no ensaio CD e CU para argila sobreadensada.



Fonte: PINTO (2006).

1.3.2 Características dos solos cimentados

As informações anteriormente apresentadas descrevem solos argilosos sem cimentação (PINTO, 2006). Para solos com a presença de substâncias cimentantes, algumas peculiaridades são de relativa importância.

A aplicação de tensões em solos cimentados irá mobilizar inicialmente a coesão proporcionada pela cimentação (PINTO, 2006). Para essa característica, Pinto (2006) descreve

que solos cimentados possuem comportamento semelhante à influência que a tensão de pré-adensamento proporciona às argilas. Até um determinado nível de tensão, a variação no índice de vazios é pequena, fornecendo uma ruptura com pouca deformação. Com o aumento da tensão confinante, até atingir determinado valor, a variação no índice de vazios aumenta. Segundo Pinto (2006), esse valor acaba se confundindo com a tensão de pré-adensamento, o que é um erro, já que esse resultado não resulta de uma tensão histórica aplicada ao material. Ela é denominada de pseudotensão de pré-adensamento ou tensão de cedência (PINTO, 2006). Já Martins (2001) apresenta o termo plastificação, utilizado para representar o fenômeno relacionado à mudança de rigidez de um solo naturalmente cimentado.

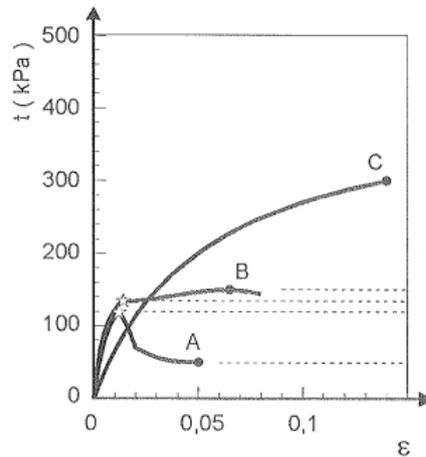
Ao estudar solos naturais estruturados, outro termo análogo a solos cimentados, Martins (2001) comenta que o termo corresponde ao ganho de resistência. Leroueil e Vaughan (1990) apud Martins (2001) destacam que após vencida a estruturação do solo, o mesmo não pode mais ser restituído naturalmente. Martins (2001) também aponta que ensaios comparativos entre o solo natural estruturado e reconstituído são comuns para se estudar as características da estruturação do material.

A Figura 22 ilustra bem o cenário de um solo cimentado. Conforme Pinto (2006), a curva A representa um confinamento baixo, em que a tensão desviadora rompe a cimentação, e tensão residual corresponde ao atrito entre os grãos. A curva B também possui confinamento inferior à tensão de cedência, mas com valores próximos. O atrito entre os grãos é maior mobilizado (PINTO, 2006). Já na curva C, que possui uma elevada deformação, caso comparado com as duas primeiras, dispõe de uma tensão confinante superior à tensão de cedência, o que transmite um comportamento de solo não cimentado ao gráfico (PINTO, 2006).

Maccarini (1987) apud Martins (2001) obteve os mesmos resultados descritos por Pinto (2006). Porém, trazendo mais profundidade à conceituação, descreve que para tensões confinantes elevadas, como mostra a Figura 23, surge um ponto de plastificação, no qual há uma nítida redução de rigidez, mesmo antes de ser atingido o valor correspondente à envoltória de ruptura, como é possível observar na tensão confinante de 900 kPa da Figura 23.

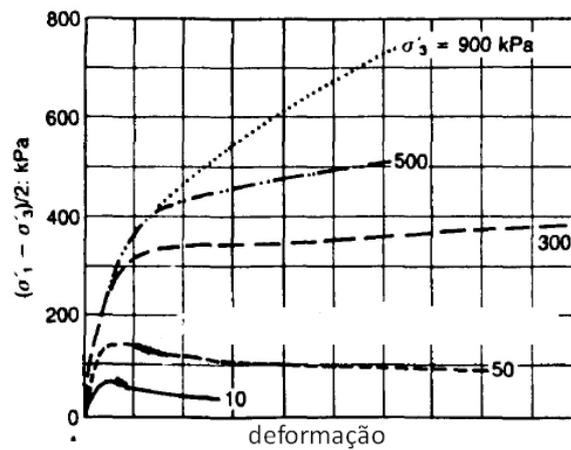
Ao estudar um solo residual de arenito, pertencente à Formação Botucatu, Martins (2001) pôde observar através de ensaios triaxiais o comportamento de um solo naturalmente cimentado por óxido de ferro e por crescimento autigênico de quartzo e do mesmo solo com cimentação artificial. Foram realizados por Martins (2001) ensaios com solos artificialmente cimentados nos teores de 0,01 g/cm³ e 0,015 g/cm³ de cimento (TC) e índices de vazios (e) igual a 0,7, sendo os TCs considerados baixos pela autora. As nomenclaturas utilizadas pela mesma estão presentes na Tabela 1.

Figura 22 – Comportamento dos gráficos tensão desviadora x deformação para três tensões confinantes diferentes.



Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

Figura 23 – Comportamento tensão desviadora x deformação para diferentes tensões confinantes.



Fonte: Adaptado de MACCARINI (1987) apud MARTINS (2001).

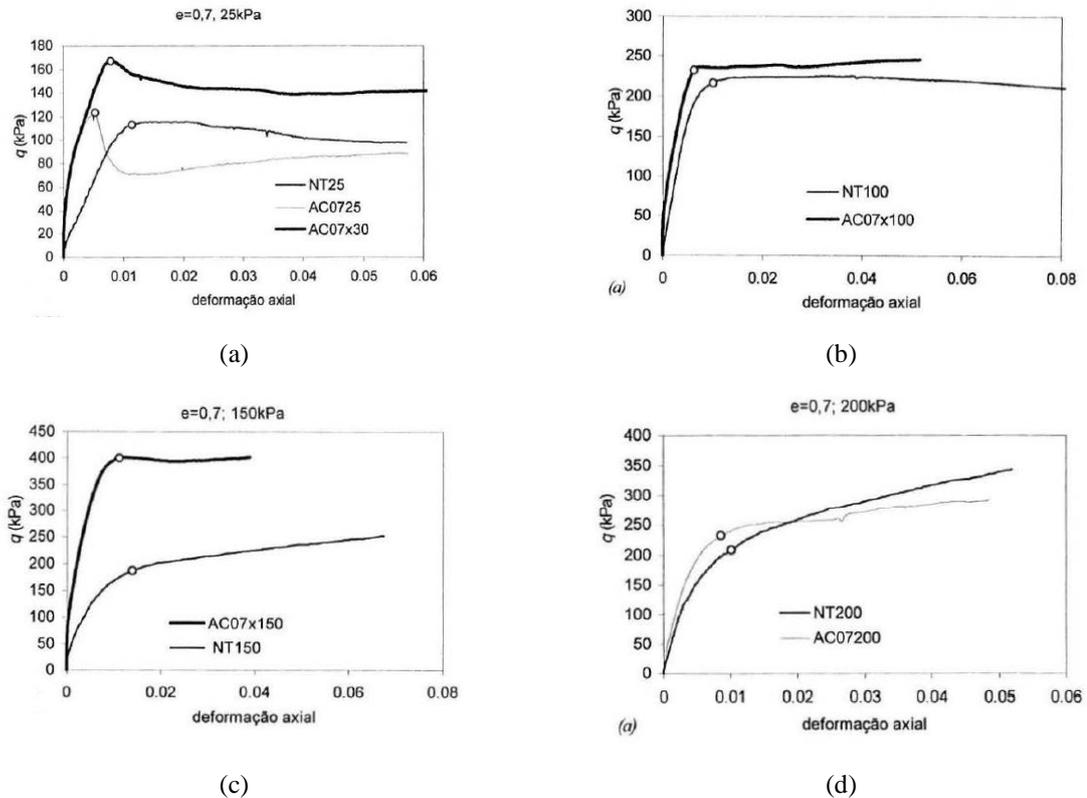
Tabela 1: Resumo dos ensaios triaxiais realizados por Martins (2001).

TC	0,01 g/cm ³		0,015 g/cm ³		
	$\sigma_3' = 25kPa$	$\sigma_3' = 200kPa$	$\sigma_3' = 30kPa$	$\sigma_3' = 100kPa$	$\sigma_3' = 150kPa$
0,7	AC0725	AC07200	AC07x30	AC07x100	AC07x150

Fonte: Adaptado de Martins (2001).

Observando a Figura 24, verifica-se que o comportamento das curvas tensão x deformação variando a tensão confinante obtidas por Martins (2001) assemelha-se ao apresentado por Pinto (2006) e Maccarini (1987) apud Martins (2001).

Figura 24 – Resultado dos ensaios triaxiais para corpos de prova cimentados artificialmente (AC) e corpos de prova indeformados (NT), variando a tensão confinante – (a) 25 kPa a 30 kPa, (b) 100 kPa, (c) 150 kPa e (d) 200 kPa.

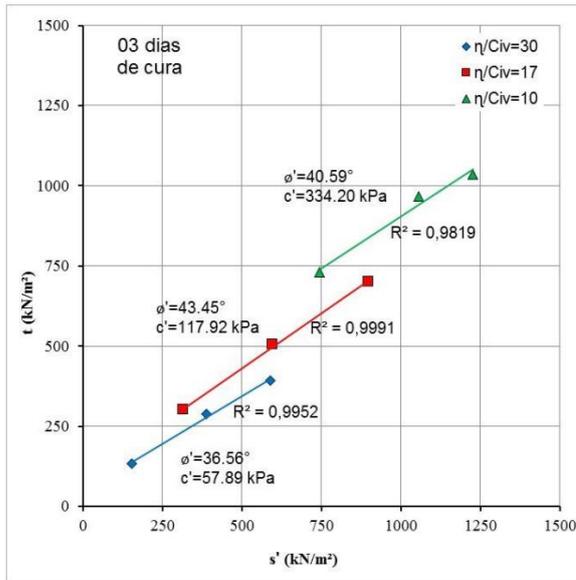


Fonte: Adaptado de Martins (2001).

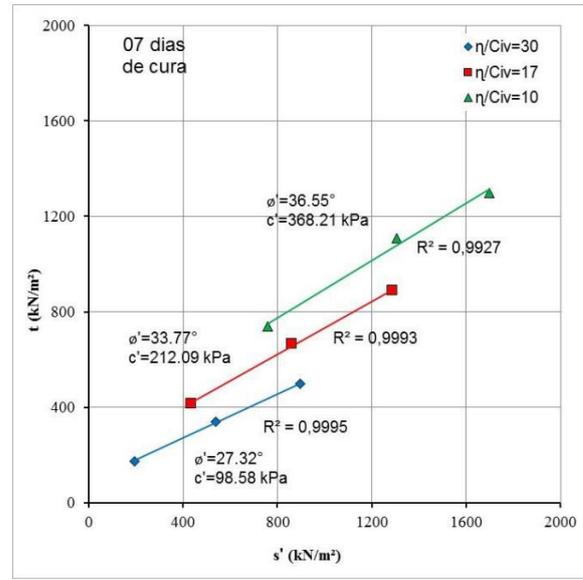
1.4 INFLUÊNCIA DA ESTABILIZAÇÃO NOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Com o intuito de proporcionar o melhoramento dos parâmetros de resistência de um solo, materiais estabilizantes podem ser utilizados. Algumas das substâncias químicas estabilizantes podem fornecer propriedades cimentantes ao solo: cimento, cal, cinza volante, polímero, betume. Um dos materiais que pode tornar o solo artificialmente cimentado é o próprio cimento, como Sachetti (2014) executou em sua pesquisa. O autor, ao utilizar o cimento Portland V-ARI para estabilizar uma areia, moldou corpos de prova que variavam o teor de cimento e o tempo de cura e os comparou através das suas envoltórias de ruptura, utilizando o critério de Mohr-Coulomb. Seus parâmetros efetivos foram obtidos através do ensaio triaxial CD. A Figura 25 ilustra as envoltórias de ruptura obtidas pelo autor, enquanto que a Tabela 2 apresenta o resumo dos parâmetros.

