

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Análise de Ensaios de Campo em Fluxo Transitório

Gracieli Dienstmann

Porto Alegre
2015

GRACIELI DIENSTMANN

**ANÁLISE DE ENSAIOS DE CAMPO EM FLUXO
TRANSITÓRIO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia

Porto Alegre
2015

CIP - Catalogação na Publicação

Dienstmann, Gracieli
Análise de Ensaios de Campo em Fluxo Transitório /
Gracieli Dienstmann. -- 2015.
200 f.

Orientador: Fernando Schnaid.
Coorientador: Samir Maghous.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS,
2015.

1. poroelasticidade. 2. fluxo transitório. 3.
ensaios de campo. 4. curvas características de
drenagem. I. Schnaid, Fernando , orient. II.
Maghous, Samir, coorient. III. Título.

GRACIELI DIENSTMANN

ANÁLISE DE ENSAIOS DE CAMPO EM FLUXO TRANSITÓRIO

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Concentração Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 27 de abril de 2015

Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. pela University of Oxford, UK
orientador

Prof. Samir Maghous
Ph.D. pela Université de Marne la Vallée, FR
orientador

Armando Miguel Awruch
D.Sc. pela COPPE/UFRJ
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Junior (PUC-RIO)
Ph.D. pela University of London, UK

Jason DeJong (UCDavis)
Ph.D. pela Georgia Institute of Technology, CA, USA

Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University, CA

Sandro Salvador Sandroni
Ph.D. pela University of London, UK

À Franco, com amor, por tudo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus orientadores, Professores Fernando Schnaid e Samir Maghous, pela orientação, dedicação e conhecimentos transmitidos. Agradeço a oportunidade de convivência com ambos nestes anos de aprendizado e crescimento pessoal e profissional.

Aos colegas geotécnicos Priscilla Klahold, Jucélia Bedin e Lucas Hlhenka pela prontidão e disponibilidade de dados.

Ao professor Jason DeJong pelos conhecimentos passados e pela generosa acolhida em seu grupo de pesquisa durante minha estadia na Universidade da Califórnia, Davis.

Ao corpo docente PPGEC-UFRGS pelos anos de formação. Também aos demais funcionários, e à todos os colegas, mestres e doutores que foram inspirações durante esta jornada.

Aos meus pais e família pelo apoio incondicional, pela compreensão na ausência, pelo carinho e incentivo.

Ao meu noivo Franco, por todo apoio e compressão. Obrigada por estares sempre presente, por compartilhares comigo todas as incertezas, frustrações e inspirações, fostes fundamental nesta etapa!

Aos órgãos de fomento CAPES e CNPq pelos anos de bolsa concedida.

“Os que se encantam com a prática sem a ciência são como os timoneiros que entram no navio sem timão nem bússola, nunca tendo certeza do seu destino”.
(Leonardo da Vinci)

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	XI
LISTA DE TABELAS.....	XV
LISTA DE SÍMBOLOS	XVI
RESUMO.....	XXIV
ABSTRACT	XXV
1 INTRODUÇÃO	26
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA.....	26
1.2 OBJETIVOS	28
1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS	28
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	30
2.1 O PROBLEMA POROMECÂNICO	30
2.1.1 Teoria de fluxo no meio poroso.....	31
2.1.1.1 Lei de conservação de massa.....	31
2.1.1.2 Lei de Darcy	35
2.1.2 Equações governantes para o problema de tensões	36
2.1.2.1 Critério de deformações do esqueleto sólido.....	36
2.1.2.2 Relação tensão-deformação-pressão.....	37
2.3 O ENSAIO DE PALHETA	39
2.3.1 Procedimento e equipamento.....	40
2.3.2 Interpretação do ensaio	41
2.4 O ENSAIO DE PIEZOCONE.....	42
2.4.1 Procedimento e equipamento.....	43
2.4.2 Resultados do ensaio	44
2.4.3 Classificação dos solos	46
2.4.4 Interpretação do ensaio.....	48
2.4.4.1 Parâmetros de resistência.....	49
2.4.4.2 Parâmetros de adensamento	50
2.5 INTERPRETAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM DURANTE A EXECUÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO	52
3 ANÁLISE DA ROTAÇÃO DE UM CILINDRO INFINITO NO SOLO.....	57
3.1 DEFINIÇÃO DO PROBLEMA E METODOLOGIA DE ANÁLISE	57
3.1.1 Equações governantes para o campo de tensão e deslocamentos.....	58

3.1.2 O problema de fluxo	63
3.1.3 Distribuição inicial de excesso de poropressão	67
3.1.4 Comentários gerais do modelo	72
3.2 ANÁLISE NUMÉRICA	73
3.3 AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA	81
3.3.1 Distribuição de tensões	85
3.3.2 Comportamento na face do cilindro	90
3.3.3 Efeitos da velocidade sobre a poropressão	92
3.4 CONSIDERAÇÕES GERAIS	96
4 APLICAÇÃO DO PROBLEMA DE ROTAÇÃO A INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE PALHETA.....	97
4.1 RESÍDUO DE ZINCO	97
4.1.1 Caracterização de laboratório	99
4.1.2 Caracterização de campo	102
4.2 MODELAGENS PROPOSTAS	106
5 ANÁLISE DA EXPANSÃO DE UM CILINDRO INFINITO NO SOLO	111
5.1 DEFINIÇÃO DO PROBLEMA E METODOLOGIA DE ANÁLISE	111
5.1.1 Equações governantes para o campo de tensão e deslocamentos.....	112
5.1.2 O problema de fluxo	117
5.1.3 Distribuição inicial de excesso de poropressão	121
5.1.4 Módulo de cisalhamento elástico equivalente (G_{eq}) e solução de $f(r)$	122
5.2 ANÁLISE NUMÉRICA	123
5.3 AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA	125
5.3.1 Distribuição de tensões	130
5.3.2 Comportamento na face do cilindro	137
5.3.3 Efeitos da velocidade sobre a poropressão	140
5.4 ANÁLISES COMPLEMENTARES	143
5.4.1 Influência da razão de raios a/R	143
5.4.2 Influência do nível de deformação aplicada sobre o processo de dissipação	152
5.5 CONSIDERAÇÕES GERAIS	155
6 APLICAÇÃO DO PROBLEMA DE EXPANSÃO A INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE PIEZOCONE.....	158
6.1 RESÍDUO DE OURO	159
6.1.1 Caracterização de laboratório	160
6.1.2 Caracterização de campo	163

6.2 MODELAGEM PROPOSTA.....	173
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	180
7.1 CONCLUSÕES	180
7.1.1 Análise da rotação	180
7.1.2 Análise da expansão	181
7.1.3 Conclusões gerais	183
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	183
7.2.1 Trabalhos relacionados ao problema de rotação.....	183
7.2.2 Trabalhos relacionados ao problema de expansão	184
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	186
APÊNDICE A- RESULTADOS TÍPICOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA (ELEMENTOS FINITOS) DO PROBLEMA DE ROTAÇÃO.....	192
APÊNDICE B- RESULTADOS TÍPICOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA (ELEMENTOS FINITOS) DO PROBLEMA DE EXPANSÃO	195
APÊNDICE C- CORRESPONDÊNCIA ENTRE PARÂMETROS DE DRUCKER- PRAGUER E MOHR COULOMB.....	198

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Idealização macroscópica do meio poroso.....	31
Figura 2.2: Detalhe configuração de referência.....	32
Figura 2.3: Fluxo de fluido atravessando a superfície de referência.....	34
Figura 2.4: Equipamento para ensaio de palheta in-situ (ORTIGÃO E COLLET 1987).....	41
Figura 2.5: Ponteira cônica e principais elementos que a constituem (LUNNE et al. 1997)...	44
Figura 2.6: Calibração do piezocone (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).....	45
Figura 2.7: Gráficos típicos do ensaio de piezocone (SCHNAID e ODEBRECHT 2012).....	46
Figura 2.8: Classificação do tipo de comportamento de solo (ROBERTSON 1990).....	47
Figura 2.9: Curva empírica adaptada (Blight, 1968).....	54
Figura 2.10: Curvas características de drenagem Bedin (2006).....	56
Figura 3.1: Modelo geométrico simplificado.....	58
Figura 3.2: Representação esquemática do comportamento elástico não-linear relacionado com uma condição limite de Tresca.....	60
Figura 3.3: Distribuição de poropressão ao longo da área de influência durante a cravação de estacas (Poulos e Davis 1980).....	69
Figura 3.4: Distribuição de poropressão adaptada de Randolph e Wroth (1979).....	70
Figura 3.5: Detalhe da malha de elementos finitos utilizada a) fora de escala e b) malha utilizada com detalhe da concentração de elementos próximo a face do cilindro.....	75
Figura 3.6: Idealização da condição de cisalhamento simples.....	82
Figure 3.7: Calibração de ε_{ref} para $C_c/(1+e_0)=0,10$ e $\phi=25^\circ$ (a) Não drenada, (b) drenada....	83
Figure 3.8: Calibração de ε_{ref} para $C_c/(1+e_0)=0,25$ e $\phi=25^\circ$ (a) Não drenada, (b) drenada....	83
Figure 3.9: Calibração de ε_{ref} para $C_c/(1+e_0)=0,50$ e $\phi=25^\circ$ (a) Não drenada, (b) drenada...	83
Figura 3.10: Distribuição das tensões cisalhantes e poropressões de acordo com a distância radial para $C_c/(1+e_0)=0,25$, $\phi=25^\circ$	87
Figure 3.11: Distribuição de tensões e poropressões para os solos de diferentes compressibilidades.....	88
Figura 3.12: Distribuição de tensões para diferentes ângulos de atrito – $C_c/(1+e_0)=0,25$	89
Figure 3.13: Distribuição de poropressões para diferentes ângulos de atrito – $C_c/(1+e_0)=0,25$	89
Figura 3.14: Relação tensão-deformação e trajetórias de tensão – modelo analítico $C_c/(1+e_0)=0,25$, $\phi'=25^\circ$	90
Figura 3.15: Relação tensão-deformação e trajetórias de tensão–modelo numérico $C_c/(1+e_0)=0,25$, $\phi'=25^\circ$	91
Figura 3.16: Relação tensão-deformação (a) drenada, (b) não drenada.....	92

Figura 3.17: Velocidade normalizada versus grau de drenagem para diferentes compressibilidades	93
Figura 3.18: Velocidade normalizada versus grau de drenagem para diferentes resistências..	94
Figura 3.19: Velocidade normalizada V_1 versus U (G analítico da Eq. (3.73))	95
Figura 4.1: Localização da campanha em resíduo de mineração de zinco (Hlenka 2012).....	98
Figura 4.2: Localização dos ensaios em resíduo de zinco (Hlenka 2012).....	98
Figura 4.3: Variação do peso específico natural e umidade (Hlenka 2012).....	99
Figura 4.4: Distribuição granulométrica região ILHA-02 resíduo de zinco (Hlenka 2012) ..	100
Figura 4.5: Perfil típico de variação dos parâmetros de adensamento para o resíduo de zinco (Hlenka 2012).....	102
Figura 4.6: Ensaios de palheta Estação PZC02 profundidade 4 m (Hlenka 2012)	103
Figura 4.7: Resultados de ensaios de cone sísmico, S_u e sistema de classificação SBT típicos	104
Figura 4.8: Velocidade de ensaio versus razão de resistência para os ensaios de palheta em resíduo de zinco (Hlenka 2012).....	104
Figura 4.9: Relação $V \times U$ e $T \times U$ para resíduo de zinco	105
Figura 4.10: Calibração de ϵ_{ref} para resíduo de zinco (a) dados expandidos (b) teste ampliado	107
Figura 4.11: Resultados analíticos e dados de campo $V \times U$ para resíduo de zinco	110
Figura 4.12: Resultados analíticos e dados de campo $V_1 \times U$ para resíduo de zinco (I_r de G_{max})	110
Figura 5.1: Representação da geometria utilizada para análise da consolidação do solo que envolve o cilindro rígido infinito submetido a expansão radial.	112
Figura 5.2: Representação esquemática do comportamento elástico não-linear relacionado com uma condição limite de Drucker-Prager.	115
Figura 5.3: Detalhe modelagem numérica a) geometria conceitual b) detalhe da malha utilizada na região próxima a face do cilindro	124
Figura 5.4: Idealização ensaio triaxial.....	127
Figura 5.5: Calibração de ϵ_{ref} para condição de carregamento $\sigma_0 = \sigma_c = 50\text{kPa}$	128
Figura 5.6: Calibração de ϵ_{ref} para condição de carregamento $\sigma_0 = 50\text{kPa}$; $\sigma_c = 100\text{kPa}$	128
Figura 5.7: Calibração de ϵ_{ref} para condição de carregamento $\sigma_0 = \sigma_c = 150\text{kPa}$	129
Figura 5.8: Distribuições radiais de tensão radial e poropressões (para $cc/(1+e_0)=0,25$ e $M_{cs}=1,0$).....	132
Figura 5.9: Distribuições radiais de poropressão normalizada pela máxima poropressão (para $cc/(1+e_0)=0,25$ e $M_{cs}=1,0$)	132
Figura 5.10: Distribuições radiais de tensão radial e poropressões (para $cc/(1+e_0)=0,10$ e $M_{cs}=1,0$).....	133

Figura 5.11: Distribuições radiais de tensão radial e poropressões (para $cc/(1+e_0)=0,50$ e $Mcs=1,0$).....	134
Figura 5.12: Distribuições radiais de poropressões e tensões radiais para diferentes compressibilidades e $Mcs=1,0$	136
Figura 5.13: Distribuições radiais de tensão radial e poropressões para diferentes Mcs	137
Figura 5.14: Trajetórias de tensão $p'q$ e relação tensão deformação para $cc/(1+e_0)=0,25$ e $Mcs=1,0$ – Modelo analítico.....	138
Figura 5.15: Trajetórias de tensão $p'q$ e relação tensão deformação para $cc/(1+e_0)=0,25$ e $Mcs=1,0$ – Modelo numérico	139
Figura 5.16: Relação tensão deformação para diferentes compressibilidades	140
Figura 5.17: Velocidade normalizada <i>versus</i> grau de drenagem para diferentes compressibilidades	141
Figura 5.18: Velocidade normalizada <i>versus</i> grau de drenagem para diferentes resistências	142
Figura 5.19: Distribuições radiais de poropressão e tesões radiais drenadas para $a/R=10$	147
Figura 5.20: Distribuições radiais de poropressão e tensões radiais drenadas para $a/R=50$.	148
Figura 5.21: Distribuições radiais de poropressão e tesões radiais drenadas para $a/R=100$..	149
Figura 5.22: Velocidade normalizada <i>versus</i> grau de drenagem para diferentes valores de a/R	150
Figura 5.23: Velocidade normalizada <i>versus</i> grau de drenagem $a/R=10$ diferentes compressibilidades	151
Figura 5.24: Velocidade normalizada <i>versus</i> grau de drenagem $a/R=50$ diferentes compressibilidades	151
Figura 5.25: Trajetórias de tensão para $\alpha=1$ – modelo analítico.....	153
Figura 5.26: Trajetórias de tensão para $\alpha=1$ – modelo numérico.....	153
Figura 5.27: Distribuições radiais de poropressões e tensões radiais normalizadas $\alpha=1$	154
Figura 5.28: Velocidade normalizada <i>versus</i> grau de drenagem para diferentes níveis de deformação	155
Figura 6.1: Localização e caracteriza geral do depósito de resíduos de ouro	160
Figura 6.2: Análise granulométrica resíduo de ouro (Bedin 2010 e Klahold 2013)	161
Figura 6.4: Distribuição de ensaios Bedin 2010.....	164
Figura 6.5: Ensaio ilha PZC 03 para diferentes velocidades avaliadas.	165
Figura 6.6: Ensaio ilha PZC 07 para diferentes velocidades avaliadas.	166
Figura 6.7: Ensaio ilha PZC 08 para diferentes velocidades avaliadas.	167
Figura 6.8: Localização da campanha de Klahold (2013) e Bedin (2010).....	168
Figura 6.9: Ensaios de piezocone velocidade padrão Ilhas 1 e 2 Klahold (2013).....	168
Figura 6.10: Ensaios de piezocone a diferentes velocidades Klahold (2013) para a profundidade de 3-5m (a) Ilha 01 (b) Ilha 02	169

Figura 6.11: Ensaio de piezocone a diferentes velocidades Klahold (2013) (a) Ilha 01 (b) Ilha 02	170
Figura 6.12: Ensaio de piezocone a diferentes velocidades Klahold (2013) (a) Ilha 01 (b) Ilha 02	171
Figura 6.13: Ensaio de piezocone a diferentes velocidades Klahold (2013) (a) Ilha 01 (b) Ilha 02	172
Figura 6.14: Velocidades normalizadas dados adaptados de Bedin (2010) e Klahold (2013)	173
Figura 6.15: Velocidades normalizada $a/R=100$ $\alpha=0.15$	175
Figura 6.16: Velocidades normalizada $a/R=50$ $\alpha=0.15$	175
Figura 6.17: Velocidades normalizada $a/R=10$ $\alpha=0.15$	176
Figura 6.18: Velocidades normalizada $a/R=100$ $\alpha=1.0$	177
Figura 6.19: Velocidades normalizada $a/R=50$ $\alpha=1.0$	177
Figura 6.20: Velocidades normalizada $a/R=10$ $\alpha=1.0$	178
Figura 6.21: Relação G/p'_0 obtida dos resultados de Bedin (2010)	179

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Tipo de comportamento do solo (Robertson 1990)	48
Tabela 3.1: Deformações de referência obtidas da calibração	84
Tabela 3.2: Parâmetros constitutivos adotados.....	85
Tabela 4.1: Análise granulométrica resíduo de zinco (Hlenka 2012)	101
Tabela 4.2: Parâmetros resíduo de zinco (Hlenka 2012).....	101
Tabela 4.3: Parâmetros resíduo de zinco	102
Tabela 4.5: Propriedade do resíduo de zinco.....	106
Tabela 4.6: Resultados da calibração resíduo de zinco	106
Tabela 4.7: Valores do Índice de Rigidez para simulações analítica e numérica.....	108
Tabela 4.8: Módulo de deformação cisalhante resíduo de zinco.....	109
Tabela 5.1: Resultados da calibração de ϵ_{ref}	129
Tabela 5.2: Parâmetros constitutivos adotados.....	130
Tabela 5.3: Revisão das definições de a/R (região de influência).....	145
Tabela 6.1: Distribuição granulométrica e variação dos índices com a profundidade (Bedin 2010 e Klahold 2013)	161
Tabela 6.2: Resultados ensaio de adensamento (Bedin 2010)	162
Tabela 6.3: Parâmetros do estado crítico.....	162
Tabela 6.4: Caracterização das velocidades de ensaio	164
Tabela 6.5: Parâmetros do resíduo de ouro utilizados nas modelagens	173

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos Romanos

a	Raio de influência; Região de influência
a	Fator de correção do cone
A	Constante de ajuste
A_N	Área interna da seção transversal do cone
A_T	Área externa da seção transversal do cone
b	Coefficiente de Biot
B	Constante de ajuste
B_q	Parâmetro de poropressão – ensaio piezocone
C_c	Índice de compressão
C_{cr}	Índice de recompressão
C_r	Índice de compressão à pequenas deformações
c_f	Coefficiente de difusão do fluido
c_h	Coefficiente de consolidação horizontal
$c_{h,piezocone}$	Coefficiente de consolidação horizontal obtido do ensaio de dissipação
$c_{h,NA}$	Coefficiente de consolidação horizontal obtido do ensaio de piezocone e corrigido para a condição normalmente adensada (NA)
c_v	Coefficiente de consolidação vertical
$c_{v,NA}$	Coefficiente de consolidação vertical obtido do ensaio de piezocone e corrigido para a condição normalmente adensada (NA)
CPT	Ensaio de cone
$CPTu$	Ensaio de piezocone
C^*	Constante equação de fluxo

$\underline{\underline{C}}$	Matriz constitutiva
d	Diâmetro do equipamento
D	Diâmetro do equipamento
div	Divergente
D_r	Densidade Relativa
E	Módulo de Young
e_0	Índice de vazios inicial
e^e	Varição elástica do índice de vazios
e^p	Varição plástica do índice de vazios
f	Força de massa
$F(r)$	Função de distribuição inicial de poropressão
$f(r)$	Função de deslocamentos radiais
Fr	Atrito normalizado – ensaio piezocone
f_s	Razão de atrito – ensaio de piezocone
G	Módulo de cisalhamento elástico
G_0	Módulo de cisalhamento elástico inicial
$G(\varepsilon_d)$	Módulo de cisalhamento elástico variável com a deformação desviadora
G_{eq}	Módulo de cisalhamento elástico equivalente
$G_{máx}$	Módulo de cisalhamento elástico máximo
G_{mean}	Módulo de cisalhamento elástico médio
g	Aceleração da gravidade
g	Função de plastificação
h	Limite de tração isotrópica – Drucker Prager
h_j	Parâmetro de enrijecimento
H	Altura do equipamento

H	Módulo de enrijecimento
I_c	Índice do tipo de comportamento do material – ensaio de piezocone
IP	Índice de Plasticidade
I_r	Índice de rigidez
J	Jacobiano de deformação
J_0	Função de Bessel de primeira espécie e ordem zero
J_1	Função de Bessel de primeira espécie e primeira ordem
J_f	Variação da massa fluida
K	Módulo de deformação volumétrica
K_s	Módulo de deformação volumétrica dos constituintes sólidos
K_{und}	Módulo de deformação volumétrica (da matriz) não drenado
K_w	Módulo de deformação volumétrica do fluido (água)
k	Condutividade hidráulica do meio isótropo
k_x	Condutividade hidráulica do meio na direção x
k_y	Condutividade hidráulica do meio na direção y
k_s	Resistência ao cisalhamento
$k_{s,0}$	Resistência ao cisalhamento inicial
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
M	Módulo de Biot
M_{cs}	Inclinação da linha do estado crítico
m	Variação de massa fluída
n	Porosidade Lagrangiana
N_{kt}	Fator de capacidade de carga
N_c	Fator de capacidade do cone

OCR	<i>Overconsolidation ratio</i> - razão de pré-adensamento
p, p'	Tensão média total e efetiva
p	Poropressão
p_0	Campo inicial de poropressão
$p_{c,0}$	Pressão de consolidação inicial
q	Tensão desvio
q	Vetor de permeabilidade
q_c	Resistência a cravação do piezocone
q_t	Resistência total mobilizada no ensaio de piezocone
$q_{t\bar{n}}$	Resistência total não drenada mobilizada no ensaio de piezocone
q_{tdr}	Resistência total drenada mobilizada no ensaio de piezocone
q_{ult}	Resistência última ao cisalhamento
Q_t	Resistência de ponta total mobilizada normalizada – ensaio de piezocone
r	Distância radial
R	Raio do cilindro/equipamento
r_o	Massa específica do meio poroso no estado de referência
R_f	Razão de atrito – ensaio de piezocone
s_t	Sensitividade de argilas – ensaio de palheta
s_u	Resistência ao cisalhamento não drenada
s_{ur}	Resistência ao cisalhamento não drenada residual
SBT	<i>Soil Behavior Type</i> (índice de classificação do material)
T	Tempo normalizado de ensaio
T	Coefficiente de atrito – Drucker Prager
T	Torque
\underline{T}	Vetor de forças

\underline{T}^d	Vetor de forças aplicadas
T_{max}	Torque máximo
$T_{50\%}$	Fator tempo estimado para 50% de dissipação – interpretação ensaio de dissipação
T_s	Força de superfície
t	Tempo
$t_{50\%}$	Tempo medido no ensaio para 50% de dissipação – interpretação ensaio de dissipação
tr	Traço
U	Grau de drenagem
U_{torque}	Grau de drenagem obtido pela relação de torques
u	Excesso de poropressão
u_0	Excesso de poropressão inicial
$u_{0,max}$	Máxima poropressão inicial
u_1	Poropressão medida na ponta do piezocone
u_2	Poropressão medida na base do piezocone
u_3	Poropressão medida na haste do piezocone
u_t	Poropressão em um dado tempo t
V_0	Torque medido no ensaio no menor tempo necessário para caracterização da ruptura (0,1min)
V_1	Torque lido na menor velocidade de ensaio
V_i	Torque lido em velocidade intermediária
V	Velocidade normalizada de ensaio
V_1	Velocidade normalizada corrigida
V^f	Velocidade do fluido
V^s	Velocidade da matriz sólida

V_{DR}	Velocidade normalizada drenada
V_{UND}	Velocidade normalizada não drenada
v	Velocidade de rotação / Taxa de penetração (velocidade de expansão)
x	Parâmetro de ajuste
Y_0	Função Bessel de segunda espécie e ordem zero
Y_1	Função Bessel de segunda espécie e primeira ordem

Símbolos Gregos

α	Ângulo de rotação aplicado
α	Taxa de deformação radial aplicada
α_n	n Possíveis Soluções para Função de Fluxo
δ_ε	Taxa de deformação virtual
δ_v	Campo de velocidade virtual
γ	Peso específico
$\underline{\underline{\varepsilon}}$	Tensor de deformações
$\underline{\underline{\varepsilon}}^e$	Tensor de deformação elástica
$\underline{\underline{\varepsilon}}^p$	Tensor de deformação plástica
ε_v	Deformação volumétrica
$\underline{\underline{\varepsilon}}_d$	Tensor desviador de deformações
ε_d	Módulo do tensor desviador de deformações
ε_{rr}	Deformação radial em coordenadas cilíndricas
$\varepsilon_{r\theta}, \varepsilon_{rz}, \varepsilon_{z\theta}$	Deformações cisalhantes em coordenadas cilíndricas
$\varepsilon_{\theta\theta}$	Deformação circunferencial ou tangencial em coordenadas cilíndricas
ε_{zz}	Deformação vertical em coordenadas cilíndricas

ε_{ref}	Deformação de referência
$\varepsilon_{ref,DR}$	Deformação de referência drenada
$\varepsilon_{ref,ND}$	Deformação de referência não drenada
Λ	Constante de proporcionalidade
κ	Índice de recompressão
λ	Parâmetro de Lamé
λ	Índice de compressão
ν	Coefficiente de Poisson
\mathbf{v}	Vetor velocidade relativa
$\underline{\underline{\xi}}$	Deslocamentos
$\underline{\underline{\xi}}^d$	Deslocamentos dados
ρ	Densidade relativa
ρ_o^m	Massa específica inicial da matriz
ρ_o^f	Massa específica inicial do fluido
ρ_w	Peso específico do fluido
$\underline{\underline{\sigma}}$	Matriz de tensões totais
$\underline{\underline{\sigma}}'$	Matriz de tensões efetivas
$\underline{\underline{\sigma}}_o$	Matriz de tensões iniciais
σ_d	Módulo do tensor desviador de tensões
σ_m	Tensão média
σ_{rr}	Tensão radial em coordenadas cilíndricas
$\sigma_{r\theta}, \sigma_{rz}$	Tensão cisalhante em coordenadas cilíndricas
$\sigma_{\theta z}$	

$\sigma_{\theta\theta}$	Tensão circunferencial ou tangencial
σ_{zz}	Tensão vertical
τ	Torque/ Torque Intermediário
τ_{\min}	Torque Mínimo
τ_{\max}	Torque Máximo
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
ϕ	Porosidade Euleriana
ϕ_0	Porosidade inicial
w	Vetor de fluxo relativo
$\underline{w^d}$	Vetor de fluxo dado
da	Área da superfície de referência
$d\Omega^p$	Volume de poros conectados
$d\Omega$	Volume da partícula no meio poroso
Ω	Descrição do elemento geométrico
Ω_o	Volume elementar
$d\Omega_o$	Varição do volume elementar
χ	Saturação
∇^2	Operador Laplaciano
1	Matriz Identidade

RESUMO

DIENSTMANN, G. **Análise de Ensaios de Campo em Fluxo Transitório**. 2015. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A problemática associada à execução e interpretação de ensaios de campo (e.g. palheta e pizocone) em materiais siltosos motiva a presente pesquisa, onde são desenvolvidas modelagens analíticas em poroelasticidade para o estudo do efeito de fluxo transiente no solo. As modelagens desenvolvidas referem-se aos problemas de rotação e expansão de um cilindro inserido na massa de solo. A abordagem adotada para solução dos problemas baseia-se na equivalência entre a resposta local de um comportamento perfeitamente plástico, em processo de carregamento monotônico, e um comportamento fictício não-linear poroelástico apropriado. Soluções fechadas para o campo de tensões, deformações e poropressões foram obtidas para o problema simplificado de rotação. Para a solução do problema de expansão considerou-se que um módulo equivalente elástico condiciona o fluxo, o que possibilita a obtenção de uma solução fechada para as distribuições de poropressões, tensões e deformações foram calculadas numericamente. Os modelos desenvolvidos foram criticamente comparados a resultados de simulações numéricas em elementos finitos, demonstrando capturar a mesma tendência de comportamento. As condições de drenagem foram interpretadas no espaço de velocidade normalizada V e grau de drenagem U , demonstrando que o processo de dissipação é sensível à rigidez do material. Uma tentativa de aplicação dos modelos foi realizada para a interpretação de ensaios de palheta em resíduo de zinco, e piezocone em resíduo de ouro. Destaca-se que as aplicações propostas não são determinísticas, e foram utilizadas para identificação de padrões de comportamento e análise de sensibilidade de parâmetros. Neste contexto, verificou-se que os modelos podem ser utilizados para a estimativa das velocidades não drenadas de ensaio, porém a transição de comportamento parcialmente drenado para drenado é subestimada pelos modelos. Por fim observa-se que, de maneira geral, os modelos se demonstram úteis para o entendimento do comportamento de materiais siltosos em fluxo transiente.

Palavras-chave: poroelasticidade, fluxo transitório, ensaios de campo; curvas características de drenagem;

ABSTRACT

DIENSTMANN, G. **Analysis of in situ tests in transient flow**. 2015. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The problems associated with the in situ tests interpretation in silty materials motivates the present research where analytical models were developed for the study of transient flow. The developed models refer to the rotation and expansion of a cylinder considered deeply embedded into an infinite nonlinear poroelastic medium. The approach is based on the local equivalence between the response of a perfectly plastic behavior to monotonic loading and an appropriate fictitious non-linear poroelastic response. Closed-form solutions for pore pressures, stresses and displacements were derived for the rotation problem within a simplified poroelastic framework. The expansion problem was solved considering a simplified framework for the diffusion equation to derive a closed-form expression for pore pressure distribution, while stresses and displacements were computed numerically. The results are discretised and critically compared to finite element solutions showing good agreement in terms of radial stresses and pore pressure distributions. Results are also displayed in the space of normalized velocity (V) *versus* degree of drainage (U), showing to be sensitive to the soil rigidity. An attempt to apply the models was made: a) for the interpretation of vane tests in zinc tailings; b) for the interpretation of piezocone tests in gold tailings. Applications are considered approximate, showing that the models can be used to estimate the onset of the undrained regime, whereas the transition from partially drained to drained is underestimated by the models. In general, the models prove to be useful in understanding rate effects in silty soils.

Key words: Non-linear poroelasticity, *in-situ* tests; transient flow; drainage characteristic curves

1 INTRODUÇÃO

A presente pesquisa tem por objetivo analisar os efeitos de fluxo transitório em projetos geotécnicos, com ênfase à interpretação de ensaios *in situ*. As avaliações são sustentadas a partir de modelos conceituais simplificados, uma vez que o campo de tensões e deslocamentos induzido no solo pela cravação e execução de ensaios como palheta (*vane test*) e piezocone, e ou instalação de fundações profundas é complexo.

Neste capítulo inicial são enunciados os aspectos relevantes ao trabalho, e contextualizada a relevância do tema. Inicialmente é feita uma breve introdução à problemática de fluxo transitório na interpretação de ensaios para, posteriormente, descrever os objetivos e capítulos que constituem esta tese.

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TEMA

A definição das condições de drenagem durante a execução de ensaios de campo é um dos aspectos fundamentais à interpretação dos ensaios, garantindo confiabilidade na obtenção dos parâmetros de projeto. Entretanto, definir as condições de drenagem de ensaios executados em materiais não convencionais ainda carece de definições precisas e métodos consagrados de abordagem. Estudos recentes desenvolvidos na presente instituição de ensino [e.g. Bedin (2006), Bedin (2010), Gauer (2010), Hlenka (2012)], foram desenvolvidos devido à problemática associada à estabilidade de barragens de rejeitos, materiais com características siltsosas, onde as velocidades padronizadas de ensaio não permitem garantir as condições de drenagem necessárias à interpretação dos resultados. Curvas características de drenagem (relação entre um tempo normalizado ou velocidade normalizada de ensaio e grau de drenagem) foram desenvolvidas para orientar no planejamento das investigações executadas nestes materiais. As chamadas curvas características de drenagem, inicialmente abordadas por Bligh (1968), visam definir um padrão de comportamento através do qual se possa determinar a duração do ensaio, definindo pontos limites que venham a garantir resistências totalmente drenadas ou não drenadas.

Princípios para obtenção das curvas características de drenagem são discutidos por diversos autores [HOUSE et al. (2001), SCHNAID et al. (2004), RANDOLPH e HOPE (2004), BEDIN (2006), CHUNG et al. (2006), SCHNEIDER et al. 2007, GAUER (2010), OLIVEIRA et al. (2011), DEJONG (2012), entre outros], que de modo geral, buscam definir uma correlação direta, e geralmente empírica, entre grau de drenagem (U) e velocidade (V) ou tempo (T) normalizado, de acordo com parâmetros constitutivos do solo, tais como OCR (*overconsolidation ratio* ou razão de pré-adensamento) e I_r (Índice de Rigidez). Nesta pesquisa procura-se racionalizar a interpretação dos ensaios de campo (e.g. ensaio de palheta, piezocone, pressiométrico, dilatométrico, entre outros), que, em princípio, são sustentadas por modelos analíticos e ou numéricos, apoiados em hipóteses simplificadoras e caracterizados por teorias como expansão de cavidade. O desafio nestes casos consiste em definir um modelo capaz de reproduzir os campos de tensões e deslocamentos gerados durante o ensaio, incluindo na modelagem os princípios de fluxo transitório. Os trabalhos de Vésic (1972), Randolph e Worth (1979), Carter et al. (1979), Burns e Mayne (2002), Osman e Randolph (2012) entre outros, estruturados pelos princípios de fluxo de Biot (1941), são exemplos de aplicação.

Partindo destes pressupostos, o presente trabalho visa estudar o processo de consolidação do solo que envolve um cilindro infinito submetido a: a) um deslocamento rotacional - solução a ser empregada numa tentativa de interpretação do ensaio de palheta; e b) expansão radial – solução empregada visando a interpretação de ensaios de piezocone em fluxo transitório. Salienta-se que os modelos geométricos adotados se caracterizam como modelos conceituais simplificados dos ensaios, o que limita sua aplicação à definição de padrões de comportamento, e análise da sensibilidade de parâmetros. A resolução dos problemas propostos é feita através da modelagem em poroelasticidade, e no presente trabalho objetiva-se a obtenção de soluções analíticas.

O estudo a seguir apresentado é constituído pela caracterização e verificação dos modelos desenvolvidos, sendo que a verificação é feita através de comparativos diretos entre os resultados das modelagens propostas e resultados de modelagens em elementos finitos. Após a verificação dos modelos, faz-se uma tentativa de aplicação do método na interpretação de ensaios de campo (palheta e piezocone) executados em resíduos de mineração.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa consiste em estudar a influência dos parâmetros do solo sobre as curvas características de drenagem, buscando desenvolver uma metodologia que permita orientar a investigação geotécnica, para que os ensaios de campo possam ser executados em condições drenadas ou não drenadas. Somente nestas condições os ensaios podem ser interpretados, fornecendo parâmetros constitutivos realistas para projetos geotécnicos.

Como objetivos específicos têm-se:

- Desenvolvimento de um modelo analítico para o estudo do efeito da consolidação decorrente da rotação de um cilindro infinito no solo. O cilindro infinito é entendido como uma geometria conceitual simplificada, sendo sua solução relevante à interpretação das condições de drenagem de ensaios de campo e ou fundações profundas;
- Aplicação da solução desenvolvida para o problema de rotação de ensaios de palheta buscando-se identificar as condições de drenagem durante a execução do ensaio;
- Desenvolvimento de um modelo analítico para o estudo da consolidação decorrente da expansão radial de um cilindro no solo. A solução a ser proposta será concebida para a aplicação em fundações profundas e ensaios de campo;
- Uso da solução desenvolvida para o problema de cravação do piezocone visando a identificação das condições de drenagem durante a execução do ensaio;
- Análise da sensibilidade dos parâmetros que controlam o fluxo nos problemas de rotação e expansão do cilindro infinito no solo;
- Desenvolvimento de critérios para o uso das modelagens desenvolvidas visando a interpretação dos ensaios de campo;

1.3 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

Como estruturação do trabalho e orientação à leitura, detalha-se a seguir o desenvolvimento sequencial desta tese.

No **Capítulo 2** é feita uma revisão bibliográfica abordando pontos pertinentes para a elaboração dos modelos analíticos descritos ao longo do trabalho. Ao fim do capítulo são discutidos critérios utilizados na interpretação das condições de drenagem durante a execução de ensaios de campo.

A seguir no **Capítulo 3** apresenta-se o modelo desenvolvido para a análise da consolidação do solo que envolve um cilindro infinito submetido a um deslocamento rotacional. A precisão do método é verificada através de comparações com resultados obtidos numericamente através de elementos finitos. Posteriormente discutem-se os critérios para definição de curvas de drenagem. Também são levantadas as limitações do modelo.

No **Capítulo 4** é apresentada uma proposta de aplicação do modelo desenvolvido no capítulo 3, estudo do cilindro infinito submetido a um deslocamento rotacional, para interpretação de ensaios de palheta executados em resíduo de zinco.

O modelo desenvolvido para análise de um cilindro infinito submetido a uma expansão é apresentada no **Capítulo 5**. Neste, em analogia ao Capítulo 3, é feita uma verificação da acurácia do método a partir da comparação direta dos resultados com os obtidos através de soluções em elementos finitos.

No **Capítulo 6**, faz-se uma tentativa de aplicação da solução desenvolvida no Capítulo 5 para interpretação de ensaios de piezocone em resíduos de ouro.

Por fim no **Capítulo 7** são apresentadas considerações finais e indicações para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A interpretação clássica de ensaios de campo (e.g. palheta e piezocone) é baseada na hipótese de que os ensaios ocorrem em condições não drenadas, comportamento de argilas, ou totalmente drenadas, comportamento de areias. A problemática associada a execução e interpretação dos ensaios em materiais de comportamento transitório motiva a presente pesquisa, onde são desenvolvidas modelagens analíticas em poroelasticidade para o estudo do efeito de fluxo transiente no solo.

As modelagens desenvolvidas referem-se a um problema de rotação de um cilindro infinito no solo (Capítulo 3), e ao problema de expansão de um cilindro infinito no solo (Capítulo 4). O estudo das tensões geradas nestas geometrias pode ser associado aos efeitos da execução de ensaios *in situ* de palheta, piezocone, dilatométrico, pressiométrico, também aos efeitos de instalação de fundações profundas. Neste contexto as soluções desenvolvidas são utilizadas em uma tentativa de aplicação a interpretação de ensaios de palheta e piezocone, executados em materiais siltsosos.

No presente capítulo apresenta-se uma breve revisão bibliográfica, iniciada a partir das definições básicas utilizadas para a modelagem em poroelasticidade. Posteriormente, faz-se uma revisão sobre os ensaios de palheta e piezocone. Ao fim do capítulo apresentam-se aspectos pertinentes utilizados para a interpretação das condições de drenagem durante a execução de ensaios de campo.

2.1 O PROBLEMA POROMECÂNICO

Segundo Coussy (2004), poromecânica é o estudo de um meio poroso onde o comportamento mecânico é significativamente influenciado pela pressão no fluido. A mecânica do contínuo usualmente trata o meio poroso como sendo a superposição de dois domínios ou duas fases (Figura 2.1), sólida (solo) e fluida, ambas contínuas, onde as posições das partículas do esqueleto e do fluido coincidem em um instante de tempo qualquer.

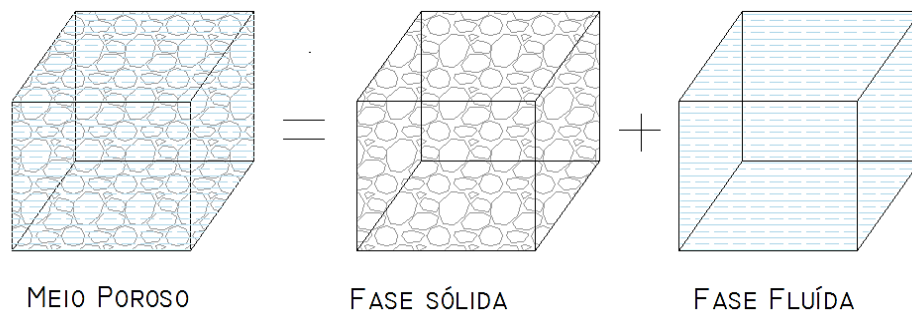


Figura 2.1: Idealização macroscópica do meio poroso.

Na fundamentação básica da poromecânica o comportamento do meio poroso é descrito pela chamada poroelasticidade. Na teoria poroelástica o comportamento da fase sólida ou matriz sólida é descrito pelos princípios da elasticidade e o fluido é tratado como um material viscoso, que escoar segundo uma lei de fluxo (Lei de Darcy). O meio poroso é então caracterizado pelas propriedades de deformação de seu esqueleto e as características que definem o fluxo no meio, tais como porosidade e permeabilidade.

A poroelasticidade como princípio que rege a interação entre esqueleto sólido e fluido intersticial foi inicialmente abordada por Terzaghi (1936), quando da apresentação da teoria do adensamento. Porém uma descrição mais completa e a consolidação do termo “meio poroelástico” coube a Biot em 1941. De modo geral, a solução descrita por Biot é idêntica à solução de um problema em elasticidade, ou seja, um problema em poroelasticidade deve obedecer aos critérios de deslocamentos cinematicamente admissíveis e tensões estaticamente admissíveis.

Sequencialmente apresentam-se descritos os princípios de conservação de massa, e lei de fluxo os quais são necessários para a caracterização do problema de fluxo do meio poroso. O conjunto de relações tensão deformação e poropressão, equações de estado do meio poroso, são detalhadas posteriormente.

2.1.1 Teoria de fluxo no meio poroso

2.1.1.1 Lei de conservação de massa

Para a caracterização de um problema de fluxo em meios porosos, é necessário satisfazer o princípio físico fundamental da conservação de massa.

Inicialmente adota-se a hipótese de que toda a variação de massa do volume poroso será dada pela variação de massa fluida. A matriz porosa passa a ser considerada deformável e sua variação é descrita em função da porosidade.

A porosidade (Euleriana - ϕ ou Lagrangiana - n) descrita na equação (2.1), quantifica os vazios conectados que podem ser completamente saturados de fluido. Os poros não conectados são tratados como parte da matriz sólida.

$$\phi = \frac{d\Omega^p}{d\Omega} = J.n \quad (2.1)$$

onde $d\Omega^p$ é o volume de poros conectados, $d\Omega$ o volume da partícula no meio poroso, e J o Jacobiano de deformação.

Para a descrição da variação de massa considera-se uma partícula na configuração de referência (Figura 2.2) de volume Ω_o e massa descrita pela equação (2.2).

$$dM_o = r_o d\Omega_o \quad (2.2)$$

onde:

$$r_o = \rho_o^m (1 - \phi_o) + \rho_o^f \phi_o \quad (2.3)$$

sendo r_o a massa específica do meio poroso no estado de referência, e ρ_o^m e ρ_o^f são as massas específicas iniciais da matriz e do fluido, respectivamente.

