



Carla Vieira Pontes

**Aspectos geotécnicos e da modelagem
constitutiva de um solo residual de filito**

Dissertação de Mestrado

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

Orientador: Prof. Alessandro Cirone

Coorientador: Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Junior

Rio de Janeiro

Setembro de 2023



Carla Vieira Pontes

**Aspectos geotécnicos e da modelagem
constitutiva de um solo residual de filito**

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

Prof. Alessandro Cirone

Orientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Junior

Coorientador

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Profa. Raquel Quadros Velloso

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – PUC-Rio

Profa. Roberta Bomfim Boszczowski

Universidade Federal do Paraná – UFPR

Rio de Janeiro, 29 de Setembro de 2023

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

Carla Vieira Pontes

Possui graduação em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Paraná (2019). Na graduação participou do Grupo de Estudos em Geotecnia da UFPR e estagiou em projeto de pesquisa de segurança de taludes rodoviários e em projetos geotécnicos de obras de saneamento e prediais.

Ficha Catalográfica

Pontes, Carla Vieira

Aspectos geotécnicos e da modelagem constitutiva de um solo residual de filito / Carla Vieira Pontes ; orientador: Alessandro Cirone ; coorientador: Eurípedes do Amaral Vargas Junior. – 2023.

118 f. : il. color. ; 30 cm

Dissertação (mestrado)—Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2023.

Inclui bibliografia

1. Engenharia Civil e Ambiental - Teses. 2. Solo residual de filito. 3. Função de escoamento. 4. Potencial plástico. 5. Lei de endurecimento. I. Cirone, Alessandro. II. Vargas Junior, Eurípedes do Amaral. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. IV. Título.

CDD: 624

Agradecimentos

A Deus, a Jesus, ao Espírito Santo e à Nossa Senhora de Fátima por me permitirem chegar até aqui.

Ao meu orientador Prof. Dr. Alessandro Cirone pela excelente orientação recebida, pelos ensinamentos técnicos, paciência, conselhos e dedicação a este trabalho. Sem ele, este trabalho não seria possível. Também agradeço pelos dados disponibilizados do solo de filito.

Ao meu coorientador Prof. Dr. Eurípedes Vargas pela excelente orientação recebida, pelos ensinamentos técnicos, paciência, conselhos e dedicação a este trabalho.

À minha mãe por estar sempre ao meu lado, não me deixando desanimar, pelo amor e pelo apoio moral e financeiro. Ao meu pai pelo amor, apoio financeiro e moral para também conclusão deste objetivo.

À Kemmylle Sanny pela amizade, parceria, companheirismo e diversos momentos inesquecíveis vividos juntos neste último ano.

Aos meus colegas pelos conselhos e momentos de descontração vividos.

A todos os professores de Geotecnia da PUC-Rio pelos conhecimentos compartilhados, em especial ao Prof. Dr. Celso Romanel.

À PUC-Rio pela bolsa de isenção e oportunidade de acesso ao ensino e pesquisa de excelência.

À FAPERJ, no âmbito do Programa Mestrado Nota 10, e à CAPES pelo apoio financeiro ao ensino superior e à pesquisa.

Aos funcionários técnico-administrativos da pós-graduação, em especial à Luana, à Rosana e ao Marcel.

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

Resumo

Pontes, Carla Vieira; Cirone, Alessandro (Orientador); Vargas Jr., Eurípedes do Amaral (Coorientador). **Aspectos geotécnicos e da modelagem constitutiva de um solo residual de filito**. Rio de Janeiro, 2023. 118p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Este trabalho apresenta a avaliação de características geotécnicas de um solo residual de filito do Quadrilátero Ferrífero e análise de elementos da sua modelagem elastoplástica, sendo eles a superfície de escoamento, o potencial plástico e a lei de endurecimento, e a simulação de ensaios triaxiais isotropicamente consolidados e cisalhados de maneira drenada (CID). Trata-se um material siltoso, heterogêneo e anisotrópico, apresentando comportamento predominantemente *strain-softening* e contrátil no estado de tensões triaxiais. De modo geral, a tensão de desvio não atinge um patamar de escoamento para deformações axiais até 20% e não se ajusta uma reta ao plano ($e, \ln p'$), indicando que esses solos não atingem ou não possuem estado crítico para esses níveis de deformações. A função de escoamento do solo de filito foi definida a partir de contornos de mesmo trabalho plástico de deformação, apresentando formato do tipo “gota” e ajustando-se o modelo R-Soil proposto por Cirone (2020). À relação tensão-dilatância, ajustou-se a função utilizada no modelo Cam Clay Modificado, de Schofield e Wroth (1968), propondo-se que a utilize no potencial plástico. Para o endurecimento *work-hardening* do material, definiu-se uma função exponencial. Na simulação de ensaios CID, utilizou-se procedimento incremental explícito de integração das equações governantes baseado no controle de tensões. As funções propostas e a metodologia empregada para retroanálise dos ensaios ajustaram-se bem às curvas tensão-deformação (ε_1, q) experimentais, especialmente para maiores tensões (800 kPa, 1600 kPa), e também às curvas ($\varepsilon_1, \varepsilon_{vol}$), mesmo que essas últimas apresentem dilatância nas simulações.

Palavras-chave: Solo residual de filito; função de escoamento; potencial plástico; lei de endurecimento.

Abstract

Pontes, Carla Vieira; Cirone, Alessandro (Advisor); Vargas Jr., Eurípedes do Amaral (Co-advisor). **Geotechnical aspects and constitutive modeling of a phyllite residual soil**. Rio de Janeiro, 2023. 118p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

This work presents the evaluation of geotechnical characteristics of a residual phyllite soil from the Quadrilátero Ferrífero and analysis of elements of its elastoplastic modeling, namely the flow surface, the plastic potential and the hardening law, and the simulation of drained and isotropically consolidated compression triaxial tests (CID). It is a silty, heterogeneous and anisotropic material, presenting predominantly strain-softening and contractile behavior in the state of triaxial stresses. In general, the deviation stress does not reach a yield level for axial deformations up to 20% and a straight line is not fitted to the plane $(e, \ln p')$, indicating that these soils do not reach or do not have a critical state for these levels of deformation. The yield function of the phyllite soil was defined from contours of the same plastic deformation work, presenting a “drop” type shape and adjusting the R-Soil model proposed by Cirone (2020). The function used in the Modified Cam Clay model, by Schofield and Wroth (1968), was adjusted to the tension-dilation relationship, proposing that it be used in the plastic potential. For the work-hardening of the material, an exponential function was defined. In the simulation of CID tests, an explicit incremental procedure of integration of the governing equations based on stress control was used. The proposed functions and the methodology used for the retroanalysis of the tests adjusted well to the experimental stress-strain curves (ε_1, q) , especially for higher stresses (800 kPa, 1600 kPa), and also to the curves $(\varepsilon_1, \varepsilon_{vol})$, even that the latter show dilation in the simulations.

Keywords: Phyllite residual soil; yield function; plastic potential; hardening law.

Sumário

1 Introdução	19
1.1 Motivação	20
1.2 Objetivos	21
1.3 Estrutura da Dissertação	21
2 Revisão Bibliográfica	23
2.1 Solos Residuais	23
2.2 Modelagem Constitutiva	25
3 Material de Estudo: Solo Residual de Filito	33
3.1 Geologia Local	35
3.2 Caracterização Física	39
3.3 Coeficientes de Permeabilidade	41
3.4 Ensaio Edométrico	42
3.4.1 Tensão de Cedência e Índices Clássicos	43
3.5 Comportamento sob Estado de Tensões Triaxiais	48
3.5.1 Deformabilidade	58
3.5.2 Resistência ao Cisalhamento	66
4 Métodos	71
4.1 Invariantes	71
4.2 Deformações Elásticas	72
4.3 Função de Escoamento	73
4.4 Potencial Plástico	74
4.5 Lei de Endurecimento	76

4.6 Integração das Equações Constitutivas no ensaio CID.....	77
4.7 Tensão de Cedência	79
5 Resultados e Discussões	81
5.1 Função de Escoamento do Solo Residual de Filito	81
5.1.1 Comportamento Drenado	81
5.1.2 Comportamento Não Drenado	83
5.2 Potencial Plástico do Solo Residual de Filito.....	86
5.2.1 Comportamento Drenado	87
5.2.2 Comportamento Não Drenado	88
5.3 Lei de Endurecimento do Solo Residual de Filito	92
5.3.1 Comportamento Drenado	92
5.3.2 Comportamento Não Drenado	94
5.4 Retroanálise dos Ensaio Triaxiais Drenados	97
5.5 Envoltória de Cedência	100
6 Conclusões.....	103
6.1 Sugestões Para Trabalhos Futuros	110
Referências Bibliográficas	111
APÊNDICE A.....	115
APÊNDICE B.....	117
APÊNDICE C	118

Lista de figuras

Figura 2.1 – Incrementos de deformação plástica com lei de fluxo associada: a) critério de Tresca; b) critério de Mohr-Coulomb.	26
Figura 2.2 – Linha de estado crítico (CSL), Normal Consolidation Line (NCL) e função de escoamento (p_0) (potencial plástico) do modelo Cam Clay Modificado. Yu (2006).	27
Figura 2.3 – Conceito de parâmetro de estado. Yu (2006).	28
Figura 3.1 – Filito da formação Fecho do Funil aflorando na ombreira da barragem com baixo ângulo de mergulho ($\sim 30^\circ$) para NW.	33
Figura 3.2 – Blocos B1 a B6 de solo residual de filito.	34
Figura 3.3 – Mapa geológico do Quadrilátero Ferrífero. As legendas indicam as principais estruturas geológicas (falhas, dobras, domos). Em vermelho, local de coleta dos blocos estudados. Cutts et al., 2019.	37
Figura 3.4 – Curva granulométrica dos blocos de solo residual de filito...	40
Figura 3.5 – Carta de plasticidade dos blocos de solo residual de filito. ..	41
Figura 3.6 – Tensões de escoamento obtidas no ensaio edométrico para o solo residual de filito.	44
Figura 3.7 – Curvas de compressão edométrica convencional e normalizada do solo residual de filito.	46
Figura 3.8 – Coeficientes de adensamento do solo residual de filito.	47
Figura 3.9 – Ensaio triaxial CIU no bloco B1.	49
Figura 3.10 – Ensaio triaxial CIU no bloco B2.	50
Figura 3.11 – Ensaio triaxial CIU no bloco B3.	51
Figura 3.12 – Ensaio triaxial CIU no bloco B4.	52
Figura 3.13 – Ensaio triaxial CID no bloco B5 topo-base.	53
Figura 3.14 – Ensaio triaxial CIU no bloco B5 topo-base.	54
Figura 3.15 – Ensaio triaxial CIU no bloco B5 perpendicular.	55

Figura 3.16 – Corpos de prova (a) antes da ruptura (b) depois da ruptura do bloco B6 ensaio CID.....	56
Figura 3.17 – Ensaio triaxial CID no bloco B6.	57
Figura 3.18 – Ensaio triaxial CIU no bloco B6.	58
Figura 3.19 – Módulos de deformabilidade E_i para o solo residual de filito.	59
Figura 3.20 – Módulos de deformabilidade E_{50} para o solo residual de filito.	60
Figura 3.21 – Modelos hiperbólico e de potência para ajuste do trecho de descarregamento do ensaio edométrico no solo residual de filito.	63
Figura 3.22 – Módulos edométricos de descarregamento em função da tensão média para o solo residual de filito.	64
Figura 3.23 – Módulos de Young em função da tensão média para o solo residual de filito.	65
Figura 3.24 – Módulos de deformação volumétrica em função da tensão média para o solo residual de filito.	65
Figura 3.25 – Módulos de deformação volumétrica em função da tensão média para o solo residual de filito.	66
Figura 3.26 – Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios CIU e envoltória de resistência ao cisalhamento para os blocos do solo residual de filito..	69
Figura 3.27 - Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios CID e envoltória de resistência ao cisalhamento para os blocos do solo residual de filito..	70
 Figura 4.1 – Função de escoamento: contornos de mesmo trabalho plástico.	 73
Figura 4.2 – Vetores incrementos de deformação plástica e potenciais plásticos.	75
Figura 4.3 – Pontos de cedência em curvas tensão-deformação. Wood (1990).	80

Figura 5.1 – Superfícies de escoamento do bloco B5 – Ensaio CID.	82
Figura 5.2 – Superfícies de escoamento do bloco B6 – Ensaio CID.	82
Figura 5.3 – Superfícies de escoamento do bloco B1 – Ensaio CIU.	83
Figura 5.4 – Superfícies de escoamento do bloco B2 – Ensaio CIU.	84
Figura 5.5 – Superfícies de escoamento do bloco B3 – Ensaio CIU.	84
Figura 5.6 – Superfícies de escoamento do bloco B4 – Ensaio CIU.	84
Figura 5.7 – Superfícies de escoamento do bloco B5 – Ensaio CIU.	85
Figura 5.8 – Superfícies de escoamento do bloco B5 perpendicular – Ensaio CIU.	85
Figura 5.9 – Superfícies de escoamento do bloco B6 – Ensaio CIU.	85
Figura 5.10 – Relação tensão-dilatância para os ensaios drenados (Blocos 5 e 6).	86
Figura 5.11 – Relação tensão-dilatância para os ensaios não drenados (todos os blocos).	87
Figura 5.12 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 5 – Ensaio CID.	88
Figura 5.13 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 6 – Ensaio CID.	88
Figura 5.14 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 1 – Ensaio CIU.	89
Figura 5.15 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 2 – Ensaio CIU.	89
Figura 5.16 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 3 – Ensaio CIU.	90
Figura 5.17 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 4 – Ensaio CIU.	90
Figura 5.18 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 5 – Ensaio CIU.	91

Figura 5.19 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 5 perpendicular – Ensaio CIU.	91
Figura 5.20 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 6 – Ensaio CIU.	92
Figura 5.21 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 5 – Ensaio CID.	93
Figura 5.22 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 6 – Ensaio CID.	94
Figura 5.23 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 1 – Ensaio CIU.	94
Figura 5.24 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 2 – Ensaio CIU.	95
Figura 5.25 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 3 – Ensaio CIU.	95
Figura 5.26 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 4 – Ensaio CIU.	96
Figura 5.27 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 5 – Ensaio CIU.	96
Figura 5.28 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 5, moldagem perpendicular às fraturas/foliações – Ensaio CIU.	97
Figura 5.29 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 6 – Ensaio CIU.	97
Figura 5.30 – Simulação ensaio de compressão triaxial Bloco 6: (a) CID 200 kPa, (b) CID 400 kPa.	98
Figura 5.31 – Simulação ensaio de compressão triaxial Bloco 6: (a) CID 800 kPa, (b) CID 1600 kPa.	99
Figura 5.32 – Exemplo de determinação da tensão de cedência na fase de cisalhamento do ensaio triaxial drenado. Amostra B6 (800 kPa).	100
Figura 5.33 – Exemplo de determinação da tensão de cedência na fase de cisalhamento do ensaio triaxial não drenado. Amostra B1 (100 kPa). ...	101

Figura 5.34 – Envoltória de cedência drenada para o solo residual de filito.	
.....	102
Figura 5.35 – Envoltória de cedência não drenada para o solo residual de filito.	
.....	102

Lista de tabelas

Tabela 2.1 – Funções de escoamento de modelos da literatura.....	31
Tabela 2.2 – Potenciais plásticos de modelos da literatura.....	31
Tabela 2.3 – Leis de endurecimento/amolecimento de modelos da literatura.	32
Tabela 3.1 – Ensaio realizado nos seis blocos de solos residual de filito da Formação Fecho do Funil.....	35
Tabela 3.2 – Dados de caracterização física do solo residual de filito.	39
Tabela 3.3 – Coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal do solo de filito.	42
Tabela 3.4 – Parâmetros obtidos no ensaio edométrico para o solo residual de filito.	46
Tabela 3.5 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico do solo residual de filito.	67
Tabela 3.6 – Razão de resistência não drenada do solo residual de filito.	68
Tabela A1 – Módulos de deformabilidade iniciais, E_i	115
Tabela A2 – Módulos de deformabilidade E_{50}	116
Tabela A3 – Módulos elásticos a partir do descarregamento do ensaio edométrico.....	117

Lista de símbolos

ρ_s	Massa específica real dos grãos
w	Teor de umidade natural
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
γ_n	Peso específico natural
k_v	Coeficiente de permeabilidade vertical
k_h	Coeficiente de permeabilidade horizontal
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
Δe	Variação do índice de vazios
σ'_y	Tensão de cedência no ensaio edométrico
c_c	Índice de compressão
c_s	Índice de expansão
c_v	Coeficiente de adensamento
E_i	Módulo de deformabilidade inicial
E_{50}	Módulo de deformabilidade à 50% da tensão de desvio máxima
K	Parâmetro de Jambu
n	Parâmetro de Jambu
ϕ'	Ângulo de atrito
ϕ'_{cs}	Ângulo de atrito no estado último
c'	Intercepto coesivo
E_{edo}	Módulo edométrico
E_{edo}^t	Módulo edométrico tangente
E	Módulo de Young
ν	Coeficiente de Poisson
K	Módulo de deformação volumétrica
G	Módulo de deformação cisalhante
K_0	Coeficiente de empuxo no repouso
S_u	Resistência ao cisalhamento não drenada

σ'_v	Tensão vertical efetiva
S_u/σ'_v	Razão de resistência não drenada
ε_{ij}	Tensor de deformações totais
ε_{ij}^e	Tensor de deformações elásticas
ε_{ij}^p	Tensor de deformações plásticas
ε_1	Deformação principal maior
ε_2	Deformação principal intermediária
ε_3	Deformação principal menor
ε_a	Deformação axial
ε_{vN}	Deformação volumétrica normalizada
ε_v	Deformação volumétrica
ε_s	Deformação cisalhante
σ_{ij}	Tensor de tensões
σ'_1	Tensão principal maior efetiva
σ'_3	Tensão principal menor efetiva
σ'_h	Tensão horizontal efetiva
σ'_v	Tensão vertical efetiva
σ'_c	Tensão confinante efetiva
OCR	Coeficiente de pré-adensamento
M	Inclinação da CSL no plano (p', q)
Γ	Parâmetro da CSL no plano $(\ln p', e)$
λ	Inclinação da NCL no plano $(\ln p', e)$
κ	Inclinação do trecho de descarregamento no plano $(\ln p', e)$
$\frac{\partial(.)}{\partial(.)}$	Derivada primeira
f	Função de escoamento
g	Potencial plástico
λ	Multiplicador plástico
p'	Tensão média. Invariante de Cambridge
q	Tensão de desvio. Invariante de Cambridge
η	Razão de tensões
p'_0	Tensão de endurecimento plástico

p'_q	Tensão equivalente
η'_0	Parâmetro de endurecimento plástico
W	Trabalho de deformação total
s	Comprimento do vetor de tensões
W^p	Trabalho de deformação plástica
d^p	Dilatância plástica

Quem cruzou

Aquela ponte

Não vai se esquecer

O que eu sou

Eu sou em par

Não cheguei

Não cheguei sozinho

Lenine – Castanho

Tudo o que é incompreensível

Nem por isso deixa de existir.

Blaise Pascal (1623-1662)

Introdução

A lei constitutiva de um material, ou lei tensão-deformação, desempenha papel importante em qualquer modelo de previsão utilizado em problemas de engenharia (Desai e Siriwardane, 1984). Formular essa lei para geomateriais é uma tarefa complexa, já que seu comportamento é influenciado por fenômenos deformacionais em microescala, como a desestruturação e o colapso de poros. No entanto, pode-se fazer uso de teorias na mesoescala para representá-lo. Uma delas é a Teoria da Plasticidade, capaz de descrever os efeitos da trajetória de tensões e do histórico de carregamento no comportamento de geomateriais, além de ser facilmente calibrada a partir de ensaios de laboratório, especialmente os triaxiais, como demonstrado ao longo deste trabalho.

As Teorias da Elasticidade e, especialmente, da Plasticidade, podem ser utilizadas para se representar, em mesoescala, fenômenos deformacionais de materiais sólidos como metais, concreto, rochas e solos. A elasticidade é empregada para relacionar tensões a níveis de deformações elásticas, definidas como aquelas recuperáveis quando o carregamento é completamente retirado do material. Esse comportamento pode ser linear ou não linear. A resposta não linear pode ocorrer devido a mudanças nas propriedades do solo. Por exemplo, o módulo de Young pode ser uma função do estado de tensões, das tensões iniciais *in situ*, do índice de vazios, do teor de umidade, do tipo de sollicitação, entre outros. A plasticidade foca na definição física-matemática da relação entre tensões e níveis de deformações plásticas ou permanentes, aquelas que não são recuperáveis quando o material é descarregado. Essas deformações estão relacionadas às sollicitações impostas ao material. Experimentalmente, observa-se que apenas para muito pequenas deformações pode-se considerar o comportamento de solos e rochas como elástico, havendo, invariavelmente, deformações permanentes quando mecanicamente sollicitados.

Analisando os dados experimentais obtidos em uma ampla investigação de ensaios de laboratório, utilizando amostras indeformadas do tipo bloco, o presente estudo se propõe a definir funções simples para a função de escoamento, o potencial plástico e a lei de endurecimento, no contexto da plasticidade, para um solo residual de filito do Quadrilátero Ferrífero. No contexto da elasticidade, será utilizada a Lei de Hooke generalizada. Além disso, o trabalho se propõe a realizar a validação do modelo proposto em compressão triaxial drenada.

1.1

Motivação

O solo em estudo é um solo residual de filito do Quadrilátero Ferrífero, importante região de exploração mineral brasileira. Desde o final do século XIX, o Quadrilátero Ferrífero é o principal produtor de minério de ferro do Brasil (Castro, Nalini Jr. e Lima, 2011), região com intensa implantação de obras como cavas de mineração, barragens e pilhas de rejeitos/estéril, além de rodovias, várias delas com presença de solo residual de filito, como nos trabalhos de Alvares (2004), Silva (2006) e Gomes (2021).

Devido à sua importância no contexto da engenharia brasileira, o presente trabalho se propõe a definir um modelo constitutivo para o solo em estudo. Basicamente, o trabalho irá propor uma função de escoamento, um potencial plástico e uma lei de endurecimento, enquanto, na elasticidade, utilizará a Lei de Hooke generalizada.

O solo residual de filito é um material não convencional do ponto de vista da Teoria do Estado Crítico, como será apresentado adiante, não se justificando a utilização de modelos como o Cam Clay e Cam Clay Modificado (Schofield e Wroth, 1968). Modelos como os de Lade-Kim (1988b) e Lagioia, Puzrin e Potts (1996) são bem consolidados, mas necessitam de muitos parâmetros para calibração. De fato, embora seja similar a uma argila, o solo residual de filito conserva as peculiaridades dos solos residuais tropicais, necessitando de uma lei constitutiva específica.

Assim, a motivação do trabalho se dá pela necessidade de se estudar o comportamento geomecânico e abordagens para modelagem constitutiva, de uma maneira simples e prática, desse material muito frequente em importantes obras no contexto da engenharia brasileira.

1.2

Objetivos

O objetivo deste trabalho é avaliar as características geotécnicas de um solo residual de filito do Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais, para realizar a modelagem constitutiva a partir de ensaios de laboratório e com base em conceitos da Teoria da Elasticidade e da Plasticidade. Para que o objetivo geral seja alcançado, são estipulados os seguintes objetivos específicos:

- a) Analisar as propriedades geotécnicas do solo residual de filito.
- b) Traçar e propor um ajuste à superfície de escoamento do solo residual de filito.
- c) Derivar o formato e propor um ajuste ao potencial plástico do solo residual de filito.
- d) Estabelecer a lei de endurecimento do solo residual de filito.
- e) Realizar a simulação de um ensaio triaxial de compressão drenado.
- f) Definir uma envoltória de cedência para o solo residual de filito.

1.3

Estrutura da Dissertação

Este trabalho está estruturado em seis capítulos. O capítulo 1, apresenta uma introdução às Teorias da Elasticidade e da Plasticidade aplicadas à modelagem constitutiva de geomateriais e o porquê se justifica o estudo da função de escoamento, potencial plástico e lei de endurecimento do solo residual de filito.

O capítulo 2, expõe uma breve revisão bibliográfica sobre solos residuais e modelagem constitutiva de geomateriais. O capítulo 3 apresenta o material de

estudo e seus parâmetros clássicos, como caracterização física, coeficientes de permeabilidade, tensões e parâmetros de deformabilidade obtidos pelo ensaio edométrico, parâmetros de deformabilidade obtidos pelo ensaio triaxial, parâmetros de resistência ao cisalhamento e parâmetros de estado último.

O capítulo 4 apresenta os métodos adotados para determinação da superfície de escoamento, potencial plástico e lei de endurecimento do solo residual de filito, além da integração explícita dessas equações governantes. O capítulo 5 expõe os resultados obtidos quanto aos elementos base para modelagem constitutiva do material em estudo, e a simulação de um ensaio triaxial. O capítulo 6, Conclusões, apresenta algumas conclusões e considerações finais observadas com a realização desta dissertação e sugestões para trabalhos futuros.

2

Revisão Bibliográfica

2.1

Solos Residuais

Solos residuais e demais materiais geológicos de alteração são derivados do intemperismo físico, químico e biológico atuantes na atmosfera sobre os maciços rochosos, permanecendo este material no local de alteração. Vargas (1953) afirma que existem três fases neste processo: (a) desintegração do material por mecanismos físicos e mecânicos; (b) intemperismo químico responsável pelo decaimento de resistência e deformabilidade dos blocos desintegrados; (c) processo continuado que leva uma rocha intensamente decomposta ao estado de solo arenoso ou argiloso homogêneo, frequentemente não saturado. Poderia se acrescentar que esses solos homogêneos são denominados solos residuais maduros, com predomínio de minerais secundários, como os argilominerais, enquanto os solos que ainda preservam estruturas como foliações, fraturas e predominância de minerais primários, como quartzo, feldspato e mica, e maior heterogeneidade do maciço rochoso de origem, são denominados solos residuais jovens. Além disso, nos solos residuais há uma gama de variedade granulométrica, denotando heterogeneidade ao material e não apenas frações arenosas ou argilosas. Tendem a ser materiais estruturados e cimentados, não apenas compostos por grãos minerais, mas também por agregados minerais, pontes cimentícias, e tendência à quebra e/ou desarranjo dessas estruturas quando submetidos a solicitações mecânicas.

O fraturamento de uma rocha ou planos de clivagem, por exemplo, possibilitam que a presença de água, ar e outras substâncias alterem quimicamente os minerais, diminuindo sua resistência e rigidez, e aumentando sua permeabilidade. Em suma, a depender do grau de intemperismo, os solos residuais podem preservar macroestruturas provenientes da rocha mãe (xistosidade, fissuras,

juntas, etc.), assim como microestruturas (macroporos, estrutura, cimentações entre partículas) (Cirone, Vargas Jr e de Campos, 2020). De acordo com Costa Filho et al. (1989, apud Cirone, Vargas Jr e de Campos, 2020), a presença de estruturas fracamente cimentadas, provê ao solo residual:

- a) Coesão verdadeira em termos de tensões efetivas.
- b) Tensão de pré-adensamento aparente, ou tensão de cedência, assim denominada neste trabalho, relacionada à estrutura e à cimentação.
- c) Maior rigidez a menores tensões e comportamento plástico a maiores tensões, caracterizando uma superfície de escoamento.

Como resumido por Cirone, Vargas Jr e de Campos (2020), o processo natural de intemperismo influencia a composição mineralógica, formato do grão, tamanho do grão, índice de vazios, estrutura, permeabilidade, resistência e deformabilidade de solos residuais, sendo que a magnitude destas modificações depende do nível das mudanças provocadas na estrutura dos solos pelos processos intempéricos. Obviamente, essas características afetam fortemente o comportamento de engenharia desses materiais. De um ponto de vista mecânico, o intemperismo é modelado como um processo de amolecimento (Vaughan e Kwan, 1984). A interferência da estrutura da rocha mãe no solo depende do grau de intemperização. Solos residuais jovens são materiais complexos e heterogêneos, especialmente quando desenvolvidos de rochas metamórficas. Nesses, pode-se observar distribuições bi-modais ou tri-modais de poros, como observado no solo residual de no trabalho experimental e numérico de Ferreira (2017), que refletirá em diferentes valores de entrada de ar na curva de retenção de umidade, por exemplo.

Apresentado em Vaughan, Maccarini e Mokhtar (1988), as características de engenharia gerais de solos residuais relacionado à sua origem geológica são:

- a) Uma componente de resistência e rigidez devido à cimentação, que foi progressivamente desenvolvida e que está em equilíbrio com o atual estado de tensões *in situ*.
- b) Um pequeno efeito da sua “história de tensões” no seu atual estado de tensões e na sua estrutura.
- c) Uma variada mineralogia e resistência à quebra de grãos.

- d) Uma distribuição de poros multimodal, pela qual é possível identificar microporos, mesoporos e macroporos.

No sudeste brasileiro, são comuns os gnaisses, os granitos, os basaltos, os arenitos e, na região do Quadrilátero Ferrífero, as rochas pelíticas (rochas sedimentares clásticas formadas por sedimentos da granulometria da argila), como os folhelhos.

2.2

Modelagem Constitutiva

Diversos modelos constitutivos têm sido propostos para simular o comportamento de geomateriais, cada um com suas peculiaridades. O critério de Tresca, aplicado em argilas saturadas, representa bem a resistência não drenada desses materiais. Em análises de deformações, fornece deformações volumétricas plásticas nulas sob cisalhamento não drenado, e não prevê deformações plásticas sob carregamento hidrostático. Seu parâmetro de estudo é a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u). Os modelos clássicos de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager são melhores empregados em análises de resistência última em materiais com atrito, mas não preveem, também, deformações plásticas sob carregamento hidrostático. Apresentam deformações volumétricas negativas (dilatância) quando utilizam lei de fluxo associada, independente do estado do material. Para um material homogêneo e isotrópico com comportamento plástico perfeito, o critério de Mohr-Coulomb necessita de duas variáveis elásticas, módulo de Young (E) e coeficiente de Poisson (ν), e três propriedades de resistência, intercepto coesivo (c'), ângulo de atrito (ϕ') e ângulo de dilatância (ψ). Na Figura 2.1 apresentam-se os incrementos de deformações plásticas nos critérios de Tresca e Mohr-Coulomb com lei de fluxo associada, observando-se a hipótese da coaxialidade entre incrementos de deformações plásticas e tensões totais (válido para materiais isotrópicos).

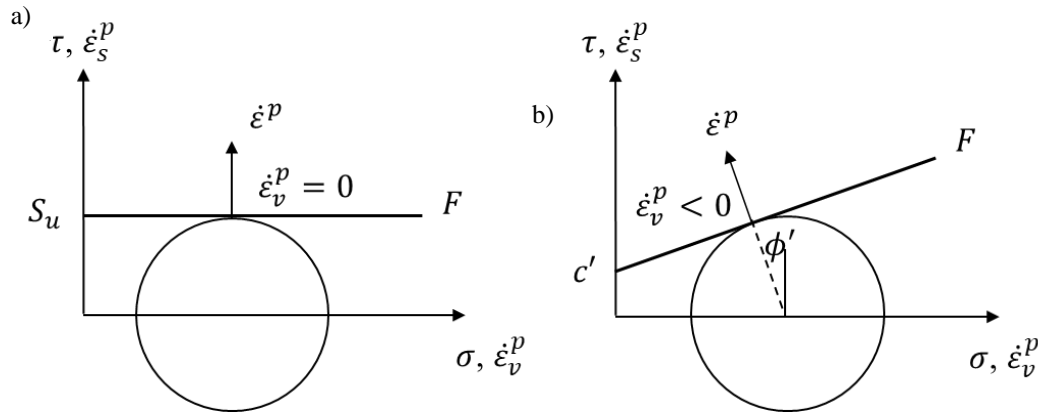


Figura 2.1 – Incrementos de deformação plástica com lei de fluxo associada: a) critério de Tresca; b) critério de Mohr-Coulomb.

Modelos com *cap* representam um avanço quanto a esses últimos pois utilizam múltiplas superfícies de plastificação, sendo uma delas o *cap*, delimitadora das tensões hidrostáticas compressivas como também estados de tensões que geram deformações permanentes. O modelo Cam Clay é o exemplo típico. Muito utilizado para modelar argilas normalmente adensadas, o Cam Clay é considerado o início da Mecânica do Estado Crítico. O estado crítico é definido conceitualmente como um estado bem definido que materiais granulares atingem quando continuamente cisalhados até que se comportem como fluido friccional (Schofield e Wroth, 1968), independente da compacidade (areias) ou nível de adensamento (argilas) inicial. Antes de atingir o colapso, o solo passa por progressivos estados de escoamento, e atinge um índice de vazios crítico, o qual permanece constante nas deformações subsequentes (Desai e Siriwardane, 1984). Isto é, o material atinge um arranjo de partículas tal que não mais variação de volume é observada durante o cisalhamento.

O modelo Cam Clay propõe quatro constantes M , Γ , λ e κ , sendo a primeira definidora da linha de estado crítico no plano de invariantes q ($\sqrt{3J_2}$) e p' ($I_1/3$), a segunda e a terceira definidoras da linha de estado crítico no plano de invariantes v e $\ln p'$, e a quarta como inclinação do trecho de descarregamento-recarregamento no plano v e $\ln p'$, todas utilizadas no cálculo das deformações elastoplásticas e representadas na Figura 2.2. O volume específico v é definido como $(1 + e)$, sendo e o índice de vazios do material. Nesse modelo, Schofield e Wroth (1968) apresentam os conceitos de energia recuperável/elástica (\dot{U}) avaliada quando o material é descarregado, e energia dissipada/plástica (\dot{W}) que produz deformações

permanentes. O modelo Cam Clay Modificado difere do anterior pela sua superfície de escoamento considerar que no carregamento hidrostático apenas deformações volumétricas plásticas ocorrem. Apesar do avanço, uma das limitações no modelo Cam Clay e Cam Clay Modificado reside no fato de não representarem o fenômeno de amolecimento observado em areias densas e argilas sobreadensadas. Além disso, em materiais como os solos residuais, que não necessariamente atingem o estado crítico, a utilização e calibração desses modelos passa a não possuírem significado físico ou prático.