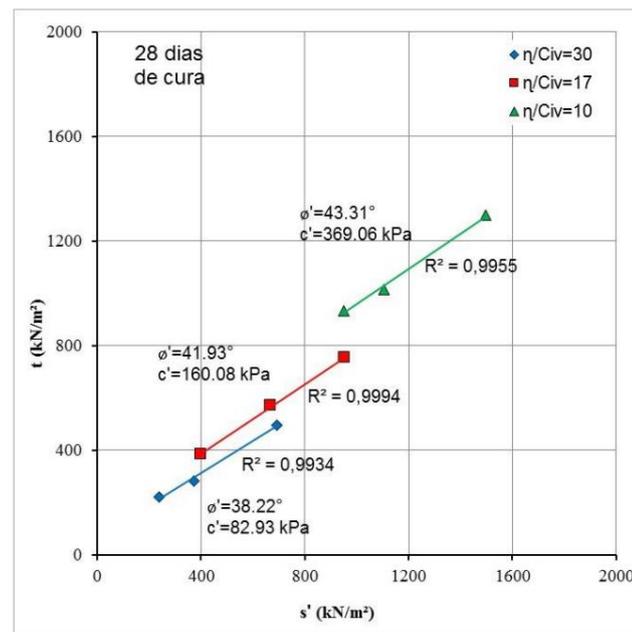
Figura 25 – Envoltórias de ruptura para 03 dias de cura (a), 07 dias de cura (b) e 28 dias de cura (c).



(a)



(b)



(c)

Fonte: SACHETTI (2014).

Ao interpretar os valores obtidos por Sachetti (2014), é possível notar um claro aumento no valor de intercepto coesivo com o aumento do teor de cimento. A mesma característica é evidenciada para variação no tempo de cura dos corpos de prova para a maioria dos resultados, com exceção de alguns casos. Porém, o ganho no valor de ângulo de atrito interno não foi tão significativo (SACHETTI, 2014).

Tabela 2: Resumo dos parâmetros de resistência efetivos com adição de cimento.

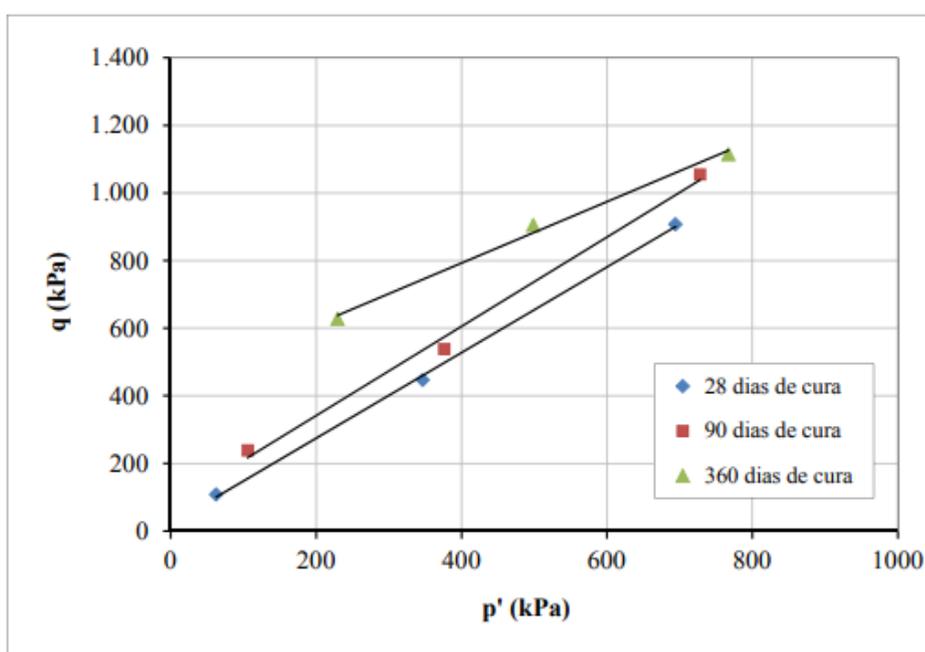
Cimento (%)	Fator η/C_{iv}	Tempo de cura (dias)	Confinamento (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
3	30	3	20	36,56	57,89
			100		
			200		
3	30	7	20	27,32	98,58
			200		
			400		
3	30	28	20	38,22	82,93
			100		
			200		
5,06	17	3	20	43,45	117,92
			100		
			200		
5,06	17	7	20	33,77	212,09
			200		
			400		
5,06	17	28	20	41,93	160,08
			100		
			200		
8,6	10	3	20	40,59	334,20
			100		
			200		
8,6	10	7	20	36,55	368,21
			200		
			400		
8,6	10	28	20	43,31	369,06
			100		
			200		

Fonte: Adaptado de SACHETTI (2014).

Outros materiais podem agregar propriedades cimentantes aos solos. Junior (2011) realizou ensaios triaxiais CD para determinação dos parâmetros de resistência em um solo estabilizado com cal, resíduos de britagem e cinza volante. Para comparar cada uma das misturas, o autor dividiu seu programa experimental em amostras de solo-cal, solo-resíduo de britagem-cal e solo-cinza volante-cal. Foi utilizado o mesmo teor de 7% de cal para as três amostras, podendo dessa forma facilitar a comparação entre os resultados obtidos. Além disso,

para as três amostras, foram realizados ensaios variando o tempo de cura, com o intuito de observar a influência desse fator nos parâmetros (JUNIOR, 2011). A Figura 26 ilustra as envoltórias de ruptura obtidas para as misturas de solo-cal. Os resultados de parâmetros de resistência estão presentes na Tabela 3. Observa-se que os valores de intercepto coesivo das amostras correspondentes a 28 e 90 dias de cura não tiveram um valor considerável. Dessa forma, Junior (2011) aponta a fragilidade da cimentação existente entre o solo estudado e a cal, precisando de muitos dias de cura.

Figura 26 – Envoltórias de ruptura para as misturas de solo-cal, variando o tempo de cura.

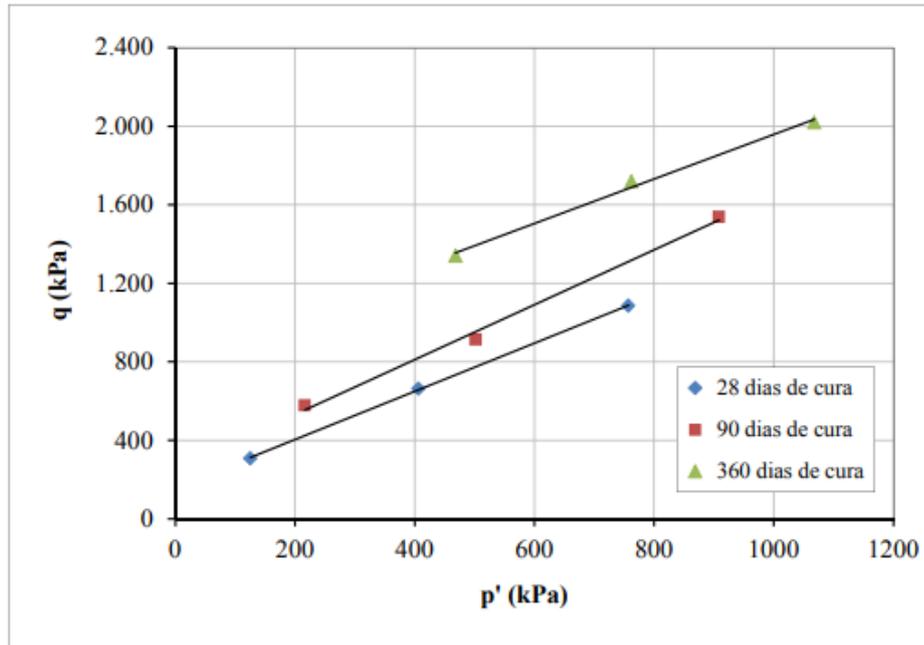


Fonte: JUNIOR (2011).

Já a mistura de solo-resíduo de britagem-cal, com 25% de resíduo de britagem, apresentou um comportamento diferente. Ao analisar a Figura 27 e a Tabela 3, percebe-se um aumento do intercepto coesivo desde a amostra de 28 dias de cura. Junior (2011) comenta que a adição de resíduo de britagem promoveu aumento de resistência e mudança no comportamento do material, tornando-se mais rígido com o aumento do tempo de cura.

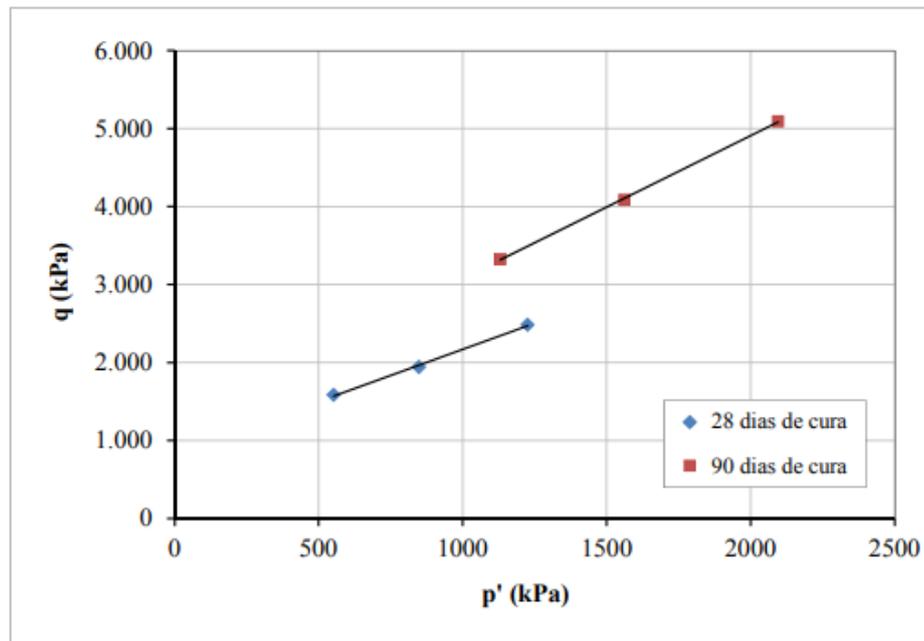
Por fim, ao realizar os ensaios com a amostra de solo-cinza volante-cal, com 25% de cinza volante, percebe-se um aumento relevante no intercepto coesivo, comparando-se com as duas primeiras misturas. A Figura 28 e a Tabela 3 apresentam os resultados obtidos. Desse modo, Junior (2011) aponta a efetividade das reações pozolânicas com o acréscimo de cinza volante.

Figura 27 – Envoltórias de ruptura para as misturas de solo-resíduo de britagem-cal, variando o tempo de cura.



Fonte: JUNIOR (2011).

Figura 28 – Envoltórias de ruptura para as misturas de solo-cinza volante-cal, variando o tempo de cura.



Fonte: JUNIOR (2011).

Tabela 3: Resumo dos parâmetros de resistência efetivos para as misturas de solo-cal, solo-resíduo de britagem-cal e solo-cinza volante-cal.

Mistura	Tempo de cura (dias)	Confinamento (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
Solo-cal	28	20	31,6	10,0
		200		
		400		
Solo-cal	90	20	32,8	37,6
		200		
		400		
Solo-cal	360	20	23,2	203,2
		200		
		400		
Solo-resíduo de britagem-cal	28	20	30,6	76,4
		200		
		400		
Solo-resíduo de britagem-cal	90	20	34,5	123,9
		200		
		400		
Solo-resíduo de britagem-cal	360	20	28,5	394,4
		200		
		400		
Solo-cinza volante-cal	28	20	33,2	404,3
		200		
		400		
Solo-cinza volante-cal	90	20	44,6	668,3
		200		
		400		

Fonte: Adaptado de Junior (2011).

Aguiar (2014) também verificou o comportamento mecânico de solos estabilizados com cal. Em sua pesquisa foram realizados ensaios triaxiais CD e CU, ensaiados nas tensões confinantes de 49, 98, 196 e 392 kPa, para três solos diferentes, sem estabilização e com estabilização. Os solos estudados, denominados de solo Corumbá, solo Goiânia e solo do Peixe, são classificados, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) como areia argilosa, argila e areia siltosa, respectivamente. O solo de Goiânia também é classificado como solo argiloso laterítico (AGUIAR, 2014), enquanto os demais são não-lateríticos.