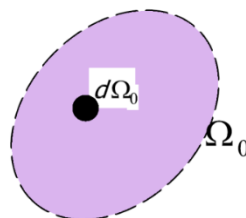


Figura 2.2: Detalhe configuração de referência

Para que ocorra uma variação de massa m (variação de massa fluida por unidade de volume inicial) em um instante t qualquer, tem-se:

$$dM = (r_o + m) d\Omega_o = dM_o + m d\Omega_o \quad (2.4)$$

Não havendo variação de massa do esqueleto sólido chega-se a seguinte igualdade:

$$\rho_o^m (1 - \phi_o) d\Omega_o = \rho^m (1 - \phi) d\Omega \quad (2.5)$$

que em pequenas deformações pode ser escrita como:

$$\rho_o^m (1 - \phi_o) = \rho^m (1 - \phi) \quad (2.6)$$

Igualando as duas propostas de dM , tem-se:

$$(r_o + m) d\Omega_o = r d\Omega_o \quad (2.7)$$

Logo a variação da massa fluida será dada por:

$$m = r - r_o \quad (2.8)$$

podendo ser reescrita como:

$$m = [\rho^m (1 - \phi) + \rho^f \phi] - [\rho_o^m (1 - \phi_o) + \rho_o^f \phi_o] \quad (2.9)$$

Considerando que não há variação da massa específica do esqueleto, $\rho^m = \rho_o^m$, chega-se à equação de conservação da massa fluida por unidade do volume poroso segundo a equação:

$$\frac{m}{\rho^f} = \phi - \phi_o \quad (2.10)$$

Para a quantificação da quantidade de massa fluida que atravessa um dado sistema de referência, em um dado intervalo de tempo, define-se inicialmente uma quantidade de massa fluida que pode ser expressa por $J_f da$ - quantidade de massa fluida que atravessa uma superfície de referência de área da e vetor normal n , num intervalo de tempo t a $t+dt$. Com base nesta definição verifica-se que a variação da massa fluida com o tempo pode ser escrita por um vetor fluxo de massa fluida, $w=w(x, t)$ (vetor de fluxo relativo Euleriano), segundo equação (2.11), Figura 2.3.

$$J_f da = \underline{w} \cdot \underline{n} da \quad (2.11)$$

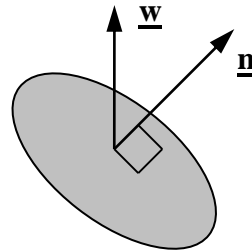


Figura 2.3: Fluxo de fluido atravessando a superfície de referência.

onde o vetor de fluxo w é descrito como:

$$\underline{w}(\underline{x}, t) = \rho^f(\underline{x}, t) \underline{v}(\underline{x}, t) \quad (2.12)$$

com:

$$\underline{v}(\underline{x}, t) = \phi(\underline{x}, t)(\underline{V}^f - \underline{V}^s) \quad (2.13)$$

onde $\underline{v}(\underline{x}, t)$ é vetor velocidade relativa do fluido em relação ao esqueleto, V^f e V^s são as velocidades do fluido e matriz sólida, respectivamente, e \underline{v} é a velocidade de Darcy.

Definido o vetor de variação de massa fluida, a taxa de variação da massa fluida com o tempo pode ser escrita como:

$$\frac{\partial m}{\partial t} = -div \underline{w} = -\left(\frac{\partial w_1}{\partial x_1} + \frac{\partial w_2}{\partial x_2} + \frac{\partial w_3}{\partial x_3} \right) \quad (2.14)$$

ou:

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} (\rho^f \phi - \rho_o^f \phi_o) \quad (2.15)$$

O que resulta na equação da conservação da massa fluida, segundo equações (2.16) e (2.17).

$$\frac{\partial}{\partial t}(m) + \frac{\partial}{\partial x_i}(w_i) = 0 \quad (2.16)$$

$$\dot{m} + \text{div } w = 0 \quad (2.17)$$

2.1.1.2 Lei de Darcy

A lei de Darcy estabelece que, quando desprezados os efeitos gravitacionais, a velocidade de fluxo é função linear do gradiente de pressão, ou seja:

$$\frac{w(\underline{x}, t)}{\rho^f} = \phi(\underline{x}, t)(V^f - V^s) = \underline{k} \cdot \nabla u \quad (2.18)$$

onde k é a condutividade hidráulica do meio, e u a poropressão no fluido. Para o caso isotrópico $k = k.I$.

Partindo do pressuposto da lei de Darcy, a equação de conservação de massa pode ser reescrita como:

$$\frac{\partial}{\partial t}(m) + \text{div}(\rho^f \underline{k} \cdot \nabla u) = 0 \quad (2.19)$$

E se ρ^f é considerado constante tem-se:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{m}{\rho^f} \right) = \underline{k} \cdot \nabla^2 u \quad (2.20)$$

Que pode ser reescrita como

$$\frac{\partial}{\partial t}(\Delta \phi) = \underline{k} \cdot \nabla^2 u \quad (2.21)$$

A notação expressa pela equação (2.21) será adotada como referência no presente trabalho.

2.1.2 Equações governantes para o problema de tensões

Para que as tensões de um problema poroelástico sejam verdadeiras, é necessário que estas atendam os princípios da mecânica do contínuo, ou seja: a equação de equilíbrio ao longo de todo o domínio (Ω), além das condições de contorno na fronteira ($\partial\Omega$). As condições de solução do problema são descritas por:

- Equações de campo

$$\text{div} \underline{\underline{\sigma}} + \rho \underline{f} = 0 \quad \text{- Condição de equilíbrio}$$

$$\underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{n} = \underline{T} \quad \text{- Condição de continuidade das tensões}$$

- Condições de contorno

$$\underline{T} = \underline{T}^d \quad \text{sobre } (\partial\Omega)$$

$$\underline{\xi} = \underline{\xi}^d \quad \text{sobre } (\partial\Omega)$$

$$\underline{w} \cdot \underline{n} = \underline{w}^d \quad \text{sobre } (\partial\Omega)$$

onde \underline{T}^d , $\underline{\xi}^d$ e \underline{w}^d são as condições de tensões, deslocamentos e fluxo, respectivamente.

2.1.2.1 Critério de deformações do esqueleto sólido

A abordagem poroelástica para descrição dos deslocamentos pode, como em elasticidade, adotar os critérios de deformações lineares (pequenas perturbações) ou não lineares (grandes deformações). Na poroelasticidade linear as deformações da fase sólida devem ser suficientemente pequenas de modo a sustentar a hipótese de pequenas perturbações, onde:

- $\|\nabla \xi\| \ll 1$ - as transformações do esqueleto permanecem infinitesimais;
- $\left\| \frac{\xi}{L} \right\| \ll 1$ - os deslocamentos são pequenos em relação à dimensão característica da estrutura;
- $\left| \frac{\phi - \phi_0}{\phi_0} \right| \ll 1$ - a porosidade sofre apenas pequenas variações;

- $\left| \frac{\rho^f - \rho_o^f}{\rho_o^f} \right| \ll 1$ -a massa específica do fluido sofre pequenas variações.

A hipótese de pequenas deformações permite uma simplificação na descrição das deformações Lagrangianas conforme apresentado na equação (2.22).

$$\underline{\underline{e}} = \frac{1}{2} (\nabla \underline{\underline{\xi}} + {}^t \nabla \underline{\underline{\xi}} + {}^t \nabla \underline{\underline{\xi}} \cdot \nabla \underline{\underline{\xi}}) \quad \Rightarrow \quad \underline{\underline{e}} \approx \underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{1}{2} (\nabla \underline{\underline{\xi}} + {}^t \nabla \underline{\underline{\xi}}) \quad (2.22)$$

Tensor de deformações de Green-Lagrange \Rightarrow *Tensor linearizado de deformações*

onde $\underline{\underline{\xi}}$ é o deslocamento.

O critério de pequenas deformações (deformações lineares) será adotado ao longo do presente trabalho.

2.1.2.2 Relação tensão-deformação-pressão

A descrição das relações tensão-deformação-pressão do meio poroso parte do entendimento da interação entre o esqueleto e o fluido, que pode ser entendida através de dois mecanismos: a compressão no esqueleto aumenta a poropressão no fluido, e um incremento na poropressão resulta numa dilatação na matriz.

Observando que a relação constitutiva básica em elasticidade monofásica é expressa por:

$$\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\sigma}}_o = \underline{\underline{\underline{C}}} : \underline{\underline{\varepsilon}} \quad (2.23)$$

com meio isotrópico:

$$\underline{\underline{\underline{C}}} : \underline{\underline{\varepsilon}} = \lambda \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}} \underline{\underline{1}} + 2G \underline{\underline{\varepsilon}} \quad (2.24)$$

onde $\underline{\underline{\underline{C}}}$ é a matriz elástica e λ e G são os coeficientes de Lamé.

Para o meio poroelástico, a adaptação de Biot acrescenta os efeitos da variação de massa fluida à equação (2.23) de acordo com:

$$\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\sigma}}_o = \underline{\underline{C}} : \underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{B}}\Delta p \quad (2.25)$$

Podendo ser reescrita para o meio isótropo como:

$$\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\sigma}}_o = \lambda \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}} \underline{\underline{1}} + 2G \underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{B}}\Delta p \quad (2.26)$$

sendo $B = b I$ onde b é o coeficiente de Biot para o meio isótropo.

A equação (2.25) representa a primeira equação de estado do meio poroso, que define a variação de tensões $\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\sigma}}_o$ de acordo com a variação das deformações infinitesimais $\underline{\underline{\varepsilon}}$, e poropressão $\Delta p = p - p_0$. A segunda equação de estado do meio poroso é dada por:

$$\Delta \phi = b \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}} + \frac{1}{M} \Delta p \quad (2.27)$$

onde M o módulo de Biot. A segunda equação de estado (2.27) fornece a relação entre variação da porosidade Lagrangiana $\Delta \phi = \phi - \phi_0$, deformação volumétrica do esqueleto, e variação da poropressão.

O parâmetro b (equação 2.28), coeficiente de Biot para o meio isótropo, relaciona a compressibilidade da matriz sólida (K) com a compressibilidade do grão constituinte (K_s).

$$b = 1 - \frac{K}{K_s} \quad (2.28)$$

onde K é o módulo de deformações volumétricas da matriz sólida e K_s é o módulo de deformações volumétricas do grão constituinte.

Tendo-se uma estimativa de K_s o parâmetro b pode ser obtido através de K medido em ensaios de compressão, onde uma amostra de solo é submetida a uma deformação (ε) em condições drenadas ($u = u_o$). Sob estas condições o coeficiente de Biot pode ser entendido como o

parâmetro que fornece a fração da variação volumétrica, que se traduz na variação do volume poroso. O parâmetro b é considerado unitário quando o grão constituinte é incompressível $K_s \gg \gg K$.

Já o módulo de Biot M , equação (2.29), visa representar a variação da poropressão em função da variação da massa fluida.

$$\frac{1}{M} = \frac{1}{N} + \frac{\phi_0}{K_w} \quad \text{com} \quad \frac{1}{N} = \frac{b - \phi_0}{K_w} \quad (2.29)$$

onde K_w módulo de deformação volumétrica do fluido, e ϕ_0 porosidade inicial. O módulo M pode ser obtido em ensaio onde as deformações da amostra são impedidas ($\underline{\underline{\varepsilon}} = 0$), enquanto é fornecida massa fluida por unidade de volume do material poroso ($\Delta\phi$). Neste caso particular a relação da variação de poropressão *versus* variação de massa fluida é descrita pela equação (2.30).

$$\Delta p = M \Delta\phi \quad (2.30)$$

2.3 O ENSAIO DE PALHETA

O ensaio de palheta ou “*Vane Test*”, foi desenvolvido para determinação da resistência não drenada (s_u) de depósitos argilosos saturados. O ensaio pode ser utilizado em solos de granulometria fina, como siltes, resíduos de mineração e outros geomateriais, desde que estes permitam a inserção do equipamento e que a velocidade de rotação garanta a resposta não drenada do material (Schnaid 2009). Entretanto, nestes casos é necessário um conhecimento prévio da natureza do solo para avaliar a aplicabilidade e adequada interpretação.

Sequencialmente apresenta-se uma breve descrição do procedimento e interpretação do ensaio de palheta.

2.3.1 Procedimento e equipamento

O ensaio consiste na cravação de uma palheta cruciforme, e posterior aplicação de um torque, que transmite ao solo um esforço cisalhante por rotação.

Na Figura 2.4 apresenta-se um aspecto geral do equipamento utilizado para ensaio *in situ*. Observa-se que a geometria básica da palheta é definida por quatro lâminas retangulares fixas a 90° entre si, com uma razão entre altura e diâmetro (H/D) de 2. Os diâmetros típicos do equipamento são 50 e 65mm.

O ensaio pode ser executado com ou sem perfuração prévia. Os resultados sem perfuração prévia apresentam melhor qualidade, e são utilizados em solo de baixa consistência, onde é possível a cravação estática (SCHNAID 2000, ORTIGÃO 2007). Neste caso, a cravação do sistema (ver Figura 2.4) deve parar 50cm antes da profundidade desejada, a palheta então avança até a profundidade do ensaio.

Independentemente do tipo de execução (com ou sem perfuração prévia), quando as lâminas inseridas no solo estão em posição, após um curto intervalo de tempo (inferior a 5min), a palheta é rotacionada à uma velocidade padronizada de 6graus/min (± 0.06 graus/min). Para solos moles, argilosos, caracterizados por um coeficiente de consolidação em torno de $0.3\text{mm}^2/\text{s}$, não há dissipação durante a execução do ensaio. Porém, uma condição de drenagem parcial significativa pode ocorrer durante o cisalhamento na velocidade padrão em solos de permeabilidade intermediária, introduzindo erros na avaliação da resistência não drenada, como demonstrado por Blight (1968), Torstensson (1977), Chandler (1988) e Biscontin e Pestana (2001).

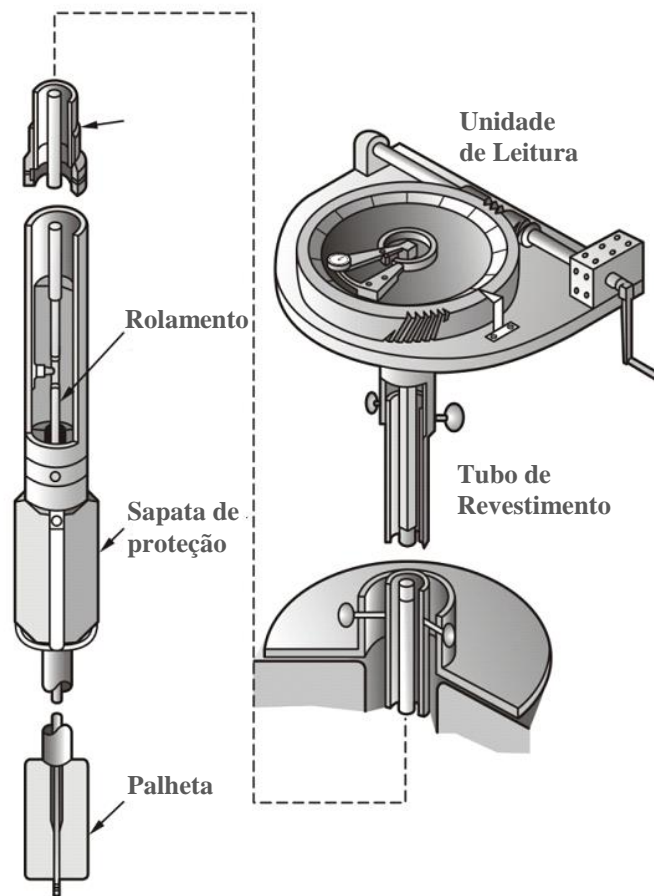


Figura 2.4: Equipamento para ensaio de palheta in-situ (ORTIGÃO e COLLET 1987)

O torque máximo obtido durante a rotação do ensaio permite a obtenção da resistência não drenada (s_u) de solos naturais. Uma resistência residual (s_{ur}) pode ser obtida, após a caracterização do torque máximo. Neste caso, aplicam-se dez revoluções completas para um novo ensaio. O tempo transcorrido entre ensaios deve ser inferior a 5min.

2.3.2 Interpretação do ensaio

A interpretação do ensaio de palheta caracteriza que a resistência não drenada s_u , pode ser obtida pela expressão (2.31).

$$s_u = \frac{6 T_{\max}}{7 \pi . D^3} \quad (2.31)$$

onde T_{\max} é o torque máximo expresso em kN.m e D é o diâmetro da palheta em m.

Observa-se que a expressão (2.31), foi deduzida para palhetas retangulares, com altura igual ao dobro do diâmetro $H=2D$. A equação (2.31) também considera as seguintes hipóteses:

- A resposta é não drenada durante a execução do ensaio;
- Não há amolgamento do solo em virtude do processo de cravação da palheta;
- São consideradas como superfícies de ruptura as superfícies cilíndricas formadas durante a rotação do ensaio;
- A distribuição de tensões é uniforme ao longo das superfícies de ruptura circunscritas a palheta;
- Solo homogêneo e isotrópico.

Observa-se que o procedimento padrão de interpretação pode ser aplicado diretamente em argilas moles. Porém quando o ensaio é executado em outros tipos de material as hipóteses fundamentais de interpretação devem ser avaliadas. Dentro destas hipóteses, a influência da velocidade de rotação sobre a condição de drenagem em materiais siltosos, motiva os estudos em poroelasticidade desenvolvidos no presente trabalho.

2.4 O ENSAIO DE PIEZOCONE

Os ensaios cone (CPT) e piezocone (CPTu), são ferramentas utilizadas para caracterização da estratigrafia do terreno e previsão das propriedades mecânicas ao longo da profundidade. O ensaio permite, além da medição das poropressões (ensaio - CPTu) através dos transdutores de pressão, a inclusão de outros sensores, capazes de medir características específicas do solo (e.g. cone sísmico capaz de produzir estimativas de parâmetros de rigidez).

Particularmente útil na caracterização de solos sedimentares marinhos e lacustres nas zonas costeiras, segundo Schnaid (2009), o ensaio tem se propagado a uma vasta variedade de materiais, desde silte a solos de granulometria mais grossa, solos residuais, a materiais mais rígidos como areias cimentadas, e outros geomateriais, como os resíduos de mineração. No presente trabalho, um conjunto de ensaios de piezocone em resíduo de mineração de ouro será utilizado para aplicação da solução descrita no Capítulo 5 – Análise da expansão de um cilindro infinito no solo.

2.4.1 Procedimento e equipamento

O ensaio é normalizado no Brasil pela Associação de Normas Técnicas ABNT - MB 3406 (1991), a qual define diretrizes sobre a dimensão do equipamento, procedimento do ensaio e interpretação.

O ensaio consiste na cravação de uma ponteira cônica, com ápice de 60° e diâmetro geralmente de 35,7mm, a uma velocidade padronizada de 2mm/s. Neste processo de cravação contínua são tomadas as leituras do esforço necessário a cravação da ponteira cônica (q_c), do atrito lateral mobilizado (f_s) e das poropressões geradas (u) no caso do CPTu, através dos sensores de pressão. As medidas de poropressão podem ser tomadas em três posições: na ponta (u_1), na base (u_2), e na haste (u_3) do equipamento. A poropressão medida na base (u_2) é utilizada nas interpretações. As leituras de q_c , f_s , e u são feitas por sistemas de aquisição e armazenamento de dados automáticos, o que evita a propagação de erros por um operador. Na Figura 2.5, apresenta-se a ponteira cônica e principais elementos que a constituem.

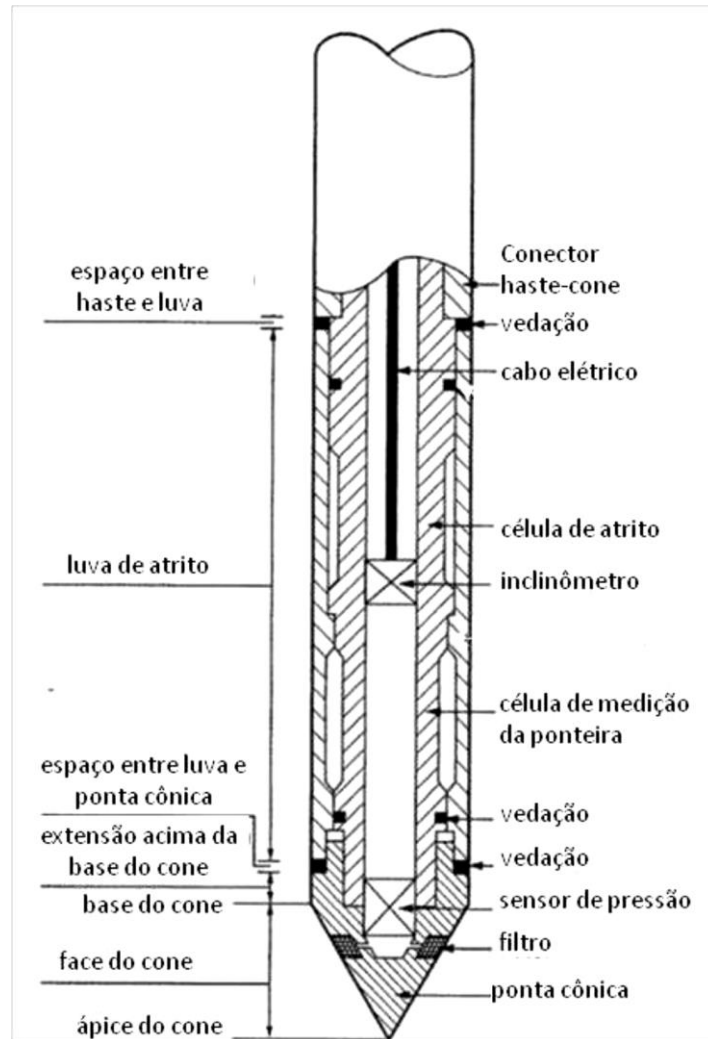


Figura 2.5: Ponta cônica e principais elementos que a constituem (LUNNE et al. 1997)

2.4.2 Resultados do ensaio

Os resultados dos ensaios de piezocone são geralmente apresentados de forma gráfica onde as grandezas medidas q_c , f_s , e u e suas derivadas, são plotadas de forma contínua de acordo com a profundidade. As três principais grandezas derivadas do ensaio são: B_q - parâmetro de geração de poropressão (Eq. 2.32), R_f - razão de atrito (Eq. 2.33), e q_t - resistência total mobilizada (Eq. 2.34).

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2.32)$$

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (2.33)$$

$$q_t = q_c + \frac{1-a}{u_2} \quad (2.34)$$

onde “ a ” é um fator de correção relativo a padronização do ensaio. O coeficiente a é obtido através de procedimento de calibração, conforme ilustrado na Figura 2.6. Sendo $a = A_N / A_T$ com A_N - área interna e A_T área externa da seção transversal.

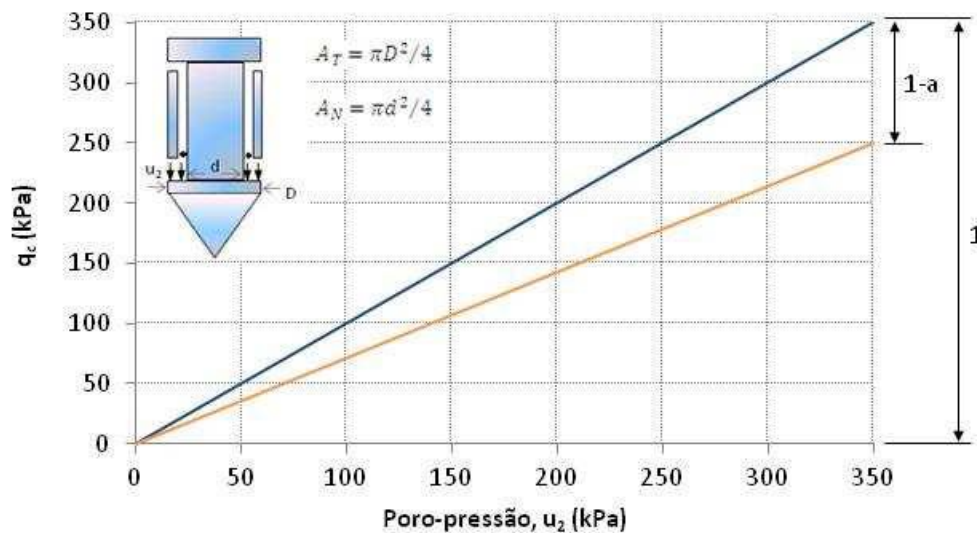


Figura 2.6: Calibração do piezocone (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012)

Um perfil piezométrico no qual são plotadas as medidas contínuas de q_t , R_f , u_0 , u e B_q possibilita a identificação clara das camadas de constituição do substrato (ver Figura 2.7). Uma vez que em condição padronizada de ensaio (velocidade de 20mm/s) as camadas argilosas moles são definidas por valores de q_t baixos e geração de poropressões u significativa, assim $B_q \sim 0,6 a 0,7$ e $q_t \sim u$. Na Figura 2.7 observa-se um perfil típico caracterizado pelo ensaio.

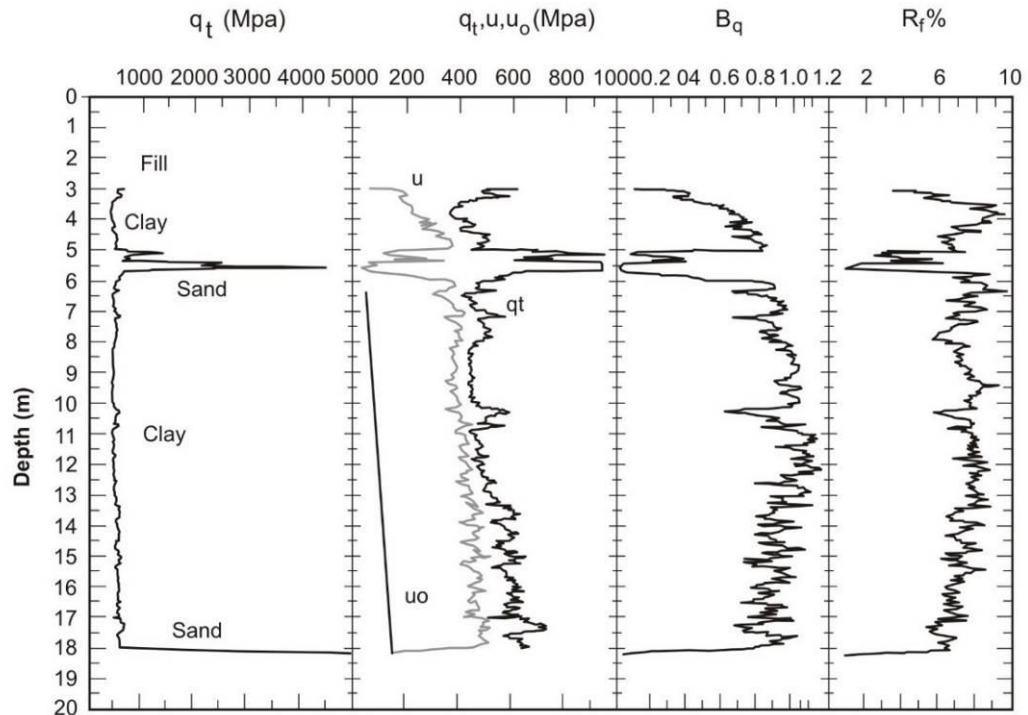


Figura 2.7: Gráficos típicos do ensaio de piezocone (SCHNAID e ODEBRECHT 2012)

2.4.3 Classificação dos solos

O procedimento de classificação dos solos a partir dos ensaios de piezocone é feito de maneira indireta através da observação de padrões de comportamento definidos pela sigla SBT (*Soil Behavior Type*).

Diversas propostas gráficas para a classificação dos solos a partir de ensaios de piezocone são encontradas em literatura (e.g., ROBERTSON e CAMPANELLA 1983, SENNESET e JAMBU 1984, ROBERTSON 1990). Os métodos propostos, segundo Schnaid (2009), baseiam-se nas concepções de que: a) as resistências de ponta são altas em materiais arenosos, decrescendo com o aumento da parcela fina b) de maneira inversa, as resistências laterais (f_s) são relativamente baixas em solos arenosos, crescendo com o aumento da parcela fina e c) as propensões são baixas em areias devido à alta permeabilidade do material.

Dentro dos métodos propostos o sistema SBT de Robertson (1990) é um dos mais utilizados. Neste método a classificação do comportamento do solo é feita de acordo com regiões limites de comportamento em um gráfico que relaciona a resistência de ponta mobilizada normalizada Q_t (Eq. 2.35) e a razão de atrito normalizada F_r (Eq. 2.36). Na Figura 2.8 apresenta-se a concepção de Robertson (1990).

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.35)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} 100\% \quad (2.36)$$

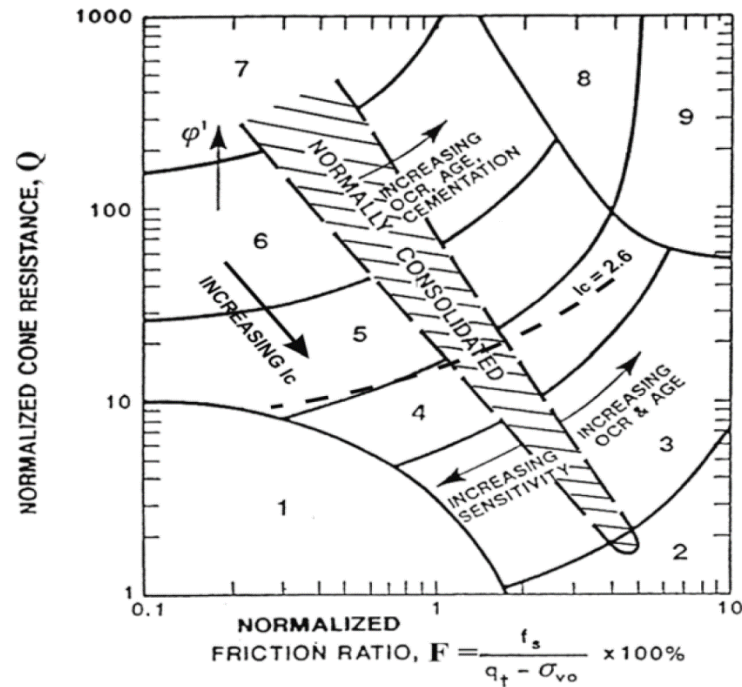


Figura 2.8: Classificação do tipo de comportamento de solo (ROBERTSON 1990)

Para simplificar o gráfico $F_r \times Q_t$, uma relação entre Q_t e F_r foi desenvolvida para permitir que um valor numérico relativo ao SBT fosse identificado. Este valor numérico é definido como índice do tipo de comportamento do solo I_c , e é obtido pela equação (2.37). Na Tabela 2.1 apresentam-se relacionados os tipos de comportamento de solo de acordo com I_c

$$I_c = \left[(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log R_f + 1,22)^2 \right]^{0,5} \quad (2.37)$$

Tabela 2.1: Tipo de comportamento do solo (Robertson 1990)

Zona (Robertson 1990)	Comportamento do solo (SBT)	Ic
1	Solos finos, alta sensibilidade	N/A
2	Argila - solo orgânico	>3,6
3	Argilas - argila a argila siltosa	2,95-3,6
4	Misturas de silte - silte argiloso/ argila siltosa	2,6-2,95
5	Misturas de areia - areia siltosa/ silte arenoso	2,05-2,6
6	Areias - areia limpa a areia siltosa	1,31-2,05
7	Areia densa/ areia grossa	<1,31
8	Areia densa a areia argilosa*	N/A
9	Material fino muito denso*	N/A

*Material cimentado e ou sobreadensado

2.4.4 Interpretação do ensaio

A análise do estado de tensões e deformações gerado pela penetração da sonda cônica é bastante complexa, o que torna necessária a adoção de hipóteses simplificadoras ou métodos semi-empíricos para interpretação. Dentro dos métodos utilizados para interpretação do ensaio estão os métodos de capacidade de carga, teoria de expansão de cavidade, o método da trajetória de deformação “*strain path method*” de Baligh (1985), modelagens em elementos finitos, e correlações empíricas.

Adicionalmente ao tipo de metodologia utilizada para interpretação, observa-se que estas são fundamentadas na hipótese de que o ensaio ocorre em condições não drenadas (comportamento de argilas), ou totalmente drenadas (comportamento de areias). Neste contexto, os parâmetros geotécnicos obtidos pelo ensaio se diferem de acordo com o material encontrado. Em argilas a interpretação do ensaio fornece uma estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada (s_u), da história de tensões (OCR), do módulo de deformabilidade (E) e dos coeficientes de adensamento (c_h e c_v). Em areias a interpretação dos resultados fornece uma estimativa dos

parâmetros de resistência (D_r - densidade relativa, e ϕ' - ângulo de atrito) e deformabilidade (E) (Schnaid, 2000).

Sequencialmente apresenta-se uma descrição da interpretação convencional para os parâmetros de resistência e propriedades de adensamento de solos argilosos e arenosos. A descrição básica apresentada visa reforçar a importância da identificação clara das condições de drenagem do ensaio.

2.4.4.1 Parâmetros de resistência

Para solos argilosos a medida da resistência à penetração do piezocone pode ser empregada em uma estimativa da resistência não drenada de acordo com:

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (2.38)$$

Onde N_{kt} é um fator de capacidade de carga, obtido pela aplicação de teorias de equilíbrio limite ou de relações com a resistência não drenada obtida por ensaios de palheta. Os valores de N_{kt} para argilas brasileiras variam de 8 a 18 (Schnaid 2000).

Os métodos teóricos para estimativa do fator de capacidade de carga são determinados utilizando formulações, na qual define-se um mecanismo de falha para cálculo da pressão de ruptura por uma relação tensão-deformação, geralmente rígida plástica (Schnaid 2009). As soluções disponíveis e mais aceitas para a estimativa de N_{kt} são baseadas em expansão de cavidade e ou caminho de tensões (*strain path method*) de Baligh (1985). Destaca-se a proposta de Teh e Houlsby (1991), a qual combina a teoria de Baligh e modelagens em elementos finitos (expansão de cavidade). Uma discussão mais completa sobre as soluções teóricas de N_{kt} pode ser encontrada em Schnaid (2009)

Para solos arenosos a medida de resistência a penetração pode ser utilizada para uma estimativa do ângulo de atrito ϕ' , ou da densidade relativa D_r . Os métodos para a estimativa destas propriedades são baseados em: abordagens teóricas, através de teorias de capacidade de carga e expansão de cavidade (e.g. VESIC, 1972; DURGUNOGLU e MITCHELL, 1975 apud SCHNAID 2009, entre outros); ou empíricas, por meio de métodos baseados em ensaios de laboratório realizados em câmaras de calibração (e.g. JAMIOLKOWSKI et al., 1985).

Como exemplo de aplicação a expressão (2.39) de Durgunoglu e Mitchell (1975) apud Schnaid (2009), foi obtida através de uma modelagem em deformações planas levada a ruptura. Um fator de forma empírico foi adotado para ajuste da geometria axial do cone.

$$N_q = \frac{q_c}{\sigma'_{vo}} = 0.194 \exp(7.63 \tan \phi') \quad (2.39)$$

Onde N_q é um fator de capacidade do cone para o solo arenoso.

Relações empíricas entre resistência a penetração do cone e ângulo de atrito levaram a equação proposta por Mayne (2006):

$$\phi' = \arctan[0.1 + 0.38 \log(q_t / \sigma'_{vo})] \quad (2.40)$$

O mesmo banco de dados utilizado por Mayne (2006) foi utilizado por Jamiolkowski et al. (1985) para uma estimativa da densidade relativa D_r a partir dos valores de q_c e σ'_{vo} , expressos em t/m², por meio da equação (2.41).

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{vo})^{0.5}} \quad (2.41)$$

Demais expressões para a caracterização dos parâmetros ϕ e D_r podem ser encontradas em literatura (e.g. ROBERTSON e CAMPANELLA 1983, JAMIOLKOUSKI et al. 2003, entre outros).

No presente trabalho o conjunto de metodologias apresentado visa salientar a importância da definição precisa da condição de drenagem durante o ensaio, a qual pode diretamente influenciar nas estimativas dos parâmetros do material, levando a além de interpretações errôneas, possíveis riscos a nível de projeto.

2.4.4.2 Parâmetros de adensamento

O ensaio de dissipação consiste na interrupção da penetração, em intervalos pré-estabelecidos, onde é feita a medição e registro da variação do excesso de poropressão. O resultado das medições é utilizado para construção da curva de dissipação ao longo do tempo. Através desta

é possível determinar o coeficiente de consolidação horizontal do depósito através da proposta de Teh e Houlsby (1991), baseada na teoria de expansão de cavidade:

$$c_h = \frac{T_{50\%} \cdot R^2 \sqrt{I_r}}{t_{50\%}} \quad (2.42)$$

onde:

- R - raio do piezocone (1,78 cm);
- $t_{50\%}$ - tempo medido no ensaio para 50% de dissipação da poropressão;
- $I_r = G/S_u$ - Índice de Rigidez de 50 a 500;
- $T_{50\%}$ - fator tempo, que é obtido em função da posição do elemento poroso no piezocone. Para dissipação de 50% da poro-pressão excedente, e posição do filtro na base do cone, temos: $T = 0,245$.

O valor de c_h obtido pela equação (2.42) corresponde à faixa de solo pré-adensada, suscetível às altas deformações ao redor do cone durante a inserção. Uma proposta para a correção deste efeito sobre c_h foi proposta por Jamiolkowski et al. (1985):

$$c_{h,NA} = \frac{RR}{CR} c_{h,piezocone} \quad (2.43)$$

onde RR/CR é a razão entre recompressão e compressão virgem. $RR/CR \approx 0,13$ e $0,15$.

A partir de $c_{h,NA}$, pode-se estimar $c_{v,NA}$ através da proposta também de Jamiolkowski et al. (1985):

$$c_{v,NA} = \frac{k_v}{k_h} c_{h,NA} \quad (2.44)$$

sendo $\frac{k_v}{k_h}$, a relação entre coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal.

Os valores de c_h de campo são utilizados na construção das curvas de drenagem dos resíduos de zinco e ouro utilizados nas tentativas de aplicação dos modelos desenvolvidos na presente pesquisa.

2.5 INTERPRETAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE DRENAGEM DURANTE A EXECUÇÃO DE ENSAIOS DE CAMPO

A definição das condições de drenagem durante a execução de ensaios de campo (e.g. palheta, piezocone, pressiométrico, dilatométrico, entre outros), é um dos aspectos fundamentais à interpretação dos ensaios, garantindo confiabilidade na obtenção dos parâmetros de projeto, conforme visto na revisão dos ensaios. Neste contexto, sequencialmente apresenta-se um breve histórico sobre os princípios utilizados para interpretação das condições de drenagem dos ensaios de palheta e piezocone, quando estes são executados em materiais de comportamento siltoso.

O ensaio de palheta (*vane test*) é amplamente utilizado para a determinação da resistência não drenada (S_u) de depósitos argilosos devido a sua simplicidade, reduzido tempo de ensaio, baixo custo de execução, acurácia de resultados e facilidade de interpretação. A qualidade do ensaio está diretamente relacionada ao tempo transcorrido entre a inserção da palheta e início do ensaio, dimensões da palheta, índice geométrico, efeitos de amolgamento, anisotropia, e principalmente a taxa de rotação das aletas. A padronização do ensaio visa eliminar as perturbações causadas por estes efeitos, mas, no entanto, sabe-se que é necessária uma reavaliação nos métodos de interpretação quando o ensaio for empregado em materiais não convencionais (e.g. BLIGHT 1968, CHANDLER 1988, ROY e LEBLANC 1988, BISCONTIN e PESTANA 1999, MORRIS e WILLIAMS 2000, BEDIN 2006, SCHNAID 2009, GAUER 2010, De JONG et al. 2012, entre outros).

Entretanto, tornou-se usual a aplicação do ensaio em materiais de permeabilidade intermediária, com comportamento siltoso, incluindo, os resíduos de mineração e outros geomateriais, onde a taxa padronizada de rotação da palheta ($6^\circ/\text{min}$) pode não garantir que o ensaio forneça valores de resistência correspondentes à condição não drenada. O próprio estudo de Blight (1968), consagrado nas discussões relacionadas à velocidade de rotação da palheta, teve como base definir uma velocidade de ensaio na qual fosse possível obter valores de resistência drenada de materiais siltosos. Nesta abordagem o autor acaba por desenvolver uma teoria aproximada que

identifica a velocidade necessária para que sejam garantidas as condições de drenagem desejadas.

Importante em discussões posteriores, as hipóteses adotadas no trabalho de Blight (1968) são apresentadas sequencialmente: (1) total dissipação das pressões geradas devido à cravação previamente à rotação da palheta; (2) distribuição uniforme das pressões geradas durante o cisalhamento na esfera de influência de raio a ; (3) relação linear de aplicação do torque com o tempo e correspondência direta entre torque e poropressões geradas; e (4) superfície de influência definida pela esfera de raio a é também considerada a superfície limite de drenagem.

A proposta de Blight é baseada em uma curva empírica (Figura 2.9), que relaciona grau de drenagem, definido em relação às razões de torque, U_{torque} (equação 2.45) por tempo normalizado de ensaio T (equação 2.46), ambas adimensionais:

$$U_{torque} = \frac{V_i - V_0}{V_1 - V_0} \quad (2.45)$$

$$T = \frac{c_h \times t}{D^2} \quad (2.46)$$

onde V_1 é o torque medido na menor velocidade de rotação do ensaio, V_0 é o torque medido no ensaio com menor tempo necessário para caracterização da ruptura (0,1 minuto Blight 1968), V_i é o torque lido em velocidade intermediária, c_h é o coeficiente de consolidação horizontal, t é o tempo e D é a distância de drenagem (que pode ser relacionada com o diâmetro da palheta). Verifica-se na Figura 2.9, que a condição drenada ocorre para valores de T superiores a 1 (em $T=1$ $U \geq 95\%$), enquanto que a condição não drenada é definida por valores de T inferiores a 0,02 (em $T=0,02$ $U \leq 5\%$). Valores de T intermediários a estes caracterizam o regime transitório, com drenagem parcial durante a rotação da palheta.

Vale observar que o termo grau de drenagem, geralmente expresso por U , (e.g. BLIGHT 1968, RANDOLPH e HOPE 2004, SCHNAID et al. 2004, SILVA et al. 2005, entre outros), representa uma relação matemática entre a variação de uma grandeza em um determinado instante ($V_i - V_0$ para o caso de U_{torque} de Blight) sobre a variação máxima desta grandeza ($V_1 - V_0$ para o caso de U_{torque} de Blight). Este artifício é adotado para tornar o comportamento

de drenagem adimensional, dentro de um espaço de 0 (variabilidade nula) a 1 (variação máxima). Esta observação é pertinente uma vez que, no transcorrer deste trabalho, apresentam-se U (grau de drenagem) obtido de maneira distinta ao observado na equação 2.45, porém dentro da mesma concepção.