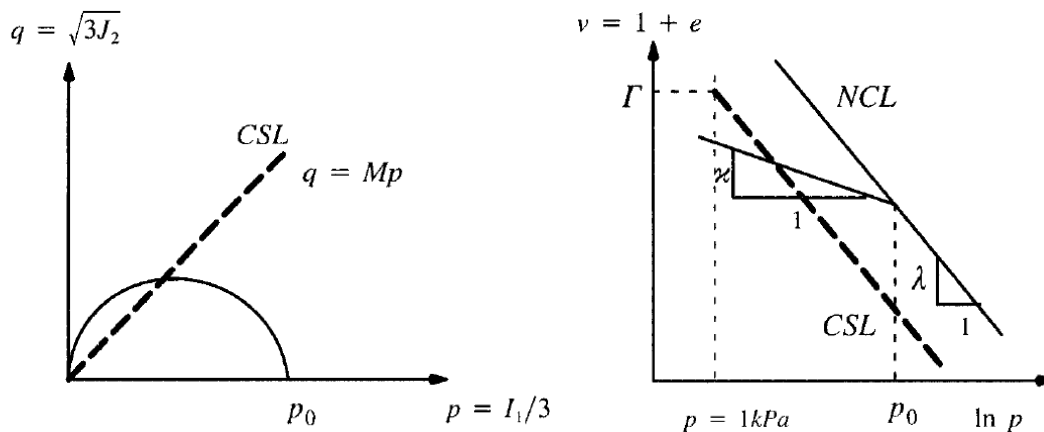


Figura 2.2 – Linha de estado crítico (CSL), *Normal Consolidation Line* (NCL) e função de escoamento (p_0) (potencial plástico) do modelo Cam Clay Modificado. Yu (2006).

Modelos baseado no parâmetro de estado (ξ), definido conceitualmente como a diferença entre o volume específico atual (v) e o volume específico no estado crítico ($\Gamma - \lambda \ln p'$), são aplicáveis a materiais granulares, areias, em um range considerável de tensões e densidades, e está graficamente representado na Figura 2.3. Been e Jefferies (1985, *apud* Yu, 2006), demonstraram que propriedades normalmente utilizadas para areias, como ângulo de atrito e dilatância, normalizam bem com o parâmetro de estado.

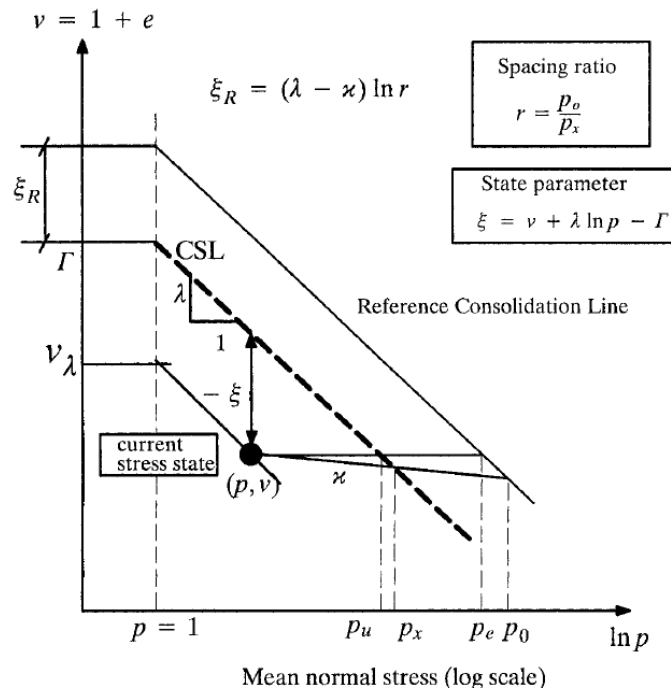


Figura 2.3 – Conceito de parâmetro de estado. Yu (2006).

O modelo de Lade-Kim apresenta uma única superfície de plastificação em formato de gota, representando contornos de mesmo trabalho plástico. Ela é expressa em termos de invariantes de tensões e três parâmetros ψ_1 , h e q . Seu potencial plástico, em uma lei de fluxo não associada, é expressa em termos de invariantes de tensões e mais dois parâmetros ψ_2 e μ . À medida que o trabalho plástico aumenta, a superfície plástica se expande até atingir a superfície de ruptura, expressa em termos de invariantes de tensões e dois parâmetros m e η_1 (Lade e Kim, 1988a, 1988b, 1988c). Após a ruptura, a superfície plástica contrai-se isotropicamente conforme aumenta o trabalho plástico.

De modo geral, uma lei constitutiva elastoplástica é composta pelos seguintes elementos:

- Relação entre tensão e deformação elástica.
- Um critério/função de escoamento, que define a partir de qual estado de tensões o material apresenta deformações plásticas, representado por uma superfície no espaço tridimensional de tensões.
- Um potencial plástico utilizado na lei de fluxo do material para cálculo da intensidade e direção das deformações plásticas.

- d) Uma lei de endurecimento/amolecimento para definição de como a superfície de escoamento evolui ao longo das deformações elástoplásticas.

A lei de Hooke generalizada é utilizada para relacionar os incrementos de deformações elásticas aos incrementos de tensões.

Um critério de escoamento é uma formulação matemática, função $f = 0$, que delimita o comportamento elástico do material e sua evolução elástoplástica, e é representado por uma superfície no espaço tridimensional de tensões. Também pode ser definido como o lugar geométrico dos estados de tensões admissíveis relacionados à ocorrência de deformações permanentes, considerando-se as mais prováveis trajetórias de tensões a ocorrer em campo. Em geral, é função do estado de tensões, σ_{ij} , e de variáveis internas relacionadas ao endurecimento ou amolecimento do material, representadas por um escalar k relacionado ao endurecimento/amolecimento isotrópico, e pelo tensor α_{ij} relacionado ao endurecimento/amolecimento cinemático.

Na plasticidade, os únicos estados de tensões admissíveis são aqueles que atendem a $f(\sigma_{ij}, k, \alpha_{ij}) \leq 0$. O conjunto dos estados de tensões plasticamente admissíveis é representado pelo conjunto:

$$\bar{\mathbb{E}} = \{(\sigma_{ij}, k, \alpha_{ij}) \mid f(\sigma_{ij}, k, \alpha_{ij}) \leq 0\} \quad (2.1)$$

Quando o estado de tensões atende ao critério de escoamento representado pela função f , ocorre o fluxo plástico, isto é, o material apresenta deformações permanentes. A equação que rege a evolução do tensor $d\varepsilon_{ij}^p$ é denominada *lei de fluxo plástico*, e para um problema de superfície de plastificação única apresenta-se como:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.2)$$

Em que o parâmetro $d\lambda$ é não negativo e conhecido como multiplicador plástico. A função $g = g(\sigma_{ij}, h_{ij})$ é conhecida como *potencial plástico* e, para materiais geológicos em geral, é diferente da função de escoamento, sendo a lei de fluxo neste caso denominada *não associada*. O tensor h_{ij} representa as variáveis internas relacionados ao fenômeno de endurecimento/amolecimento. O gradiente da função potencial plástico determina a direção dos incrementos de deformações plásticas, variável ao longo da trajetória de tensões.

No endurecimento/amolecimento isotrópico, a superfície de escoamento aumenta ou diminui, respectivamente, de tamanho, mas sem alterar seu formato, orientação ou posição. Pode ser representado por uma variável k expressa em função das deformações plásticas acumuladas, $k(\varepsilon_{ij}^p)$, ou do trabalho plástico durante a solitação, $k(W^p)$, e representa o tamanho da superfície, como o seu raio. A superfície de escoamento durante o endurecimento isotrópico é expressa como:

$$f(\sigma_{ij}, k) = f(\sigma_{ij}) - k(\varepsilon_{ij}^p) = 0 \quad (2.3)$$

Ou

$$f(\sigma_{ij}, k) = f(\sigma_{ij}) - k(W^p) = 0 \quad (2.4)$$

No endurecimento cinemático, o formato e o tamanho da superfície de escoamento permanecem inalterados, mas sua posição é transladada. Esse movimento pode se dar, por exemplo, na direção do vetor que conecta o centro da superfície de escoamento e o ponto de tensões no estágio de solitação anterior $m - 1$. Neste caso, a superfície de escoamento é expressa como:

$$f(\sigma_{ij}, \alpha_{ij}) = f(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) = 0 \quad (2.5)$$

Onde o tensor α_{ij} representa o vetor que conecta a origem do sistema de coordenadas ao centro da superfície de escoamento em cada estágio m de carregamento.

Evidências experimentais mostram que o endurecimento pode ser representando tanto por movimentos isotrópicos quanto cinemáticos da superfície de plastificação, de modo que esta é expressa por:

$$f(\sigma_{ij}, k, \alpha_{ij}) = f_1(\sigma_{ij} - \alpha_{ij}) - f_2(k) = 0 \quad (2.6)$$

Avanços são observados no formato da superfície de escoamento e potencial plástico, além da lei de endurecimento/amolecimento, em modelos como o Tear Shape de Lagioia, Puzrin e Potts (1996) e o R-Soil de Cirone (2020). A Tabela 2.1 apresenta as funções de escoamento de modelos clássicos da literatura, a Tabela 2.2 os respectivos potenciais plásticos e a Tabela 2.3 algumas leis de endurecimento/amolecimento. Apesar de necessitarem de uma maior quantidade de parâmetros a serem calibrados, como também o modelo Single Hardening de Lade e Kim (1988a, 1988b), representam com maior acurácia os dados de laboratório.

Tabela 2.1 – Funções de escoamento de modelos da literatura.

Nome	Função de Escoamento
Original Cam Clay	$\frac{\eta}{M} + \ln \frac{p}{p_0}$
Modified Cam Clay	$q^2 - M^2 p (p_0 - p)$
Single Hardening	$\left(\psi_1 \frac{I_1^3}{I_3} - \frac{I_1^2}{I_2} \right) \left(\frac{I_1}{p_a} \right)^h e^q$
Tear Shape	$\frac{p}{p_0} - e^{-\frac{\eta/M}{1-\alpha}} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \frac{\eta}{M} + 1 \right)^{\frac{\alpha}{(1-\alpha)^2}}$
R-Soil	$\left(\frac{p}{p_0} \right)^n + \left(\frac{\eta}{3} \right)^2 - 1$

Tabela 2.2 – Potenciais plásticos de modelos da literatura.

Nome	Potencial Plástico
Original Cam Clay	$\frac{\eta}{M} + \ln \frac{p}{p_0}$
Modified Cam Clay	$q^2 - M^2 p (p_0 - p)$
Single Hardening	$\left(\psi_1 \frac{I_1^3}{I_3} - \frac{I_1^2}{I_2} + \psi_2 \right) \left(\frac{I_1}{p_a} \right)^\mu$

Tear Shape	$\frac{p}{p_0} - e^{-\frac{\eta/M}{1-\alpha}} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \frac{\eta}{M} + 1 \right)^{\frac{\alpha}{(1-\alpha)^2}}$
R-Soil	$\left(\frac{\psi_1 + \eta^2}{\psi_2 - \eta^2} \right) \left(\frac{p}{p_0} \right)^\mu = \frac{\psi_1}{\psi_2}$

Tabela 2.3 – Leis de endurecimento/amolecimento de modelos da literatura.

Nome	Lei de Endurecimento/Amolecimento
Original Cam Clay	$dp_0 = \frac{v p_0}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_v^p$
Single Hardening	$f''_p = A e^{-B \left(\frac{W_p}{p_a} \right)}$
R-Soil	$dp_0 = \frac{p_0}{\lambda' - \kappa'} d\varepsilon_v^c \quad ; \quad d\eta_0 = -B_q (\eta_0 - \eta_r) d\varepsilon_d^p$

3

Material de Estudo: Solo Residual de Filito

Este capítulo tem como objetivo apresentar uma análise detalhada dos seis blocos indeformados de solo residual de filito dolomítico retirados da Formação Fecho do Funil, localizada no Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais. Para tanto, além de apresentar a geologia do local, serão discutidas as características das amostras, bem como os resultados obtidos por meio dos ensaios geotécnicos realizados em laboratório.

Os seis blocos indeformados de solo residual de filito dolomítico estudados foram retirados da ombreira esquerda de uma barragem localizada na cidade de Itabirito/MG, pertencente ao Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais, na Formação Fecho do Funil. A Figura 3.1 apresenta uma vista geral da ombreira de onde os blocos de filito foram coletados e a Figura 3.2 a fotografia dos blocos.



Figura 3.1 – Filito da formação Fecho do Funil aflorando na ombreira da barragem com baixo ângulo de mergulho ($\sim 30^\circ$) para NW.

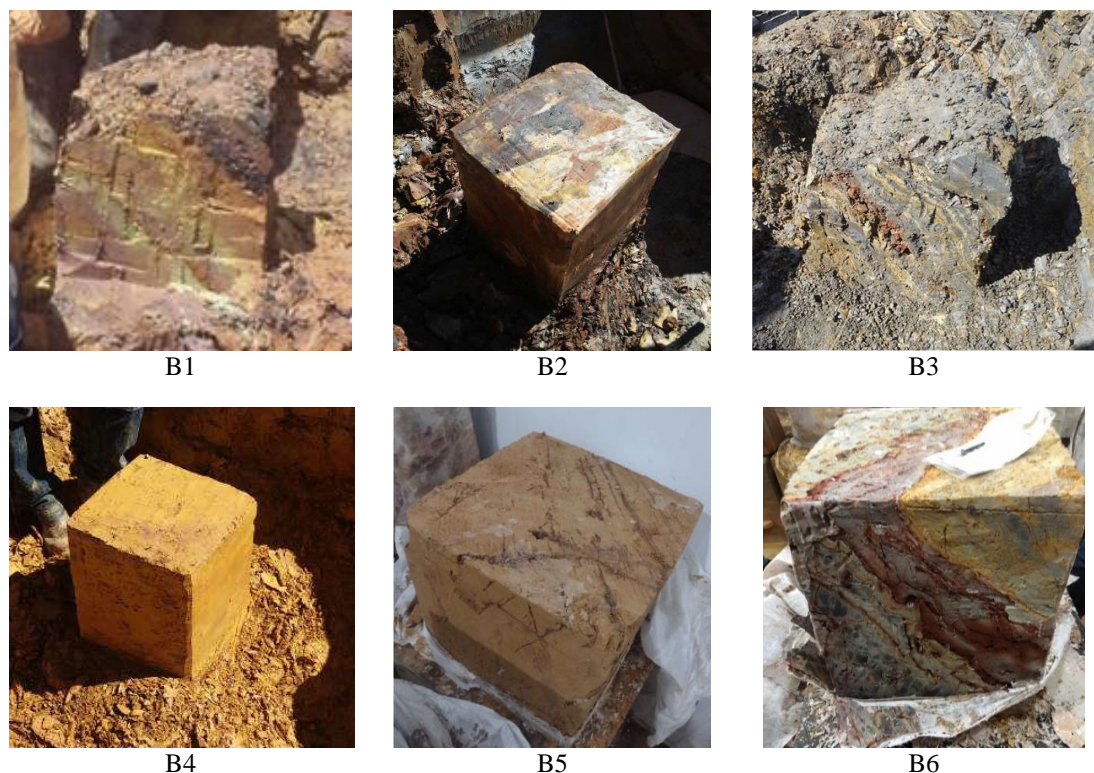


Figura 3.2 – Blocos B1 a B6 de solo residual de filito.

Visualmente, o bloco B1, coletado a 4,86 m de profundidade, apresenta coloração amarela avermelhada e bastante heterogêneo e intemperizado (“mole”), e possivelmente anisotrópico. O bloco B2, coletado a 5,74 m de profundidade, apresenta coloração variada, com cores escuras a claras (pode-se correlacionar a minerais máficos e félsicos), heterogêneo, possivelmente anisotrópico. O bloco B3, coletado a 6,87 m de profundidade, apresenta coloração acizentada, com veios amarelo avermelhados, e bastante heterogêneo, anisotrópico e intemperizado (“mole”). O bloco B4, coletado a 7,76 m de profundidade, apresenta coloração amarela amarronzada e características mais homogêneas e isotrópicas. O bloco B5 apresenta coloração marrom e fraturas preservadas, denotando anisotropia. O bloco B6 apresenta coloração variada entre cinza esverdeado, vermelho e amarelo, com grande heterogeneidade e anisotropia.

Observa-se, de modo geral, nos blocos B1, B2, B3, B5 e B6, intercalações (dobras), fraturas preservadas, e materiais de coloração e textura diferentes, variando entre cinza, marrom, amarelo, rosa e vermelho, denotando que se

caracterizam como solos residuais jovens, exceto o bloco B4, que poderia se classificar, visualmente, como solo residual maduro.

Alvares (2004) estudou taludes da Mina Gongo Soco-CVRD na região central do Quadrilátero Ferrífero com ocorrência de litologias meta-sedimentares (formações ferríferas, dolomitos, filitos e quartzitos), contemplando dados de inspeções de campo, ensaios de laboratório, dados de instrumentação, e relata que os filitos normalmente encontram-se bastante decompostos, até várias dezenas de metros, e possuem baixa resistência ao cisalhamento, sendo um dos componentes que deverão governar o comportamento geotécnico dos taludes.

Foram realizados ensaios de massa específica real dos grãos, análise granulométrica com peneiramento e sedimentação, teor de umidade natural, limites de liquidez e plasticidade, permeabilidade, ensaios edométrico e triaxiais hidrostáticamente adensados e cisalhados sob condições drenadas e não drenadas. Em “x” na Tabela 3.1, apresenta-se os ensaios realizados nos seis blocos estudados. Realizou-se ensaios triaxiais CIU no bloco B5 considerando as direções de moldagem dos corpos de prova nas direções “topo-base” e “perpendicular” às foliações; esses corpos de prova serão denominados B5 topo-base e B5 perpendicular.

Tabela 3.1 – Ensaio realizados nos seis blocos de solos residual de filito da Formação Fecho do Funil.

Bloco	Profundidade (m)	Massa específica dos grãos	Granulometria	Teor de Umidade	Limites de Atterberg	Permeabilidade	Edométrico	Triaxial CID	Triaxial CIU
B1	4,9	x	x	x	x	x	x		x
B2	5,2	x	x	x	x	x	x		x
B3	6,9	x	x	x	x	x	x		x
B4	7,8	x	x	x	x	x	x		x
B5		x	x	x	x			x	x
B6		x	x	x	x		x	x	x

3.1

Geologia Local

Os blocos de solo residual de filito estudados foram coletados na cidade de Itabirito/MG, e pertencem ao Quadrilátero Ferrífero (QF) de Minas Gerais, região de considerável exploração de minério de ferro (derivado, principalmente, da hematita), manganês, ouro e alumínio (derivado da bauxita). Os minérios encontrados se devem à complexa atividade tectônica na região com intrusões de fluidos magmáticos associados a presença de estruturas geológicas como dobras, falhas, fraturas e domos.

O Quadrilátero Ferrífero situa-se ao sul do cráton São Francisco e possui uma “arquitetura” estrutural do tipo domos e calhas (Cutts, et al., 2019). O embasamento Arqueano (gnaisses, migmatitos e granitóides) ocorre em domos (e.g. Bação, Bomfim, Caeté, Santa Rita, Belo Horizonte, e outros), e a sequência supracrustal ocorre em calhas. A porção supracrustal se dá por uma sequência vulcano-sedimentar, Supergrupo Rio das Velhas, uma sequência metassedimentar, Supergrupo Minas, e o Supergrupo Estrada Real, o Supergrupo Espinhaço, formações Terciárias e rochas intrusivas. As calhas incluem sinclinais (e.g. Moeda, Dom Bosco, Pitangui-Peti, Mateus Leme e Souzas) e homoclinais (Serra do Curral). Zonas de cisalhamento ocorrem no contato entre as rochas supracrustais e o embasamento, ao redor dos domos (Alkimim e Marshak, 1998). Dobras e falhas na região norte do QF possuem orientação NE, enquanto no sul, as estruturas regionais possuem orientação NS e EW (Cutts et al., 2019). Este padrão resulta da superposição de dois grandes episódios tectônicos: a contração e extensão no evento Transamazônico, e a orogenia (tectônica compressional) no evento Brasileiro (Cutts et al., 2019). Com direção nordeste, predominam as dobras (sinclinal Gandarela, anticlinal Conceição, metade nordeste da sinclinal Ouro Fino, e as sinclinórias Itabira e Monlevade). Associado à orogenia Neoproterozóico Brasileiro, inclui-se uma série de falhas de empurrão, e estruturas associadas, com convergência à oeste. Estruturas tectônicas penetrativas (xistosidade filítica, foliação milonítica, clivagem de crenulação, lineamentos) sobrepuaram estruturas preexistentes no evento Brasileiro na região oeste da sinclinal Moeda, cortando, ao norte, a Serra do Curral (Alkimim e Marshak, 1998).

A litoestratigrafia do Quadrilátero Ferrífero corresponde, em linhas gerais, à: a) embasamento cristalino de idade Arqueana, nomeado Complexos Metamórficos, compostos por gnaisses, granitos e migmatitos; b) sequências vulcano-sedimentares

de baixo a médio grau metamórfico e idade Arqueana, nomeadas Supergrupo Rio das Velhas, compostas, majoritariamente, por serpentinitos, xistos, metaperidotitos, metadunitos, metagabros, metabasaltos, formações ferríferas e filitos carbonosos (Grupo Quebra Osso); filitos, xistos, quartzitos, metagrauvacas, metaconglomerados, formações ferríferas (Grupo Nova Lima); quartzitos, metaconglomerados, metarenitos, xistos, metadiamicititos (Grupo Maquiné); c) sequências metassedimentares de idade Proterozóica, nomeadas Supergrupo Minas, compostas, majoritariamente, por xistos, quartzitos e filitos (Grupo Tamanduá); quartzitos, metaconglomerados, filitos, mármore e xistos (Grupo Caraça); mármore, itabiritos, filitos e quartzitos (Grupo Itabira); quartzitos, filitos, xistos, mármore, formações ferríferas (Grupo Piracicaba); Supergrupo Estrada Real, composto por xistos, metagrauvacas, quartzitos, filitos, metadiamicititos, mármore e formações ferríferas (Grupo Sabará); quartzitos, metaconglomerados, filitos e formações ferríferas (Grupo Itacolomi); Supergrupo Espinhaço, composto por quartzitos, metaconglomerados, metadiamicititos, filitos e formações ferríferas; d) Formações Terciárias com depósitos aluvionares, coluvionares, eluvionares, Canga (cobertura detrito-laterítica – concreções de hidróxido de ferro), arenitos, pelitos e conglomerados; e) rochas intrusivas máficas e ultramáficas, como diques de diabásio e demais pegmatitos (Endo et al., 2019).

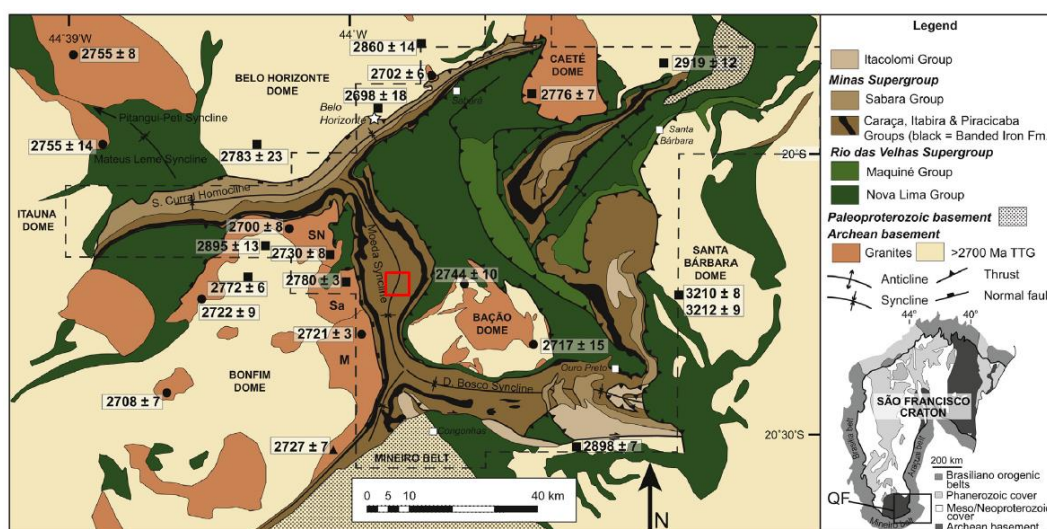


Figura 3.3 – Mapa geológico do Quadrilátero Ferrífero. As legendas indicam as principais estruturas geológicas (falhas, dobras, domos). Em vermelho, local de coleta dos blocos estudados. Cutts et al., 2019.

O grupo Piracicaba é dividido em cinco formações, dentre elas a do Fecho do Funil, de onde os blocos de filito dolomítico estudados no presente trabalho foram coletados. Segundo Simmons (1968), em ordem de abundância de tipos de rochas e constituintes mineralógicos, tem-se na Formação Fecho do Funil: filitos compostos por sericita (mica), quartzo e dolomita (carbonato); siltitos compostos por quartzo, sericita e dolomita; e dolomito composto por dolomita, quartzo e sericita. Segundo o Mapa Geológico do Quadrilátero Ferrífero de 2019, a Formação Fecho do Funil é composta por filitos, filitos dolomíticos, metassiltitos, mármore, metarritimitos e formações ferríferas (Endo et al., 2019). O filito da formação pode apresentar-se verde acizentado, cinza, bronzeado, marrom e vermelho amarronzado, e muitos acamamentos são siltosos e dolomíticos; o silito é cinza a marrom escuro e é dolomítico e filítico; o dolomito silicoso é cinza e rosa.

O filito é uma rocha intermediária entre ardósia e xisto na evolução metamórfica de pelitos. Pelitos são rochas sedimentares detríticas clásticas - isto é, formadas com os fragmentos oriundos de outras rochas - cujos componentes principais são minerais com granulometria de argilas e siltes, e que se originam pela litificação de lamelas. Diferentemente da ardósia, o plano de xistosidade nos filitos é bem definido e brilhante determinado pela disposição de mica.

As rochas argilosas da região do QF são filitos e xistos, e são fáceis e profundamente alteradas. Isso devido à composição mineralógica rica em mica, argilominerais (clorita) e carbonatos, além de quartzo, e às estruturas geológicas como clivagem, fraturamentos, falhas e dobras. Muitos dos filitos de granulação fina do grupo Piracicaba são envolvidos em deslizamentos e *creeps*, relacionados, especialmente, à sua mineralogia e estruturas geológicas, e às alterações intempéricas e antrópicas do equilíbrio dinâmico entre taludes, clima tropical úmido e remoção da vegetação natural (Dorr, 1969). Por causa da sua facilidade de escavação, muitas rodovias foram construídas nos saprólitos de filito, mas a baixa qualidade mecânica dos aterros e a instabilidade dos cortes decorreram em diversos problemas. Em muitos lugares, essas rochas e solos delas derivados são pouco cimentadas ou substituídas na superfície por bauxitas (óxidos de alumínio) ou limonita (minério de ferro), dependendo da composição da rocha. Essa cimentação, ou laterização, de 1 a 10 cm de espessura, atribui resistência à erosão superficial e permite a formação de taludes íngremes, até que essa cobertura seja violada

(Dorr, 1969). Os taludes escavados neste tipo de material podem sofrer diferentes tipos de ruptura, até mesmo flambagem, quando a foliação possui a mesma atitude do talude (Dilásio, 2004).

Apesar da intensa atividade tectônica, o processo intempérico sobre os maciços rochosos ou terrosos podem alterar o material de modo que os problemas de estabilidade, por exemplo, passam a ser deflagrados na rocha intacta ou no solo, não necessariamente por uma estrutura. Silva (2010) realizou inspeções de campo e ensaios de durabilidade em laboratório em oito amostras indeformadas de filito dolomítico e filito sericítico do Quadrilátero Ferrífero, e observou que nas rochas que apresentam maior durabilidade e resistência, e menor grau de alteração, as condições cinemáticas favoráveis à ruptura de taludes se deu por mecanismos definidos por estruturas geológicas (foliação e fratura). Já nos locais em que as rochas se apresentaram menos duráveis e resistentes, mais alteradas, mesmo na presença de estruturas geológicas com cinemática favorável à ocorrência de ruptura, foram observadas rupturas circulares, típicas de solos homogêneos/isotópicos ou altamente anisotrópicos – quando não se tem mais uma direção preferencial de fraqueza.

3.2

Caracterização Física

Os resultados dos ensaios de caracterização física dos blocos de solo residual de filito dolomítico são apresentados na Tabela 3.2. Foram realizados ensaios de massa específica real dos grãos, análise granulométrica com peneiramento e sedimentação, teor de umidade natural, limites de liquidez e plasticidade. As curvas granulométricas são apresentadas na Figura 3.4.

Tabela 3.2 – Dados de caracterização física do solo residual de filito.

Bloco	Massa espec. real dos grãos, ρ_s (g/cm ³)	Granulometria				Teor umidade natural, w (%)	Limite liquidez, LL (%)	Limite plasticidade, LP (%)	Peso espec. natural, γ_n (kN/m ³)
		Pedr eg.	Areia	Silte	Argila				
B1	2,90	0	1	96	3	41,5	49	27	17,5
B2	2,94	0	5	90	5	33,4	39	23	19,7

B3	2,99	7	10	76	7	32,5	45	30	19,2
B4	2,96	0	6	82	12	39,9	48	34	16,8
B5	2,97	2	5	89	5	35,7	NL	NP	-
B6	2,94	8	8	81	4	42,3	NL	NP	15,6

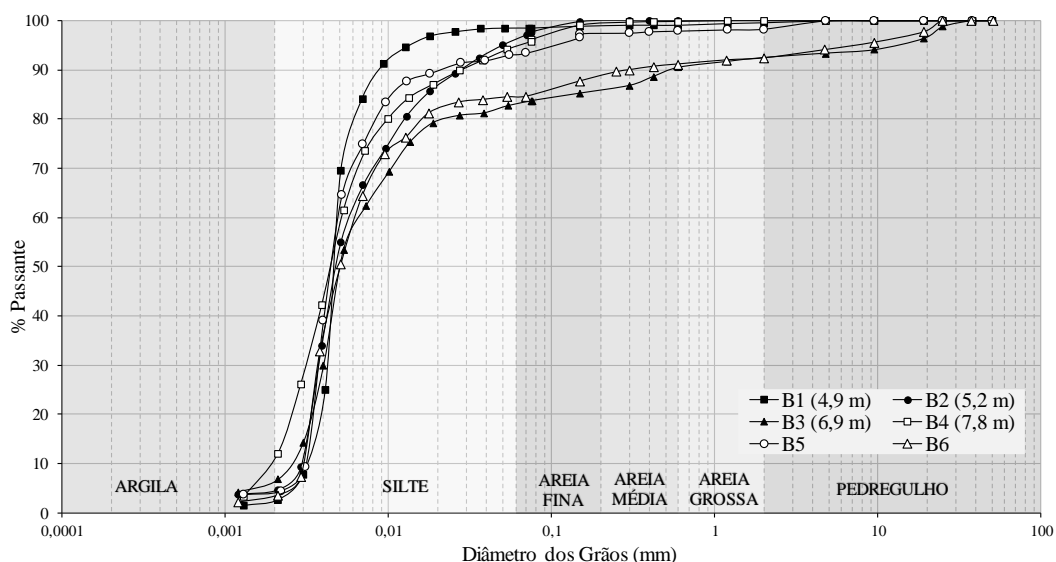


Figura 3.4 – Curva granulométrica dos blocos de solo residual de filito.

A massa específica real dos grãos média é de 2,95 g/cm³. O valor elevado pode se justificar pela provável presença de limonita (minério de ferro) na mineralogia do material, conforme relata trabalhos em materiais de alteração (rochas brandas e solos) de filito na região (Dorr, 1969, Lopes, 2006).

A granulometria predominante é siltosa (86%), seguido de argila (6%) e areia (6%), caracterizando um solo fino variando entre silto arenoso e silto argiloso. Observa-se, na Figura 3.4, certa hegemonia na granulometria dos blocos, sendo o B1 o bloco mais siltoso, o B3 o bloco mais arenoso e o B4 o bloco o mais argiloso. Os ensaios de granulometria apresentados foram realizados sem o uso de defloculante, de modo que é possível observar a estrutura do solo, isto é, a granulometria de aglomerados de partículas, assim como o solo se apresenta em campo. Gomes (2021) realizou ensaios de análise granulométrica em um solo residual jovem e um solo residual maduro de filito da Formação Gandarela, em

Itabirito/MG, com e sem defloculante, e observou que parte da fração siltosa corresponde a um aglomerado de argilas.

O teor de umidade natural médio dos blocos é de 37,3%, entre o limite de plasticidade, de 29%, e o limite de liquidez, de 45%.

Segundo a classificação SUCS de Casagrande, os blocos B1 a B4 predominam como siltes a argilas de baixa plasticidade (Figura 3.5). No entanto, como em alguns trabalhos em solos residuais brasileiros (Boszczowski, 2008; Gomes, 2021), diferentes de solos argilosos sedimentares, nos blocos B5 e B6 não foi possível concluir os ensaios de Atterberg, apresentando-se como amostras não líquidas e não plásticas.

