

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

BRUNA ANIBLE SOST

ÉERICA GOMES MENDES

**DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE RUPTURA DE TALUDES NA CIDADE DE
CASCAVEL – PR**

CASCAVEL - PR

2018

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

BRUNA ANIBLE SOST

ÉERICA GOMES MENDES

**DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE RUPTURA DE TALUDES NA CIDADE DE
CASCAVEL – PR**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Professor Orientador: Mestre Engenheiro Civil Maycon André de Almeida.

CASCAVEL - PR

2018

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

BRUNA ANIBALE SOST

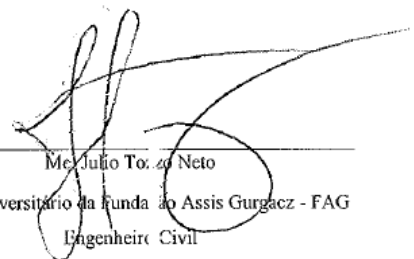
ÉRICA GOMES MENDES

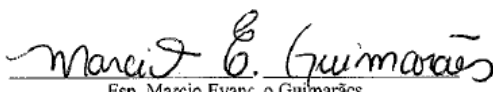
**DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE RUPTURA DE TALUDES NA CIDADE DE
CASCAVEL - PR.**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Mestre Engenheiro Civil Maycon André de Almeida.

BANCA EXAMINADORA


Orientador Prof. M^c. Maycon André de Almeida
Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz - FAG
Engenheiro Civil


Mr. Julio Torzo Neto
Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz - FAG
Engenheiro Civil


Esp. Marcio Evandro Guimarães
Centro Universitário da Fundação Assis Gurgacz - FAG
Engenheiro Civil

Cascavel, 01 dezembro de 2018.

DEDICATÓRIA

Dedicamos este trabalho aos nossos pais,
familiares e amigos mais próximos, que
realmente souberam das nossas batalhas.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos sobre tudo a Deus, que nunca nos abandonou no decorrer dessa jornada nos iluminando, nos guiando para tornar esse sonho possível.

Aos senhores Celso Luiz Sost e Jussara B. Anible Sost, pais de Bruna, que foram os responsáveis por esta conquista e tornaram esse sonho possível. Por todo o trabalho, paciência, empenho, carinho e incentivo em todas as fases desta jornada.

Aos senhores Agenor Grotto Mendes e Lucimara Aparecida Gomes Mendes, pais de Érica, por entenderem sua ausência, e ainda assim sempre a apoiaram, e nunca mediram esforços para que pudesse alcançar esse sonho.

Ao professor e orientador Me. Eng. Maycon André de Almeida, pela confiança em nosso trabalho, por nunca medir esforços em nos ajudar, por sua paciência e dedicação ao longo desse trabalho e por sempre compartilhar seu conhecimento conosco.

Ao funcionário da SOLITEC, Juliano, por nos auxiliar durante as coletas de amostras.

A toda equipe de funcionário do Centro Universitário FAG, em especial a equipe do laboratório pelo auxílio e paciência durante todas as práticas deste trabalho.

Aos amigos de longa data que sempre entenderam nossas ausências e nos incentivaram ao longo desta caminhada.

Aos amigos de graduação que estiveram juntos durante esses cinco anos dos quais pudemos partilhar momentos, conhecimento, experiências que contribuirão para nossa formação como Engenheiras Cívicas.

RESUMO

Devido ao crescimento populacional no município de Cascavel-PR tornou-se necessário a expansão territorial o que impulsionou a execução de construções em áreas com maiores declives e propensas a deslizamentos de maciços de solos, causadas quando ultrapassam as tensões cisalhantes do solo. A instabilidade dos taludes pode causar diversos prejuízos financeiros além de colocar em risco a vida da população, tendo em vista esses fatores se faz necessário o estudo para determinação do potencial de ruptura dos taludes. Os estudos dos taludes foram realizados através de indicações, onde verificou-se as condições dos taludes por meio de análise visual, levando em conta fatores como, a existência de vegetação, a inclinação, altura e se apresenta risco a quem frequenta os locais, posteriormente efetuou-se as coletas de pelo menos três amostras indeformadas de cada talude para execução dos ensaios triaxiais adensado não-drenado (*CU – consolidated undrained*) no laboratório de mecânica dos solos do Centro Universitário Assis Gurgacz. Para avaliação da estabilidade do talude foi empregado o programa Geoslope 2018R2 e utilizado os métodos *Bishop*, *Fellenius*, *Janbu*, *Morgenstern* e *Corps of Engineers* a fim de avaliar as diferenças entre eles. Identificado o perfil mais crítico de cada talude, obteve-se os fatores de segurança, no qual o talude 03 e 01 pelo método de *Corps of Engineers* não atingiu o fator de segurança mínimo que a NBR 11682/91 recomenda que é de 1,5, já o talude 02 resultou em fatores de segurança admissíveis por todos os métodos. Não é possível afirmar que o talude 03 apresenta risco real, já que apenas um dos métodos apresentou FS inferior ao exigido além da existência de uma estabilização temporária no talude. O Geoslope 2018R2 mostrou-se uma ferramenta interessante e uma boa aliada na análise de estabilidade de taludes, desde que seja possível obter dados reais do local a ser analisado.

Palavras chave: Estabilidade de taludes. Ensaios triaxiais. Modelagem numérica.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01 – Composição do solo.	20
Figura 02 – Solo meio particulado.	22
Figura 03 – Deslizamento por atrito.....	23
Figura 04 – Determinação das tensões num plano genérico por meio do círculo de Mohr. ...	24
Figura 05 – Representação do critério de ruptura de Coulomb.....	25
Figura 06 – Representação do critério de ruptura de Mohr.....	26
Figura 07 – Esquematização do ensaio de cisalhamento direto.	27
Figura 08 – Esquematização do sistema de ensaio triaxial.	28
Figura 09 – Curvas granulométricas do solo do CEEF com e sem defloculante.	33
Figura 10 – Ensaio de sondagem SPT do CEEF.....	34
Figura 11 – Mapa de localização dos taludes na Cidade de Cascavel – PR.....	36
Figura 12 – Localização do talude 01.....	36
Figura 13 – Talude 01.	37
Figura 14 – Localização do talude 02.....	37
Figura 15 – Talude 02.	38
Figura 16 – Localização do talude 03.....	39
Figura 17 – Talude 03.	39
Figura 18 – Molde utilizado para extração da amostra.	40
Figura 19 – Cravação do molde.....	41
Figura 20 – Remoção das amostras com o extrator de amostras.....	42
Figura 21 – Armazenamento das amostras.....	42
Figura 22 – Equipamento para compressão triaxial	43
Figura 23 – Câmara cilíndrica com corpo de prova.	43
Figura 24 – Posicionamento e montagem do corpo de prova na câmara.	43
Figura 25 – Quadro de pressões.	44
Figura 26 – Superfície crítica.	46
Figura 27 – Diagrama de fatias.	46
Figura 28 – Envoltória de Mohr-Coulomb com 3 ensaios do Talude 01.	47
Figura 29 – Envoltória de Mohr-Coulomb com 3 ensaios do Talude 02.	48
Figura 30 – Envoltória de Mohr-Coulomb com 3 ensaios do Talude 03	49
Figura 31 – Círculo de deslizamento com menor fator de segurança do talude 01.....	50
Figura 32 – Círculo de deslizamento com maior fator de segurança do talude 01.	50

Figura 33 – Círculo de deslizamento com menor fator de segurança do talude 02.....	52
Figura 34 – Círculo de deslizamento com maior fator de segurança do talude 02.	52
Figura 35 – Círculo de deslizamento com menor fator de segurança do talude 03.....	Erro!
Indicador não definido.	
Figura 36 – Círculo de deslizamento com maior fator de segurança do talude 03.	Erro!
Indicador não definido.	

LISTA DE TABELA

Tabela 01 – Escala Granulométrica.....	18
Tabela 02 – Principais índices físicos.....	21
Tabela 03 – Resumo das camadas de solo do CEEF.....	34
Tabela 04 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento, ao longo da profundidade.....	35
Tabela 05 – Dados usados no <i>Software</i> SLOPE/W.....	49
Tabela 06 – Dados obtidos a partir do <i>software</i> SLOPE/W.....	51
Tabela 07 – Coesão das Argilas.....	51
Tabela 08 – Dados obtidos a partir do <i>software</i> SLOPE/W.....	52
Tabela 09 – Dados obtidos a partir do <i>software</i> SLOPE/W.....	53
Tabela 10 – Dados obtidos a partir do <i>software</i> SLOPE/W.....	54

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

BPM – Batalhão do Paraná Militar

CD – *Consolidated-drained*

CEEF – Campo Experimental do Centro Universitário Assis Gurgacz

CU – *Consolidated undrained*

DER – Departamento de Estrada de Rodagem

FS – Fator de Segurança

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

IP – Índice de Plasticidade

SLOPE/W – *Software* da Produtora GeoStudio

SPT – Standard Penetration Test

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

TBR – Sistema de Classificação Rodoviário

UU – *Unconsolidated undrained*

γ_d – Peso específico seco

γ_{sat} – Peso específico saturado

c – Coesão

e – Índice de Vazios

ϕ – Ângulo de atrito

P – Peso total da amostra

P_w – Peso da água.

V – Volume total

V_a – Volume de ar

V_s – Volume de partículas

V_v – Volume de vazios

V_w – Volume de água

σ – Tensão normal;

G – Grau de Saturação

n – Porosidade

m – metros

w – Teor de umidade

γ – Peso específico natural

σ_1 – Carregamento axial

σ_3 – Pressão confinante

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	13
1.1. INTRODUÇÃO	13
1.2. OBJETIVOS	14
1.2.1 Objetivo geral	14
1.2.2 Objetivos específicos	14
1.3. JUSTIFICATIVA	14
1.4. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	15
1.5. FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	15
1.6. DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	16
CAPÍTULO 2	17
2.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1.1 Origem e formação dos solos	17
2.1.2 Caracterização do solo	17
2.1.3 Tipos de solo	18
2.1.3.1 Solos lateríticos	19
2.1.3.2 Solos colapsíveis	19
2.1.4 Índices físicos	20
2.1.5 Resistência ao cisalhamento	22
2.1.5.1 Atrito	22
2.1.5.2 Intercepto de Coesão	23
2.1.5.3 Critério de ruptura de <i>Mohr-Coulomb</i>	24
2.1.6 Ensaios para determinação da resistência de cisalhamento	27
2.1.6.1 Cisalhamento Direto	27
2.1.6.2 Ensaio de Compressão Triaxial	27
2.1.6.3 Método Equilíbrio Limite	29
CAPÍTULO 3	32
3.1. METODOLOGIA	32
3.1.1 Tipo e local da pesquisa	32
3.1.2 Caracterização do solo de Cascavel – PR	32
3.1.3 Identificação dos locais dos taludes	35
3.1.3.1 Talude 01	36
3.1.3.2 Talude 02	37

3.1.3.3 Talude 03	38
3.1.4 Coleta de amostras e execução de ensaios triaxiais.	40
3.1.5 Ensaio triaxial adensado-rápido	42
3.1.6 Modelagem Numérica.....	45
3.1.6.1 Procedimento	45
CAPÍTULO 4	47
4.1. RESULTADOS E DISCUSSÕES	47
4.1.1. Resultados dos ensaios triaxiais.....	47
4.1.1.1 Talude 01	47
4.1.1.2 Talude 02	48
4.1.1.3 Talude 03	48
4.1.2. Modelagem numérica	49
4.1.3. Análise de estabilidade	50
4.1.3.1. Talude 01	50
4.1.3.2. Talude 02	52
4.1.3.3. Talude 03	53
CAPÍTULO 5	55
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	55
CAPÍTULO 6	56
6.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	56
REFERÊNCIAS	57
ANEXOS	59

CAPÍTULO 1

1.1. INTRODUÇÃO

Os problemas de fundações e de obras de terra surgiram já nas antigas civilizações. Podem ser representadas pelas pirâmides do Egito, pelos templos da Babilônia, a Grande muralha da China, os aquedutos e as estradas do Império Romano. Os primeiros trabalhos encontrados sobre o comportamento dos solos vão ser encontrados somente a partir do Século XVII (CAPUTO, 2000).

Desde então a engenharia tem se preocupado em estudar o comportamento do solo, já que o mesmo recebe todos os esforços das construções. Para determinar a resistência do solo e sua capacidade de carga é necessário analisar o estado de tensão a que o mesmo está submetido. A resistência do solo é determinada basicamente por sua resistência ao cisalhamento, que é determinada a partir dos valores do intercepto de coesão e ângulo de atrito.

Quando o solo atinge sua tensão cisalhante máxima ocorrerá à ruptura do mesmo. Em taludes onde ocorre corte ou aterro de maciços de solo, quando não apresentadas medidas de estabilização, o talude pode apresentar movimentação de massas de solos lentos ou constantes, que são os principais problemas encontrados.

Caputo (2000) afirma que de um ponto de vista teórico, um talude se apresenta como uma massa de solo submetida a três campos de forças: ao peso, ao escoamento de água e à resistência ao cisalhamento.

A partir dessas afirmações se faz necessário o estudo dos solos em taludes e das condições de solo em seu estado natural na cidade Cascavel – PR. Para caracterização do solo pode ser usado a condução de ensaios triaxiais com amostras indeformadas coletadas em 3 taludes, aos quais foi determinado o potencial de ruptura por meio de análises numéricas através do *Software* Geoslope, facilitando o entendimento do comportamento desses taludes no aspecto de segurança e estabilidade, para que quando necessárias possam ser adotadas soluções construtivas adequadas para esses locais.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Determinar a possibilidade de ruptura de três taludes na cidade de Cascavel – PR realizando ensaios triaxiais e modelagem numérica no *software* SLOPE/W.

1.2.2 Objetivos específicos

Identificar áreas de instabilidade conforme indicações de engenheiros e arquitetos, analisando a relação de sua altura e inclinação;

Realizar ensaios triaxiais não drenados com pelo menos 3 amostras indeformadas de cada talude;

Realizar a modelagem de taludes, simulando a ruptura do solo em condições de campo com o uso do *software* SLOPE/W.

1.3. JUSTIFICATIVA

Os escorregamentos podem ocorrer de quase todas as maneiras possíveis: lenta ou bruscamente com ou sem qualquer provocação aparente. Geralmente são decorrentes de escavações, ou do aumento excessivo da pressão da água intersticial. O excesso de água livre no material pode prejudicá-lo tornando-o desprovido de resistência ao cisalhamento, bem comum após estações chuvosas (CHIOSSI, 2013).

Por meio dessa pesquisa foi possível assimilar o modo como o solo se comporta na prática, comparando e analisando através da literatura, para assim obter o conhecimento sobre análise de taludes e seu comportamento natural que poderá ser aplicado ao longo da vida profissional.