A autora não especificou o tempo de cura utilizado para os corpos de prova dos ensaios triaxiais. Porém, os ensaios oedométricos, por exemplo, foram executados após período de cura de 28 dias. Desse modo, os ensaios triaxiais possivelmente podem ter sido realizados nessa faixa de dias de cura.

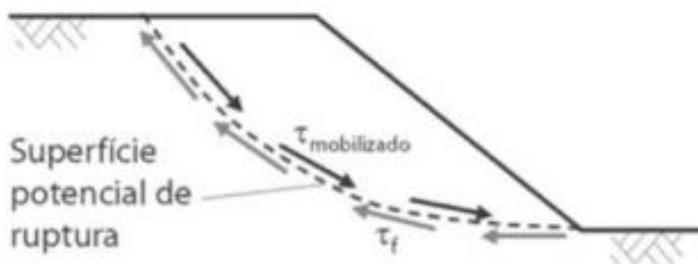
Com o teor de cal de 2%, foi observado aumento nos valores de intercepto coesivo para ambos ensaios CU e CD (AGUIAR, 2014). A autora também destacou que o valor de ângulo de atrito praticamente se manteve inalterado, coerente com o que foi observado pelos autores Junior (2011) e Sachetti (2014). Outro ponto a ser observado é a influência que o tempo de cura tem para a cal, já que o acréscimo obtido por Aguiar (2014) não foi tão acentuado se comparado com os resultados de 360 dias de Junior (2011). Ao passo que, analisando-se os resultados de Sachetti (2014), o cimento fornece altos valores de intercepto coesivo já nos 28 dias de cura.

1.5 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Uma superfície inclinada composta por solo é denominada de talude, podendo ser formada naturalmente, chamada de encosta, ou executada pelo homem, como é o exemplo dos aterros em obras viárias (GERSCOVICH, 2016).

Segundo Gerscovich (2016), alguns fatores podem influenciar na estabilidade de um maciço, tais como inclinação do talude, mudança nos parâmetros do solo ao longo do tempo, presença da água, erosão, sobrecargas e solicitações dinâmicas. A ruptura pode ocorrer com o deslizamento da massa de solo através de uma superfície de cisalhamento (GERSCOVICH, 2016). Ou seja, é necessário ser feita a análise das tensões cisalhantes mobilizadas e da resistência ao cisalhamento do maciço, como é mostrado na Figura 29.

Figura 29 – Representação da superfície de ruptura e das tensões cisalhantes atuante e resistente.



Fonte: GERSCOVICH (2016).

De acordo com Gerscovich (2016), a superfície apresentada pode ser no formato circular, plana ou mista. É notória a tendência de materiais que são predominantemente homogêneos o surgimento de superfícies de ruptura circulares, enquanto que materiais heterogêneos, que possuem camadas distintas com parâmetros diferentes, aproximam-se para superfícies não-circulares, mais achatadas (GERSCOVICH, 2016). Além disso, Gerscovich (2016) comenta que a presença de maciços rochosos ou até descontinuidades podem ocasionar o surgimento de rupturas planas.

1.5.1 Fator de Segurança (FS)

Para garantir a segurança das estruturas dimensionadas, é necessário estabelecer uma folga, já que diversos fatores externos podem interferir na integridade do produto final, tal como erros construtivos, parâmetros pouco representativos, eventos raros, entre outros.

Dessa forma, o que se deseja determinar na análise de estabilidade de taludes é o valor correspondente ao fator de segurança (DAS, 2013), representado na Equação 14.

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (14)$$

Em que:

F_s – Fator de segurança.

τ_f – Resistência média ao cisalhamento do solo.

τ_d – Tensão média de cisalhamento ao longo da superfície de ruptura.

Como visto anteriormente, o valor de resistência ao cisalhamento do solo corresponde à Equação 9, apresentada no método de Mohr-Coulomb. Contudo, em termos de tensão efetiva, a resistência ao cisalhamento pode ser representada pela Equação 15. Das (2013) informa que os parâmetros de resistência do solo utilizados para a Equação 15 condizem com a superfície de ruptura.

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \text{tg} \phi' \quad (15)$$

Das (2013) destaca que o FS igual a 1 (um) indica ruptura. Portanto, para garantir a segurança do talude em estudo, é preciso seguir as normas vigentes para o tipo de situação em trabalho.

A NBR 11682 (ABNT, 2009) traz algumas informações referentes a escolha do fator de segurança, a depender da situação da obra. De acordo com a norma, obras com maior risco de perda de vidas humanas, perdas materiais e perdas ambientais devem corresponder a maior FS. O Quadro 1 apresenta o nível de segurança levando em consideração as perdas de vidas humanas, enquanto que o Quadro 2 exhibe o nível de segurança com referência aos danos materiais e ambientais.

Quadro 1: Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.

Nível de segurança	Valores teóricos
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, com edificações públicas, residências ou indústrias, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: Adaptado da NBR 11682 (ABNT, 2009).

Quadro 2: Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.

Nível de segurança	Valores teóricos
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: Adaptado da NBR 11682 (ABNT, 2009).

Com essas informações, a norma permita a determinação do fator de segurança mínimo através da Tabela 4.

Tabela 4: Fatores de segurança mínimos para deslizamento.

Nível de segurança contra danos a vidas humanas	Alto	Médio	Baixo
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais			
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: Adaptado da NBR 11682 (ABNT, 2009).

1.5.2 Equilíbrio-limite

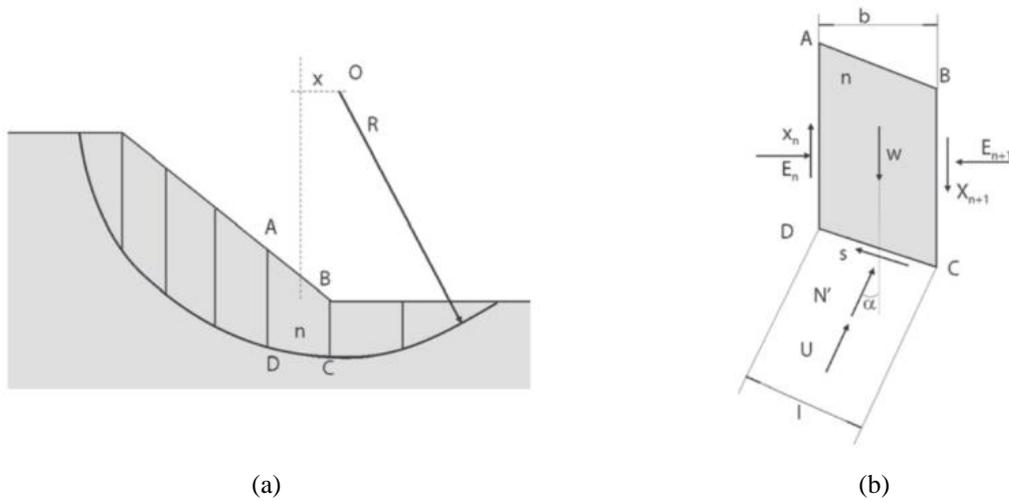
Uma das abordagens utilizadas para determinação do fator de segurança crítico de um talude é o método de equilíbrio limite. Gerscovich (2016) expõe que o método corresponde ao equilíbrio estático das cargas atuantes sobre a superfície testada, dividindo o maciço mobilizado em fatias que, pelo método, terão o mesmo fator de segurança.

Ao analisar a Figura 30 (a), Gerscovich (2016) apresenta o procedimento matemático para o entendimento do problema. As forças resistidas e atuantes precisam ser iguais para que haja o equilíbrio. Dessa forma, o equilíbrio dos momentos gerados em torno do centro do círculo da superfície de ruptura deve se anular, como representado na Equação 16. A partir da Figura 30 (b), desenvolvendo a equação anterior é possível chegar ao valor de FS, mostrado na Equação 17, em termos de tensão efetiva.

Porém, percebe-se que para continuar a análise, a quantidade de incógnitas presentes é superior à quantidade de equações, tornando necessário emprego de hipóteses simplificadoras, eliminando assim algumas incógnitas.

Existem diversos métodos de análise de estabilidade, que diferem em suas complexidades, considerações e incertezas. Alguns exemplos são Fellenius, Bishop, Jambu, Morgenstern Price e Spencer (GERSCOVICH, 2016). No tópico adiante será detalhado o procedimento do método de Bishop. Apesar de todas as suas diferenças, um ponto importante que os métodos possuem em comum é a necessidade da procura de superfícies. Ou seja, diversas superfícies são testadas para a determinação mais coerente da superfície crítica, como é ilustrado na Figura 31. Os softwares presentes no mercado permitem que diversas superfícies sejam avaliadas em um curto espaço de tempo.

Figura 30 – Divisão em fatias da superfície de ruptura circular (a) e apresentação das cargas atuantes em uma fatia n (b).

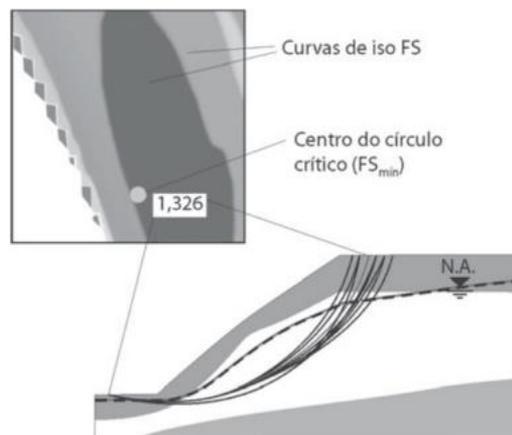


Fonte: GERSCOVICH (2016).

$$\sum (W_i \times x_i) = \sum (T_{mobi} \times R) \quad (16)$$

$$FS = \frac{\sum (c' \times l + N' \times \text{tg} \phi')}{\sum (W_i \times \text{sen} \alpha)} \quad (17)$$

Figura 31 – Superfícies de ruptura verificadas em uma análise.

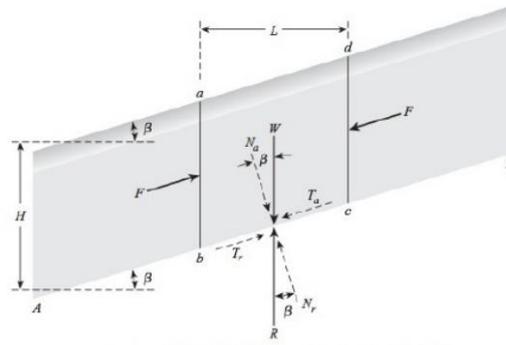


Fonte: GERSCOVICH (2016).

1.5.3 Taludos infinitos

Para melhor compreensão dos métodos de análise de estabilidade de taludes, Das (2013) traz a conceituação referente a um talude infinito, representado na Figura 32.

Figura 32 – Análise de talude infinito.



Fonte: DAS (2013).

Observa-se que o peso do maciço denominado de W é decomposto em dois vetores, a partir do plano inclinado AB . A força paralela ao plano será a responsável pelo escorregamento do solo (DAS, 2013). A tensão resistiva ao cisalhamento corresponde à Equação 15.