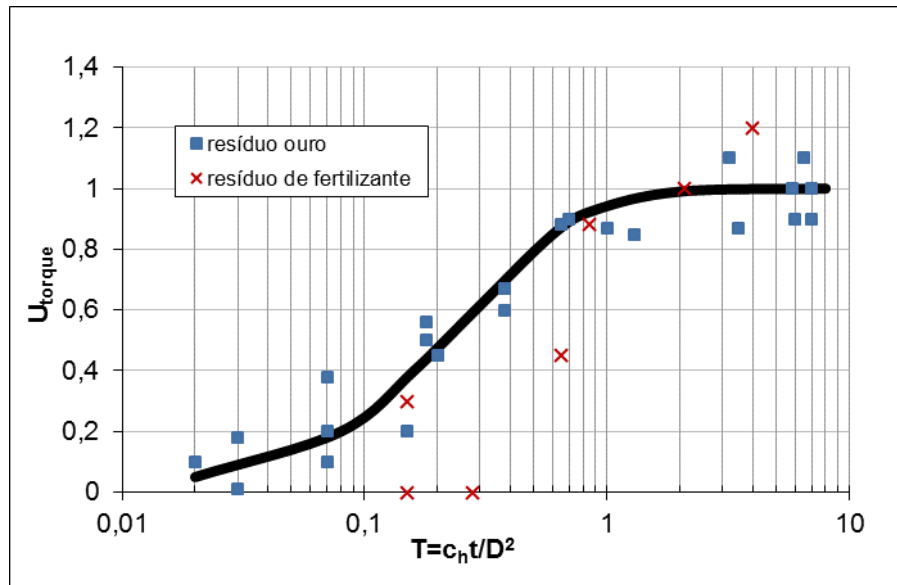


Figura 2.9: Curva empírica adaptada (Blight, 1968)

A chamada curva característica de drenagem definida por Bligh (Figura 2.9) reflete um padrão de comportamento que facilita a determinação da duração do ensaio de acordo com o grau de drenagem, definindo pontos limites que venham a garantir resistências puramente drenadas ou não drenadas. Estas velocidades limites, segundo Bligh (1968), são basicamente função das características de consolidação do material, uma vez que o parâmetro de consolidação c_h , ou c_v (coeficiente de consolidação horizontal ou vertical), fornece, para cada material, o tempo necessário para atingir um grau específico de drenagem.

Posteriormente, o modelo proposto por Bligh foi avaliado através de estudos experimentais: Matsue e Abe (1981), Chandler (1988), Biscontin e Pestana (2001) entre outros, e questionado quanto ao modelo analítico (curva de drenagem analítica) por Morrins e Willians (2000). Estes últimos sustentam que as condições de contorno iniciais do modelo analítico devem considerar que as poropressões geradas pela cravação da palheta não são completamente dissipadas no início do ensaio. Bligh, em sua modelagem, sugere que o tempo transcorrido entre cravação e ensaio (1min) é suficiente para que as poropressões geradas pela cravação sejam dissipadas (pressuposto 1). De maneira geral a revisão proposta por Morrins e Willians (2000) não altera

a filosofia do modelo proposto por Blight 1968, apenas propõe uma revisão quanto as poropressões iniciais.

Na caracterização da drenagem do ensaio de piezocone, autores como House et al. (2001), Randolph e Hope (2004), Schnaid et al. (2004), Silva (2005), Silva et al. (2005), Schneider et al. (2007), Jaeger et al. (2010) entre outros, utilizam uma velocidade normalizada (V), *versus* parâmetro de drenagem U . O valor de V é definido pela equação:

$$V = \frac{v \times d}{c_h} \quad (2.47)$$

onde v é a taxa de penetração (velocidade) e d o diâmetro do piezocone.

Já o grau de drenagem U , quando aplicado ao ensaio de piezocone, embora mantenha os mesmos princípios de U_{torque} de Blight, é definido de maneira distinta por diferentes autores:

- Randolph e Hope 2004, Silva et al. 2005, entre outros: $U = \frac{\Delta u}{\Delta u_{\max}}$, onde Δu - variação de poropressão em um determinado instante e Δu_{\max} - máxima variação de poropressão, geralmente medidas na face do equipamento;
- Schnaid et al. 2004: $U = \frac{q_t - q_{tund}}{q_{t\text{dr}} - q_{tund}}$, onde q_t - resistência real mobilizada do piezocone em um dado instante, q_{tund} - resistência real mobilizada do piezocone não drenada, e $q_{t\text{dr}}$ - resistência real mobilizada do piezocone drenada.

A relação expressa pelo grau de drenagem (U) e velocidade normalizada (V), de modo similar à relação de $T \times U$, permite caracterizar o processo de drenagem de um dado solo por uma curva característica, a qual fornece diretamente uma velocidade de ensaio para uma porcentagem de drenagem específica.

Princípios para obtenção das curvas características de drenagem são discutidos por diversos autores [HOUSE et al. 2001, SCHNAID et al. 2004, RANDOLPH e HOPE 2004, BEDIN 2006, CHUNG et al. 2006, SCHNEIDER et al. 2007, GAUER 2010, OLIVEIRA et al. 2011, DeJONG 2012, entre outros], que de modo geral buscam definir uma correlação direta entre V vs. U de acordo com parâmetros constitutivos do solo. Algumas das relações observadas são expressas

através de uma função hiperbólica do tipo apresentado pela Equação 2.58 (SCHNAID 2005), onde a , b e c seriam parâmetros relacionados às características do material, tais como OCR (*overconsolidation ratio* ou razão de pré-adensamento) e I_r (Índice de Rigidez), porém basicamente obtidos por correlações empíricas. Na Figura 2.10 são apresentadas algumas curvas características descritas por Bedin (2006). No referido gráfico também são apresentados os resultados de Blight (1968).

$$U = a + (1 - a) \frac{1}{\cosh(bV^c)} \quad (2.48)$$

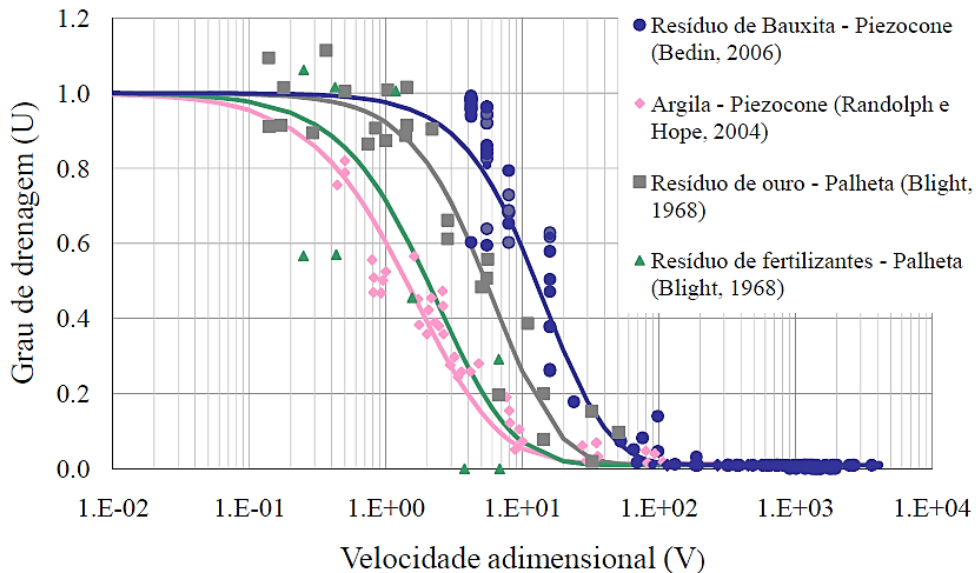


Figura 2.10: Curvas características de drenagem Bedin (2006)

Neste cenário, o presente trabalho visa avaliar parametricamente a influência dos parâmetros de compressibilidade e também resistência sobre a curva característica de geomateriais. O estudo sequencialmente apresentado é constituído de modelagens analíticas dos problemas de rotação e expansão radial de um cilindro infinito inserido no solo. Os modelos são validados através de simulações em elementos finitos. Após esta verificação é feita uma tentativa de aplicação a interpretação das condições de drenagem de ensaio de campo. Estas análises são feitas no espaço $V \times U$ com o intuito de identificar os parâmetros que controlam as velocidades de transição de comportamento drenado para parcialmente drenado e não drenado.

3 ANÁLISE DA ROTAÇÃO DE UM CILINDRO INFINITO NO SOLO

A análise da consolidação do solo que envolve um cilindro rígido infinito, submetido a um deslocamento rotacional é apresentada no presente capítulo. A solução apresentada visa compreender os mecanismos que controlam o fluxo em materiais de comportamento transitório, e desenvolver uma metodologia para identificação das condições de drenagem que ocorrem em torno de estacas ou ensaios *in situ*, submetidos a diferentes velocidades de carregamento. O modelo proposto, sua verificação e discussões acerca de sua aplicabilidade são apresentadas nos itens a seguir.

3.1 DEFINIÇÃO DO PROBLEMA E METODOLOGIA DE ANÁLISE

A presente seção tem o intuito de descrever o modelo simplificado em poroelasticidade utilizado para a análise da consolidação de um cilindro rígido, infinito, inserido em um meio poroelástico. O cilindro é submetido a um deslocamento do tipo rotação. A geometria utilizada pode ser vista como um modelo conceitual simplificado de fundações profundas, ou ensaio de palheta, sendo sua solução relevante ao estudo do processo de consolidação do solo que circunscreve o cilindro, devido a indução de tensões cisalhantes *in situ*.

A análise apresentada é baseada na hipótese de que a geometria adotada, e sua sollicitação podem ser caracterizadas por uma condição de deformações planas. Na Figura 3.1, apresenta-se a seção transversal do sistema cilindro e meio poroso que o circunscreve, restringindo a análise de deslocamento e fluxo a duas dimensões.

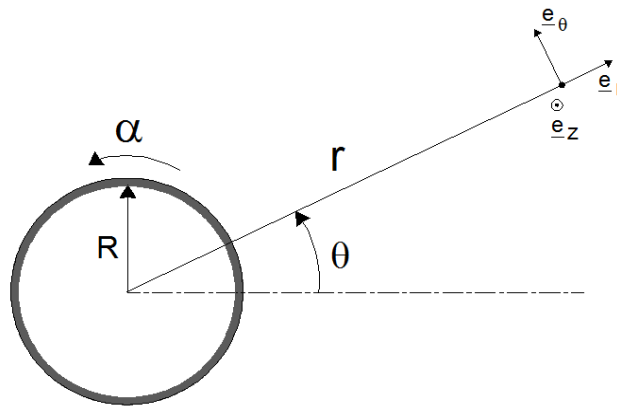


Figura 3.1: Modelo geométrico simplificado.

O solo que envolve o cilindro é modelado como um material poroso, elástico, isotrópico e saturado, no qual desenvolvem-se deformações infinitesimais. Na escala macroscópica, o volume elementar representativo é a sobreposição de duas partículas, uma partícula sólida e outra líquida, localizadas no mesmo ponto geométrico (COUSSY, 2004). O esqueleto é a percepção macroscópica da fase sólida.

3.1.1 Equações governantes para o campo de tensão e deslocamentos

Em toda a avaliação a seguir descrita a convenção de sinais adotada é a de valores positivos para tensões de tração, e valores negativos para tensões de compressão.

Considerando $\underline{\underline{\sigma}}_0$ e p_0 o campo inicial de tensões e poropressões no meio, as equações poroelásticas de estado que definem o comportamento de um material isotrópico são definidas por:

$$\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \lambda \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}} \mathbf{1} + 2G \underline{\underline{\varepsilon}} - b \Delta p \mathbf{1} \quad (3.1)$$

$$\Delta \phi = b \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}} + \frac{1}{M} \Delta p \quad (3.2)$$

onde λ e G são as constantes de Lamé, b e M são o coeficiente de Biot e Módulo de Biot, respectivamente. A primeira equação de estado (3.1) define a variação de tensões $\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\sigma}}_0$ de acordo com a variação das deformações infinitesimais $\underline{\underline{\varepsilon}}$, e poropressão $\Delta p = p - p_0$. Já a

segunda equação de estado (3.2) fornece a relação entre variação da porosidade Lagrangiana $\Delta\phi = \phi - \phi_0$, deformação volumétrica do esqueleto, e variação da poropressão.

As tensões, deformações e poropressões *in situ*, induzidas pela cravação do cilindro e sua sequencial rotação são significativamente controladas pelo comportamento não linear do material. Como metodologia aproximada para a incorporação de alguns dos efeitos da não linearidade do solo foram consideradas as seguintes hipóteses:

- As deformações volumétricas induzidas pela rotação do cilindro são significativamente menores às induzidas pelo processo de cravação do mesmo, definindo $\text{tr}\underline{\underline{\varepsilon}} \approx 0$.
- O módulo de deformação cisalhante G evolui com o nível de tensão de cisalhamento que é induzida localmente pela rotação do cilindro. Considerou-se uma lei de dependência da forma $G = G(\varepsilon_d)$, onde $\varepsilon_d = \sqrt{(\underline{\underline{\varepsilon}} - \frac{1}{3}\text{tr}\underline{\underline{\varepsilon}}) : (\underline{\underline{\varepsilon}} - \frac{1}{3}\text{tr}\underline{\underline{\varepsilon}})}$ é a deformação desviadora equivalente.

Para definição da relação de dependência $G = G(\varepsilon_d)$, considerou-se que o estado de tensões assintoticamente obedece o critério de Tresca de acordo com:

$$\lim_{\substack{\varepsilon_d \rightarrow \infty \\ \varepsilon_{ref}}} \tau = \sqrt{2}k_s \quad (3.3)$$

onde $\tau = \sqrt{(\underline{\underline{\sigma}} - \frac{1}{3}\text{tr}\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{1}}) : (\underline{\underline{\sigma}} - \frac{1}{3}\text{tr}\underline{\underline{\sigma}}\underline{\underline{1}})}$ é a tensão cisalhante equivalente, k_s é a resistência ao cisalhamento do material, e ε_{ref} é uma deformação de referência, a qual representa o valor de deformação cisalhante necessário para que a tensão cisalhante atinja assintoticamente a resistência do material.

Considerando-se uma condição de tensão isotrópica inicial (e.g. $\underline{\underline{\sigma}}_0 = \sigma_0 \underline{\underline{1}}$), uma expressão para τ é obtida através da primeira equação de estado:

$$\tau = 2G(\varepsilon_d)\varepsilon_d \quad (3.4)$$

Combinando as equações (3.3) e (3.4) verifica-se que $G(\varepsilon_d)$ comporta-se assintoticamente de acordo com $1/\varepsilon_d$:

$$G(\varepsilon_d) \approx \frac{k_s}{\sqrt{2}\varepsilon_d} \quad \text{para} \quad \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_{ref}} \approx 1 \quad (3.5)$$

Na Figura 3.2 apresenta-se a representação elástica não-linear do comportamento dado pelas equações (3.3) e (3.5). Uma forma simples para o cumprimento da condição acima consiste em adotar a seguinte lei dependência (MAGHOUS et al. 2009):

$$G(\varepsilon_d) = \frac{k_s}{\sqrt{2}} \frac{1/\varepsilon_{ref}}{1 + \varepsilon_d/\varepsilon_{ref}} \quad (3.6)$$

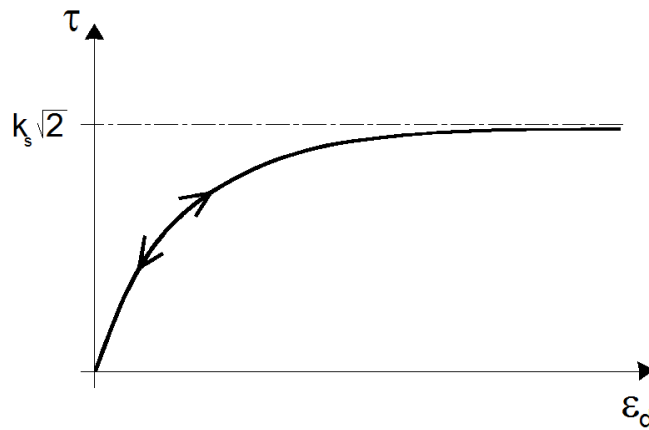


Figura 3.2: Representação esquemática do comportamento elástico não-linear relacionado com uma condição limite de Tresca.

Observa-se que se a lei constitutiva do material é elastoplástica, a ordem de grandeza da deformação de referência ε_{ref} pode ser estimada a partir da deformação elástica cisalhante máxima.

Para caracterização das tensões e poropressões mobilizadas durante a rotação do cilindro a solução deve satisfazer a condição de equilíbrio:

$$\text{div } \underline{\underline{\Delta\sigma}} = 0 \quad (3.7)$$

que deve ser complementada com as condições de contorno mecânicas relacionadas ao deslocamento:

$$\underline{\underline{\xi}} = \alpha R \underline{e}_\theta \quad \text{em } r = R \quad (3.8)$$

$$\underline{\underline{\xi}} = 0 \quad \text{para } r = a > R \quad (3.9)$$

A condição (3.8) descreve a aplicação de um ângulo de rotação α na face do cilindro, e a condição (3.9) indica que o deslocamento induzido pelo cilindro é nulo a uma distância $a > R$. O parâmetro a caracteriza a extensão da zona de influência, ou seja, distância além da qual o estado inicial do meio não é afetado pela rotação do cilindro. O conceito de raio de influência é adotado por Blight (1968) para a modelagem do processo de consolidação do ensaio de palheta, através da definição de uma região limite afetada pelas poropressões geradas durante o ensaio. Porém, autores como Gibson e Anderson (1961), Vésic (1972), Teh e Houlsby (1991), entre outros, indicam a utilização de um raio a (ou r_p), raio limite de deformações plásticas, para caracterização do processo de expansão de cavidade, sendo este também associado a distribuição de poropressões geradas durante a expansão. Estimativas baseadas em dados experimentais e ou simulações computacionais para a dimensão relativa da zona de influência a/R são descritas em literatura (e.g., by BLIGHT, 1968; VESIC, 1972; RANDOLPH e WROTH, 1979, POULOS e DAVIS, 1980, MORRIS e WILLIAMS, 2000; OSMAN e RANDOLPH, 2010; OSMAN, 2010, entre outros). A faixa de variação de a/R indicada varia de 2 a 60.

Sendo desconsideradas as deformações volumétricas, o campo de deslocamento aproximado é buscado de acordo com a seguinte equação:

$$\underline{\underline{\xi}} = f(r) \underline{e}_\theta \quad (3.10)$$

A qual define o tensor de deformações:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \varepsilon_{r\theta} (\underline{e}_r \otimes \underline{e}_\theta + \underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_r) \quad \text{com } \varepsilon_{r\theta} = \frac{1}{2} (f'(r) - f(r)/r) \quad (3.11)$$

e o incremento de tensão associado a lei poroelástica

$$\Delta \underline{\underline{\sigma}} = 2G \varepsilon_{r\theta} (\underline{e}_r \otimes \underline{e}_\theta + \underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_r) - b \Delta p \underline{1} \quad (3.12)$$

A integração da equação de equilíbrio local (3.7) escrita em projeção paralela a direção \underline{e}_θ fornece

$$\sigma_{r\theta} = A / r^2 \quad (3.13)$$

sendo A uma constante.

Argumentos físicos mostram que $\sigma_{r\theta} < 0$ e $\varepsilon_{r\theta} < 0$, implicando em

$$\varepsilon_d = -\sqrt{2} \varepsilon_{r\theta} \quad \text{e} \quad \tau = -\sigma_{r\theta} \quad (3.14)$$

Sendo conhecidos $\sigma_{r\theta} = 2G(\varepsilon_d) \varepsilon_{r\theta}$ e $G(\varepsilon_d)$ dado por (3.6), pode-se demonstrar que

$$\varepsilon_{r\theta} = -\frac{1}{\sqrt{2}} \varepsilon_d = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{A \varepsilon_{ref}}{A + k_s r^2} \quad (3.15)$$

Assim, a função $f(r)$ que define o campo de deslocamentos é derivada da integração de primeira ordem da equação (3.12)

$$f(r) = 2r \int \frac{\varepsilon_{r\theta}}{r} dr = \frac{1}{\sqrt{2}} \varepsilon_{ref} \left[\ln \frac{r^2}{A + k_s r^2} + B \right] r \quad (3.16)$$

As constantes A e B são obtidas através das condições de contorno (3.8) e (3.9)

$$A = -k_s R^2 \frac{\frac{\sqrt{2}\alpha}{e^{\varepsilon_{ref}}} - 1}{\frac{\sqrt{2}\alpha}{e^{\varepsilon_{ref}}} - \varphi} \quad ; \quad B = \frac{\sqrt{2}\alpha}{\varepsilon_{ref}} - \ln \frac{\frac{\sqrt{2}\alpha}{e^{\varepsilon_{ref}}} - \varphi}{k_s(1-\varphi)} \quad (3.17)$$

onde $\varphi = R^2 / a^2$, permitindo a determinação do campo de deslocamento.

Concebido como uma abordagem preliminar, a formulação de deslocamento aproximado desconsidera as deformações volumétricas. Desta forma os deslocamentos descritos por $\underline{\xi}$, não são a solução exata para o problema definido pelas condições de contorno (3.8 – 3.9). Observa-se que o campo de tensão associada ao deslocamento (3.10) não cumpre a condição $\text{div } \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{e}_r = 0$. No item 3.1.4 apresentam-se indicações sobre a derivação da solução exata.

3.1.2 O problema de fluxo

A distribuição do excesso de poropressão decorrente da rotação do cilindro, é obtido através da solução do problema por suas condições de contorno hidráulicas definidas no meio poroso circundante.

Desprezando as variações de densidade do fluido, o balanço de massa fluida escrito no contexto de deformações infinitesimais do esqueleto é dado por

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \text{div } \underline{q} = 0 \quad (3.18)$$

onde ρ_f é a densidade do fluido e \underline{q} é o vetor de percolação. Este último conecta-se ao excesso de poropressão u através da Lei de Darcy

$$\underline{q} = -\underline{k} \cdot \nabla u \quad (3.19)$$

onde \underline{k} é o tensor de permeabilidade.

Nas análises que seguem considerou-se que o meio poroso é definido por propriedades hidráulicas isotrópicas (e.g., $\underline{k} = k \underline{1}$). Introduzindo a segunda equação de estado (3.2) (considerada na forma de taxa de variação) e a Lei de Darcy (3.19) na equação de balanço de massa fluida (3.18) tem-se

$$b \frac{\partial \text{tr } \underline{\underline{\varepsilon}}}{\partial t} + \frac{1}{M} \frac{\partial \Delta p}{\partial t} = k \nabla^2 u \quad (3.20)$$

onde ∇^2 é o operador Laplaciano. Observando-se que adotada a hipótese simplificadora a qual desconsidera as deformações volumétricas induzidas pela rotação $\text{tr}\underline{\underline{\varepsilon}} = 0$, e verificando-se que

$\frac{\partial \Delta p}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t}$, pode-se demonstrar que a equação (3.20) pode ser reescrita como:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_f \nabla^2 u \quad \text{com } c_f = k M \quad (3.21)$$

A distribuição do excesso de poropressão (u) é a solução do problema hidráulico. Esta é definida pela equação de difusão (3.21) mais as condições de contorno e iniciais hidráulicas:

$$\frac{\partial u}{\partial r} = 0 \quad \text{em } r = R \quad \text{para todo } t \geq 0 \quad (3.22)$$

$$u = 0 \quad \text{em } r = a \quad \text{para todo } t \geq 0 \quad (3.23)$$

$$u = u_0(r) \quad \text{em } t = 0 \quad \text{para } r \in [R, a] \quad (3.24)$$

As equações (3.22) a (3.24) referem-se a condição de impermeabilidade do cilindro, a influência nula do excesso de poropressão a uma distância superior ao raio de influência a , e ao estado de poropressão inicial, respectivamente.

A solução geral de (u), equação (3.21) foi obtida através do artifício de separação das variáveis (ver equação (3.25)). Neste método a solução passa a ser descrita pelo produto de duas funções: uma que descreve a variabilidade com o tempo, $g(t)$ e outra $f(r)$, que condiciona o comportamento na direção radial.

$$u = g(t).f(r) \quad (3.25)$$

Consequentemente tem-se:

$$\frac{du}{dt} = g'(t) \cdot f(r) \quad (3.26)$$

e

$$\frac{\frac{d g(t)}{dt}}{g(t)} = c_f \frac{\frac{d f(r)}{r dr} + \frac{d^2 f(r)}{dr^2}}{f(r)} \quad (3.27)$$

Verifica-se que a equação (3.27) só será verdadeira se ambos os lados forem representados pela mesma constante. Adotou-se uma constante do tipo $-\alpha^2$. Logo a função $f(r)$ pode ser expressa segundo:

$$\frac{\frac{d f(r)}{r dr} + \frac{d^2 f(r)}{dr^2}}{f(r)} = -\alpha^2 \quad (3.28)$$

$$f(r) = C_1 \cdot J_0(\alpha r) + C_2 \cdot Y_0(\alpha r) \quad (3.29)$$

onde J_0 e Y_0 são as funções de Bessel de primeira e segunda espécie, respectivamente, e ordem zero.

Analogamente a função $g(t)$ e sua derivada $g'(t)$ são dadas por:

$$\frac{dg(t)}{dt} = -c_f \cdot \alpha^2 \cdot g(t) \quad (3.30)$$

$$g(t) = C \cdot e^{-c_f \cdot \alpha^2 \cdot t} \quad (3.31)$$

$$g'(t) = -C.c_f.\alpha^2.e^{-c_f.\alpha^2.t} \quad (3.32)$$

fornecendo uma solução do tipo:

$$u = -[C_1.J_0(\alpha r) + C_2.Y_0(\alpha r)].C.c_f.\alpha^2.e^{-c_f.\alpha^2.t} \quad (3.33)$$

onde u , descreve a variação da poropressão em r para um dado tempo t .

Aplicando-se a primeira condição de contorno, equação (3.22), temos:

$$C_2 = -C_1 \frac{J_1(\alpha R)}{Y_1(\alpha R)} = -C_1 \omega \quad (3.34)$$

Com a aplicação da segunda condição de contorno, equação (3.23), chega-se a equação (3.35), a qual admite inúmeras soluções.

$$Y_1(\alpha R)J_0(\alpha a) - J_1(\alpha R)Y_0(\alpha a) = 0 \quad (3.35)$$

onde J_1 e Y_1 , são as funções de Bessel de primeira e segunda espécie e ordem 1

Parte-se então para o uso da condição inicial 1 [equação (3.24)], a qual determina a seguinte relação:

$$u_0(r) = -C.C_1.[J_0(\alpha r) - \omega.Y_0(\alpha r)].c_f.\alpha^2 \quad (3.36)$$

Chamando a multiplicação de C_1 e C de uma nova constante C_n^* , para a obtenção desta última aplica-se o princípio de Sturm-Luoville o qual busca um autovalor dentro do intervalo observado ($R < r < a$):

$$C_n^* = \frac{\int_R^a u_0(r) \cdot [\omega_n Y_0(\alpha r) - J_0(\alpha r)] r dr}{\int_R^a [\omega_n Y_0(\alpha r) - J_0(\alpha r)]^2 r dr} \quad (3.37)$$

Vale observar que a solução generalizada deve abranger o caráter de múltiplas soluções dado pelas condições de contorno [Condição de contorno 2, equação (3.35)].

A Equação (3.38) caracteriza a solução final do problema.

$$u(r, t) = \sum_{n=1}^{\infty} C_n^* [\omega_n Y_0(\alpha_n r) - J_0(\alpha_n r)] e^{-c_f \cdot \alpha_n^2 t} \quad (3.38)$$

Onde o escalar α_n é dado pela n -th raiz em relação a x da equação (3.39)

$$Y_1(x R) J_0(x a) - J_1(x R) Y_0(x a) = 0 \quad (3.39)$$

E o escalar ω_n é obtido de α_n de acordo com

$$\omega_n = -Y_1(\alpha_n R) / J_1(\alpha_n R) \quad (3.40)$$

A constante C_n^* para a condição generalizada é obtida por $\alpha = \alpha_n$ em (3.37).

As 100 primeiras raízes da equação (3.39) foram consideradas suficientes para a precisão do problema (caracterização de um erro menor que 1%).

Uma vez determinado o excesso de poropressão u através das equações (3.37) a (3.40), o incremento de pressão é então definido de acordo com $\Delta p = u - u_0$.

3.1.3 Distribuição inicial de excesso de poropressão

A distribuição de um excesso poropressão u , gerado pela inserção do cilindro rígido no solo e sua subsequente rotação foi definido de maneira simplificada. As expressões dadas pelas equações (3.37-3.40) requerem que se estabeleça uma distribuição inicial. Medidas experimentais de u_0 (excesso de poropressão inicial) na vizinhança de inclusões cilíndricas

rígidas, tais como as geradas pela cravação de fundações profundas ou ensaio de palheta são raramente reportadas, mas são úteis a definição e compressão do problema. Neste contexto, no trabalho de Morris e Willians (2000) encontra-se uma revisão de resultados numéricos e investigações de laboratório e *in situ* do ensaio de palheta, e em Randolph e Wroth (1979) são descritos dados de u_0 medidos na vizinhança de fundações profundas logo após sua instalação.

A maioria dos dados reportados indica que o gradiente de variação de poropressão é essencialmente radial, e que o valor máximo do excesso de poropressão $u_{0,\max}$, gerado pelo processo de cravação, encontra-se próximo a face do cilindro ($r = R$). Os valores de u decrescem de acordo com o aumento da distância radial em relação ao eixo do cilindro, tornando-se insignificamente pequena a uma certa distância $r = a$ definida como raio de influência.

Algumas expressões matemáticas visando ajustar dados de laboratório ou campo de u_0 são propostas na literatura:

- Distribuição linear (MORRIS e WILLIAMS, 2000):

$$u_0(r) = u_{0,\max} \frac{1-r/a}{1-R/a} \quad \text{para } R \leq r \leq a \quad (3.41)$$

- Distribuição parabólica (MORRIS e WILLIAMS, 2000):

$$u_0(r) = u_{0,\max} \left(1 - \frac{r^2}{a^2} \right) \quad \text{para } R \leq r \leq a \quad (3.42)$$

- Distribuição logarítmica (RANDOLPH e WROTH, 1979)

$$u_0(r) = u_{0,\max} \frac{\ln a/r}{\ln a/R} \quad \text{para } R \leq r \leq a \quad (3.43)$$

As distribuições acima são extendidas por continuidade a todo o meio poroso através da imposição de $u_0 = 0$ para $r \geq a$. Adicionalmente a proposta de Poulos e Davis (1980), equação (3.32), diferentemente das anteriores, não exige o pré-estabelecimento de uma zona de

influência. Na Figura 3.3 apresentam-se os dados compilados por Poulos e Davis (1980) para a caracterização da equação (3.44).

$$u_0(r) = u_{0,\max} \frac{1}{r^2/R^2} \quad \text{for } R \leq r \quad (3.44)$$

Sequencialmente na Figura 3.4, apresentam-se os dados de distribuição utilizados por Randolph e Wroth (1979) para estruturação da proposta de distribuição de poropressão inicial, equação (3.43), uma das mais utilizadas em modelagens de dissipação em problemas geotécnicos.

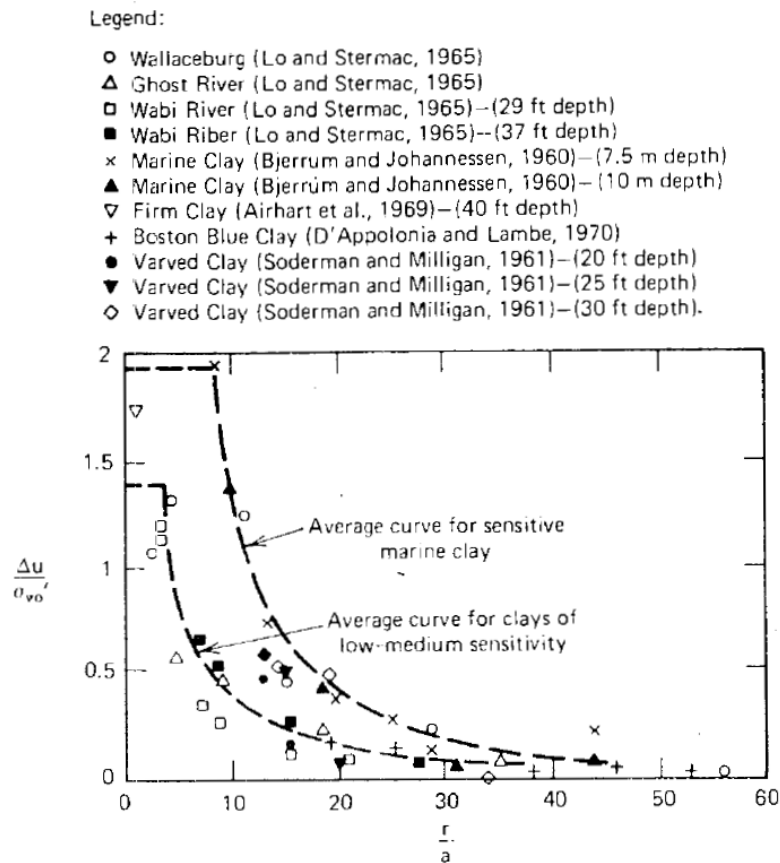


Figura 3.3: Distribuição de poropressão ao longo da área de influência durante a cravação de estacas (Poulos e Davis 1980)

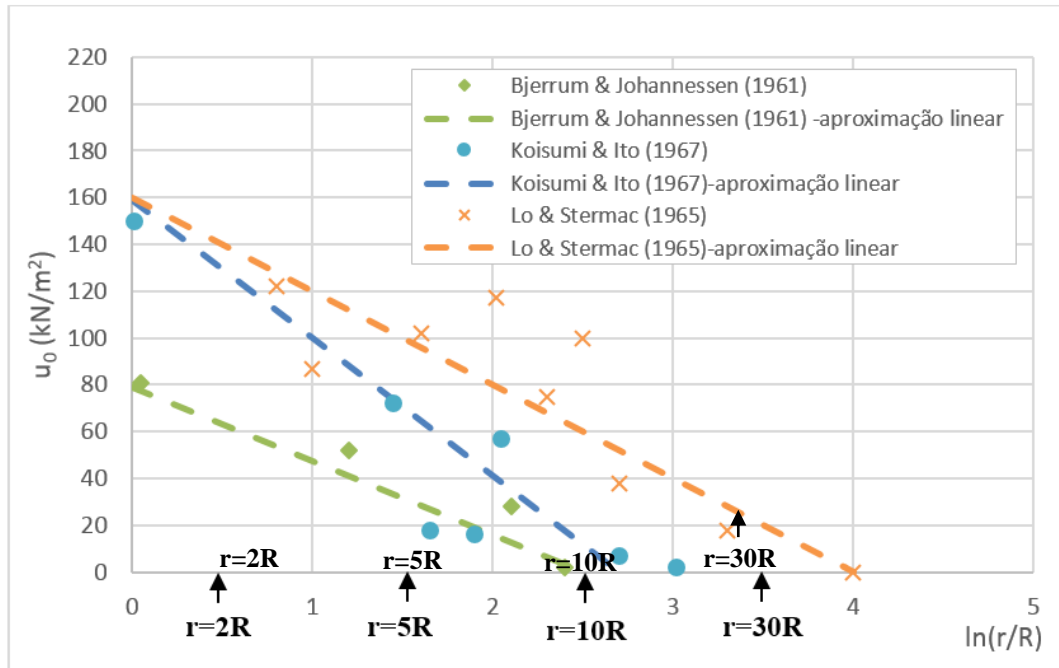


Figura 3.4: Distribuição de poropressão adaptada de Randolph e Wroth (1979)

No entanto, observa-se que nenhuma das expressões propostas verifica a condição

$$\frac{\partial u_0}{\partial r} = 0 \quad \text{at } r = R \quad (3.45)$$

a qual determina a condição física de impermeabilidade do cilindro.

Observando a necessidade de cumprimento da condição de impermeabilidade [equação (3.45)], propõe-se a adoção da seguinte distribuição

$$u_0(r) = u_{0,\max} \frac{\mathcal{F}(r)}{\mathcal{F}(R)} \quad \text{com} \quad \mathcal{F}(r) = 1 - \frac{a}{r} + \frac{a}{R} \ln \frac{a}{r} \quad \text{for } R \leq r \leq a \quad (3.46)$$

A equação proposta (3.46) foi obtida através da combinação de distribuições hiperbólicas e logarítmicas visando o cumprimento da condição de impermeabilidade (3.45).

Um comparativo entre previsões obtidas pelo modelo e solução por elementos finitos e dados de campo é apresentada no item 3.3. A distribuição de excesso de poropressão inicial $u_0(r)$ dada pela equação (3.46) será utilizada como referência nas análises.

Para a caracterização do valor máximo de u_0 ($u_{0,\max}$), correlacionou-se o processo de cravação do cilindro com o de uma expansão de cavidade inicial no solo. Soluções para o problema de expansão de cavidade (e.g. VÉSIC 1972, RANDOPLH e WROTH 1979) indicam que uma estimativa para o valor máximo de $u_{0,\max}$, excesso de poropressão inicial máximo, pode ser obtida através dos valores caracterizados pelas trajetórias de tensão desenvolvidas em ensaios triaxiais não drenados levados a pressão última (resistência não drenada). O excesso de poropressão neste caso pode ser determinado através das variações de tensões médias e cisalhantes, podendo ser escrito para um material normalmente adensado como:

$$u_{0,\max} = \frac{p_{c0}}{2} (1 + M_{cs}) \quad (3.47)$$

onde p_{c0} é uma pressão de consolidação inicial de referência, e M_{cs} é a inclinação da linha do estado crítico no espaço de tensões de Cambridge $p'q$. Salienta-se que a expressão definida por (3.46) implica na adoção da hipótese de que o tempo entre a cravação e o início do ensaio é relativamente pequeno, não havendo dissipações de poropressões, e conseqüentemente definindo-se que o comportamento hidromecânico do solo é não drenado.

Quanto a extensão da zona de influência, valores de a/R da ordem de 100 foram adotados nas análises.

De maneira similar a distribuição de um excesso de poropressão inicial, o processo de inserção do cilindro no solo modifica também as distribuições de tensões geostáticas no meio poroso. Um estado de tensão inicial heterogêneo e anisotrópico σ_0 dependente das coordenadas locais (r, θ, z) , deve assim ser considerado na região que circunscribe o cilindro rígido. Porém diferentemente das indicações de poropressões iniciais p_0 , não há medições ou distribuições indicadas na literatura para σ_0 imediatamente após a instalação. Não havendo dados experimentais ou numéricos suficientes para a compreensão da distribuição de tensões iniciais. Na ausência de dados específicos referentes à inserção de fundações profundas, campos simplificados de tensões iniciais são geralmente adotados nas análises numéricas.

A avaliação da heterogeneidade e anisotropia das tensões induzidas pela inserção de geometrias rígidas no solo ainda é um problema aberto que merece investigação, uma vez que estes efeitos podem afetar significativamente a resposta poromecânica do solo para as solicitações subsequentes.

3.1.4 Comentários gerais do modelo

O modelo simplificado desenvolvido para a consolidação do solo em torno de um cilindro rígido submetido a um deslocamento rotacional foi formulado em poroelasticidade não-linear, assumindo-se que as deformações volumétricas do esqueleto induzidas pela rotação do cilindro, podem ser negligenciáveis. Esta simplificação permite a não consideração do termo $\text{tr} \underline{\underline{\epsilon}}$, o qual representa o acoplamento hidromecânico na equação de difusão (3.21). Esta é claramente uma limitação do modelo, cujas implicações ao nível do meio poroso, deve ser avaliada de acordo com a comparação entre as previsões do modelo e soluções de elementos finitos (comparação feita no item 3.3).

Neste contexto, o modelo simplificado apresentado é considerado uma aproximação inicial desenvolvida com o intuito de capturar as principais características da deformação do meio poroso durante a rotação do cilindro, preservando ao mesmo tempo um caráter analítico.

Uma forma heurística para introduzir o acoplamento hidromecânico entre o excesso de poropressão e as deformações do esqueleto consiste em considerar que, em um material de comportamento guiado por Cam-clay, a resistência ao cisalhamento k_s é afetada pelo valor do excesso de poropressão de acordo com:

$$k_s = k_{s,0} + \frac{M_{cs}}{2} \Delta u \quad (3.48)$$

onde $k_{s,0}$ representa o valor inicial da resistência ao cisalhamento e M_{cs} é a inclinação da linha do estado crítico. A equação (3.48) empiricamente introduz, de acordo com (3.15), um acoplamento entre deformações cisalhantes e excesso de poropressão.

Uma abordagem mais abrangente do problema deve considerar as deformações volumétricas do esqueleto através da consideração de um componente radial para o campo de deslocamento

$$\underline{\underline{\xi}} = u(r) \underline{e}_r + f(r) \underline{e}_\theta \quad (3.49)$$

Definindo o tensor de deformações

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \varepsilon_{rr} \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r + \varepsilon_{\theta\theta} \underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta + \varepsilon_{r\theta} (\underline{e}_r \otimes \underline{e}_\theta + \underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_r) \quad (3.50)$$

com

$$\varepsilon_{rr} = u'(r) \quad , \quad \varepsilon_{\theta\theta} = u(r)/r \quad , \quad \varepsilon_{r\theta} = \frac{1}{2}(f'(r) - f(r)/r) \quad (3.51)$$

A derivação da equação de difusão do excesso de poropressão enfatiza que a evolução do excesso de poropressão é acoplado com ambos 1) as deformações volumétricas do esqueleto através do termo $\text{tr}\underline{\underline{\varepsilon}}$ e 2) as deformações cisalhantes do esqueleto através do termo $G(\varepsilon_d)$.

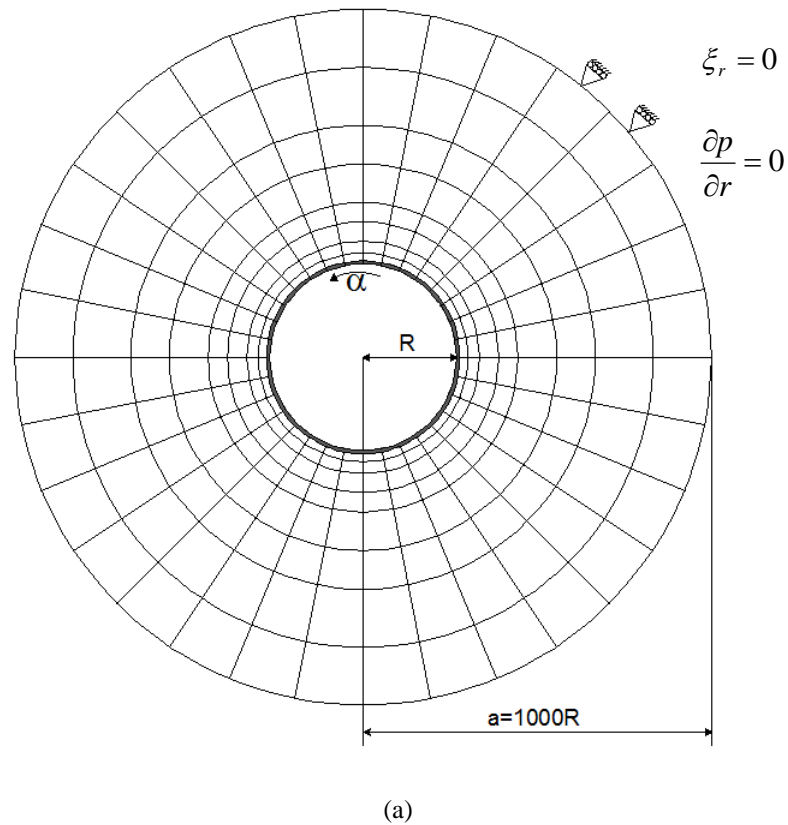
Em resumo, a abordagem baseada nos deslocamento dados por (3.49) leva a equações governantes mais complexas do que as caracterizadas pelo modelo simplificado. Neste caso, torna-se necessário o uso de um procedimento numérico para resolução das equações que governam o problema.