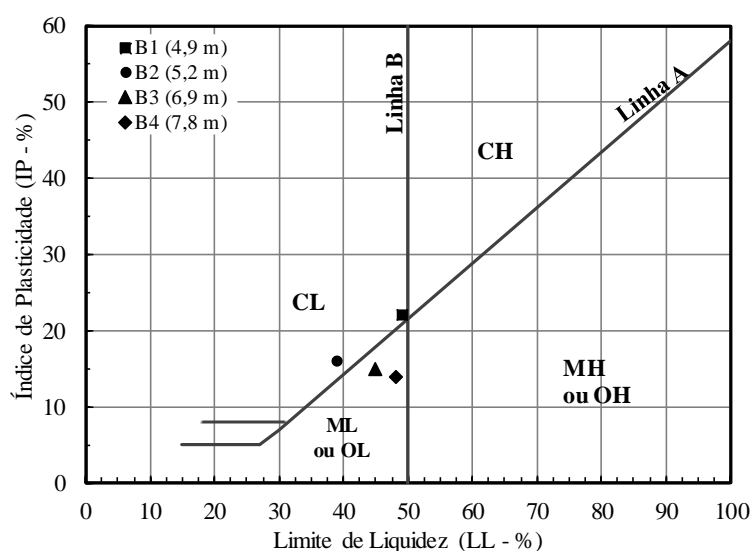


Figura 3.5 – Carta de plasticidade dos blocos de solo residual de filito.

3.3

Coeficientes de Permeabilidade

Os resultados de ensaios de permeabilidade à carga variável na direção vertical e na direção horizontal dos blocos B1, B2, B3 e B4 são apresentados na Tabela 3.3. A variação na direção do fluxo possui o objetivo de verificar a influência de foliações, fraturas e outras estruturas na anisotropia hidráulica dos materiais.

Tabela 3.3 – Coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal do solo de filito.

Bloco	Coeficiente de permeabilidade vertical, k_v (cm/s)	Coeficiente de permeabilidade horizontal, k_h (cm/s)
B1	3,66E-06	4,28E-06
B2	2,85E-06	6,22E-07
B3	1,75E-06	1,49E-06
B4	1,74E-06	3,14E-06

O coeficiente de permeabilidade vertical médio é de 2,50E-06 cm/s e o coeficiente de permeabilidade horizontal médio é de 2,38E-06 cm/s. São semelhantes, mas pode-se observar que o desvio padrão de k_h (1,64E-06 cm/s) é maior do que o desvio padrão de k_v (9,32E-07 cm/s), denotando uma leve anisotropia hidráulica nesses quatro blocos, especialmente em B2. O solo residual jovem de filito da Formação Gandarela estudado por Gomes (2021) possui condutividade hidráulica perpendicular às foliações de 4,00E-05 cm/s, e paralela às foliações de 1,20E-04 cm/s, maiores do que as observadas no presente trabalho, e anisotrópicas. No solo residual maduro de filito em Gomes (2021), encontrou-se coeficiente de permeabilidade perpendicular às foliações de 3,30E-05 cm/s e paralelo de 6,00E-05 cm/s, também maiores do que os apresentados nesta pesquisa.

3.4

Ensaio Edométrico

O ensaio edométrico consiste na aplicação de um carregamento vertical em um corpo de prova cilíndrico que não se deforma lateralmente, apenas com recalques por adensamento axial. É frequentemente utilizado para obtenção de parâmetros de deformabilidade e da tensão de escoamento, sob essas condições de contorno. Em solos residuais, esses parâmetros podem ser mascarados por características como cimentação e estrutura (Boszczowski, 2008).

3.4.1

Tensão de Cedência e Índices Clássicos

A definição da tensão de escoamento (*yield stress*) ou de “pré-adensamento”, aqui denominada de tensão de cedência, σ'_y , no ensaio edométrico para solos residuais não é a mesma para os solos sedimentares. O intemperismo acarreta em um descarregamento vertical devido à perda de massa durante sua alteração ou a qualquer outro processo erosivo. Assim, poderia-se considerar como um processo de sobreadensamento na mecânica dos solos convencional. No entanto, o solo de alteração é continuamente modificado durante esse processo de descarregamento, e o conceito de dependência das características do solo da história de tensões é válida para solos em que a textura e a granulometria permanecem constantes enquanto a porosidade e a estrutura mudam. Como os solos residuais são alterados pelo intemperismo, o efeito da tensão prévia na sua estrutura é removido. Assim, é razoável considerar que a estrutura atual de um solo residual está em equilíbrio e é associada ao estado atual de tensões, enquanto o efeito das tensões que já foram submetidas é pequeno (Vaughan, Maccarini e Mokhtar, 1988).

Ainda assim, pode-se inferir a tensão de cedência ou tensão de escoamento nesses materiais em um gráfico índice de vazios (escala aritmética) vs tensão vertical efetiva (escala logarítmica). A mudança de rigidez dos solos residuais é função da resistência entre partículas do solo e da interligação dos minerais (Futai, 2002). E, nestes solos, é possível ajustar duas retas definindo o início de patamares de escoamento na curva índice de vazios – logaritmo da tensão, justificadas pela influência da estrutura (Futai, 2002). A Figura 3.6 apresenta a identificação gráfica dos inícios de patamares lineares e da tensão de cedência/escoamento (indicada por setas) (σ'_y). Na Figura 3.6 também observa-se que o bloco B1 apresenta dois trechos aproximadamente lineares no espaço semi-log, com valores de tensão de escoamento iguais à 25 kPa e 800 kPa. O mesmo se observa para os blocos B2 e B4. Esses blocos apresentam considerável textura siltosa. Já os blocos B3 e B6, apenas uma tensão de escoamento pode ser melhor definida, como trecho de mudança de declividade da curva, sendo para o primeiro com σ'_y igual à 410 kPa, e para o segundo σ'_y igual à 430 kPa. Esses solos, com maior dependência da estrutura na compressibilidade, foram os que apresentaram distribuição

granulométrica melhor graduada. Silva (2006) encontrou tensão de cedência para o solo de filito dolomítico iguais à 394 kPa e 405 kPa, utilizando o método de convencional de Pacheco e Silva.

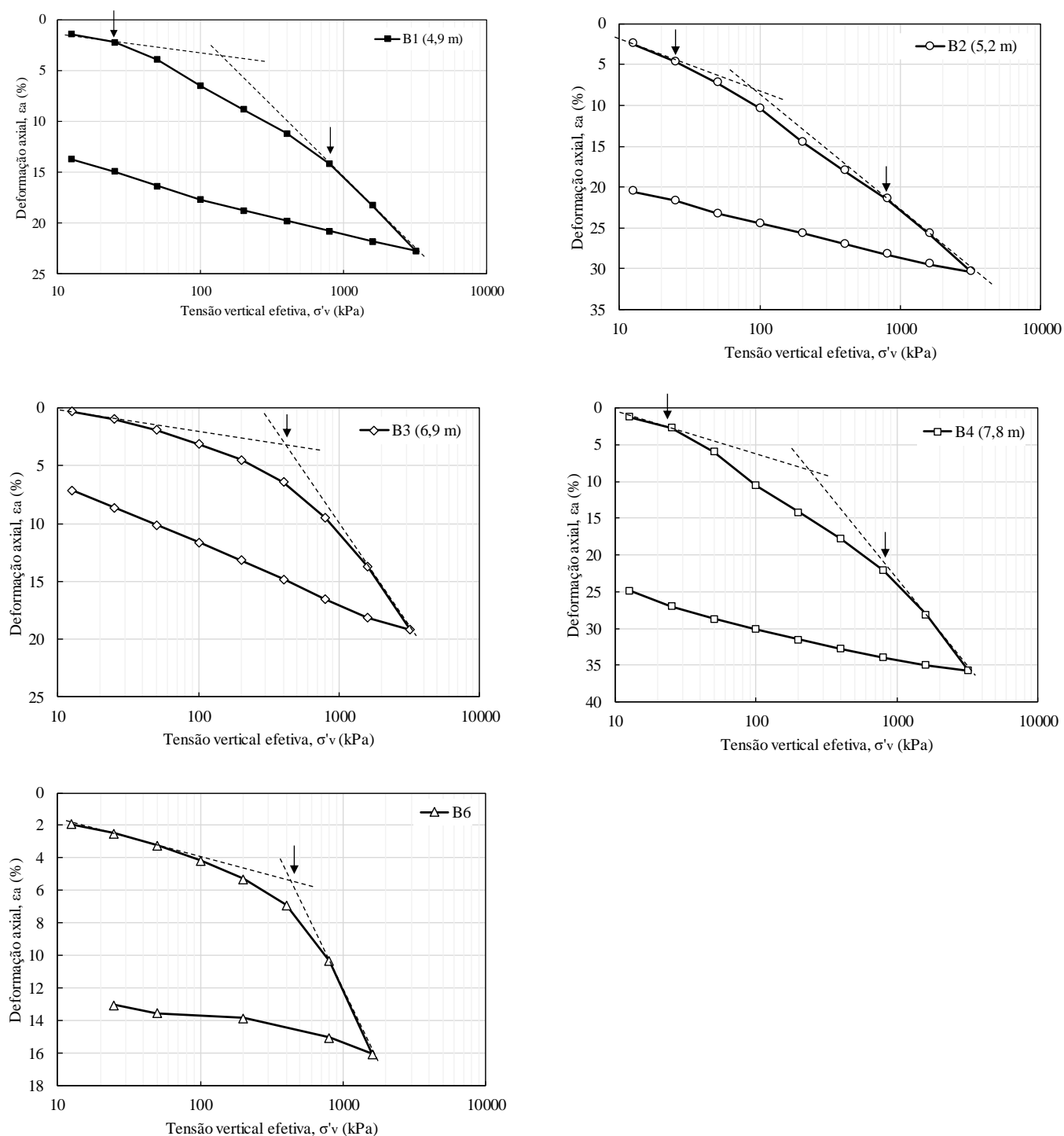


Figura 3.6 – Tensões de escoamento obtidas no ensaio edométrico para o solo residual de filito.

Na maioria dos casos, a utilização do índice de vazios como padrão de comparação para solos tropicais não é o ideal (Futai, 2002), devido à presença de estruturação (distribuição granulométrica e mineralógica) e cimentação (*bond strength* – ligações intergranulares: forças capilares, pontes de argila, agentes cimentantes químicos, como óxido de ferro e/ou carbonato de cálcio) nestes solos. Ainda assim, apresenta-se os valores no presente trabalho. Observa-se que o bloco B2 foi o que apresentou o menor índice de vazios, e_0 igual à 0,82, e o bloco B4 foi o que apresentou o maior índice de vazios, e_0 igual à 1,49, sendo este o bloco com maior teor de argila, e elevados valores de limite de liquidez e de plasticidade. O valor médio do índice de vazios é de 1,25, com desvio padrão de 0,30. Silva (2006) aferiu índice de vazios iguais a 0,703 e 1,345 para filito dolomítico do Pico de Itabirito no QF, Supergrupo Minas. Não se observa relação linear entre a profundidade e o índice de vazios. A Figura 3.7 (a) apresenta as curvas índice de vazios – logaritmo da tensão vertical efetiva dos cinco blocos ensaiados.

A diferença entre os valores de índice de vazios inicial prejudica a análise conjunta dos dados, por isso, na Figura 3.7 (b), os resultados são apresentados em função da deformação volumétrica normalizada, que, no caso do ensaio edométrico (deformações radiais nulas), corresponde também à deformação axial, que é definida por:

$$\varepsilon_{vN} = \frac{\frac{\Delta e}{1 + e_0}}{\frac{e_0}{1 + e_0}} = \frac{\Delta e}{e_0} = \varepsilon_a \quad (2.7)$$

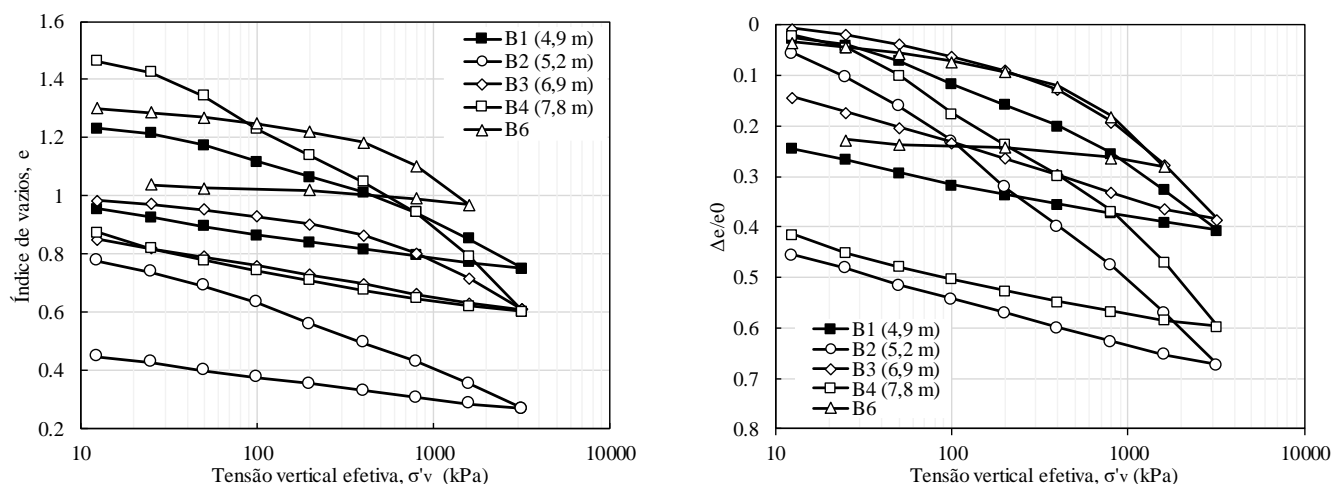


Figura 3.7 – Curvas de compressão edométrica convencional e normalizada do solo residual de filito.

A Tabela 3.4 apresenta o resumo dos parâmetros extraídos dos ensaios edométricos nos blocos B1, B2, B3, B4 e B6.

Tabela 3.4 – Parâmetros obtidos no ensaio edométrico para o solo residual de filito.

Bloco	Índice de vazios inicial, e_0	Tensão de Cedência, σ'_y (kPa)		Índice de Compressão, c_c	Índice de Expansão, c_s
B1	1,26	25	800	0,32	0,09
B2	0,82	25	800	0,27	0,07
B3	0,99	410		0,32	0,10
B4	1,49	25	800	0,57	0,11
B6	1,35	430		0,45	0,04

Os índices de compressão (c_c) e de expansão (c_s) são importantes parâmetros de compressibilidade, utilizados para determinação do recalque de estruturas. Observa-se índice de compressão médio de 0,44 para o solo de filito da Formação Fecho do Funil, com desvio padrão de 0,18. O solo B2 apresentou-se como o mais rígido e o solo B4 como o mais compressível. Apesar do bloco B4 ser o de maior fração argilosa, a granulometria não parece ter influência na rigidez do solo de filito, uma vez que o solo B6, com a segunda maior fração de areia e pedregulho, foi o que apresentou o segundo maior valor de C_c . A presença de estruturas reliquias e a heterogeneidade de materiais devem preponderar no comportamento edométrico desse solo. Silva (2006) calculou índices de compressão iguais à 0,17 e 0,35 para o

filito dolomítico do Pico do Itabirito. O índice de expansão médio é de 0,08, com desvio padrão de 0,03. O bloco B4 apresentou-se o mais expansivo durante o descarregamento, e o solo B6 o menos expansivo.

O coeficiente de adensamento (c_v) compõe a equação fundamental do adensamento de Terzaghi, sendo, portanto, um importante parâmetro para análise de como se desenvolve o processo de adensamento de um solo. Em geral, é utilizado para estimativa do tempo de recalque de uma estrutura. Está relacionado às propriedades do solo (permeabilidade, índice de vazios e compressibilidade) (Romanel, 2021). O coeficiente de adensamento vertical foi definido graficamente pelo método de Taylor (1948) em um gráfico da variação da altura do corpo de prova e a raiz quadrada do tempo. O resultado dos valores de c_v para as tensões verticais efetivas impostas no ensaio edométrico são apresentadas na Figura 3.8.

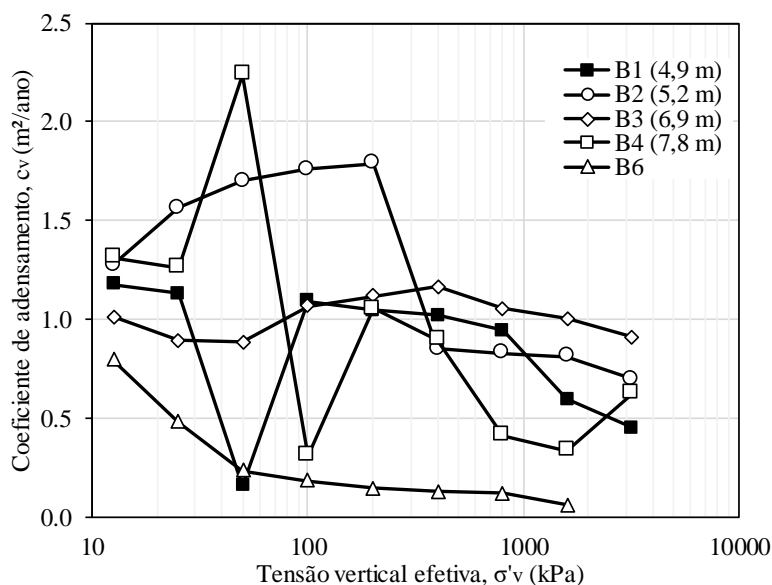


Figura 3.8 – Coeficientes de adensamento do solo residual de filito.

Apesar de uma considerável variabilidade, observa-se, na Figura 3.8, que, de modo geral, o coeficiente de adensamento diminui com o aumento da tensão vertical efetiva, uma vez que o índice de vazios do solo diminui ao longo dos carregamentos primários. O maior valor de c_v ocorre para o solo B4, sendo igual à 2,24 m²/ano, para a tensão de 50 kPa, e o menor valor de c_v ocorre para o solo B6, sendo igual à 0,06 m²/ano, para a tensão de 1600 kPa. Mais uma vez, a

granulometria não influenciou os valores de c_v , uma vez que o solo B4 é o que apresenta a maior fração de argila, mas o maior valor de c_v , e o solo B6 o que apresenta as segundas maiores frações de pedregulho e areia, mas os menores valores de c_v . A estrutura do solo pode ter maior influência no coeficiente de adensamento.

3.5

Comportamento sob Estado de Tensões Triaxiais

Os resultados dos ensaios triaxiais adensados hidrostáticamente e cisalhados de maneira drenada (CID) e adensados hidrostáticamente e cisalhados de maneira não drenada (CIU) dos seis blocos estão apresentados da Figura 3.9 à Figura 3.18. Resumidamente, esses ensaios são caracterizados por três fases: a de saturação; a de adensamento hidrostático do corpo de prova cilíndrico para uma determinada tensão efetiva; e a de cisalhamento por compressão axial do material, permitindo drenagem ou não dos excessos de poropressão gerados com a solicitação mecânica (do tipo deformação controlada). Nos gráficos apresentados, a tensão de desvio corresponde à $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ e a tensão média efetiva à $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$.

Na Figura 3.9 apresentam-se as curvas do bloco B1, onde observa-se que os corpos de prova para tensões confinantes de 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa, atingem um pico de resistência, seguido por amolecimento, nas deformações axiais entre 12% e 18%. A tensão cisalhante não atinge uma estabilização. Para as duas menores tensões confinantes, o pico de excesso de poropressões é em torno de 1,5% de deformação axial, enquanto para as maiores em torno de 4,0%. Esses valores máximos não têm correspondência com os valores de tensões de desvio máximos, como se observa em materiais mais convencionais. Geram-se excessos de poropressões positivos inicialmente e, posteriormente, em torno de 2,5% de deformação axial, esses valores tendem a diminuir, chegando a ficar negativos (para as tensões de 100 kPa e 200 kPa) com TTEs tendendo à direita. Os índices de vazios finais tendem levemente à uma reta no plano $(\ln p', e)$, mas este solo não atinge ou não possui estado crítico claramente definido.

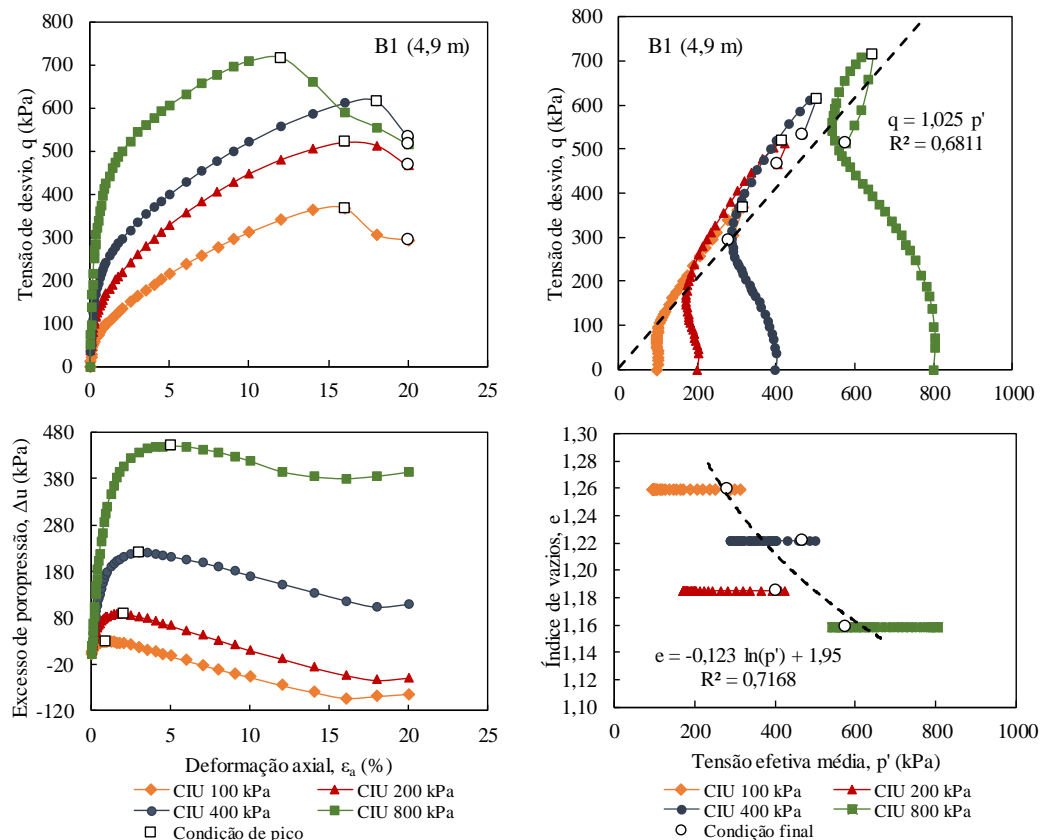


Figura 3.9 – Ensaio triaxial CIU no bloco B1.

Na Figura 3.10 apresentam-se as curvas do ensaio CIU do bloco B2, onde observa-se que os corpos de prova para tensões confinantes de 100 kPa e 800 kPa apresentam comportamento quase elástico-perfeitamente plástico, e para 200 kPa e 400 kPa observa-se que atingem um pico de resistência, seguido por amolecimento, nas deformações axiais de 3% e 7%, respectivamente. A tensão cisalhante parece atingir uma estabilização. O pico de excesso de poropressões cresce com a deformação axial conforme a tensão cisalhante aumenta, e esses valores máximos têm correspondência com os valores de tensões de desvio máximos apenas para as tensões de 200 kPa e 400 kPa. Os excessos de poropressões são positivos e se estabilizam rapidamente com TTEs curvas à esquerda, exceto para o final do ensaio à 100 kPa, onde a TTE se curva à direita. Os índices de vazios finais se ajustam a uma reta no plano $(\ln p', e)$.

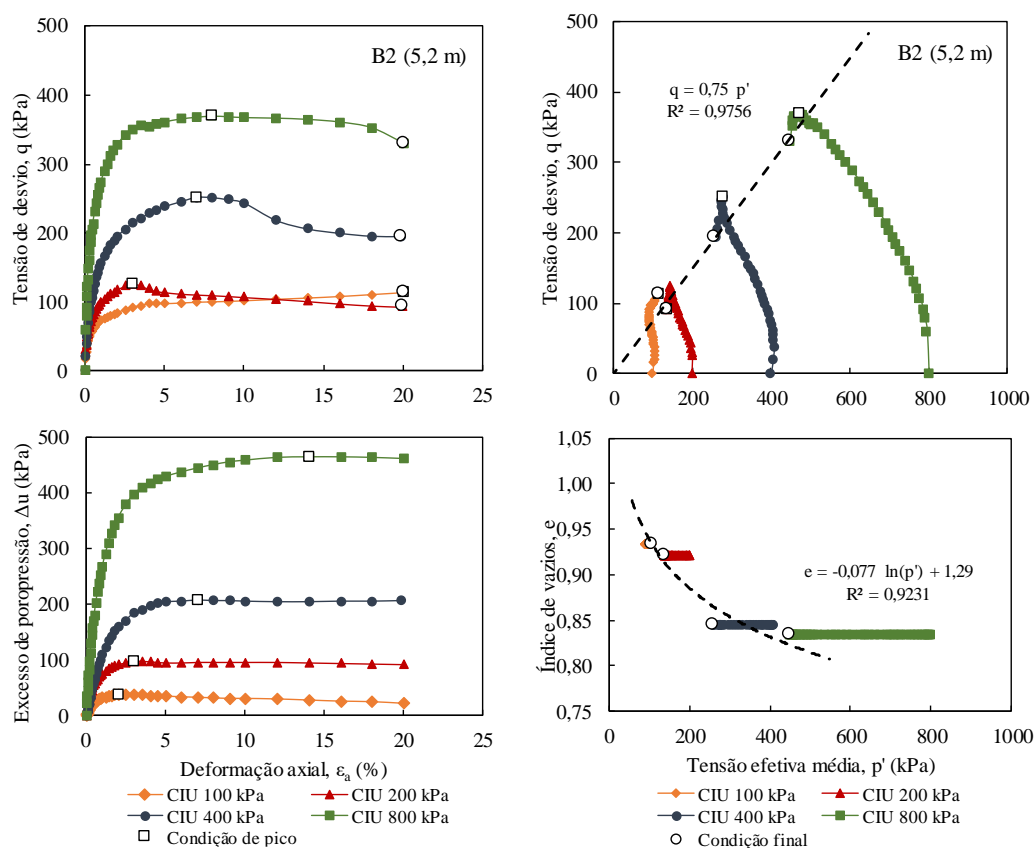


Figura 3.10 – Ensaio triaxial CIU no bloco B2.

Na Figura 3.11 apresentam-se as curvas do ensaio CIU do bloco B3, onde observa-se que os corpos de prova para tensões confinantes de 200 kPa e 800 kPa apresentam comportamento quase elástico-perfeitamente plástico, e para 400 kPa e observa-se que atingem um pico de resistência, seguido por amolecimento, na deformação axial em torno de 6%. A tensão cisalhante parece atingir uma estabilização, exceto para tensão de 100 kPa. O pico de excesso de poropressões cresce com a deformação axial conforme a tensão cisalhante aumenta, e esses valores máximos não têm correspondência com os valores de tensões de desvio máximos. Para as três primeiras tensões, os excessos de poropressões são positivos mas decrescem ao longo do ensaio com TTEs tendendo à direita, enquanto para a tensão de 1600 kPa as TTEs tendem à esquerda durante todo o cisalhamento. Os índices de vazios finais não se ajustam a uma reta no plano $(\ln p', e)$, não correspondendo à teoria clássica de estados críticos.

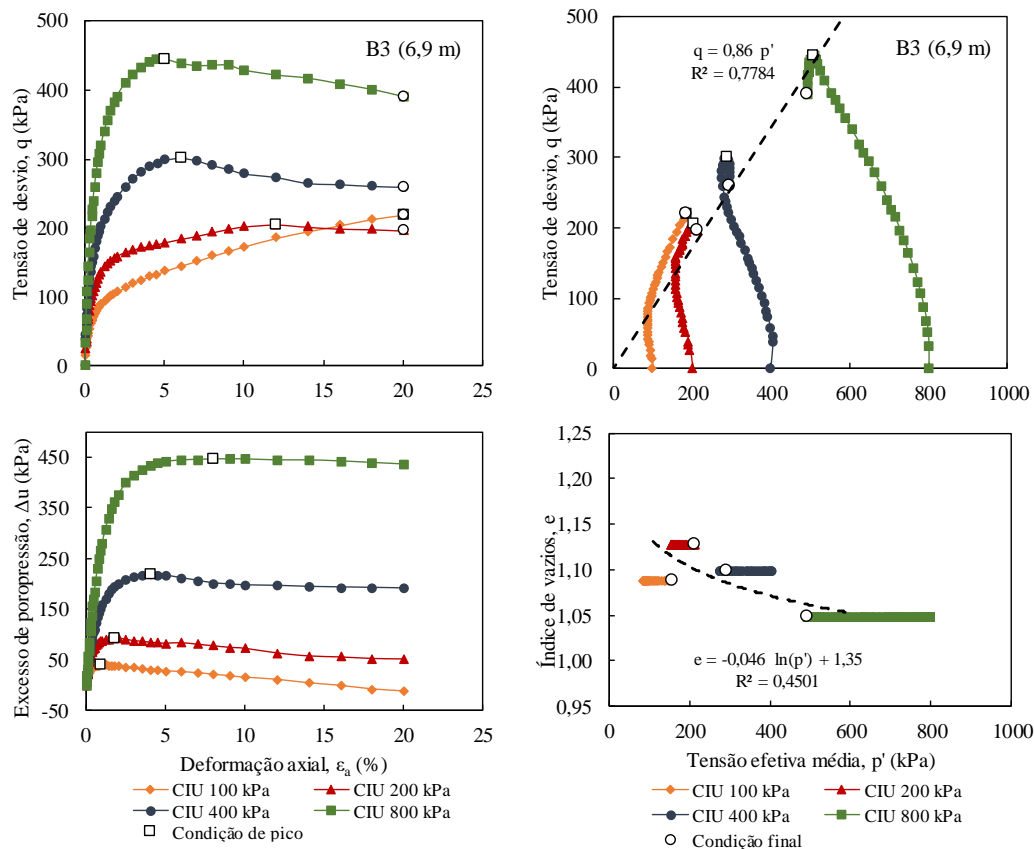


Figura 3.11 – Ensaio triaxial CIU no bloco B3.

Na Figura 3.12 apresentam-se as curvas do ensaio CIU do bloco B4, onde observa-se que os corpos de prova para tensões confinantes de 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa, atingem um pico de resistência, seguido por amolecimento, na deformação axial em torno de 6%. A tensão cisalhante parece atingir uma estabilização. Para as duas menores tensões confinantes, o pico de excesso de poropressões é em torno de 1,5% de deformação axial, enquanto para as maiores o máximo foi ao final do ensaio. Esses valores máximos não têm correspondência com os valores de tensões de desvio máximos. Os excessos de poropressões são positivos, mas para as tensões de 100 kPa e 200 kPa, em torno de 2,5% de deformação axial, esses valores tendem a diminuir, com TTEs tendendo à direita, mas com comportamento sempre contrátil para os quatro CPs. Os índices de vazios finais não se ajustam a uma reta no plano ($\ln p', e$), indicando novamente que este solo não atinge ou não possui estado crítico.

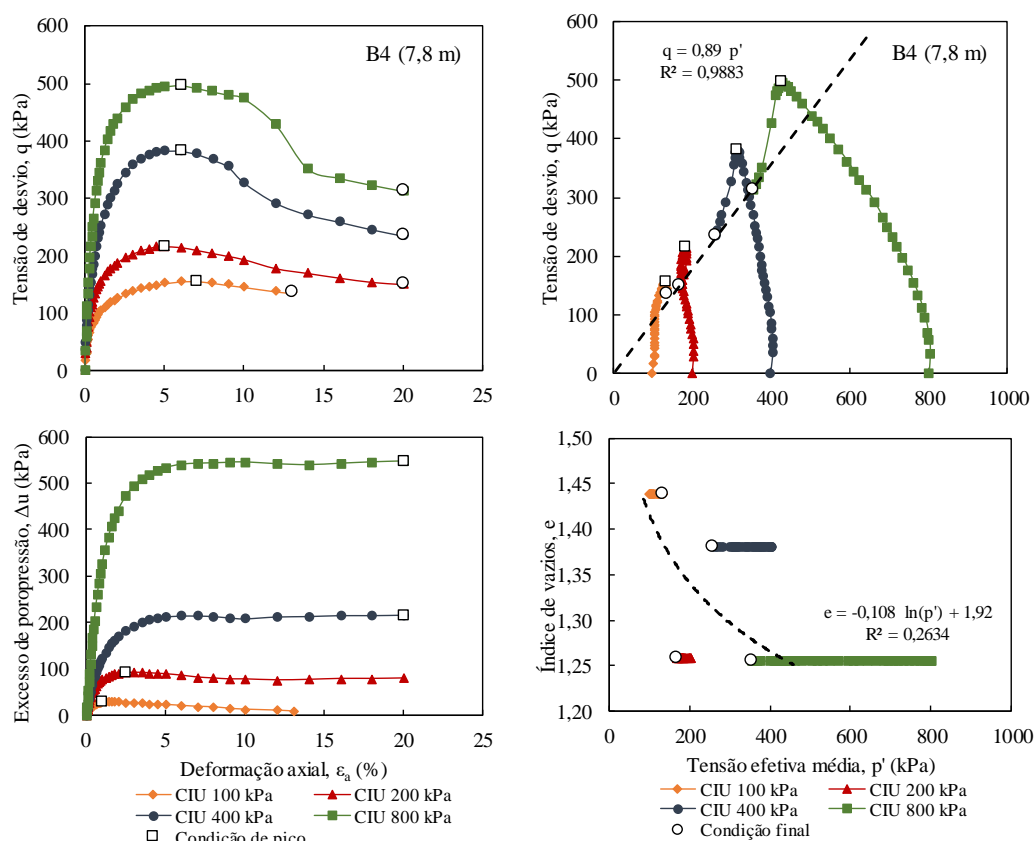


Figura 3.12 – Ensaio triaxial CIU no bloco B4.

Na Figura 3.13 apresentam-se as curvas do ensaio CID do bloco B5, com corpos de prova moldados na direção topo-base, onde observa-se que os corpos de prova para tensões confinantes de 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa e 1600 kPa apresentam pico de resistência, seguido por amolecimento, nas deformações axiais de 7% à 12%. A tensão cisalhante parece atingir uma estabilização. O comportamento volumétrico durante o cisalhamento é contrátil para todas as tensões. Os índices de vazios finais se ajustam a uma reta no plano $(\ln p', e)$.