A instabilidade de taludes naturais causa diversos prejuízos financeiros, além de colocar em risco a vida da população. Isso acontece devido a fatores, em função das variações de pressão neutra, remoção de cobertura vegetal do terreno e a inclinação dos mesmos.

Devido à necessidade de expansão do município, se faz necessário a construção em áreas com maiores declividades e com propensão a deslizamentos de maciços de solos, causadas quando ultrapassam as tensões cisalhantes do solo. A partir da determinação desses parâmetros de resistência é possível permitir que engenheiros possam adotar soluções construtivas adequadas para as áreas analisadas, além de fornecer ao município informações da localização e segurança desses taludes.

1.4. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Dentre os três taludes escolhidos da cidade de Cascavel – PR, qual o risco que cada um apresenta considerando os resultados de 5 métodos da modelagem numérica pelo *software* Geoslope2018R2?

1.5. FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

Segundo o Departamento de Estradas de Rodagem (DER) considera-se taludes-padrão de 1,5 (horizontal) para 1(vertical) no qual é considerado estável, e os terrenos com possibilidade de escorregamentos apresentam a relação 1:1. E a partir de experiências realizadas com talude-padrão em cortes de terrenos desfavoráveis como são os casos de argilas moles e solos argilosos com bolsas de areias, as escavações mesmo que rasas, podem causar movimento dos solos (CHIOSSI, 2013).

Dessa maneira o solo argiloso em qualquer que seja a inclinação pode apresentar instabilidade, levando até a ruptura do solo. Com base nessa hipótese os estudos de taludes fazem-se necessários.

1.6. DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A determinação de potencial de ruptura de taludes foi limitada ao perímetro urbano de Cascavel – PR, selecionando áreas de taludes com declividades que apresentaram inclinação próxima ou maior que 45° , pois de acordo com o que o DER-PR afirma, esses são taludes com possibilidade de escorregamento.

A área selecionada foi determinada através de inspeção visual juntamente com medição por meio do levantamento topográfico. Para a realização dos ensaios, foi necessária a coleta de 10 a 15 amostras indeformadas de cada talude, para realizar ensaios triaxiais adensado não drenado que duraram aproximadamente 4 horas.

A ferramenta utilizada para realização da modelagem numérica geotécnica de taludes foi o *software* Geoslope 2018R2, que utiliza dados reais obtidos por meio dos ensaios, para determinar os fatores de segurança dos taludes, possibilitando assim a escolha do melhor método de contenção para um futuro dimensionamento e evitando dessa forma possíveis deslocamentos de massas.

CAPÍTULO 2

2.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1 Origem e formação dos solos

As partículas sólidas que compõem os solos são compostas de minerais, com uma substância orgânica e natural de composição química e estruturas definidas que são divididas em três grandes grupos: magmáticas, ígneas e sedimentares (CAPUTO, 2000).

As propriedades físicas do solo são determinadas pelos minerais constituintes e pela rocha a partir da qual esse solo é derivado. Todos os solos são resultados da decomposição das rochas que inicialmente constituíram a crosta terrestre (PINTO, 2006). Outro fator determinante para formação é o intemperismo ou meteorização das rochas, por desintegração mecânica ou decomposição química (CAPUTO, 2000).

O intemperismo físico é a fragmentação da rocha em pedaços menores sem que haja alteração na composição química e pode ser causado pela expansão e contração de rochas devido à variação de temperatura, que resulta em extrema desintegração. Já o intemperismo químico originam novos minerais a partir da rocha original por meio de reações químicas (DAS, 2007).

2.1.2 Caracterização do solo

As principais características que diferenciam os solos é o tamanho das partículas e a forma, essas propriedades são resultado principalmente do intemperismo físico e químico que sofreram ao longo de sua formação. Em um solo, normalmente é composto por partículas de diversos tamanhos e não sendo possível identificar as partículas individualmente a olho nu.

Por meio de ensaio de granulometria pode-se denominar as faixas de tamanhos de grãos adotados pela ABNT NBR 6502 (1995), na Tabela 01 é apresentada as terminologias adotadas pela norma, a partir dos resultados do ensaio as duas maiores frações de solo das amostras determinarão a nomenclatura do solo (PINTO, 2006).

Tabela 01 – Escala Granulométrica.

Escala Granulométrica	
Fração	Limites definidos pela ABNT
Matacão	de 20 cm a 1 m
Pedra	de 6,0 cm a 20 cm
Pedregulho	de 2,0 mm a 6,0 cm
Areia Grossa	de 0,6 mm a 2,0 mm
Areia Média	de 0,20 mm a 0,6 mm
Areia Fina	de 0,06 mm a 0,2 mm
Silte	de 0,002 mm a 0,06mm
Argila	inferior a 0,002 mm

Fonte: Pinto (2006).

Das (2007) explica sobre outra característica muito importante dos grãos que é a sua forma, que é tão importante quanto sua distribuição granulométrica, porque ela influencia significativamente nas propriedades dos solos.

2.1.3 Tipos de solo

A classificação dos solos pela origem é um complemento importante para o conhecimento das ocorrências e para a transmissão de conhecimentos acumulados, as quais são divididas em dois grandes grupos: solos residuais e solos transportados (PINTO, 2006).

Solos residuais são aqueles que se formam da decomposição das rochas que se encontram no próprio local em que se formaram. Para que os solos residuais se formem é necessário que a velocidade de decomposição da rocha seja maior do que a velocidade da remoção dos agentes externos (PINTO, 2006). Dentre os solos residuais merecem destaque os solos lateríticos, os expansivos e os porosos, assim denominados pelo fato da porosidade ser extremamente elevada. São designados como “solos colapsíveis”, pois em determinadas condições de umidade sua estrutura quebra-se, dando origem a elevados recalques das obras que assentam sobre eles (CAPUTO, 2000).

Solos transportados são aqueles que foram levados ao seu atual local por algum agente de transporte. Solos formados por ação da gravidade dão origem a solos coluvionares,

formando nos pés do talude, com massas de materiais muito diversos, sujeito a movimentações de rastejo. Solos aluvionares são resultantes do carregamento pela água. Sua constituição depende da velocidade das águas no momento de deposição. O transporte pelo vento dá origem aos depósitos eólicos, provocando arredondamento das partículas, em função do seu atrito contínuo. Solos glaciais originam-se pelo transporte por geleiras, com pequena ocorrência no Brasil (PINTO, 2006).

Solos orgânicos são solos que contêm uma quantidade apreciável de matéria decorrente de decomposição, que pode ter de origem vegetal ou animal. Normalmente argilas ou areias finas, os solos orgânicos são de fácil identificação pela cor escura e pelo odor característico. A norma norte-americana classifica com solo orgânico aquele que apresenta LL de uma amostra seca em estufa menor que 75% do LL de amostra natural sem secagem em estudo. Os solos orgânicos geralmente são problemáticos por serem compressíveis, apresentando elevado índice de vazios. Possuem baixa capacidade de suporte, por isso são considerados solos descartáveis como material de aterro (PINTO, 2006).

2.1.3.1 Solos lateríticos

No Brasil, a identificação dos solos lateríticos vem originalmente da evolução de solos em regiões de clima quente, com regime de chuva moderadas a intensas. Em prática, esse tipo de solo é geralmente encontrado não saturado e com índices de vazios elevados, por isso sua baixa capacidade de suporte. No entanto, quando compactados sua capacidade de suporte é elevada e apresenta contração se o teor de umidade diminuir, mas não apresenta expansão na presença de água. Solos lateríticos têm sua fração de argila constituída predominante de minerais caulinítidos e apresentam elevada concentração de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos, com coloração vermelha. Esses sais encontram-se, geralmente, recobrimo agregações de partículas argilosas.

2.1.3.2 Solos colapsíveis

Solos colapsíveis são solos não saturados que apresentam uma considerável e rápida compressão quando submetido a um aumento de umidade sem que varie a tensão total a que estejam submetidos. Esse fenômeno da colapsividade é geralmente estudado por meio de ensaios de compressão endométrica. O colapso se deve à destruição dos meniscos capilares, responsáveis pela tensão de sucção, ou a um amolecimento do cimento natural que mantém as

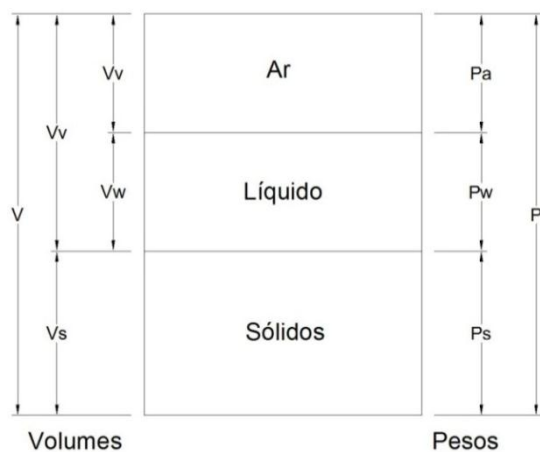
partículas e as agregações de partículas unidas. Fisicamente, o fenômeno do colapso está intimamente associado ao da perda de resistência dos solos não saturados. No Brasil é bastante frequente esse tipo de solo. Na cidade de São Paulo são conhecidas como argilas porosas vermelhas (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (1998) *apud* Medero (2005) o solo colapsível possui características de apresentar colapso em resposta à infiltração de água, sob cargas constantes ou não, o que ocasiona recalques bruscos e de grande magnitude. Os solos colapsíveis são parcialmente saturados e a tensão de sucção representa uma tensão efetiva a que o solo está submetido. Quando saturado, os meniscos capilares se desfazem, e a tensão efetiva diminui.

2.1.4 Índices físicos

Pinto (2006) explica que o volume total de uma massa de solo é composto por partículas sólidas que formam uma estrutura conforme mostrado na Figura 01. O volume restante é chamado de vazios, esses vazios podem ser preenchidos por ar ou água, logo se deve reconhecer que o solo é composto por três fases: partículas sólidas, água e ar.

Figura 01 – Composição do solo.



Fonte: Pinto (2006).

Onde:

V = Volume total de uma amostra de solo;

V_s = Volume de partículas;

V_v =Volume de vazios;

V_w = Volume de água;

V_a = Volume de ar;

P = Peso total da amostra;

P_s = Peso das partículas;

P_w = Peso da água.

O solo é composto pela quantidade relativa de cada uma das três fases (sólida, água e ar) a parte de volume total é ocupada pelas partículas sólidas, que se acomoda formando uma estrutura e o volume restante costuma ser chamado de vazios, embora esteja ocupado por água ou ar. Mas em princípio, as quantidades de água e ar podem variar, pois a evaporação pode diminuir a quantidade de água, substituindo-a por ar. Para identificar o estado que o solo se comporta, na Tabela 02 apresentam-se os índices que correlacionam os pesos e volumes das três fases (PINTO, 2006).

Tabela 02 – Principais índices físicos

Índices Físicos		
Nome	Símbolo	Equação
Índice de vazios (Adimensional)	e	$e = \frac{V_v}{V_s}$
Porosidade (%)	n	$n = \frac{V_v}{V}$
Grau de saturação (%)		$G = \frac{V_a}{V_v}$
Teor de umidade (%)	w	$w = \frac{P_a}{P_s}$
Peso específico natural (kN/m³)	γ	$\gamma = \frac{P}{V}$
Peso específico saturado (kN/m³)	γ_{sat}	$\gamma_{sat} = \frac{P}{V}$
Peso específico seco (kN/m³)	γ_d	$\gamma_d = \frac{P_s}{V}$

Fonte: Fiori e Carmignani (2009).

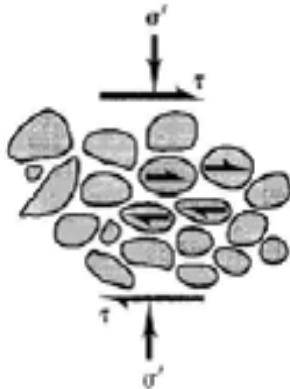
2.1.5 Resistência ao cisalhamento

Segundo Simons e Menzies (1981) quando o solo se rompe, o faz por meio de um mecanismo plástico de ruptura envolvendo o cisalhamento. A resistência ao cisalhamento de um solo provém somente da resistência estrutural, devido à resistência por atrito, gerada pelas forças entre partículas.

Pinto (2006) afirma que, a resistência ao cisalhamento de um solo define-se como a máxima tensão de cisalhamento que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, analisando os fenômenos de atrito e coesão.

Cavalcante (2006) descreve que a ruptura por cisalhamento ocorre quando as tensões entre as partículas são tais que deslizam ou rolam umas sobre as outras, como apresentada na Figura 02. Portanto, pode-se dizer que a resistência ao cisalhamento depende da interação entre as partículas, e esta interação pode ser dividida em duas categorias resistência: por atrito e resistência coesiva.

Figura 02 – Solo meio particulado.



Fonte: Cavalcante (2006).

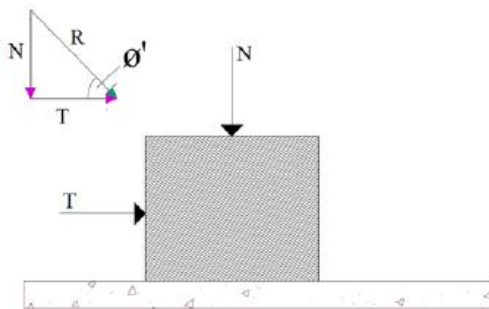
2.1.5.1 Atrito

Conforme Caputo (2000) diz, o atrito interno de um solo inclui-se não só o “atrito físico” entre partículas, como o “atrito fictício” proveniente do entrosamento de suas partículas. Nos solos não existe uma superfície nítida de contato, ao contrário, há uma infinidade de contatos pontuais.

A resistência por atrito entre partículas pode ser demonstrada por analogia como um problema de deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana horizontal. No caso das argilas, o número de partículas é muito maior, e a parcela de força transmitida em cada contato é extremamente reduzida, como as partículas de argilas são envolvidas por moléculas de água quimicamente adsorvida a elas, as forças de contato não são suficientes para remover essas moléculas de água, e são elas as responsáveis pela transmissão de forças (PINTO, 2006).

O ângulo de atrito pode ser formado entre a resultante das duas forças com a normal, nos solos é denominado ângulo de atrito interno. Conforme apresentado na Figura 03, o ângulo de atrito também controla o deslizamento do corpo ocasionado pela inclinação do plano de contato, alterando os componentes normal e tangencial ao plano do peso próprio (CAVALCANTE, 2006).

Figura 03 – Deslizamento por atrito



Fonte: Corrêa (2015).

Em relação às experiências realizadas de Cavalcante (2006) os corpos sólidos têm demonstrado que o ângulo de atrito (ϕ) é independente da área de contato e da componente normal.