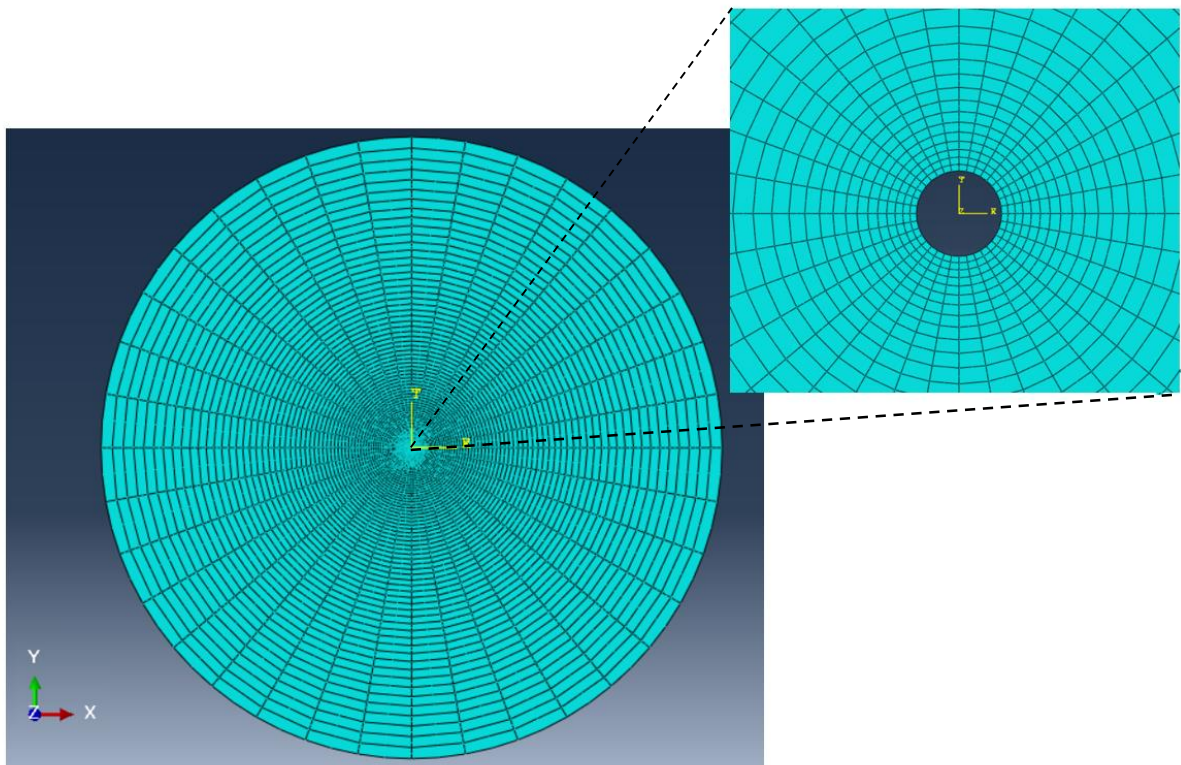
3.2 ANÁLISE NUMÉRICA

Técnicas computacionais utilizando elementos finitos são reconhecidas como um meio preciso para obtenção de soluções aproximadas de problemas de valor de contorno da engenharia geotécnica e, por esta razão, foram utilizados para a avaliação das expressões analíticas propostas. O problema em questão é o de um cilindro infinito (ou estaca), onde os campos de deslocamentos e de tensões foram modelados em condição de deformação plana utilizando o software de elementos finitos ABAQUS @. Foram adotados elementos finitos do tipo CPE8RP, elemento de 8 nós, deformação plana quadrilateral, deslocamento biquadrático, poropressão bilinear, e integração reduzida. A discretização geral da geometria utilizada nas análises é apresentada na Figura 3.5a onde a solicitação é aplicada em incrementos de deslocamentos tangenciais uniformes na face do cilindro. O diâmetro radial exterior assumido foi de 1000 vezes o raio do cilindro inicial para garantir que não haja influência da fronteira. Um detalhe da malha utilizada para a região próxima a face do cilindro é representado na Figura 3.5b, resultados típicos podem ser observados no Apêndice A. Observa-se que os elementos foram

dispostos de maneira mais concentrada na face do cilindro. Um total de 3600 elementos foi utilizado nas análises.

Adotou-se uma distribuição inicial de poropressão u_0 de acordo com a equação (3.46). Quanto a distribuição de tensão inicial, um campo de tensões (no plano de análise) com distribuição isotrópica e uniforme $\sigma_0 = \sigma_0 1$ foi considerado nas simulações.





(b)

Figura 3.5: Detalhe da malha de elementos finitos utilizada a) fora de escala e b) malha utilizada com detalhe da concentração de elementos próximo a face do cilindro

Para a caracterização do material adotou-se o modelo constitutivo Cam-Clay Modificado (Roscoe e Burland, 1968), o qual é tipicamente descrito por cinco parâmetros: Índice de compressibilidade (λ), Índice de re-compressão (κ), Índice de vazios inicial (e_0), inclinação da linha do estado crítico M_{cs} , e módulo de cisalhamento elástico (G). Como demais parâmetros da modelagem tem-se: o módulo de deformação volumétrica do fluido (K_w), e do grão constituinte (K_s), o peso específico do fluido (γ_w), e a permeabilidade do meio (k).

A definição do modelo Cam-Clay Modificado tem por base a teoria do estado crítico, estado no qual as deformações plásticas acontecem em um índice de vazios constante denominado índice de vazios crítico. No estado crítico a condição de perfeita plasticidade é estabelecida, onde o cisalhamento plástico continua indefinidamente sem variação de volume e tensão efetiva. O modelo Cam-Clay modificado é representado pela tensão média efetiva p' e tensão desviadora q , as quais são expressas pelas equações (3.52) e (3.53).

$$p' = \frac{1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}') \quad (3.52)$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta})^2 + (\sigma_{rr} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{\theta\theta})^2}{2} + 3(\sigma_{r\theta}^2 + \sigma_{rz}^2 + \sigma_{\theta z}^2)} \quad (3.53)$$

A formulação constitutiva do modelo elastoplástico Cam-Clay Modificado é estabelecida através: da caracterização dos efeitos do fluido no solo, da definição do critério de deformação elástica, da definição da função de plastificação, lei de fluxo (função potencial plástico), lei de endurecimento, condição de consistência (equilíbrio) e relações tensão deformação em plasticidade perfeita. A seguir apresenta-se uma breve descrição dos princípios básicos do modelo elastoplástico Cam-Clay Modificado. Observa-se que a caracterização apresentada tem o intuito de auxiliar na interpretação da análise paramétrica apresentada no item 3.3. Destaca-se ainda que o modelo Cam-Clay modificado foi utilizado devido a extensa campanha de ensaios desenvolvida na Universidade Federal do Rio grande do Sul (e.g. Bedin 2010), a qual caracteriza que os resíduos de mineração, materiais utilizados nas aplicações da presente pesquisa, podem ser estudados de acordo com os princípios do estado crítico.

Caracterização dos efeitos do fluido no solo

O programa ABAQUS® utilizado nas análises considera que o meio poroso é definido como um meio multi-fásico constituído por matéria sólida e vazios, preenchidos por uma fase líquida e ou gasosa. O princípio de tensão efetiva é adotado para a para descrição do comportamento do meio poroso. A equação (3.54), descreve o princípio de tensões adotado pelo programa, onde χ parâmetro que define o grau de saturação, e u_w , poropressão na parte líquida do meio poroso.

$$\underline{\underline{\sigma}}' = \underline{\underline{\sigma}} + \chi u_w \underline{\underline{1}} \quad (3.54)$$

O acoplamento hidro-mecânico do programa é feito através das equações de equilíbrio e continuidade. A condição de equilíbrio adotada é expressa pelo princípio do trabalho virtual sobre um determinado volume em um tempo t :

$$\int_v \sigma : \delta_\varepsilon dV = \int_S T_S : \delta_v dS + \int_V f : \delta_v dV + \int_V (\chi n' + n_t) \rho_w \cdot g \cdot \delta_v dV \quad (3.55)$$

onde

δ_v : campo de velocidade virtual

δ_ε : taxa de deformação virtual

T_S : força de superfície

f : força de massa

ρ_w : massa específica do fluido

g : aceleração da gravidade

n_t : volume de fluido absorvido pelo meio poroso (não será utilizada no presente trabalho)

n' : porosidade do meio

χ : saturação

O balanço de massa é feito de maneira idêntica a descrita para o modelo analítico, ou seja combinação das equação de estado 1 [equação (3.1)] - reescrita para a lei elastoplástica), equação de estado 2 [equação (3.2)] e Lei de fluxo. A lei de fluxo geral do programa é dada pela lei de Forchheimer:

$$\chi n' v_w (1 + \beta \sqrt{v_w v_w}) = -k \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (3.56)$$

onde

v_w : velocidade média do fluido em relação a parte sólida (velocidade de percolação).

β : coeficiente de velocidade

k : permeabilidade do meio poroso

u : excesso de poropressão

A Lei de Forcheimer se reduz a Lei de Darcy quando a velocidade do fluido for muito baixa ou quando o coeficiente de velocidade for nulo. No presente trabalho o valor de β foi negligenciado.

Relações tensões deformações elásticas

A caracterização das deformações reversíveis é feita pela observação da trajetória do material sofrendo descarregamento/rearregamento. O parâmetro κ de expansão no descarregamento, ou compressão no rearregamento determina a compressibilidade neste estágio de deformações elásticas onde é válida a lei de Hooke. A relação tensão deformação no descarregamento-rearregamento é expressa por:

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v^e \\ \delta \varepsilon_d^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/K & 0 \\ 0 & 1/3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (3.57)$$

onde

$$K = \frac{(1+e_0)p'}{\kappa} \quad (3.58)$$

e G módulo de cisalhamento elástico, que pode ser considerado constante ou variável de acordo com sua correlação com κ , parâmetro de compressibilidade elástica e nível de tensão p' . No caso de módulo variável o programa adota uma relação do tipo:

$$G = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)}{2\kappa(1+\nu)} p', \quad (3.59)$$

Função de plastificação

A função de plastificação e potencial plástico do modelo Cam-Clay Modificado é definida pela teoria do estado crítico segundo:

$$g(\underline{\underline{\sigma}}') = q^2 - M_{cs}^2 p'(p'_0 - p') \quad (3.60)$$

onde p'_0 tensão média inicial e M_{cs} inclinação da linha de estado crítico, que pode ser relacionada com o ângulo de atrito segundo equação (3.61).

$$M_{cs} = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (3.61)$$

Observa-se que no software ABAQUS@ alguns parâmetros adicionais podem ser incorporados a função de plastificação, os quais tornam possíveis ajustes sobre a superfície de plastificação (correções da elipse). No presente trabalho adotou-se a solução convencional, ou seja sem ajustes sobre a superfície elíptica definida por (3.61). Maiores detalhes do modelo *Critical State* (*clay plasticity*) do software ABAQUS@ podem ser encontrados no manual do programa.

Lei de fluxo

A lei de fluxo específica à relação entre taxa de deformação plástica e estado de tensões na plastificação. Pela lei de normalidade, que define que as deformações são perpendiculares a superfície de plastificação e seguem a mesma direção do incremento de tensões, quando o fluxo é associado (e.g. Cam Clay), tem-se que o incremento das deformações plásticas é dado por:

$$\underline{\underline{\varepsilon}}^p = \Lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}'} \quad (3.62)$$

onde:

Λ - constante de proporcionalidade.

$\frac{\partial g}{\partial \underline{\underline{\sigma}}'}$ - variação da função de plastificação de acordo com a variação das tensões.

Lei de endurecimento

A lei de endurecimento traduz os efeitos de uma expansão, contração ou ainda de uma rotação da superfície de plastificação de acordo com a modificação do estado de tensões. A lei de endurecimento pode ser integrada à função de plastificação de acordo com:

$$g(\sigma_i, h_j) = 0 \quad (3.63)$$

onde h_j é o parâmetro de enrijecimento.

De modo geral o parâmetro de enrijecimento pode ser especificado de acordo com uma relação entre a variação plástica do índice de vazios de acordo com:

$$h_j = e_1 - e_j^p \quad (3.64)$$

onde e_1 é o valor do índice de vazios correspondente a linha de consolidação isotrópica em uma pressão p_1 arbitrada (geralmente $p_1=1$) e e^p corresponde a variação plástica do índice de vazios ($e^p=e-e^e$) em um determinado nível de deformações.

Condição de consistência

A condição de consistência ou equilíbrio ($\text{div}\underline{\underline{\sigma}} + \rho g = 0$) é aplicada para que o campo das tensões dadas por $g(\sigma_i, h_j) = 0$ seja possível. Desta condição temos:

$$g^* = \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \sigma_i + \frac{\partial g}{\partial h_j} h_j = 0 \quad (3.65)$$

que pode ser reescrita como:

$$g^* = \frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \sigma_i + H \Lambda \quad (3.66)$$

onde H módulo de enrijecimento, que em plasticidade perfeita assume o valor de zero.

$$H = \frac{\partial g}{\partial h_j} h_j \frac{1}{\Lambda} \quad (3.67)$$

Relação tensão deformação em plasticidade perfeita

A equação (3.68) apresenta as relações tensão deformação em condição de plasticidade perfeita (WOOD 2000):

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_v^p \\ \delta \varepsilon_d^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{(1 + e_0)p'} \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) & 2\eta \\ 2\eta & 4\eta^2 / (M^2 + \eta^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (3.68)$$

onde $\eta = q/p$

Adicionalmente observa-se que, os valores de c_h coeficiente de consolidação, para o modelo numérico podem ser determinados de acordo com a equação (3.69). Um coeficiente constante, calculado para o nível de tensão efetiva inicial ($\sigma'_{rr} = \sigma'_{rr0}$ na equação 3.69) foi utilizado na normalização dos resultados.

$$c_h = \frac{k(1 + e_0)\sigma'_{rr}}{\lambda\gamma_w} \quad (3.69)$$

Utilizou-se um módulo de cisalhamento G constante nas análises. Este foi calculado através da equação (3.59) para o estado de tensão inicial de acordo com:

$$\frac{G}{p'_0} = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0)}{2\kappa(1 + \nu)} \quad (3.70)$$

Por fim observa-se que a análise numérica permite a caracterização das curvas rotação *versus* tensão de cisalhamento para diferentes condições de drenagem, a partir desta, um valor de referência para a tensão máxima de cisalhamento pode ser determinado q_u . Para evitar ambiguidades, o valor de q_u foi determinado no espaço p - q como sendo o primeiro ponto de inflexão sobre a envoltória de ruptura.

3.3 AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA

A avaliação paramétrica visa identificar a influência da compressibilidade e resistência sobre o comportamento de fluxo transiente de geomateriais. As previsões das equações analíticas propostas foram comparadas com resultados das simulações por elementos finitos com o intuito de verificar se as estimativas obtidas fornecem uma precisão aceitável.

A influência de compressibilidade foi considerada através da variação da inclinação da linha de compressão normal isotrópica λ , calculada a partir de valores típicos da razão de compressão $c_c/(1+e_0)$ de 0,10 a 0,50 (e.g. SCHNAID, 2009). O índice de recompressão (κ) foi definido como sendo 0.2λ . Para verificação da influência da resistência do material, foram definidos valores de 0,8, 1,0 e 1,2 para a inclinação da linha do estado crítico M_{cs} , os quais correspondem a valores de ângulo de atrito de 20, 25 e 30°, respectivamente.

No modelo analítico, a relação tensão-deformação do solo é significativamente sensível à deformação referência (ε_{ref}) adotada nos cálculos (ver equação 3.6). Um procedimento simples de calibração para ε_{ref} foi desenvolvido através da adoção do modelo de carregamento descrito na Figura 3.6, o qual caracteriza uma condição de cisalhamento simples. A condição de cisalhamento é modelada através da aplicação de uma deformação cisalhante ao longo da superfície superior do elemento Ω , conforme ilustrado na Figura 3.6. O elemento Ω é inicialmente caracterizado por um estado de tensões inicial $\underline{\underline{\sigma}}_0$ e poropressão inicial p_0 .

Ambas as condições não drenada ($\frac{\partial p}{\partial n} = 0$ em $\partial\Omega$) e drenada ($p = p_0$ em $\partial\Omega$) foram modeladas.

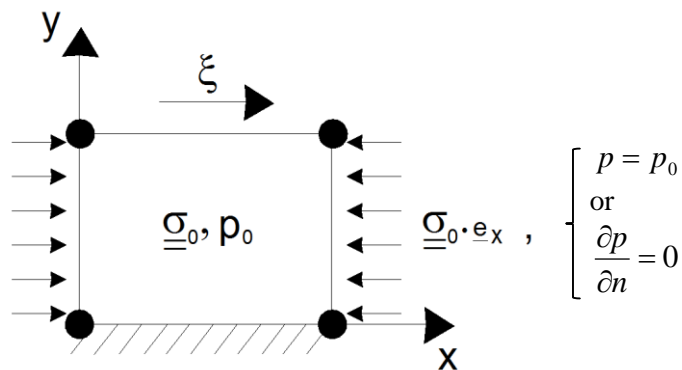
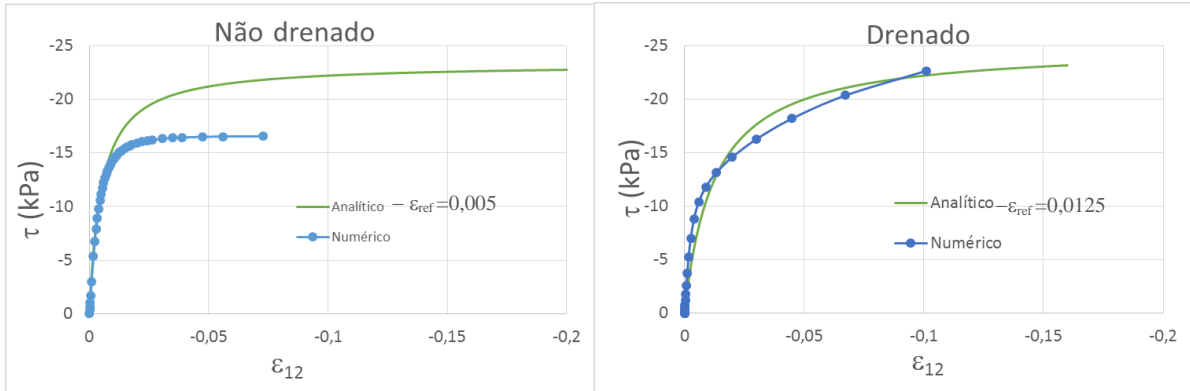


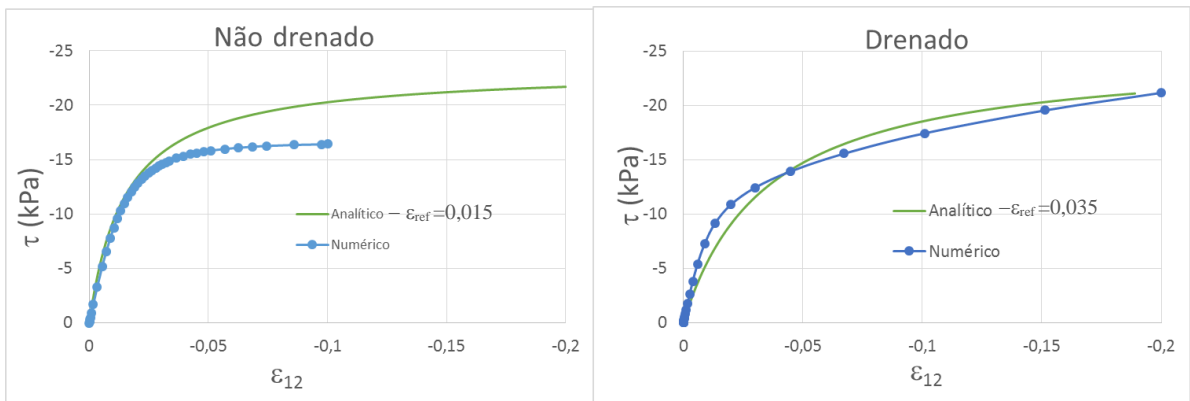
Figura 3.6: Idealização da condição de cisalhamento simples

Resultados da calibração de ε_{ref} são apresentados nas Figuras 3.7 a 3.9, para as diferentes compressibilidades avaliadas, e sumariados na Tabela 3.1. Do conjunto de dados apresentados, observa-se que o ajuste de curvas é aceitável em condições drenadas. No comportamento não drenado a resposta analítica é ligeiramente mais rígida.



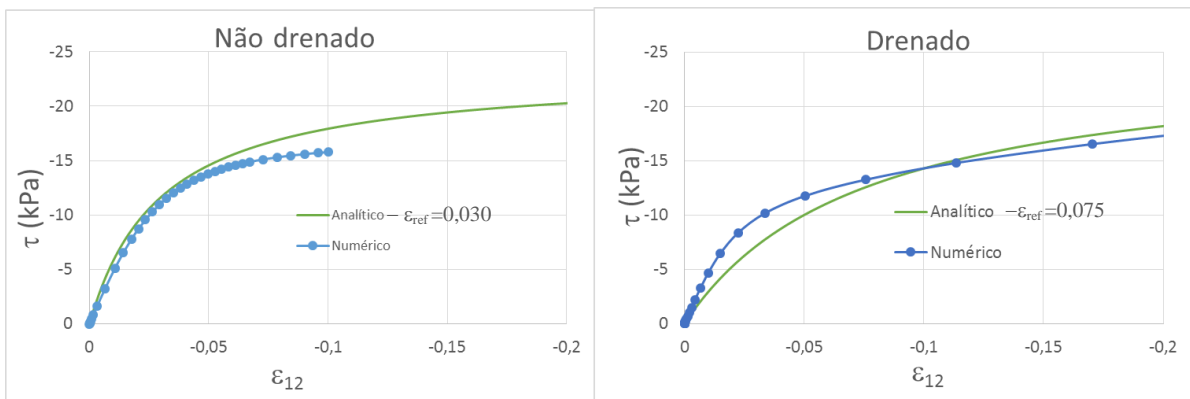
(a)

(b)

Figure 3.7: Calibração de ε_{ref} para $C_c/(1+e_0)=0,10$ e $\phi=25^\circ$ (a) Não drenada, (b) drenada

(a)

(b)

Figure 3.8: Calibração de ε_{ref} para $C_c/(1+e_0)=0,25$ e $\phi=25^\circ$ (a) Não drenada, (b) drenada

(a)

(b)

Figure 3.9: Calibração de ε_{ref} para $C_c/(1+e_0)=0,50$ e $\phi=25^\circ$ (a) Não drenada, (b) drenada

Tabela 3.1: Deformações de referência obtidas da calibração

Cc/(1+e ₀)	ε_{ref}	
	Não drenado	Drenado
0,10	0,005	0,013
0,25	0,015	0,035
0,50	0,030	0,075

Visando a determinação de uma expressão que relacione ε_{ref} e condição de drenagem, propõe-se a expressão (3.71) a qual é função da velocidade normalizada.

$$\frac{\varepsilon_{ref}}{\varepsilon_{ref,ND}} = 1 + A \cdot \left(\frac{\ln\left(\frac{V}{V_{ND}}\right)}{\ln\left(\frac{V_{DR}}{V_{ND}}\right)} \right)^B \quad (3.71)$$

onde $\varepsilon_{ref,ND}$ é o valor de ε_{ref} não drenado obtido através do ajuste de curva, V_{ND} é a velocidade normalizada não drenada (para $U=0$), e V_{DR} é a velocidade normalizada drenada (para $U=1$). Os parâmetros de ajuste A e B são obtidos por simulação numérica. Para o conjunto de dados avaliado $A=1.4$ e $B=4$.

As propriedades utilizadas no estudo paramétrico são resumidas na Tabela 3.2. Nas seções seguintes, os resultados estão apresentados em termos de diferentes compressibilidades, resistências e condições de drenagem. Para cada variação de compressibilidade ou resistência, a distribuição de tensões de cisalhamento é mobilizada sob a aplicação de deslocamentos máximos, os quais representam níveis de tensão perto da ruptura (onde o caminho de tensões atinge a envoltória de ruptura).

Tabela 3.2: Parâmetros constitutivos adotados

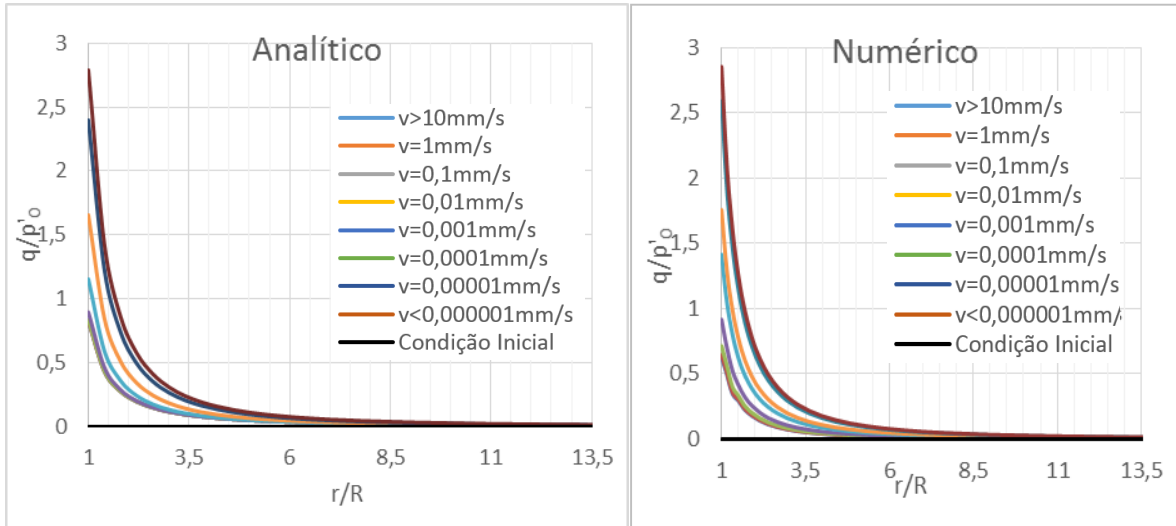
Parâmetros constitutivos	
p_{c0} (kPa)	100
p_0' (kPa)	50
u_{max}	$p_{c0}(1+M_{cs})/2$
p_0 (kPa)	$p_0' + u_{max}$
γ_w (kPa)	10
k (m/s)	1.00E-08
λ	0,5; 0,25; 0,1
κ	0,10; 0,05; 0,02
e_0	1,2
K_s (GPa)	0,1
K_w (GPa)	2,2
M_{cs}	0,8; 1; 1,2
ν	0,30
R (cm)	2,5
a (cm)	100.R

3.3.1 Distribuição de tensões

Na Figura 3.10 apresenta-se a variação de tensões cisalhantes e poropressões (para $c_c/(1+e_0)=0,10$ e $M_{cs}=1,0$), as quais são normalizadas por p_0' e plotadas em função da distância radial normalizada. Visando uma comparação geral, resultados analíticos e numéricos são apresentados lado a lado, comparando-se valores de simulações a diferentes velocidades de rotação. No conjunto de resultados apresentados c_f varia de $2.24e^{-6}$ a $3.18e^{-6}$ m²/s e c_h de $2.2e^{-7}$ a $1.7e^{-6}$ m²/s. A razão q/p_0' varia logaritmicamente de acordo com a distância radial mostrando também ser sencível à velocidade de rotação. Uma comparação direta entre as previsões numérica e analítica para as velocidade de rotação de 10 mm/s (Fig. 3.10c) e 1×10^{-6} mm/s (Fig. 3.10d) mostra uma concordância aceitável entre modelos.

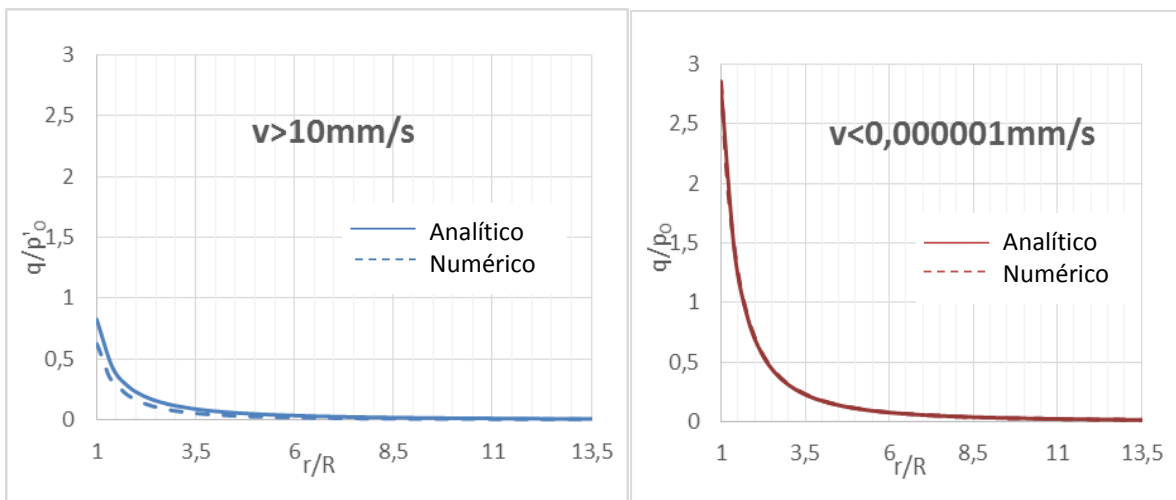
Uma distribuição logarítmica de poropressão é apresentada nas Figuras 3.10e e 3.10f, mostrando que o excesso de poropressão ao longo de toda a zona de influência é significativamente afetado pela velocidade de rotação. Os mesmos dados são re-plotados nas Figuras 3.10g e 3.10h visando uma comparação direta entre os modelos analíticos e numéricos sob condições não drenados e parcialmente drenadas. Ao comparar os modelos analíticos e

numéricos, em uma mesma velocidade de rotação (Figura 3.10h), o modelo numérico mostra uma dissipação ligeiramente mais rápida.



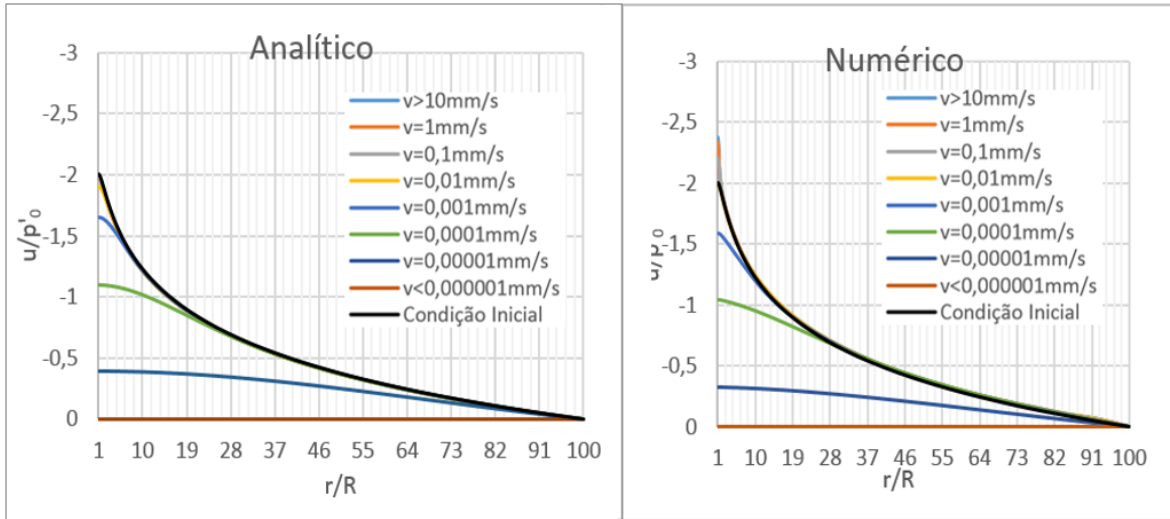
(a)

(b)



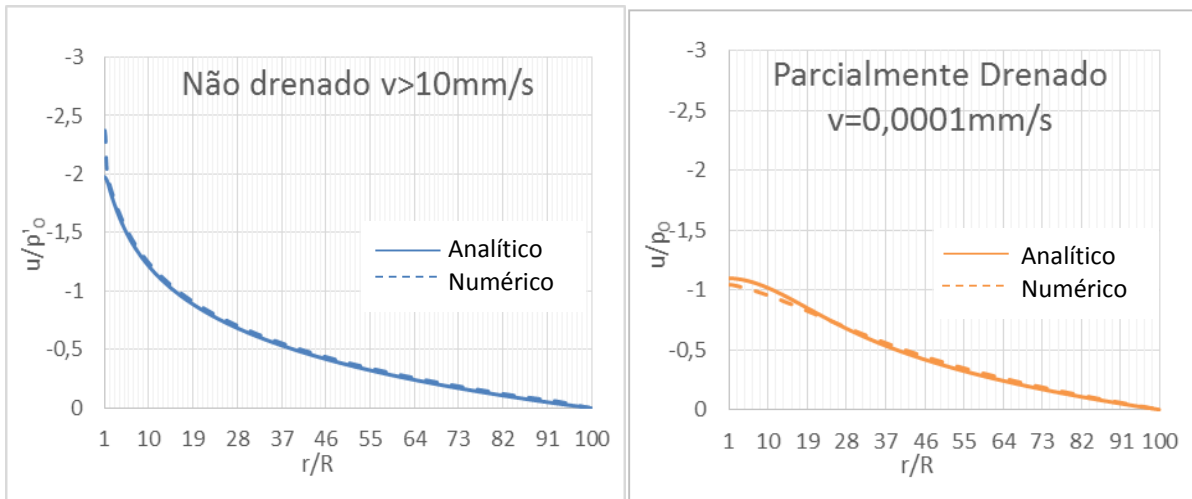
(c)

(d)



(e)

(f)



(g)

(h)

Figura 3.10: Distribuição das tensões cisalhantes e poropressões de acordo com a distância radial para $C_c/(1+e_0)=0.25$, $\phi=25^\circ$

A influência da compressibilidade do solo sob as tensões e poropressões geradas durante a rotação do cilindro é apresentada na Figura 3.11 (para $v=1 \times 10^{-4}$ mm/s e $\phi=25^\circ$). Para ambos os modelos analítico e numérico, as variações de tensões de cisalhamento são restritas a uma zona próxima a face do cilindro. Já as variações de poropressão são caracterizadas por uma zona de influência mais ampla, estendendo-se ao limite da zona de influência inicial $r=100R$. As diferenças observadas entre as soluções numéricas e previsões analíticas são atribuídas principalmente aos níveis distintos de tensão mobilizados para caracterização das tensões máximas de cisalhamento.

Observa-se que os resultados apresentados na Figura 3.11, são definidos apenas para um conjunto de parâmetros ($v=1 \times 10^{-4}$ mm/s e $\phi'=25^\circ$). Embora outras combinações de velocidade e resistência forneçam diferentes ordens de magnitudes de valores, a avaliação quantitativa entre modelos permanece similar.

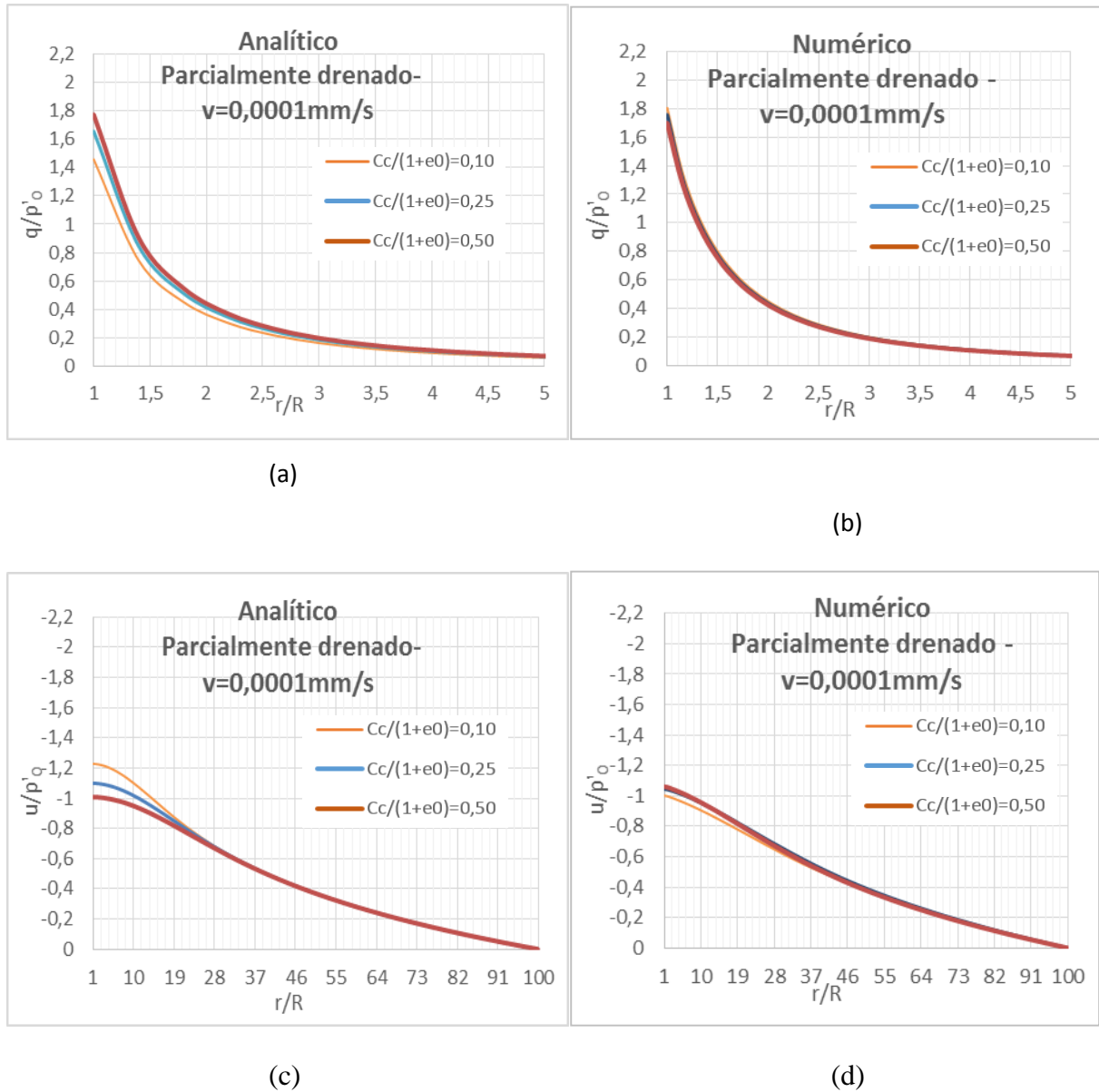


Figure 3.11: Distribuição de tensões e poropressões para os solos de diferentes compressibilidades

Sequencialmente, a influência da resistência do material (ϕ' de 20° a 30°) é avaliada para simulações feitas em um material de mesma compressibilidade e rotacionado a diferentes velocidades. A distribuição de tensão cisalhante em torno do cilindro é mostrado na Figura 3.12, para condições não drenadas ($v > 10$ mm/s) e drenadas ($v = 1 \times 10^{-6}$ mm/s). Observa-se que um

incremento em resistência gera um incremento em tensão cisalhante conforme o esperado. Comparando-se os modelos, observa-se que há uma concordância razoável entre as os valores das previsões para ambas as condições drenada e não drenada.

A influência da variação do ângulo de atrito sobre o excesso de poropressão, apresentada na Figura 3.13, mostra que de acordo com a definição de u_{\max} (Equação 3.45), um incremento no ângulo de atrito diretamente incrementa o valor inicial de poropressão (esta relação é mantida durante todas as velocidade de rotação).

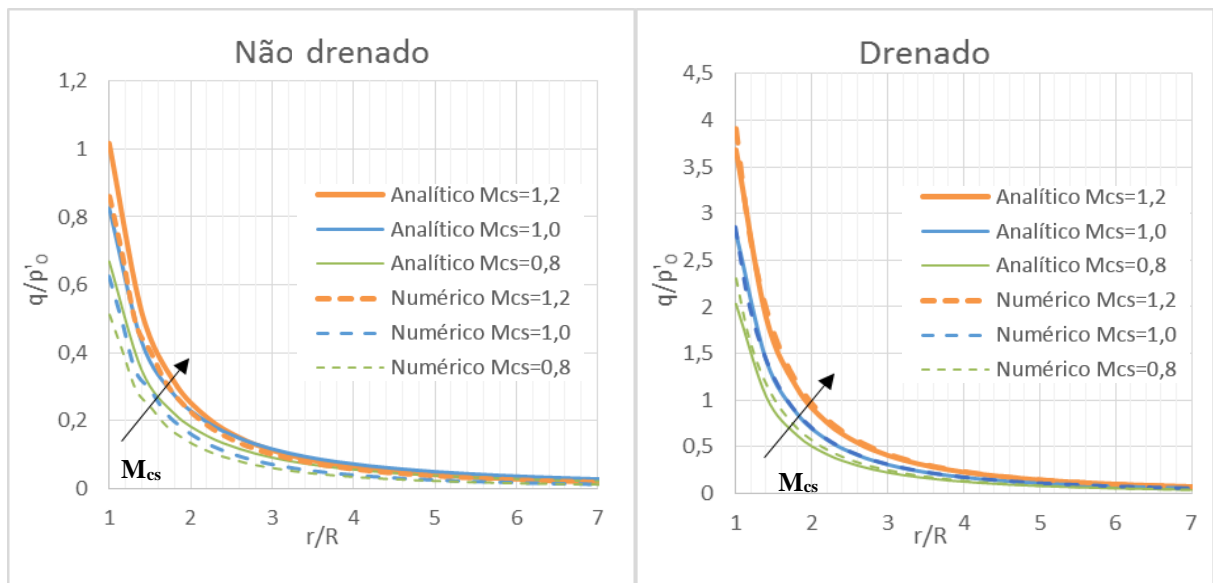


Figura 3.12: Distribuição de tensões para diferentes ângulos de atrito – $C_v/(1+e_0)=0,25$

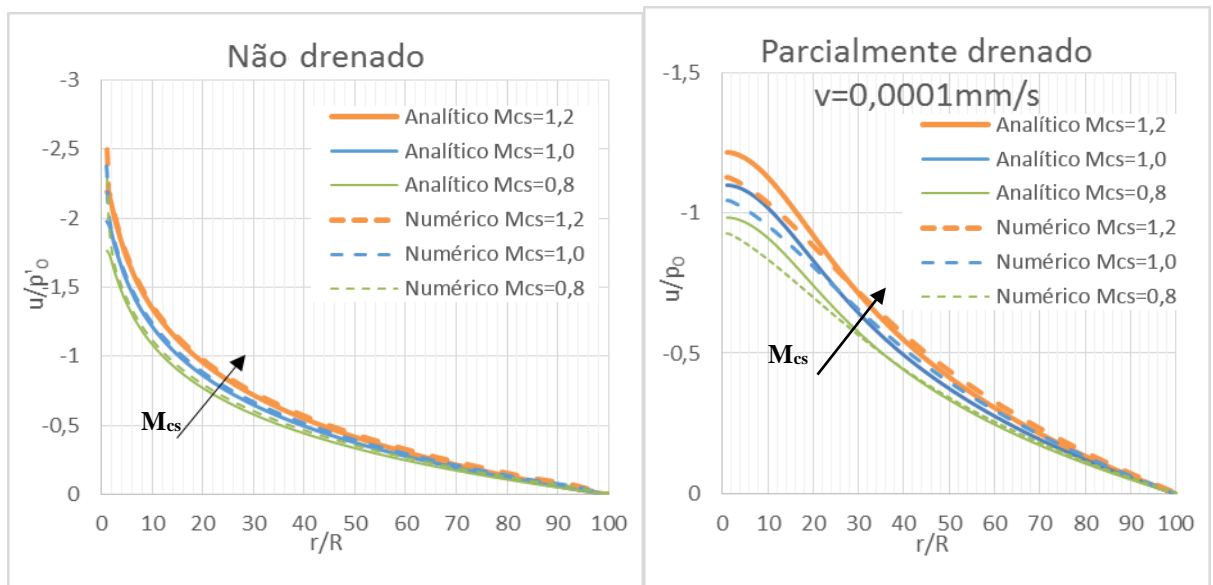


Figure 3.13: Distribuição de poropressões para diferentes ângulos de atrito – $C_v/(1+e_0) = 0,25$

3.3.2 Comportamento na face do cilindro

O estado de tensão para um elemento de solo adjacente ao cilindro é mostrado nas Figuras 3.14 e 3.15, para as soluções analíticas e numéricas, respectivamente. O espaço de tensões de Cambrige q - p' foi normalizado por p'_0 . As propriedades utilizadas neste caso são $C_c/(1+e_0)=0.25$, $\phi'=25^\circ$, com velocidades de rotação não drenadas a drenadas. A velocidade de rotação mais baixa ($v = 1 \times 10^{-6}$ mm / s) produz uma trajetória de tensão totalmente drenada, condição na qual as soluções analíticas e numéricas são muito semelhantes. A velocidade de rotação mais rápida de 10 mm/s é caracterizada pelos valores mais altos de poropressão, caracterizando um comportamento não drenado. Neste caso, as previsões analíticas são ligeiramente superiores às numéricas.