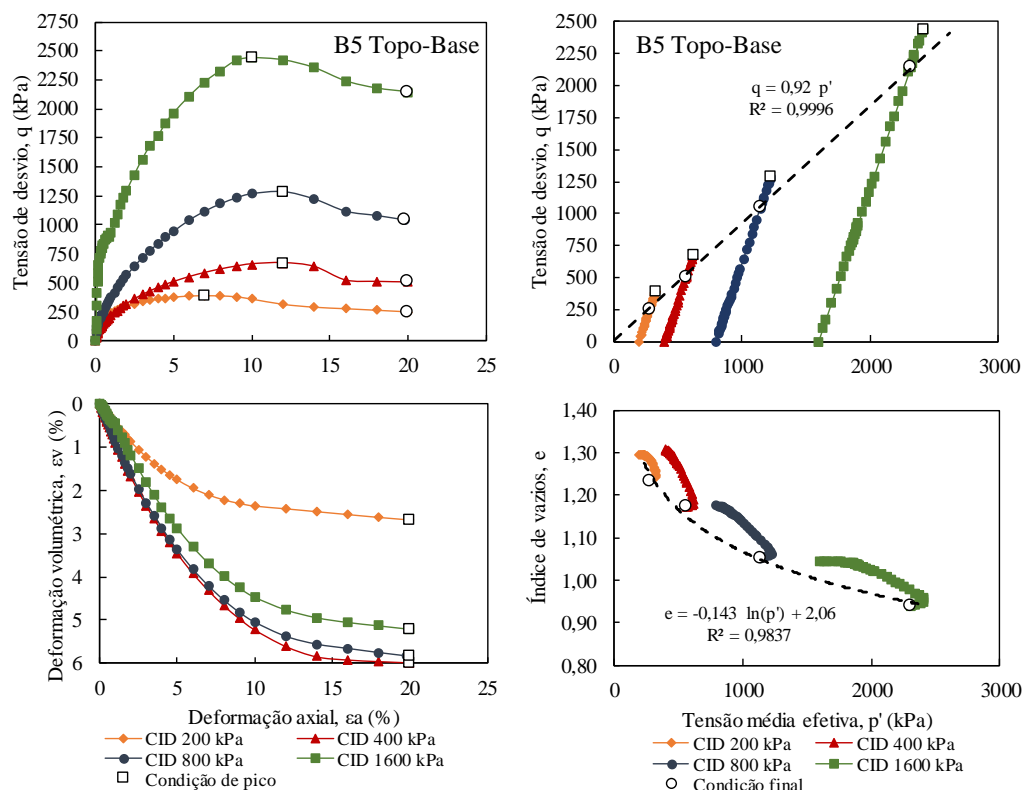


Figura 3.13 – Ensaio triaxial CID no bloco B5 topo-base.

Na Figura 3.14 apresentam-se as curvas do ensaio CIU do bloco B5, com corpos de prova moldados na direção topo-base, onde observa-se que os corpos de prova para tensões confinantes de 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa e 1600 kPa apresentam pico de resistência, seguido por amolecimento, nas deformações axiais de 1,2% à 7,0%. A tensão cisalhante parece atingir uma estabilização, exceto para tensão de 1600 kPa. O pico de excesso de poropressões ocorre ao final do ensaio. Os excessos de poropressões são sempre positivos com TTEs curvas à esquerda. Os índices de vazios finais se ajustam a uma reta no plano ($\ln p'$, e).

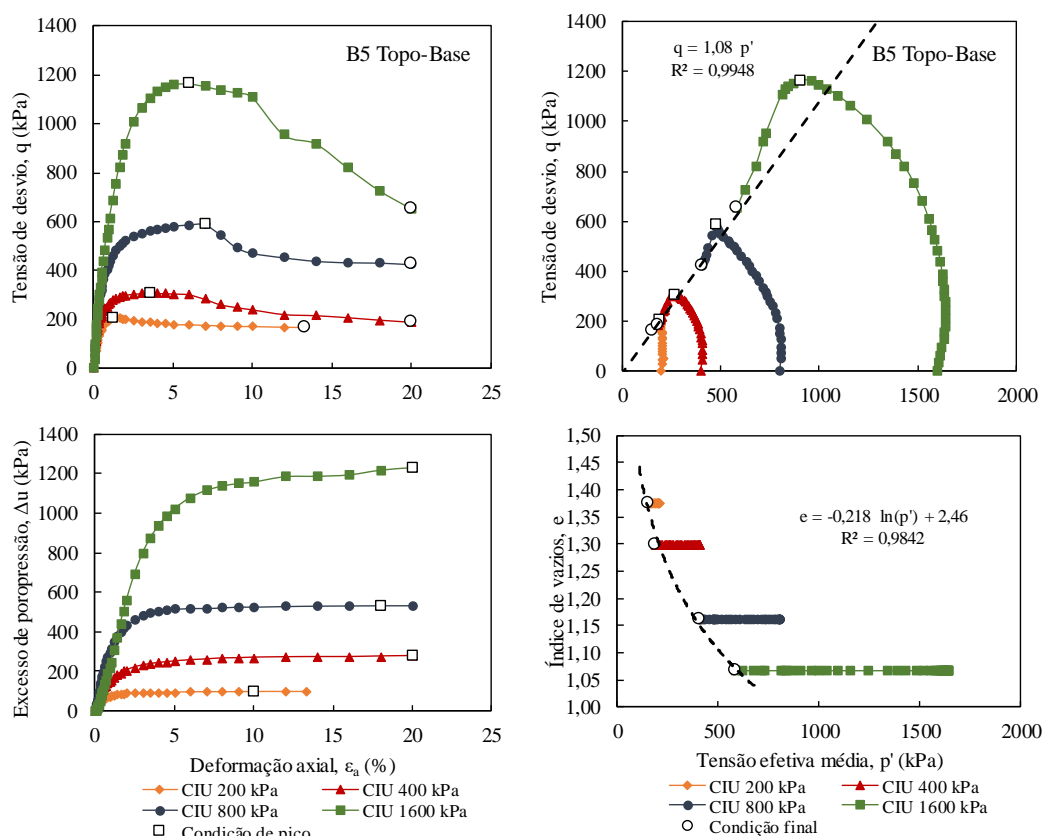


Figura 3.14 – Ensaio triaxial CIU no bloco B5 topo-base.

Na Figura 3.15 apresentam-se as curvas do ensaio CIU do bloco B5, com corpos de prova moldados na direção perpendicular às foliações/fraturas, onde observa-se que os corpos de prova para tensões confinantes de 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa e 1600 kPa apresentam pico de resistência, seguido por amolecimento, nas deformações axiais de 5% à 7%. A tensão cisalhante parece atingir uma estabilização, exceto para tensão de 1600 kPa. O pico de excesso de poropressões ocorre ao final do ensaio, exceto para tensão de 200 kPa, que ocorre à 2% de deformação axial. Os excessos de poropressões são positivos com TTEs tendendo à esquerda, exceto para tensão de 200 kPa em que a TTE se curva à direita. Os índices de vazios finais se ajustam a uma reta no plano $(\ln p', e)$.

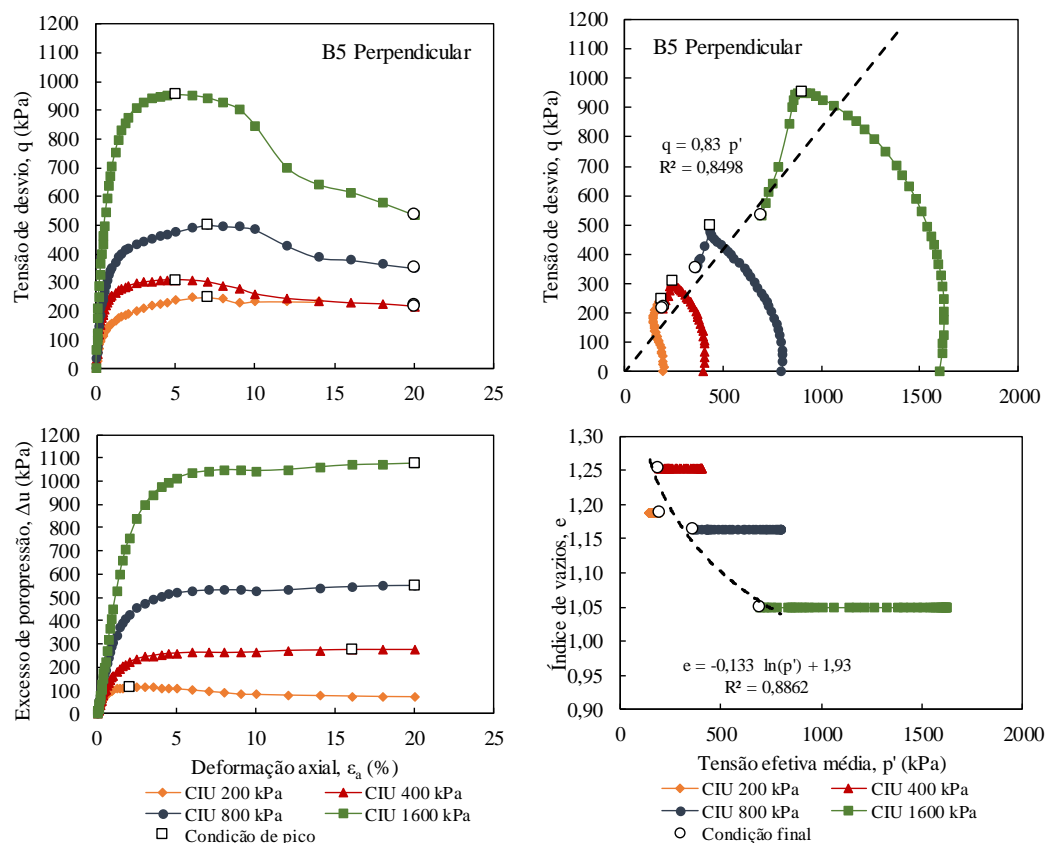


Figura 3.15 – Ensaio triaxial CIU no bloco B5 perpendicular.

A Figura 3.16 apresenta os corpos de prova do bloco B6 antes do ensaio triaxial CID (consolidado hidrostáticamente e drenado) e após o ensaio. Para a tensão de 200 kPa, o corpo de prova se rompeu de maneira dúctil. Para a tensão de 400 kPa, formou-se um plano de ruptura bem definido, rompendo-se de maneira frágil. À 800 kPa não se tem registro fotográfico do CP pós ruptura. Para tensão de 1600 kPa observa-se um plano de ruptura e um CP com embarrigamento após o cisalhamento. Não se observa o comportamento convencional observado de quanto maiores as tensões confinantes, mais o material se comporta de maneira dúctil. Não se observa um padrão de comportamento relacionado às tensões confinantes para o tipo de ruptura observado. A heterogeneidade e anisotropia dos corpos de prova podem ter desempenhado papel mais importante nesse sentido.

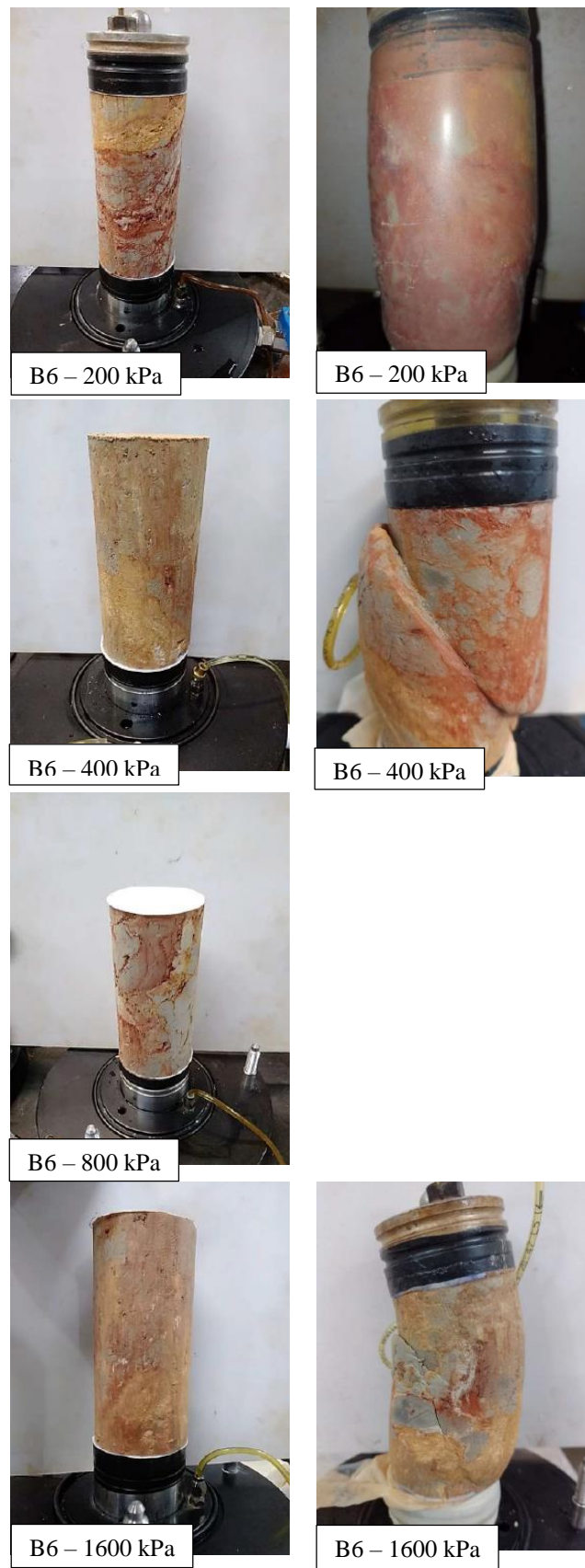


Figura 3.16 – Corpos de prova (a) antes da ruptura (b) depois da ruptura do bloco B6 ensaio CID.

As curvas tensão-deformação desses corpos de prova para os ensaios drenados são encontradas na Figura 3.17. Observa-se um pico de resistência a deformações de 16%, 18%, 12% e 12% para as tensões confinantes de 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa e 1600 kPa, respectivamente. Observa-se comportamento *strain-softening*, com pico de resistência às deformações axiais de 12% a 18%. Apenas para as tensões de 200 kPa e 400 kPa parece se atingir uma estabilização das tensões. O comportamento volumétrico durante o cisalhamento é contrátil para todas as tensões. Os índices de vazios finais não tendem à uma reta no espaço $(\ln p', e)$, não atendendo, também, ao critério de estado crítico.

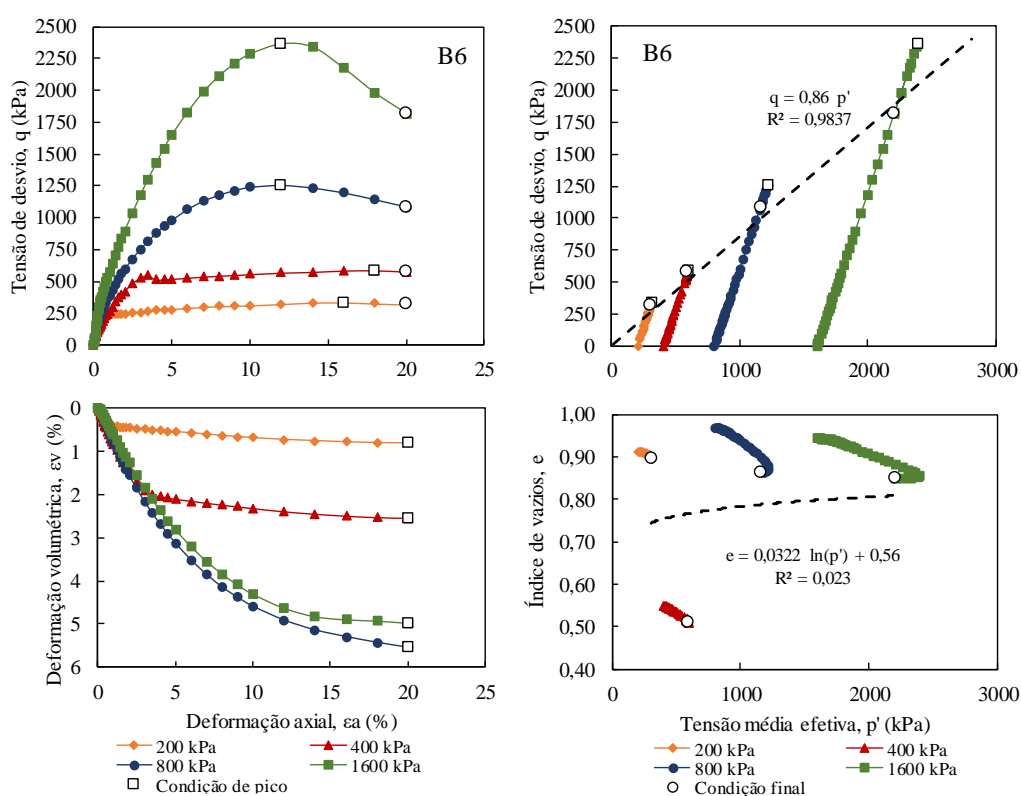


Figura 3.17 – Ensaio triaxial CID no bloco B6.

Na Figura 3.18 apresentam-se as curvas do ensaio CIU do bloco B6, onde observa-se que os corpos de prova para tensões confinantes de 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa e 1600 kPa apresentam pico de resistência, seguido por amolecimento, nas deformações axiais de 1,4% a 7,0%. A tensão cisalhante parece atingir uma estabilização, exceto para tensão de 1600 kPa. O pico de excesso de poropressões ocorre ao final do ensaio, não tendo correspondência com os valores máximos de tensões de desvio. Os excessos de poropressões são sempre positivos com TTEs

curvas à esquerda. Os índices de vazios finais não se ajustam a uma reta no plano $(\ln p', e)$, indicando que esse bloco não atende ou não possui estado crítico.

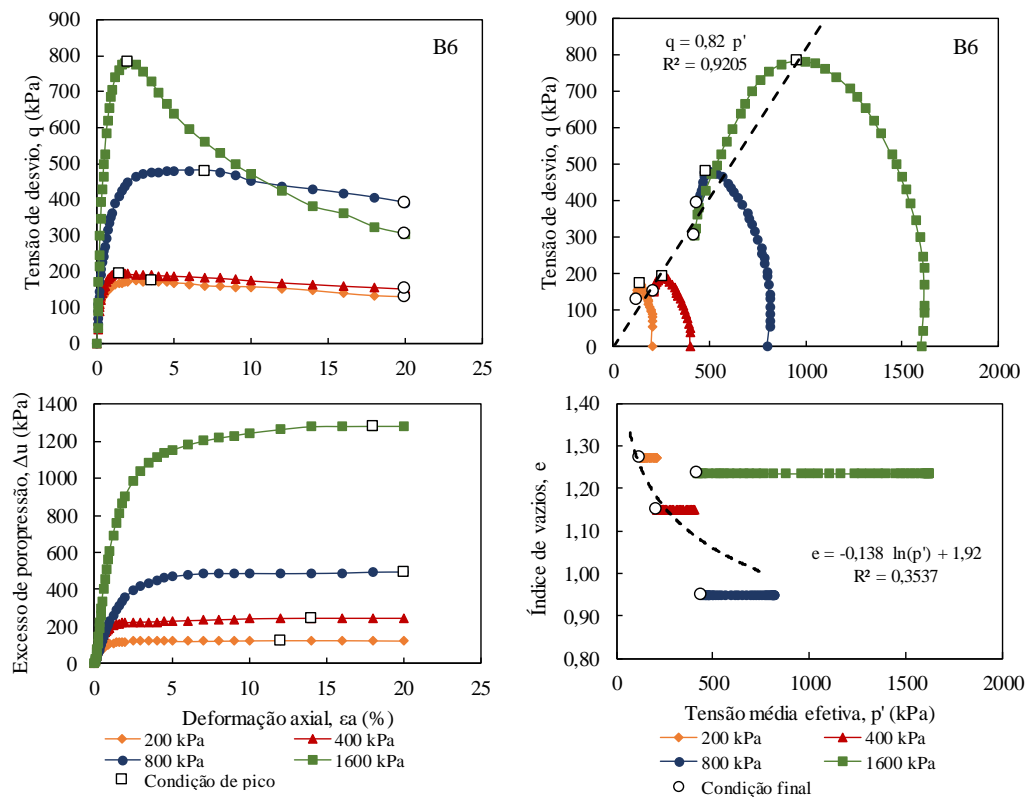


Figura 3.18 – Ensaio triaxial CIU no bloco B6.

Pode-se observar que para as maiores tensões confinantes o pico na curva (ε_a, q) apresenta-se mais pronunciado em um comportamento típico frágil, ao contrário do que relata trabalhos como de Lagioia e Nova (1995) em solos estruturados que apresentaram comportamento mais dúctil sob tensões confinantes maiores.

3.5.1

Deformabilidade

Na Figura 3.19 apresenta-se os módulos de deformabilidade tangente inicial obtidos dos ensaios de compressão triaxial. Observa-se que um ajuste do tipo Jambu (1963, *apud* Duncan et al., 1980) (Equação (3.1)), com os módulos variando com a

tensão de confinamento, apresenta-se razoável. Os módulos para os casos drenados apresentaram-se maiores que os não drenados. O valor de E_i máximo nos ensaios drenados foi de 330,2 MPa, enquanto nos ensaios não drenados foi de 95,0 MPa. O valor de E_i mínimo foi de 48,9 MPa nos ensaios drenados, enquanto nos ensaios não drenados E_i mínimo diminuiu para 6,1 MPa. Na Figura 3.19 não apresentou-se o valor de $E_i = 330,2$ MPa por motivos de melhor visualização dos demais dados.

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3.1)$$

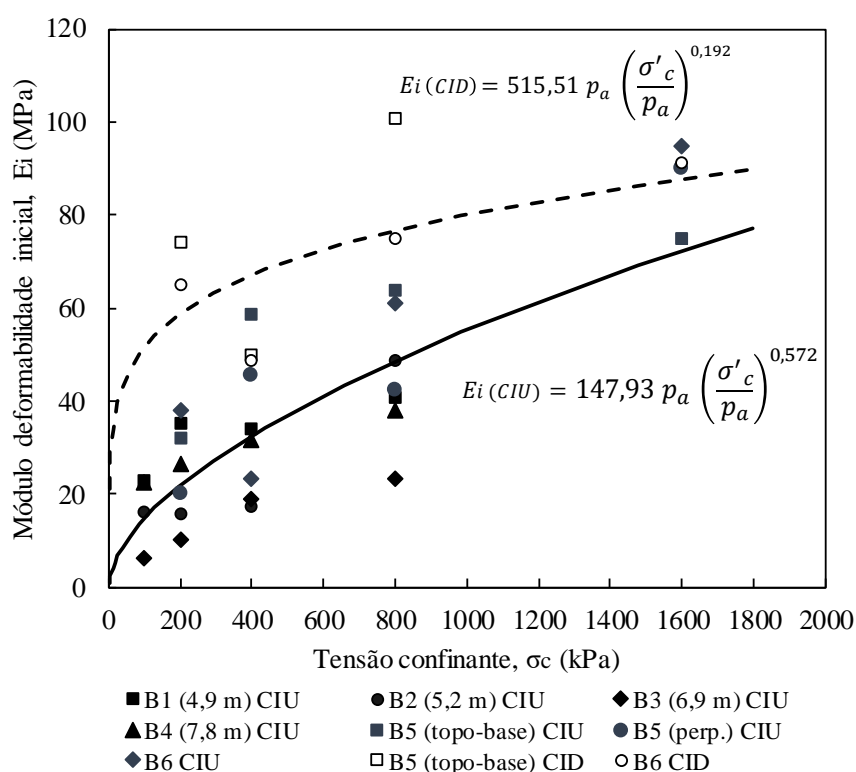


Figura 3.19 – Módulos de deformabilidade E_i para o solo residual de filito.

Na Figura 3.19 apresenta-se os módulos de deformabilidade secante à 50% da tensão de desvio máxima obtidos dos ensaios de compressão triaxial. Observa-se que um ajuste do tipo Jambu (1963, *apud* Duncan et al., 1980) (Equação (3.1)), com os módulos variando com a tensão de confinamento, apresenta-se razoável. Neste caso, os módulos para os casos não drenados apresentaram-se maiores que os drenados. O valor de E_{50} máximo nos ensaios não drenados foi de 130,6 MPa,

enquanto nos ensaios drenados foi de 68,1 MPa. O valor de E_{50} mínimo foi de 4,9 MPa nos ensaios não drenados, e 14,9 MPa nos ensaios drenados. No Apêndice A apresentam-se os valores de E_i e E_{50} tabelados para os seis blocos.

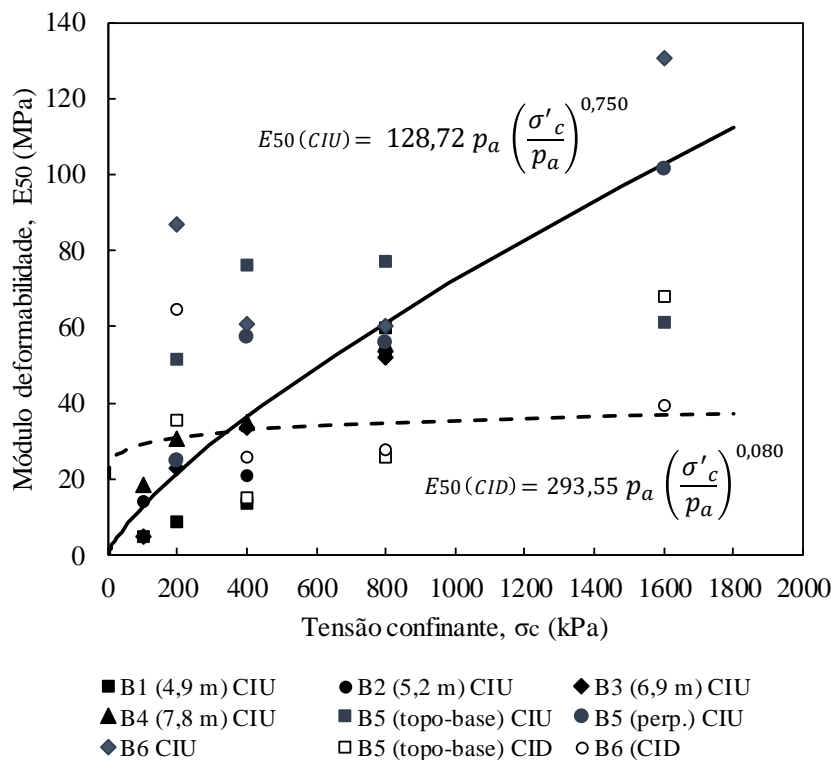


Figura 3.20 – Módulos de deformabilidade E_{50} para o solo residual de filito.

Além disso, avaliou-se os módulos elásticos edométrico, de Young, de deformação volumétrica e de deformação cisalhante do solo residual de filito, obtidos a partir do módulo edométrico referente aos trechos de descarregamento no ensaio de adensamento unidimensional. Esses módulos foram os utilizados para cálculo das deformações elásticas e, considerando a decomposição aditiva da plasticidade ($d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$), determinação das deformações plásticas para definição da superfície de escoamento (contornos de mesmo trabalho plástico), potencial plástico (relação tensão-dilatância plástica e vetores incremento de deformação plástica) e lei de endurecimento (tensão equivalente e trabalho plástico), apresentados nos itens 4.3, 4.4, 4.5, 5.1, 5.2 e 5.3 adiante. As Equações (3.2), (3.3) e (3.4) apresentam as correlações entre os módulos elásticos edométrico

e de Young; de Young e de deformação volumétrica; de Young e de deformação cisalhante, respectivamente.

$$E = E_{edo} \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu} \quad (3.2)$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (3.3)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.4)$$

Ajustou-se ao trecho de descarregamento do ensaio edométrico um modelo hiperbólico, definido pela seguinte equação:

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma'_1}{a + b\sigma'_1} \quad (3.5)$$

Onde ε_1 é a deformação axial, σ'_1 a tensão vertical efetiva e a e b parâmetros do material. O módulo tangente edométrico E_{edo}^t , neste caso, em termos da deformação axial, é definido pela Equação (3.6).

$$E_{edo}^t = \frac{a}{(1 - b\varepsilon_1)^2} \quad (3.6)$$

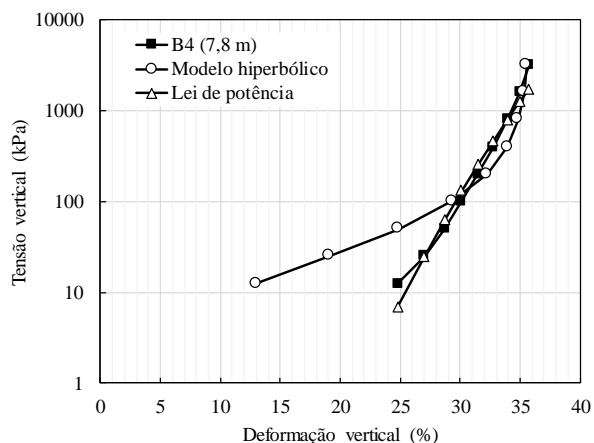
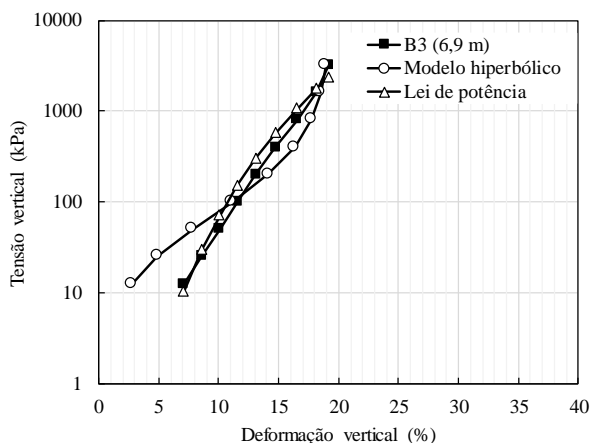
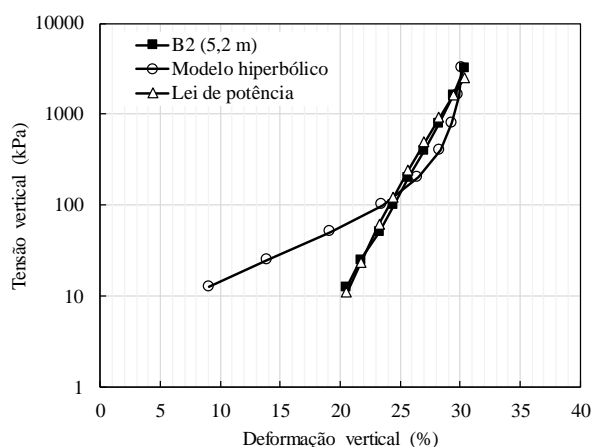
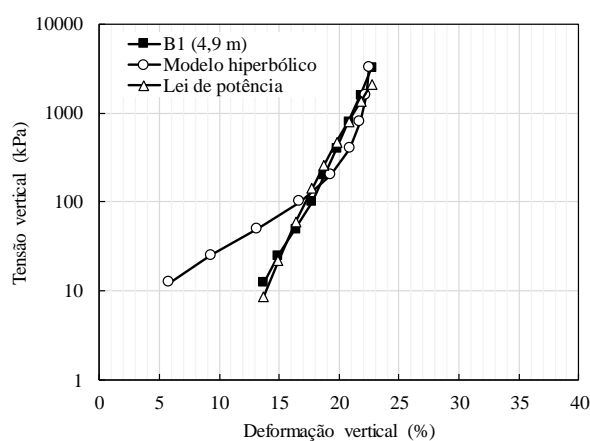
Também se ajustou uma lei de potência (Equação (3.7)) para verificar, para cada nível de tensão, qual função representa melhor os dados experimentais do solo residual de filito no trecho de descarregamento edométrico.

$$\sigma'_1 = a \varepsilon_1^b \quad (3.7)$$

Onde ε_1 é a deformação axial, σ'_1 a tensão vertical efetiva e a e b parâmetros do modelo. O módulo tangente edométrico E_{edo}^t , neste caso, em termos da tensão axial, é definido pela Equação (3.8).

$$E_{edo}^t = a b \left(\frac{\sigma'_1}{a} \right)^{\frac{b-1}{b}} \quad (3.8)$$

Na Figura 3.21 apresentam-se os ajustes hiperbólico e de potência aos trechos de descarregamento do ensaio edométrico no solo residual de filito para os cinco blocos ensaiados neste ensaio. Para o bloco B6 utilizou-se da lei de potência para cálculo dos módulos edométricos para todos os níveis de tensão. Nos demais blocos, adotou-se o seguinte critério para cálculo dos módulos edométricos: para o nível de tensão de 3200 kPa realizou-se interpolação linear entre 1600 kPa e 3200 kPa; à 1600 kPa, o modelo hiperbólico ajustou melhor a curva, sendo este utilizado para determinação dos módulos; para as tensões de 800 kPa à 12,5 kPa, a lei de potência se ajustou melhor, sendo essa utilizada para determinação desses parâmetros.



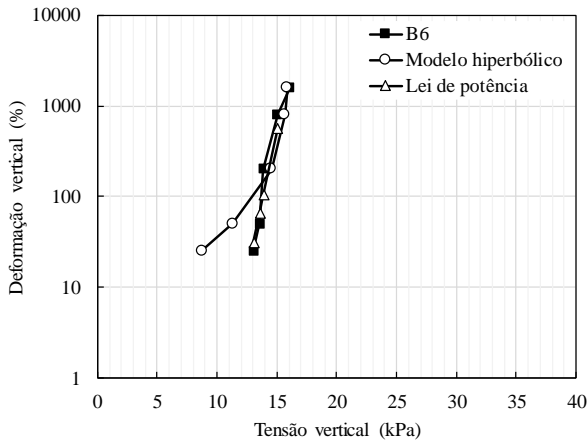


Figura 3.21 – Modelos hiperbólico e de potência para ajuste do trecho de descarregamento do ensaio edométrico no solo residual de filito.