2.1.5.2 Intercepto de Coesão

A parcela de coesão em solos sedimentares é muito pequena perante a resistência devida ao atrito entre os grãos. Entretanto, existem solos naturalmente cimentados por agentes

diversos, entre os quais os solos evoluídos pedologicamente, que apresentam parcelas de coesão real de significativo valor (PINTO, 2006).

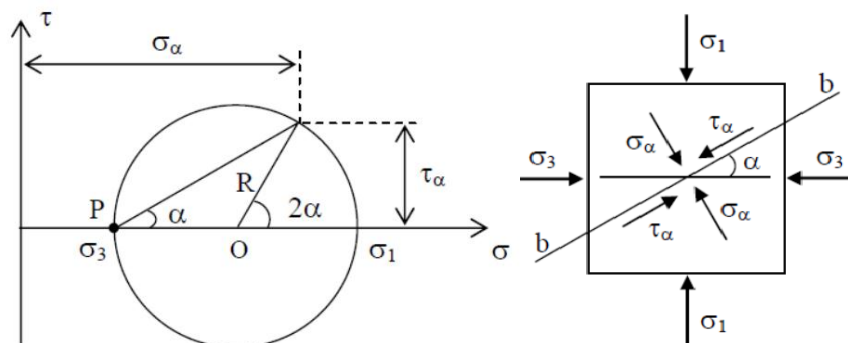
Quanto à coesão, distingue-se a coesão aparente e a coesão verdadeira. A coesão aparente é que causa aumento de resistência ao cisalhamento de um solo. Essa coesão é muito comum e fácil de identificar nas areias em contato com água. Podemos citar com o exemplo as esculturas de areias feitas na praia. A coesão verdadeira é uma parcela de resistência de cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devida à tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água (PINTO, 2006).

Fiori e Carmignani (2009) consideram materiais não coesivos (coesão nula) como exemplo de areia pura e pedregulho que podem se desfazer facilmente ao serem cortadas ou escavadas. O efeito de coesão nula pode ser incluindo na experiência da movimentação de um corpo sólido apoiado sobre a superfície horizontal.

2.1.5.3 Critério de ruptura de *Mohr-Coulomb*

O círculo de Mohr, apresentado na Figura 04, pode ser facilmente traçado quando são conhecidas as tensões verticais e horizontais num terreno com superfície horizontal, ou em dois planos quaisquer, desde que as tensões normais dos dois planos não sejam iguais (PINTO, 2006).

Figura 04 – Determinação das tensões num plano genérico por meio do círculo de Mohr.



Fonte: Pinto (2006).

Pinto (2006) afirma que os solos são submetidos a tensões devidas ao peso próprio e as cargas aplicadas. Com isso as tensões devidas ao peso têm valores consideráveis e não

podem ser desconsideradas quando a superfície do terreno é horizontal, por isso se aceita que a tensão atuante num plano horizontal a determinada profundidade seja normal ao plano.

Pinto (2006) diz que há diversas conclusões que podem ser obtidas sobre o círculo de Mohr. Dentre elas como a tensão máxima cisalhante, que ocorre em planos que formam 45° com os planos principais, e que sua tensão de cisalhamento máxima é igual à semisoma das tensões principais, e com planos ortogonais numericamente iguais, mas de sinal contrário.

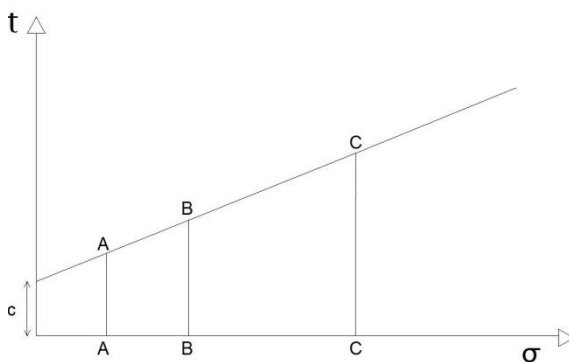
Das (2007) diz que, o princípio da tensão efetiva foi desenvolvido inicialmente por Terzaghi (1925-1936), e Skempton, que prosseguiu com o trabalho propondo a relação entre a tensão total e a tensão efetiva. O conceito mais importante na engenharia geotécnica é o princípio da tensão efetiva, pois a compressibilidade e resistência ao cisalhamento de um solo dependem muito da tensão efetiva.

Pinto (2006) afirma que a tensão efetiva é responsável pelo comportamento mecânico dos solos, e tensão neutra é a pressão da água provocada pela posição do solo em relação ao nível d'água.

Conforme Pinto (2006) os critérios de ruptura de Mohr e de Coulomb são os que melhor representam o comportamento do solo. Os dois critérios apontam para a importância da tensão normal, na qual um círculo de Mohr tangencia a envoltória.

O critério de Coulomb é expresso quando não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um determinado valor. Sendo coesão e ângulo de atritos constantes, e com uma tensão normal existente no plano de cisalhamento, que são representados por meio da Figura 05.

Figura 05 – Representação do critério de ruptura de Coulomb.



Fonte: Pinto (2006).

Com o gráfico é possível perceber que o intercepto de coesão apresenta um valor constante para um solo sob mesmas condições de pressão neutra, com um atrito entre grãos que é representado por um ângulo que inicia a relação da tensão normal com a resistência ao cisalhamento de um dado solo, conforme Equação 01.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (1)$$

Onde:

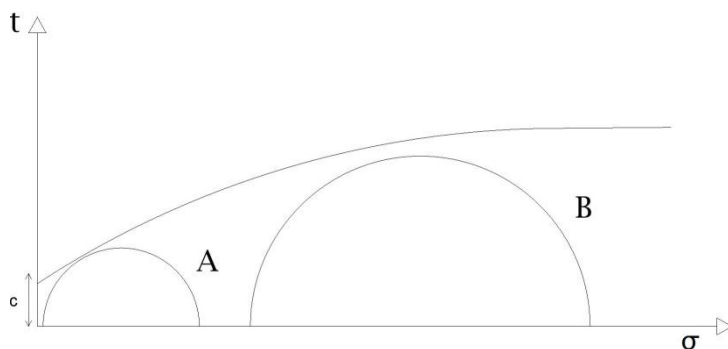
c = Intercepto coesivo;

σ = Tensão normal;

ϕ = Ângulo de atrito.

Já no critério de Mohr não há ruptura. Enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrarem no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura conforme apresentada na Figura 06 (PINTO, 2006). Formando uma reta como a envoltória de Mohr, seu critério de resistência fica análogo ao de Coloumb, justificando a expressão critério de Mohr-Coloumb, empregado na Mecânica dos Solos.

Figura 06 – Representação do critério de ruptura de Mohr.



Fonte: Pinto (2006).

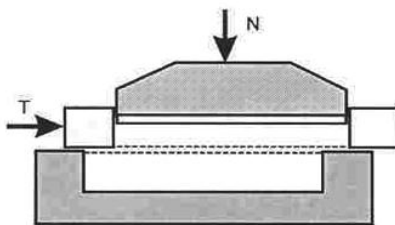
2.1.6 Ensaios para determinação da resistência de cisalhamento

2.1.6.1 Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para determinação da resistência de cisalhamento, que se baseia aos critérios de Coulomb. Aplicando-se uma tensão normal, conforme Figura 07, perpendicular ao plano horizontal e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006) o corpo de prova do solo é colocado parcialmente em uma caixa de cisalhamento, com sua metade do corpo de prova superior dentro do anel como mostra na Figura 07. Aplica-se uma força axial N e uma força tangencial T que é aplicada no corpo de prova. Assim seu valor irá aumentando gradativamente até que ocorra a ruptura do corpo de prova. As forças N e T indicam a tensões σ e τ que nele ocorrem. A tensão τ pode ser representada em função do cisalhamento com um deslocamento vertical durante o ensaio, indicando aumento ou a redução o volume durante o cisalhamento.

Figura 07 – Esquematização do ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Pinto (2000).

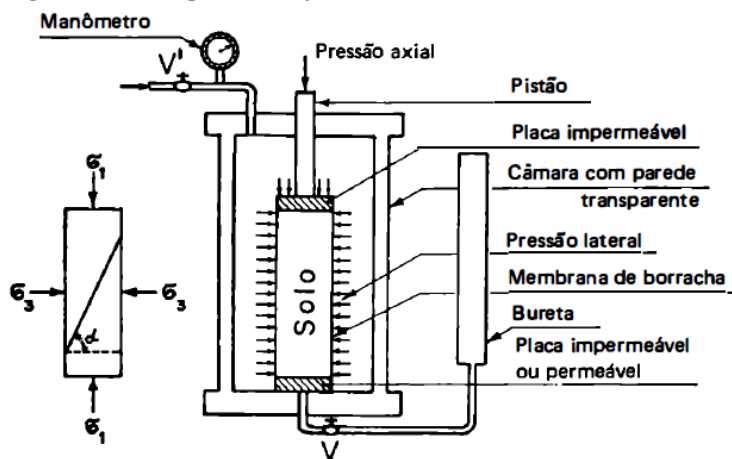
2.1.6.2 Ensaio de Compressão Triaxial

Das (2007) afirma que o ensaio de compressão triaxial é um dos mais confiáveis métodos disponíveis para determinação de resistência ao cisalhamento. A amostra é submetida a uma pressão de confinamento por compressão do fluido na câmara, então se aplica uma tensão axial por meio de uma haste de carregamento vertical. Vale ressaltar que o procedimento do ensaio é normatizado pela ASTM D 4675/95.

Simons e Menzies (1981) explicam que o corpo de prova é envolvido por uma membrana de borracha que é montada sobre uma pedra porosa a qual se apoia no pedestal

da base da célula. O par de pedras porosas é colocado entre a amostra, dessa forma durante o carregamento a água é liberada, ocorrendo assim à variação de volume. A amostra fica isolada pela membrana, enquanto é aplicada uma pressão confinante. Os dutos de contrapressão e pressão neutra são interligados com a base da célula conforme mostrado na Figura 09, permitindo assim que a água dos vazios da amostra se comunique por meio das pedras porosas. A contrapressão garante a saturação do corpo de prova de forma que se estingue as bolhas de água, como também qualquer variação de pressão neutra.

Figura 08 – Esquemática do sistema de ensaio triaxial.



Fonte: Caputo (2000).

A pressão confinante atua em todas as direções, o corpo de prova fica sob um estado hidrostático de tensões, seu carregamento axial é feito por meio de aplicação de forças no pistão que penetra na câmara, com uma carga medida por meio de um anel dinamométrico externo. Esse procedimento tem a vantagem de medir a carga efetiva aplicada no corpo de prova, eliminando o efeito do atrito do pistão na passagem da câmara. Durante o processo, mede-se o acréscimo de tensão axial que está atuando e a deformação vertical do corpo de prova (SIMONS E MENZIES, 1981).

A tensão normal como também é chamada a tensão axial, é aplicada por meio de uma haste de carregamento vertical até provocar a ruptura por cisalhamento no corpo de prova (DAS, 2007). As tensões desviadoras são representadas em função da deformação específica, indicando o valor máximo, que corresponde à ruptura, a partir do qual é definido círculo de Mohr (SIMONS E MENZIES, 1981).

No que se refere a diferentes condições de solicitação existentes nos maciços de solos que se encontram na prática, classifica-se os ensaios em três grupos, ensaio lento com drenagem (*CD – consolidated-drained*), ensaio rápido sem drenagem (*UU – unconsolidated undrained*) e ensaio rápido com pré-adensamento (*CU – consolidated undrained*).

Caputo (2000) explica como o ensaio lento com drenagem ou *consolidated-drained* (CD) é realizado, aplicando as tensões σ_1 e σ_3 com a válvula aberta de modo que haja a dissipação das pressões neutras durante o ensaio. A água é expulsa por meio da placa permeável, de onde é levada para o exterior.

O ensaio rápido não drenagem ou *unconsolidated undrained* (UU) é quando a amostra é submetida à pressão confinante e na sequência ao carregamento axial, sem que se permita a drenagem. O teor de umidade permanece constante e se o corpo de prova estiver saturado não haverá variação de volume. O ensaio é geralmente interpretado em termos de tensões totais. (PINTO, 2006).

No ensaio rápido com pré-adensamento ou *consolidated undrained* (CU) aplica-se uma pressão confinante, em conjunto com uma contrapressão, enquanto é permitida a drenagem do corpo de prova. Durante esse estágio de adensamento aumentam-se as pressões efetivas de um valor igual à diferença entre as respectivas pressões confinantes (σ_3) e a contrapressão, diminuindo o volume de poros pela drenagem da água intersticial para fora do corpo de prova e aumentando a rigidez e a resistência da estrutura conseqüentemente mais densa (SIMONS e MENZIES, 1981).

Quando se finda o estágio de adensamento, impede-se a drenagem durante o carregamento axial (σ_1) e os corpos de prova ficam sujeitos a um carregamento não-drenado até a ruptura. Assim é possível determinar a envoltória de resistência em termos de tensão efetiva num prazo muito menor que os demais ensaios. (SIMONS e MENZIES, 1981).

2.1.6.3 Método Equilíbrio Limite

Para análise de estabilidade de taludes usualmente é aplicado métodos de equilíbrio limite e por muitas décadas engenheiros geotécnicos utilizaram dessas ferramentas de cálculos. A análise pelo método de equilíbrio limite considera que as forças que tendem a induzir a ruptura são exatamente balanceadas pelos esforços resistentes. Para comparar a estabilidade de taludes em condições diferentes de equilíbrio limite, define-se o fator de

segurança (FS) sendo a relação resultante das forças solicitantes e resistentes ao escorregamento, conforme Guidicini e Nieble (1983) *apud* Oliveira (2006).

É muito importante comparar os fatores de segurança, pois existem diversos métodos de equilíbrio. O que difere esses métodos é a direções que são feitos os equilíbrios, que pode ser vertical, horizontal ou normal-tangente à base da fatia. As hipóteses adotadas com relação às forças entre fatias também variam conforme o método. A maioria dos métodos de análise de equilíbrio limite tem em comum a comparação de forças ou momentos (SILVA, 2011).

Fellenius: A partir desse método é possível calcular o fator de segurança, que foi apresentado em 1936, e é feito através de uma equação linear, não sendo necessário qualquer processo iterativo. As forças de interação entre fatias são consideradas como paralelas à base da fatia, permitindo dispensar o cálculo. Diz que esse é o método mais simples de todos, pois é a única que estabelece uma equação linear para a determinação do FS. A reação normal na base das fatias pode ser obtida através do equilíbrio das forças segundo a direção perpendicular à base, ou através das equações de equilíbrio. A equação do fator de segurança é à base de equações de momentos (SILVA, 2011).

Morgenstern-Price: O método foi apresentado em 1965, é um método rigoroso, cumprindo todas as condições de equilíbrio. As forças de interação são controladas por uma função determinando a inclinação entre as fatias (SILVA, 2011).