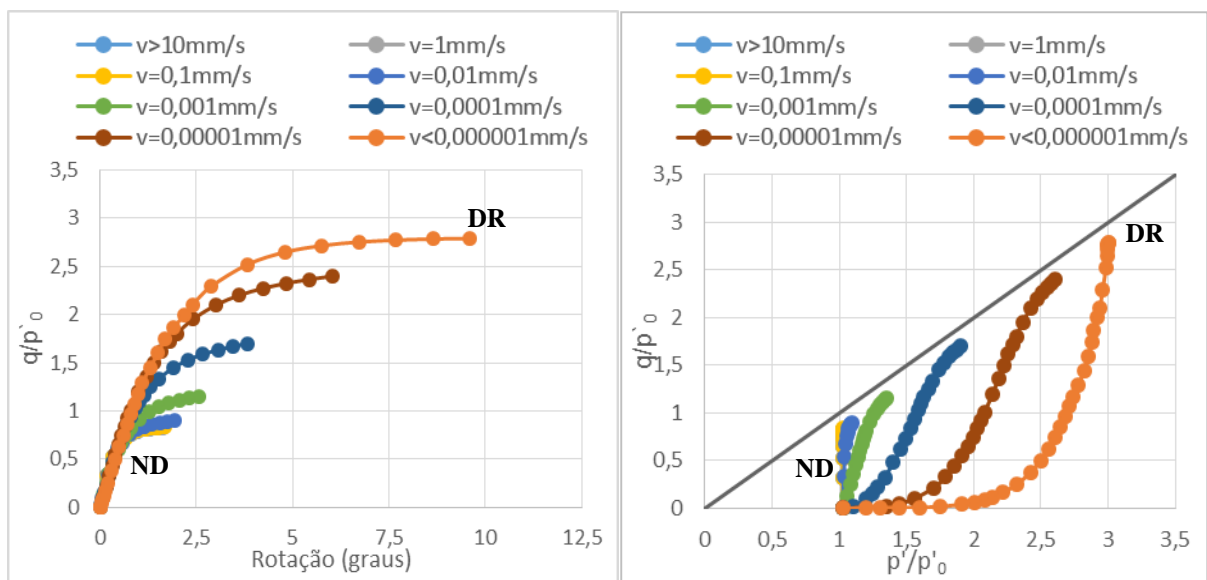


Figura 3.14: Relação tensão-deformação e trajetórias de tensão – modelo analítico $C_c/(1+e_0)=0,25$, $\phi'=25^\circ$

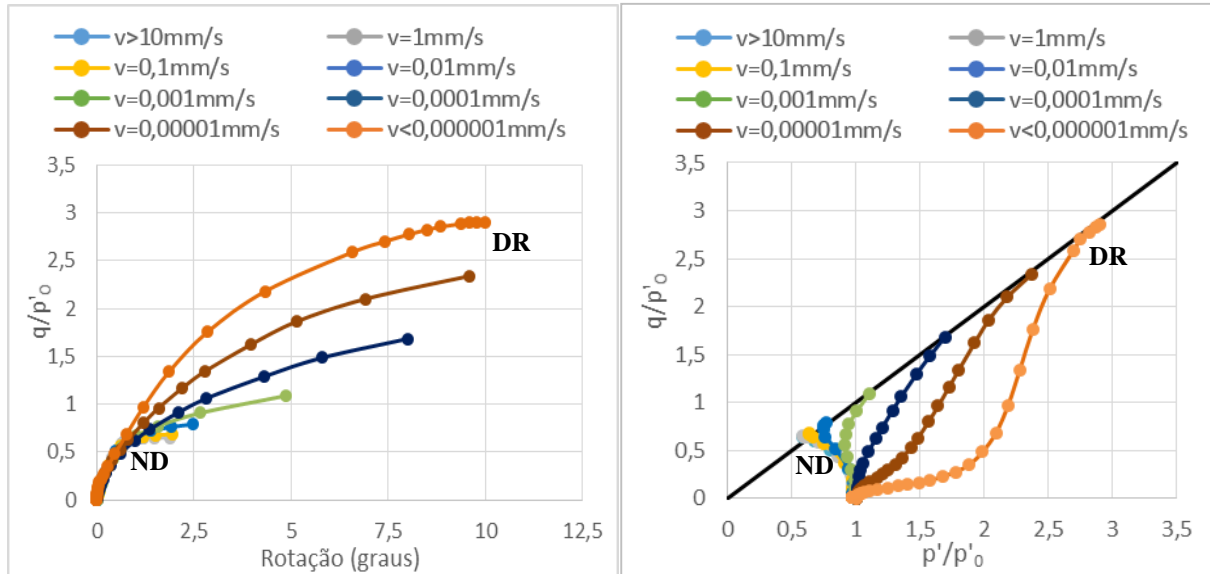
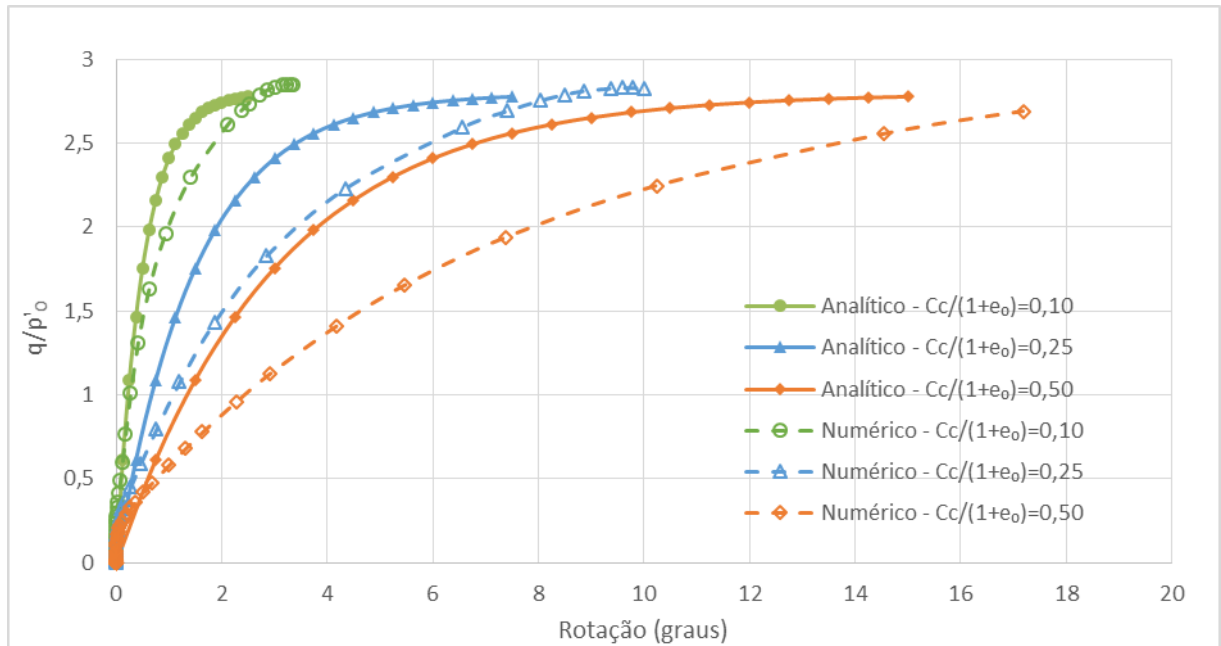
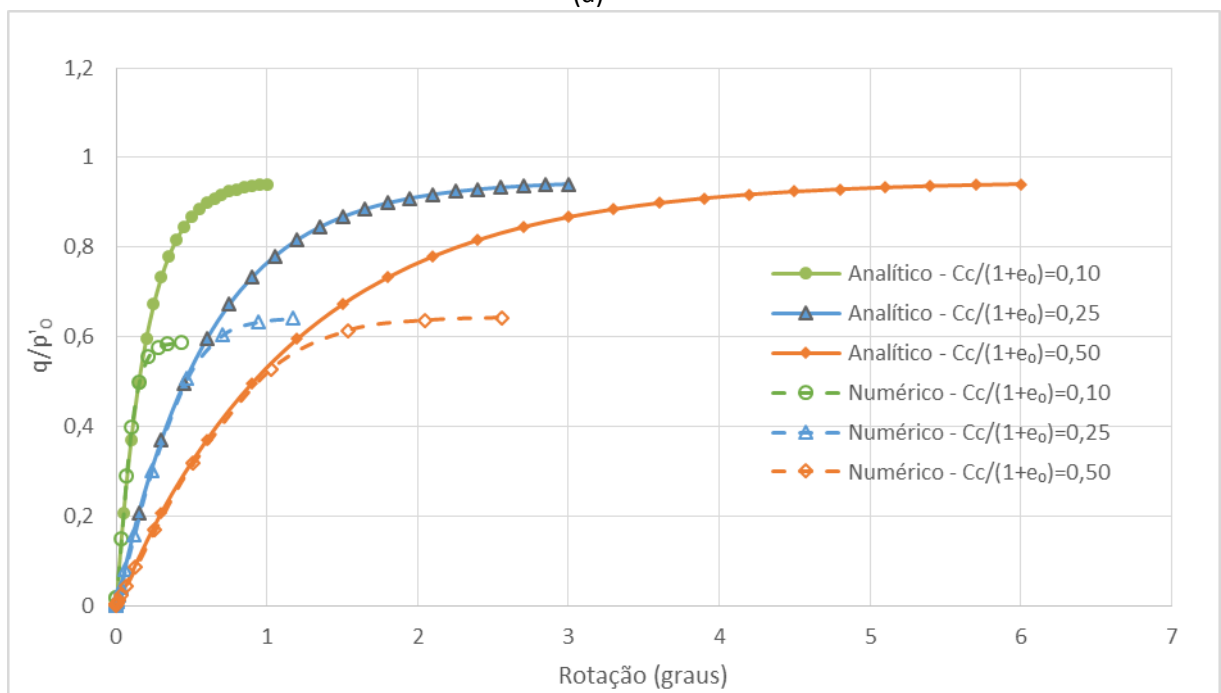


Figura 3.15: Relação tensão-deformação e trajetórias de tensão–modelo numérico $C_c/(1+e_0)=0.25$, $\phi' = 25^\circ$

Uma comparação direta entre os resultados analíticos e numéricos é mostrada na Figura 3.16, onde o efeito da compressibilidade sobre a tensão cisalhante q / p'_0 versus rotação aplicada é mostrado para as condições drenadas e não drenadas. Como demonstrado anteriormente, em rotação drenada as soluções analíticas e numéricas produzem resultados muito semelhantes em termos de tensões máximas de cisalhamento. As simulações analíticas produzem resultados de comportamento mais rígidos que o numérico. Conclusões semelhantes podem ser observadas no cisalhamento não drenado (Figura 3.16b).



(a)



(b)

Figura 3.16: Relação tensão-deformação (a) drenada, (b) não drenada

3.3.3 Efeitos da velocidade sobre a propressão

A avaliação dos efeitos da velocidade de rotação sobre o excesso de propressão em torno do cilindro é feita através da interpretação dos resultados em termos de uma velocidade normalizada $\left(v = \frac{v \cdot d}{c_h} \right)$ permitindo que a influência da compressibilidade e a resistência ao

cisalhamento sejam avaliados utilizando ambas as simulações numéricas e analíticas. Na Figura 3.17 são apresentados os resultados da velocidade normalizada V plotada em função do grau de drenagem U , para materiais de diferentes compressibilidades. Ambas as simulações numéricas e analíticas produzem uma tendência de família de curvas, as quais caracterizam que um aumento em compressibilidade aumenta a velocidade normalizada para um mesmo grau de drenagem, ou seja, que materiais mais rígidos tem processo de dissipação mais rápido.

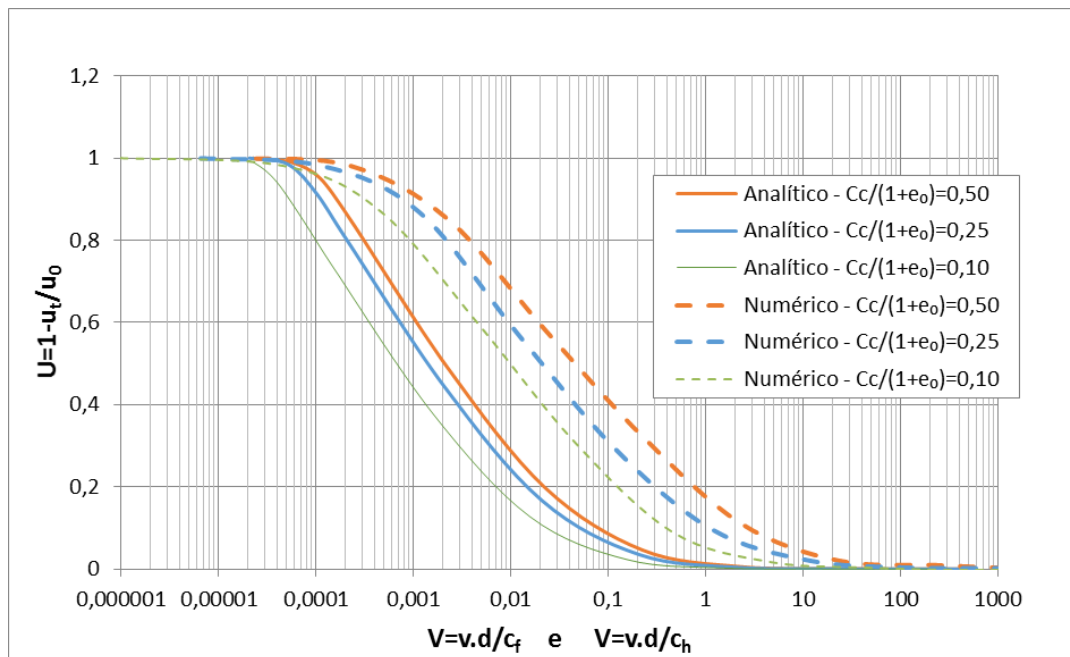


Figura 3.17: Velocidade normalizada versus grau de drenagem para diferentes compressibilidades

A influência da resistência do material sobre a velocidade normalizada é apresentada na Figura 3.18, para um material de $C_c/(1+e_0)=0,25$ e ângulo de atrito de 20° a 30° . Observa-se nesta figura que a velocidade normalizada não é muito sensível as variações no ângulo de atrito. Como visto anteriormente, a resistência condiciona as máximas tensões geradas, porém na normalização descrita na Figura 3.18 este efeito não é observado.

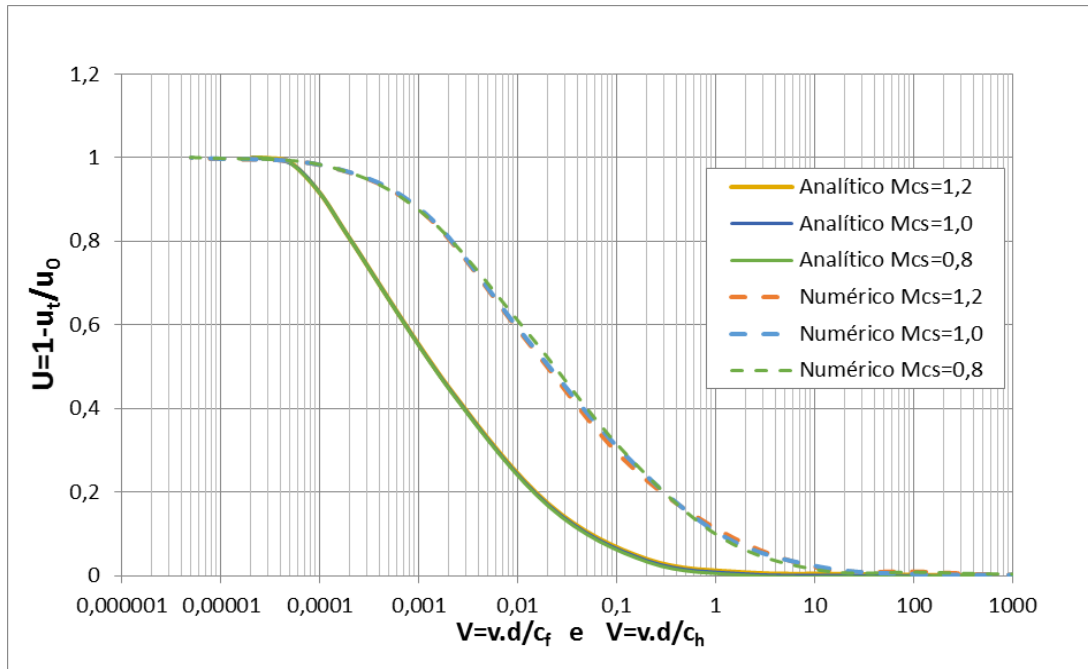


Figura 3.18: Velocidade normalizada versus grau de drenagem para diferentes resistências

Em resumo, os modelos analítico e numérico produzem uma família de curvas que refletem as alterações na rigidez do solo. Para normalização dos resultados requer-se um parâmetro adicional, sendo o índice de rigidez $I_r = (G / p_0')$ considerado parâmetro adequado para a caracterização de uma velocidade normalizada corrigida:

$$V_1 = \frac{v \times R}{c_h} \times I_r \quad (3.72)$$

O índice de rigidez é um dos parâmetros que controla a formação da zona plástica durante a penetração do cone (e.g. Vesic, 1972; Teh e Houlsby, 1991), e para o modelo analítico não-linear elástico, este incorpora o efeito das deformações cisalhantes através do módulo de cisalhamento $G(\varepsilon_d)$. Visando estender o conceito de um índice de rigidez único para o modelo analítico, é necessário a definição de um valor constante para G . Este módulo constante pode ser definido de acordo com uma das seguintes concepções:

$$G_{\max} = G(\varepsilon_d = 0) = \frac{k_s}{\sqrt{2\varepsilon_{ref}}} \quad (3.73)$$

ou

$$G_{mean} = \frac{1}{\varepsilon_{max}} \int_0^{\varepsilon_{max}} G(\varepsilon_d) d\varepsilon_d = \frac{k_s}{\sqrt{2\varepsilon_{max}}} \ln \left(1 + \frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_{ref}} \right) \quad (3.74)$$

onde ε_{max} é dado por:

$$\varepsilon_{max} = \frac{\varepsilon_{ref}}{1-\varphi} \left(e^{\frac{\sqrt{2}\alpha}{\varepsilon_{ref}}} - 1 \right) \approx \left(e^{\frac{\sqrt{2}\alpha}{\varepsilon_{ref}}} - 1 \right) \varepsilon_{ref} \quad (3.75)$$

Os dados referentes a Figura 3.17 são replotados na Figura 3.19 para a nova definição de velocidade normalizada V_1 , e G analítico obtido pela equação (3.73). Com a utilização da nova concepção de V uma tendência de unificação de curvas é obtida, o que auxilia na identificação das velocidades de transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado, e drenado de diferentes geomateriais. Embora as curvas analíticas e numéricas não sejam as mesmas, dadas as hipóteses de escolha de I_r , c_h e c_f , os dois modelos fornecem artifícios para compreensão dos efeitos de drenagem do problema de rotação do cilindro.

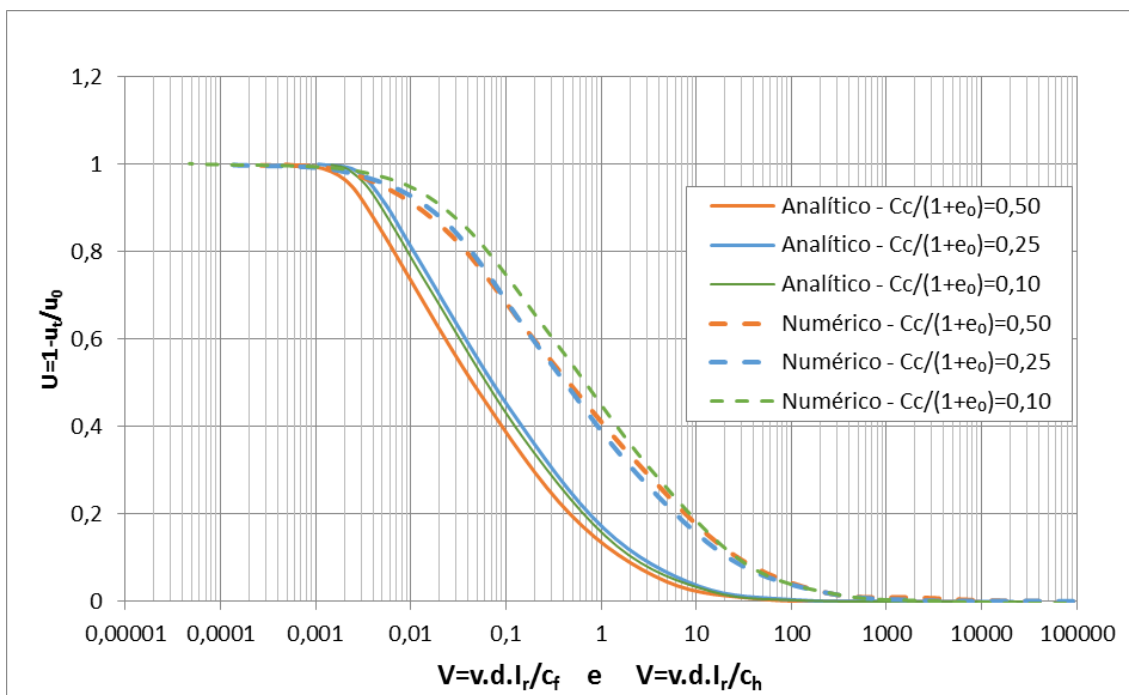


Figura 3.19: Velocidade normalizada V_1 versus U (G analítico da Eq. (3.73))

3.4 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Um modelo concebido em poroelasticidade não-linear, desenvolvido para investigação dos efeitos de velocidade de rotação de um cilindro rígido, longo inserido no solo foi apresentado e comparado a um conjunto de análises numéricas. A influência da velocidade de rotação sobre a distribuição de tensões e poropressões foi investigada, e recomendações para a interpretação dos efeitos de drenagem foram definidas. Os resultados foram interpretados no espaço $V \times U$ onde o processo de dissipação mostrou-se sensível a rigidez do material, mas não a variação da resistência. Uma nova normalização de V foi proposta visando a incorporação da rigidez do material através do índice de rigidez I_r . Neste espaço a transição de comportamentos drenado para parcialmente drenado, e parcialmente drenado para não drenado é única para diferentes geomateriais.

As limitações de resultados são atribuídas principalmente ao fato de que as deformações volumétricas não foram consideradas no modelo simplificado, o que torna o problema de fluxo desacoplado. Neste contexto, e sobre um ponto de vista teórico, desenvolvimentos futuros podem ser previstos como sendo:

- Extensão do modelo para contabilizar as deformações volumétricas do esqueleto conforme descrito na seção 3.1.4. Este aspecto é fundamental para o correto acoplamento hidromecânico, em particular para a previsão de poropressões associadas as deformações volumétricas.
- Além disso, a formulação de um comportamento não-linear poroelástico deve ser adaptado para uma condição de tendência assintótica de um material friccional-coesivo. A formulação proposta deve ser basicamente inspirada na desenvolvida por Maghous et al. (2009).

No capítulo 4 apresenta-se uma tentativa de aplicação do modelo proposto para a interpretação das condições de drenagem de ensaios de palheta.

4 APLICAÇÃO DO PROBLEMA DE ROTAÇÃO A INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE PALHETA

No presente capítulo apresenta-se uma tentativa de aplicação da solução de rotação de um cilindro infinito no solo, descrito no Capítulo 3, para a interpretação das condições de drenagem durante a execução de ensaios de palheta. Destaca-se que a análise é simplificada, reconhecendo-se as hipóteses adotadas: a palheta tem comprimento finito (em contraposição ao modelo que desconsidera as condições tridimensionais do problema); o processo de cravação da palheta é parcialmente modelado através da adoção de um excesso de poropressão inicial devido a inserção do cilindro, porém não é feita uma consideração acerca do campo de tensões perturbado pela inserção; as deformações volumétricas são consideradas negligenciáveis na modelagem analítica; e finalmente, a análise é restrita ao campo de pequenas deformações. Portanto, as previsões de comportamento não são determinísticas, sendo adotadas para identificação de padrões de comportamento e análise de sensibilidade de parâmetros. O resíduo de zinco, estudado por Hlenka (2012) é utilizado nas avaliações apresentadas no presente capítulo.

4.1 RESÍDUO DE ZINCO

O resíduo de zinco foi analisado na dissertação de Hlenka (2012), a qual contempla a caracterização do material e execução de ensaios de piezocone sísmico e palheta em diferentes velocidades. Como visão geral, na Figura 4.1 apresenta-se a localização do depósito de resíduo de zinco (Barragem dos Peixes) situado na Votorantin Metais Zinco, em Juiz de Fora, MG. Na Figura 4.2 apresenta-se a localização das ilhas de investigação estudadas por Hlenka (2012), ILHA-01, ILHA-02 e ILHA-03. Nestas ilhas foram executados os ensaios de campo de piezocone e palheta e coleta de amostras.

Uma breve descrição do material e seus parâmetros constitutivos, necessários às modelagens é apresentada a seguir. Um maior detalhamento pode ser encontrado em Hlenka (2012).

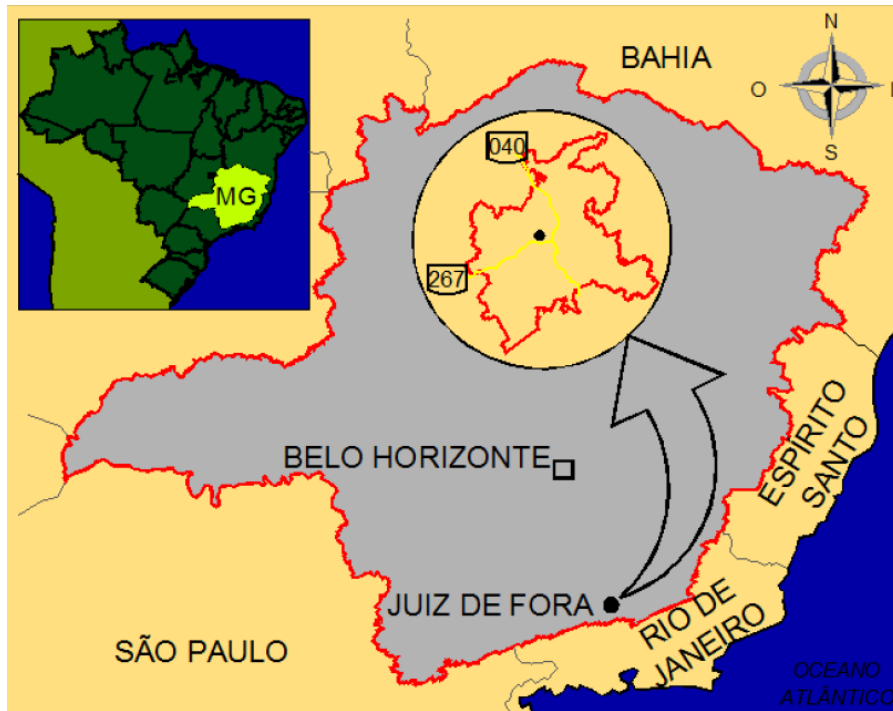


Figura 4.1: Localização da campanha em resíduo de mineração de zinco (Hlenka 2012)

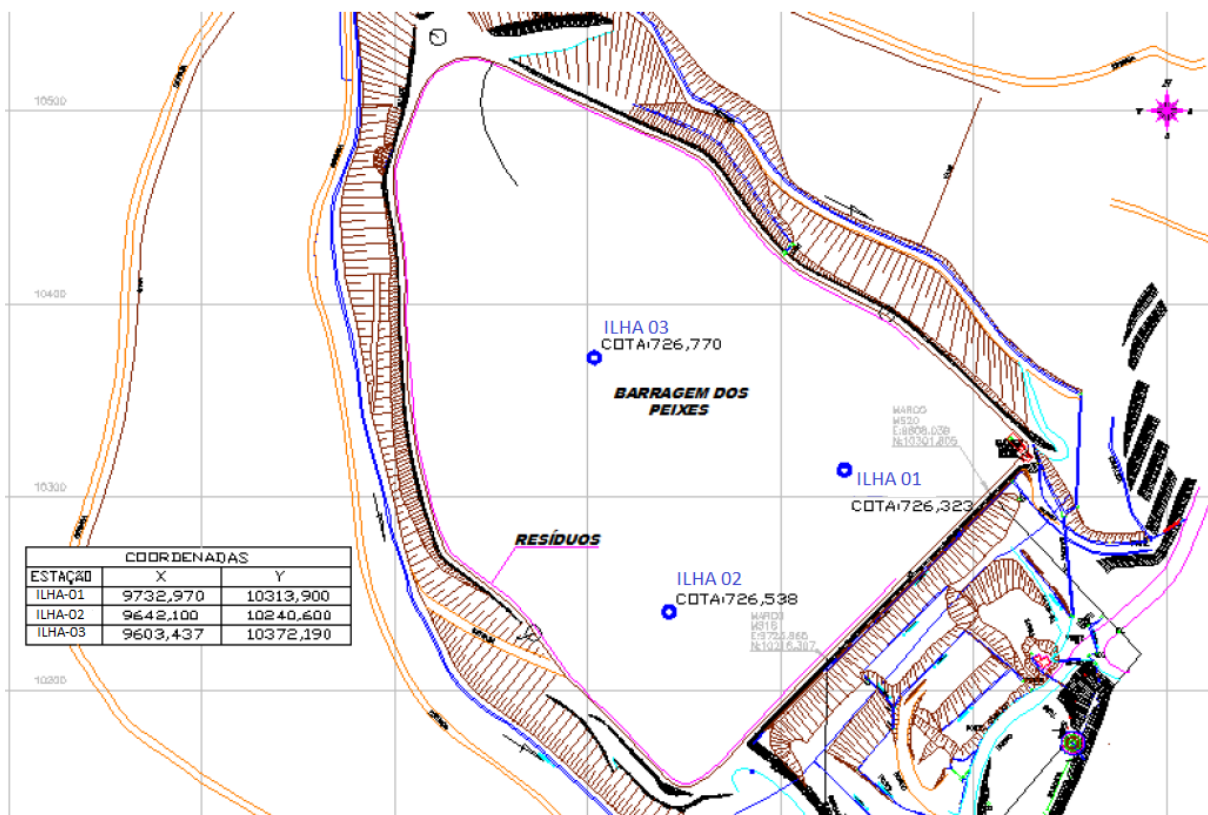


Figura 4.2: Localização dos ensaios em resíduo de zinco (Hlenka 2012)

4.1.1 Caracterização de laboratório

Os ensaios de laboratório executados no resíduo de zinco incluem análises granulométricas, determinação da densidade dos grãos, determinação dos limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP), teor de umidade (w), peso específico natural e parâmetros de adensamento.

A caracterização da variabilidade dos pesos específicos naturais e umidade do material é apresentada na Figura 4.3. O autor observa que o material possui uma consistência de solos orgânicos moles ($\gamma_n < 15 \text{ kN/m}^3$), com uma tendência de aumento do peso específico com a profundidade. A variação da umidade, também apresentada na referida figura, indica que o resíduo possui um alto índice de vazios ($w=90$ a 210%), os quais decrescem com a profundidade (ou seja, com o nível de tensões). Adicionalmente, observa-se que as diferentes estações caracterizam tendências muito similares de variação dos parâmetros, indicando que não há variabilidade significativa devido ao processo de lançamento dos resíduos na barragem nos pontos analisados.

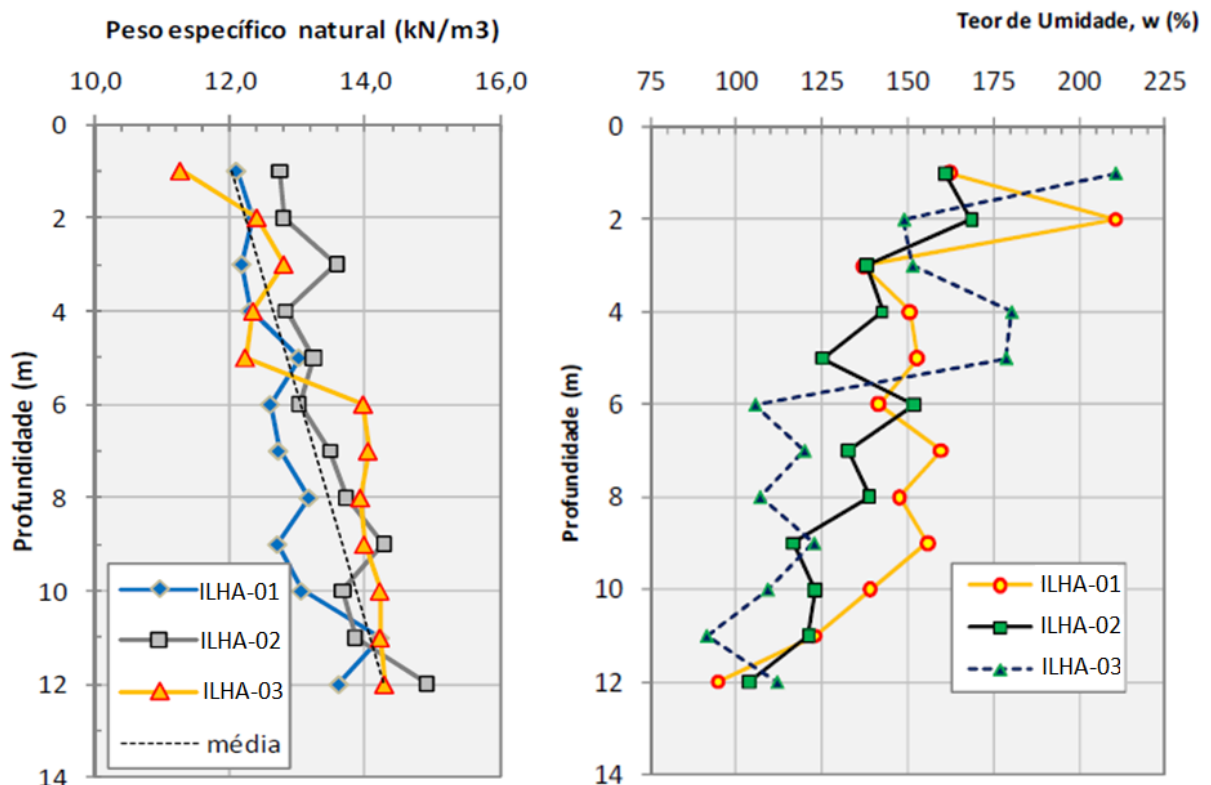


Figura 4.3: Variação do peso específico natural e umidade (Hlenka 2012)

Os resultados da avaliação granulométrica do resíduo de zinco são apresentados na Figura 4.4, região da estação ILHA-02, e na Tabela 4.2. Do conjunto de dados apresentados, observa-se que o material é composto por silte e areia, com predominância de silte em quase toda sua totalizada (Hlenka 2012). Da Figura 4.4, observa-se que os ensaios convencionais apresentaram uma tendência de quebra na curva granulométrica. Este comportamento foi investigado pelo autor através de ensaios adicionais com difração a laser. Os resultados desta avaliação mostraram uma curva granulometria contínua, com maior fração argilosa, o que indica que as descontinuidades observadas nos ensaios convencionais podem estar relacionadas a perdas e ou alterações do material durante o processo de execução dos ensaios.

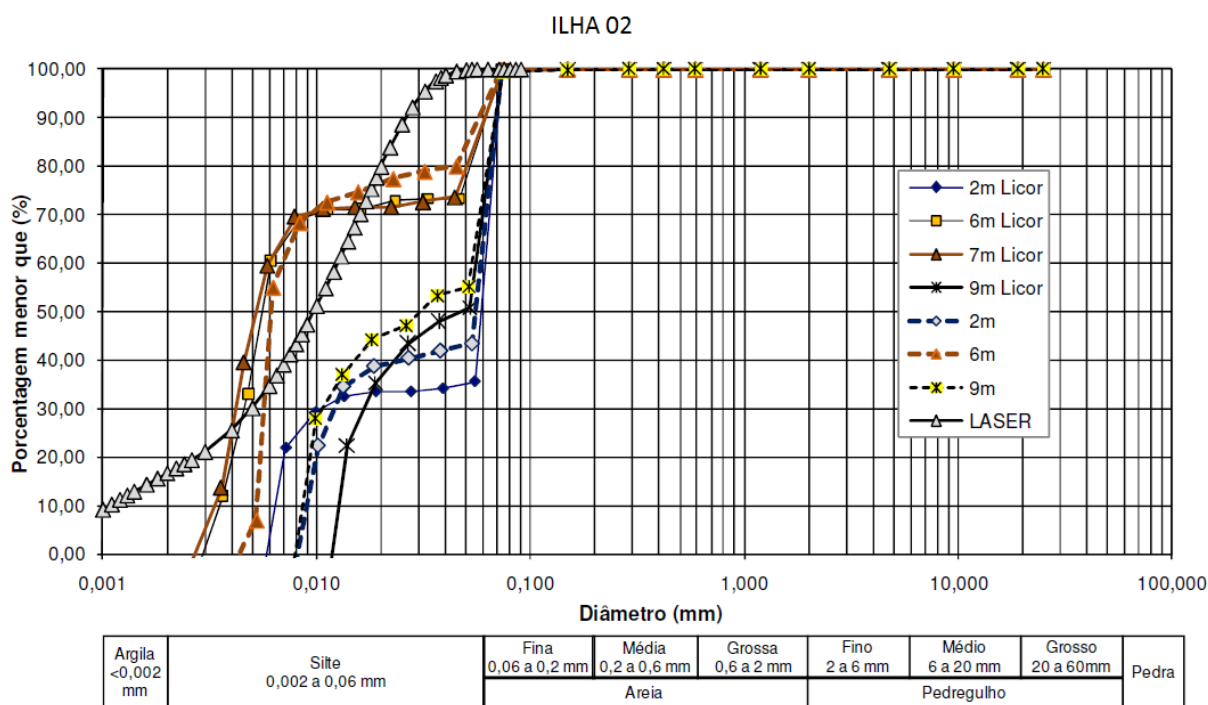


Figura 4.4: Distribuição granulométrica região ILHA-02 resíduo de zinco (Hlenka 2012)

Tabela 4.1: Análise granulométrica resíduo de zinco (Hlenka 2012)

ESTAÇÃO	Prof. (m)	Silte (%)		Areia fina (%)		Areia Média (%)	
		Licor	Água dest.	Licor	Água dest.	Licor	Água dest.
ILHA -01	2,0	99,88	99,88	0,10	0,10	0,01	0,01
	4,0	99,97	99,93	0,03	0,07	0,0	0,0
	6,0	98,94	-	0,06	-	0,0	-
	9,0	99,86	99,92	0,11	0,06	0,03	0,02
ILHA -02	2,0	99,90	99,90	0,10	0,10	0,0	0,0
	6,0	100,0	99,97	0,0	0,03	0,0	0,0
	7,0	99,92	-	0,08	-	0,0	0,0
	9,0	99,51	99,43	0,48	0,54	0,01	0,03
ILHA -03	2,0	99,79	99,71	0,18	0,26	0,03	0,03
	4,0	99,93	-	0,07	-	0,0	-
	9,0	99,83	99,75	0,15	0,22	0,02	0,03

A determinação dos limites de consistência do resíduo de zinco foi feita por Hlenka (2012) através de uma abordagem adaptada. Sem entrar em detalhes do procedimento adotado, destaca-se que os valores do índice de plasticidade IP obtidos variam de 22 a 54, valores interpretados pelo autor como não suscetíveis à liquefação ($IP > 7\%$).

Os parâmetros de adensamento do material foram obtidos através da execução de 3 ensaios de adensamento. Na Tabela 4.3 apresenta-se os resultados de compressibilidade, na qual observa-se uma variação de índice de compressibilidade C_c de 1,75 a 1,56, e índice de recompressão C_r de 0,07 a 0,23. Os coeficientes de adensamento c_v obtidos variam de 2×10^{-2} a $2 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Tabela 4.2: Parâmetros resíduo de zinco (Hlenka 2012)

ENSAIO	Índice de comp. C_c			Índice de recomp. C_r			C_{cr}		
	01	02	03	01	02	03	01	02	03
	1,75	1,69	1,56	0,23	0,25	0,07	0,14	0,15	0,15

Com os valores determinados em laboratório e os dados de piezocone foram traçados perfis da variabilidade dos parâmetros que caracterizam o material. Os perfis foram construídos por Hlenka (2012) com os valores de C_c e C_{cr} de laboratório e os valores de OCR , σ'_{v0} e e_0 dos ensaios de campo. Na Figura 4.5 apresenta-se um perfil típico obtido para a região ILHA-03. Observa-se desta figura que, apesar de pequenas dispersões, o material é relativamente homogêneo, sendo este um depósito recente, normalmente adensado do ponto de vista mecânico, apresentando razões de compressibilidade $[C_c/(1+e_0)]$ variando entre 0,25 e 0,35, e valores de OCR convergindo para valores unitários.