Definidos os módulos elásticos, esses estão apresentados graficamente, em função da tensão média efetiva, nas Figura 3.22 a Figura 3.25. Os valores tabelados dos módulos elásticos estão apresentados no Apêndice B.

Para cálculo da tensão média efetiva no ensaio edométrico, calculou-se a tensão horizontal efetiva (σ'_h) pela Equação (3.9), em função do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e da tensão vertical efetiva (σ'_v).

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (3.9)$$

O coeficiente K_0 foi determinado a partir da Equação (3.10), formulação empírica desenvolvida por Mayne e Kulhawy (1982) a partir de dados de 170 solos, entre argilas, siltes e areias. Utilizou-se essa equação por considerar que, no descarregamento em que se analisaram os módulos edométricos elásticos, há um sobreadensamento do solo.

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \left[\left(\frac{OCR}{OCR_{max}(1 - \sin \phi')} \right) + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \quad (3.10)$$

Onde ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo, OCR é a razão de pré-adensamento, avaliada no trecho de descarregamento, igual à $\sigma'_{v\ max}/\sigma'_v$, OCR_{max} é a razão de pré-adensamento máxima, avaliada no trecho de descarregamento, igual à $\sigma'_{v\ max}/\sigma'_{v\ min}$.

Considerando as tensões de cedência/escoamento do solo residual de filito apresentadas no item do ensaio edométrico (3.4.1), como 25 kPa, 410 kPa, 430 kPa e 800 kPa, a depender do bloco analisado, e a máxima tensão vertical efetiva a qual os blocos foram submetidos no ensaio, 1600 kPa ou 3200 kPa, considera-se que, na fase de descarregamento, a máxima tensão vertical efetiva ($\sigma'_{v\text{ máx}}$) a qual o solo foi submetido, para cálculo do OCR, corresponde às tensões de 1600 kPa ou 3200 kPa. A tensão vertical efetiva mínima ($\sigma'_{v\text{ mín}}$) é a tensão mínima ao qual o solo foi submetido no trecho de descarregamento no ensaio edométrico.

Observa-se, da Figura 3.22 a Figura 3.25, que o ajuste de lei de potência se adequa bem aos dados experimentais, sendo que, de fato, os módulos elásticos variam com o estado de tensões. O bloco B6 apresentou-se como o mais rígido, sendo esse o bloco com maior presença de pedregulho. No entanto, a granulometria não parece ter influência, uma vez que o bloco B3, que também apresenta-se mais granular que os demais blocos, foi o que apresentou-se menos rígido.

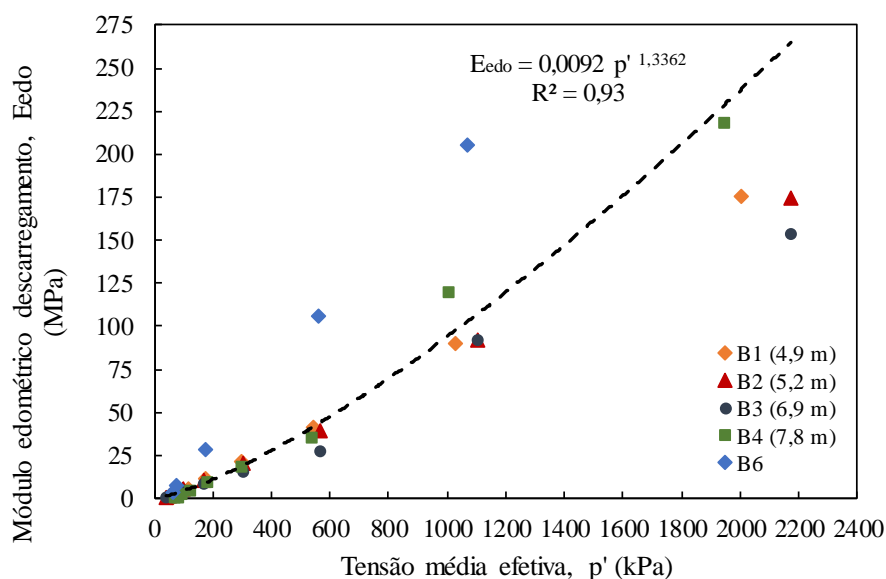


Figura 3.22 – Módulos edométricos de descarregamento em função da tensão média para o solo residual de filito.

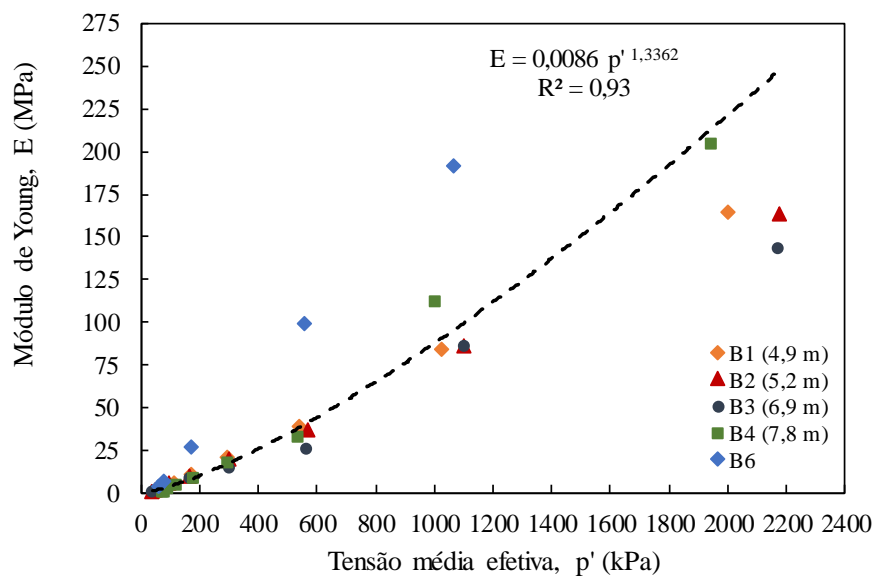


Figura 3.23 – Módulos de Young em função da tensão média para o solo residual de filito.

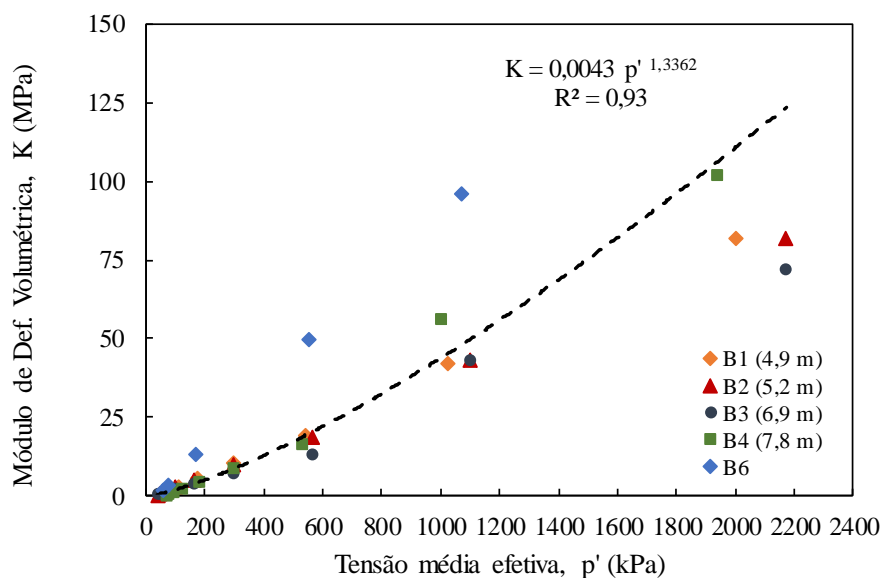


Figura 3.24 – Módulos de deformação volumétrica em função da tensão média para o solo residual de filito.

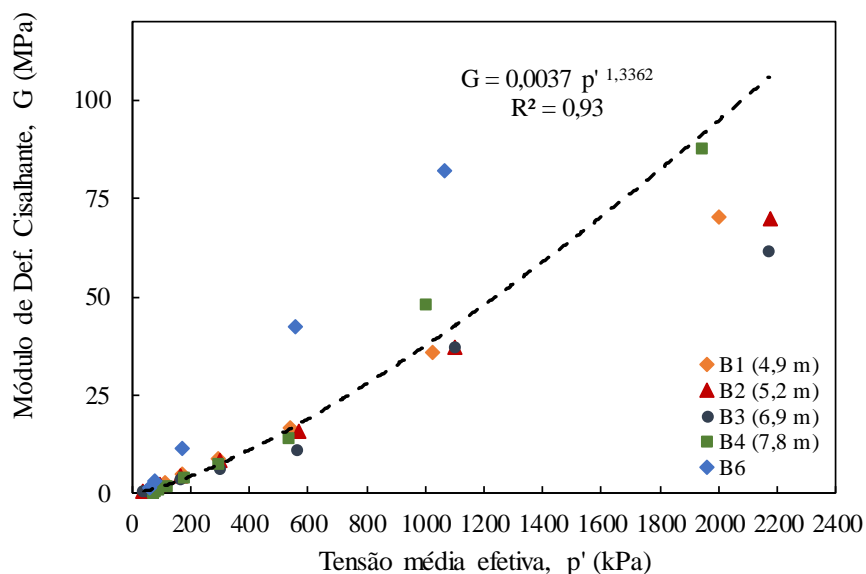


Figura 3.25 – Módulos de deformação volumétrica em função da tensão média para o solo residual de filito.

3.5.2

Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento dos solos saturados foi aferida por meio de ensaios triaxiais adensados hidrostáticamente e cisalhados de maneira drenada (CID) e não drenada (CIU). Como critério de ruptura adotou-se a máxima tensão de desvio atingida no ensaio ($\sigma'_1 - \sigma'_3$), utilizando-se, posteriormente, o clássico critério de Mohr-Coulomb para ajustar uma envoltória linear aos pontos de ruptura dos diferentes ensaios realizados (em diferentes corpos de prova) para um mesmo solo, e definição dos seus parâmetros de resistência ao cisalhamento (intercepto coesivo e ângulo de atrito) em termos efetivos. A Tabela 3.5 apresenta o resumo dos parâmetros de resistência de pico, em termos efetivos, obtidos para os seis blocos. Destaca-se que do bloco B5 foram extraídos corpos de prova (CP) moldados na direção topo-base e na direção perpendicular às foliações.

Tabela 3.5 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico do solo residual de filito.

Bloco	CID		CIU	
	Intercepto coesivo, c' (kPa)	Ângulo de atrito, ϕ' (°)	Intercepto coesivo, c' (kPa)	Ângulo de atrito, ϕ' (°)
B1			28,4	26,6
B2			13,1	19,1
B3			34,6	19,2
B4			1,0	29,5
B5 Topo-Base	30,8	25,0	0,0	31,4
B5 Perp.			33,0	24,9
B6	11,9	25,0	24,2	20,3
Média	21,4	25,0	19,2	24,4
Mínimo	11,9	25,0	0,0	19,1
Máximo	30,8	25,0	34,6	31,4
Desv. Padrão	13,4	0,0	14,6	5,0

Observa-se uma ampla variação do intercepto coesivo e do ângulo de atrito, tanto nas condições drenadas, quanto nas não drenadas. Para os ensaios CIU, obteve-se um intercepto coesivo médio de 19,2 kPa, mas variando de 0,0 kPa no bloco B5 com CP moldado na direção topo-base, e 1,0 kPa no bloco B4, à 34,6 kPa no bloco B3, e 33,0 kPa no bloco B5 com CP moldado na direção perpendicular às foliações. No ângulo de atrito, obteve-se nos ensaios CIU valor médio de 24,4°, variando entre 19,1° nos blocos B2 e B3, à 31,4° no bloco B5 topo-base, e 29,5° no bloco B4. Observa-se a tendência de maiores os valores de intercepto coesivo, como nos blocos B5 perpendicular, B3 e B1, menores os valores de ângulo de atrito, e vice-versa. Verifica-se a anisotropia de resistência mecânica marcante no bloco em que se variou a direção da moldagem do corpo de prova (B5), em que, na Figura 3.2, observa-se a presença de fraturas preservadas. O corpo de prova moldado na direção topo-base acarretou em c' nulo, denotando que possivelmente a ruptura deu-se através de uma estrutura preservada, enquanto o corpo de prova moldado perpendicularmente a essas estruturas obteve c' igual à 31,4 kPa.

No corpo de prova B5 topo-base houve ganho de intercepto coesivo igual à 30,8 kPa no ensaio drenado, quando comparado ao ensaio não drenado; enquanto no bloco B6 houve uma diminuição de 12,3 kPa em c' no ensaio drenado quando

comparado ao ensaio não drenado, não ficando claro a influência das condições de drenagem no desenvolvimento das resistências de pico neste solo.

Além disso, computou-se a razão de resistência não drenada dos blocos submetidos a ensaios CIU. A razão de resistência não drenada é definida como S_u/σ'_{v0} , sendo S_u a resistência não drenada do solo, definida como a máxima tensão cisalhante na ruptura $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$, e σ'_{v0} a tensão vertical efetiva inicial à fase de cisalhamento. A Tabela 3.6 apresenta os valores de S_u/σ'_{v0} determinados para os 6 blocos ensaiados, sendo os corpos de prova do bloco 5 moldados na direção topo-base e perpendicular às fraturas/foliações. A razão de resistência não drenada média do solo residual de filito é igual à 0,52, com desvio padrão de 0,36.

Tabela 3.6 – Razão de resistência não drenada do solo residual de filito.

Ensaio	Bloco	σ'_{v0} (kPa)	S_u/σ'_{v0}
CIU	1	100	1,84
CIU		200	1,30
CIU		400	0,77
CIU		800	0,45
CIU	2	100	0,56
CIU		200	0,31
CIU		400	0,31
CIU		800	0,23
CIU	3	100	1,10
CIU		200	0,51
CIU		400	0,38
CIU		800	0,28
CIU	4	100	0,78
CIU		200	0,54
CIU		400	0,48
CIU		800	0,31
CIU	5	200	0,52
CIU		400	0,38
CIU		800	0,37
CIU		1600	0,36
CIU	5 perp	200	0,62
CIU		400	0,39
CIU		800	0,31
CIU		1600	0,30
CIU	6	200	0,44
CIU		400	0,24
CIU		800	0,30
CIU		1600	0,24

Média	0,52
Mínimo	0,23
Máximo	1,84
Desvio padrão	0,36

As Figura 3.26 e Figura 3.27 apresentam as trajetórias de tensões efetivas (TTE) dos ensaios triaxiais CIU e CIU, respectivamente, realizados nos seis blocos e as envoltórias de Mohr-Coulomb média traçadas.

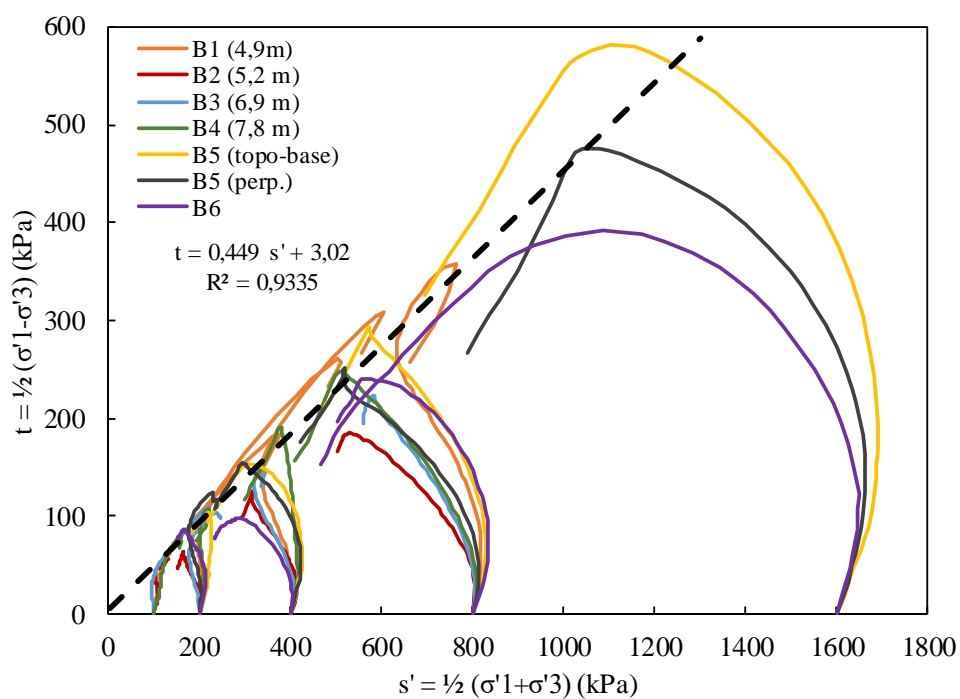


Figura 3.26 – Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios CIU e envoltória de resistência ao cisalhamento para os blocos do solo residual de filito.

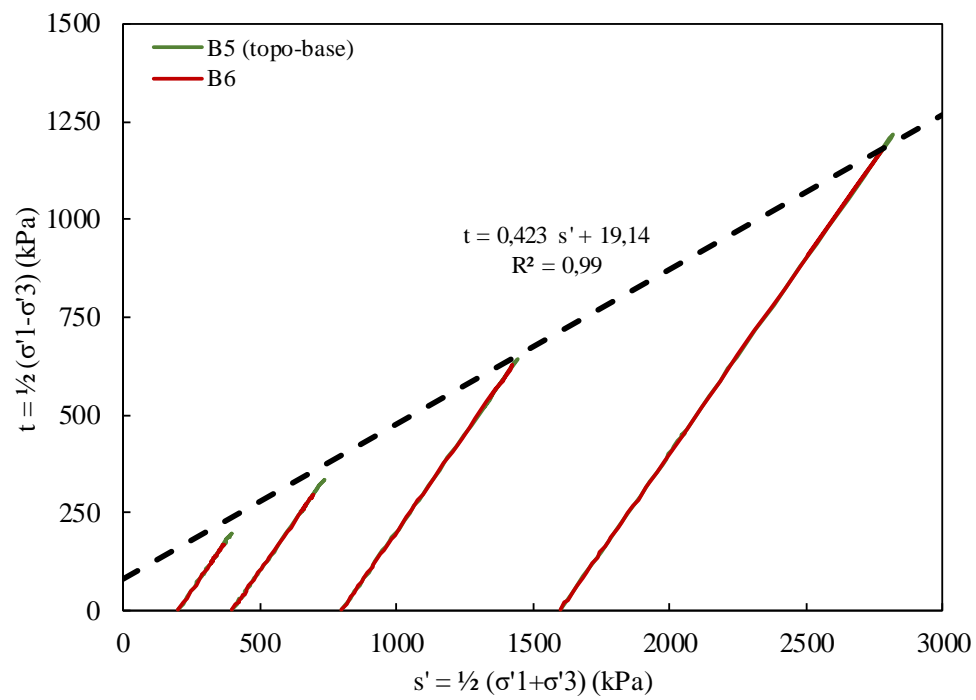


Figura 3.27 - Trajetórias de tensões efetivas dos ensaios CID e envoltória de resistência ao cisalhamento para os blocos do solo residual de filito.

4

Métodos

Apresenta-se neste item a aplicação de conceitos clássicos da Teoria da Elasticidade e da Plasticidade a dados experimentais em problemas geotécnicos. Para materiais geológicos, ou quaisquer outros, idealmente deve-se analisar dados experimentais para se definir o modelo constitutivo com a função de escoamento, o potencial plástico e a lei de endurecimento apropriadas para o material.

4.1

Invariantes

Para elucidação dos invariantes utilizados a seguir, tem-se a definição dos invariantes de tensão de Cambridge, em termos de tensões principais, como:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{I_1}{3} \quad (4.1)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2]} = \sqrt{3J_2} \quad (4.2)$$

Onde p' é a tensão efetiva média, q a tensão de desvio, σ'_1 a tensão principal efetiva maior, σ'_2 a tensão principal efetiva intermediária, σ'_3 a tensão principal efetiva menor, I_1 o primeiro invariante do tensor de tensões, e J_2 o segundo invariante do tensor das tensões de desvio. Para o caso $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$, tem-se $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$. Os invariantes de deformações totais são dados por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = I_{1\varepsilon} = \varepsilon_{vol} \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_s = \frac{1}{3} \sqrt{2[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2]} = \sqrt{\frac{4}{3}J_{2\varepsilon}} \quad (4.4)$$

Sendo ε_v a deformação volumétrica, ε_s a deformação cisalhante, ε_1 a deformação principal maior, ε_2 a deformação principal intermediária, ε_3 a deformação principal menor, $I_{1\varepsilon}$ o primeiro invariante do tensor de deformações, e $J_{2\varepsilon}$ o segundo invariante do tensor das deformações de desvio. Para o caso $\varepsilon_1 \geq \varepsilon_2 = \varepsilon_3$, tem-se $\varepsilon_s = 2(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)/3$.

4.2

Deformações Elásticas

O cálculo dos incrementos elásticos de deformação pode ser realizado a partir dos incrementos de tensões de Cambridge e dos módulos elásticos de deformação volumétrica (K) e de deformação cisalhante (G), conforme Equação (4.5), referente à Teoria da Elasticidade.

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v^e \\ d\varepsilon_s^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} dp' \\ dq \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

Sendo $d\varepsilon_v^e$ o incremento de deformações volumétricas elásticas e $d\varepsilon_s^e$ o incremento de deformações cisalhantes elásticas. Observa-se que a tensão média dp' produz apenas deformações volumétricas, e a tensão de desvio dq produz apenas deformações cisalhantes $d\varepsilon_s^e$, considerando um material isotrópico. Assume-se que os módulos de deformação volumétrica e de deformação cisalhante variam com o estado de tensões, sendo também função do coeficiente de Poisson (ν), do índice de vazios inicial (e_i) e do parâmetro κ , inclinação do trecho de descarregamento-recarregamento no plano semi-logarítmo de compressão, conforme Equações (4.6) e (4.7).

$$K = \frac{(1 + e)}{\kappa} p' \quad (4.6)$$

$$G = \frac{3(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} K \quad (4.7)$$

A definição do parâmetro κ , inclinação do trecho de descarregamento-recarregamento no plano $(e, \ln p')$, utilizado na Equação (4.6), baseou-se nos resultados de Futai (2002) para o solo residual de gnaiss em Ouro Preto. O resultado médio encontrado pelo autor em ensaios realizados no perfil de alteração nas profundidades de solo exposto à 7 m, foi de 0,04. O coeficiente de Poisson foi calculado a partir do trecho linear inicial das curvas $(\varepsilon_1, \varepsilon_{vol})$ dos ensaios triaxiais.

4.3

Função de Escoamento

O formato da função de escoamento depende de três critérios: (1) a ruptura associada ao cisalhamento; (2) ao movimento do *cap* devido à compressão; (3) à eventual coesão (Cirone, 2020). No presente estudo, o trabalho plástico de deformação (W^p) é utilizado como parâmetro de endurecimento, como adotado no trabalho de Lade e Kim (1988a). O trabalho plástico trata-se de uma energia dissipativa, isto é, relacionado às deformações não recuperáveis do material, como quebra de grãos e cimentações (intemperismo químico) ou rearranjo de grãos (distorções). Utilizar contornos de mesmo trabalho plástico, como esquematizado na Figura 4.1, para determinação experimental da função de escoamento, tem a vantagem de não necessitar da determinação de pontos de escoamento nas curvas tensão-deformação que, por vezes, podem não ser bem definidos.

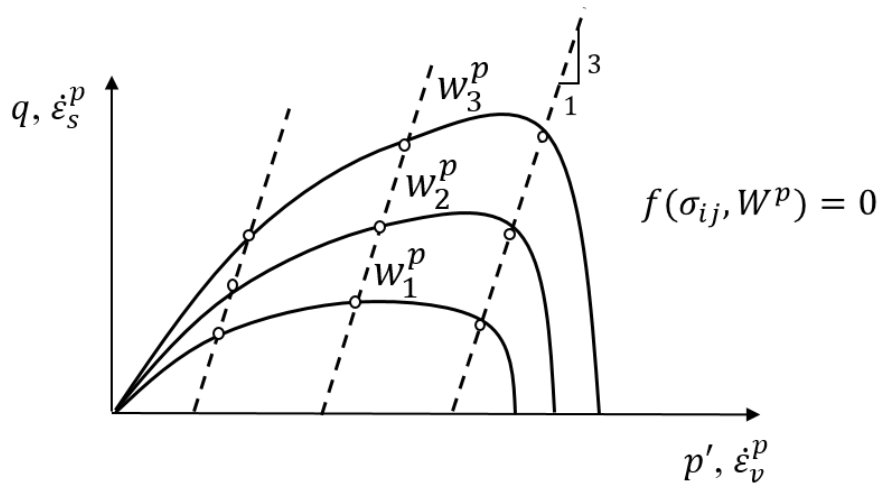


Figura 4.1 – Função de escoamento: contornos de mesmo trabalho plástico.

Neste trabalho, a função de escoamento é, portanto, do tipo *work-hardening*:

$$f(\sigma_{ij}, W^p) = p'_q - p'_0(W^p) \quad (4.8)$$

Onde p'_q é a tensão efetiva equivalente, que representa a função de escoamento, p'_0 a tensão de endurecimento, e W^p o trabalho de deformação plástico, parâmetro de endurecimento. O trabalho de deformação plástico é calculado como:

$$W^p = \int p' d\varepsilon_v^p + q d\varepsilon_s^p \quad (4.9)$$

Sendo $d\varepsilon_v^p$ o incremento de deformações volumétricas plásticas e $d\varepsilon_s^p$ o incremento de deformações cisalhantes plásticas, calculados a partir da lei de fluxo.

4.4

Potencial Plástico

O escoamento pode ocorrer sob variadas combinações de tensões durante a história geológica e de carregamento de um solo e, para cada combinação, um vetor de deformações plásticas pode ser definido, e uma linha ortogonal a esse vetor, desenhada. Essas linhas podem se unir, conforme dados disponíveis, e formar uma família de curvas às quais os vetores incrementos de deformações plásticas são perpendiculares, denominadas de *potenciais plástico*, conforme apresentado na Figura 4.2 (Wood, 1990).

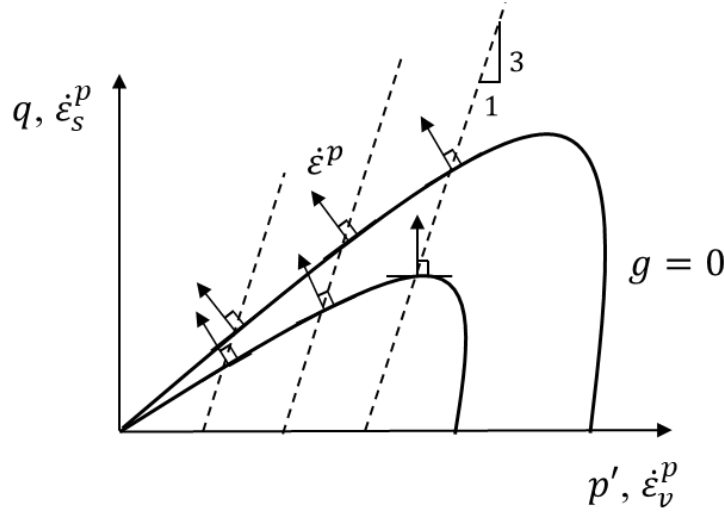


Figura 4.2 – Vetores incrementos de deformação plástica e potenciais plásticos.

A condição de normalidade das deformações plásticas ao potencial plástico pode ser traduzida em uma relação de tensão-dilatância do tipo:

$$d^p = \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = -\frac{dq}{dp'} \quad (4.10)$$

Onde $d\varepsilon_v^p$ são os incrementos de deformações volumétricas plásticas e $d\varepsilon_s^p$ os incrementos de deformações cisalhantes plásticas, dq os incrementos de tensão de desvio e dp' os incrementos de tensão média, em uma condição de tensão confinante constante. Definindo-se a razão de tensões como $\eta' = q/p'$ na Equação (4.10), e utilizando-se da diferenciação e regra da cadeia, tem-se a seguinte equação para definição dos potenciais plásticos:

$$\frac{dp'}{p'} = -\frac{d\eta'}{\eta' + d^p} \quad (4.11)$$

Que integrada, fornece a equação do potencial plástico ($g = 0$). Para o modelo Cam Clay Modificado tem-se a seguinte relação tensão-dilatância (Desai e Siriwardane, 1984):

$$d^p = \frac{M^2 - \eta'^2}{2\eta'} \quad (4.12)$$

Uma vez conhecido d^p , a equação (4.11) pode ser integrada, isto é:

$$\int_0^\eta \frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} = - \int_{p_0}^p \frac{dp}{p} \quad (4.13)$$

$$\ln(M^2 + \eta^2) - \ln(M^2) = -\ln p + \ln p_0 \quad (4.14)$$

Simplificando, fica:

$$\frac{M^2 + \eta^2}{M^2} = \frac{p_0}{p} \quad (4.15)$$

Ou:

$$q^2 - M^2 p (p_0 - p) = 0 = g \quad (4.16)$$

O potencial plástico do Cam Clay modificado.

4.5

Lei de Endurecimento

Conforme foi apresentado no item 4.3, este trabalho adota função de escoamento do tipo *work-hardening*, mostrada a seguir:

$$f(\sigma_{ij}, W^p) = p'_q - p'_0(W^p) \quad (4.17)$$

Onde p'_q é a tensão efetiva equivalente, que representa a função de escoamento, sendo variável ao longo do processo de deformação plástica; p'_0 a tensão de endurecimento, W^p é trabalho plástico de deformação, parâmetro de endurecimento. Como $f(\sigma_{ij}, W^p) = 0$ no escoamento, tem-se que:

$$p'_q = p'_0(W^p) \quad (4.18)$$

Isto é, p'_q é uma função monotônica crescente do trabalho plástico na fase de endurecimento, enquanto ela decresce na fase de amolecimento.

4.6

Integração das Equações Constitutivas no ensaio CID

Para integração das equações constitutivas do ensaio triaxial drenado, utilizou-se o método explícito de controle de tensões. Nele, impõe-se um acréscimo de tensões dp' , sendo o incremento de tensões de desvio $dq = 3 dp'$, no espaço dos invariantes de Cambrige. Em um preditor elástico, o estado de tensões (p'_{i+1}, q_{i+1}) após o incremento de tensões (dp', dq) é dado por:

$$\begin{aligned} p'_{i+1} &= p'_i + dp' \\ q_{i+1} &= q_i + dq \end{aligned} \quad (4.19)$$

Sendo (p'_i, q_i) o estado de tensões no início do passo de integração. As deformações nesse instante são apenas elásticas, sendo seus incrementos calculados por:

$$d\varepsilon_{v, i+1}^e = \frac{dp'}{K} \quad (4.20)$$

$$d\varepsilon_{s, i+1}^e = \frac{dq}{3G} \quad (4.21)$$

Os incrementos de deformações plásticas são iguais à zero ($d\varepsilon_v^p = 0, d\varepsilon_s^p = 0$) e a variável interna de endurecimento elastoplástico constante ($p'_{0i+1} = p'_{0i}$). Os módulos K e G são calculados conforme Equações (4.6) e (4.7).

Então, verifica-se se o novo estado de tensões (p'_{i+1}, q_{i+1}) viola a função de escoamento, isto é, se $f(p'_{i+1}, q_{i+1}, p'_{0i+1}) > 0$, denotando que o passo de integração é elastoplástico, devendo-se calcular, também, as deformações plásticas.

A lei de fluxo é utilizada para cálculo dos incrementos de deformações plásticas, como:

$$d\varepsilon_{v, i+1}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial p'} \quad (4.22)$$

$$d\varepsilon_{s, i+1}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial q} \quad (4.23)$$

Onde $d\varepsilon_{v, i+1}^p$ e $d\varepsilon_{s, i+1}^p$ são o incremento de deformação plástica volumétrica e cisalhante, respectivamente, ao final do incremento de tensões, $d\lambda$ é o incremento do multiplicador plástico, o qual fornece a intensidade dos incrementos de deformação plástica, e $\frac{\partial g}{\partial p'}$ e $\frac{\partial g}{\partial q}$ os gradientes do potencial plástico, calculados no início do passo de integração (antes do incremento de tensões), os quais fornecem a direção dos incrementos de deformação plástica.