Corps of Engineers: Para esse método apenas é considerado o equilíbrio das forças para o cálculo do fator de segurança, e as forças de interações podem ser calculadas através de uma especificada função. Existem duas variantes na função, a primeira usa a inclinação da reta que começa na crista até o pé do talude, e a segunda utiliza a inclinação da superfície do solo, na parte superior da fatia, e assim é determinado o método. Na segunda variante, a direção das forças de interações não é constante para todas as fatias, pois depende da inclinação do talude desde o extremo dele (SILVA, 2011).

Bishop: Foi apresentado em 1955 e tinha como intuito inicial a análise de superfícies circulares, embora seja possível aplicar em superfícies não circulares. Esse método ignora as forças de corte entre as fatias, satisfazendo apenas o equilíbrio de momentos. Alguns resultados de fator de segurança fornecido pelo método *Bishop*, desencadearam uma série de estudos com o intuito de efetuar um estudo mais aprofundado sobre esse método (SILVA, 2011).

Janbu: O método ignora as forças de interação tangenciais, pois esse método apenas satisfaz o equilíbrio de forças e não o de momentos pela dificuldade em mostrar o único ponto

em que atua todas as forças para efetuar o equilíbrio de momentos em superfícies de deslizamentos não circulares (FERREIRA, 2012).

CAPÍTULO 3

3.1. METODOLOGIA

3.1.1 Tipo e local da pesquisa

A pesquisa realizou-se aplicando o método qualitativo, no qual se refere a coleta de informações sobre os taludes e levantamento de hipóteses para pesquisa quantitativa. O estudo de caráter quantitativo baseou-se em estudo estatístico para o tratamento de dados numéricos que gera uma conclusão com um maior grau de precisão.

Os ensaios das amostras coletadas foram conduzidos no laboratório de Mecânica dos Solos do Centro Universitário FAG, situado na Avenida das Torres, nº 500, bairro Santo Inácio, no município de Cascavel, região oeste no Paraná. Os ensaios triaxiais foram necessários para verificação dos fatores de segurança dos locais de coletas das amostras, e posteriormente por meio do *software* SLOPE/W e comparou-se os métodos de análise de equilíbrio limite.

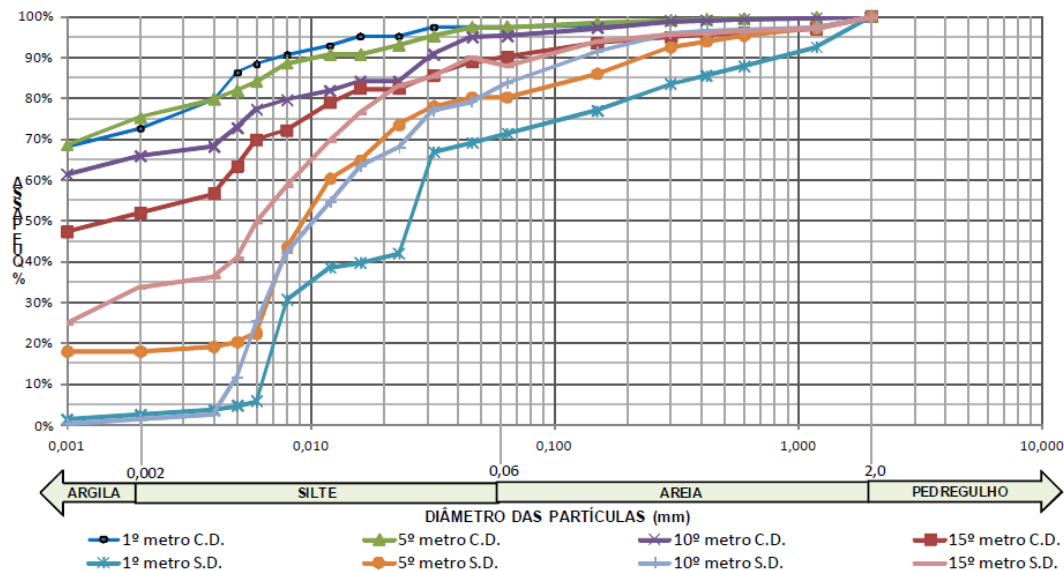
3.1.2 Caracterização do solo de Cascavel – PR

A caracterização do solo de Cascavel-PR pode ser estimada a partir de ensaios que foram conduzidos no CEEF por Zen e Almeida (2018) no qual os autores realizam ensaios para definição e classificação do tipo do solo, como granulometria, índices de consistência e físicos e sondagem SPT ao longo da profundidade. Oliveira e Almeida (2018) determinaram os parâmetros de resistência do solo do CEEF ao longo da profundidade através do o ângulo de atrito e o intercepto de coesão, através de ensaios triaxiais.

As curvas granulométricas determinadas para o CEEF são apresentadas na Figura 09. Para a realização do ensaio os autores optaram pelo uso (C.D) ou não (S.D) do defloculante durante os ensaios a fim de avaliar a característica lateríticos do solo de Cascavel/PR.

As porcentagens de ocorrência de partículas de argila e silte são altas, e corresponde em torno 97% das partículas da amostra, indicando um solo muito fino, e naturalmente mal graduado, por conta do excesso de finos e ausência de solo granular.

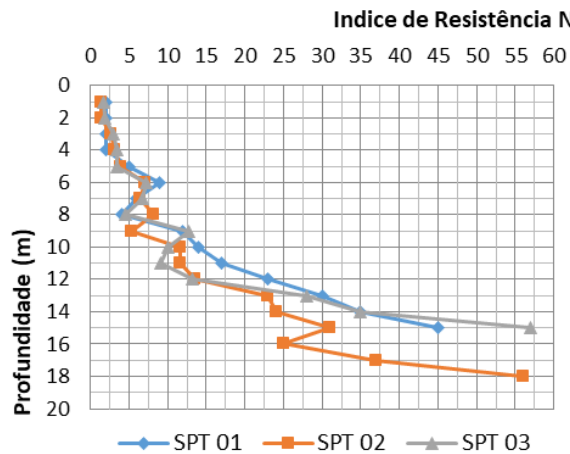
Figura 09 – Curvas granulométricas do solo do CEEF com e sem defloculante.



Fonte: Zen e Almeida (2018).

Aplicou-se dois métodos de classificação, o primeiro é o *Transportation Research Board* (T.B.R.) que classifica o solo como A-7-6, que são argilas siltosas mediantemente plásticas com pouco ou nenhum material grosso. O segundo é o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (S.U.C.S.), no qual o solo foi classificado como CH (solos argilosos muito compressíveis).

Zen e Almeida (2018) também ensaiou sondagem SPT no CEEF para determinar a evolução da resistência ao longo da profundidade. Na Figura 10 foram apresentados os resultados dos N_{SPT} , o solo apresenta N_{SPT} superiores a 30. Para as camadas entre o 1º e o 5º metro, apresentam resistência N inferiores a 6, consideradas solos muito moles ou moles, e o nível de água foi determinado entre o 12º e 15º metro.

Figura 10 – Ensaio de sondagem SPT do CEEF.

Fonte: Zen e Almeida (2018).

A partir da observação da evolução do N_{SPT} com a profundidade, e, juntamente, utilizando a classificação quanto à consistência da ABNT NBR 6484 (2001), pode-se sugerir que no geral o subsolo do CEEF é composto por duas camadas de solo distintas, até a profundidade de 15 metros amostrada.

A primeira camada está limitada entre o 1º e o 9º metro, e é composta por argila siltosa, porosa, marrom avermelhada e de consistência muito mole à média. As profundidades de 9 à 15 metros é delimitada como a segunda camada de solo, e definida como argila silto arenosa, residual, de coloração marrom claro e de consistência rija a dura (ZEN e ALMEIDA, 2018). A Tabela 03 indica os resultados dos ensaios de Zen e Almeida (2018) para as camadas de solo do CEEF apresentando valores médios de índices físicos e características.

Tabela 03 – Resumo das camadas de solo do CEEF.

Valores Médios	Camada 1 1 a 9 metros	Camada 2 10 a 15 metros
W (%)	34	53
LL (%)	53	59
LP (%)	38	42
IP (%)	15	17
γ_d (kN/m³)	12	12
γ_s (kN/m³)	27	27
γ_{sat} (kN/m³)	17	16
Sr (%)	55	60
Argila (%)	70	56
Silte (%)	25	35
Areia (%)	5	9
Consistência	Muito mole à média	Rija a dura
Índice de vazios (e)	1,22	1,55

Fonte: Zen e Almeida (2018).

Outra propriedade importante do solo é a resistência ao cisalhamento do solo, pois a mesma interfere diretamente na capacidade do solo de suportar uma ruptura ou um deslizamento. Oliveira e Almeida (2018) realizaram ensaios triaxiais a partir de amostras do CEEF, os valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão são apresentados na Tabela 04. Notou-se um comportamento linear com uma leve tendência de crescimento ao longo da profundidade, esse comportamento ocorre por conta do peso próprio da camada acima de solo. As variações são justificadas por razões como possível perturbação na coleta causando pequenas compactações ou deformações nas amostras.

Tabela 04 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento, ao longo da profundidade.

Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento		
Cota	Intercepto coesivo	Ângulo de atrito
1 m	2 kPa	14°
2 m	2 kPa	15°
3 m	13 kPa	17°
4 m	12 kPa	16°
5 m	22 kPa	14°
6 m	56 kPa	13°
7 m	17 kPa	19°
8 m	12 kPa	26°
9 m	31 kPa	26°
10 m	49 kPa	24°
11 m	24 kPa	30°
12 m	27 kPa	22°
13 m	64 kPa	19°
14 m	32 kPa	26°

Fonte: Oliveira e Almeida (2018).

3.1.3 Identificação dos locais dos taludes

Os taludes avaliados estão localizados da cidade de Cascavel – PR. Dois deles estão localizados na região central e um no bairro Floresta, conforme indicado na Figura 11. A definição dos taludes ocorreu por meio de consulta com profissionais de engenharia e arquitetura da Prefeitura Municipal de Cascavel.

A partir das indicações verificaram-se as condições dos taludes por meio de análise visual, levando em conta fatores como, a existência de vegetação, a inclinação, altura e se apresenta risco a quem frequenta os locais.

Figura 11 – Mapa de localização dos taludes na Cidade de Cascavel – PR.



Fonte: Google Earth (2018).

3.1.3.1 Talude 01

O talude 01 conforme apresentado na Figura 12, faz parte do Complexo Esportivo Manoel Messias de Souza, localizado na Rua Gláuber Rocha com Rua Maracai, bairro Floresta, Lote 01c3, Quadra 000G, Loteamento Colonial Jardim. O complexo possui quadras não cobertas para esportes, e possui grande variação de desnível no terreno. O local é muito frequentado por crianças e adolescente para prática esportiva. Esse local foi indicação de funcionários da Prefeitura Municipal de Cascavel, que irão realizar o projeto de acessibilidade do local.

Figura 12 – Localização do talude 01.



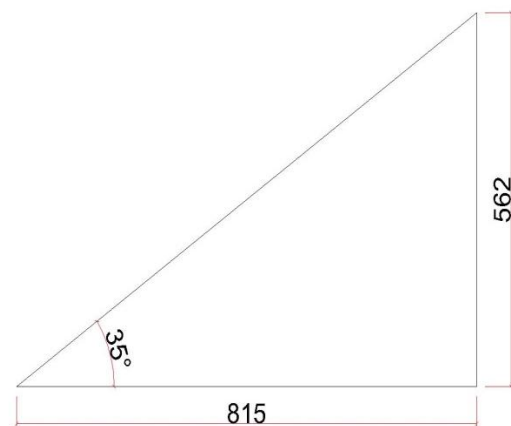
Fonte: GeoCascavel (2018).

Por meio de análise visual observou-se os taludes para o estudo das condições em que se encontram e determinar qual talude apresentaria mais inclinação, logo, apresentaria maior risco. Foi possível verificar que os taludes possuem grama em praticamente toda sua extensão, e apresentava elevações que variavam de 4m à 6m de altura, mas apenas com o levantamento topográfico foi possível confirmar suas dimensões de forma mais precisa. O talude apresentado na Figura 13 apresentou 35° de inclinação e altura de 5,62 metros, e é o talude com menor inclinação em relação aos demais.

Figura 13 – Talude 01.



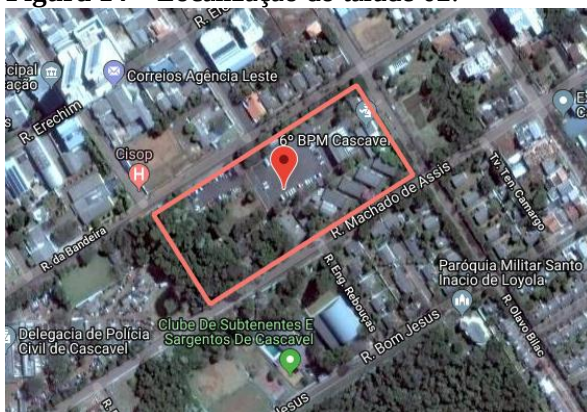
Fonte: Autor (2018).



3.1.3.2 Talude 02

O talude 02 conforme apresentado na Figura 14, faz parte do 6º Batalhão da Polícia Militar de Cascavel, localizado na Rua da Bandeira com Rua Olavo Bilac, Centro, Lote 0001, Quadra 001, Loteamento Curitiba.

Figura 14 – Localização do talude 02.



Fonte: GeoCascavel (2018).

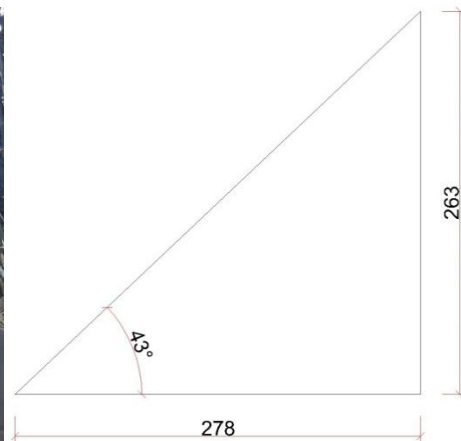
Dentro do 6º BPM o talude encontra-se no estande de tiro, que também foi indicação de funcionário do setor de projetos da Prefeitura Municipal de Cascavel. Neste local será realizada uma reforma que contemplará uma contenção para o talude escolhido.

Durante a visita no talude observou-se existência de árvores em quase toda extensão do talude, e baixa proteção com grama, como é possível verificar na Figura 15, além de um solo pouco compacto. Com auxílio do levantamento topográfico foi possível realizar a modelagem do talude e determinar sua angulação que é de 43° , e com uma altura de 2,63 metros.

Figura 15 – Talude 02.



Fonte: Autor (2018).



3.1.3.3 Talude 03

O talude 03 está localizado em uma obra na Rua Recife com a Rua Carlos de Carvalho, Centro, Lote 017A, Quadra 313A, Loteamento Centro, onde se encontra um edifício em execução, como pode ser visto na Figura 16.

Figura 16 – Localização do talude 03.