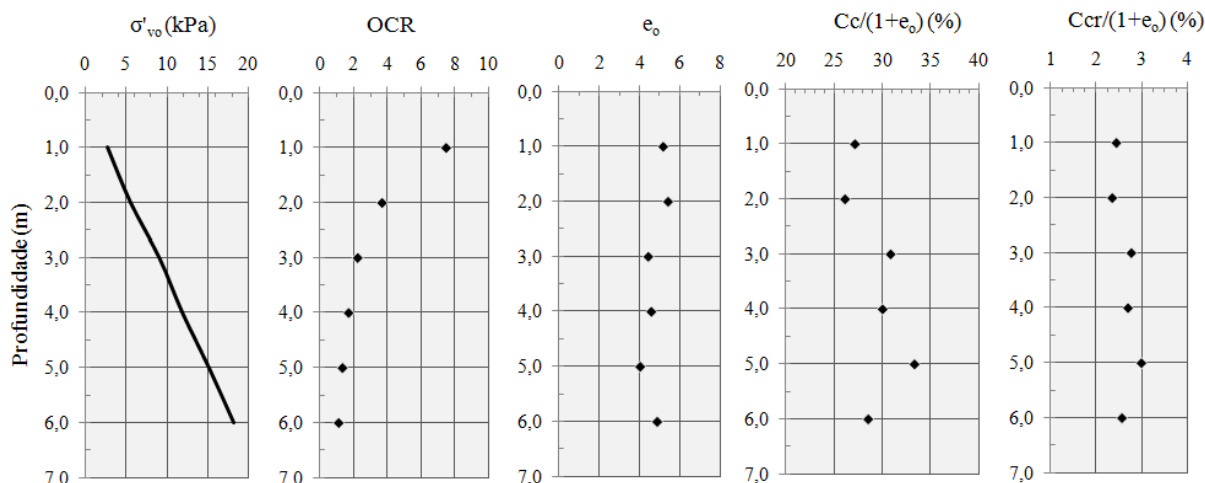


Figura 4.5: Perfil típico de variação dos parâmetros de adensamento para o resíduo de zinco (Hlenka 2012)

Um resumo da faixa de variação dos parâmetros caracterizados por Hlenka (2012) é apresentado na Tabela 4.4. O conjunto de valores descrito será utilizado nas modelagens a serem executadas.

Tabela 4.3: Parâmetros resíduo de zinco

Parâmetro	Faixa de variação	Unidade
γ_n	11,27 a 14,92	kN/m ³
w	90 a 210	%
G	3,285 a 3,371	g/cm ³
IP	22 a 54	-
C_c	1,56 a 1,75	-
C_r	0,07 a 0,23	-
C_{cr}	0,14 a 0,15	-
e_0	4,5 a 6,2	-
$C_c/(1+e_0)$	0,22 a 0,38	-
c_v	2×10^{-2} a 2×10^{-1}	cm ² /s

4.1.2 Caracterização de campo

Com foco na caracterização do material, foram realizados ensaios de palheta em três velocidades distintas: 1°, 6° e 60°/min, nas ilhas de investigação ILHA-01, ILHA-02 e ILHA-03. Em cada estação foram avaliadas três profundidades, correspondentes a 2, 4 e 6m, totalizando 24 ensaios. Na Figura 4.5 apresenta-se o comportamento típico das leituras realizadas nas distintas velocidades de rotação. Como observações do conjunto de ensaio de palheta Hlenka (2012) verificou que:

- a declividade da curva S_u vs. Rotação independe da velocidade do ensaio;
- o valor da resistência máxima reduz com o aumento da rotação;
- o valor da resistência residual é praticamente independente da velocidade de ensaio.

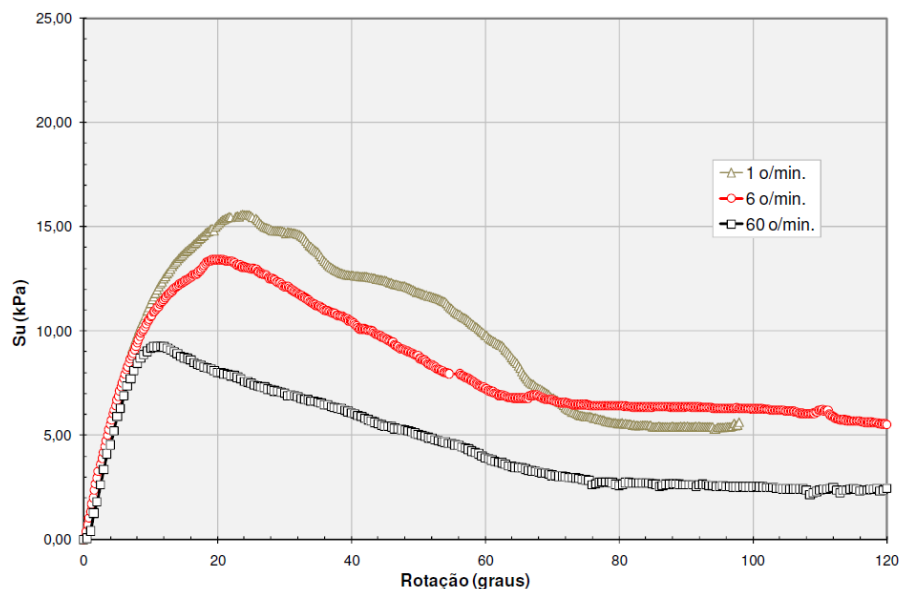


Figura 4.6: Ensaios de palheta Estação PZC02 profundidade 4 m (Hlenka 2012)

A caracterização *in situ* inclui também a execução de ensaios sísmicos (cone sísmico). Um perfil típico destes ensaios é apresentado na Figura 4.7. Observa-se uma variabilidade de velocidade de onda cisalhante entre 50 e 150m/s, que resulta em módulo cisalhante elástico (G_0) de 3GPa a 13GPa, para um peso específico (γ) médio do solo de 13kN/m³. Nesta figura pode-se observar também o crescimento homogêneo da resistência com a profundidade, e classificação do material segundo proposta de Robertson (1990). A classificação do solo de acordo com um SBT (*soil behaviour type*) da ordem de 3, indica que o material tem comportamento predominantemente de misturas de silte, silte argiloso a argilas siltosas.

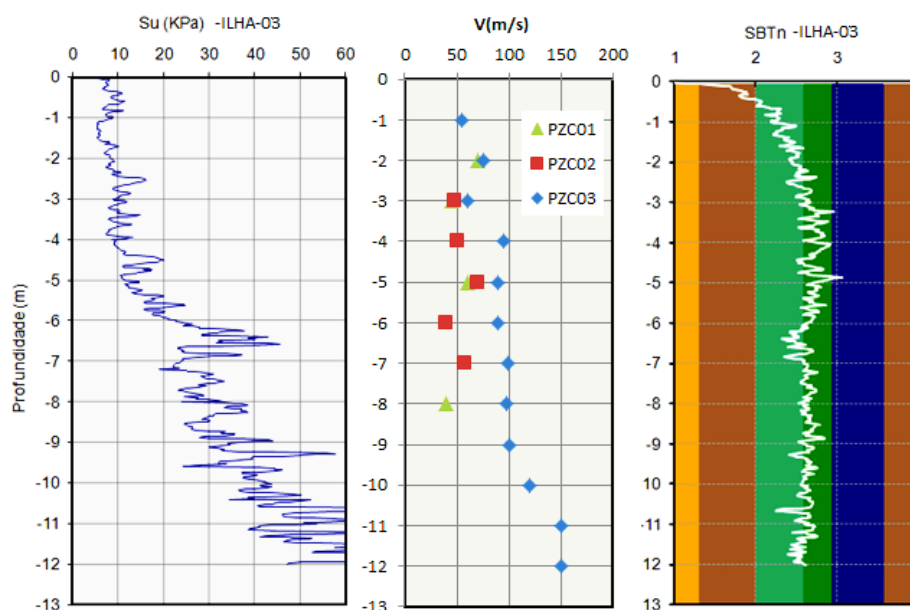


Figura 4.7: Resultados de ensaios de cone sísmico, S_u e sistema de classificação SBT típicos

Quanto à interpretação das condições de drenagem o autor observa que, apesar das distintas velocidades de ensaios, não houve uma definição clara da faixa de velocidades correspondente à resistência não drenada. Como proposta de interpretação normalizou-se as resistências não drenadas (s_u) pelos valores mínimos de resistência medidos a cada profundidade (s_{umin}). Na Figura 4.8, apresenta-se esta tentativa de interpretação, na qual observa-se uma tendência de incremento de resistência para velocidades inferiores as de $60^\circ/\text{min}$ que deve resultar dos efeitos de drenagem.

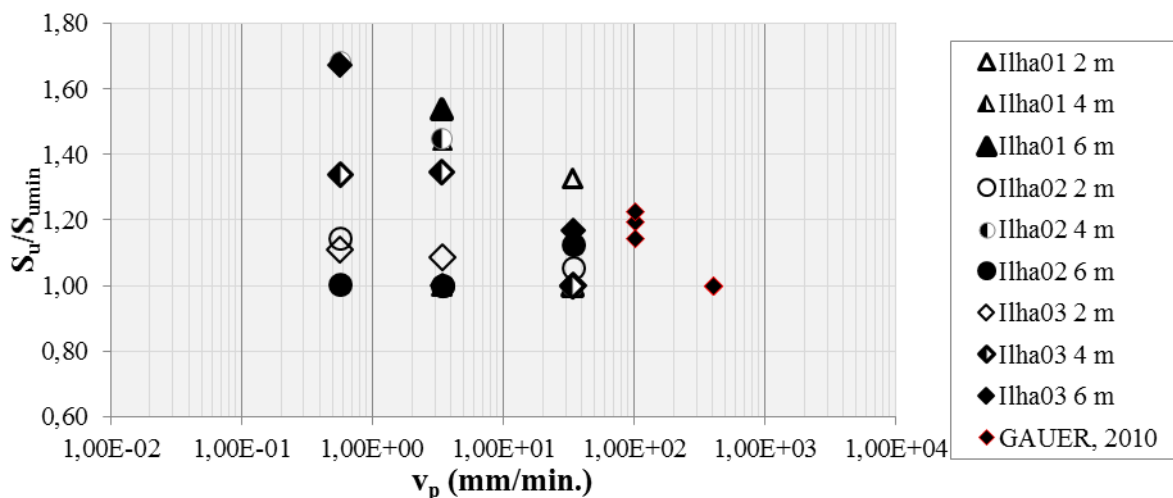


Figura 4.8: Velocidade de ensaio versus razão de resistência para os ensaios de palheta em resíduo de zinco (Hlenka 2012)

A dificuldade na determinação inequívoca das condições extremas de drenagem do resíduo de zinco levou Hlenka (2012) a definir como hipóteses que o Torque Mínimo medido (τ_{min}) é aproximadamente igual ao Torque Não drenado (τ_{nd}), e que o Torque Máximo medido (τ_{max}) é aproximadamente igual ao Torque Drenado (τ_d). A partir destas aproximações, o autor apresenta a construção das curvas de drenagem no espaço de velocidade normalizada $V \times U$, e tempo normalizado $T \times U$, sendo $T = \frac{c_h \times t}{R^2}$. O grau de drenagem U foi obtido através de uma

relação de torques $U = \frac{\tau - \tau_{min}}{\tau_{max} - \tau_{min}}$, onde τ é o torque medido a diferentes velocidades de

rotação. Na Figura 4.9 apresentam-se os resultados interpretados nos espaços $V \times U$ e $T \times U$.

Como conclusão prévia verifica-se que uma condição de drenagem parcial ocorre para valores de velocidade normalizada entre $0,1 < V < 10$ e tempo normalizado na razão de $0,01 < T < 10$.

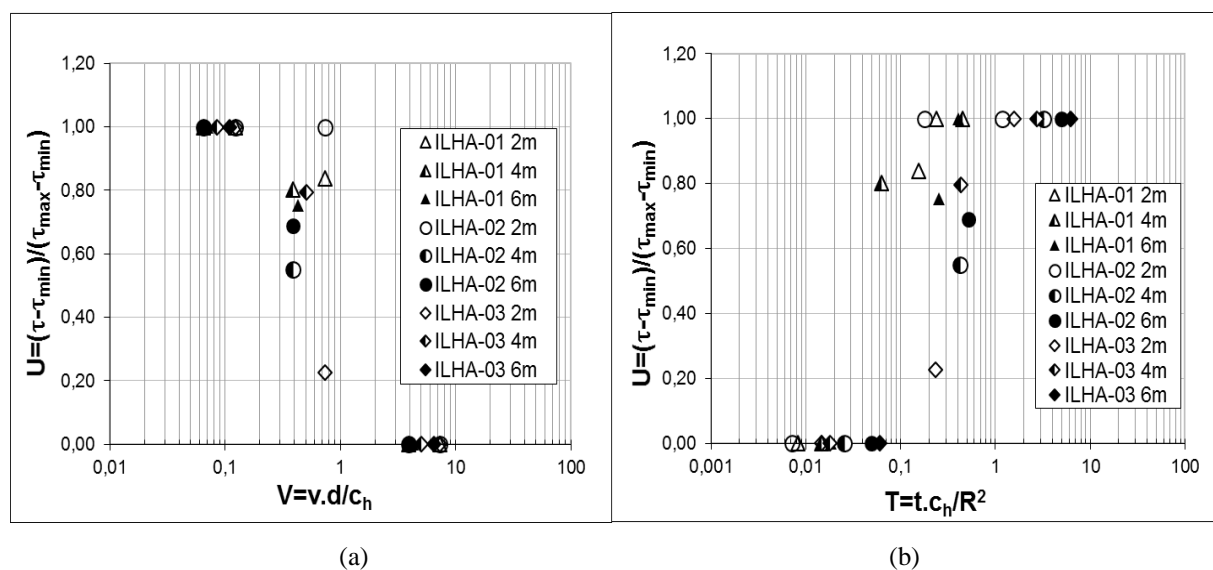


Figura 4.9: Relação $V \times U$ e $T \times U$ para resíduo de zinco

A proposta de grau de drenagem definido pela relação de torques $U = \frac{\tau - \tau_{min}}{\tau_{max} - \tau_{min}}$, também é adotada no presente trabalho para interpretação das condições de drenagem do resíduo.

4.2 MODELAGENS PROPOSTAS

Após a caracterização básica do resíduo de zinco, foram realizadas simulações analíticas e numéricas com os parâmetros de compressibilidade e adensamento definidos na Tabela 4.5. A seguir, apresentam-se os demais parâmetros de entrada adotados nas modelagens.

Tabela 4.5: Propriedade do resíduo de zinco

Simulação	C_c	e_0	$C_c/(1+e_0)$	λ	κ	ϕ (°)	k (m/s)	G/p'_0 *
1	1,375	4,5	0,25	0,60	0,12	25	7,00E-07	21,15
2	1,650	4,5	0,30	0,72	0,14	25	7,00E-07	18,13
3	1,925	4,5	0,35	0,84	0,17	25	7,00E-07	14,93

* valores utilizados somente na análise em elementos finitos

Para definição das tensões iniciais adotaram-se os resultados obtidos a profundidade de 4m. O nível d'água é coincidente com a superfície do terreno, o peso específico do solo é de 13kN/m³ e o peso específico d'água de 10kN/m³. Adotou-se um ângulo de atrito de 25°, valor este dentro da faixa de caracterização dos resíduos de mineração de zinco.

O diâmetro do equipamento modelado é de 65mm. Previsões analíticas e numéricas das curvas torque \times rotação foram realizadas para calibração da deformação de referência ε_{ref} . Na Tabela 4.6 apresentam-se os valores de ε_{ref} obtidos. Sequencialmente, na Figura 4.10, apresentam-se os resultados da relação rotação *versus* tensão cisalhante para $C_c/(1+e_0)=0,35$, melhor aproximação obtida entre simulações e os dados medidos de campo. Observa-se que as previsões resultam em uma resposta mais rígida do que os resultados de campo, porém na mesma faixa de grandeza.

Tabela 4.6: Resultados da calibração resíduo de zinco

$C_c/(1+e_0)$	ε_{ref}	
	Não drenado	Drenado
0,25	0,015	0,035
0,30	0,018	0,043
0,35	0,020	0,048

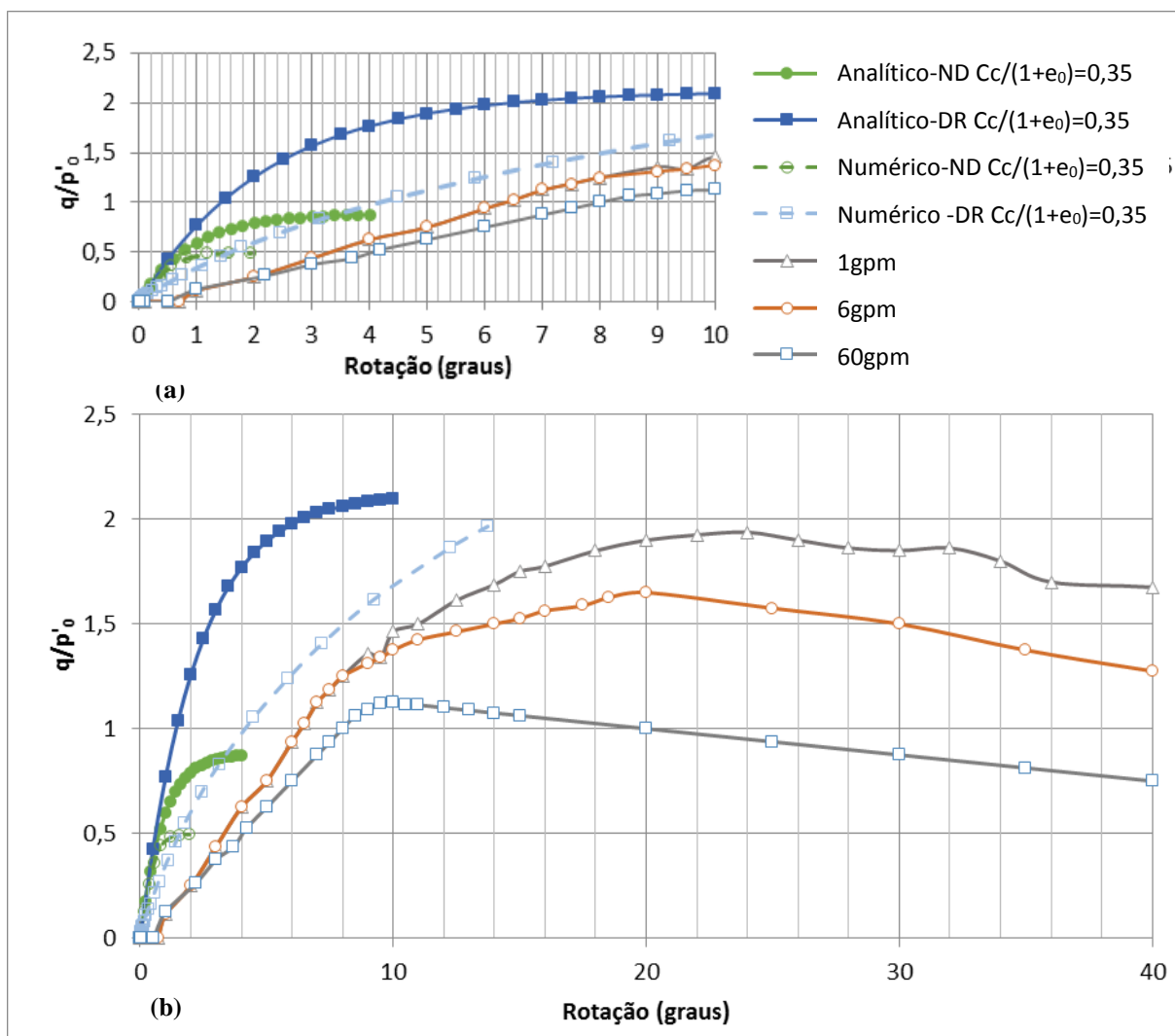


Figura 4.10: Calibração de ϵ_{ref} para resíduo de zinco (a) dados expandidos (b) teste ampliado

Uma vez calibrado, o método foi utilizado para a determinação dos efeitos de drenagem no espaço normalizado $V \times U$ representado na Figura 4.11, e no espaço $V_1 \times U$, mostrado na Figura 4.12, lembrando que

$$V_1 = \frac{v \times R}{c_h} I_r \quad (4.1)$$

sendo

$$I_r = \frac{G_{\max}}{p'_0} \quad \text{com} \quad G_{\max} = \frac{k_{cis}}{\sqrt{2\varepsilon_{ref}}} \quad \text{para modelagem analítica} \quad (4.2)$$

$$I_r = \frac{G}{p'_0} \quad \text{com} \quad \frac{G}{p'_0} = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)}{2\kappa(1+\nu)} \quad \text{para modelagem em elementos finitos} \quad (4.3)$$

A faixa de valores de I_r dos casos simulados na presente análise é apresentada na Tabela 4.7, na qual são descritos os valores de Índices de Rigidez das modelagens analíticas e numéricas. Destaca-se que os valores de I_r para a simulação numérica por elementos finitos são obtidos por uma relação direta entre os parâmetros de compressibilidade e nível de tensão de acordo com a equação (4.3), e que os valores analíticos são funções diretas do procedimento de calibração. Dos resultados apresentados na Tabela 4.7, observa-se uma boa concordância entre os valores caracterizando uma faixa de variação de I_r de 14,93 a 23,67.

Tabela 4.7: Valores do Índice de Rigidez para simulações analítica e numérica

$C_c/(1+e_0)$	$\varepsilon_{ref,ND}$	$I_r = G_{\max} / p'_0$ *	$I_r = G / p'_0$ **
0.25	0.015	23.67	21.15
0.3	0.018	19.72	18.13
0.35	0.020	17.75	14.93

*valores de I_r da equação (4.2) para normalização dos resultados analíticos

**valores de I_r para a normalização dos resultados elementos finitos

Valores característicos de I_r também podem ser estimados a partir das medidas dos módulos elásticos obtidos pelos ensaios sísmicos. A partir desta observação, na Tabela 4.8 apresenta-se uma estimativa de valores de I_r para o resíduo de zinco para as profundidades de 4 e 8m e velocidade de onda cisalhante $v=50\text{m/s}$, menor velocidade cisalhante de acordo com a tendência observada na Figura 4.7. Observa-se que um fator de degradação do módulo de cisalhamento elástico inicial G_0 , da ordem de 10 foi adotado para obtenção de uma faixa de valores de I_r de 13 a 27, concordante com a definida pelas relações analíticas e numéricas. Um Índice de Rigidez médio, de acordo com o apresentado na Tabela 4.8 foi utilizado para normalização dos resultados de campo.

Tabela 4.8: Módulo de deformação cisalhante resíduo de zinco

Prof. (m)	v (m/s)	G ₀ (kPa)	G(kPa)*	p' ₀ (k ₀ =1) (kPa)	I _r	I _r (médio)
4	50	3250	325	12	27,1	20,3
8	50	3250	325	24	13,5	

Obs: *Módulo elástico degradado ($G=G_0/10$);

Os resultados da relação entre velocidade normalizada V e grau de drenagem U são apresentados na Figura 4.11. Observa-se que ambas as simulações numéricas e analíticas produzem uma tendência de família de curvas de acordo com a compressibilidade, indicando que as menores compressibilidades modeladas tem processo de dissipação ligeiramente mais rápido. Porém, independentemente da compressibilidade os regimes de drenagem ficam bem caracterizados. A transição entre comportamento drenado para parcialmente drenado ocorre para uma velocidade normalizada V da ordem de 0,0001, para os modelos analítico e numérico. Os resultados de campo caracterizam um valor em torno de 0,008-0,01 para a mesma transição. O início do comportamento não drenado é indicado pelos resultados do modelo analítico para valores de V próximos a 1, e no modelo numérico para valores de V próximo a 10, enquanto os resultados experimentais indicam valores da ordem de 10 ($V \approx 10$). Deste conjunto de resultados verifica-se que o comportamento não drenado é parcialmente capturado pelos modelos, enquanto que a transição para a resposta drenada é consideravelmente mais rápida do que a indicada pelas previsões.

Os resultados expressos no espaço de velocidade normalizada $V_1 \times U$ são apresentados na Figura 4.12. Nesta observa-se a tendência de unificação de curvas (independentemente da compressibilidade), e que as previsões capturam a transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado. Enquanto que as velocidades que definem a transição de comportamento parcialmente drenado para drenado são subestimadas pelas previsões.

Como principal conclusão da aplicação proposta verifica-se que, em ambos os espaços de velocidades normalizadas $V \times U$ e $V_1 \times U$, as previsões analíticas e numéricas se aproximam dos resultados de campo, quando avaliada a transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado. Nas medidas experimentais o regime drenado é atingido para maiores valores de V , quando comparado às soluções analíticas e numéricas. Reitera-se, entretanto, que o objetivo do estudo consiste em identificar padrões de comportamento e não de fazer previsões determinísticas dos ensaios.

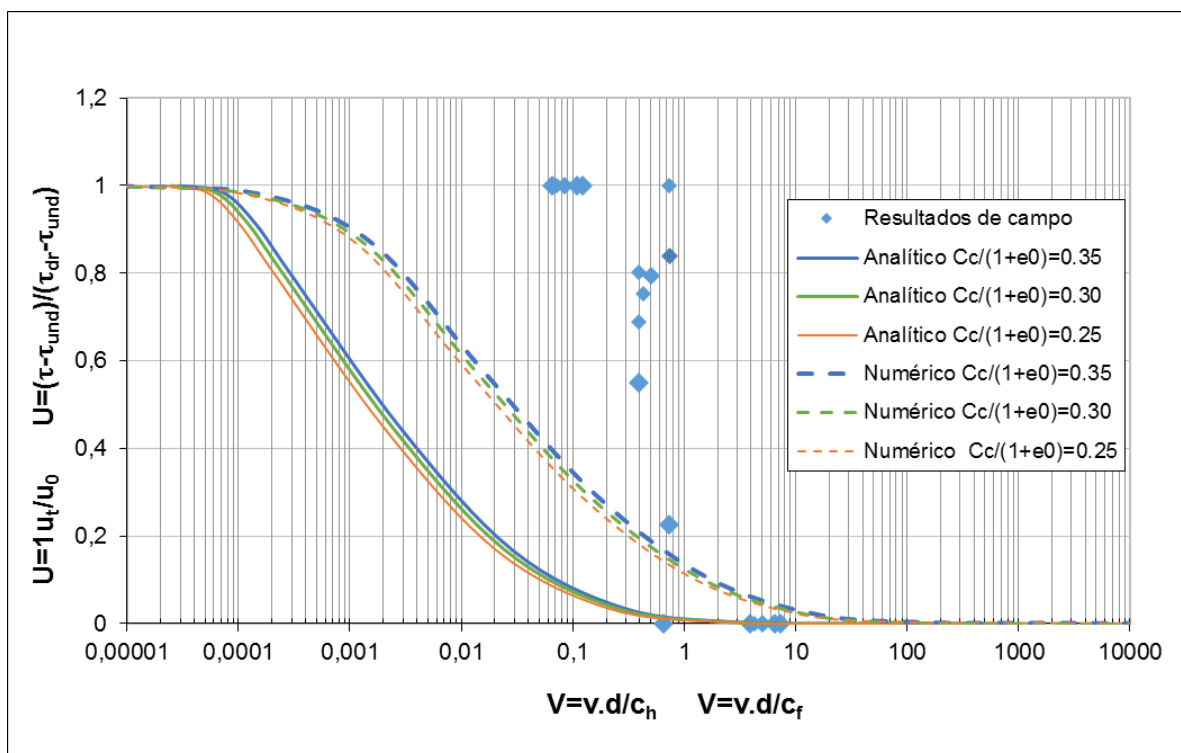


Figura 4.11: Resultados analíticos e dados de campo $V \times U$ para resíduo de zinco

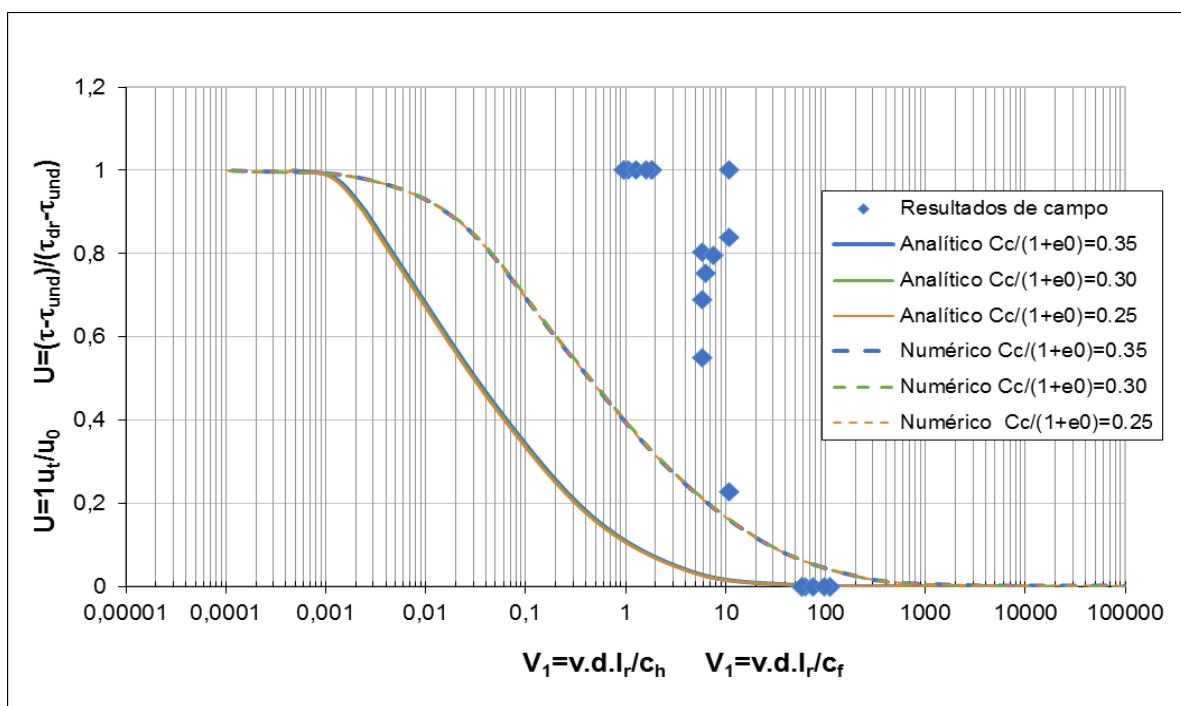


Figura 4.12: Resultados analíticos e dados de campo $V_1 \times U$ para resíduo de zinco (I_r de G_{max})

5 ANÁLISE DA EXPANSÃO DE UM CILINDRO INFINITO NO SOLO

No presente capítulo apresenta-se a análise do problema de consolidação do solo que envolve um cilindro rígido infinito, submetido a uma expansão radial. O problema proposto visa entender os mecanismos que controlam as condições de drenagem envolvidas em deformações cilíndricas no solo, tais como as decorrentes da execução de ensaios de campo (e.g. piezocone, dilatométrico, pressiométrico), e ou instalação de fundações profundas. Neste contexto, nos itens que seguem são apresentadas a definição do problema, metodologia de análise, verificação através de análise paramétrica e discussões complementares.

5.1 DEFINIÇÃO DO PROBLEMA E METODOLOGIA DE ANÁLISE

O estudo em poroelasticidade proposto estrutura-se na definição de um modelo geométrico definido por um cilindro rígido inserido em um meio elástico não-linear de extensão infinita. O cilindro é submetido a uma expansão através da aplicação de um deslocamento radial. A geometria utilizada pode ser vista como um modelo conceitual simplificado de fundações profundas, estacas, e ou ensaios de campo (e.g. piezocone, dilatométrico, pressiométrico), sendo sua solução relevante ao estudo do processo de consolidação do solo, que circunscreve o cilindro, devido a indução de tensões radiais.

A análise sequencialmente apresentada é baseada na hipótese de que a geometria adotada, e sua solitação, podem ser caracterizadas por uma condição de deformações planas. Na Figura 5.1, apresenta-se a caracterização da geometria conceitual com detalhe da seção transversal do sistema cilindro e meio poroso que o circunscreve. A referida geometria sofre uma expansão em R (raio do cilindro), em um instante t , através da aplicação de um deslocamento radial (αR).

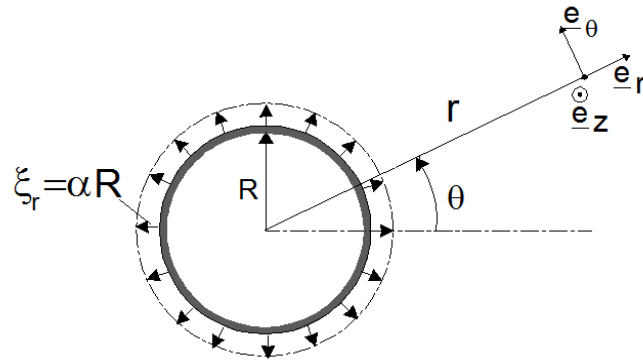


Figura 5.1: Representação da geometria utilizada para análise da consolidação do solo que envolve o cilindro rígido infinito submetido a expansão radial.

O solo que envolve o cilindro é modelado como um material poroelástico, isotrópico, e saturado, no qual desenvolvem-se deformações infinitesimais.

Observa-se que, em toda a avaliação sequencialmente descrita, a convenção de sinais adotada é a de valores positivos para tensões de tração e valores negativos para tensões de compressão.

5.1.1 Equações governantes para o campo de tensão e deslocamentos

Considerando $\underline{\underline{\sigma}}_0$ e p_0 o campo inicial de tensões e poropressões no meio, as equações poroelásticas de estado que definem o comportamento de um material isotrópico são definidas por:

$$\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \lambda \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}} \mathbf{1} + 2G \underline{\underline{\varepsilon}} - b \Delta p \mathbf{1} \quad (5.1)$$

$$\Delta \phi = b \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}} + \frac{1}{M} \Delta p \quad (5.2)$$

onde b e M são o coeficiente de Biot e Módulo de Biot, respectivamente, e λ e G são as constantes de Lamé.

A constante λ pode ser escrita em função do módulo G , módulo de cisalhamento elástico e K , módulo de deformações volumétricas de acordo com:

$$\lambda = K - \frac{2}{3}G \quad (5.3)$$

Observa-se que a primeira equação de estado (5.1) define a variação de tensões $\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{\sigma}}_0$ de acordo com a variação das deformações infinitesimais $\underline{\underline{\varepsilon}}$, e poropressão $\Delta p = p - p_0$. Já a segunda equação de estado (5.2) fornece a relação entre variação da porosidade Lagrangiana $\Delta \phi = \phi - \phi_0$, deformação volumétrica do esqueleto, e variação da poropressão.

Observando que as deformações e poropressões induzidas pela cravação e expansão do cilindro no solo são controladas pela não-linearidade do material, propôs-se a adoção de um módulo de deformação cisalhante G dependente do nível de deformação induzida localmente pela expansão do cilindro. Considerou-se uma lei de dependência da forma $G = G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p)$, onde $\varepsilon_d = \sqrt{(\underline{\underline{\varepsilon}} - \frac{1}{3} \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}}) : (\underline{\underline{\varepsilon}} - \frac{1}{3} \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}})}$ é a deformação desviadora equivalente, $\varepsilon_v = \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}}$ é a deformação volumétrica e p é a poropressão.

Para definição da relação de dependência $G = G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p)$ considerou-se que o estado de tensões $\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}_0 + \Delta \underline{\underline{\sigma}}$ derivado da primeira equação de estado (5.1), assintoticamente obedece o critério de Drucker-Prager:

$$\lim_{\substack{\varepsilon_d \rightarrow \infty \\ \varepsilon_{ref}}} F(\underline{\underline{\sigma}}' = \underline{\underline{\sigma}} + p \underline{\underline{1}}) = 0 \quad (5.4)$$

sendo:

$$F(\underline{\underline{\sigma}}') = \sigma_d + T(\sigma_m' - h) \quad (5.5)$$

onde $\underline{\underline{\sigma}}' = \underline{\underline{\sigma}} + p \underline{\underline{1}}$ é a tensão efetiva de Terzaghi, $\sigma_d = \sqrt{(\underline{\underline{\sigma}} - \frac{1}{3} \text{tr} \underline{\underline{\sigma}}) : (\underline{\underline{\sigma}} - \frac{1}{3} \text{tr} \underline{\underline{\sigma}})}$ é a tensão equivalente desviadora, $\sigma_m' = \frac{1}{3} \text{tr} \underline{\underline{\sigma}}' = \sigma_m + p$ é a tensão média efetiva de Terzaghi, T é o coeficiente de atrito do material, h é o limite em tração isotrópica, e ε_{ref} é uma deformação de

referência, a qual representa o valor de deformação desviadora necessária para que a tensão desvio atinja assintoticamente a resistência do material.

Observando que uma expressão para σ_d é obtida através da primeira equação de estado:

$$\sigma_d = 2G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p) \varepsilon_d + \sigma_{0d} \quad (5.6)$$

sendo σ_{0d} uma tensão equivalente desviadora inicial.

E considerando K , módulo de deformação volumétrica constante, as equações (5.5) e (5.6) combinadas indicam que $G = G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p)$ comporta-se assintoticamente de acordo com $1/\varepsilon_d$:

$$G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p) \approx \frac{1}{2\varepsilon_d} [T(h - \sigma'_m) - \sigma_{0d}] \quad \text{para} \quad \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_{ref}} \gg 1 \quad (5.7)$$

Uma forma simples para o cumprimento da condição proposta $G(\varepsilon_d, \varepsilon_v)$, consiste em adotar a seguinte lei de dependência [Maghous et al. 2009]:

$$G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p) = \frac{1}{2} [T(h - \sigma'_m) - \sigma_{0d}] \times \frac{1/\varepsilon_{ref}}{1 + \varepsilon_d / \varepsilon_{ref}} \quad (5.8)$$

Com σ'_m :

$$\sigma'_m = \delta + K \varepsilon_v \quad (5.9)$$

e:

$$\delta = \sigma'_{0m} + (1-b) \Delta p \quad (5.10)$$

Na Figura 5.2 apresenta-se a representação elástica não-linear do comportamento dado pela equação (5.8).

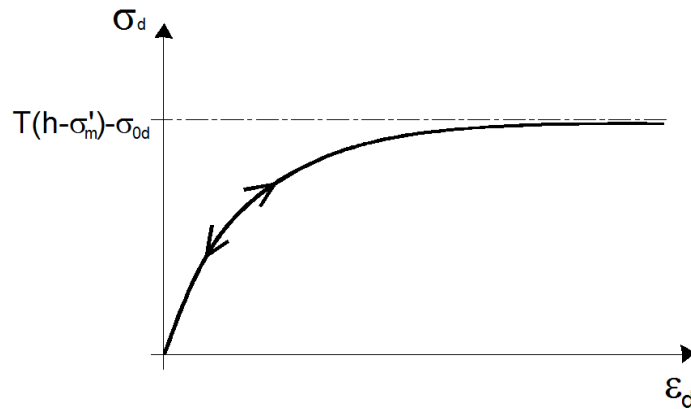


Figura 5.2: Representação esquemática do comportamento elástico não-linear relacionado com uma condição limite de Drucker-Prager.

Como comentários gerais do modelo constitutivo adotado destaca-se que:

- A expressão de G , equação (5.8), deriva de uma equivalência matemática entre comportamento elastoplástico e elástico não-linear equivalente. O parâmetro $G = G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p)$ é considerado um parâmetro fictício de ajuste, não podendo ser diretamente associado a parâmetros físicos do material.
- Para um meio poroelástico isotrópico, o coeficiente e módulo de Biot, b e M , respectivamente, são relacionados a rigidez do esqueleto e dos grãos constituintes de acordo com

$$b = 1 - \frac{K}{K_s} \quad ; \quad \frac{1}{M} = \frac{b - \phi}{K_s} \quad (5.11)$$

Adotado o pressuposto de módulo de deformações volumétricas constante, ambos os parâmetros b e M são necessariamente também constantes.

Para a caracterização das tensões mobilizadas durante a expansão do cilindro, a solução deve satisfazer a condição de equilíbrio:

$$\text{div } \underline{\Delta \underline{\sigma}} = 0 \quad (5.12)$$

que deve ser complementada com as condições de contorno mecânicas relacionadas ao deslocamento:

$$\underline{\xi}_r = \alpha R \quad \text{em } r=R \quad \text{para todo } t > 0 \quad (5.13)$$

$$\underline{\xi}_r = 0 \quad \text{em } r=a \quad \text{para todo } t > 0 \quad (5.14)$$

Sendo que a condição (5.13) caracteriza o deslocamento radial aplicado na face do cilindro (raio R), enquanto que a condição (5.14) define que os deslocamentos são nulos em uma distância $a > R$, sendo a raio de influência (ver item 3.1.1).

Observando que o campo de deslocamento aproximado é buscado de acordo com a seguinte equação:

$$\underline{\xi} = f(r) \underline{e}_r \quad (5.15)$$

A qual caracteriza o tensor de deformações:

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \varepsilon_{rr} (\underline{e}_r \otimes \underline{e}_r) + \varepsilon_{\theta\theta} (\underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta) \quad \text{com} \quad \varepsilon_{rr} = f'(r); \quad \text{e} \quad \varepsilon_{\theta\theta} = f(r)/r \quad (5.16)$$

Resultando nos seguintes incrementos de tensão associados a lei poroelástica:

$$\Delta \underline{\underline{\sigma}} = \lambda (f'(r) + f(r)/r) \underline{\underline{1}} + 2G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p) \cdot (\varepsilon_{rr} (\underline{e}_r \otimes \underline{e}_r) + \varepsilon_{\theta\theta} (\underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta)) - b\Delta p \underline{\underline{1}} \quad (5.17)$$

A Equação (5.17) pode ser rescrita em componentes de acordo com (5.18 e 5.19).

$$\sigma_{rr} - \sigma_{r_0} = \left(K - \frac{2}{3} G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p) \right) \cdot \left(f'(r) + \frac{f(r)}{r} \right) + 2G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p) \cdot f'(r) - b\Delta p \quad (5.18)$$

$$\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{\theta_0} = \left(K - \frac{2}{3} G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p) \right) \cdot \left(f'(r) + \frac{f(r)}{r} \right) + 2G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p) \cdot \frac{f(r)}{r} - b\Delta p \quad (5.19)$$

Para a caracterização da função $f(r)$, que define o campo de deslocamentos, aplica-se a equação de equilíbrio local (5.20) escrita em projeção paralela a direção \underline{e}_r :

$$\Delta\sigma_{\theta\theta} = \frac{d(r \Delta\sigma_{rr})}{dr} \quad (5.20)$$

O desenvolvimento da condição (5.20) caracteriza a equação diferencial solução do problema mecânico:

$$\frac{d}{dr} \left[K \left(f'(r) + \frac{f(r)}{r} \right) + \frac{2G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p)}{3} \left(2f'(r) - \frac{f(r)}{r} \right) - b\Delta p \right] + \frac{2G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p)}{r} \left(f'(r) - \frac{f(r)}{r} \right) = 0 \quad (5.21)$$

Sendo que o tensor desvio de deformações e módulo do tensor desvio do problema de expansão do cilindro são caracterizados pelas equações (5.22) e (5.23), respectivamente.

$$\underline{\underline{\varepsilon_d}} = f'(r) \underline{e_r} \otimes \underline{e_r} + \frac{f(r)}{r} \underline{e_\theta} \otimes \underline{e_\theta} - \frac{1}{3} \left(f'(r) + \frac{f(r)}{r} \right) \underline{1} \quad (5.22)$$

$$\varepsilon_d = \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{f'(r)^2 + f(r)^2 / r^2 - f'(r) f(r) / r} \quad (5.23)$$

A deformação volumétrica do problema é do tipo:

$$\varepsilon_v = f'(r) + f(r) / r \quad (5.24)$$

Observa-se que para desenvolvimento da equação (5.21) necessita-se da definição da parcela Δp , variação da poropressão, obtida através da solução hidráulica do problema. A obtenção de Δp é caracterizada no item a seguir.

5.1.2 O problema de fluxo

A distribuição do excesso de poropressão, decorrente da expansão do cilindro, é obtida através da solução do problema por suas condições de contorno hidráulicas definidas no meio poroso circundante.