A condição de consistência é empregada para determinação de $d\lambda$ e, conseqüentemente, dos incrementos de deformação plástica. Ela determina que para que a condição de fluxo continue a ocorrer, isto é, $d\lambda > 0$, o estado de tensões deve permanecer na superfície de escoamento, de modo que $df = 0$ e, então, $d\lambda df = 0$. Assim, aplicando a condição de consistência, tem-se que a forma diferencial da superfície de escoamento, aplicando a regra da cadeia, é:

$$df = \frac{\partial f}{\partial p'} dp' + \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial p'_0} dp'_0 = 0 \quad (4.24)$$

Todos os valores dos gradientes $(\frac{\partial f}{\partial p'}, \frac{\partial f}{\partial q}, \frac{\partial f}{\partial p'_0})$ são calculados no início do passo de integração (antes do incremento de tensões). O incremento dp'_0 , isto é, a mudança no tamanho da superfície de escoamento no eixo hidrostático, é:

$$dp'_0 = \frac{\partial p'_0}{\partial W_p} dW_p = \frac{\partial p'_0}{\partial W_p} (p' d\varepsilon_v^p + q d\varepsilon_s^p) \quad (4.25)$$

Substituindo as Equações (4.22) e (4.23) na Equação (4.25), tem-se:

$$dp'_0 = \frac{\partial p'_0}{\partial W_p} \left(p' \frac{\partial g}{\partial p'} + q \frac{\partial g}{\partial q} \right) d\lambda \quad (4.26)$$

Substituindo a Equação (4.26) na Equação (4.24), tem-se:

$$df = \frac{\partial f}{\partial p'} dp' + \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial p'_0} \frac{\partial p'_0}{\partial W_p} \left(p' \frac{\partial g}{\partial p'} + q \frac{\partial g}{\partial q} \right) d\lambda = 0 \quad (4.27)$$

Resolvendo a Equação (4.26) para $d\lambda$, tem-se:

$$d\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial p'} dp' + \frac{\partial f}{\partial q} dq}{-\frac{\partial f}{\partial p'_0} \frac{\partial p'_0}{\partial W_p} \left(p' \frac{\partial g}{\partial p'} + q \frac{\partial g}{\partial q} \right)} \quad (4.28)$$

Assim, pode-se determinar o multiplicador plástico e os incrementos de deformação plástica. Ao final, atualiza-se a tensão de endurecimento como:

$$p'_{0_{i+1}} = p'_{0_i} e^{bW_p} \quad (4.29)$$

Sendo o incremento do trabalho plástico calculado como:

$$dW_p = p' d\varepsilon_{v, i+1}^p + q d\varepsilon_{s, i+1}^p \quad (4.30)$$

4.7

Tensão de Cedência

A tensão de cedência no presente estudo é definida como a tensão a partir da qual as curvas tensão-deformação apresentam maior declividade ou onde há uma inflexão na curva. Os pares de tensões efetivas médias e tensões desviadoras em que ocorrem a “cedência” podem ser posicionados em um diagrama de tensões formando uma envoltória. Alguns autores definem a envoltória ou função de escoamento da mesma maneira, como Leroueil e Vaughan (1990, *apud* Futai 2002) que descrevem o escoamento como sendo uma mudança irreversível na rigidez e na resistência do solo. No entanto, nem sempre esse ponto de escoamento é bem definido, de modo que se propõe que a função de escoamento seja definida a partir dos contornos de mesmo trabalho plástico e as envoltórias de cedência a partir de pontos de inflexão nas curvas tensão-deformação. Como em Wood (1990),

apresentam-se na Figura 4.3 as possibilidades de utilizar-se os gráficos de $\sigma'_a: \varepsilon_a$, $p': \varepsilon_p$, $q: \varepsilon_q$, $\sigma'_r: \varepsilon_r$ e $s: W$ (sendo W a energia de deformação e s o comprimento do vetor das tensões) para identificar a cedência nos ensaios triaxiais. Os incrementos de energia de deformação são definidos conforme Equação (4.31) e o comprimento do vetor das tensões conforme Equação (4.32).

$$dW = p' d\varepsilon_p + q d\varepsilon_q \quad (4.31)$$

$$ds = \sqrt{dp'^2 + dq^2} \quad (4.32)$$

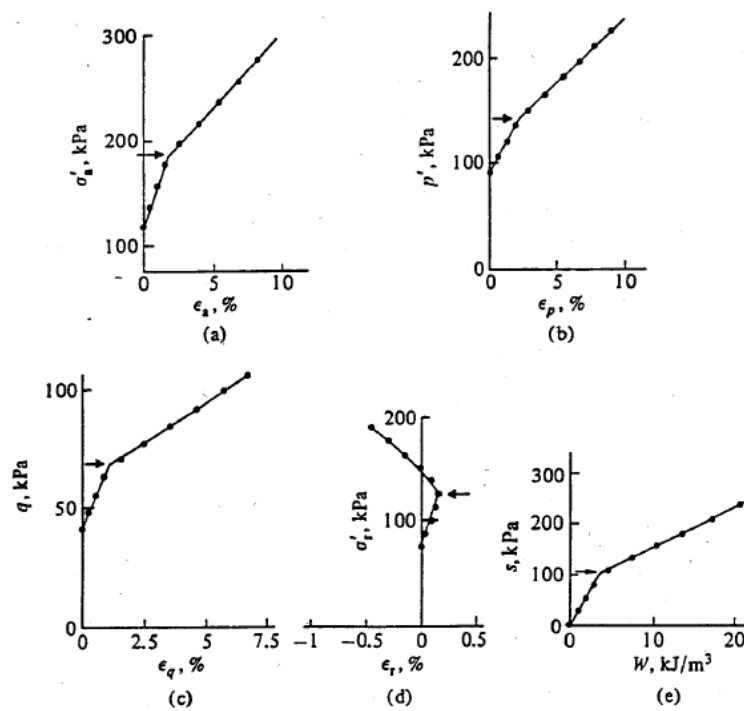


Figura 4.3 – Pontos de cedência em curvas tensão-deformação. Wood (1990).

5

Resultados e Discussões

5.1

Função de Escoamento do Solo Residual de Filito

As funções de escoamento foram definidas a partir dos contornos de mesmo trabalho de deformação plástico, computados conforme Equação (4.9). Os resultados estão apresentados nas Figura 5.1 à Figura 5.9, considerando o comportamento drenado e não drenado. Às funções de escoamento, ajustou-se o modelo R-Soil, proposto por Cirone (2020), cuja função é apresentada na Equação (5.1).

$$f = \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^2 + \left(\frac{\eta'}{\eta'_0} \right)^2 - 1 \quad (5.1)$$

Em que o parâmetro p'_0 controla a posição do *cap* de compressão e o parâmetro η'_0 é a máxima razão de tensões associada à ruptura por cisalhamento, p' é a tensão média e η' a razão de tensões ($\eta' = q/p'$). p'_0 e η'_0 são tratados como parâmetros de endurecimento e dependem das deformações irreversíveis. Ressalta-se que a análise da adequação do ajuste do modelo R-Soil às superfícies de escoamento se deu de maneira qualitativa.

5.1.1

Comportamento Drenado

Analisando o comportamento drenado do solo de filito, observa-se pela Figura 5.1 e Figura 5.2 que o ajuste proposto na Equação (5.1) consegue bem

representar, de maneira qualitativa, o *cap* de compressão e o trecho de cisalhamento da superfície de escoamento em formato de “gota”. Para determinar os contornos de mesmo trabalho plástico, computou-se a energia de deformação plástica do ensaio edométrico e dos ensaios triaxiais conforme Equação (4.9). Observa-se um endurecimento isotrópico no material. Apresentam-se as linhas K_0 , onde os coeficientes de empuxo no repouso foram determinados a partir da proposição de Jacky:

$$K_0 = 1 - \sen \phi' \quad (5.2)$$

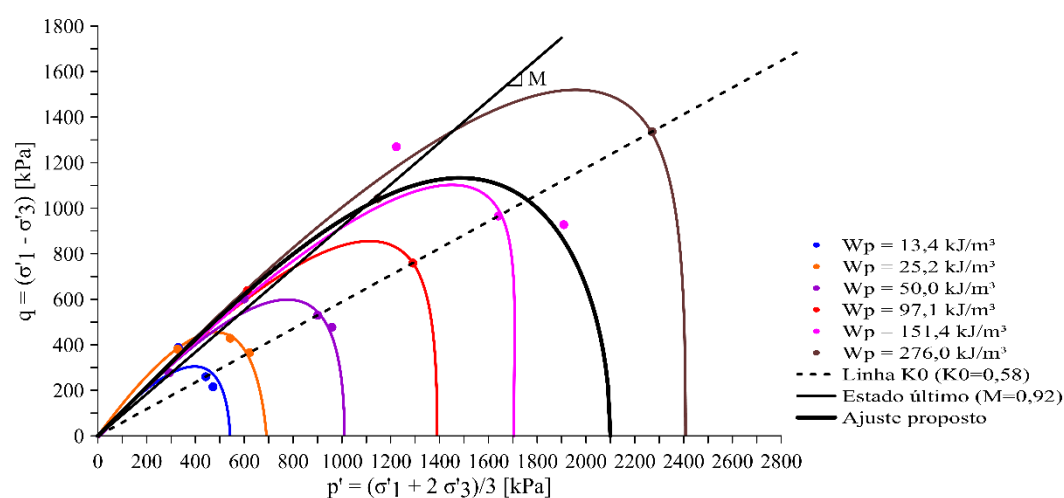


Figura 5.1 – Superfícies de escoamento do bloco B5 – Ensaio CID.

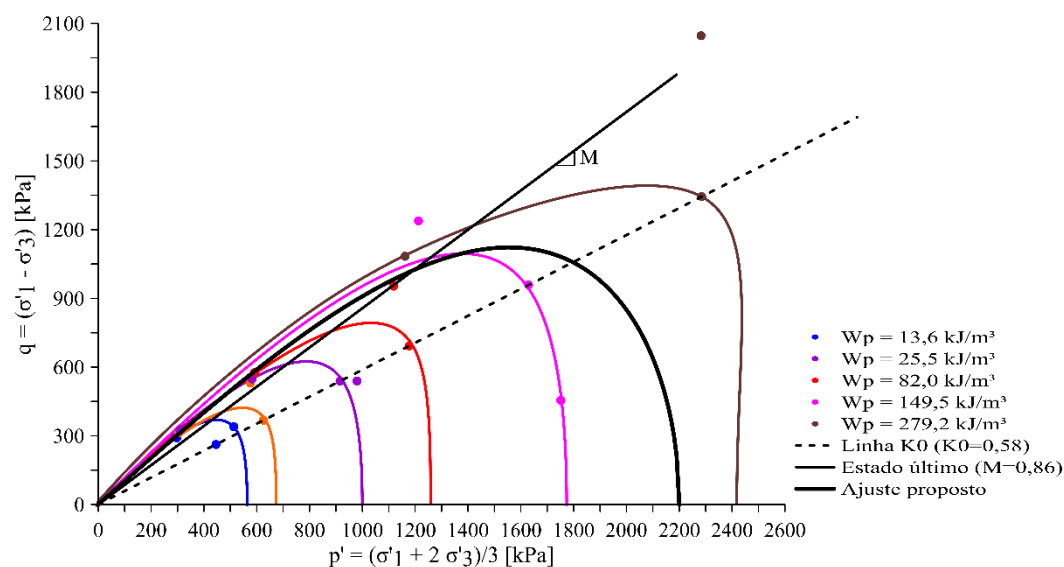


Figura 5.2 – Superfícies de escoamento do bloco B6 – Ensaio CID.

5.1.2

Comportamento Não Drenado

Os contornos de mesmo trabalho plástico obtidos por meio dos ensaios triaxiais não drenados do solo de filito estão apresentados da Figura 5.3 à Figura 5.9, onde observa-se que o ajuste proposto na Equação (5.1) também consegue bem representar, de maneira qualitativa, o *cap* de compressão e o trecho cisalhamento da superfície de escoamento em formato de “gota”. Observa-se que o material apresenta endurecimento isotrópico, com a superfície de escoamento conservando seu formato durante o processo de *work-hardening*. Interessante observar que considerar o trabalho de deformação plástica como parâmetro de endurecimento, contabiliza-se, ao mesmo tempo, deformações volumétricas, relacionadas ao colapso de poros, e deformações cisalhantes, relacionadas ao rearranjo de partículas.

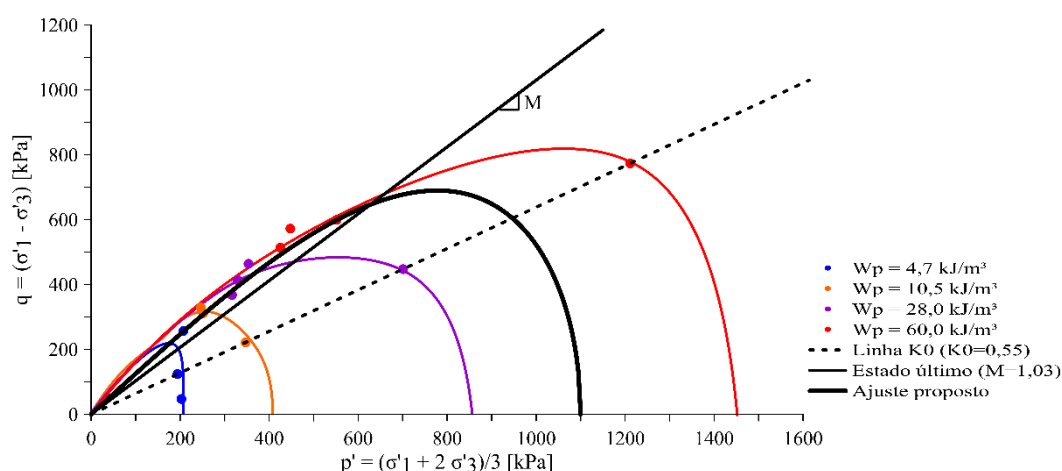


Figura 5.3 – Superfícies de escoamento do bloco B1 – Ensaio CIU.

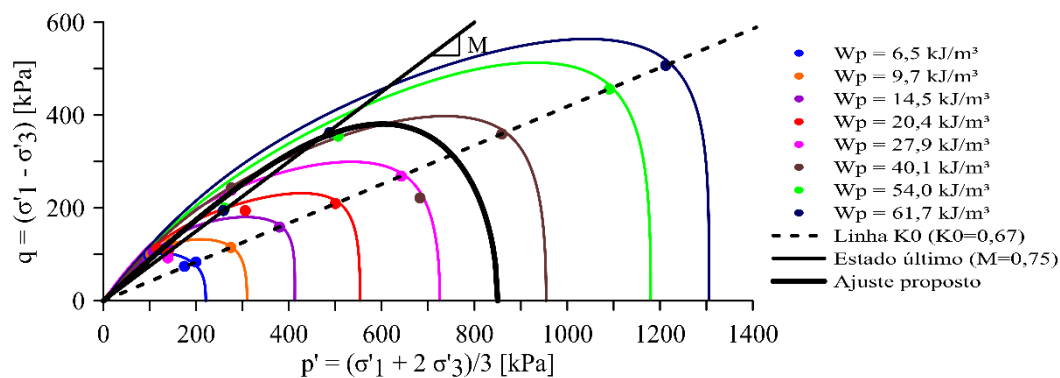


Figura 5.4 – Superfícies de escoamento do bloco B2 – Ensaio CIU.

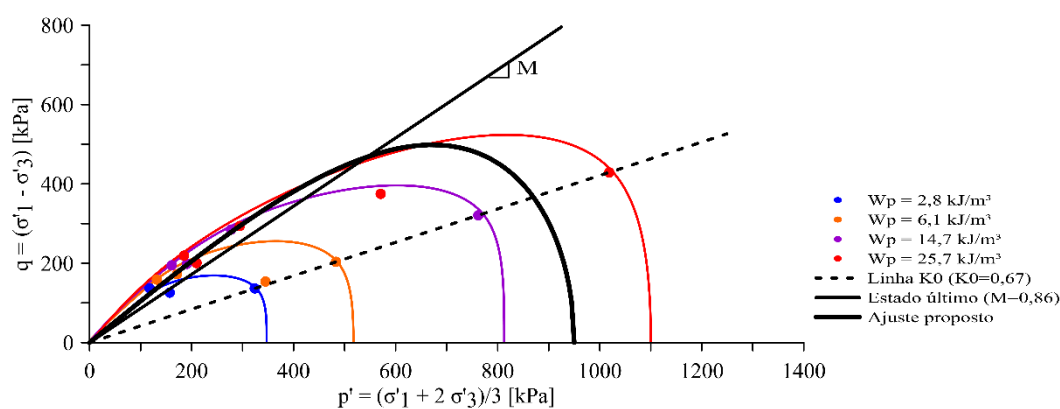


Figura 5.5 – Superfícies de escoamento do bloco B3 – Ensaio CIU.

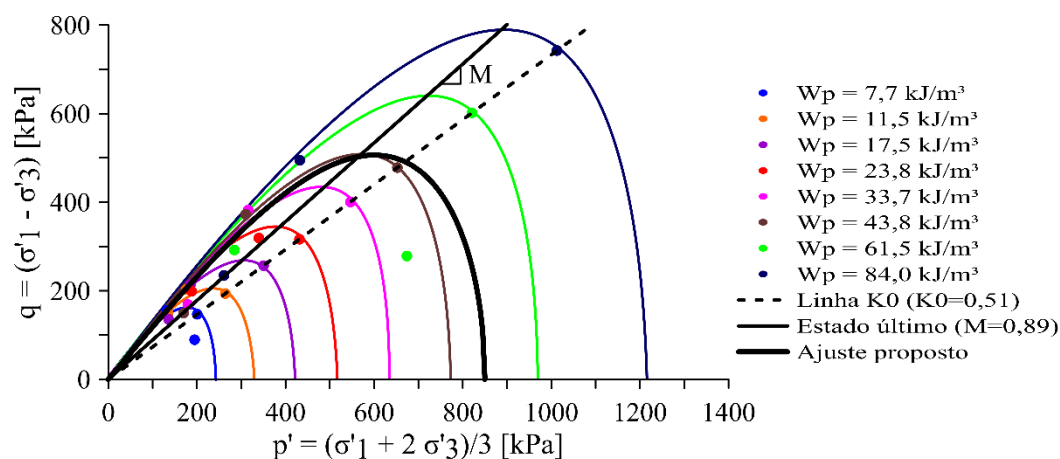


Figura 5.6 – Superfícies de escoamento do bloco B4 – Ensaio CIU.

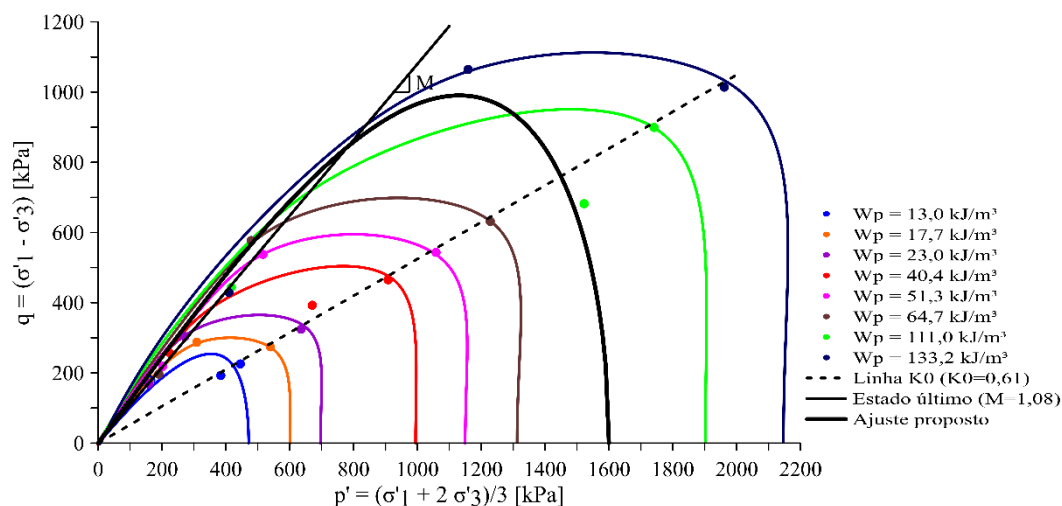


Figura 5.7 – Superfícies de escoamento do bloco B5 – Ensaio CIU.

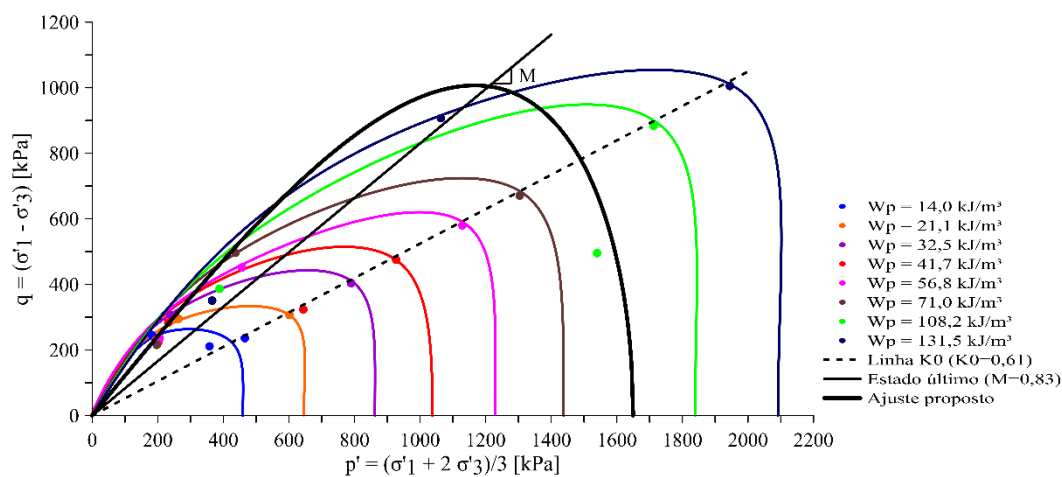


Figura 5.8 – Superfícies de escoamento do bloco B5 perpendicular – Ensaio CIU.

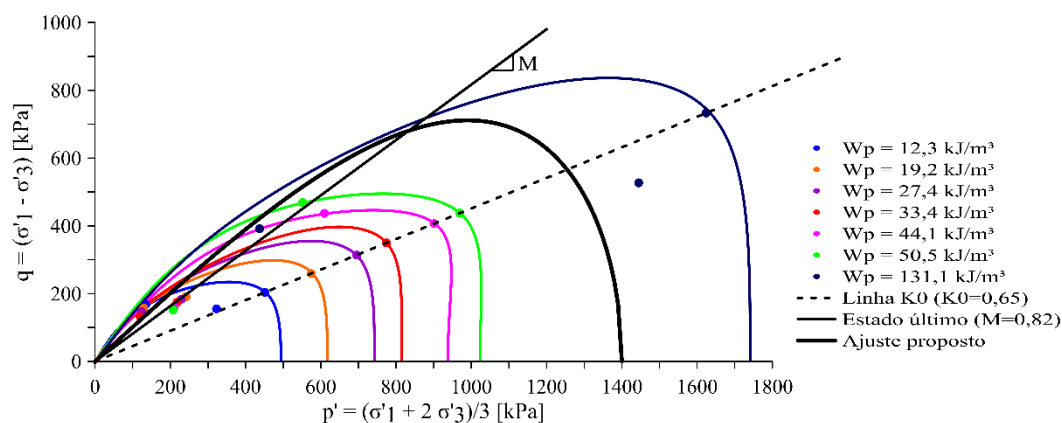


Figura 5.9 – Superfícies de escoamento do bloco B6 – Ensaio CIU.

5.2

Potencial Plástico do Solo Residual de Filito

A relação entre o estado de tensão (η') e a dilatância (d_p) para definição do potencial plástico, com a integração da Equação (4.11), está graficamente representada na Figura 5.10 e Figura 5.11 para os casos drenados e não drenados, respectivamente. Ajustou-se o potencial plástico do modelo Cam Clay e do modelo Cam Clay modificado (MCC), de modo que o modelo MCC ajustou, com considerável acurácia, aos dados dos seis blocos analisados. O potencial plástico do modelo MCC é apresentado na Equação (5.3).

$$g = q^2 - M^2 p (p_0 - p) \quad (5.3)$$

Em que p_0 é o parâmetro que representa o tamanho da elipse e M a inclinação da linha de estado último no plano dos invariantes (p', q). Ao longo da fase de cisalhamento, é de se esperar que predominem as deformações cisalhantes plásticas, conforme observado pela diminuição do valor de dilatância plástica.

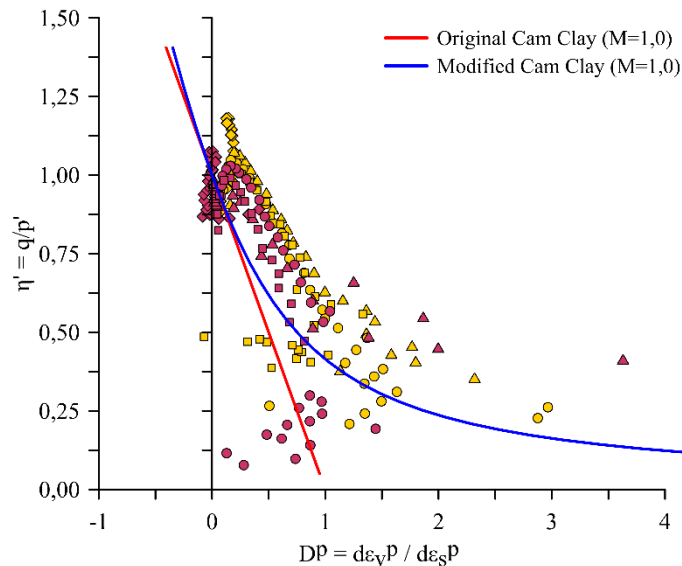


Figura 5.10 – Relação tensão-dilatância para os ensaios drenados (Blocos 5 e 6).

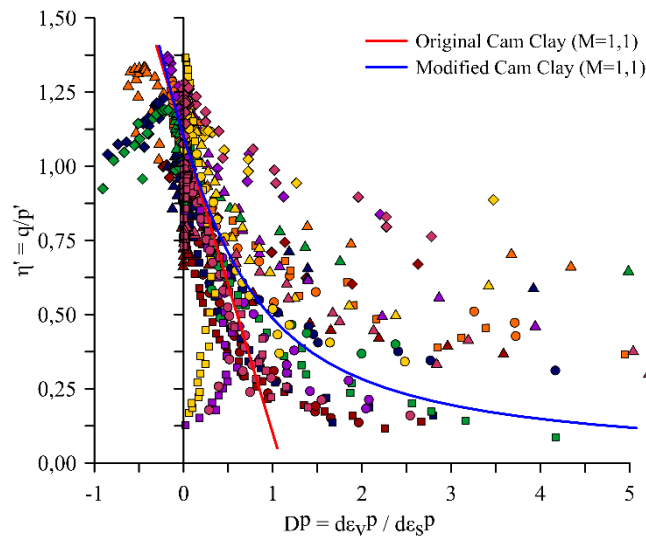


Figura 5.11 – Relação tensão-dilatância para os ensaios não drenados (todos os blocos).

Ressalta-se que para os ensaios não drenados, em que a variação volumétrica é nula, o cálculo das deformações volumétricas plásticas se deu a partir da Equação (5.5), sendo:

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p = 0 \quad (5.4)$$

$$d\varepsilon_v^p = -d\varepsilon_v^e = -\frac{dp'}{K} \quad (5.5)$$

5.2.1

Comportamento Drenado

Em cada trajetória de tensões definiu-se vetores que representam os incrementos de deformação plástica no espaço $(d\varepsilon_v^p, d\varepsilon_s^p)$. Perpendicular a eles, tem-se o potencial plástico. Plotou-se esses resultados, além do modelo Cam Clay modificado, na Figura 5.12 e Figura 5.13 para os ensaios de compressão triaxiais drenados. Observa-se que, para fins práticos, o modelo Cam Clay Modificado pode representar o potencial plástico do solo de filito. Os vetores incremento de deformação plástica possuem direção horizontal no final do adensamento hidrostático e início do cisalhamento, tendendo à direção vertical na ruptura por cisalhamento, ao final do ensaio, definindo o *cap* do potencial plástico.

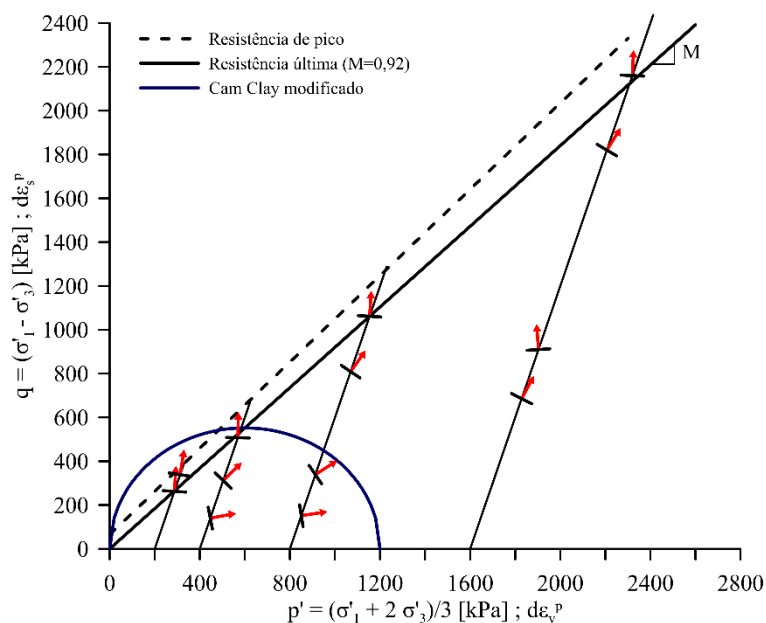


Figura 5.12 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 5 – Ensaio CID.

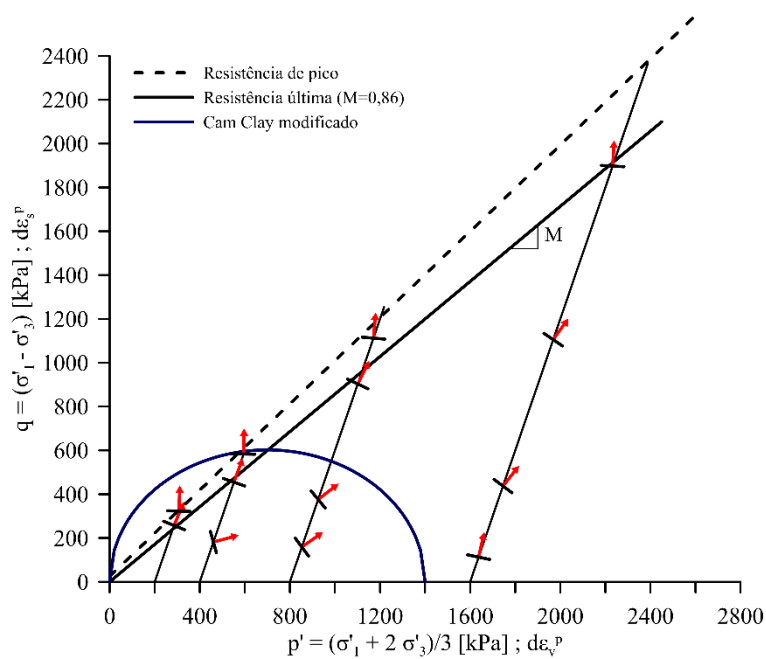


Figura 5.13 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 6 – Ensaio CID.

5.2.2

Comportamento Não Drenado

Para os ensaios de compressão triaxial não drenados, tem-se os resultados de vetores incrementos de deformação plástica e potencial plástico do modelo Cam Clay Modificado plotados da Figura 5.14 à Figura 5.20. Observa-se que o ajuste MCC define-se como razoável para fins práticos para representar o potencial plástico do solo residual de filito.

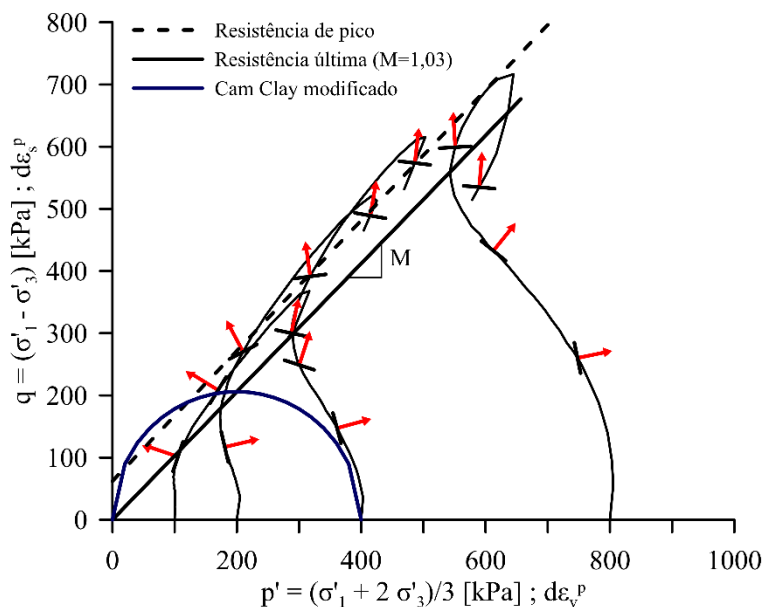


Figura 5.14 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 1 – Ensaio CIU.

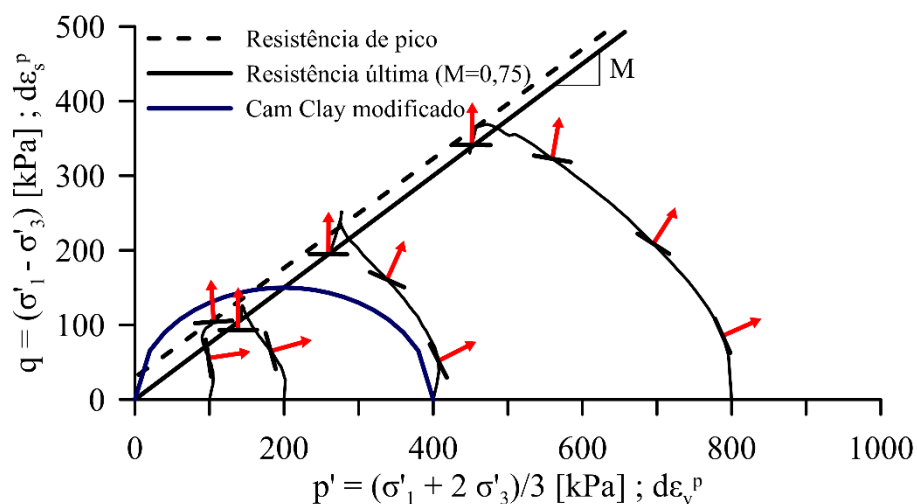


Figura 5.15 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 2 – Ensaio CIU.