Fonte: GeoCascavel (2018).

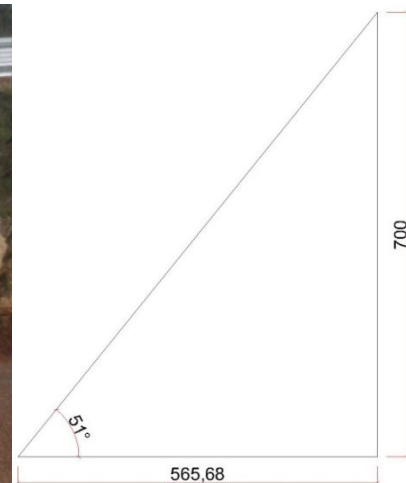
O talude se localiza nas laterais da construção de um edifício com 12 pavimentos, a obra está na fase de fundação. Para a execução da obra foi necessário uma contenção temporária, que garantisse maior sustentação do talude, o qual anteriormente era usado como descarte de entulho ou resíduos da construção civil, possuindo um solo pouco compacto, a área é frequentada por operários que trabalham na obra.

Foi possível verificar uma grande variação de desnível no terreno, e através de medição com trena foi possível adquirir a geometria do talude, conforme demonstra na Figura 17, com uma angulação de 51° e uma altura 7 metros, sendo assim o talude 3 foi a pior situação analisada.

Figura 17 – Talude 03.



Fonte: Autor (2018).



3.1.4 Coleta de amostras e execução de ensaios triaxiais.

Para simular adequadamente as características do solo de cada talude foram coletadas amostras indeformadas utilizando de um amostrador metálico com diâmetro 5 cm e altura de 10 cm, conforme Figura 18. As amostras indeformadas foram extraídas com o mínimo de alteração, mantendo ao máximo as condições de umidade e compacidade ou consistência, ou seja, mantendo sua estrutura original.

Figura 18 – Molde utilizado para extração da amostra.



Fonte: Autor (2018).

Inicialmente, com o talude analisado e identificando o local da coleta, foi necessário um corte de 10 cm na superfície do local para a extração de solo superficial, deixando a superfície plana e mais consistente. Logo após foi posicionado o cilindro metálico com a face biselada em contato com o solo facilitando a cravação adequada. A tábua foi posicionada sobre o molde, conforme Figura 19, e através de golpes com o martelo a amostra foi penetrada no solo.

Figura 19 – Cravação do molde.



Fonte: Autor (2018).

Após a cravação total do molde, realizou-se a escavação em torno do molde para sua remoção. Com a espátula retirou a amostra de modo que corte a superfície inferior horizontalmente. Em seguida, as amostras foram levadas ao laboratório CEEF sendo removidas com o auxílio do extrator de amostras, conforme Figura 20, cuidadosamente para que a amostra não sofra deformações, ou perturbações físicas, garantindo resultados precisos e corretos.

As amostras foram armazenadas de modo a manter suas condições naturais, para isso foram guardadas e envolvidas por papel filme, como apresentado na Figura 21, para não perder a umidade, em local fresco e não exposto ao sol. Foi também necessário muito cuidado durante o manuseio para que não sofresse nenhum tipo de alteração.

Figura 20 – Remoção das amostras com o extrator de amostras.



Fonte: Autor (2018).

Figura 21 – Armazenamento das amostras.



Fonte: Autor (2018).

3.1.5 Ensaio triaxial adensado-rápido

Dentre os ensaios de compressão triaxial, há o ensaio adensado drenado (CD) que em solos de argilas tomam um tempo considerável. Por essa razão foi definido o ensaio adensado não drenado (CU) também conhecido como ensaio rápido pré-adensado. Como a drenagem não é permitida nesse ensaio durante a aplicação da tensão desviadora, ele é realizado mais rápido, além obter resultados em termos de tensões totais, e valores menores de ângulo de atrito tornando a análise mais conservadora (DAS, 2007).

Os ensaios triaxiais foram realizados no equipamento de compressão triaxial, conforme Figura 22, constituídos por uma câmara cilíndrica de parede transparente, conforme apresentados na Figura 23, no interior coloca-se a amostra, que é envolvida por uma membrana de borracha. Utilizou-se o *software* Pavitest Triaxial para gerar os resultados e leituras do ensaio.

Figura 22 – Equipamento para compressão triaxial.



Fonte: Autor (2018).

Figura 23 – Câmara cilíndrica com corpo de prova.

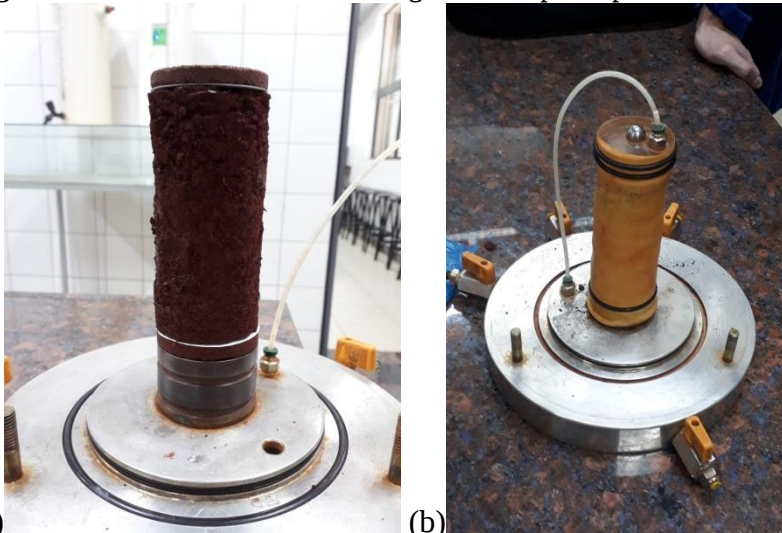


Fonte: Autor (2018).

O ensaio foi realizado no laboratório de Mecânica dos Solos II do Centro Universitário Assis Gurgacz na cidade Cascavel-PR. Para a determinação do Círculo de Mohr foram usadas três amostras para obter uma envoltória de resistência coerente e válida do solo. Houve perdas de amostras durante a etapa de coleta e extração, além de amostras ensaiadas que apresentaram resultados inválidos.

Foram posicionados corpos de prova dentro da câmara cilíndrica que ficou entre duas pedras porosas e papel filtro conforme apresentado na Figura 24a. O corpo de prova foi envolvido por uma membrana fina de borracha e vedado com anéis de borracha na base e no topo, conforme Figura 24b.

Figura 24 – Posicionamento e montagem do corpo de prova na câmara.



Fonte: Autor (2018).

Com a câmara fechada e o extravasor superior aberto encheu-se a câmara com água, cuidando para que não permanecessem bolhas de ar. Apoiou-se a câmara na base do equipamento e a haste sobre a câmara.

No *software* foi realizado o cadastramento do talude, e inserido as informações da amostra. Conforme a norma ASTM D 4767/95 foi realizado a saturação das mangueiras controlando pelo *software*, e posteriormente as pressões foram aplicadas para o pré-adensamento através dos transdutores 3 (contrapressão) e transdutor 4 (câmara), conforme indicados na Figura 25. A diferença entre essas pressões é conhecida como pressão confinante, que para fase de adensamento foi utilizada um valor de $0,1 \text{ kgf/cm}^2$.

Figura 25 – Quadro de pressões.



Fonte: Molina e Gandin (2015).

Para etapa do adensamento o registro de volume foi aberto simultaneamente com o início do adensamento no programa, além da válvula de contrapressão que permaneceu aberta durante o andamento do ensaio. Essa etapa durou em média 30 minutos ou até que adensamento se estabilizasse.

Durante a etapa de ruptura a pressão confinante foi aplicada, bem como a medição da pressão neutra, para isso abriu-se as válvulas da frente da câmara. O ensaio foi iniciado com o posicionamento do extensômetro sobre a câmara, e depois da conferência de dados do *software*, foi dado início ao ensaio. O carregamento é interrompido quando a deformação do corpo de prova atingir 20% do tamanho da amostra segundo a norma ASTM D 4767/95. Repetiu-se o ensaio até obter uma resistência coerente e válida com pelo menos 3 círculos de Mohr.

3.1.6 Modelagem Numérica

3.1.6.1 Procedimento

Para a avaliação da estabilidade foi empregado o programa computacional SLOPE/W da Geoslope versão 2018, é voltado para a análise de estabilidade de taludes, fundamentando-se em análises de equilíbrio limite, além de análises de estruturas reforçadas com geossintéticos, cortinas atirantadas e outras técnicas construtivas.

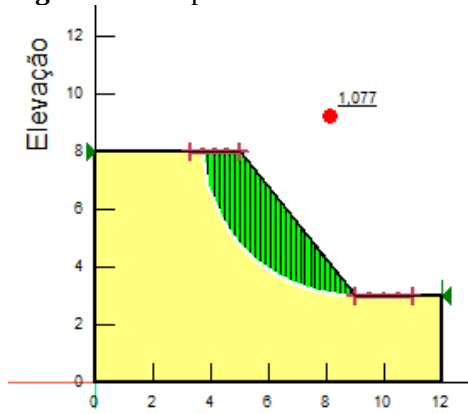
Para determinação do fator de segurança foi utilizado o método baseados em lamelas, no qual ao longo do tempo desenvolveram-se diversas técnicas, sendo elas muito semelhantes, diferenciam-se principalmente em quais esforços da lamela são considerados e as relações entre as forças cortantes e normais. Dentre as técnicas de cálculos existentes para determinação do FS, na pesquisa foram aplicados apenas os métodos *Bishop*, *Fellenius*, *Janbu*, *Morgenstern* e *Corps of Engineers* a fim de avaliar as diferenças entre eles.

A modelagem pelo SLOPE/W foi realizada após os ensaios de cada talude, e identificado o perfil mais crítico com suas informações, como a geométrica e parâmetros do solo (ângulo de atrito, intercepto de coesão e peso específico).

Inicialmente, foi necessário definir as unidades de medidas usadas e os tipos de materiais de cada talude. O programa permite aplicação de múltiplas camadas de solo com características diferente caso seja necessário, logo após inseriu-se os valores de intercepto de coesão, ângulo de atrito e peso específico obtidos no ensaio triaxial.

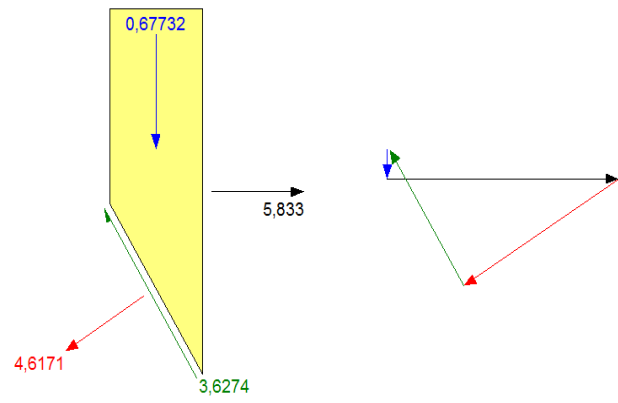
O segmento em vermelho que é apresentado na Figura 26 representa as entradas e saídas do talude. Dentro desses intervalos de segmentos o *software* traça a superfícies que foram pesquisadas para determinar superfície crítica, que é apresentada em branco no desenho. Os dados que o programa apresenta são os do diagrama das fatias conforme apresentado na Figura 27, informando os dados da fatia linear dentre eles o fator de segurança, dado importante para o dimensionamento de contenção.

Figura 26 – Superfície crítica.



Fonte: Autor (2018).

Figura 27 – Diagrama de fatias.



Fonte: Autor (2018).

CAPÍTULO 4

4.1. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Por meio de ensaio de compressão triaxial foi possível determinar envoltórias de resistência, definindo o intercepto de coesão e ângulo de atrito. Após algumas séries de amostras indeformadas ensaiadas foram descartados os círculos de Mohr que apresentaram resultantes discrepantes. A partir dos resultados foi possível comparar os fatores de segurança, e analisar entre os métodos de equilíbrio limite.

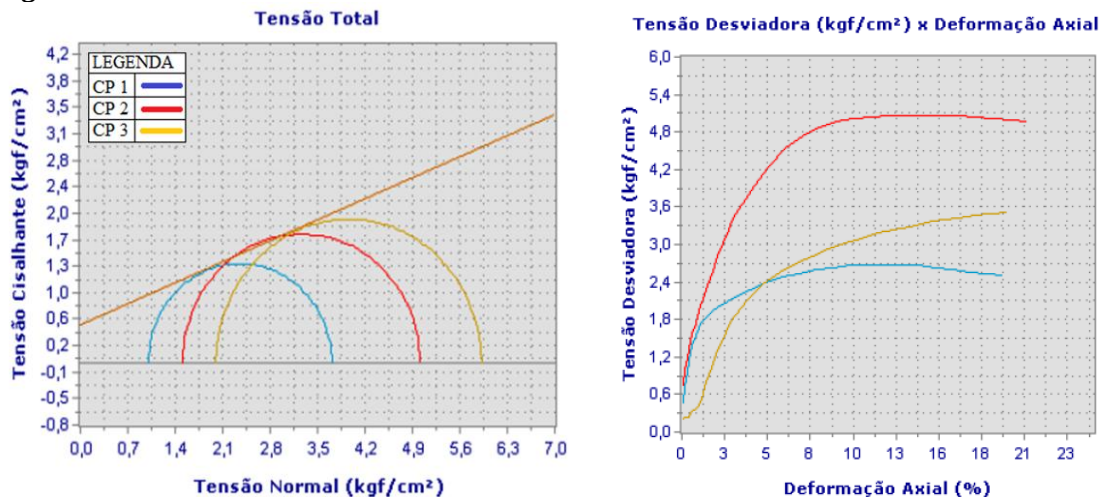
4.1.1. Resultados dos ensaios triaxiais

4.1.1.1 Talude 01

Foram realizados ensaios em 8 corpos de prova e a envoltória de resistência foi definida a partir da combinação de 3 ensaios. As tensões confinantes utilizadas foram 1,0 kgf/cm², 1,5 kgf/cm² e 2,0 kgf/cm². Na Figura 28 é apresentado os resultados da mesma e o gráfico de deformação.

Com a realização dos ensaios foi possível determinar os parâmetros de resistência do solo local, apresentando um intercepto de coesão de 50,99 kPa e o ângulo de atrito 22,33° definindo a envoltória $\tau = 50,99 + \sigma \cdot \tan 22,33$ (kPa).

Figura 28 – Envoltória de Mohr-Coulomb com 3 ensaios do Talude 01.