1.5.4 Método de Bishop

Segundo Gerscovich (2016), o método de Bishop realiza o equilíbrio das forças verticais presentes na Figura 30 (b), permitindo o desenvolvimento das seguintes equações (GERSCOVICH, 2016) e (ROGÉRIO, 1976):

$$N' \times \cos \alpha + u \times l \times \cos \alpha = W - X_n + X_{n+1} - s \times \sin \alpha \quad (18)$$

Realizando a aproximação de:

$$b = l \times \cos \alpha \quad (19)$$

Dessa forma:

$$N' \times \cos \alpha + u \times b = W - X_n + X_{n+1} - \left(\frac{c' \times l}{FS} + N' \times \frac{\text{tg} \phi'}{FS} \right) \times \sin \alpha \quad (20)$$

$$N' = \frac{W - X_n + X_{n+1} - u \times b - \frac{c' \times l}{FS} \times \sin \alpha}{\cos \alpha \times \left(1 + \frac{\text{tg} \phi' \times \text{tg} \alpha}{FS} \right)} = \frac{W - X_n + X_{n+1} - u \times b - \frac{c' \times l}{FS} \times \sin \alpha}{m_\alpha} \quad (21)$$

Substituindo o N' na Equação 17:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \times \text{sen } \alpha} \times \sum \left(c' \times l + [(W - u \times b) + (X_{n+1} - X_n)] \times \frac{\text{tg } \phi'}{m_\alpha} \right) \quad (22)$$

O método de Bishop simplificado determina que as forças verticais entre as fatias correspondem a zero, como o intuito de diminuir incógnitas. Dessa forma, o método de Bishop apresenta a seguinte equação para determinação do fator de segurança:

$$FS = \frac{1}{\sum W_i \times \text{sen } \alpha} \times \sum \left([c' \times b + (W - u \times b) \times \text{tg } \phi'] \times \frac{1}{m_\alpha} \right) \quad (23)$$

Nota-se que o FS está presente nos dois lados da equação, necessitando de um processo iterativo para a determinação do resultado. Para facilitar o procedimento, Rogério (1976) preparou 132 tabelas para auxiliar o processo iterativo manual, utilizando os valores de inclinação da base da fatia e ângulo de atrito.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo está descrito todo o programa experimental realizado para determinação dos parâmetros de resistência necessários para avaliar o fator de segurança de um aterro rodoviário através do método Bishop. Os ensaios foram realizados com amostra de solo puro e com mistura de solo com estabilizante químico.

2.1 MATERIAIS

O solo escolhido para realização desta pesquisa é proveniente da região do Município de Siriri, estado de Sergipe, à cerca de 51 km da capital Aracaju, na jazida denominada de J-60. A escolha desse material foi feita devido a sua possível utilização para finalização de trecho de aterro rodoviário localizado na entrada do Município de Siriri. Foram transportadas ao Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (GeoPav) quatro (04) amostras diferentes, sendo três (03) delas pertencentes à jazida J-60 (Registros 06, 07 e 08) e uma (01) retirada do aterro já existente no local da obra (Trecho 01), oriunda de outra jazida. A amostra escolhida para a realização dos ensaios foi o registro 08 (REG-08).

Segundo levantamento geológico realizado por Jacomine et al. (1975), o solo em estudo faz parte da Formação Barreiras, pertencendo à classe PV1 (GEOINFO, 2018), através do mapa exploratório de reconhecimento de solos do estado de Sergipe.

O estabilizante químico utilizado na mistura com o solo é o dynabase, produto constituído a base de hidróxido de cálcio, de cor acinzentada e estado físico sólido (DYNABASE, 2023). Segundo informações do site comercial, suas características químicas o permitem ser armazenado a céu aberto, sem alteração da qualidade e eficiência. Também são informadas suas principais aplicações práticas, sendo uma delas a estabilização de camadas nobres do pavimento, por proporcionar melhoramento em parâmetros geomecânicos, impermeabilização e cimentação das partículas. Não são feitos comentários no site comercial referentes a parâmetros de resistência, tais como ângulo de atrito e intercepto coesivo.

A Tabela 5 expõe a caracterização do dynabase apresentada pelo fornecedor do produto.

O teor de dynabase escolhido para a realização dos ensaios foi de 5% em relação à massa de solo seco (Figura 33), melhor percentual obtido com base no resultado de ISC (Índice de Suporte Califórnia) de uma outra pesquisa realizada em paralelo a esta.

Tabela 5: Resultados de caracterização da amostra bruta do estabilizante químico dynabase.

Parâmetros	Unidades	Limites máximos	Limites de quantificação	Limites de detecção	Resultados
Antimônio	mg SB/Kg	-	2,2	0,7	n.d.
Arsênio	mg As/Kg	-	0,11	0,03	n.d.
Bário	mg Ba/Kg	-	2,1	0,7	13
Bérblio	mg Be/Kg	-	0,40	0,13	n.d.
Cádmio	mg Cd/Kg	-	0,4	0,1	n.d.
Chumbo	mg Pb/Kg	-	2,5	0,8	n.d.
Cobalto	mg Co/Kg	-	0,27	0,08	1,08
Cálcio	mg Ca/Kg	-	8,3	2,6	464000
Cobre	mg Cu/Kg	-	1,1	0,4	1,0
Cromo VI.	mg Cr/Kg	-	13,5	4,5	n.d.
Cromo	mg Cr/Kg	-	1,71	0,5	0,6
Mercúrio	mg Hg/Kg	-	0,038	0,012	n.d.
Molibdênio	mg Mo/Kg	-	0,5	0,2	n.d.
Níquel	mg Ni/Kg	-	1,0	0,3	7,8
Prata	mg Ag/Kg	-	3,0	0,9	n.d.
Selênio	mg Se/Kg	-	0,23	0,07	n.d.
Tálio	mg Tl/Kg	-	0	0	n.d.
Vanádio	mg V/Kg	-	0,5	0,1	18,8
Zinco	mg Zn/Kg	-	1,0	0,3	3,5
Umidade	%	-	0,3	0,1	33
Óleos/Graxas	%	-	0,3	0,1	0,7
Cianeto	mg CN/Kg	250	5,1	1,7	5,6
Fluoreto	mg F/Kg	-	120	40,0	1014
Fenóis Totais	mg C_6H_5OH/Kg	-	3	1	n.d.
PH	-	<2,0 e 12,5	-	-	12,26
Cor	UH	-	6	2,0000	Cinza
Odor	-	-	-	-	ausente

Fonte: Adaptado de DYNABASE (2023).

Figura 33 – 5% de dynabase em relação à massa de solo seco.



Fonte: AUTORA (2023).

2.2 MÉTODOS

A amostra previamente enviada para o laboratório foi preparada de acordo indicações descritas na NBR 6457 (ABNT, 2016), colocando o material em bandejas para secagem até a umidade higroscópica, repartição da amostra e destorroamento com o almofariz e mão de gral.

Para a determinação dos parâmetros de resistência necessários para o estudo da estabilidade de taludes, foram utilizados os ensaios triaxial CU (*Consolidated Undrained*) e compactação mini-proctor. Anteriormente, para correta classificação do solo e observação de suas propriedades, o programa experimental iniciou-se com os ensaios de caracterização (granulometria, densidade real e limites de Atterberg).

Alguns ensaios não fazem parte do escopo deste tópico, pois não foram realizados no presente momento da pesquisa. Os resultados do solo puro referentes a caracterização e ensaio triaxial CU foram retirados do Relatório Final Nº 002/2022 (CAVALCANTE, 2022).

Os ensaios citados anteriormente foram repetidos utilizando a mistura para observação de mudanças de resultado causadas pela adição de 5% do aditivo.

2.2.1 Ensaios de caracterização

É de suma importância conhecer o solo com que se está trabalhando antes de iniciar qualquer outro ensaio específico, pois questionamentos referentes ao comportamento do solo podem ser sanados considerando sua classificação.

2.2.1.1 Análise granulométrica

Seguindo os procedimentos descritos na NBR 7181 (ABNT, 2016), as etapas de peneiramento, através do conjunto de peneiras e agitador mecânico, e sedimentação, aplicando o defloculante (hexametáfosfato de sódio), foram executadas com a mistura de solo com estabilizante.

2.2.1.2 Massa específica real

Para determinação da massa específica dos grãos, que corresponde somente à massa das partículas sólidas e o volume que esses grãos ocupam, foi realizado o ensaio normatizado pela NBR 6458 (ABNT, 2016). Os resultados foram obtidos utilizando-se o método do picnômetro, que foi executado para a mistura em estudo.

2.2.1.3 Limites de Atterberg

De acordo com Pinto (2006), os índices de Atterberg são essenciais para o estudo do comportamento da fração argilosa do solo, visto que somente com sua porcentagem obtida através do ensaio granulométrico não é possível determinar o comportamento dessa argila.

Para verificação desse comportamento, é necessária a determinação do limite de liquidez (LL), normatizado pela NBR 6459 (ABNT, 2016) e do limite de plasticidade (LP), normatizado pela NBR 7180 (ABNT, 2016). Com os resultados obtidos, determina-se o índice de plasticidade (IP) através da subtração entre LL e LP (PINTO, 2006). Essas etapas foram efetuadas para a mistura.

2.2.2 Metodologia MCT

Com o intuito de aumentar o aproveitamento dos solos tropicais na aplicação de camadas de pavimentação, por falta de representatividade dos sistemas tradicionais de classificação desenvolvidos para solos de clima frio e temperado, foi desenvolvido por Nogami e Villibor a metodologia MCT [Miniatura, Compactado, Tropical] (VILLIBOR et. al., 2009). A metodologia foi utilizada para obter a massa específica aparente seca máxima.

2.2.2.1 Compactação em equipamento miniatura

Com procedimento descrito através da DNER-ME 228/94 (DNER, 1994), o ensaio de compactação tem como objetivo determinar a massa específica aparente seca máxima e umidade ótima do material passante na peneira de 2 mm de abertura, através de corpos de prova miniatura. Para essa finalidade, realizaram-se cinco compactações tanto para o solo puro como para a mistura, variando o teor de umidade dos mesmos, com o intuito de traçar a curva de compactação.

A justificativa da utilização da energia intermediária para esses ensaios é devido à utilização dessa mesma energia para a compactação proctor descrita pela NBR 7182 (ABNT, 2016) presente no relatório elaborado por Cavalcante (2022), facilitando assim as comparações em relação aos parâmetros de resistência.

Dois motivos foram responsáveis pela realização do ensaio miniatura ao invés do ensaio tradicional de compactação:

- Suspeita de que o solo REG-08 fosse classificado como laterítico, incentivando assim a execução dos ensaios da metodologia MCT por outra pesquisa realizada no presente momento desta.
- O ensaio de compactação miniatura necessita de uma menor quantidade de material se comparado com a compactação tradicional, o que se tornou uma alternativa, devido à pequena quantidade de solo restante da amostra REG-08.

2.2.3 Moldagem dos corpos de prova

Para a moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais do solo melhorado, foi utilizado um molde metálico bipartido com 5 cm de diâmetro interno e 10 cm de altura interna, o qual permitia a remoção do corpo de prova após compactação (Figura 34).

A partir dos resultados de massa específica aparente seca máxima obtidas durante o ensaio de compactação mini-proctor e conhecendo o volume do cilindro, foi possível determinar a massa de solo necessária para preencher inteiramente o cilindro, adicionando ao solo o volume de água necessário para atingir a umidade ótima. Após a adição da água, o estabilizante químico era acrescentado (Figura 35) e devidamente misturado.

Figura 34 – Molde metálico bipartido.



Fonte: AUTORA (2023).

Figura 35 – Adição do estabilizante químico ao solo.



Fonte: AUTORA (2023).

O volume de solo total para o corpo de prova foi dividido em três porções, para que a compactação estática (Figura 36) fosse realizada em três camadas. O restante do material era destinado para a determinação da umidade do solo. Após compactação da camada, a mesma era escarificada para garantir o entrosamento entre as camadas, evitando assim a criação de planos de fragilidade.

Figura 36 – Compactação estática do corpo de prova.



Fonte: AUTORA (2023).

Por fim, após moldagem da última camada, o corpo de prova era cuidadosamente retirado do cilindro. Para evitar a perda de água durante os 07 dias de cura, o corpo de prova era envolvido por plástico filme (Figura 37) e condicionada na câmara úmida.

Figura 37 – Corpo de prova envolvido por plástico filme.



Fonte: AUTORA (2023).

2.2.4 Ensaio Triaxial CU

Usando como referência a norma americana ASTM D4767-11 (ASTM, 2020), foram compactados na umidade ótima 4 corpos de prova de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, utilizando a mistura de solo com o 5% do estabilizante químico. As tensões confinantes dos quatro corpos de prova foram de 50, 100, 200 e 400 kPa, respectivamente. A norma estabelece que o solo separado para moldagem do corpo de prova não deve possuir partículas maiores que $1/6$ do diâmetro do mesmo, o que corresponde ao valor de 8,3 mm. A peneira mais próxima disponível no laboratório corresponde à $3/8''$, com abertura de 9,5 mm em sua malha. Dessa forma, o material foi passado nessa peneira antes da mistura com o estabilizante.