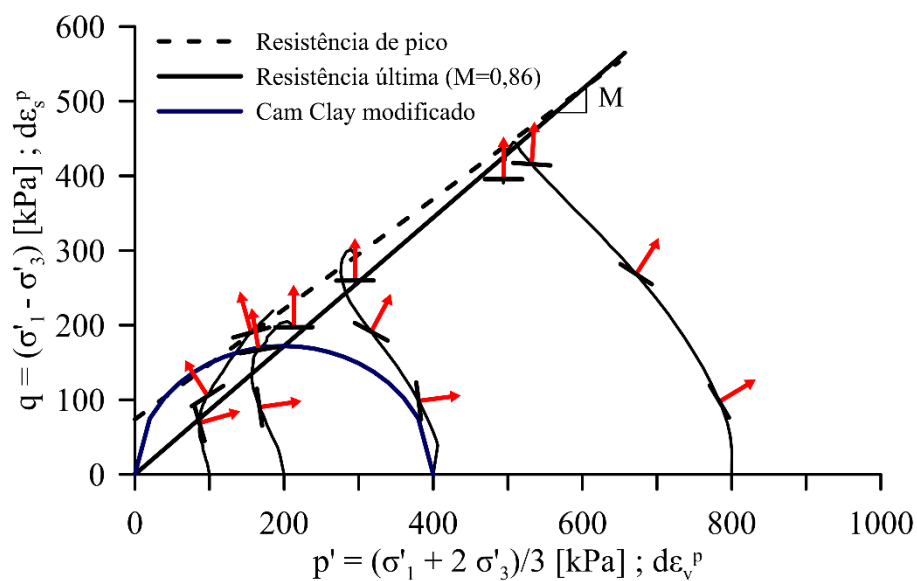


Figura 5.16 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 3 – Ensaio CIU.

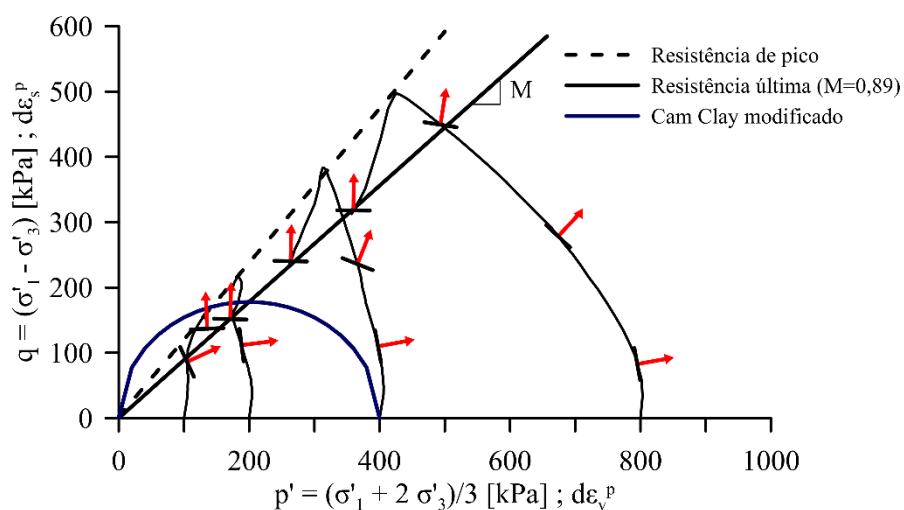


Figura 5.17 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 4 – Ensaio CIU.

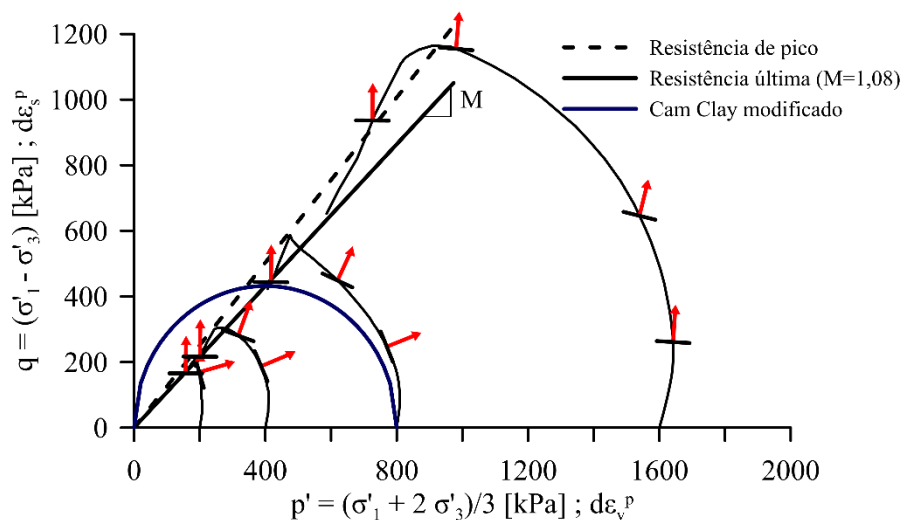


Figura 5.18 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 5 – Ensaio CIU.

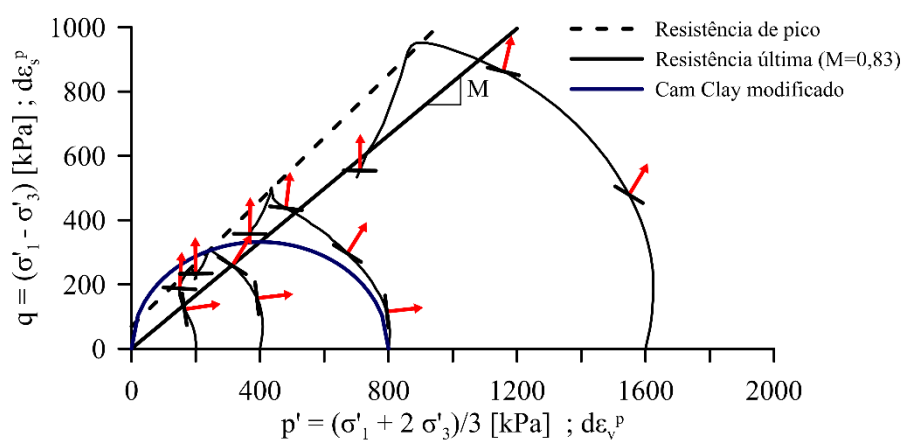


Figura 5.19 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 5 perpendicular – Ensaio CIU.

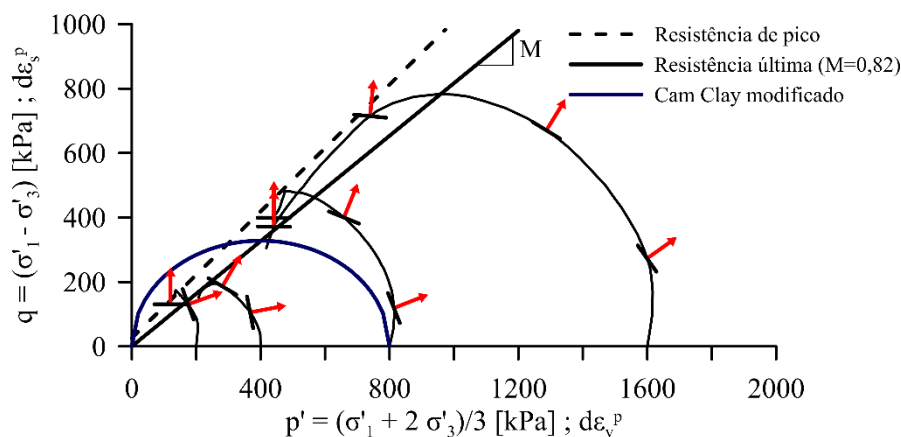


Figura 5.20 – Vetores incremento de deformação plástica e potencial plástico para Bloco 6 – Ensaio CIU.

5.3

Lei de Endurecimento do Solo Residual de Filito

Para a função de escoamento definida em (5.1), tem-se a seguinte tensão equivalente:

$$p'_q = p'_0 = \left(\frac{p'^2}{1 - \frac{\eta'^2}{\eta_0'^2}} \right)^{0,5} \quad (5.6)$$

Em que p'_q é a tensão equivalente, p' a tensão média, η' a razão de tensões e η'_0 a máxima razão de tensões. Calculada p_q ao longo de cada trajetória de tensões em função do trabalho de deformação plástica, pode-se definir uma função de endurecimento das superfícies de escoamento.

5.3.1

Comportamento Drenado

Propôs-se tanto para o comportamento drenado, quanto para o comportamento não drenado, uma lei de endurecimento exponencial, representada

por uma função $p_q = f(W_p)$. A função exponencial para o endurecimento da função de escoamento está apresentada na Equação (5.7).

$$p_q = a e^{b W_p} \quad (5.7)$$

Em que p_q é a tensão equivalente, W_p o trabalho plástico e a e b parâmetros do material. As Figura 5.21 e Figura 5.22 apresentam o ajuste exponencial à lei de endurecimento nos ensaios drenados do solo de filito. Observa-se que até atingir o pico de resistência em $\eta' = \eta'_0$, o ajuste exponencial consegue representar os dados experimentais.

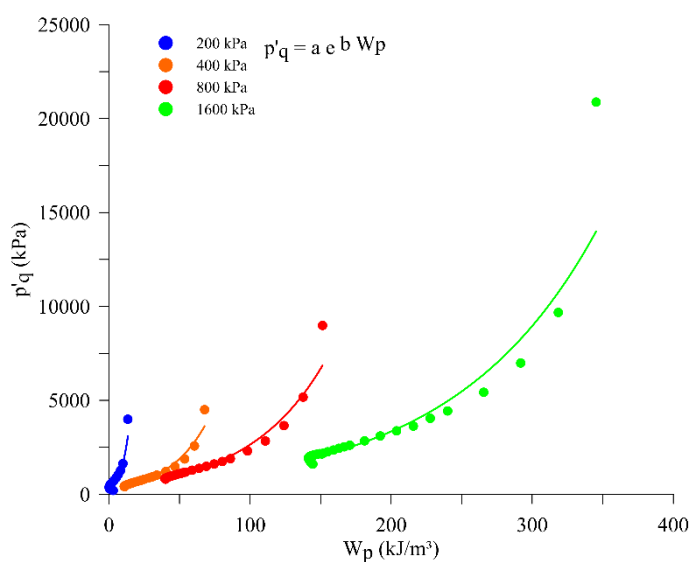


Figura 5.21 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 5 – Ensaio CID.

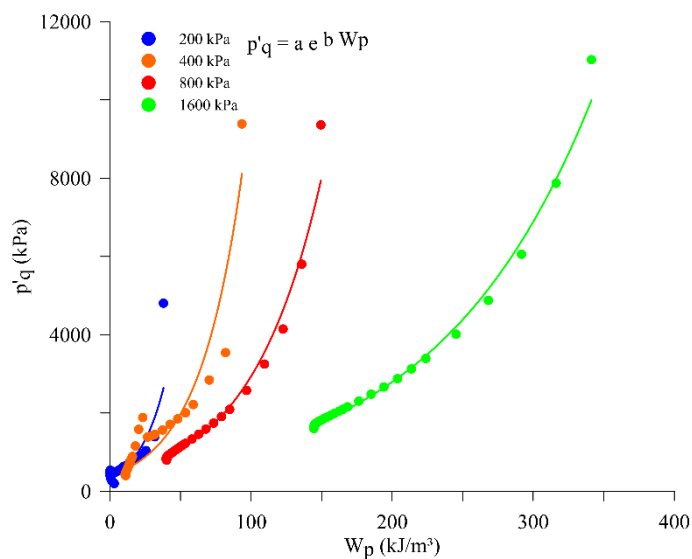


Figura 5.22 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 6 – Ensaio CID.

5.3.2

Comportamento Não Drenado

Da Figura 5.26 à Figura 5.29, apresentam-se os ajustes exponenciais à lei de endurecimento nos ensaios não drenados do solo de filito. Observa-se que até atingir o pico de resistência em $\eta' = \eta'_0$, o ajuste exponencial também consegue representar, razoavelmente bem, os dados experimentais.

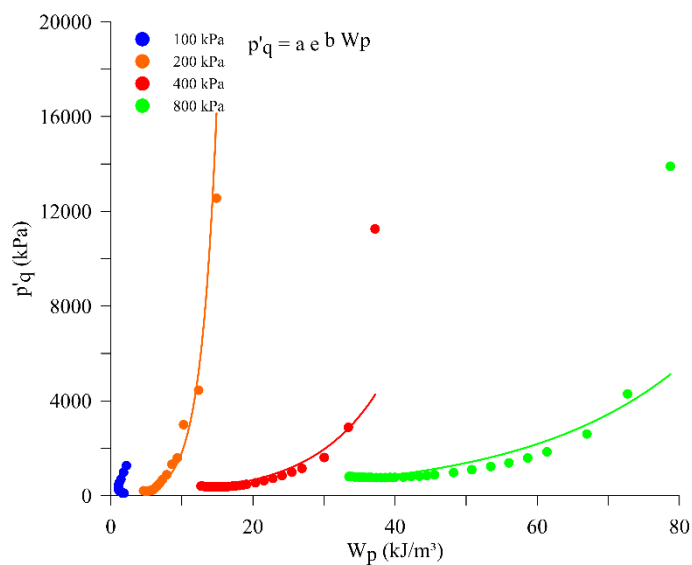


Figura 5.23 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 1 – Ensaio CIU.

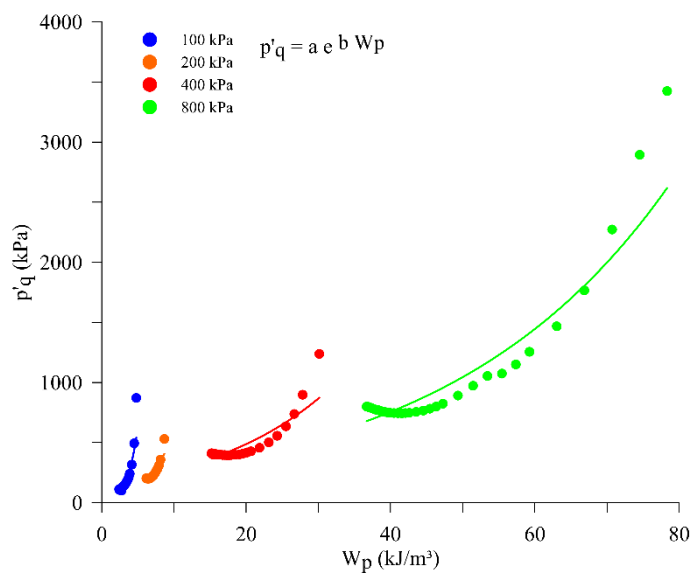


Figura 5.24 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 2 – Ensaio CIU.

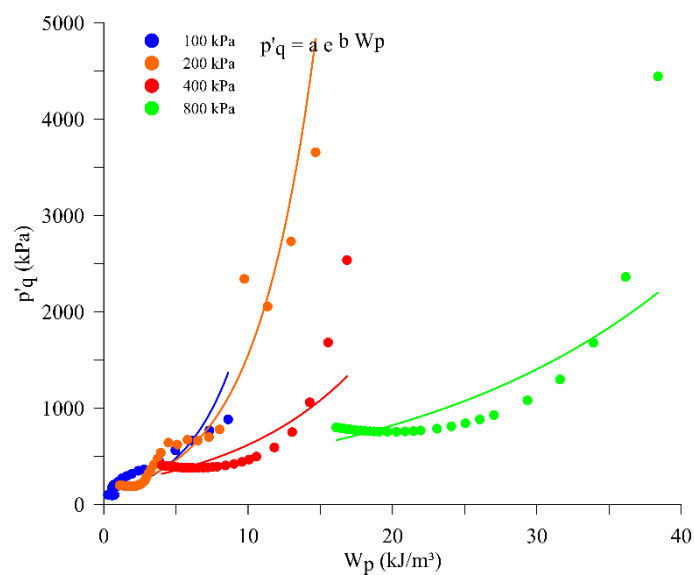


Figura 5.25 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 3 – Ensaio CIU.

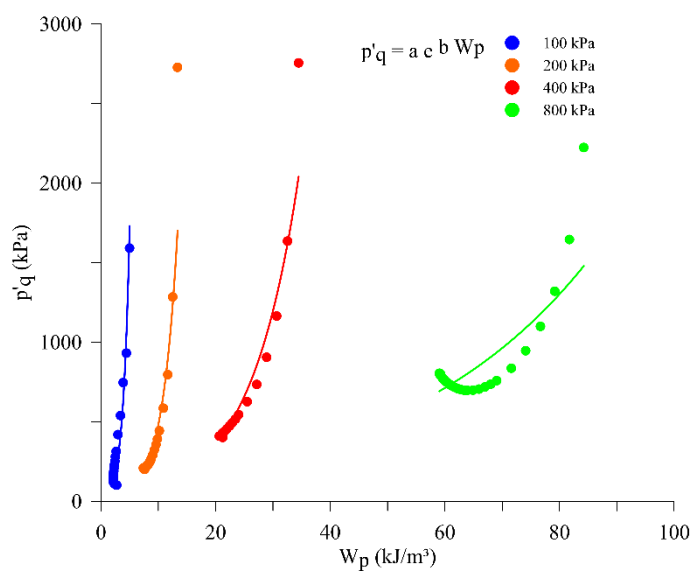


Figura 5.26 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 4 – Ensaio CIU.

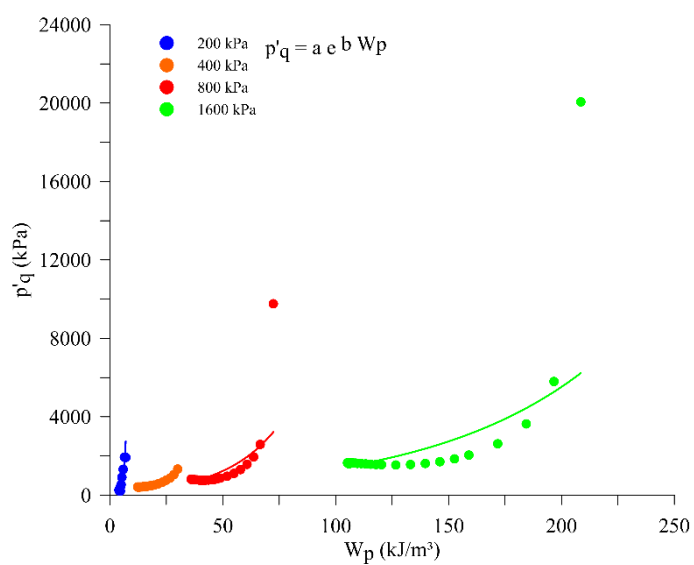


Figura 5.27 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 5 – Ensaio CIU.

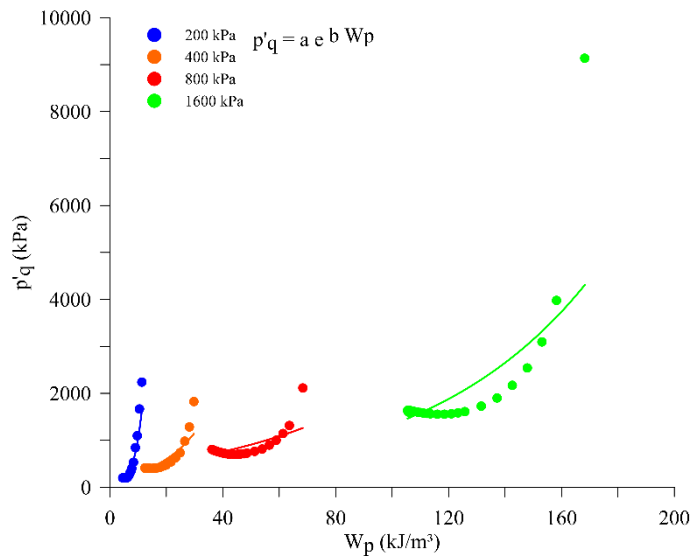


Figura 5.28 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 5, moldagem perpendicular às fraturas/foliações – Ensaio CIU.

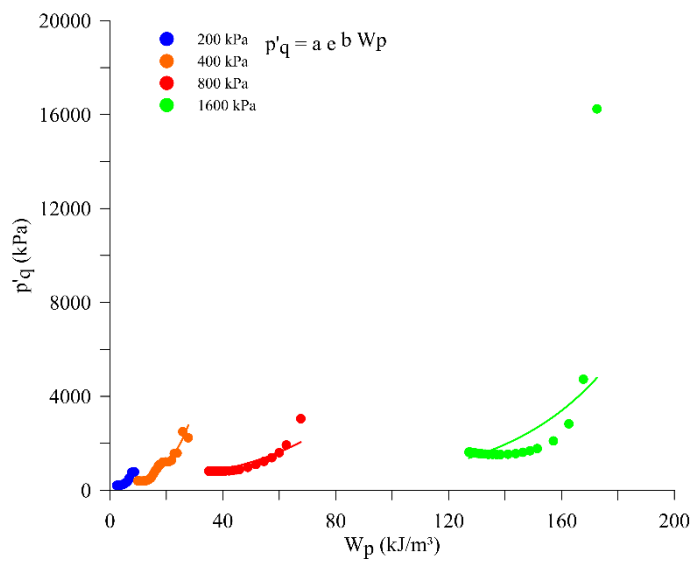


Figura 5.29 – Lei de endurecimento exponencial para o Bloco 6 – Ensaio CIU.

5.4

Retroanálise dos Ensaios Triaxiais Drenados

A simulação dos ensaios drenados do bloco 6 são apresentadas na Figura 5.30. Observa-se que há um bom ajuste do modelo proposto, composto por uma superfície de escoamento segundo R-Soil, potencial plástico do modelo Cam Clay

Modificado e lei de endurecimento exponencial do tipo *work-hardening*, às curvas ε_1 vs q . Os amolecimentos das curvas tensão-deformação não foram representados, uma vez que não fez parte do escopo do presente trabalho. As curvas ε_1 vs ε_{vol} modeladas para as menores tensões (200 kPa e 400 kPa), apresentaram deformações volumétricas maiores que as experimentais. Já para maiores tensões (800 kPa e 1600 kPa), essas deformações foram menores do que os valores de laboratório. O comportamento dilatante das simulações se deve à componente cisalhante da lei de endurecimento. Ainda assim, considera-se razoáveis os resultados simulados.

O Apêndice C apresenta as derivadas utilizadas para determinação do multiplicador plástico, para cálculo das deformações plásticas.

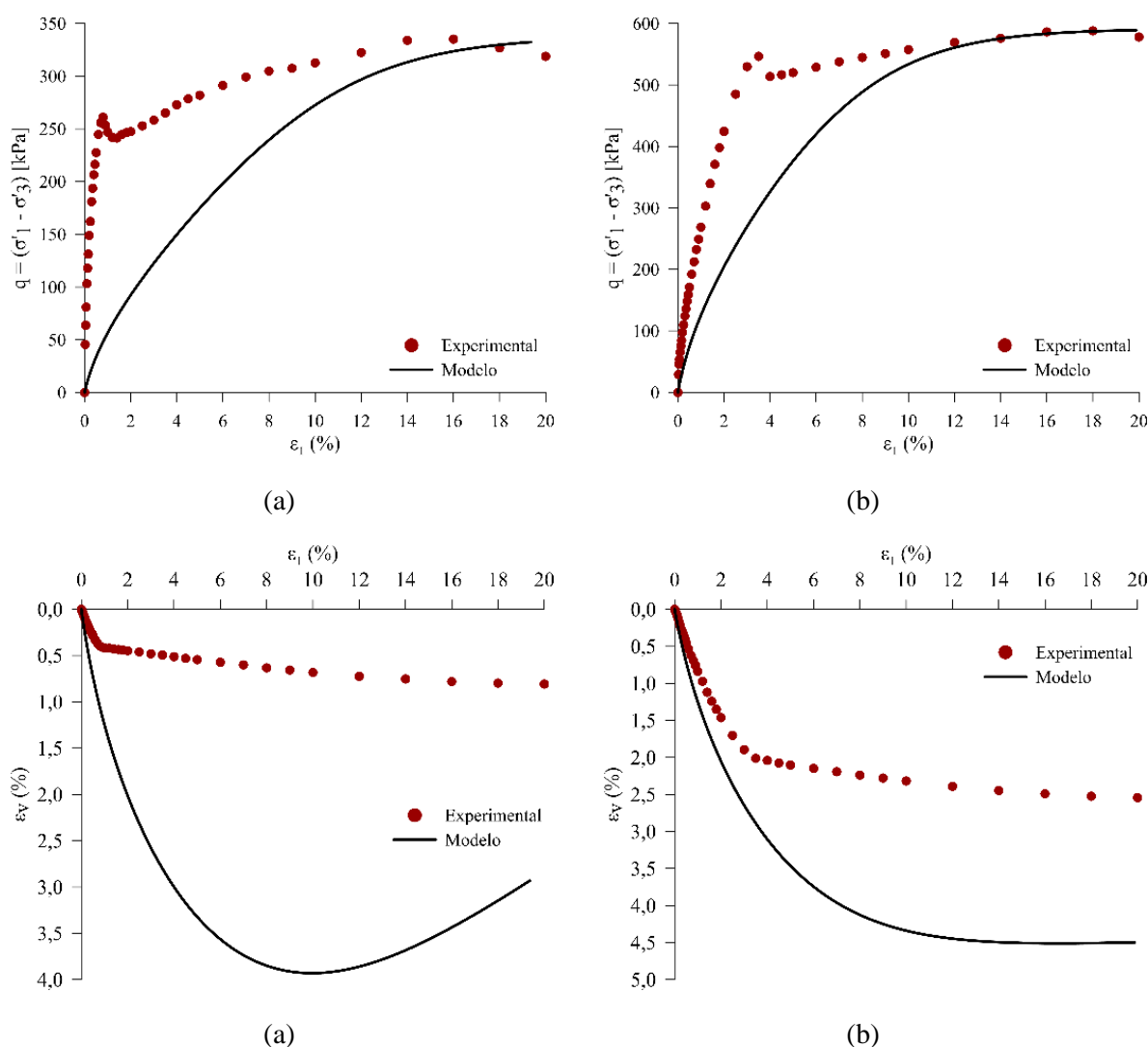


Figura 5.30 – Simulação ensaio de compressão triaxial Bloco 6: (a) CID 200 kPa, (b) CID 400 kPa.

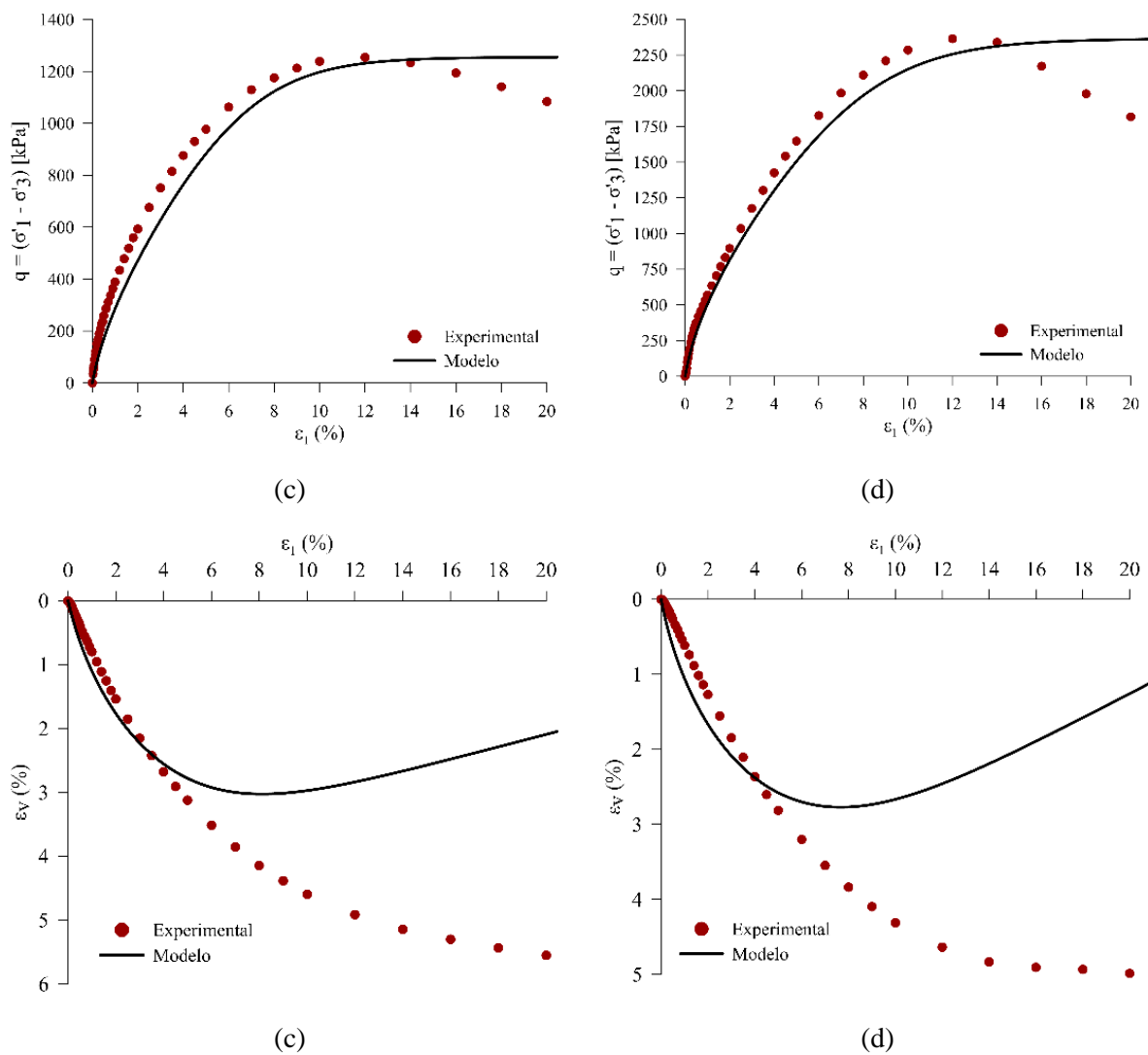


Figura 5.31 – Simulação ensaio de compressão triaxial Bloco 6: (a) CID 800 kPa, (b) CID 1600 kPa.

5.5

Envoltória de Cedência

A determinação das tensões de cedência, na fase de cisalhamento, se deu pela identificação de pontos de inflexão nos gráficos $(\sigma'_1, \varepsilon_1)$, (p', ε_{vol}) e (s, W) para os ensaios triaxiais drenados, conforme exemplo apresentado na Figura 5.32, e nos gráficos $(\sigma'_1, \varepsilon_1)$, $(\sigma'_3, \varepsilon_3)$ e (s, W) para os ensaios triaxiais não drenados, como exemplificado na Figura 5.33.

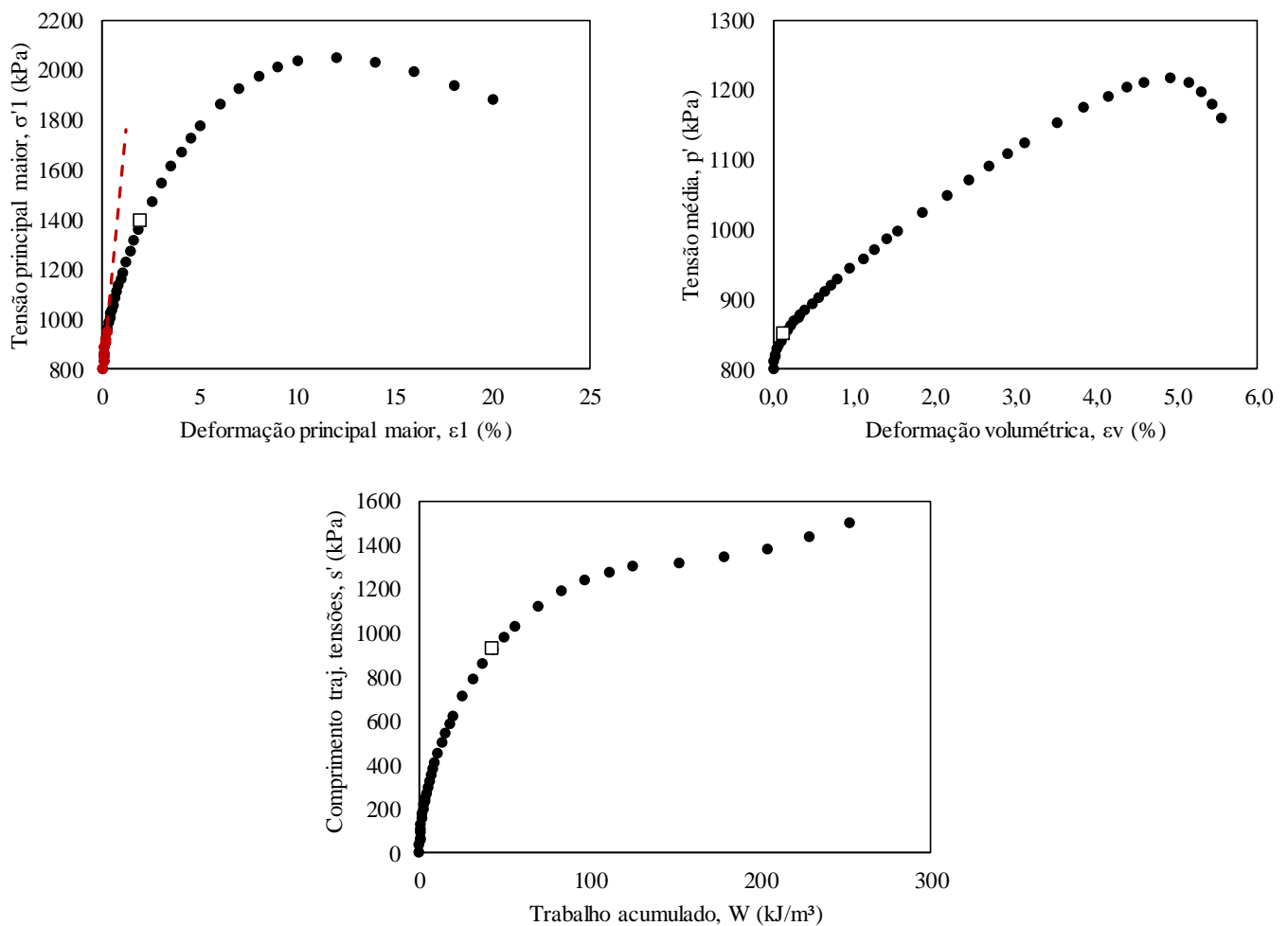


Figura 5.32 – Exemplo de determinação da tensão de cedência na fase de cisalhamento do ensaio triaxial drenado. Amostra B6 (800 kPa).