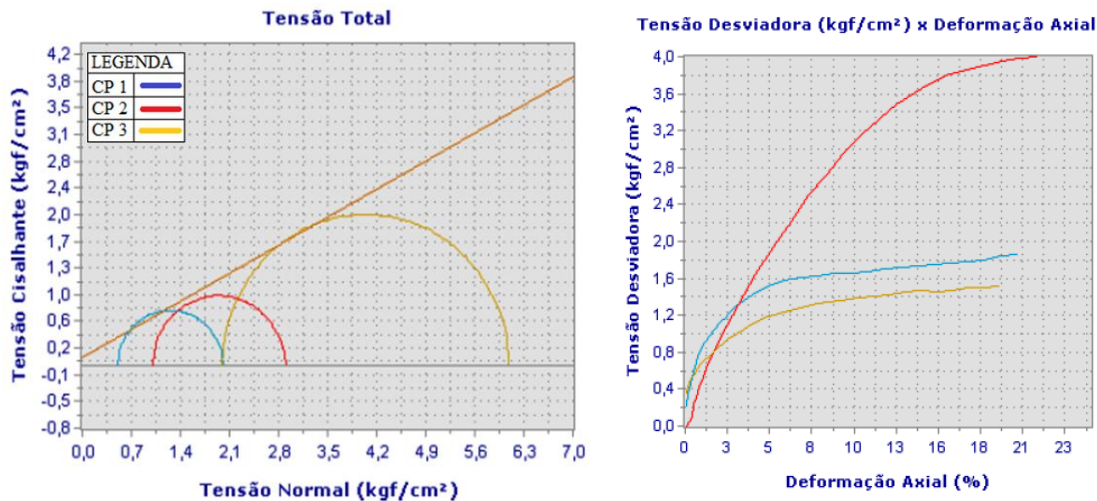
Fonte: Autor (2018).

4.1.1.2 Talude 02

Foram realizados ensaios em 4 corpos de prova e a envoltória de resistência de Mohr Coulomb, foi definida a partir da combinação de 3 ensaios, na Figura 29 é apresentado os resultado da mesma e o gráfico de deformação. As tensões confinantes usadas foram 0,5 kgf/cm², 1,0 kgf/cm² e 2,0 kgf/cm².

Os valores de intercepto de coesão e ângulo de atrito são determinados através dos ensaios, com a leitura das tensões totais foi obtida a envoltória $\tau = 10,78 + \sigma \cdot \text{tg } 28,46^\circ$ onde a coesão é 10,78 kPa e ângulo de atrito é 28,46°.

Figura 29 – Envoltória de Mohr-Coulomb com 3 ensaios do Talude 02.

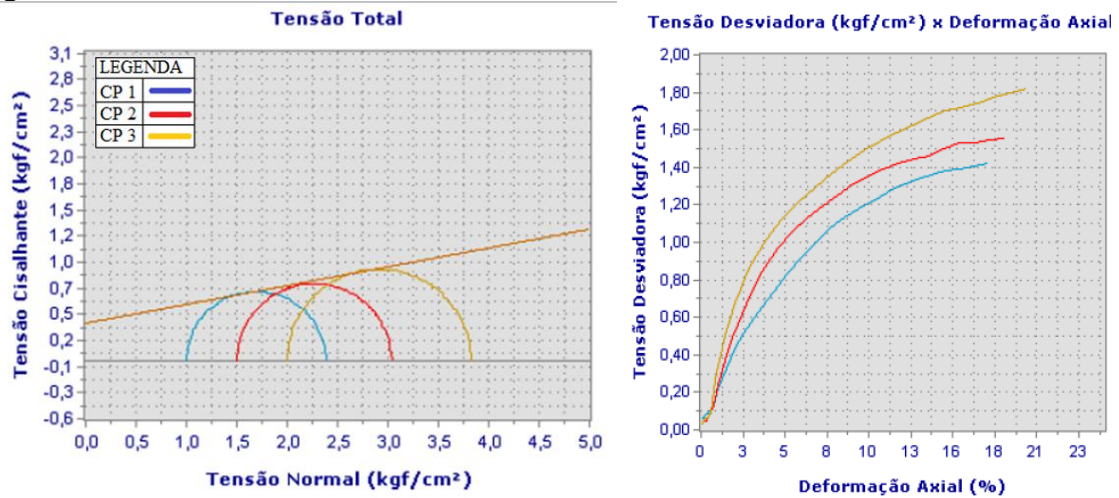


Fonte: Autor (2018).

4.1.1.3 Talude 03

Foram realizados ensaios em 7 corpos de prova e a envoltória de resistência de Mohr Coulomb, foi definida a partir da combinação de 3 ensaios, na Figura 30 é apresentado os resultado da mesma e o gráfico de deformação. As tensões confinantes usadas foram 1,0 kgf/cm², 1,5 kgf/cm² e 2,0 kgf/cm².

Com a realização dos ensaios foi possível determinar os parâmetros de resistência do solo local, apresentando um intercepto de coesão de 37,26 kPa e o ângulo de atrito 10,46° definindo a envoltória $\tau = 37,26 + \sigma \cdot \text{tg } 10,46^\circ$ (kPa).

Figura 30 – Envoltória de Mohr-Coulomb com 3 ensaios do Talude 03

Fonte: Autor (2018).

4.1.2. Modelagem numérica

A análise de estabilidade de talude foi realizada através de simulações do *software* SLOPE/W para os três taludes foram aplicados 5 métodos de equilíbrio limite disponíveis no programa, a fim de realizar uma análise entre os métodos.

Para o início da modelagem numérica foi necessário desenhar usando as dimensões de cada talude com acréscimo do valor da crista e do pé do talude. Outras informações foram necessárias para o cálculo do FS, como peso específico, coesão e ângulo de atrito demonstrado na Tabela 05, onde é possível verificar os índices e parâmetros de resistência determinados para o solo local e observar os valores usados para cada talude. Assim, utilizando as mesmas informações para todos foi possível simular para vários métodos de equilíbrio, pois há uma diferença entre os métodos de análise.

Tabela 05 – Dados usados no *Software* SLOPE/W.

Dados usados no Slope/W	Talude 01	Talude 02	Talude 03
Altura (m)	5,62	2,63	7
Peso específico (kN/m³)	12,0	12,11	13,76
Intercepto de coesão (kPa)	50	10	37
Ângulo de atrito (°)	22	28	10
Tipo de solo	Argila Siltosa	Argila Siltosa	Argila Siltosa

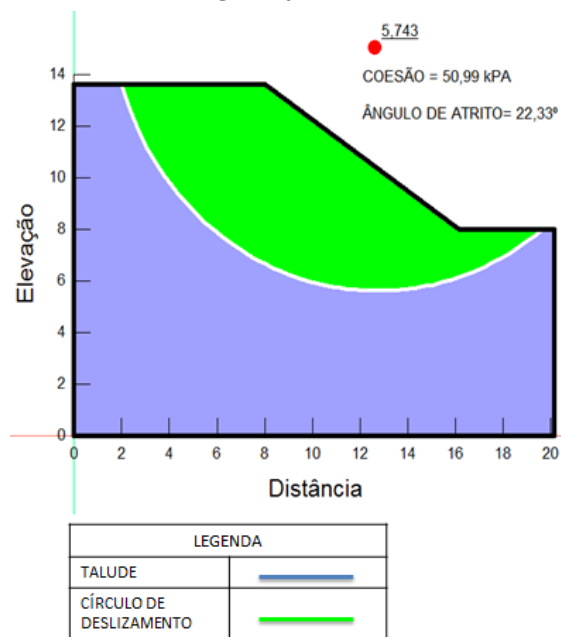
Fonte: Autor (2018).

4.1.3. Análise de estabilidade

4.1.3.1. Talude 01

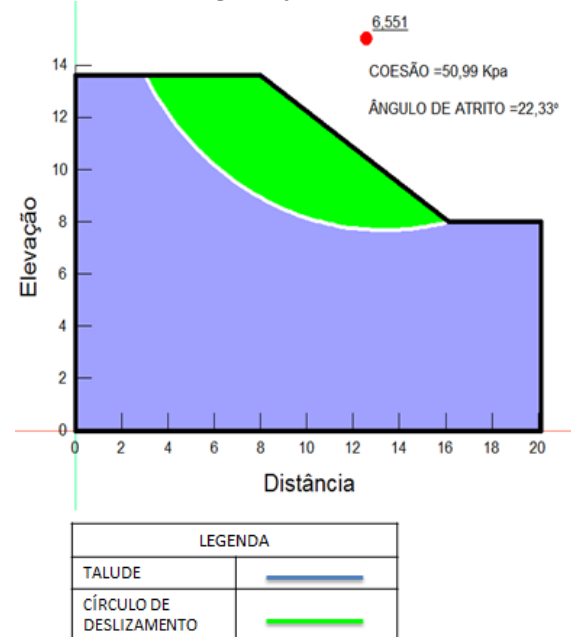
Por meio, das simulações do talude é possível analisar os círculos de deslizamento mais desfavoráveis com um menor fator de segurança de 5,743 utilizando o método de *Janbu*, como demonstra a Figura 31. Já o maior fator de segurança encontrado para esse talude apresenta fator de segurança igual 6,551 que foi aplicado o método *Corps of Engineers*, conforme Figura 32.

Figura 31 – Círculo de deslizamento com menor fator de segurança do talude 01.



Fonte: Autor (2018).

Figura 32 – Círculo de deslizamento com maior fator de segurança do talude 01.



Fonte: Autor (2018).

A partir de simulações utilizando 5 métodos de análise de equilíbrio limite aplicou-se no talude 01 e seus resultados são apresentados na Tabela 06. Os valores altos podem ser explicados, devido sua menor inclinação quando comparado com os demais, já que o talude 01 apresenta um ângulo de 35°, enquanto os taludes 02 e 03 apresentam ângulo de 43° e 51° respectivamente.

Tabela 06 – Dados obtidos a partir do *software* SLOPE/W.

Fatores de Segurança Talude 01	Fatores de segurança pelos métodos analisados					Fatores de Segurança conforme NBR 11682
	<i>Bishop</i>	<i>Corps of Engineers</i>	<i>Fellenius</i>	<i>Janbu</i>	<i>Morgenterns- Price</i>	
	5,97	6,55	5,82	5,74	5,96	1,5

Fonte: Autor (2018).

Verificou que os valores do talude 01 apresentam fatores de segurança altos, por dois motivos. Primeiramente, o ângulo do talude não é muito elevado, tornando-se assim um talude com maior estabilidade, justificando também seus valores determinados pelos ensaios de intercepto coesivo, que foram um pouco alto.

Normalmente, para projetos, tendem a serem adotados como valores menores por segurança se aplicando no talude 01. Devido a isso se optou em realizar uma análise um pouco mais conservadora, simulando uma situação onde o intercepto coesivo é estipulado pela sondagem SPT, conforme Tabela 07 utilizando, por exemplo, o método de Alonso (2010) *apud* Oliveira e Almeida (2018).

Por não ter conhecimento da sondagem do local foi possível estimá-la, através de ensaios realizados por Zen e Almeida (2018), no qual obtiveram um N_{SPT} de 2 para a cota - 3m, cota essa equivalente da coleta das amostras do talude 01, por isso classificou o N_{SPT} entre 2 e 4, conforme Tabela 07, e com isso a coesão determinado foi de 25 kPa.

Tabela 07 – Coesão das Argilas.

N (golpes)	Consistência	Coesão (kPa)
<2	Muito Mole	<10
2 – 4	Mole	10 – 25
4 – 8	Média	25 – 50
8 – 15	Rija	50 – 100
15 – 30	Muito Rija	100 – 200
>30	Dura	>200

Fonte: Alonso (2010) *apud* Oliveira e Almeida (2018).

Com o uso de um valor empírico de coesão de 25 kPa obtemos os resultados apresentados na Tabela 08. Nota-se que os valores de fatores de segurança reduziram, assumindo valores mais conservadores para um futuro dimensionamento de contenção.

Tabela 08 – Dados obtidos a partir do *software* SLOPE/W.

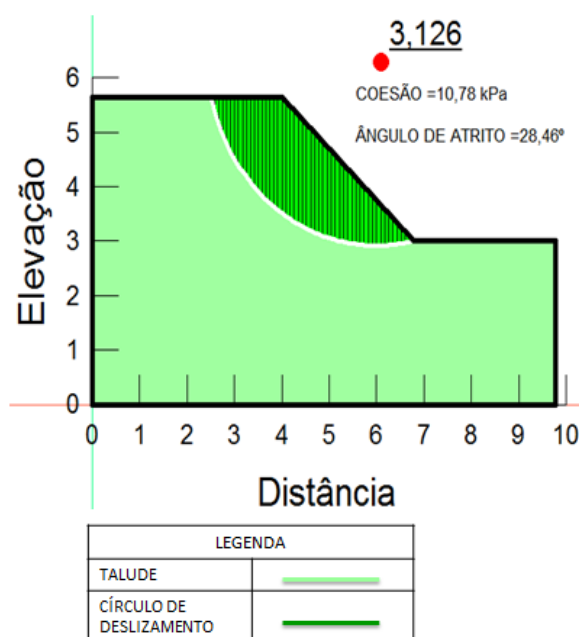
Fatores de Segurança Talude 01	Fatores de segurança pelos métodos analisados					Fatores de Segurança conforme NBR 11682
	<i>Bishop</i>	<i>Corps of Engineers</i>	<i>Fellenius</i>	<i>Janbu</i>	<i>Morgenterns-Price</i>	
	3,48	1,00	3,38	3,34	3,48	1,5

Fonte: Autor (2018).

4.1.3.2. Talude 02

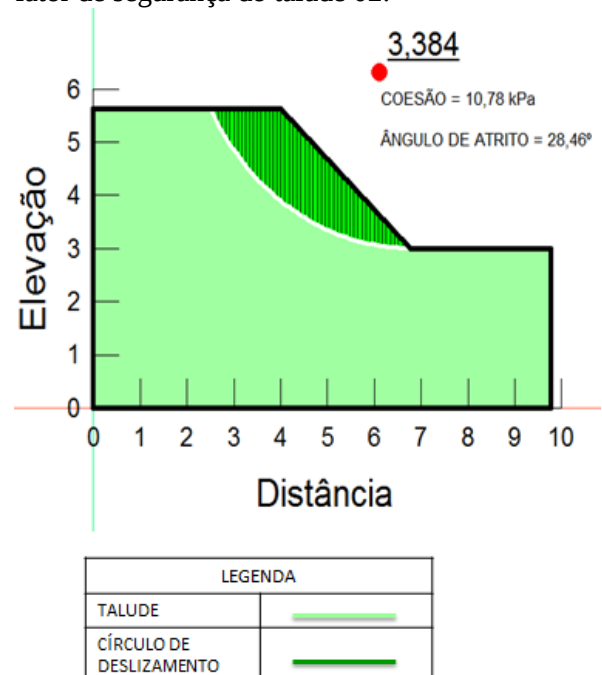
Os círculos de deslizamento de ruptura do talude 02 apresentam pequenas diferenças entre os resultados, o maior valor é obtido pelo método de *Corps of Engineers*, conforme Figura 33 com um fator de segurança de 3,34 já para o método que apresenta menor fator de segurança é o *Fellenius*, que se pode observar na Figura 34 com um valor de 3,12.