Após moldados, os corpos de prova foram envolvidos pela membrana de borracha e vedados (Figura 38). As pedras porosas foram posicionadas nas extremidades e toda a vedação necessária para que não houvesse vazamento de água foi efetuada.

Figura 38 – Vedação do corpo de prova.



Fonte: AUTORA (2023).

As etapas de saturação e adensamento (Figura 39) foram executadas de acordo com as recomendações da ASTM D4767-11 (ASTM, 2020).

A etapa de rompimento (Figura 40) para os quatro corpos de prova foi realizada com a deformação constante de 0,50 mm/min, permitindo com que após 40 minutos os corpos de

prova deformem 20%. A norma ASTM D4767-11 (ASTM, 2020) afirma que com 15% de deformação a maioria dos corpos de prova já são considerados rompidos.

Foram realizadas leituras de poropressão durante a execução dos ensaios. Porém, para fins de comparação com os resultados de Cavalcante (2022), os parâmetros obtidos a partir dos ensaios foram relacionados às tensões totais.

Os círculos de Mohr traçados com os quatro corpos de prova rompidos permitem a determinação do ângulo de atrito e intercepto coesivo através do traçado da envoltória de ruptura.

Figura 39 – Etapa de adensamento do CP-01.



Fonte: AUTORA (2023).

Figura 40 – Etapa de rompimento do CP-04.



Fonte: AUTORA (2023).

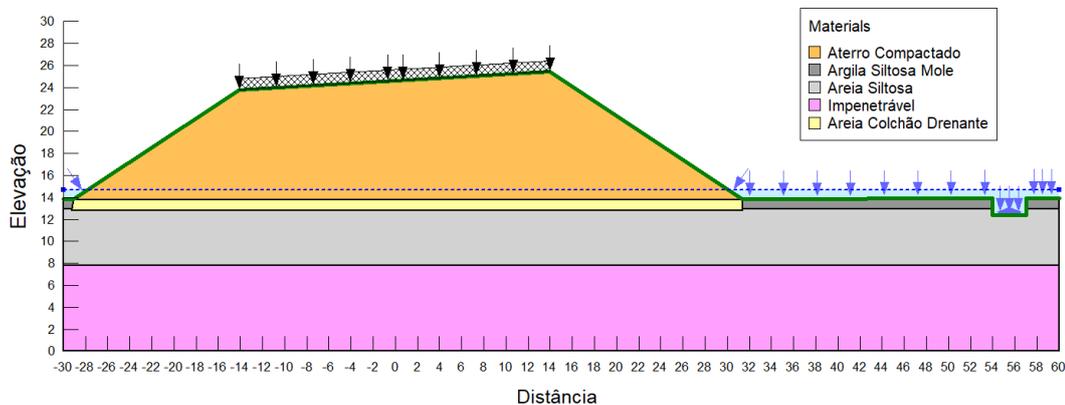
2.2.5 Determinação do fator de segurança do aterro simulado

Para determinação dos fatores de segurança associados aos parâmetros do solo puro e mistura de solo com estabilizante, foi utilizado o software GeoStudio, em específico o módulo SLOPE/W, capaz de analisar a estabilidade de um talude através de diversos métodos e condições designadas pelos usuários. O método escolhido foi o de Bishop.

Três simulações foram testadas. Inicialmente, com uso de uma seção proposta, foram comparados os resultados somente alterando o solo puro por solo melhorado no corpo do aterro. Logo em seguida, foi observada a variação no fator de segurança ao aumentar a inclinação do talude para o solo melhorado. Por fim, todo o material presente nas camadas de fundação da seção foi substituído pelo solo do aterro, com o intuito de comparação ao fator de segurança.

Este trabalho usou como exemplo uma das seções preliminares propostas para uma obra rodoviária localizada na cidade de Siriri/SE (GEOTEC, 2020). A seção escolhida é denominada de 6979 (Figura 41), segundo relatório da Geotec (2020). A sobrecarga aplicada no aterro corresponde a 20 kN/m². Além disso, foi aplicada uma linha piezométrica à simulação.

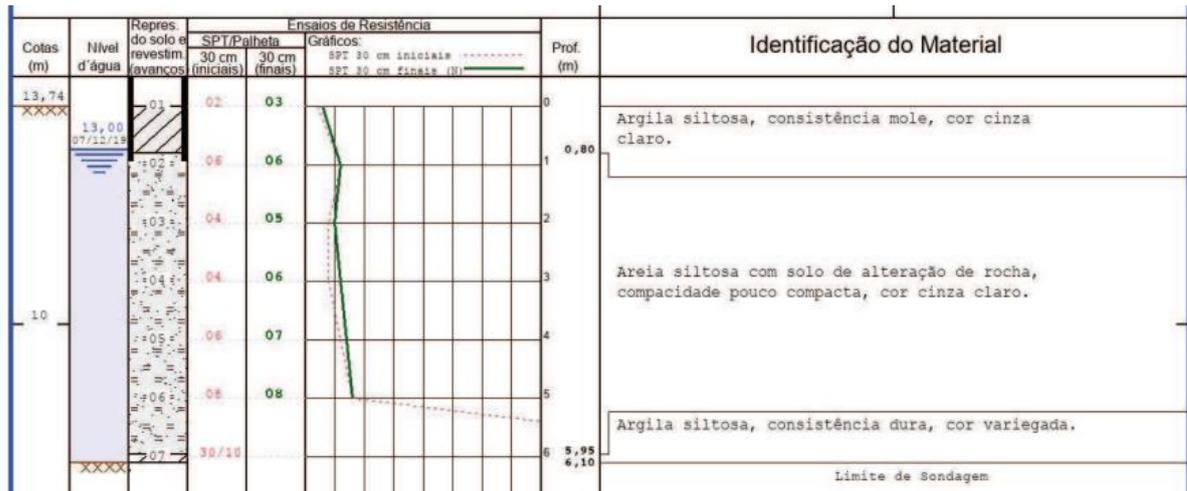
Figura 41 – Seção típica do aterro analisado.



Fonte: Adaptado de GEOTEC (2020).

Uma das sondagens a percussão referente ao perfil geotécnico da fundação correspondente à seção típica em estudo está presente na Figura 42.

Figura 42 – Perfil geotécnico da fundação localizada na região do aterro rodoviário em Siriri/SE.



Fonte: GEOTEC (2020).

3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados de caracterização do solo puro, correspondendo à análise granulométrica por peneiramento e limites de Atterberg, retirados de Cavalcante (2022), permitindo assim a classificação do solo puro. Além disso, são apontados os resultados da análise granulométrica completa do solo melhorado, como também seus valores de limites de Atterberg. Logo após, são informados os valores de massa específico aparente seca máxima obtidos pelo ensaio mini-proctor para o solo puro e solo melhorado. Em seguida, são apresentados os valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito interno para o solo puro (CAVALCANTE, 2022) e para a mistura de solo com 5% do estabilizante químico com 7 dias de cura, a partir de corpos de prova compactados na umidade ótima. Por fim, com os resultados obtidos, são feitas análises de estabilidade de um talude variando os parâmetros de resistência.

3.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

Como mencionado no capítulo anterior, o solo utilizado para estudo corresponde à amostra REG-08 da Jazida J-60. Cavalcante (2022) realizou um conjunto de ensaios para determinação das características dessa amostra de solo puro. Entre esses, destacam-se os ensaios de análise granulométrica por peneiramento e determinação dos limites de Atterberg.

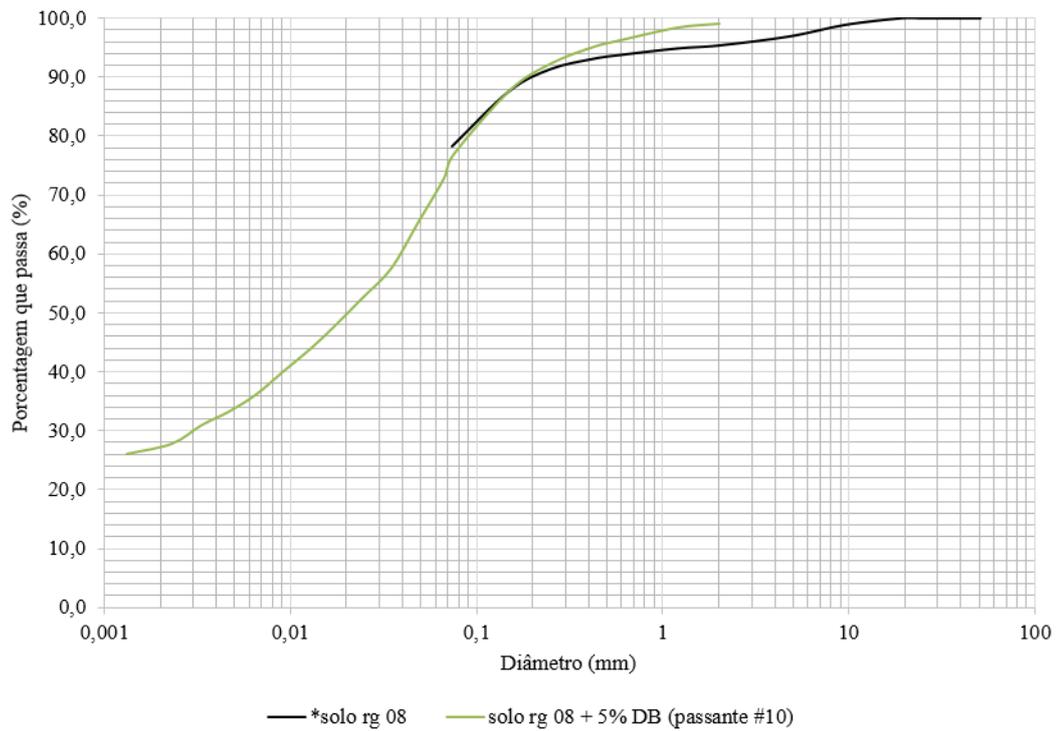
A Figura 43 ilustra as curvas granulométricas da amostra de solo puro e solo melhorado. Para o solo puro, percebe-se uma grande quantidade de material passante na peneira #200, correspondendo a 78,28% da amostra (Tabela 6). A porcentagem de material passante na peneira #200 para o solo melhorado é semelhante ao anterior, constituindo 76,87% da amostra (Tabela 7).

Tabela 6: Porcentagem que passa por cada peneira – Solo puro.

Abertura das peneiras (mm)	% que passa
2 (#10)	95,38
0,42 (#40)	93,09
0,075 (#200)	78,28

Fonte: adaptado de CAVALCANTE (2022).

Figura 43 – Curvas granulométrica: solo puro e solo melhorado.



Fonte: AUTORA (2023) e adaptado de *CAVALCANTE (2022).

Tabela 7: Porcentagem que passa por cada peneira – Solo melhorado.

Abertura das peneiras (mm)	% que passa
2 (#10)	99,07
0,42 (#40)	95,10
0,075 (#200)	76,87

Fonte: AUTORA (2023).

A Tabela 8 apresenta os resultados de limites de Atterberg para o solo puro e para o solo melhorado.

Tabela 8: Limites de Atterberg da amostra de solo puro.

Amostra	Limite de Liquidez (LL)	Limite de Plasticidade (LP)	Índice de Plasticidade (IP)
*Solo puro	44	25	19
Solo melhorado	38	27	11

Fonte: *CAVALCANTE (2022) e AUTORA (2023).