Desprezando as variações de densidade do fluido, o balanço de massa fluida escrito no contexto de deformações infinitesimais do esqueleto é dado por:

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \text{div } \underline{q} = 0 \quad (5.25)$$

onde ρ_f é a densidade do fluido e \underline{q} é o vetor de percolação.

O vetor de percolação \underline{q} conecta-se ao excesso de poropressão u através da Lei de Darcy:

$$\underline{q} = -\underline{k} \cdot \nabla u \quad (5.26)$$

onde \underline{k} é o tensor de permeabilidade. Observa-se que nas análises que seguem considerou-se que o meio poroso é definido por propriedades hidráulicas isotrópicas (e.g., $\underline{k} = k \underline{1}$).

Introduzindo a segunda equação de estado (5.2) (considerada na forma de taxa de variação) e a Lei de Darcy (5.26) na equação de balanço de massa fluida (5.25) tem-se

$$b \frac{\partial \text{tr} \underline{\varepsilon}}{\partial t} + \frac{1}{M} \frac{\partial \Delta p}{\partial t} = k \nabla^2 u \quad (5.27)$$

onde ∇^2 é o operador Laplaciano.

A equação (5.27) em conjunto com a primeira equação de estado do meio poroso (5.1) caracterizam o sistema de equações básico para o problema de fluxo.

Para solução do problema hidráulico aplica-se a condição de equilíbrio ($\text{div } \Delta \underline{\sigma} = 0$) sobre a equação constitutiva (5.1). A partir desta relação deriva-se a Equação de Navier (condição de equilíbrio) generalizada para o meio poroso não-linear elástico:

$$\left[K + \frac{4}{3} G \right] \nabla \text{tr} \underline{\varepsilon} - G \text{rot} \left(\text{rot } \underline{\xi} \right) + 2 \nabla G \cdot \left(\underline{\varepsilon} - \frac{1}{3} \text{tr} \underline{\varepsilon} \right) = b \nabla (\Delta p) \quad (5.28)$$

Observando que o campo de deslocamentos dado por (5.15) é irrotational, a equação (5.28) pode ser simplificada para

$$\left[K + \frac{4}{3} G \right] \nabla \text{tr} \underline{\varepsilon} + 2 \nabla G \cdot \left(\underline{\varepsilon} - \frac{1}{3} \text{tr} \underline{\varepsilon} \right) = b \nabla (\Delta p) \quad (5.29)$$

Buscando a caracterização de uma solução analítica para a variação da poropressão, adotou-se a hipótese de que um módulo de cisalhamento elástico G constante caracteriza o processo de fluxo. O módulo G foi definido como um valor médio equivalente $G \approx G_{eq}$. A partir da adoção desta hipótese, a equação de Navier pode ser reescrita como:

$$\left[K + \frac{4}{3} G_{eq} \right] \nabla \text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}} = b \nabla (\Delta p) \quad (5.30)$$

A qual pode ser integrada para a caracterização de uma relação entre $\text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}}$ e Δp :

$$\text{tr} \underline{\underline{\varepsilon}} = \frac{b \cdot \Delta p}{\left(K + \frac{4}{3} G_{eq} \right)} + F(t) \quad (5.31)$$

onde $F(t)$ é uma função de integração. Observa-se que, de acordo com a condição de deformação unidimensional do problema de expansão do cilindro, a função $F(t)$ é necessariamente nula [$F(t) = 0$] para que seja satisfeita a condição de não perturbação em $a > R$.

A relação obtida por (5.31) pode então ser substituída em (5.27). E verificando que $\frac{\partial \Delta p}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t}$ chega-se a:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_f \nabla^2 u \quad \text{com} \quad c_f = k \cdot \frac{M \cdot \left(K + \frac{4}{3} G_{eq} \right)}{\left[M \cdot b^2 + \left(K + \frac{4}{3} G_{eq} \right) \right]} \quad (5.32)$$

A distribuição do excesso de poropressão (u) é a solução do problema hidráulico. Esta é definida pela equação de difusão (5.32) mais as condições de contorno e iniciais hidráulicas:

$$\frac{\partial u}{\partial r} = 0 \quad \text{em } r = R \quad \text{para todo } t \geq 0 \quad (5.33)$$

$$u = 0 \quad \text{em } r = a \quad \text{para todo } t \geq 0 \quad (5.34)$$

$$u = u_0(r) \quad \text{em } t = 0 \quad \text{para } r \in [R, a] \quad (5.35)$$

As equações (5.33) a (5.35) referem-se a condição de impermeabilidade do cilindro, a influência nula do excesso de poropressão a uma distância superior ao raio de influência a , e ao estado de poropressão inicial, respectivamente.

A solução geral do problema mencionado acima é descrita pela equação (5.36). Detalhes para obtenção desta podem ser revistos no Capítulo 3, item 3.1.2.

$$u = \sum_{n=1}^{\infty} C_n^* [\omega_n Y_0(\alpha_n r) - J_0(\alpha_n r)] e^{-c_f \cdot \alpha_n^2 t} \quad (5.36)$$

onde

$$C_n^* = \frac{\int_R^a u_0(r) \cdot [\omega_n Y_0(\alpha r) - J_0(\alpha r)] r dr}{\int_R^a [\omega_n Y_0(\alpha r) - J_0(\alpha r)]^2 r dr} \quad (5.37)$$

As funções J_0 e Y_0 são as funções de Bessel de primeira e segunda espécie, respectivamente e ordem zero. O escalar α_n é dado pela n -th raiz em relação a x da equação (5.38).

$$Y_1(xR) J_0(xa) - J_1(xR) Y_0(xa) = 0 \quad (5.38)$$

onde J_1 e Y_1 são as funções de Bessel de primeira e segunda espécie, respectivamente, e primeira ordem.

O escalar ω_n é obtido de α_n de acordo com

$$\omega_n = -Y_1(\alpha_n R) / J_1(\alpha_n R) \quad (5.39)$$

Uma vez determinado o excesso de poropressão u através das equações (5.36) a (5.38), o incremento de pressão é definido de acordo com $p = \Delta u - p_0$.

A definição do módulo de cisalhamento equivalente médio G_{eq} , é discutida na seção 5.1.4. Observa-se que a hipótese de $G \approx G_{eq}$ foi adotada somente para o problema de fluxo, Equações 5.36 a 5.39. A definição de tensões de acordo com as Equações (5.18) a (5.19) continua a ser definida por $G = G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p)$, Equação 5.7. A adoção de parâmetros elásticos lineares para a solução do problema de consolidação é adotada como mecanismo para simplificação da solução do problema por diversos autores (e.g. GIBSON e ANDERSON (1961), SODERBERG (1962), CARTER et al. (1979), RANDOLPH e WROTH (1979), TEH e HOULSBY (1991), entre outros), sendo também hipótese básica da teoria clássica de adensamento de Terzaghi (1937). Os estudos de Lecka et al. (2003), Zhuang et al. (2004), Indraratna et al. (2005), Zheng et al. (2010), podem ser consultados sobre tentativas de modelagens considerando os parâmetros de compressibilidade e ou permeabilidade variáveis em problemas de fluxo no solo.

5.1.3 Distribuição inicial de excesso de poropressão

Observando que as expressões dadas pelas equações (5.36-5.39) requerem que se estabeleça uma distribuição inicial de poropressão $u_0(r)$, os trabalhos de Randolph e Wroth (1979), Poulos e Davis (1980) e Morris e Williams (2000) foram utilizados como base para a definição de uma distribuição de acordo com:

$$u_0(r) = u_{0,\max} \frac{\mathfrak{F}(r)}{\mathfrak{F}(R)} \quad \text{com} \quad \mathfrak{F}(r) = 1 - \frac{a}{r} + \frac{a}{R} \ln \frac{a}{r} \quad \text{para } R \leq r \leq a \quad (5.40)$$

onde $u_{0,\max}$ é um valor máximo de poropressão imediatamente após a inserção do cilindro. A discussão completa sobre a definição da Eq. (5.40) pode ser revista no capítulo 3, item 3.1.3.

Um comparativo entre previsões obtidas pelo modelo e solução por elementos finitos é apresentada no item 5.3. A distribuição de excesso de poropressão inicial $u_0(r)$ dada pela equação (5.40) será utilizada como referência nas análises.

Soluções para o problema de expansão de cavidade (e.g. VÉSIC 1972, RANDOLPH e WROTH 1979) indicam que uma estimativa para o valor máximo de $u_{0,\max}$, excesso de poropressão inicial máximo, pode ser obtida através dos valores caracterizados pelas trajetórias de tensão desenvolvidas em ensaios triaxiais não drenados levados a pressão última (resistência não drenada). O excesso de poropressão neste caso pode ser determinado através das variações de

tensões médias e cisalhantes, podendo ser escrito para um material normalmente adensado como:

$$u_{0,\max} = \frac{p_{c0}}{2}(1 + M_{cs}) \quad (5.41)$$

onde p_{c0} é uma pressão de consolidação inicial de referência, e M_{cs} é a inclinação da linha do estado crítico no espaço de tensões de Cambridge p' - q . Salienta-se que a expressão definida por (5.40) implica na adoção da hipótese de que o tempo entre a cravação (criação de uma cavidade inicial no solo) e o início da expansão é relativamente pequeno, não havendo dissipações de poropressões, e conseqüentemente definindo que o comportamento hidromecânico do solo é não drenado.

Quanto a extensão da zona de influência, valores de a/R da ordem de 100 foram inicialmente adotados nas análises, porém posteriormente fez-se uma discussão complementar referente a influência da zona de influência inicial adotada, esta discussão é apresentada no item 5.4.1.

Adicionalmente observa-se que idem ao problema de rotação, o processo de inserção do cilindro no solo (criação da cavidade inicial no solo), modifica também as distribuições de tensões geostáticas no meio poroso. Um estado de tensão inicial heterogêneo e anisotrópico σ_0 , dependente das coordenadas locais (r, θ, z) , deveria assim ser considerado na região que circunscreve o cilindro rígido. Porém, diferentemente das indicações de poropressões iniciais p_0 , não há medições ou distribuições indicadas na literatura para σ_0 imediatamente após a instalação. Yu (2000) indica ter simulado o processo de expansão de cavidade para diferentes condições anisotrópicas iniciais, não observando influência sobre o resultado final. Porém, na ausência de dados específicos referentes à inserção de fundações profundas, campos simplificados de tensões iniciais são geralmente adotados nas análises numéricas.

5.1.4 Módulo de cisalhamento elástico equivalente (G_{eq}) e solução de $f(r)$

O modelo desenvolvido para a consolidação do solo em torno de um cilindro rígido submetido a um deslocamento radial foi formulado em poroelasticidade não-linear através da adoção de um módulo de deformação cisalhante elástica G , dependente do nível de deformação induzida localmente pela expansão do cilindro $G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p)$, equação (5.8). Porém, visando a obtenção de uma solução analítica do problema, introduziu-se a hipótese de que a equação de fluxo pode

ser definida por um módulo de cisalhamento constante ($G \approx G_{eq}$). Esta hipótese fornece a solução clássica da equação de difusão (5.32) (TERZAGHI 1937, SODERBERG 1962, TEH e HOULSBY 1991, COUSSY 2004, entre outros). Propôs-se para a definição de um módulo constante uma abordagem de módulo equivalente médio que pode ser definido segundo equação (5.42).

$$G_{eq} = \frac{1}{a-R} \int_R^a G(\varepsilon_d, \varepsilon_v) dr \quad (5.42)$$

A partir da definição de (5.42), determina-se a distribuição de u e p de acordo com as equações (5.36) a (5.39). Uma vez determinados u e p , estes são introduzidos na equação diferencial (5.21) para determinação do campo de deslocamentos $f(r)$. A caracterização final de $f(r)$ deve ser complementada com as condições de contorno mecânicas (5.13) e (5.14). Neste ponto, verificou-se que não há solução analítica para $f(r)$. Uma solução numérica foi obtida pelo software Maple, através da adoção de um sistema de convergência de diferenças finitas, do tipo aproximação por trapézios, com valores de fronteira dados pelas condições de contorno. O referido software fornece assim a função $f(r)$ e sua derivada. Adotou-se um erro máximo de $1.10e-5$ para o sistema de convergência adotado.

Detalhado o modelo analítico para solução do problema de expansão radial de um cilindro infinito, sequencialmente apresenta-se o modelo numérico em elementos finitos adotado para validação das equações analíticas.

5.2 ANÁLISE NUMÉRICA

Com o objetivo de verificar a validade do modelo analítico proposto fez-se uma análise em elementos finitos no software ABAQUS®. O problema de expansão radial de um cilindro infinito foi modelado em axissimetria, e representa o problema de expansão em deformações planas através da modelagem de um elemento de altura unitária, e comprimento infinito. A geometria conceitual do problema é apresentada na Figura 5.3a. Observa-se que a extensão da malha adotada foi definida em um raio de 1000 vezes o raio inicial do cilindro. Foram adotados elementos finitos do tipo CAX8RP (elementos axissimétricos quadriláteros de 8 nós,

biquadráticos para o cálculo de deslocamentos e bilineares para o cálculo de poropressão) e malha com um total de 300 elementos. Um detalhe da malha utilizada na região próxima a face do cilindro é apresentada na Figura 5.3b, resultados típicos podem ser observados no Apêndice B.

Um campo inicial de excesso de poropressão $u_0(r)$ foi modelado de acordo com a equação (5.40). Um campo de tensões iniciais (no plano de análise) com distribuição isotrópica e uniforme $\sigma_0 = \sigma_0 1$ foi considerado nas simulações.

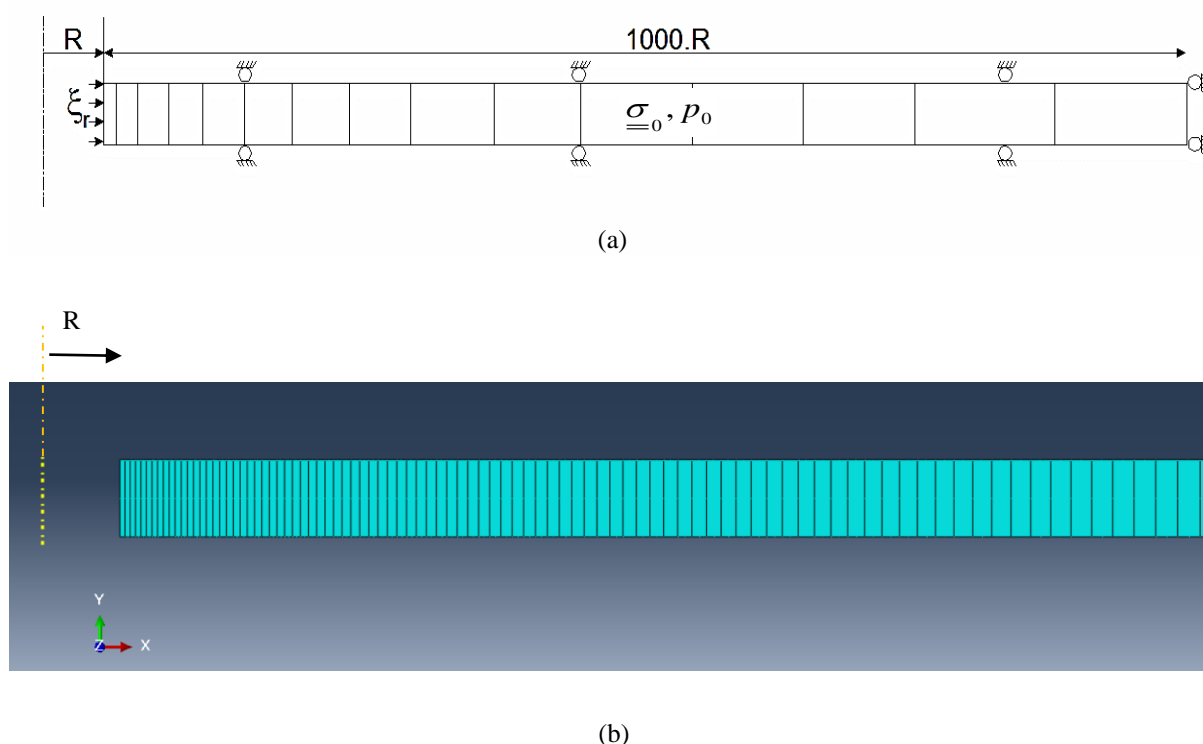


Figura 5.3: Detalhe modelagem numérica a) geometria conceitual b) detalhe da malha utilizada na região próxima a face do cilindro

Para a caracterização do material adotou-se o modelo constitutivo Cam-Clay Modificado (Roscoe e Burland, 1968), o qual é tipicamente descrito por cinco parâmetros: Índice de compressibilidade (λ), Índice de recompressão (κ), Índice de vazios inicial (e_0), inclinação da linha do estado crítico M_{cs} , e módulo de cisalhamento elástico (G). Como demais parâmetros da modelagem tem-se: o módulo de deformação volumétrica do fluido (K_w), e do grão constituinte (K_s), o peso específico do fluido (γ_w), e a permeabilidade do meio (k). Uma breve descrição do modelo é apresentada no Capítulo 3, item 3.2.

Observa-se que os valores do coeficiente de consolidação horizontal c_h utilizados para normalização de resultados numéricos foram definidos como:

$$c_h = \frac{k(1+e_0)\sigma'_{rr0}}{\lambda\gamma_w} \quad (5.43)$$

onde σ'_{rr0} refere-se ao estado de tensão inicial.

Um módulo de cisalhamento elástico G constante foi utilizado nas análises de acordo com:

$$\frac{G}{p'_0} = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)}{2\kappa(1+\nu)} \quad (5.44)$$

Observa-se também que um módulo de deformação volumétrica K , pode ser obtido dos parâmetros utilizados na análise numérica κ , e_0 e p'_0 :

$$K = \frac{(1+e_0)p'_0}{\kappa} \quad (5.45)$$

A equação (5.45) foi utilizada para caracterização do módulo de deformações volumétricas (K) utilizado nas modelagens analíticas.

5.3 AVALIAÇÃO PARAMÉTRICA

A avaliação paramétrica visa identificar a influência da compressibilidade e resistência sobre o comportamento de fluxo transiente de geomateriais, e foi proposta também com o intuito de verificação da solução em poroelasticidade desenvolvida. Esta verificação é feita a partir de um comparativo direto entre os resultados obtidos do modelo analítico, e resultados obtidos pela modelagem em elementos finitos.

A influência da compressibilidade foi considerada através da variação da inclinação da linha de compressão normal isotrópica λ , calculada a partir de valores típicos da razão de compressão $C_c/(1+e_0)$ de 0,10 a 0,50 (e.g. SCHNAID, 2009). O índice de recompressão (κ) foi definido como sendo $0,2 \lambda$. Para verificação da influência da resistência do material, foram definidos

valores de 0,8; 1,0 e 1,2 para a inclinação da linha do estado crítico M_{cs} , os quais correspondem a valores de ângulo de atrito de 20, 25 e 30°, respectivamente. Os parâmetros T e h foram obtidos por aproximação externa entre Drucker Prager e Mohr Coulomb. Detalhes da aproximação utilizada podem ser vistos no Apêndice C.

No modelo analítico, a relação tensão-deformação do solo é significativamente sensível à deformação referência (ε_{ref}) adotada nos cálculos (ver equação 5.9). Um procedimento simples de calibração para ε_{ref} foi desenvolvido através da adoção do modelo de carregamento descrito na Figura 5.4, o qual caracteriza uma condição de carregamento triaxial. O carregamento triaxial é modelado em axissimetria a partir da aplicação de uma tensão confinante (σ_c) sobre as superfícies lateral e superior do elemento Ω , mais uma tensão desvio (σ_d), aplicada na superfície superior. O elemento Ω foi modelado com uma altura unitária e relação altura/raio de 2. Caracterizou-se um estado de tensões inicial $\underline{\underline{\sigma}}_0$ e poropressão inicial p_0 em Ω . Somente a condição drenada ($p = p_0$ em $\partial\Omega$) foi modelada. Neste caso o equacionamento analítico é dado por:

$$\varepsilon_d = \frac{\sigma_d}{2G(\varepsilon_d, \varepsilon_v)}, \quad \varepsilon_v = (3\sigma_c + \sigma_d)/3K \quad (5.46)$$

Substituindo (5.7) na relação de ε_d (5.44), tem-se:

$$\varepsilon_d = \frac{-\sigma_d \varepsilon_{ref}}{\sigma_d \left(1 - \frac{T}{3}\right) + T(h - \sigma_c - \sigma_0)} \quad (5.47)$$

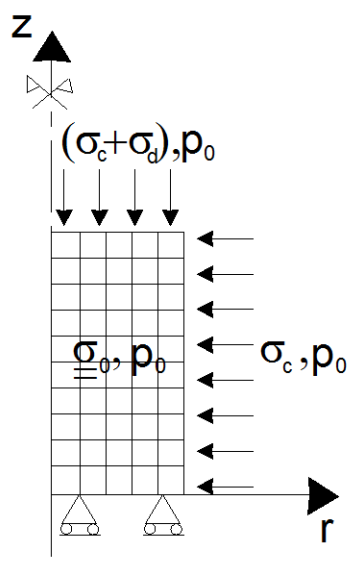


Figura 5.4: Idealização ensaio triaxial

Os resultados da calibração proposta são apresentados nas Figuras 5.5 a 5.7 e Tabela 5.1, para três concepções de tensões iniciais e confinantes: 1) $\sigma_0 = 50\text{kPa}$ e $\sigma_c = 50\text{kPa}$, Figura 5.5; 2) $\sigma_0 = 50\text{kPa}$, $\sigma_c = 100\text{kPa}$, Figura 5.6; e 3) $\sigma_0 = 150\text{kPa}$, $\sigma_c = 150\text{kPa}$, Figura 5.7. Observa-se que as tensões desviadoras máximas aplicadas foram limitadas para deformações de 15% da altura do elemento. Para o conjunto de resultados, verifica-se que maiores compressibilidades caracterizam maiores valores de deformação de referência ε_{ref} , assim como maiores tensões iniciais e confinantes caracterizam maiores deformações de referência. Os valores de ε_{ref} caracterizados na condição 3 foram utilizados nas análises apresentadas no presente capítulo. Observa-se que uma proposta para definição de uma função do tipo $\varepsilon_{ref} = \varepsilon_{ref}(C_c, \sigma_0, \sigma_c)$ pode ser buscada, porém não foi realizada na presente pesquisa. Indica-se que a calibração seja feita de acordo com as condições de carregamento a serem avaliadas.

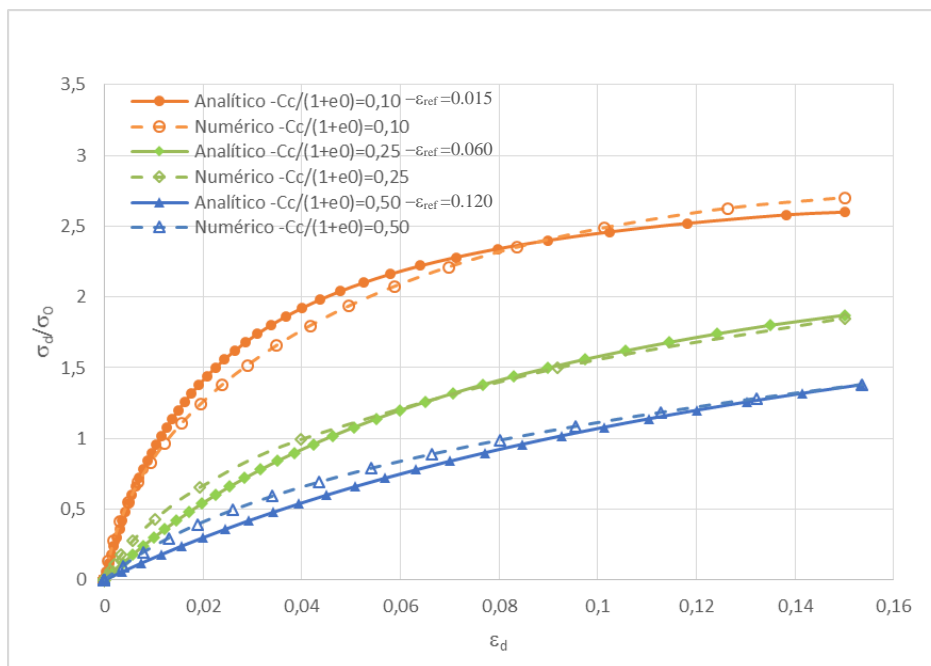


Figura 5.5: Calibração de ϵ_{ref} para condição de carregamento $\sigma_0 = \sigma_c = 50\text{kPa}$

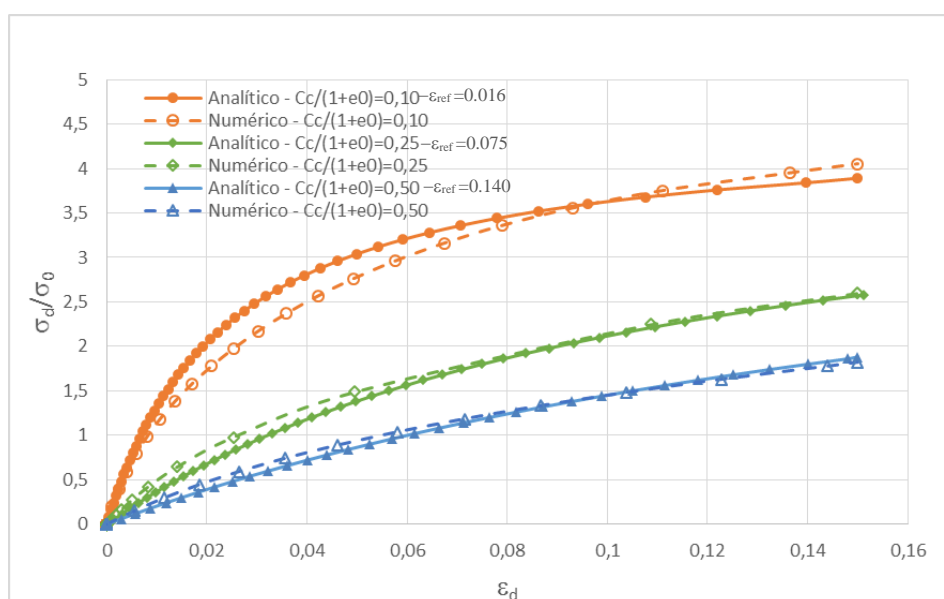


Figura 5.6: Calibração de ϵ_{ref} para condição de carregamento $\sigma_0 = 50\text{kPa}$; $\sigma_c = 100\text{kPa}$

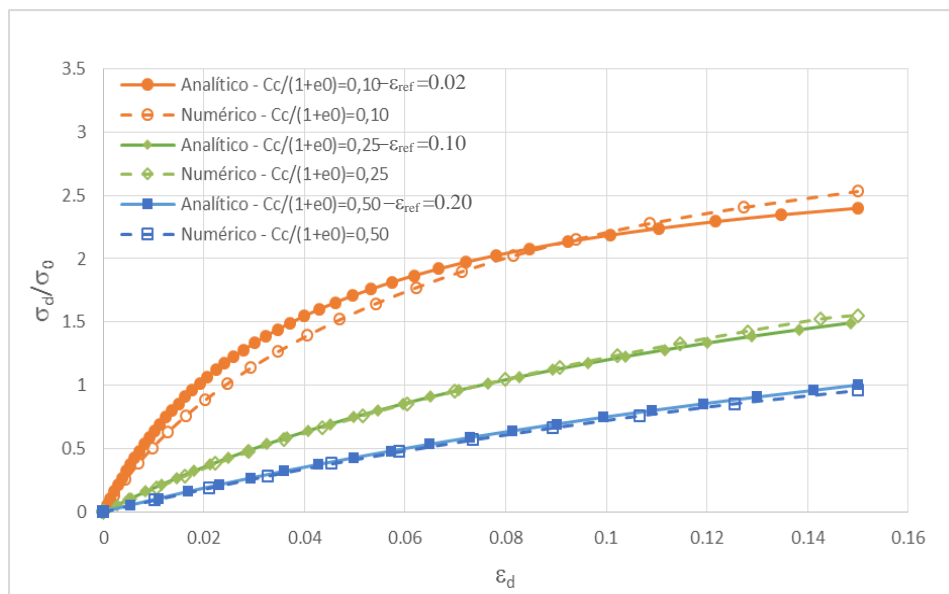


Figura 5.7: Calibração de ε_{ref} para condição de carregamento $\sigma_0 = \sigma_c = 150\text{kPa}$

Tabela 5.1: Resultados da calibração de ε_{ref}

$Cc/(1+e_0)$	ε_{ref}		
	$\sigma_0 = \sigma_c = 50\text{kPa}$	$\sigma_0 = 50\text{kPa}; \sigma_c = 100\text{kPa}$	$\sigma_0 = \sigma_c = 150\text{kPa}$
0,50	0,120	0,140	0,200
0,25	0,060	0,075	0,090
0,10	0,015	0,016	0,025

As propriedades utilizadas no estudo paramétrico são resumidas na Tabela 5.2. Nas seções seguintes, os resultados estão apresentados em termos de diferentes compressibilidades, resistências e condições de drenagem. Observa-se que todos os resultados apresentados são referentes a expansões máximas de 15% de R , limite considerado aceitável para que as deformações permaneçam no campo de pequenas deformações. Um estudo complementar para avaliação do nível de deformação aplicado é apresentado no item 5.4.2.

Tabela 5.2: Parâmetros constitutivos adotados

Parâmetros constitutivos	
p_{c0} (kPa)	100
p_0' (kPa)	50
u_{max}	$p_{c0}(1+M_{cs})/2$
p_0 (kPa)	$p_0' + u_{max}$
γ_w (kPa)	10
k (m/s)	1.00E-08
λ	0,50; 0,25; 0,10
κ	0,10; 0,05; 0,02
e_0	1,2
K_s (GPa)	0,1
K_w (GPa)	2,2
M_{cs}	0,8; 1; 1,2
v	0,30
R (cm)	2,5
a (cm)	100.R

5.3.1 Distribuição de tensões

Na Figura 5.8 apresenta-se a variação das tensões radiais e poropressões para um material de compressibilidade dada por $c/(1+e_0)=0,25$ e $M_{cs}=1,0$, as quais são normalizadas por $\sigma_{rr}'_0$ (tensão radial efetiva inicial), e plotadas em função da distância radial normalizada. Visando uma comparação geral, resultados analíticos e numéricos são apresentados lado a lado, comparando-se valores de simulações a diferentes velocidades de expansão.

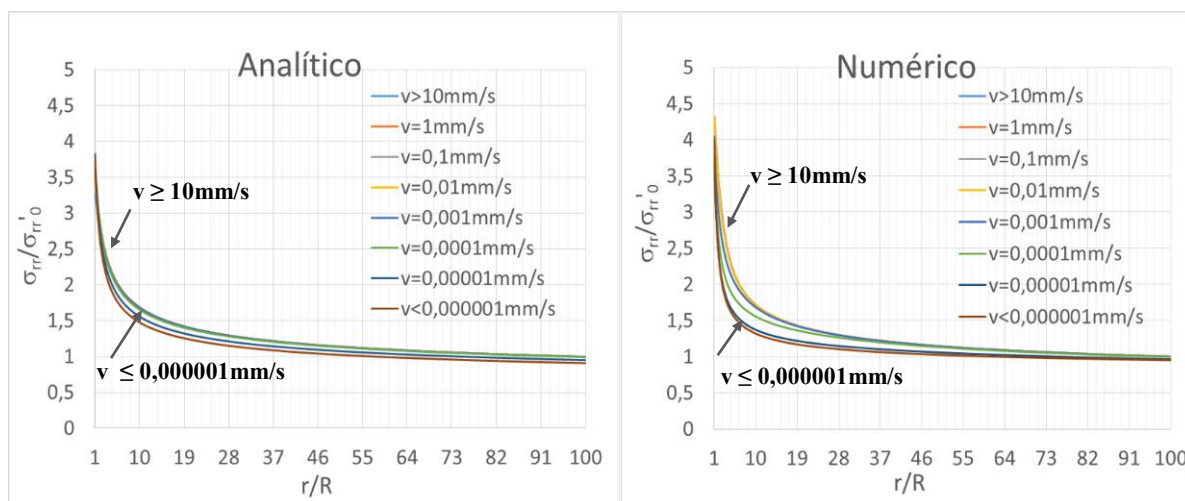
Os valores máximos da razão de tensões totais $\sigma_{rr}/\sigma_{rr}'_0$, apresentados na Figura 5.8a e 5.8b mostram não ser muito sensíveis a variação da velocidade de expansão, porém caracterizam uma aceitável concordância entre modelos, tanto para as tendências de distribuições logarítmicas em r/R como para a ordem de magnitude prevista ($\sigma_{rr}/\sigma_{rr}'_0 \approx 4$).

Em contrapartida, a razão de tensões efetivas $\sigma_{rr}'/\sigma_{rr}'_0$, Figura 5.8c e 5.8d, mostra-se sensível a variação da velocidade de expansão, caracterizando menores valores de tensão para velocidades de expansão não drenadas ($v \geq 10$ mm/s). Nesta condição, a previsão numérica ($\sigma_{rr}'/\sigma_{rr}'_0 \approx 1$) é inferior ao resultado analítico ($\sigma_{rr}'/\sigma_{rr}'_0 \approx 1,5$). Entretanto, quando as velocidades de expansão

tendem a condição drenada, os valores das previsões se aproximam tendendo a uma razão $\sigma_{rr}'/\sigma_{rr}'_0 \approx 4$.

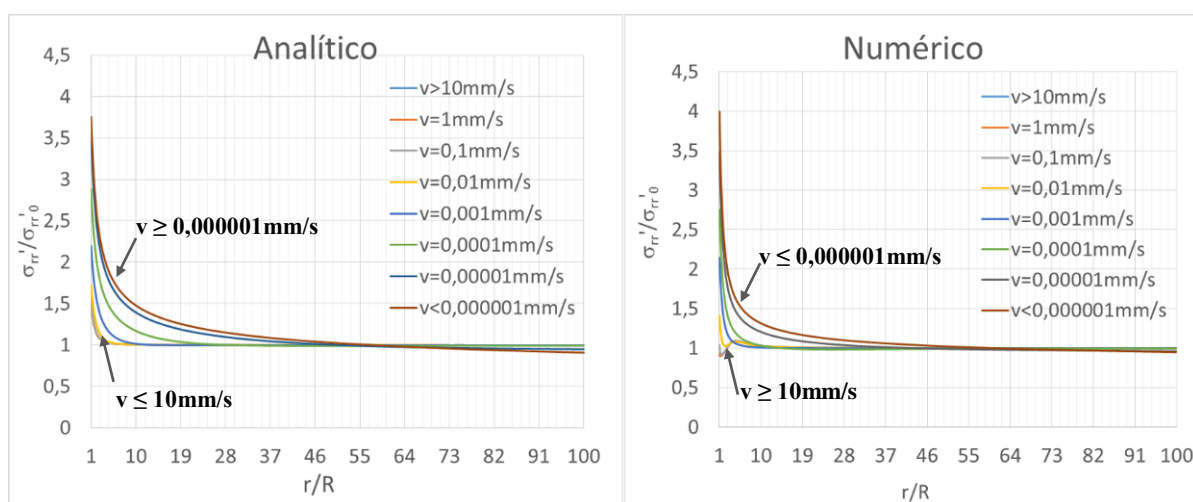
Distribuições logarítmicas da razão de poropressão $u/\sigma_{rr}'_0$ são apresentadas nas Figura 5.8e e 5.8f, mostrando que o excesso de poropressão é significativamente afetado pela velocidade de expansão. Observa-se ainda que o modelo numérico prevê maiores valores de poropressões na condição não drenada ($v=10\text{mm/s}$).

Para complemento, na Figura 5.9, os valores de poropressão são apresentados normalizados pela máxima poropressão prevista. Nesta normalização, a tendência de comportamento tende a se aproximar, definindo que embora os valores máximos sejam distintos, na caracterização geral, ambos os modelos definem comportamentos similares.



(a)

(b)



(c)

(d)

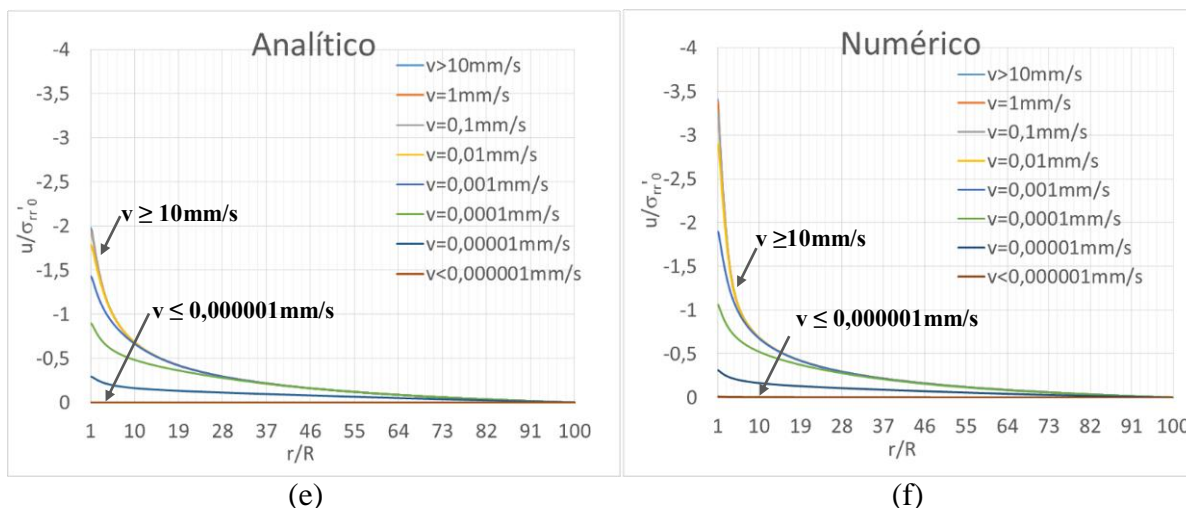


Figura 5.8: Distribuições radiais de tensão radial e poropressões (para $cc/(1+e_0)=0,25$ e $Mcs=1,0$)

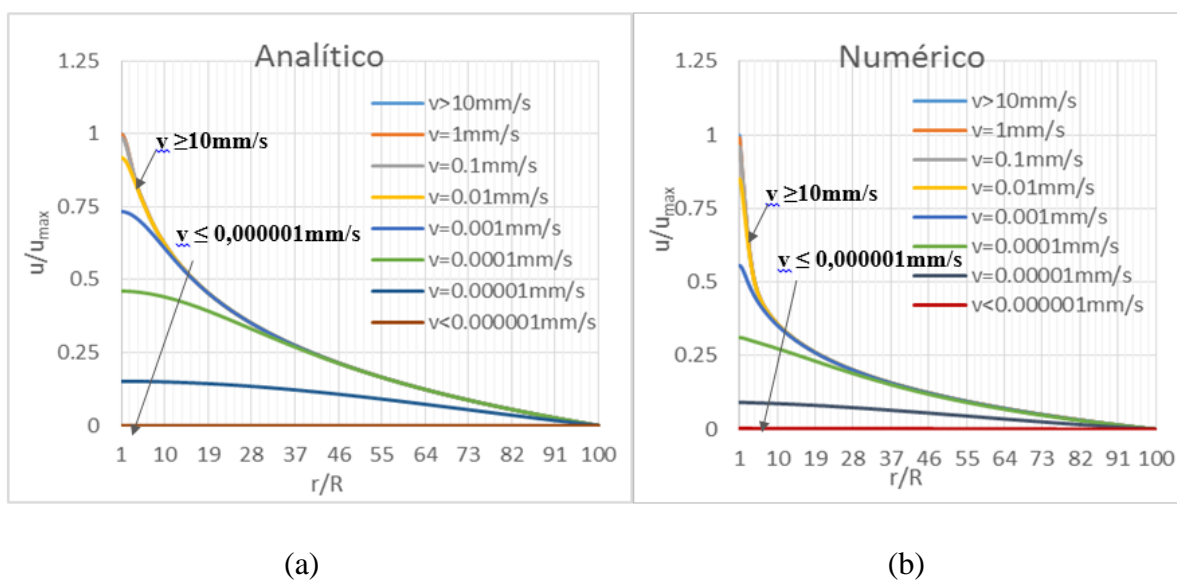
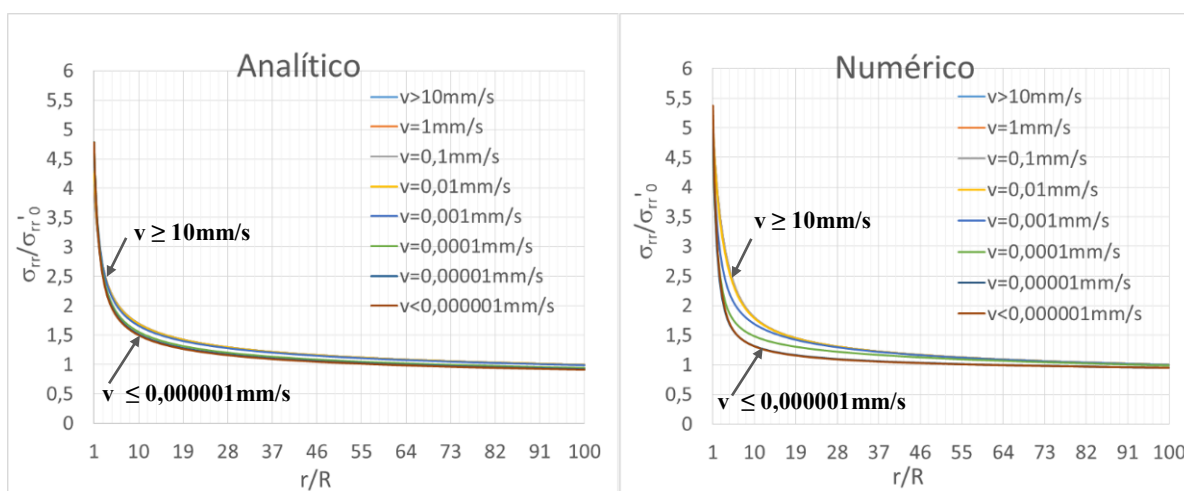


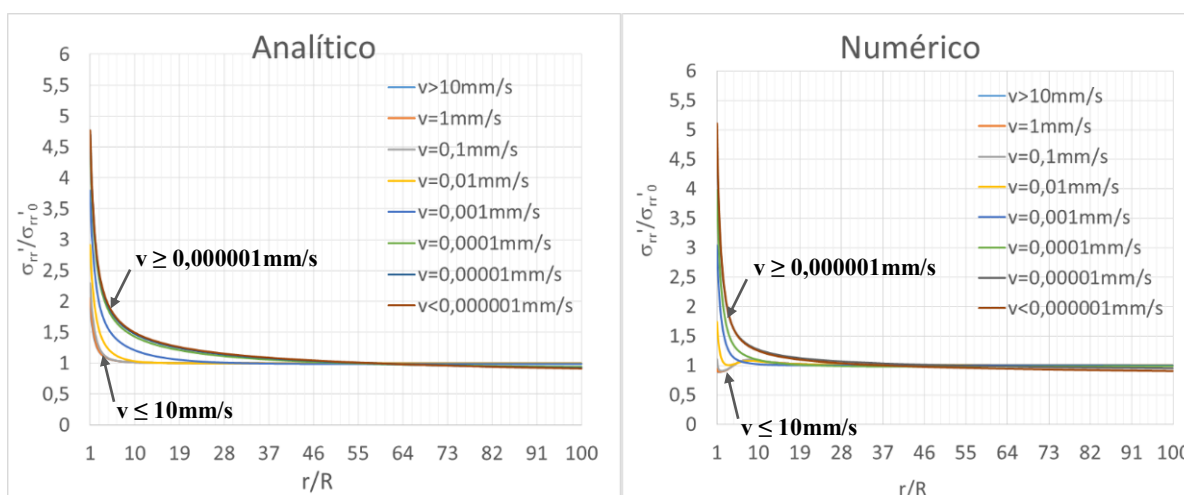
Figura 5.9: Distribuições radiais de poropressão normalizada pela máxima poropressão (para $cc/(1+e_0)=0,25$ e $Mcs=1,0$)

As distribuições radiais para as demais compressibilidades avaliadas ($C_c/(1+e_0)=0,10$ e $0,50$) são apresentadas nas Figuras 5.10 e 5.11. Destas observa-se uma boa concordância entre modelos para as previsões de tensões radiais. As distribuições de poropressões, de maneira análoga aos resultados observados na Figura 5.9, são subestimadas pelo modelo analítico. Observa-se também, que um acréscimo em compressibilidade gera maiores tensões radiais em ambos os modelos. A compressibilidade afeta as máximas poropressões geradas no modelo numérico, porém no modelo analítico esta influência não é observada. Uma melhor caracterização da influência da compressibilidade é obtida através da observação da Figura 5.12.