Figura 33 – Círculo de deslizamento com menor fator de segurança do talude 02.



Fonte: Autor (2018).

Figura 34 – Círculo de deslizamento com maior fator de segurança do talude 02.



Fonte: Autor (2018).

Apesar de ser um solo visualmente fofo e instável, o Talude 02 apresentou fatores de segurança que variaram entre 3,12 a 3,38. No entanto quando comparado os métodos, como é demonstrado na Tabela 09, os fatores de segurança possuem valores análogos entre o método *Bishop* e o método *Morgenterns-Price* que por coincidência atingiu um fator de segurança de 3,18. Os valores foram satisfatórios e dentro do esperado, considerando o ângulo e os parâmetros obtidos de resistência. É importante relatar que o talude possui densa vegetação, resultando em um benéfico aumento da resistência ao cisalhamento do solo e aumentando a coesão solo-raiz provocada pelas raízes da vegetação, conforme apresenta SIC (2016), mantendo uma estabilidade, além de ser uma técnica de baixo custo.

Tabela 09 – Dados obtidos a partir do *software* SLOPE/W.

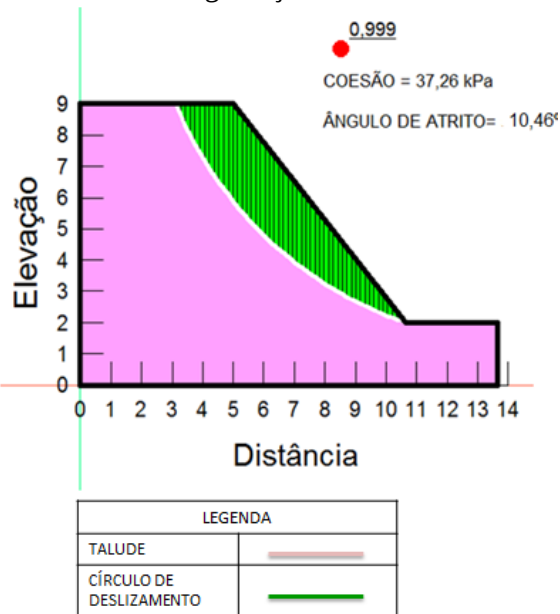
Fatores de Segurança Talude 02	Fatores de segurança pelos métodos analisados					Fatores de Segurança conforme NBR 11682
	<i>Bishop</i>	<i>Corps of Engineers</i>	<i>Fellenius</i>	<i>Janbu</i>	<i>Morgenter ns-Price</i>	
	3,18	3,38	3,12	3,13	3,18	1,5

Fonte: Autor (2018).

4.1.3.3. Talude 03

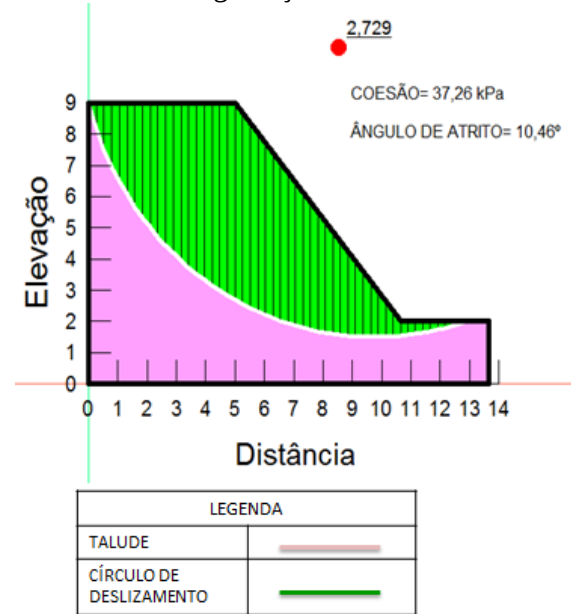
O talude 3 apresenta valores menores, conforme Figura 35, com fator de segurança igual 0,99, tornando-se a pior situação, utilizando o método de *Corps of Engineers*. O maior fator de segurança para esse talude foi pelo método de *Morgenterns-Price*, que obteve um valor de 2,72, conforme Figura 36.

Figura 35 – Círculo de deslizamento com menor fator de segurança do talude 03.



Fonte: Autor (2018).

Figura 36 – Círculo de deslizamento com maior fator de segurança do talude 03.



Fonte: Autor (2018).

Nota-se que os valores dos fatores de segurança para esse talude atingiram os menores valores com relação aos demais. Na Tabela 10 pode-se observar o menor fator de segurança de 0,99 que é o pior caso de todos, não atingindo o fator mínimo de segurança exigido por norma de 1,5 conforme ABNT NBR 11682 (2009). Vale ressaltar que a inclinação do talude é de 51° com uma coesão de 37,26 kPa, gerando fatores de segurança menores, mas isso, pode ser explicado pela existência de uma contenção temporária para a execução de um prédio, isso justifica valores inferiores, e pelo fato do talude não ter ocorrido a ruptura do mesmo.

Tabela 10 – Dados obtidos a partir do software SLOPE/W.

Fatores de Segurança do talude 03	Fatores de segurança pelos métodos analisados					Fatores de Segurança conforme NBR 11682
	<i>Bishop</i>	<i>Corps of Engineers</i>	<i>Fellenius</i>	<i>Janbu</i>	<i>Morgenterns-Price</i>	
	2,53	0,99	2,53	2,63	2,72	1,5

Fonte: Autor (2018).

CAPÍTULO 5

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A realização deste trabalho teve como objetivo determinar o potencial de ruptura de três taludes, a partir da coleta de amostras indeformadas nos taludes definidos. Posteriormente realizou-se o ensaio de compressão triaxial adensado rápido e definiram-se os parâmetros de resistência. Os dados obtidos nos ensaios foram utilizados para modelagem numérica, na qual foi realizada por meio de simulação no *software* SLOPE/W para determinação dos fatores de segurança através dos métodos de equilíbrio limite. Definiu-se aplicar e comparar os valores dos seguintes métodos: *Bishop*, *Janbu*, *Corps of Engineers*, *Fellenius* e *Morgenstern-Price*.

A partir da verificação de três taludes na cidade de Cascavel-PR com potencial risco de instabilidade, com isso coletou-se amostras indeformadas no locais para a realização de ensaios triaxiais, para a pesquisa aplicou-se o ensaio rápido pré-adensado realizado no laboratório de mecânica dos solos do Centro Universitário Assis Gurgacz, com esse ensaio obtem-se as o intercepto de coesão e ângulo de atrito do solo. A partir desses dados se estabelece a resistência ao cisalhamento do solo de cada talude por meio da envoltória de *Mohr-Coulomb*. Os valores do intercepto de coesão em parâmetros de tensões totais obtidos para o talude 01, 02 e 03 foram 50,99 kPa, 10,78 kPa e 37,26 kPa, respectivamente. Os valores de ângulo de atrito resultantes foram de 22,33°, 28,46° e 10,46° para o talude 01, 02 e 03 respectivamente. Devido ao alto valor de coesão do talude 01, determinou-se uma nova coesão a partir de correlações de Alonso (2010) *apud* Oliveira e Almeida (2018), no qual se adotou um valor de coesão igual a 25 kPa .

Desenvolveu-se a modelagem numérica e aplicou cinco métodos de equilíbrio limite onde para o talude 01 o menor FS foi de 1,0 pelo método de *Corps of Engineers*, e maior valor foi de 3,48 pelo método de *Bishop*. Para o talude 02 o menor FS foi de 3,12 pelo método *Fellenius*, e o maior valor foi de 3,38 pelo método de *Corps of Engineers*. Para o talude 03 o menor FS foi de 0,99 pelo método de *Corps of Engineers*, e o maior valor foi de 2,729 foi pelo método de *Morgensterns-Price*.

CAPÍTULO 6

6.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Recomenda-se a realização de mais ensaios triaxiais em taludes em diferentes regiões da cidade de Cascavel-PR para um mapeamento dos fatores de segurança por região.

Sugere-se também o dimensionamento e a escolha de uma contenção adequada para os três taludes analisados.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de taludes: Referências**. Rio de Janeiro, p. 18 .2009.
- _____. **NBR 6484: Sondagens De Simples Reconhecimento Com Spt - Método De Ensaio**. Rio de Janeiro. 2001.
- ASTM – American Society for Testing and Materials. **ASTM D 4767 – 95 – Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. In: Annual Book of ASTM Standards, 1995.
- CAPUTO, P. H. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Fundamentos**. 6.ed. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos, 2000.
- _____. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Mecânica das Rochas – Fundações – Obras de Terra**. 6.ed. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos, 2000.
- CAVALCANTE, Erinaldo Hilário. **Mecânica dos solos II**. Aracaju: Universidade Federal de Sergipe, 2006.
- CHIOSSI, N.J. **Geologia de Engenharia**. 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2013.
- CORRÊA, E. L. **Comparação entre parâmetros de resistência obtidos em ensaios triaxiais e por meio de correlações empíricas pelo ensaio de SPT, no campus da FAG, em Cascavel (PR)**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário Assis Gurgacz, Cascavel/PR.
- DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning, 2007.
- FIORI, A. P; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de Mecânicas dos Solos e das Rochas: Aplicações na estabilidade de Taludes**. 2.ed. Curitiba: UFPR, 2009.
- FERREIRA, J. L. F. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- GEOCASCAVEL. **Geoportal da Cidade de Cascavel**. Disponível em: <<http://geocascavel.cascavel.pr.gov.br/geo-view/index.ctm?mslinkLote=85209>>. Acesso em: 23 ago. 2018.
- GOOGLE. **Google Earth**. Version 7.3.2.2018.Cascavel. Disponível em: <<https://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>> . Acesso em: 31/10/2018.

- Influência da vegetação ao aumento do fator de segurança de taludes.** In: SEMINÁRIO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA, 2, 2016, Santa Catarina. Disponível em: <http://www1.udesc.br/arquivos/id_submenu/2551/78.pdf> Acesso em: 15 Out. 2018.
- MEDERO, G. M. **Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado.** 2005. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- MOLINA, M. D.; GANDIN, R. M. **Determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento através do ensaio de compressão triaxial rápido (CU) do subsolo da FAG em Cascavel (PR).** 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário Assis Gurgacz, Cascavel/PR.
- OLIVEIRA, R.M.M.; ALMEIDA, M. A. **Estimativa do Ângulo de Atrito e Coesão Através de Índices de Resistência Obtidos pela Sondagem SPT em Solo Laterítico e Colapsível Característico da Cidade de Cascavel no Estado do Paraná.** In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2018, Salvador. Salvador: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS), 2018.
- OLIVEIRA, V. S. **Análise de estabilidade bi e tridimensional de talude estabilizado em solo grampeado.** Florianópolis, 2006.
- PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- PINTO, Sousa. Propriedades dos Solos. In: HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática.** São Paulo: Pini, 1998. P. 51-118.
- SILVA, J. P. M. **Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de talude.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia e Universidade do Porto. Porto, p. 45, 2011.
- SIMONS, N. E; MENZIES, B. K. **Introdução a Engenharia de Fundações.** 2.ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1981.
- ZEN, B.A.B.; ALMEIDA, M. A. **Implantação e Caracterização do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz em Cascavel/Pr.** In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2018, Salvador. Salvador: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS), 2018.

ANEXOS

ANEXO 1 – Relatório de ensaio triaxial realizado no laboratório da FAG, para o talude 01. Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

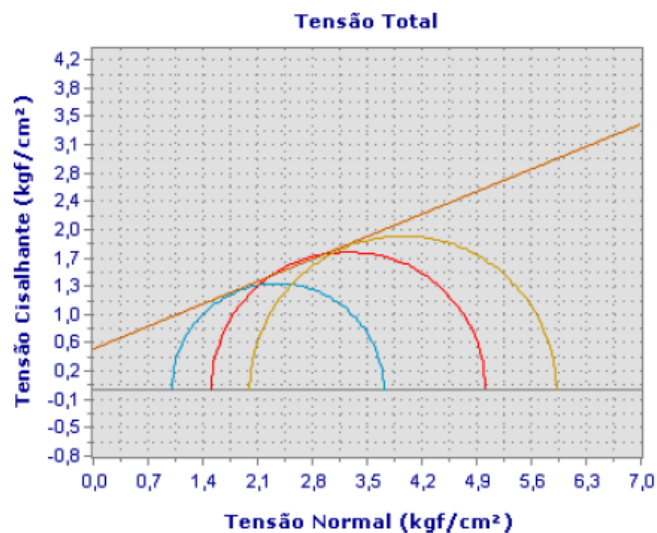
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra:	Talude Ginasio
Condição Moldagem:	Talhagem
Tipo Ensaio:	Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
Data do Ensaio:	20/08/2018

Informações dos Corpos de Prova

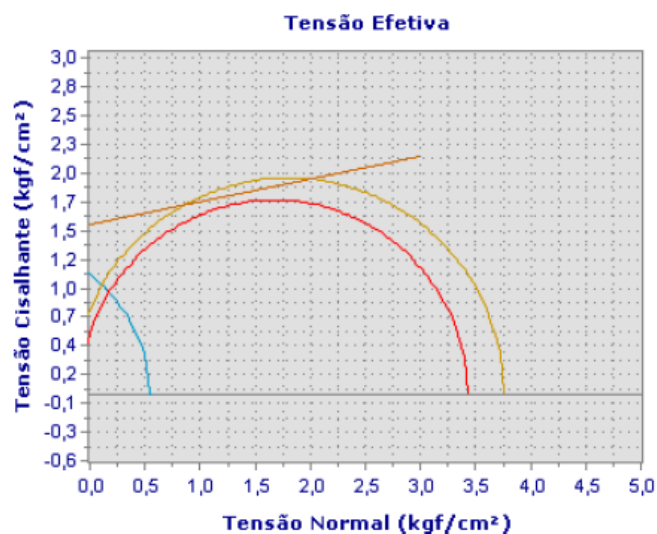
Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
1	1,00	3,00	0,54	3,71	1,00	-2,17
2	2,00	3,00	3,76	5,92	2,00	-0,16
8	1,50	1,00	3,43	5,02	1,50	-0,09

Gráficos dos Resultados



Tensão Total

Ângulo Atrito: 22,33°
Coesão: 0,52(kgf/cm²)



Tensão Efetiva

Ângulo Atrito: 11,56°
Coesão: 1,55(kgf/cm²)

ANEXO 2 – Relatório de ensaio triaxial realizado no laboratório da FAG, para o talude 02.
Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