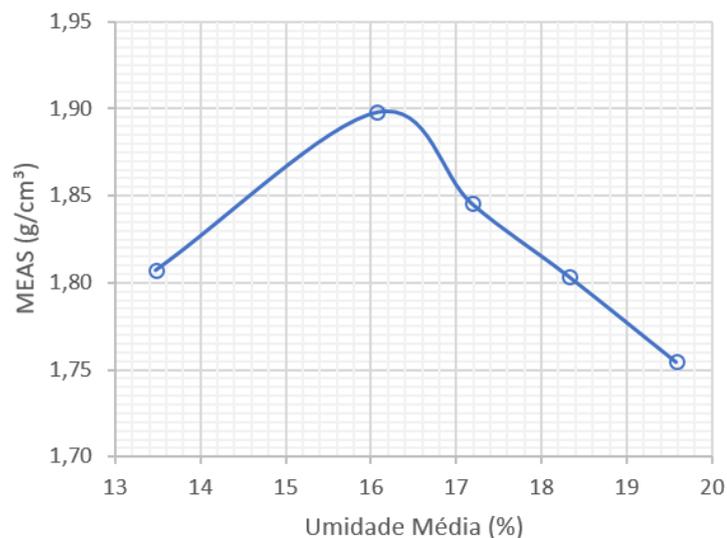
Considerando o sistema de classificação de solos da SUCS, a amostra de solo puro corresponde a CL, especificamente uma argila de baixa plasticidade com areia, enquanto que o

solo melhorado representa a classificação ML, especificamente um silte com areia. Já seguindo o sistema de classificação de solos da AASHTO, o solo puro em estudo corresponde a A-7-6 (15). Por outro lado, o solo melhorado, considerando os resultados obtidos nos ensaios, seria classificado como A-6 (9). Com esses resultados, é possível notar uma pequena diminuição no IP do solo. Ou seja, a aplicação do estabilizante químico permitiu a diminuição da plasticidade do mesmo. Levando isso em consideração, juntamente com a tendência de a curva granulométrica do solo puro apresentar uma elevação do valor de material passante (#200) em comparação ao solo melhorado (Figura 43), pode-se supor que a parcela argilosa do solo passou pelo processo de aglutinação, devido ao estabilizante químico, aumentando assim o tamanho das partículas. Porém, esse resultado (para o solo puro) não pôde ser confirmado com a etapa de sedimentação, em virtude da pequena quantidade de material restante da amostra REG-08.

3.2 MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA

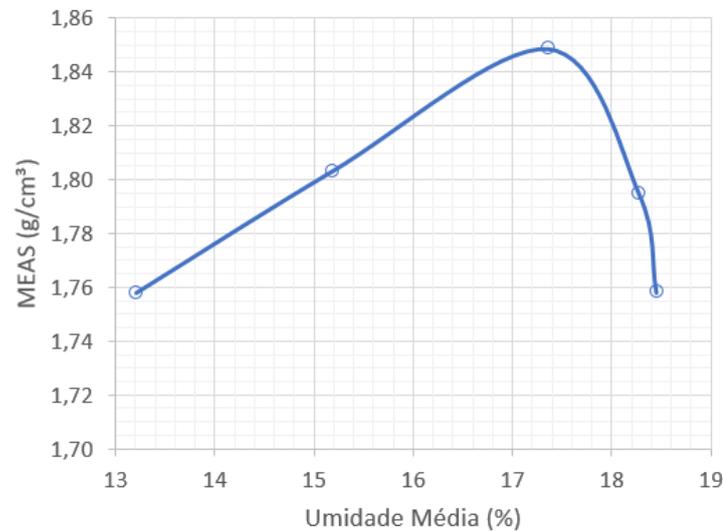
Com o objetivo de determinar a massa específica aparente seca (MEAS) máxima da amostra REG-08, foram realizados ensaios de compactação mini-proctor. A Figura 44 apresenta a curva de compactação obtida para a amostra pura, enquanto que a Figura 45 ilustra a curva de compactação para o solo melhorado.

Figura 44 – Curva de compactação mini-Proctor: solo puro.



Fonte: AUTORA (2023).

Figura 45 – Curva de compactação mini-Proctor: solo melhorado.



Fonte: AUTORA (2023).

Na Tabela 9 são identificados os resultados obtidos através dos gráficos. É possível notar que a aplicação do estabilizante químico no solo não causou mudanças expressivas no valor de massa específica máxima e umidade ótima do material.

Tabela 9: Massa específica aparente seca máxima e umidade ótima.

Amostra	Massa específica aparente seca máxima (g/cm³)	Umidade ótima (%)
Solo puro	1,940	16,1
Solo melhorado	1,850	17,4

Fonte: AUTORA (2023).

3.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

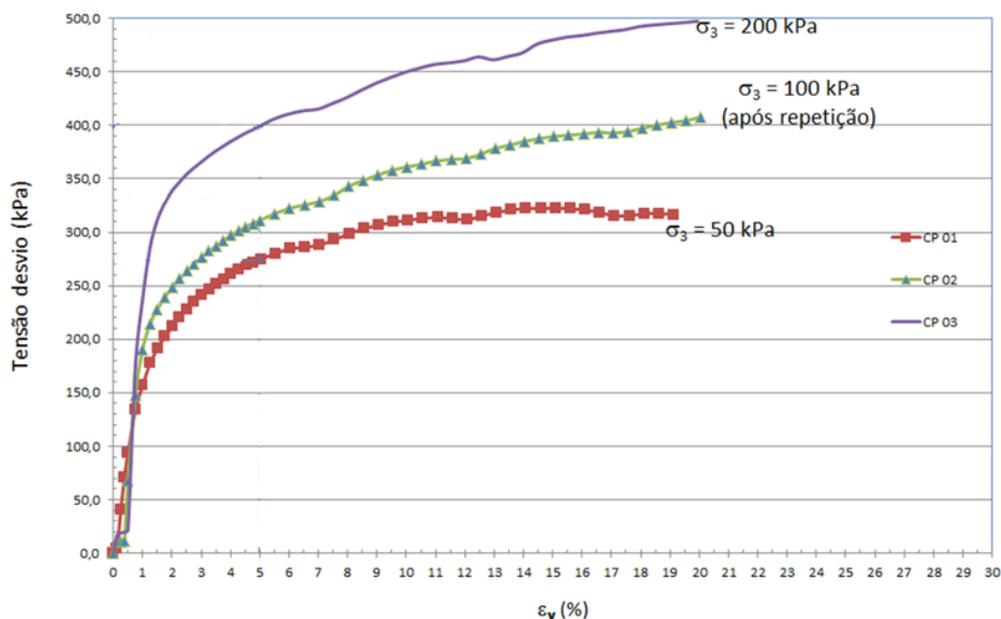
Os parâmetros de resistência para o solo puro foram determinados por ensaios triaxiais CU executados por Cavalcante (2022). Para determinação dos mesmos, o autor ensaiou três corpos de prova variando a tensão confinante em 50, 100 e 200 kPa. No entanto, para os ensaios triaxiais CU com o solo melhorado foram executados com quatro corpos de prova, com o intuito de verificar o comportamento do corpo de prova melhorado ao se aplicar tensões confinantes maiores. Dessa maneira, os quatro corpos de prova variaram a tensão confinante em 50, 100, 200 e 400 kPa. Os resultados dos gráficos tensão desvio x deformação, comparando entre solo puro e solo melhorado, encontram-se na Figura 46 e Figura 47, respectivamente. Vale ressaltar

que Cavalcante (2022) necessitou repetir o ensaio do CP-02 e que as rupturas dos corpos de prova do solo puro foram consideradas na deformação de 5% (CAVALCANTE, 2022).

Ao se comparar os gráficos de tensão desvio x deformação obtidos, é possível notar alguns comportamentos destoantes. Os três gráficos correspondentes ao solo puro apresentaram comportamento de solos deformáveis. Considerando as observações listadas por Pinto (2006), seria possível supor que o solo corresponde à uma argila normalmente adensada, caso comparado com a Figura 18, já que a mesma possui um comportamento deformável, sem apresentar um pico de ruptura.

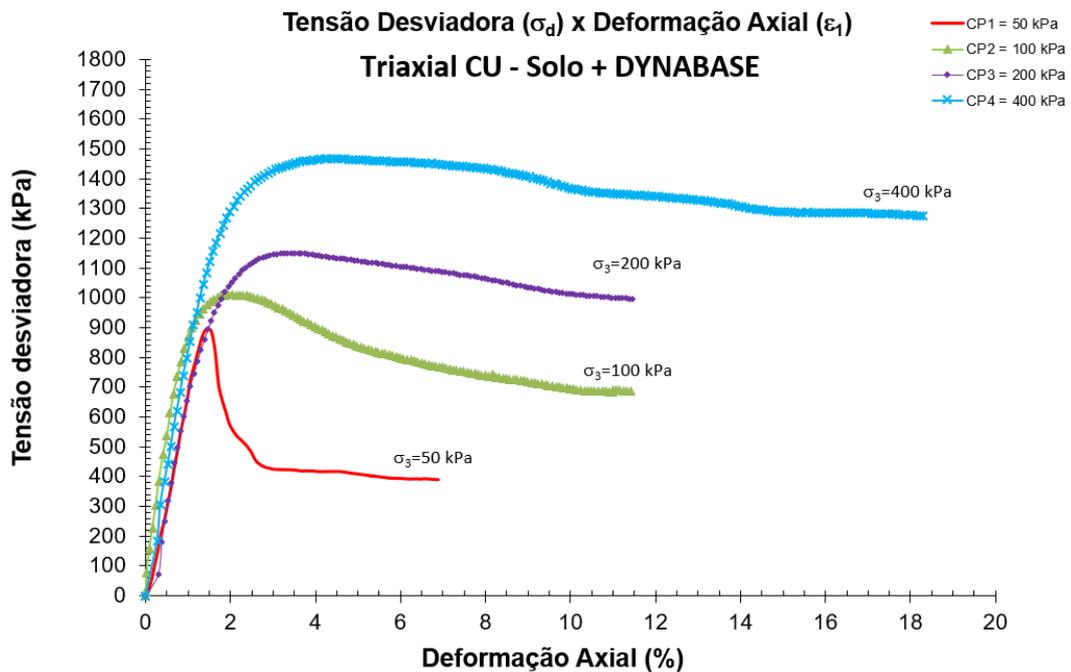
Partindo para o gráfico correspondente ao solo melhorado (Figura 47), percebe-se que o CP-01 apresentou um pico acentuado com um valor de deformação pequeno. Dessa forma, é notório o comportamento rígido desse corpo de prova. Continuando a análise do mesmo gráfico, o CP-02 também apresentou pico de ruptura, entretanto, com maior suavidade. Já os CP-03 e CP-04 da Figura 47 exibiram comportamento deformável. Caso comparado com a Figura 18, inicialmente seria provável imaginar que os CP-01 e CP-02 representassem argilas sobreadensadas. Porém, como apontado por Pinto (2006) e Martins (2001), esse comportamento se deve à tensão de cedência que o estabilizante químico concedeu ao solo, e não devido à uma tensão máxima histórica daquele solo. Os gráficos tensão desvio x deformação apresentados pelos autores Pinto (2006), Martins (2001) e Maccarini (1987) apud Martins (2001) se assemelham com o obtido para o solo melhorado deste trabalho.

Figura 46 – Gráfico tensão desvio x deformação axial para o solo puro.



Fonte: Adaptado de CAVALCANTE (2022).

Figura 47 – Gráfico tensão desvio x deformação axial para o solo melhorado.



Fonte: AUTORA (2023).

Adotando para comparação os CP-01 do solo puro e solo melhorado, é possível observar a mudança de comportamento mecânico que o estabilizante químico transfere para o solo, devido à cimentação das partículas.

A Figura 48 registra a ruptura dos corpos de prova moldados com solo melhorado. O plano de ruptura está presente em todos os CPs. Porém, para o CP-01, o plano encontra-se mais nítido. Enquanto que o restante dos corpos de prova, além de possuírem o plano de ruptura, apresentaram uma deformação radial, característico de materiais deformáveis. Dessa forma, percebe-se a coerência entre o formato das curvas da Figura 47 com o modo de ruptura dos CPs.

A partir dos ensaios triaxiais CU é possível determinar os parâmetros de resistência totais de interesse da pesquisa. O resultado para o solo puro, presente em Cavalcante (2022), encontra-se na Figura 49, o qual apresenta a envoltória de ruptura desenhada a partir do traçado dos círculos de Mohr correspondentes aos três corpos de prova ensaiados por Cavalcante (2022). Já na Figura 50 está ilustrada a envoltória de ruptura correspondente ao solo melhorado, traçada a partir dos círculos de Mohr referentes aos quatro corpos de prova ensaiados para esta pesquisa.