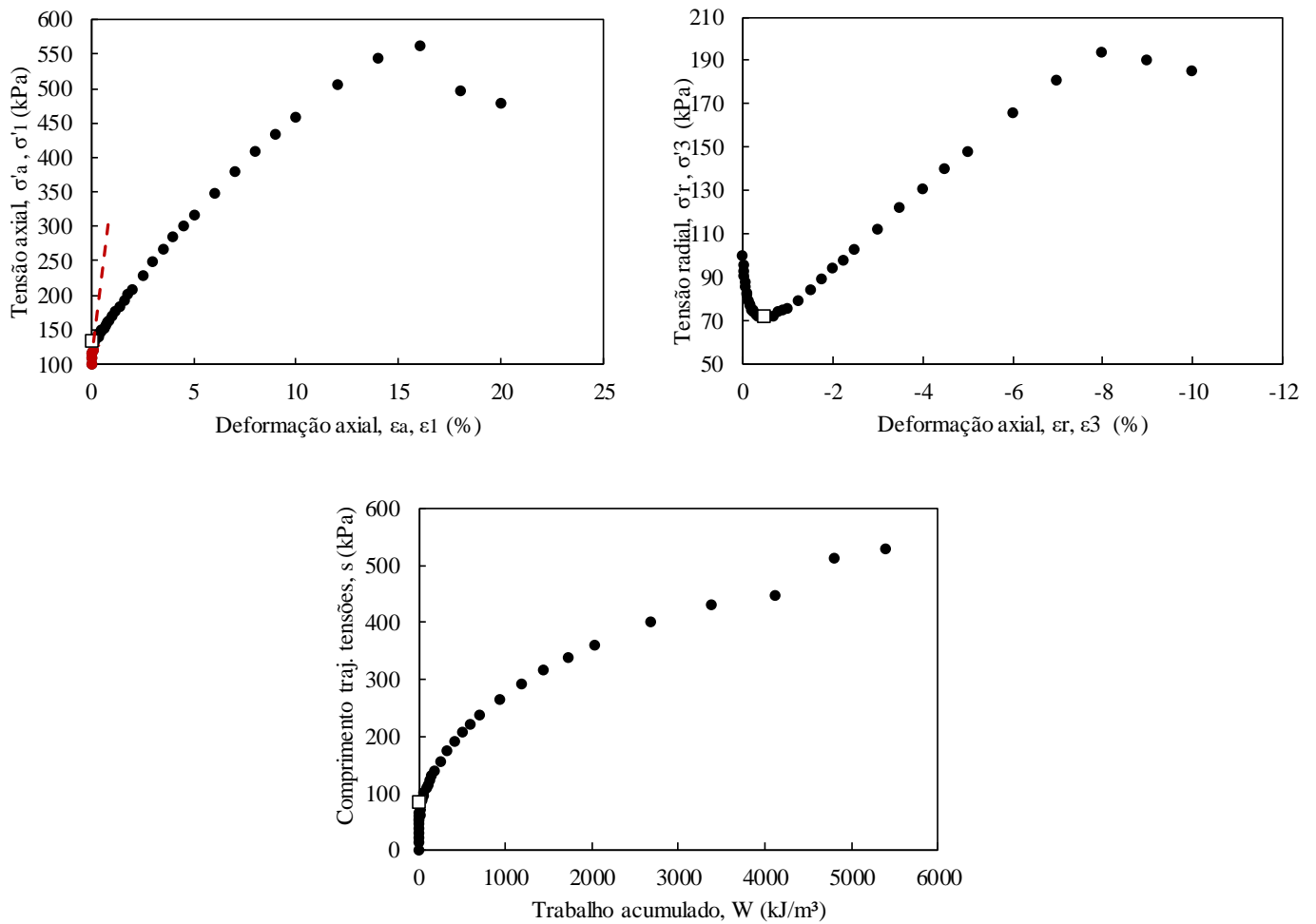


Figura 5.33 – Exemplo de determinação da tensão de cedência na fase de cisalhamento do ensaio triaxial não drenado. Amostra B1 (100 kPa).

O resultado obtido é uma envoltória de cedência do solo residual de fíto, que representa o limite a partir do qual deformações elastoplásticas se desenvolvem com maior proeminência. Ajustou-se uma envoltória linear, conforme pode-se observar na Figura 5.34 e na Figura 5.35 para os resultados de ensaios de compressão triaxial drenados, não drenados e os ensaios edométricos.

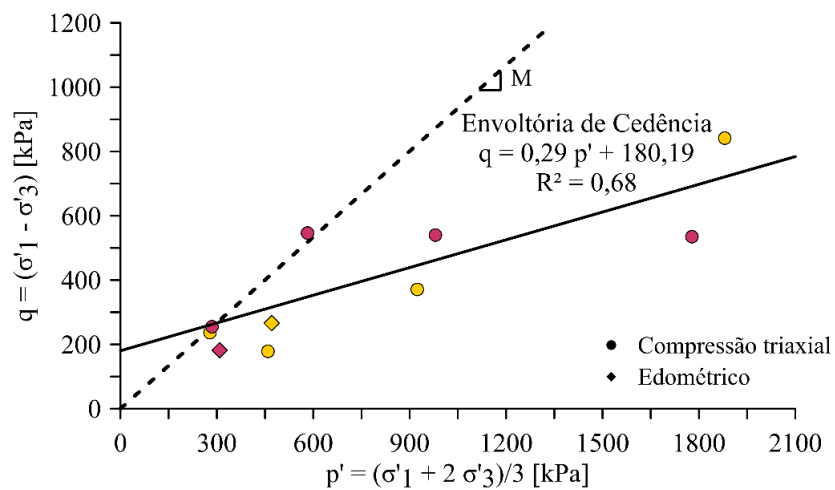


Figura 5.34 – Envoltória de cedência drenada para o solo residual de filito.

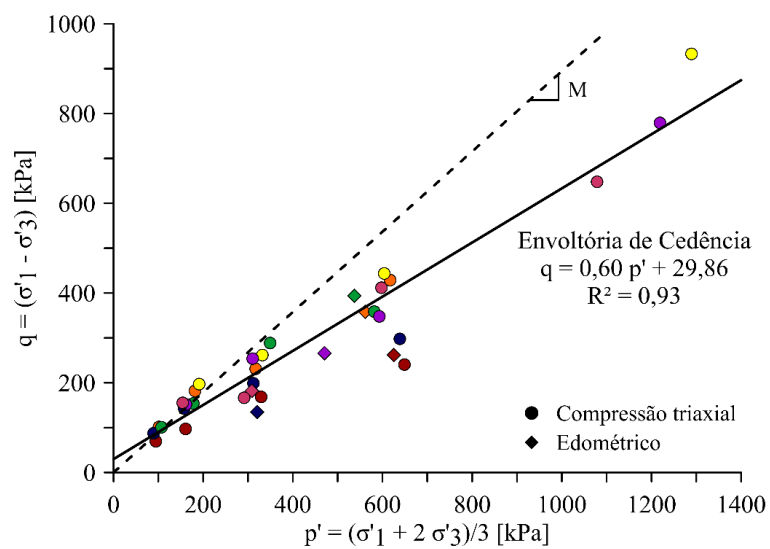


Figura 5.35 – Envoltória de cedência não drenada para o solo residual de filito.

6

Conclusões

O presente trabalho realizou a avaliação das propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas de um solo residual de filito dolomítico da formação Fecho do Funil no Quadrilátero Ferrífero, a partir de resultados de ensaios de caracterização física, permeabilidade, adensamento unidimensional e compressão triaxial. Também ajustou-se funções de escoamento, potencial plástico e lei de endurecimento para o material a partir de resultados de ensaios edométricos e triaxiais, para definição do seu comportamento tensão-deformação. Apresentou-se a simulação de ensaios triaxiais drenados a partir de um método explícito de controle de tensões.

O solo residual de filito é um material fino de granulometria variando entre silto argiloso e silto arenoso. O coeficiente de permeabilidade vertical médio é $2,50\text{E-}06$ cm/s e o coeficiente de permeabilidade horizontal médio é $2,38\text{E-}06$ cm/s. No ensaio de adensamento unidimensional, o índice de vazios inicial médio é 1,25, o índice de compressão médio é 0,44 e o índice de expansão médio é 0,08.

Observa-se que o solo residual de filito dolomítico trata-se de um material de elevada heterogeneidade e anisotropia. Seu padrão de comportamento sob estado de tensões triaxiais pode ser resumido em:

- a) Apresenta comportamento predominantemente *strain-softening* com pico de resistência seguido de amolecimento.
- b) Possui comportamento contrátil e de excessos de poropressões positivos durante o cisalhamento, com dilatância ou excessos de poropressões negativos apenas para menores tensões confinantes (100 kPa e 200 kPa).
- c) Seus parâmetros médios de resistência ao cisalhamento em termos de tensões efetivas, considerando os ensaios CID, são iguais à $\phi'_m = 21,34^\circ$ e $c'_m = 25,02$ kPa. Considerando os ensaios CIU, tem-se $\phi'_m = 18,94^\circ$ e $c'_m = 24,46$ kPa. Além disso, essa resistência é variável

com a direção de solicitação mecânica, vide bloco B5 com corpos de prova moldados na direção topo-base ($\phi' = 31,35^\circ$ e $c' = 0,00$ kPa) e corpos de prova moldados na direção perpendicular às foliações/fraturas ($\phi' = 24,87^\circ$ e $c' = 32,98$ kPa), representando a sua anisotropia.

- d) Sua razão de resistência não drenada (S_u/σ'_{v0}) média é igual à 0,52, com desvio padrão de 0,36.
- e) Os blocos possuem índices de vazios variáveis, heterogeneidade típica os solos residuais. Ao final dos ensaios, não se ajustam a uma reta no plano $e: \ln p'$, para a maior parte dos blocos ensaiados. Além disso, de modo geral, a tensão de desvio não atinge um patamar de escoamento para deformações axiais até 20%, indicando que esses solos não atingem ou não possuem estado crítico para esses níveis de deformações.

Não se observa o atingimento do estado crítico, isto é, não há constância de tensão desviadora para deformações axiais elevadas, próximas à 20%, em 71% dos corpos de prova ensaiados, e não se ajusta uma reta aos índices de vazios finais no plano $(e, \ln p)$ na fase de cisalhamento em 50% dos blocos estudados. Um dos possíveis motivos pelos quais o solo residual de filito não atinge ou não possui estado crítico é a forte presença de cimentação na sua estrutura que continua a ser degradada mesmo no estágio final de cisalhamento dos corpos de prova. Observa-se que, ao final do ensaio, o material continua a perder resistência.

Os módulos elásticos edométricos foram calculados a partir do trecho de descarregamento desses ensaios e, a partir deles, calculados os módulos de Young, de deformação volumétrica e de deformação cisalhante. Observa-se que esses módulos são variáveis com a tensão média, ajustando-se bem uma função de potência.

O estudo para definição das funções associadas à modelagem constitutiva do material foi realizado a partir de resultados de ensaios na condição triaxial de tensões, em compressão axial. A função de escoamento do solo de filito foi definida a partir de contornos de mesmo trabalho plástico de deformação, apresentando

formato do tipo “gota” e ajustando-se o modelo R-Soil, proposto por Cirone (2020) para solos residuais, tanto em condições drenadas quanto não drenadas. Essa é definida por apenas dois parâmetros, p'_0 relacionado à posição do *cap* de compressão e η'_0 relacionado à máxima razão de tensões durante a ruptura por cisalhamento, facilitando a sua calibração. Uma limitação aos contornos de energia de deformação no presente estudo é a falta de dados no eixo hidrostático de tensões, além de não ter sido considerada a parcela de resistência à tração. Uma vantagem à utilização do trabalho de deformação plástica como parâmetro de endurecimento, é que contabiliza-se, ao mesmo tempo, deformações volumétricas, relacionadas ao colapso de poros, e deformações cisalhantes, relacionadas ao rearranjo de partículas, no processo evolutivo de deformações elastoplásticas.

À relação tensão-dilatância, ajustou-se a função utilizada no modelo Cam Clay Modificado. Graficamente, pode-se observar que os vetores incrementos de deformação plástica possuem direção horizontal no final do adensamento hidrostático e início do cisalhamento, tendendo à direção vertical na ruptura por cisalhamento, ao final do ensaio. Para o potencial plástico, para fins práticos, propõe-se utilizar a função proposta por Schofield e Wroth (1968) do modelo Cam Clay Modificado, que utiliza os parâmetros M e p'_0 para calibração da função.

Propõe-se que o endurecimento isotrópico do material seja do tipo *work-hardening*, de onde definiu-se, para a tensão equivalente, uma função exponencial do trabalho de deformação plástica.

Na retroanálise dos ensaios triaxiais drenados do bloco 6, o modelo proposto, com a função de escoamento, potencial plástico e lei de endurecimento previamente definidos, representou a curva tensão-deformação do solo de filito como de comportamento *work-hardening*. O modelo se ajustou consideravelmente bem às curvas ε_1 vs q , especialmente para maiores tensões (800 kPa e 1600 kPa), exceto no trecho de amolecimento, que não fez parte do escopo de modelagem do presente trabalho. Para menores tensões (200 kPa e 400 kPa), as deformações volumétricas simuladas, nas curvas ε_1 vs ε_{vol} , se deram maiores do que as de laboratório. O contrário se deu para as maiores tensões, de 800 kPa e 1600 kPa, em que os valores simulados foram menores do que os de laboratório. Ainda assim, considera-se

razoáveis os resultados obtidos para simulação do comportamento mecânico do solo de filito.

Apresenta-se uma envoltória linear de cedência, isto é, de pontos de inflexão nas curvas $(\sigma'_1, \varepsilon_1)$, $(\sigma'_3, \varepsilon_3)$, (p', ε_{vol}) , (s, W) , considerando estado triaxial e edométrico de tensões, que representam o lugar geométrico dos pontos de tensões a partir dos quais o material apresenta deformações mais expressivas.

A Tabela 6.1 apresenta um resumo dos parâmetros geotécnicos do solo residual de filito apresentados ao longo deste estudo. A Tabela 6.2 apresenta as funções de escoamento, potencial plástico e lei de endurecimento sugeridas para representar, de maneira prática, o comportamento tensão-deformação do solo estudado. A Tabela 6.3 elenca os parâmetros das funções escolhidas calibrados para o solo de filito.

Um dos motivos para explicar a heterogeneidade nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, apesar da distribuição granulométrica ter sido semelhante para os blocos estudados, é a estrutura e a cimentação do material, que pode se dar de maneira diferente nos blocos.

Tabela 6.1 – Parâmetros geotécnicos do solo residual de filito.

Características Geotécnicas	Valor Médio	Valor Mínimo	Valor Máximo	Desvio Padrão
1. Classificação SUCS	Siltes a argilas de baixa plasticidade			
2. Granulometria				
• Argila (%)	6	3	12	3
• Silte (%)	86	76	96	7
• Areia (%)	6	1	10	3
• Pedregulho (%)	3	0	8	4
3. Limites de consistência				
• Limite Liquidez (%)	45	39	49	5
• Limite Plasticidade (%)	29	23	34	5
• Índice de Plasticidade (%)	17	14	22	4
4. Índices físicos				

• Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	2,95	2,90	2,99	0,03
• Teor de umidade natural (%)	37,6	32,5	42,3	4,2
• Peso específico natural (kN/m ³)	17,8	15,6	19,7	1,7
5. Permeabilidade				
• Permeabilidade vertical (cm/s)	2,50E-06	1,74E-06	3,66E-06	9,32E-07
• Permeabilidade horizontal (cm/s)	2,38E-06	6,22E-07	4,28E-06	1,64E-06
6. Condições edométricas				
• Índice de vazios inicial	1,18	0,82	1,49	0,27
• Tensão de cedência (kPa)	415	25	800	316
• Índice de compressão	0,38	0,27	0,56	0,12
• Índice de recompressão	0,08	0,04	0,11	0,03
• Coeficiente de adensamento (m ² /ano) (para tensão vertical efetiva de 800 kPa)	0,67	0,12	1,06	0,39
7. Condições triaxiais				
• Resistência de pico em termos efetivos				
▪ Condições drenadas				
○ Intercepto coesivo (kPa)	21,4	11,9	30,8	13,4
○ Ângulo de atrito (°)	25,0	25,0	25,0	0,0
▪ Condições não drenadas				
○ Intercepto coesivo (kPa)	19,2	0,0	34,6	14,6
○ Ângulo de atrito (°)	24,4	19,1	31,4	5,0
• Razão de resistência não drenada	0,31	0,25	0,35	0,03
• Módulo deformabilidade inicial (MPa)				
○ Condições drenadas	Janbu*: K = 515,51; n = 0,192			
○ Condições não drenadas	Janbu*: K = 147,93; n = 0,572			
• Módulo deformabilidade E ₅₀ (MPa)				
○ Condições drenadas	Janbu*: K = 293,55; n = 0,080			
○ Condições não drenadas	Janbu*: K = 128,72; n = 0,750			

• Coeficiente de Poisson	0,17	-	0,29	0,09
• Estado último**				
▪ Condições drenadas				
○ M	0,89	0,86	0,92	0,04
○ ϕ'_{cs}	22,8	22	23,5	1,1
○ λ	0,09	0,03	0,14	0,08
○ Γ	1,81	0,56	3,06	1,77
▪ Condições não drenadas				
○ M	0,89	0,75	1,08	0,12
○ ϕ'_{cs}	22,9	19,4	27,3	2,81
○ λ	0,12	0,05	0,22	0,05
○ Γ	2,83	2,29	3,46	0,40

*Relação do tipo Janbu: $E = K p_a (\sigma_c/p_a)^n$, com $p_a = 100 \text{ kPa}$.

**71% dos corpos de prova ensaiados não atingem tensão desviadora constante no plano (ε_a, q) à 20% de deformação axial e, além disso, 50% dos blocos não definem uma reta no plano ($\ln p', e$) ao final do cisalhamento, indicando que o conceito de estado crítico não pode ser aplicado sem atenção neste material.

Tabela 6.2 – Funções de escoamento, potencial plástico e lei de endurecimento sugeridas para o solo residual de filito.

Elemento plasticidade	Função
Função escoamento	$f = \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^2 + \left(\frac{\eta'}{\eta'_0} \right)^2 - 1$
Potencial plástico	$q^2 - M^2 p (p_0 - p)$
Lei de endurecimento	$\sigma_q = a e^{b w_p}$

Tabela 6.3 – Parâmetros das funções escolhidas.

Ensaio	Bloco	p'_0	η'_0	M	a	b
CID	B5 – 200 kPa	200	1,18	0,88	288,51	0,1771
	B5 – 400 kPa	400	1,08	0,89	302,13	0,9814
	B5 – 800 kPa	800	1,05	0,91	412,43	0,0186

	B5 – 1600 kPa	1600	1,01	0,93	465,80	0,0099
	B6 – 200 kPa	200	1,08	1,04	343,29	0,0537
	B6 – 400 kPa	400	0,99	0,97	390,30	0,0324
	B6 – 800 kPa	800	1,03	0,93	393,17	0,0201
	B6 – 1600 kPa	1600	0,99	0,82	458,98	0,0090
CIU	B1 – 100 kPa	100	1,24	1,04	394,57	-0,4940
	B1 – 200 kPa	200	1,34	1,15	21,11	0,4461
	B1 – 400 kPa	400	1,29	1,13	76,06	0,1082
	B1 – 800 kPa	800	1,15	0,89	141,46	0,0456
	B2 – 100 kPa	100	1,00	0,97	16,76	0,7256
	B2 – 200 kPa	200	0,87	0,67	26,33	0,3156
	B2 – 400 kPa	400	0,91	0,75	154,22	0,0575
	B2 – 800 kPa	800	0,80	0,74	206,18	0,0325
	B3 – 100 kPa	100	1,23	1,18	114,04	0,2883
	B3 – 200 kPa	200	1,04	0,92	136,80	0,2430
	B3 – 400 kPa	400	1,05	0,88	203,55	0,1114
	B3 – 800 kPa	800	0,88	0,79	282,44	0,0535
	B4 – 100 kPa	100	1,19	0,99	19,67	0,8970
	B4 – 200 kPa	200	1,18	0,88	11,12	0,3767
	B4 – 400 kPa	400	1,23	0,90	33,40	0,1192
	B4 – 800 kPa	800	1,17	0,88	116,42	0,0302
	B5 – 200 kPa	200	1,12	1,05	7,52	0,8438
	B5 – 400 kPa	400	1,23	1,01	195,18	0,0561
	B5 – 800 kPa	800	1,23	1,04	144,41	0,0429
	B5 – 1600 kPa	1600	1,37	1,11	335,60	0,0140
	B5 perp – 200 kPa	200	1,37	1,09	30,51	0,3532
	B5 perp – 400 kPa	400	1,28	1,09	161,47	0,0657
	B5 perp – 800 kPa	800	1,15	0,96	369,74	0,0180
	B5 perp – 1600 kPa	1600	1,08	0,76	239,30	0,0172
	B6 – 200 kPa	200	1,08	1,08	109,98	0,2116
	B6 – 400 kPa	400	0,99	0,73	112,98	0,1153
	B6 – 800 kPa	800	1,03	0,89	258,90	0,0306
	B6 – 1600 kPa	1600	0,99	0,73	41,20	0,0276

6.1

Sugestões Para Trabalhos Futuros

Para trabalhos futuros, sugere-se:

- a) Definição de novas funções de escoamento e potencial plástico a fim de verificar sua influência no comportamento tensão-deformação do modelo.
- b) Definição de uma lei de endurecimento do tipo *strain-hardening* para verificar se ela possibilita uma melhor representação dos dados experimentais.
- c) Definição e implementação de uma lei de amolecimento para o material.
- d) Estudo de mais trajetórias de tensões para definição da superfície de escoamento.
- e) Estudo da anisotropia do solo residual no comportamento tensão-deformação.

Referências Bibliográficas

ALKIMIN, F. F.; MARSHAK, S. Transamazonian Orogeny in the Southern São Francisco Craton Region, Minas Gerais, Brazil: evidence for Paleoproterozoic collision and collapse in the Quadrilátero Ferrífero. **Precambrian Research**, 90, 29-58, 1998.

ALVARES, R. A. **Análises probabilísticas dos taludes da Mina de Congo Soco / CVRD**. 144 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação Em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 2004.

BOSZCZOWSKI, R. B. **Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR**. 577 f. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2008.

CASTRO, P. T. A.; NALINI JR, H. A.; LIMA, H. M. **Entendendo a mineração no Quadrilátero Ferrífero**. Belo Horizonte: Ecológico, 93 p, 2011.

CIRONE, A. **Theory and implementation of constitutive models for geomaterials**. 164 f. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2020.

CIRONE, A.; VARGAS JR, E. A.; DE CAMPOS; T; M. et al. Constitutive modeling of residual soils based on irreversible strains decomposition. **Soils and Rocks**, 43(4), 647-658, 2020.

CUTTS, K. et al. Metamorphism and exhumation of basement gneiss domes in the Quadrilátero Ferrífero: Two stage dome-and-keel evolution. **Geoscience Frontiers**, 10, 1765-1787, 2019.

DESAI, C. S.; SIRIWARDANE, H. J. **Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials**. New Jersey: Prentice-Hall, 1984.

DILÁSCIO, M. V. **Estudo computacional do mecanismo de tombamento flexural em filitos**. 130 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 2004.

DORR, J. V. N. **Physiographic, statigraphic and structural development of the Quadrilátero Ferrífero Minas Gerais, Brazil**. Geological Survey Professional Paper 641-A. Departamento Nacional de Produção Mineral do Brasil, Agency for International Development of the United States Department of State. Washington: United States Government Printing Office, 1969.

Duncan, J. M. et al. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. **Report n° UCB/GT/80-01**. College of Engineering, Office of Research Services, University of California, California.

ENDO, I. et al. **Mapa geológico do Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brasil**. Escala 1:150.000. Departamento de Geologia, Universidade Federal de Ouro Preto, Centro de Estudos Avançados do Quadrilátero Ferrífero: www.qfe2050.ufop.br, 2019.

FERREIRA, K. S. M. **Análise hidromecânica de um talude rodoviário composto por solo residual no trecho de Serra do Mar da BR-376/PR**. 106 f. Trabalho de Conclusão de Curso. Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, 2017.

FUTAI, M. M. **Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não-saturados: Aplicação a um caso de voçorocamento**. 597 f. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2002.

GOMES, T. B. G. **Comportamento de um maciço em solo residual de filito no Quadrilátero Ferrífero**. 104. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 2021.

LADE, P. V.; KIM, M. K. Single hardening constitutive model for frictional materials: Plastic potential function. **Computers and Geotechnics**, 6, 307-324, 1988.

LADE, P. V.; KIM, M. K. Single hardening constitutive model for frictional materials: Yield criterion and plastic work contours. **Computers and Geotechnics**, 6, 13-29, 1988.

LADE, P. V.; KIM, M. K. Single hardening constitutive model for frictional materials: Comparison with experimental data. **Computers and Geotechnics**, 6, 31-47, 1988.

LAGIOIA, R.; NOVA, R. An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. **Géotechnique**, 4, 633-648, 1995.

LAGIOIA, R.; PUZRIN, A. M.; POTTS, D. M. A new versatile expression. For yield and plastic potential surfaces. **Computers and Geotechnics**, 19, 171-191, 1996.

LOPES, M. C. **Comportamento geotécnico e mecanismos de ruptura em rochas brandas Mina Córrego do Sítio**. 125 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral, Universidade Federal de Ouro Preto, 2006.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H. K_0 – OCR relationships in soil. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, vol. 108, nº. GT6, 851-869, 1982.

ROMANEL, C. **Teorias do adensamento**. Notas de aula. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2021.

SCHOFIELD, A.; WROTH, P. **Critical state soil mechanics**. V. 310. London: McGraw-Hill, 1968.

SILVA, C. H. C. **Comportamento geotécnico dos filitos do talude oeste da Mina Pau Branco**. 127 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-

Graduação em Engenharia Mineral, Universidade Federal de Ouro Preto, 2010.

SILVA, E. M. **Análise de estabilidade de taludes em solos de alteração de rochas metamórficas do Quadrilátero Ferrífero**. 143 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, 2006.

SIMMONS, G. C. **Geology and iron deposits of the Western Serra do Curral, Minas Gerais, Brazil**. Geological Survey Professional Paper 341-G. Departamento Nacional de Produção Mineral do Brasil, Agency for International Development of the United States Department of State. Washington: United States Government Printing Office, 1968.

SOUZA NETO, E. A. de; PERIĆ, D.; OWEN, D. R. J. **Computational methods for plasticity**. Chichester: John Wiley & Sons, Ltd, 2008.

VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay soils occurring in Southern Brazil. Proc. **3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Zurich. Vol. 1, Publications Committee of III ICSMFE, 67-71, 1953.

VAUGHAN, P. R.; KWAN, C. W. Weathering, structure and in situ stress in residual soils. **Géotechnique**, 34(1), 43-59, 1984.

VAUGHAN, P. R.; MACCARINI, M., MOKHTAR, S. M. Indexing the engineering properties of residual soil. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, Londres, 21(1), 69-84, 1988.

WOOD, D. M. **Soil behavior and critical state soil mechanics**. Cambridge: Cambridge University Press, 1990.

YU, H.S. **Plasticity and geotechnics**. V. 13. New York: Springer, 2006.

APÊNDICE A

Tabela A1 – Módulos de deformabilidade iniciais, E_i .

Bloco	σ_c (kPa)	CID	CIU
B1	100		22,9
	200		35,3
	400		33,9
	800		40,7
B2	100		16,2
	200		15,6
	400		17,3
	800		48,6
B3	100		6,1
	200		10,1
	400		19,0
	800		23,3
B4	100		22,7
	200		26,6
	400		31,5
	800		38,2
B5	200	74,0	32,1
	400	50,1	58,9
	800	100,9	63,8
	1600	330,2	75,1
B5 (perp.)	200		20,2
	400		45,4
	800		42,3
	1600		90,2
B6	200	64,9	38,2
	400	48,9	23,5
	800	75,1	60,9
	1600	91,2	95,0
Média		104,4	37,6
Mínimo		48,9	6,1
Máximo		330,2	95,0
Desv. Padrão		93,0	22,9

Tabela A2 – Módulos de deformabilidade E_{50} .

Bloco	σ_c (kPa)	CID	CIU
B1	100		4,9
	200		8,7
	400		13,7
	800		59,7
B2	100		14,1
	200		25,2
	400		21,0
	800		52,7
B3	100		4,9
	200		22,8
	400		33,5
	800		51,7
B4	100		18,6
	200		30,8
	400		34,8
	800		55,2
B5	200	35,5	51,7
	400	14,9	76,2
	800	25,8	77,2
	1600	68,1	61,3
B5 (perp.)	200		24,9
	400		57,2
	800		55,7
	1600		101,3
B6	200	64,4	87,0
	400	25,6	60,9
	800	27,9	60,2
	1600	39,4	130,6
Média		37,7	46,3
Mínimo		14,9	4,9
Máximo		68,1	130,6
Desv. Padrão		19,1	30,5

APÊNDICE B

Tabela A3 – Módulos elásticos a partir do descarregamento do ensaio edométrico.

Bloco	σ'_a (kPa)	E_{edo} (MPa)	σ'_r (kPa)	p' (kPa)	E (MPa)	K (MPa)	G (MPa)
B1	3200	175,8	1402,9	2001,91	164,1	82,0	70,3
	1600	90,1	740,2	1026,79	84,1	42,0	36,0
	800	41,7	408,8	539,23	39,0	19,5	16,7
	400	22,2	243,2	295,44	20,8	10,4	8,9
	200	11,9	160,3	173,55	11,1	5,5	4,7
	100	6,3	118,9	112,61	5,9	2,9	2,5
	50	3,4	98,2	82,13	3,1	1,6	1,3
	25	1,8	87,8	66,90	1,7	0,8	0,7
	12,5	1,0	82,7	59,28	0,9	0,4	0,4
B2	3200	174,9	1660,0	2173,33	163,2	81,6	70,0
	1600	92,8	852,6	1101,77	86,6	43,3	37,1
	800	39,8	449,0	565,99	37,1	18,6	15,9
	400	20,9	247,1	298,10	19,5	9,8	8,4
	200	11,0	146,2	164,15	10,3	5,1	4,4
	100	5,8	95,8	97,18	5,4	2,7	2,3
	50	3,0	70,5	63,69	2,8	1,4	1,2
	25	1,6	57,9	46,95	1,5	0,7	0,6
	12,5	0,8	51,6	38,58	0,8	0,4	0,3
B3	3200	153,8	1656,4	2170,93	143,6	71,8	61,5
	1600	92,8	851,0	1100,69	86,6	43,3	37,1
	800	27,9	448,4	565,57	26,0	13,0	11,1
	400	15,8	247,0	298,01	14,8	7,4	6,3
	200	9,0	146,3	164,23	8,4	4,2	3,6
	100	5,1	96,0	97,34	4,8	2,4	2,0
	50	2,9	70,8	63,89	2,7	1,3	1,2
	25	1,6	58,3	47,17	1,5	0,8	0,7
	12,5	0,9	52,0	38,81	0,9	0,4	0,4
B4	3200	219,2	1310,8	1940,51	204,6	102,3	87,7
	1600	120,4	701,7	1001,11	112,4	56,2	48,2
	800	35,6	397,1	531,42	33,3	16,6	14,3
	400	18,7	244,9	296,57	17,4	8,7	7,5
	200	9,8	168,7	179,14	9,1	4,6	3,9
	100	5,1	130,6	120,43	4,8	2,4	2,0
	50	2,7	111,6	91,08	2,5	1,2	1,1
	25	1,4	102,1	76,40	1,3	0,7	0,6
	12,5	0,7	97,3	69,06	0,7	0,3	0,3
B6	1600	205,4	802,6	1068,41	191,7	95,8	82,1
	800	106,2	433,7	555,78	99,2	49,6	42,5
	200	28,4	157,0	171,31	26,5	13,3	11,4
	50	7,6	87,8	75,19	7,1	3,6	3,0
	25	3,9	76,3	59,17	3,7	1,8	1,6

APÊNDICE C

Apresenta-se neste apêndice as derivadas utilizadas para computar as deformações plásticas, no contexto da Teoria da Plasticidade, sendo elas: as derivadas parciais da função de escoamento (f) em relação aos invariantes de tensões (p e q) e à tensão de endurecimento (p_0); as derivadas parciais do potencial plástico (g) em relação aos invariantes de tensões (p e q); e a derivada da tensão de endurecimento em relação ao parâmetro de endurecimento (W_p).

Ressalta-se que isolou-se a tensão equivalente do parâmetro de endurecimento na função de escoamento, pois, assim, obtém-se que as derivadas parciais da função de escoamento em relação às tensões, $\partial f / \partial \sigma_{ij}$, são apenas funções das próprias tensões e, adicionalmente, a derivada em relação ao parâmetro de endurecimento isotrópico resulta muito simples, isto é, $\partial f / \partial p_0 = -1$. Assim:

$$f: \quad p \frac{\eta_0}{\sqrt{\eta_0^2 - \eta^2}} - p_0 = 0 \quad (\text{A1})$$

$$\frac{\partial f}{\partial p} = \eta_0 \frac{\eta_0^2 - 2\eta^2}{(\eta_0^2 - \eta^2)^{3/2}} \quad (\text{A2})$$

$$\frac{\partial f}{\partial q} = \eta_0 \frac{\eta}{(\eta_0^2 - \eta^2)^{3/2}} \quad (\text{A3})$$

$$\frac{\partial f}{\partial p_0} = -1 \quad (\text{A4})$$

$$\frac{\partial g}{\partial p} = M^2(2p - p_0) \quad (\text{A5})$$

$$\frac{\partial g}{\partial q} = 2q \quad (\text{A6})$$

$$\frac{\partial p_0}{\partial W_p} = a b e^{b W_p} \quad (\text{A7})$$

Sendo η_0 a máxima razão de tensões, M a inclinação da linha de estado último no plano (p, q) , e a e b parâmetros da função exponencial de endurecimento.