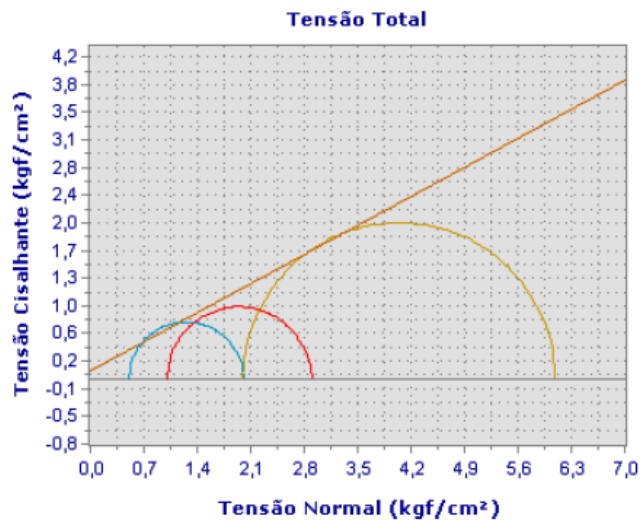
Dados Cadastrais da Amostra

Nome da Amostra: Talude Estande de Tiro
Condição Moldagem: Talhagem
Tipo Ensaio: Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
Data do Ensaio: 05/09/2018

Informações dos Corpos de Prova

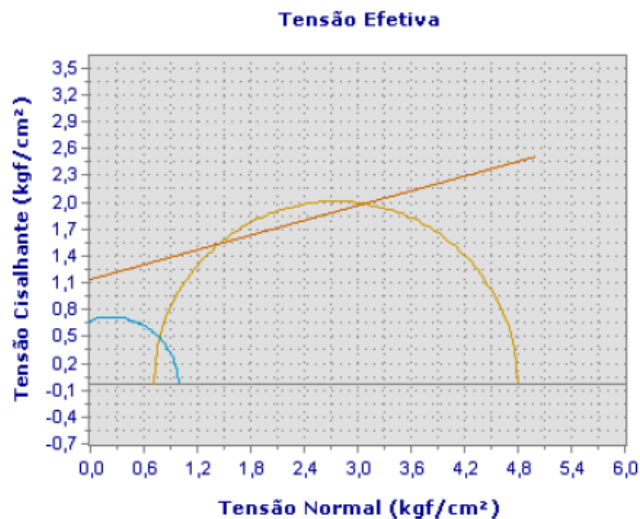
Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
1	1,00	3,00	-0,67	2,90	1,00	-2,57
3	2,00	1,00	4,80	6,09	2,00	0,71
4	0,50	1,00	0,99	2,01	0,50	-0,52

Gráficos dos Resultados



Tensão Total

Ângulo Atrito: 28,46°
Coesão: 0,11(kgf/cm²)



Tensão Efetiva

Ângulo Atrito: 15,41°
Coesão: 1,17(kgf/cm²)

ANEXO 3 – Relatório de ensaio triaxial realizado no laboratório da FAG, para o talude 03.
Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

Dados Cadastrais da Amostra

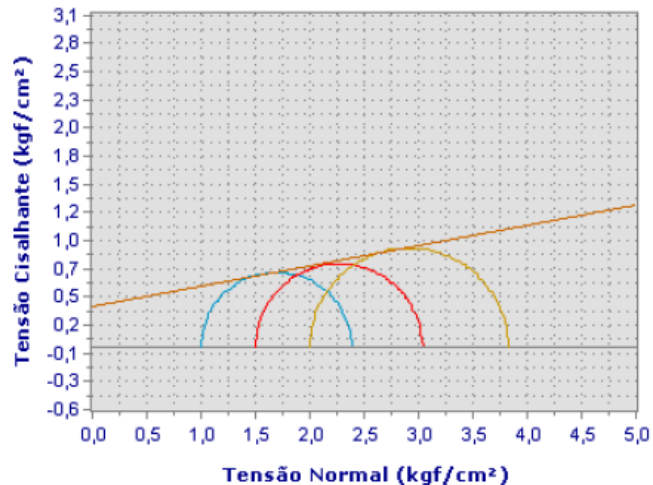
Nome da Amostra: Talude Bruna
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 26/09/2018

Informações dos Corpos de Prova

Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
5	1,00	1,00	0,74	2,39	1,00	-0,65
6	1,50	1,00	0,97	3,04	1,50	-0,57
7	2,00	1,00	1,39	3,83	2,00	-0,44

Gráficos dos Resultados

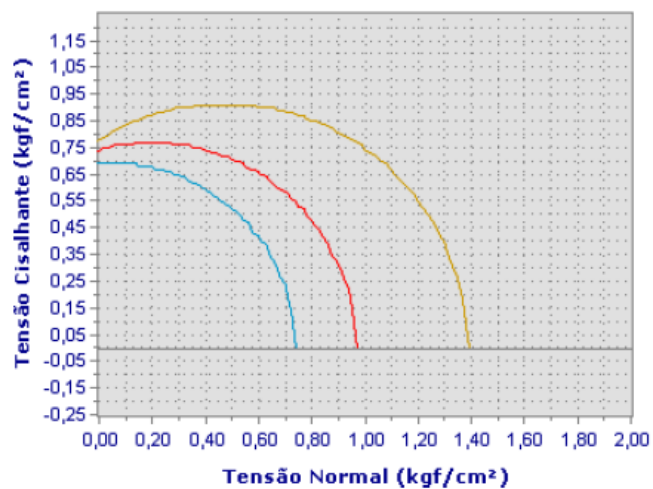
Tensão Total



Tensão Total

Ângulo Atrito: 10,46°
 Coesão: 0,38(kgf/cm²)

Tensão Efetiva



Tensão Efetiva

Ângulo Atrito: 30,92°
 Coesão: 0,78(kgf/cm²)

ANEXO 5 – Relatório de deformação do ensaio triaxial realizado no laboratório da FAG, para o talude 01.



Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

Dados Cadastrais da Amostra

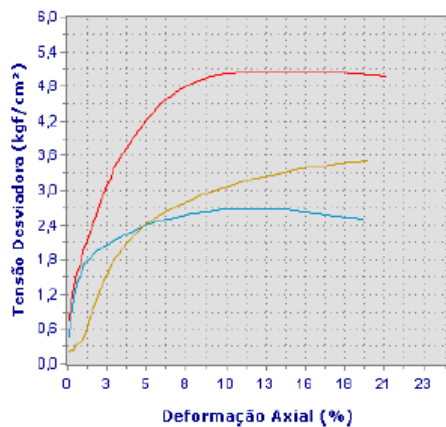
Nome da Amostra: Talude Ginásio
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 20/08/2018

Informações dos Corpos de Prova

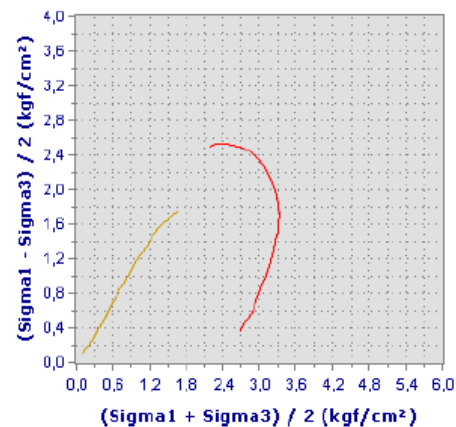
Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
1	1,00	3,00	0,54	3,71	1,00	-2,17
2	2,00	3,00	3,76	5,92	2,00	-0,16
8	1,50	1,00	3,43	5,02	1,50	-0,09

Gráficos dos Resultados

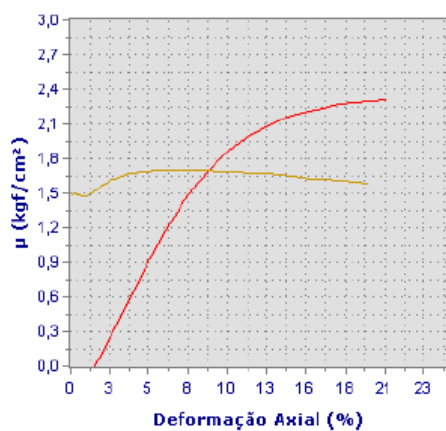
Tensão Desviadora (kgf/cm²) x Deformação Axial



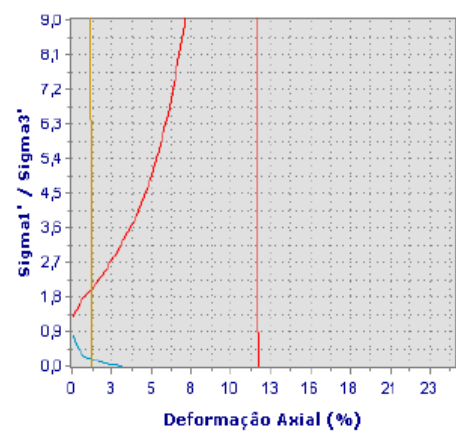
Trajetórias de Tensão



μ (kgf/cm²) x Deformação Axial (%)



σ_1' / σ_3' x Deformação Axial (%)



ANEXO 6 – Relatório de deformação do ensaio triaxial realizado no laboratório da FAG, para o talude 01.



Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

Dados Cadastrais da Amostra

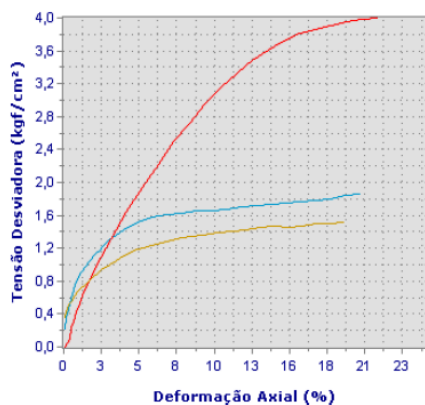
Nome da Amostra: Talude Estande de Tiro
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 05/09/2018

Informações dos Corpos de Prova

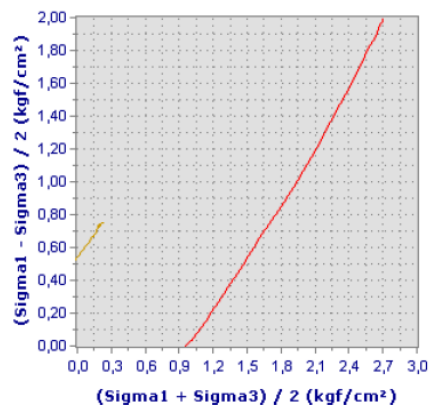
Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
1	1,00	3,00	-0,67	2,90	1,00	-2,57
3	2,00	1,00	4,80	6,09	2,00	0,71
4	0,50	1,00	0,99	2,01	0,50	-0,52

Gráficos dos Resultados

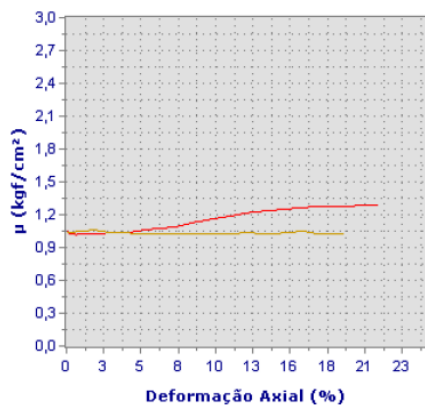
Tensão Desviadora (kgf/cm²) x Deformação Axial



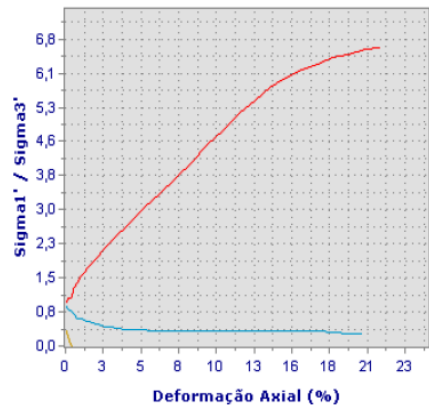
Trajetórias de Tensão



μ (kgf/cm²) x Deformação Axial (%)



σ_1' / σ_3' x Deformação Axial (%)



ANEXO 7 – Relatório de deformação do ensaio triaxial realizado no laboratório da FAG, para o talude 01.



Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra

Dados Cadastrais da Amostra

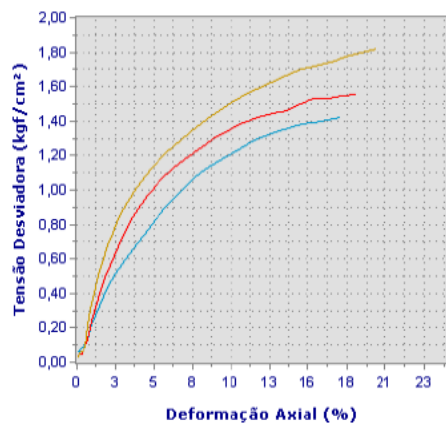
Nome da Amostra: Talude Bruna
 Condição Moldagem: Talhagem
 Tipo Ensaio: Ensaio rápido, adensado, não drenado, com medida de pressão neutra
 Data do Ensaio: 26/09/2018

Informações dos Corpos de Prova

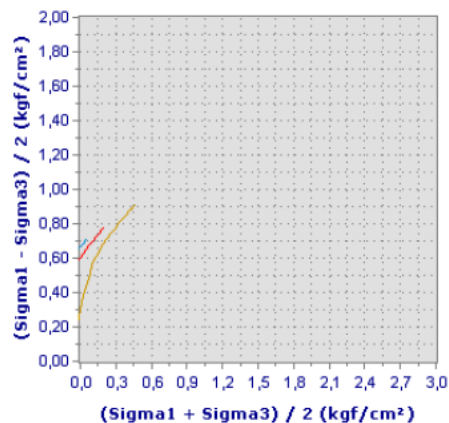
Corpo Prova	Confinante (kgf/cm ²)	Contra (kgf/cm ²)	σ_1' (kgf/cm ²)	σ_1 (kgf/cm ²)	σ_3 (kgf/cm ²)	σ_3' (kgf/cm ²)
5	1,00	1,00	0,74	2,39	1,00	-0,65
6	1,50	1,00	0,97	3,04	1,50	-0,57
7	2,00	1,00	1,39	3,83	2,00	-0,44

Gráficos dos Resultados

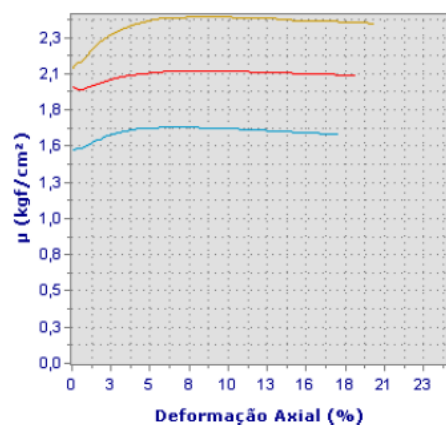
Tensão Desviadora (kgf/cm²) x Deformação Axial



Trajetórias de Tensão



μ (kgf/cm²) x Deformação Axial (%)



σ_1' / σ_3' x Deformação Axial (%)