Figura 48 – Ruptura dos corpos de prova com confinamento de 50 kPa (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d).



(a)



(b)



(c)

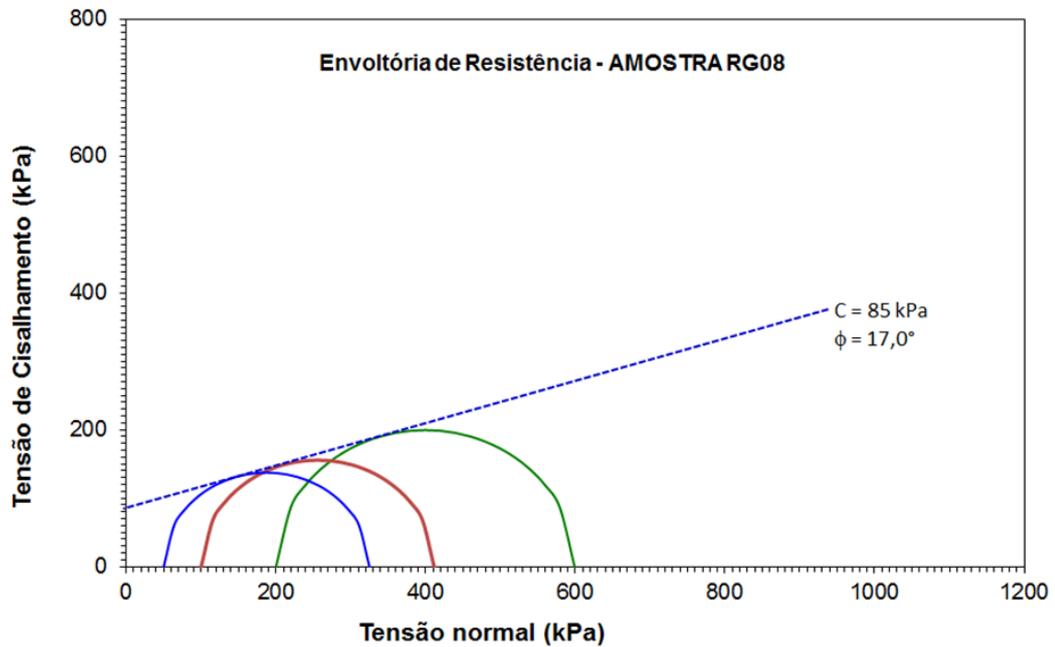


(d)

Fonte: AUTORA (2023).

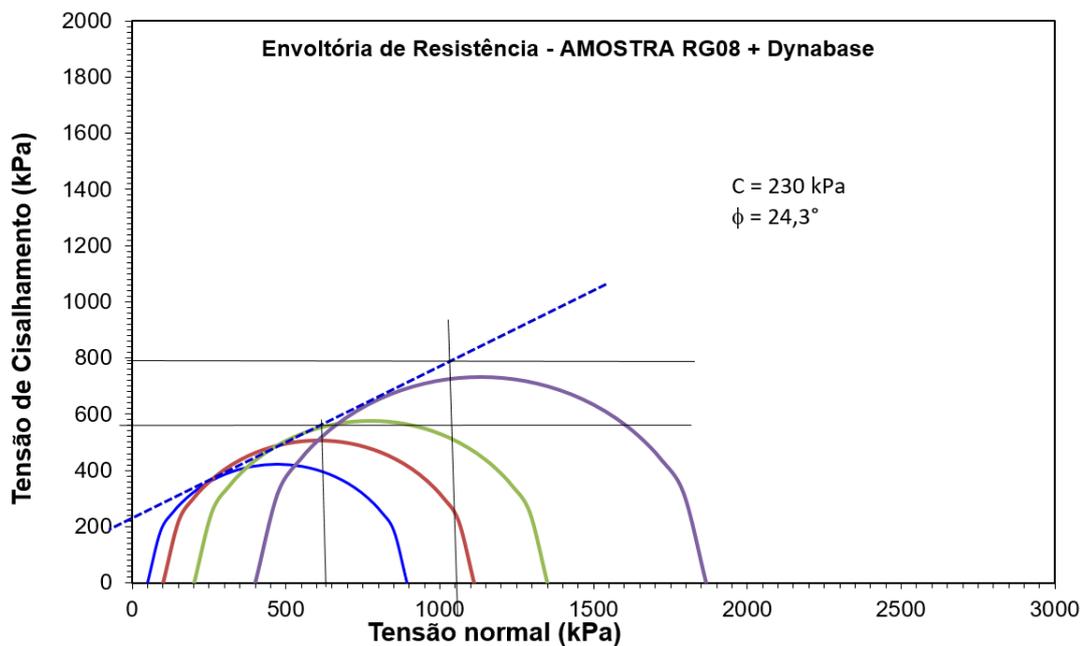
Tomando como base os resultados correspondentes ao solo puro, é possível tecer algumas considerações. Como apresentado no tópico de caracterização, o solo puro corresponde a uma argila com presença de areia. Dessa forma, levando em consideração as pontuações feitas por Pinto (2006) é possível notar coerência nos valores obtidos com a classificação do solo. Devido à presença da fração argilosa, o valor de intercepto coesivo é relativamente alto, mesmo sendo o solo puro. Além disso, em virtude do valor de ângulo de atrito, percebe-se um relativo entrosamento entre as partículas, graças as partículas arenosas e a compacidade com que o corpo de prova se encontrava.

Figura 49 – Envoltória de ruptura para o solo puro.



Fonte: CAVALCANTE (2022).

Figura 50 – Envoltória de ruptura para o solo melhorado.



Fonte: AUTORA (2023).

Comparando os resultados obtidos, percebe-se um aumento expressivo no valor de intercepto coesivo. Em contrapartida, o ângulo de atrito apresentou um aumento pouco significativo, caso comparado com o aumento do intercepto coesivo. Portanto, o resultado

obtido está coerente com valores alcançados por Sachetti (2014), Junior (2011) e Aguiar (2014). Uma suposição que pode ser levantada em relação ao aumento no ângulo de atrito é referente a aglutinação das partículas argilosas, tornando a área de contato maior e permitindo um melhor entrosamento entre os grãos.

É de suma importância destacar que os corpos de prova foram moldados com 07 dias de cura e mesmo assim o aumento no intercepto coesivo foi considerável. Pode-se afirmar então que o estabilizante químico utilizado nesta pesquisa fornece elevado aumento no intercepto coesivo em poucos dias, semelhante ao cimento, como apresentado por Sachetti (2014). Isso se deve à característica cimentante que ambos materiais possuem.

3.4 FATOR DE SEGURANÇA

Com o objetivo de verificar as alterações no fator de segurança causadas pela mudança nos parâmetros de resistência, a seção típica da Figura 41 foi utilizada.

Como se tratava de um estudo preliminar, os parâmetros conservativos adotados para a solução foram obtidos por correlações empíricas. Porém, para este trabalho, com intuito de comparar as análises de estabilidade com o solo puro, foram utilizados os parâmetros de resistência obtidos por Cavalcante (2022) no corpo do aterro.

A declividade padrão da seção típica é de 1:1,5 (V:H). Pode-se observar a representação do solo de fundação, como também a aplicação do colchão drenante. Os parâmetros adotados para as camadas, exceto aterro compactado, estão presentes na Tabela 10.

Tabela 10: Parâmetros de resistência adotados para as camadas de fundação e tapete drenante.

Amostra	Modelo	Peso específico (kN/m ³)	Ângulo de atrito (°)	Intercepto coesivo (kPa)
Argila Siltosa Mole	Undrained	15	0	10
Argila Siltosa	Mohr-Coulomb	15	15	20
Areia (colchão drenante)	Mohr-Coulomb	18	30	0
Impenetrável	Bedrock	-	-	-

Fonte: GEOTEC (2020).

Os parâmetros utilizados para o corpo de aterro com solo puro e solo melhorado estão presentes na Tabela 11, de acordo com os resultados obtidos nos ensaios deste trabalho e de Cavalcante (2022). Os valores de peso específico foram obtidos multiplicando a massa específica aparente seca máxima pela aceleração da gravidade ($g = 10 \text{ m/s}^2$).

Tabela 11: Parâmetros de resistência totais obtidos através de ensaios para o solo puro e solo melhorado.

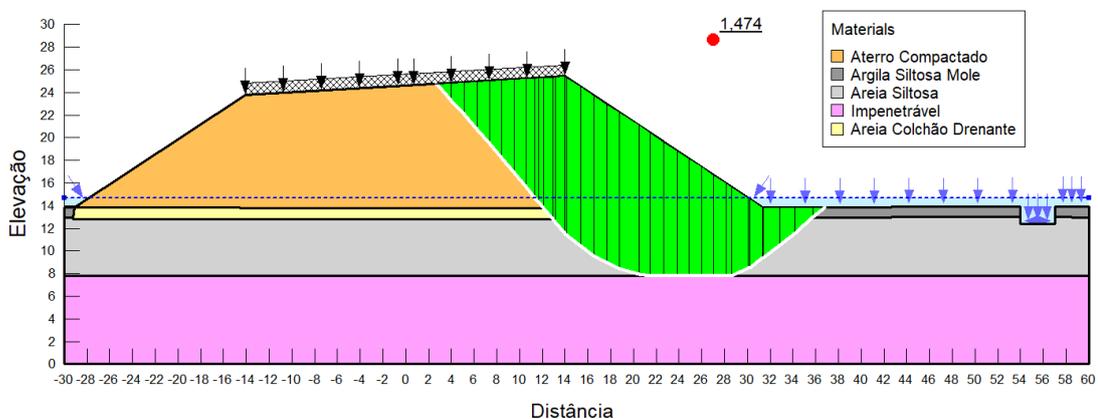
Amostra	Modelo	Peso específico (kN/m^3)	Ângulo de atrito ($^\circ$)	Intercepto coesivo (kPa)
*Solo puro	Mohr-Coulomb	19,40	17	85
Solo melhorado	Mohr-Coulomb	18,50	24,3	230

Fonte: *CAVALCANTE (2022) e AUTORA (2023).

Após realizar as análises com auxílio do software, é possível notar um aumento considerável no fator de segurança do aterro rodoviário, ao observar a Figura 51 e Figura 52. Esse comportamento era esperado, já que é de conhecimento prévio a influência do intercepto coesivo no fator de segurança, como observado por Gerscovich (2016) nas deduções matemáticas. Ao observar o formato da superfície de ruptura em ambas as análises, é possível deduzir a influência que as camadas de fundação proporcionam à estabilidade. Nota-se também que as duas superfícies faceiam a camada impenetrável.

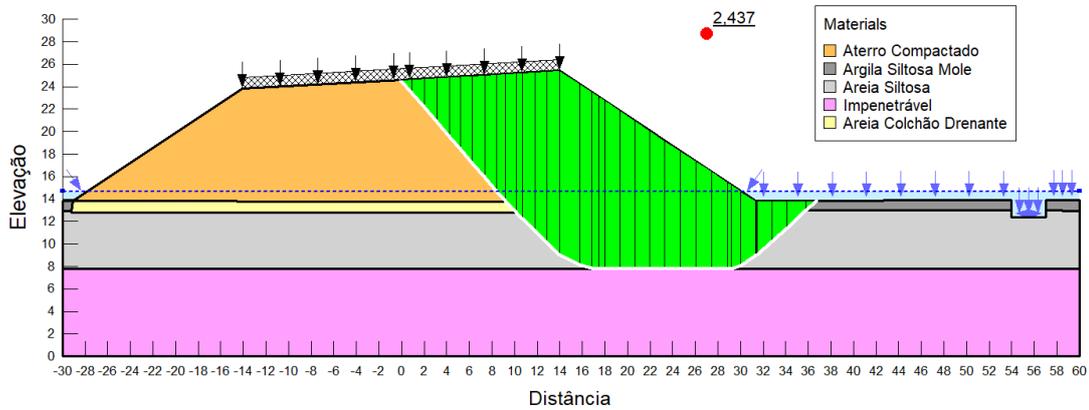
Levando em consideração a NBR 11682 (ABNT, 2009), percebe-se que as duas situações atendem o valor de 1,5 de fator de segurança máximo estabelecido pela norma, que para o solo puro torna-se 1,5 ao aproximar para uma casa decimal.

Figura 51 – Fator de segurança com solo puro (1:1,5).



Fonte: AUTORA (2023).

Figura 52 – Fator de segurança com solo melhorado (1:1,5).

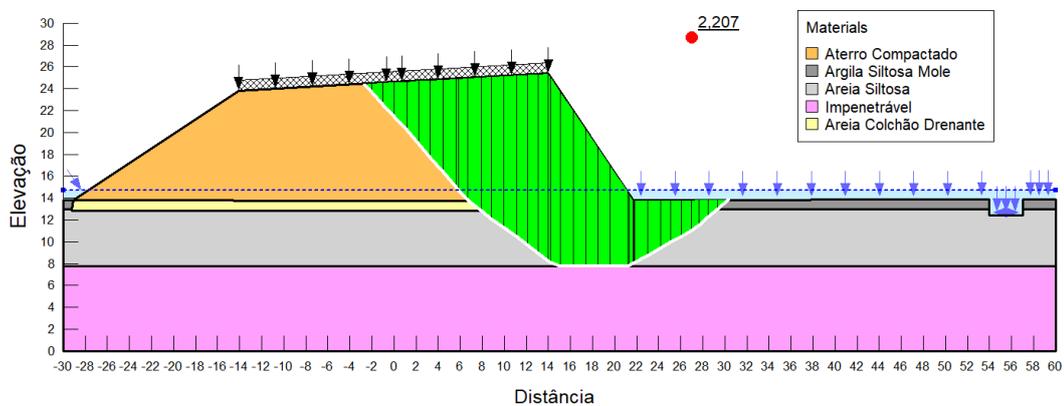


Fonte: AUTORA (2023).

Ao inverter a declividade do talude para 1,5:1 (V:H) (Figura 53), percebe-se diminuição do fator de segurança não muito significativa, destacando assim a influência que o aumento no intercepto coesivo causou no talude.

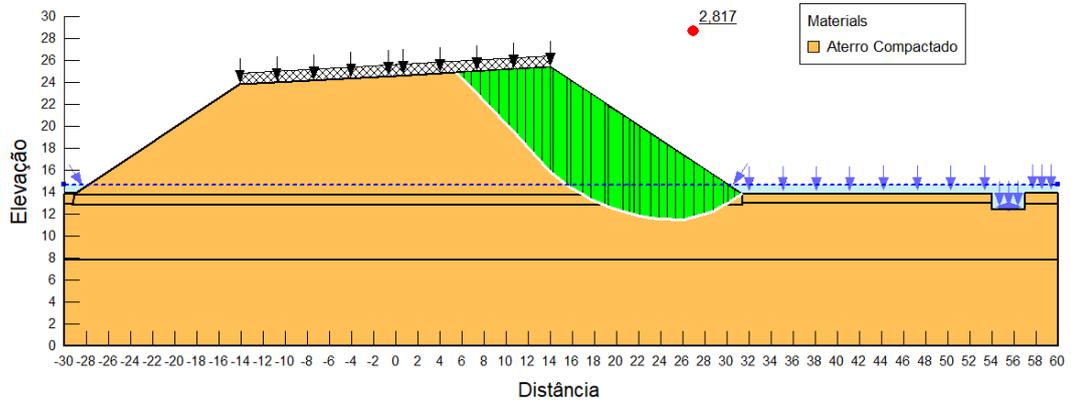
Dessa forma, somente com o objetivo de observar o total potencial da estabilização do solo com o estabilizante químico, as camadas de fundação foram todas substituídas pelo solo de aterro. Como esperado, o formato da superfície de ruptura tornou-se mais circular e menos profundo à fundação, como ilustra a Figura 54 e Figura 55. Além disso, o aumento no fator de segurança foi de 3,903, enquanto que para a situação anterior o aumento foi de 0,963.

Figura 53 – Fator de segurança com solo melhorado e mudança na inclinação (1,5:1).



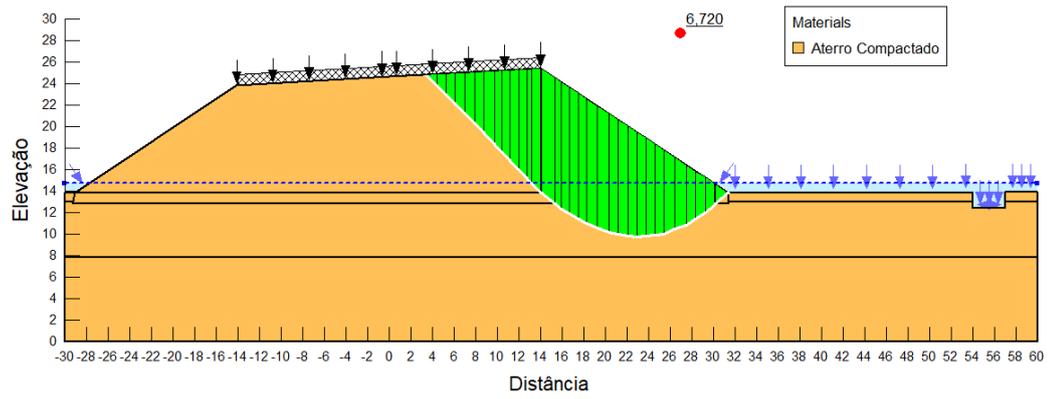
Fonte: AUTORA (2023).

Figura 54 – Fator de segurança com solo puro no aterro e fundação (1:1,5).



Fonte: AUTORA (2023).

Figura 55 – Fator de segurança com solo melhorado no aterro e fundação (1:1,5).



Fonte: AUTORA (2023).

CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com os resultados obtidos, foi possível observar as mudanças adquiridas nos parâmetros de resistência ao se estabilizar um solo com o produto dynabase. Desse modo, as seguintes conclusões puderam ser apontadas:

- 1) Adição do estabilizante químico pouco altera o peso específico máximo e umidade ótima do solo;
- 2) Houve diminuição da plasticidade do solo com a introdução do estabilizante químico;
- 3) Comprovação do comportamento cimentante do estabilizante químico a partir do aumento da tensão desviadora de ruptura para uma mesma tensão confinante;
- 4) O estabilizante químico altera o comportamento mecânico deformável do solo, tornando o mesmo rígido para tensões confinantes abaixo da tensão de cedência;
- 5) Verificação da correlação entre a forma de ruptura dos corpos de prova com o formato da curva tensão desvio x deformação, verificando a presença de pico de tensão para o corpo de prova que apresentou ruptura rígida;
- 6) Pouco tempo de cura é necessário para a observação de mudanças consideráveis, caso comparado com a cal;
- 7) Em solos cimentados, o ângulo de atrito é pouco alterado, caso comparado com o aumento do intercepto coesivo;
- 8) Aumento no fator de segurança na análise de estabilidade de taludes ao utilizar os parâmetros obtidos pelo solo melhorado.

Portanto, ficou comprovado que o estabilizante químico dynabase proporciona aumento representativo no intercepto coesivo para a faixa de tensão em estudo, para o solo estudado.

Para pesquisas futuras, sugere-se realizar comparações para um mesmo solo melhorado com dynabase e cimento. Além disso, ensaios de compressão simples podem ser realizados para determinação da coesão das misturas. Por fim, a realização de ensaios prevendo a influência da água poderiam enriquecer o conhecimento referente ao melhoramento proporcionado pelo estabilizante químico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AGUIAR, L. A. de. **Análise do comportamento mecânico de solos compactados e estabilizados quimicamente para uso em barragens**. Tese de doutorado. Universidade de Brasília, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro. 2009. 33p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6457**: Amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro. 2016. 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, de massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro. 2016. 10p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro. 2016. 5p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro. 2016. 3p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7181**: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro. 2016. 12p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro. 2016. 9p.
- ASTM. **D-4767-11: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. New York. 2020.
- BEER, F. P. et al. **Mecânica dos Materiais**. 2011, tradução da 5ª Edição. Ed. McGraw Hill, Porto Alegre, AMGH, 799p.
- BISHOP, A. W.; BJERRUM, L. **The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems, Proceedings, Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils**, ASCE, p. 437-501, 1960 In DAS, B. J. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 2013, tradução da 7ª Edição norte-americana, Ed. Cengage Learning, São Paulo, SP, 610p.
- CAVALCANTE, E. H. **Relatório Final N° 022/2022**. 2022, EdificarSe Arquitetura e Engenharia, São Cristóvão, SE, 22p.
- COULOMB, C. A. **Essai sur une applicarion des regles de Maximums et Minimis á quelques Problèmes de Statique, relatifs á l'Architecture, Memoires de Mathematique et de Physique, Présentés, á l'Academic Royale des Sciences**, Paris, v.p. 3, 38, 1776 In DAS, B. J. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 2013, tradução da 7ª Edição norte-americana, Ed. Cengage Learning, São Paulo, SP, 610p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **DNER-ME 228/94**: Solos – compactação em equipamento miniatura. Rio de Janeiro: DNER, 1994. 14p.

DYNABASE COMERCIO DE PRODUTOS ESTABILIZANTES LTDA. **Dynabase Estabilizante de solo**. Penápolis, São Paulo. Disponível em: <<https://www.dynabase.com.br/produto>>. Acesso em: 01 fev. 2023.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas – aplicações na estabilidade de taludes**. 2009, 2ª Edição, Ed. UFPR e Oficina dos Textos, Curitiba, PR, 604p.

GEOINFO. **Mapa exploratório – reconhecimento de solos do estado de Sergipe**. 2018. Disponível em: <http://geoinfo.cnps.embrapa.br/layers/geonode%3Asolos__sergipe_wgs84>. Acesso em: 01 fev. 2023.

GEOTEC. **Relatório de consultoria geotécnica – Duplicação da rodovia BR-101 (acesso Siriri)**. 2020, Geotec Consultoria e Serviços LTDA, Aracaju, SE, 41p.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de taludes**. 2016, 2ª ed., Oficina dos Textos, São Paulo, 196p.

JACOMINE, P. K T. et al. **Levantamento exploratório - reconhecimento de solos do estado de Sergipe**. Recife, EMBRAPA, Centro de Pesquisas Pedológicas, 1975.

JUNIOR, L. da S. L. **Metodologia de previsão do comportamento mecânico de solos tratados com cal**. Tese de Doutorado. PPGEC/UFRGS, 2011.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. **The general and congruente effects of structures in natural soils and weak rocks**. Geotechnique, 40(3), 467-488, 1990 In MARTINS, F. B. **Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado**. Tese de Doutorado. PPGEC/UFRGS, 2001.

MACCARINI, M. **Laboratory studies of weakly bonded artificial soil**. PhD Thesis, University of London, 1987 In MARTINS, F. B. **Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado**. Tese de Doutorado. PPGEC/UFRGS, 2001.

MARTINS, F. B. **Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado**. Tese de Doutorado. PPGEC/UFRGS, 2001.

MOHR, O. **Welche Umstände Bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materiales? Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure**, v. 44, p. 1524-1530, p. 1572-1577, 1900 In DAS, B. J. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 2013, tradução da 7ª Edição norte-americana, Ed. Cengage Learning, São Paulo, SP, 610p.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 2006, 3ª Edição. Ed. Oficina de textos, São Paulo, SP, 362p.

ROGÉRIO, P. R. **Cálculo da estabilidade de taludes pelo método de Bishop simplificado**. 1976, Edgard Blucher, São Paulo.

SACHETTI, A. S. **Nova abordagem para previsão de parâmetros de resistência ao cisalhamento de uma areia artificialmente cimentada**. Dissertação de Mestrado. PPGEC/UFRGS, 2014.

VILLIBOR, D. F. et. al. **Pavimentação de Baixo Custo para Vias Urbanas**. 2ª Edição, São Paulo: Arte & Ciência, 2009, 196 p.