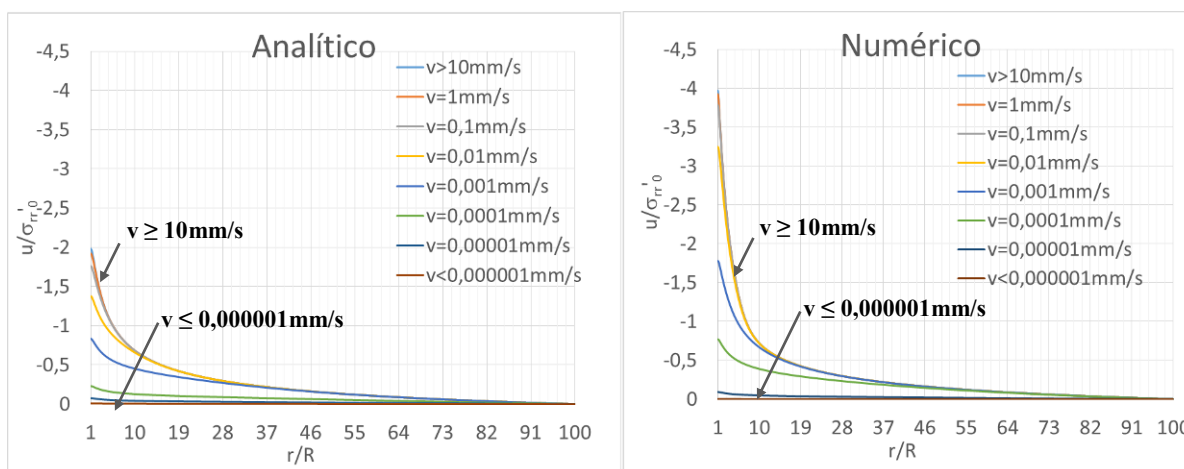
(a)

(b)



(c)

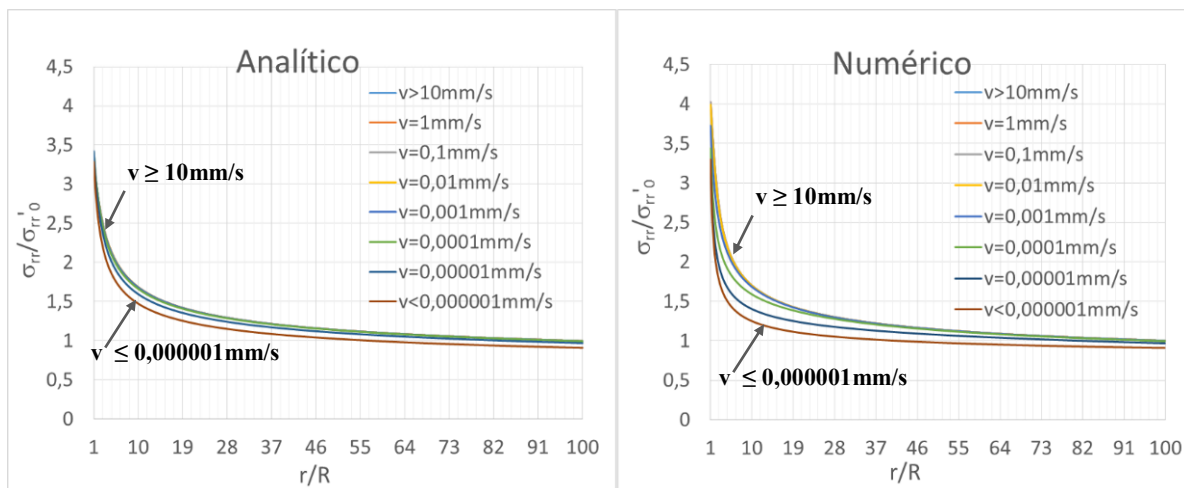
(d)



(e)

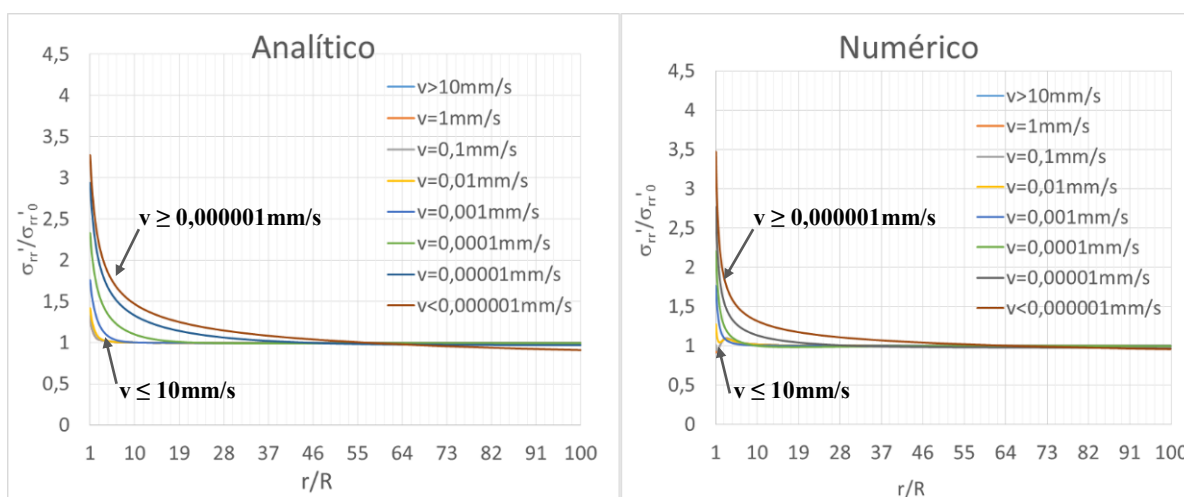
(f)

Figura 5.10: Distribuições radiais de tensão radial e poropressões (para $cc/(1+e_0)=0,10$ e $Mcs=1,0$)



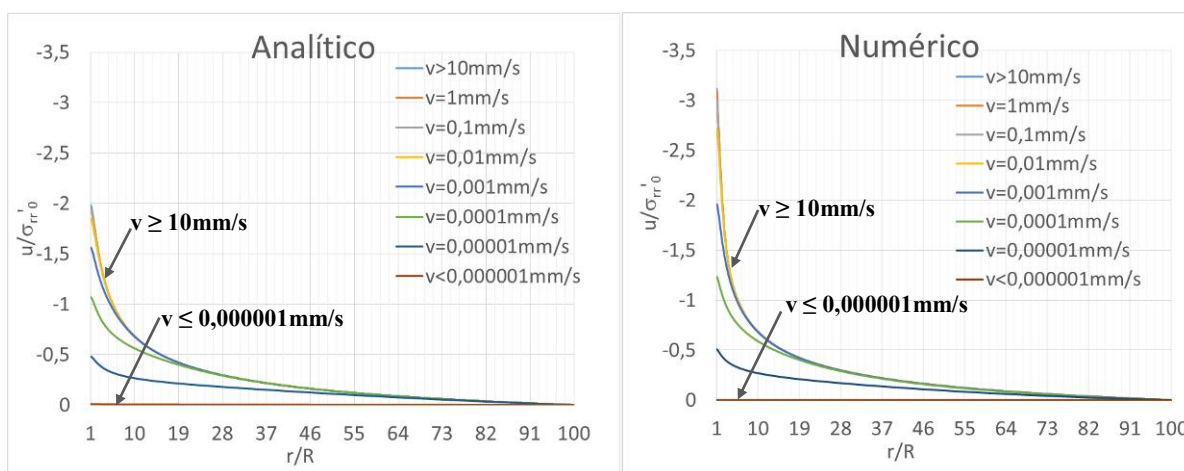
(a)

(b)



(c)

(d)



(e)

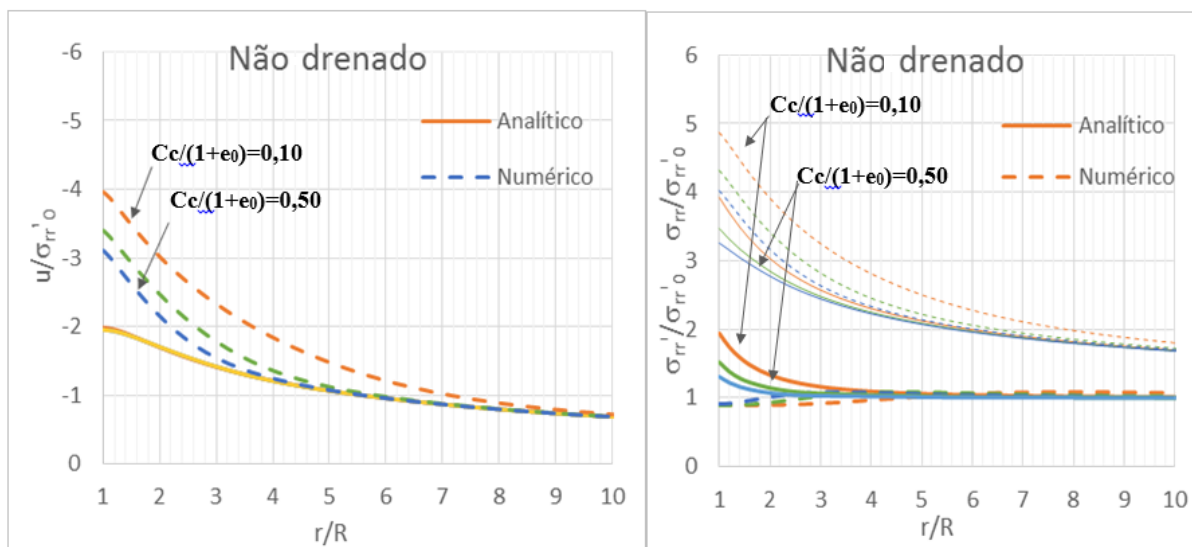
(f)

Figura 5.11: Distribuições radiais de tensão radial e poropressões (para $cc/(1+e_0)=0,50$ e $Mcs=1,0$)

A influência da compressibilidade do solo sobre a variação de poropressões normalizadas ($u/\sigma_{rr}'_0$) e tensões radiais normalizadas ($\sigma_{rr}'/\sigma_{rr}'_0$) é apresentada na Figura 5.12, na qual são discutidos os resultados obtidos para uma velocidade de expansão de 10mm/s, referente a condição não drenada, e 0.000001mm/s, condição drenada. Resultados analíticos e numéricos são plotados na mesma figura visando uma comparação direta dos resultados.

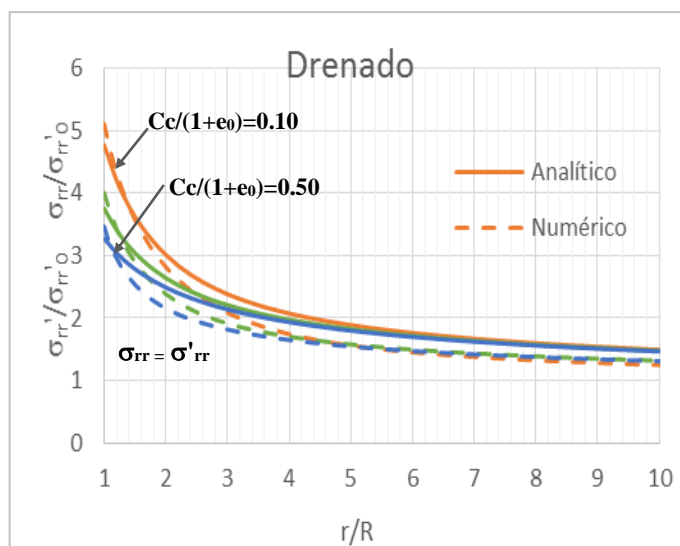
Na Figura 5.12a observa-se que, para o modelo numérico, a compressibilidade afeta as máximas poropressões na razão de maiores poropressões para materiais com menores compressibilidades (materiais mais rígidos). No modelo analítico, as máximas poropressões não sofrem influência da compressibilidade.

Quanto as tensões radiais, Figura 5.12b e 5.12c, observa-se que a compressibilidade influencia as máximas tensões totais, na razão de maiores tensões para materiais menos compressíveis, comportamento observado em ambos os modelos. Adicionalmente observa-se que na condição não drenada, Figura 5.12b, o modelo analítico prevê maiores tensões efetivas que as previstas pelo numérico, caracterizando uma resposta mais rígida nesta condição.



(a)

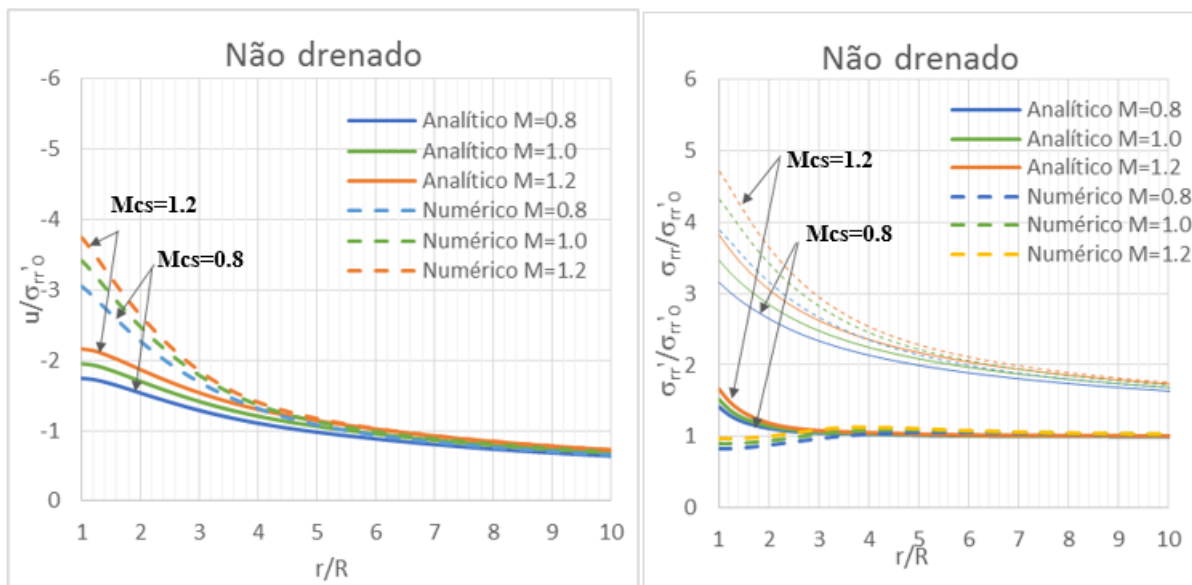
(b)



(c)

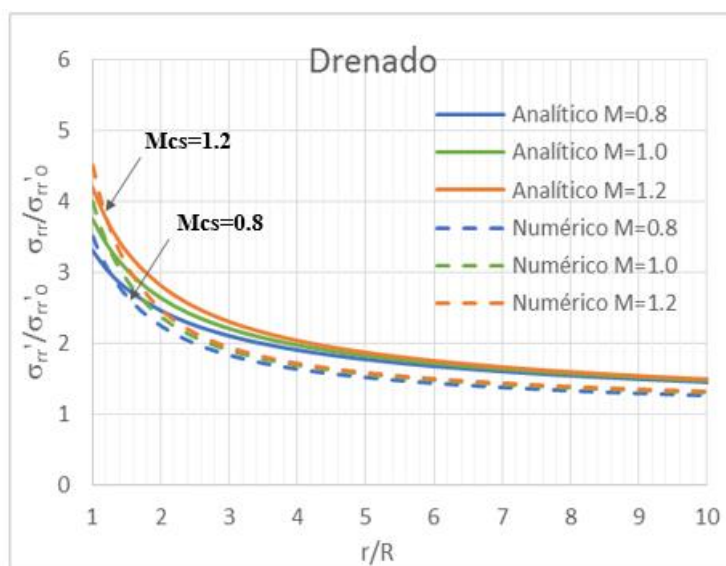
Figura 5.12: Distribuições radiais de poropressões e tensões radiais para diferentes compressibilidades e $M_{cs}=1.0$

A influência da resistência do material (ϕ' de 20° a 30°) é apresentada na Figura 5.13, para um material de mesma compressibilidade ($C_c/(1+e_0)=0,25$) e expansões a diferentes velocidades. A distribuição do excesso de poropressão, para a condição não drenada Figura 5.13a, mostra que um incremento no ângulo de atrito diretamente incrementa o valor máximo de poropressão. Esta relação é observada também nos resultados de tensões totais e efetivas não drenadas, Figura 5.13b, e tensões radiais drenadas, Figura 5.13c.



(a)

(b)



(c)

Figura 5.13: Distribuições radiais de tensão radial e poropressões para diferentes Mcs

5.3.2 Comportamento na face do cilindro

O estado de tensão para um elemento de solo adjacente ao cilindro é mostrado nas Figuras 5.14 e 5.15 para as soluções analíticas e numéricas, respectivamente. O espaço de tensões de Cambridge q - p' foi normalizado por p'_0 . As propriedades utilizadas neste caso são $Cc/(1+e_0)=0.25$, $\phi'=25^\circ$, com velocidades de expansão não drenadas a drenadas. A menor

velocidade de expansão ($v = 1 \times 10^{-6}$ mm / s) produz uma trajetória de tensão totalmente drenada, condição na qual as soluções analíticas e numéricas são muito semelhantes. A velocidade de expansão mais rápida de 10 mm/s é caracterizada pelos valores mais altos de poropressão, caracterizando um comportamento não drenado. Neste caso, as previsões analíticas são ligeiramente superiores às numéricas.

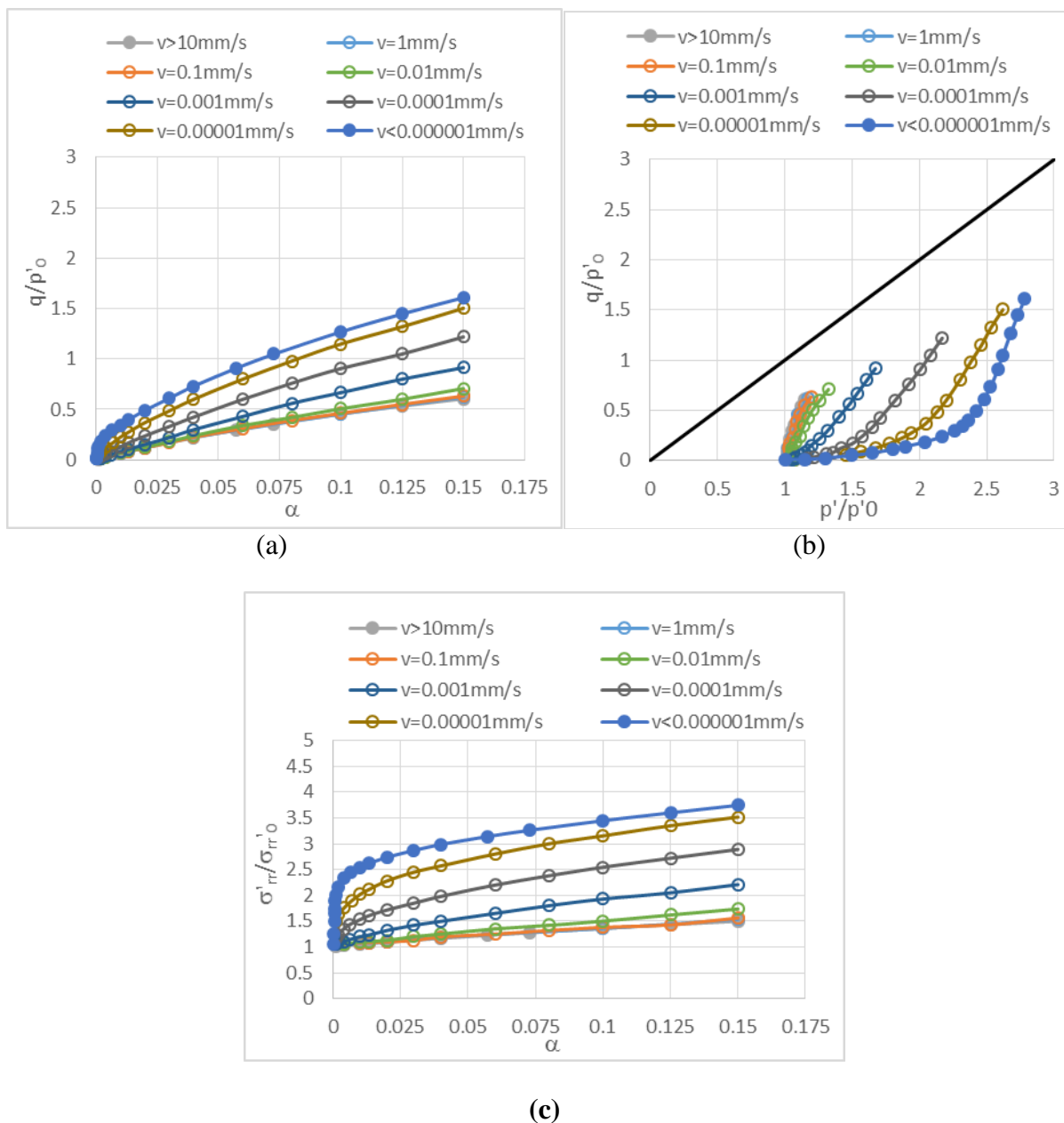


Figura 5.14: Trajetórias de tensão $p'q$ e relação tensão deformação para $cc/(1+e_0)=0.25$ e $Mcs=1.0$ – Modelo analítico

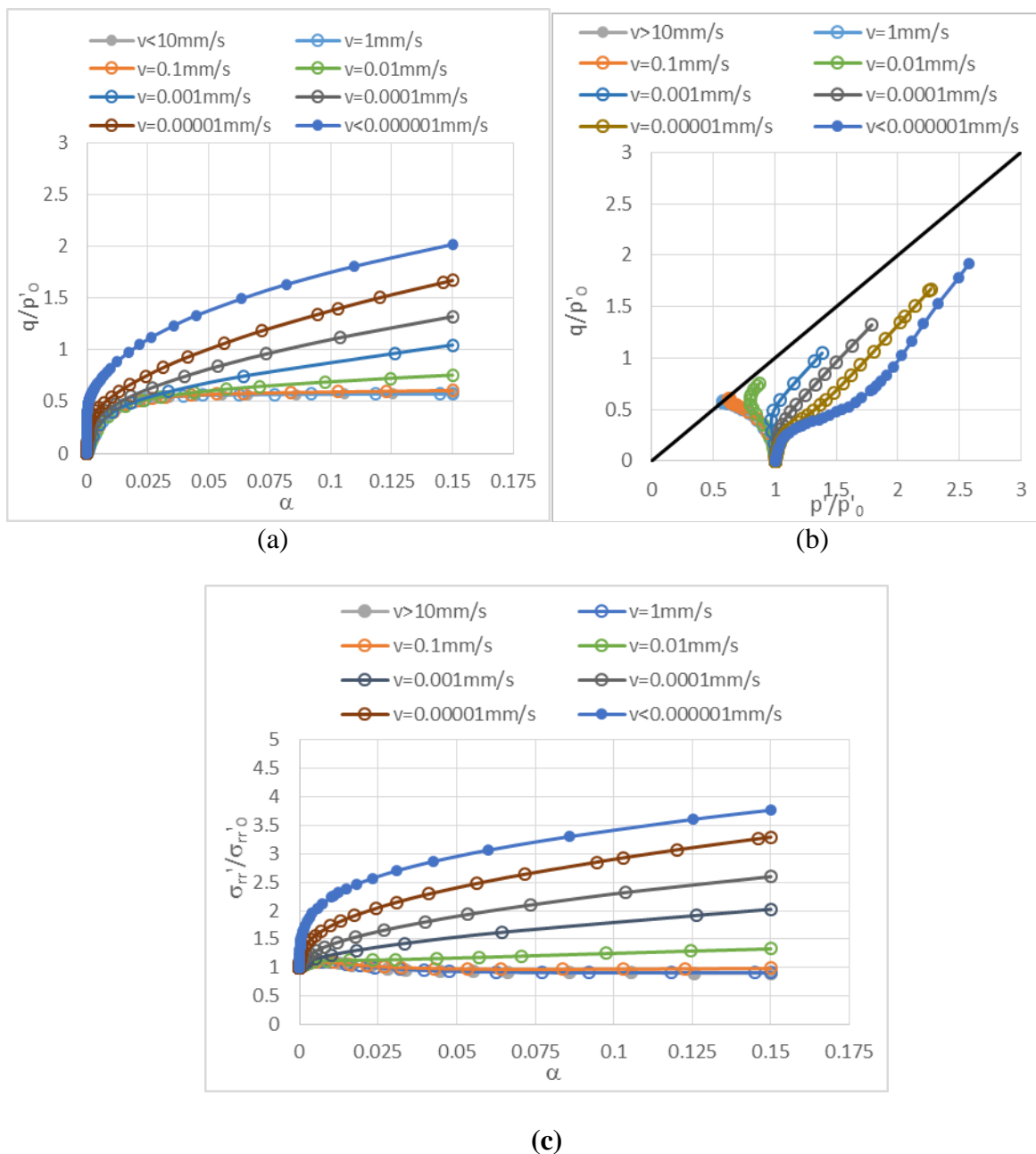


Figura 5.15: Trajetórias de tensão $p'q$ e relação tensão deformação para $cc/(1+e_0)=0.25$ e $M_{cs}=1.0$ – Modelo numérico

Uma comparação direta entre os resultados analíticos e numéricos é mostrada na Figura 5.16, onde o efeito de compressibilidade sobre a variação da tensão radial $\sigma_{rr}'/\sigma_{rr}'_0$ versus deslocamento radial aplicado (α) é mostrado para as condições drenadas e não drenadas. Como demonstrado anteriormente, em expansão drenada as soluções analíticas e numéricas produzem resultados muito semelhantes. Na condição não drenada, o modelo analítico caracteriza uma maior rigidez do que a observada no modelo numérico, definindo valores ligeiramente superiores.

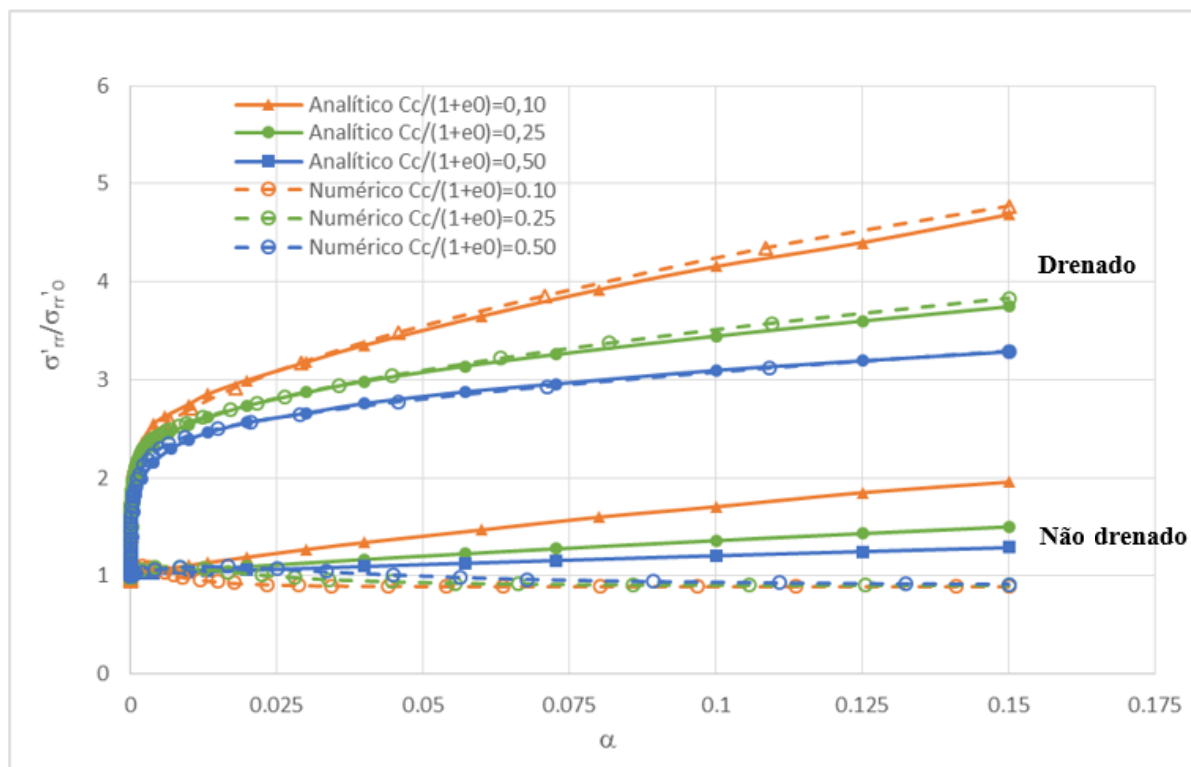


Figura 5.16: Relação tensão deformação para diferentes compressibilidades

5.3.3 Efeitos da velocidade sobre a poropressão

A avaliação dos efeitos da velocidade de rotação sobre o excesso de poropressão em torno do cilindro é feita através da interpretação dos resultados em termos de uma velocidade normalizada $\left(V = v \cdot d / c_h \right)$, permitindo que a influência da compressibilidade e a resistência ao cisalhamento sejam avaliados utilizando ambas as simulações numéricas e analíticas. Na Figura 4.17, são apresentados os resultados da velocidade normalizada V plotada em função do grau de drenagem U , para materiais de diferentes compressibilidades. Observa-se que embora o modelo numérico caracterize uma pequena influência da compressibilidade, de maneira geral, ambos os modelos produzem uma tendência de unificação das curvas. Os valores de transição de comportamento drenado para parcialmente drenado são definidos no modelo analítico e numérico para valores de V próximo a 0,0001. A transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado é definida no modelo analítico para V próximo a 10, e para o modelo numérico V próximo a 100. As diferenças caracterizadas podem ser atribuídas a diferente concepção de c_h , coeficiente de consolidação numérico e c_f , coeficiente analítico.

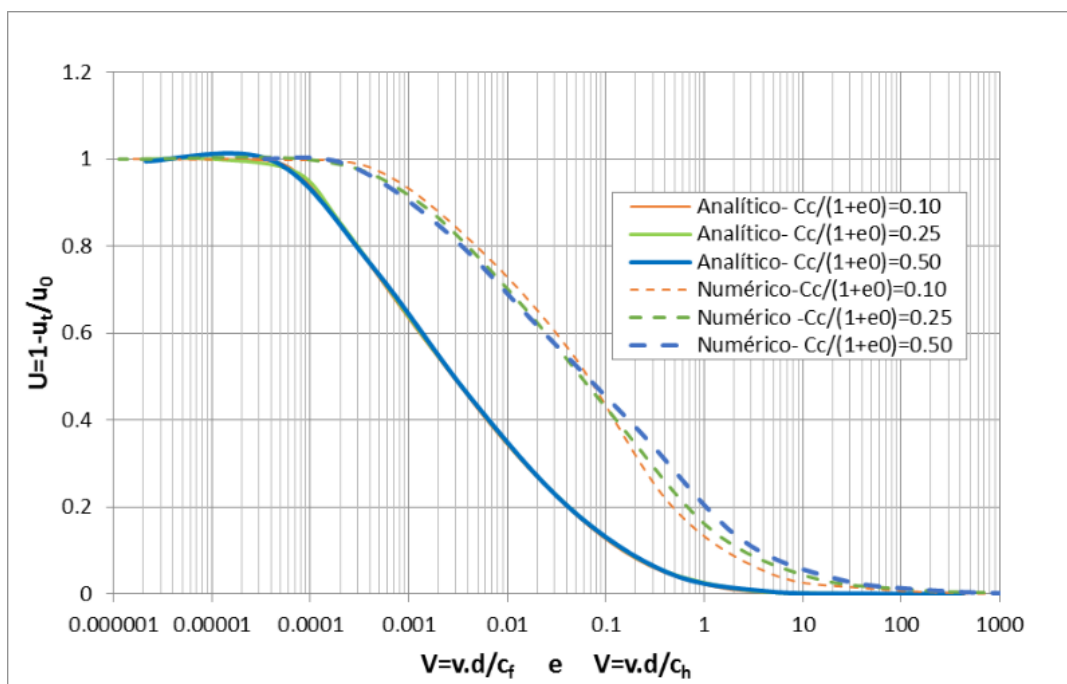


Figura 5.17: Velocidade normalizada *versus* grau de drenagem para diferentes compressibilidades

A influência da resistência do material sobre a velocidade normalizada é apresentada na Figura 5.18, para um material de compressibilidade $c_c/(1+e_0)=0,25$ e ângulo de atrito de 20° a 30° . Observa-se nesta figura que a velocidade normalizada não é sensível as variações no ângulo de atrito. Como visto anteriormente, a resistência condiciona as máximas tensões geradas, porém, na normalização descrita na Figura 5.18, este efeito não é observado.

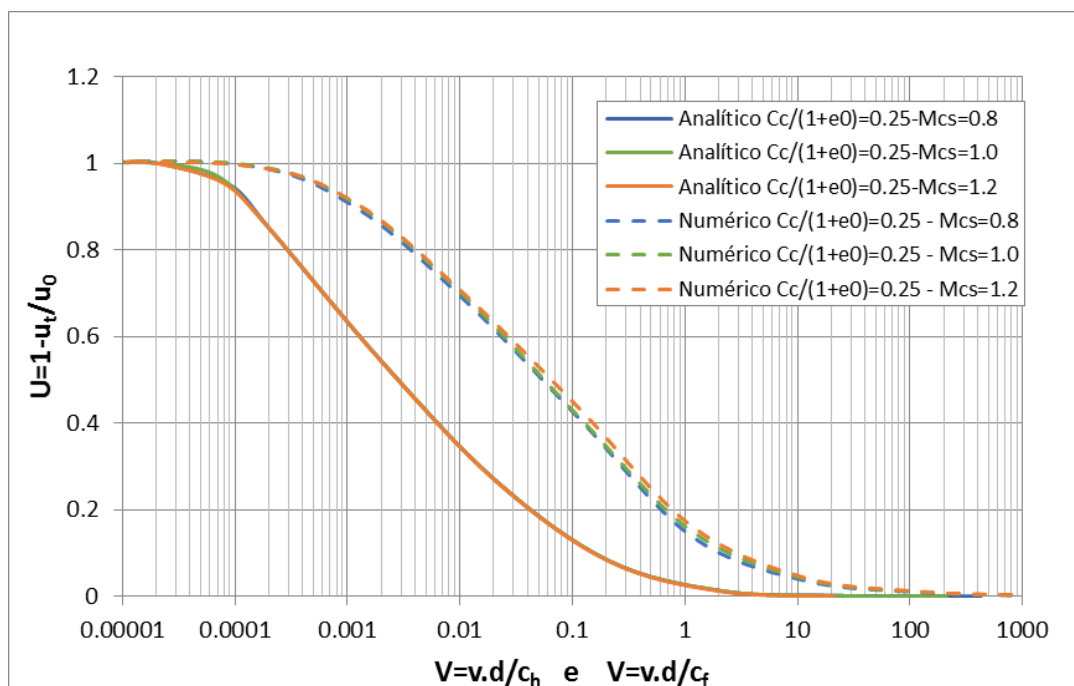


Figura 5.18: Velocidade normalizada *versus* grau de drenagem para diferentes resistências

Como resultados da avaliação paramétrica observou-se que:

- A velocidade de expansão influencia a ordem de magnitude de poropressões e tensões radiais efetivas, em ambos os modelos. Quando feita uma comparação direta, observa-se que o modelo analítico prevê menores valores de excesso de poropressão, porém os valores de tensão radial efetiva tendem a se aproximar das previsões numéricas, especialmente na condição drenada ($v < 0,000001 \text{ mm/s}$);
- A compressibilidade mostrou influenciar as máximas tensões radiais geradas em ambos os modelos. A compressibilidade também influencia as máximas poropressões do modelo numérico, caracterizando maiores poropressões para materiais menos compressíveis. Este comportamento não é observado no modelo analítico;
- Ambos os modelos mostraram-se sensíveis a variação da resistência do material, caracterizando incrementos em poropressões e tensões radiais de acordo com um incremento no ângulo de atrito;
- No espaço de velocidades normalizadas observou-se que há uma tendência de unificação das curvas para diferentes geomateriais. Limites para a transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado foram identificadas para valores de V próximos a 10 pelas previsões analíticas, e V próximos a 100 para

previsões numéricas. A transição de comportamento parcialmente drenado para drenado foi caracterizada em $V \approx 0,001$ em ambos os modelos.

Sequencialmente apresentam-se análises complementares visando um melhor entendimento do problema.

5.4 ANÁLISES COMPLEMENTARES

No presente item são descritas duas análises complementares, as quais visam a identificação de parâmetros adicionais que possam caracterizar o processo de consolidação do cilindro no solo. As análises propostas são: análise da influência da razão de raios a/R , e avaliação dos efeitos do nível de deformação máxima aplicada.

5.4.1 Influência da razão de raios a/R

A análise da influência da razão de raios a/R foi inspirada nos trabalhos de Gibson e Anderson (1961), Vésic (1972), Randolph e Wroth (1979), Teh e Houlsby (1991), entre outros, os quais associam o processo de expansão de cavidade à criação de uma zona de plasticização, limitada por um raio plástico $r = r_p$, definido como o raio limite de deformações e poropressões geradas. Salienta-se que, no presente trabalho, a razão a/R caracteriza a distribuição de poropressão inicial (Equação 5.40) associada ao processo de instalação do cilindro no solo, e também controla a região limite de deformações (ver condição 5.12 e 5.35).

Na Tabela 5.3, apresenta-se uma compilação das definições de raio de influência/perturbação descritos em literatura. Observa-se que os estudos consultados indicam que um raio a ou r_p é definido como:

- 1) limite de deformações plásticas (e.g GIBSON e ANDERSON (1961), VÉSIC (1962), RANDOLPH e WROTH(1979), CARTER et al. (1979), entre outros);
- 2) limite onde o excesso de poropressão gerado é negligenciável (e.g. BLIGHT (1968), CHANDRA e HOSSAIN (1993)) ; ou
- 3) limite da zona de deformação (e.g. OSMAN e RANDOLPH 2010, 2012).

Os valores de raios de influência/perturbação sugeridos variam de $a=2.R$ (ou $a=D$) a $a=60R$. Adicionalmente, observa-se que boa parte das bibliografias consultadas relaciona o raio de influência/perturbação a parâmetros de rigidez do material, geralmente representados pelo Índice de Rigidez (I_r). A partir destas observações, definiu-se um conjunto de simulações para

valores de a/R de 10 e 50, além da razão a/R de 100 já utilizada. Os resultados deste conjunto de simulações para um material com compressibilidade dada por $C_c/(1+e_0)=0,25$ e $M_{cs}=1,0$ (25 graus) são apresentados em termos de distribuições radiais nas Figuras 5.19 a 5.21 e no espaço de velocidades normalizadas na Figura 5.22. As avaliações para as demais compressibilidades [$C_c/(1+e_0)=0,10$ e $0,50$] são apresentadas nas Figuras 5.23 e 5.24, somente no espaço de velocidades normalizadas.

Nas Figuras 5.19 a 5.21 são apresentadas as distribuições radiais de poropressões e tensões radiais normalizadas para as razões de raio a/R de 10, 50 e 100, respectivamente. Em cada figura são apresentadas as distribuições para as diferentes velocidades de expansão simuladas, as quais compreendem as respostas não drenadas para valores de $v > 10$ mm/s, a drenadas, para $v < 0,0001-0,000001$ mm/s.

Os valores máximos de poropressão e tensão descritos nas Figuras 5.19 a 5.21 indicam não haver influência da razão de raios a/R . A poropressão normalizada ($u/\sigma_{rr}'_0$) prevista pelo modelo analítico para a região próxima a R é de da ordem de 2 para as diferentes razões de raio avaliadas. Enquanto que, para o modelo numérico, a previsão de poropressões normalizada é próxima a 3,5 em R , independentemente da razão de raios adotada. Ambos os modelos caracterizam uma razão de tensões efetivas ($\sigma_{rr}'/\sigma_{rr}'_0$) máxima próxima a 4.

O processo de dissipação também pode ser avaliado a partir das velocidades de expansão (v) apresentadas nas Figuras 5.19 a 5.21, as quais indicam comportamento não drenado e drenado. O comportamento não drenado é caracterizado, em ambos os modelos, para velocidades próximas a 10 mm/s, para todos os valores de a/R avaliados. Porém a ocorrência de uma condição drenada é indicada para velocidades inferiores a 10^{-4} mm/s, para a menor razão de raios avaliada ($a/R = 10$), enquanto que o comportamento drenado para a maior razão de raios ($a/R = 100$) é somente obtido em velocidades inferiores a 10^{-6} mm/s. As observações indicam que a dissipação é mais rápida nas menores razões de raio adotadas, comportamento que pode ser associado ao menor caminho de drenagem definido pelas menores razões de raio. A análise do efeito da razão de raios a/R sobre o processo de dissipação é rediscutida no espaço de velocidade normalizada V e grau de drenagem U na Figura 5.22.

Tabela 5.3: Revisão das definições de a/R (região de influência)

Estudo	Definição de a	Relação proposta	Faixa de valores	Observações gerais
Gibson e Anderson (1961)	a = raio da zona de plastificação gerada durante o processo de expansão de cavidade	$a/R=(G/s_u)^{1/2}$	-	-
Soderberg (1962)	Não define a diretamente mais introduz uma distribuição inicial de poropressão de acordo com $1/r$	-	-	-
Blight (1968)	a =raio de influência do excesso de poropressão. Raio limite onde as poropressões geradas são negligenciáveis	$a=f(D)$	$a=D$ a $a=3D/2$ onde D diâmetro do equipamento.	Caracterização de diferentes curvas $Tvs.U$ para cada a adotado.
Vésic (1972)	a =raio da zona de plastificação (Gibson e Anderson 1961)	$a/R=(G/s_u)^{1/2}$	Indicação de Ir de 5 a 500	-
Randolph and Wroth (1979)	a =raio da zona de plastificação	$a/R=(G/s_u)^{1/2}$	$G/s_u =Ir$. Indicação de Ir de 25 a 400. Observações experimentais (medida de poropressão) indicam $a \approx 10R$ a $a \approx 50R$	Sugestão de a de 5 a 10 vezes o raio do equipamento/fundação.
Carter et al. (1979)	a =raio da zona de plastificação	$a/R=(G/s_u)^{1/2}$	-	-
Poulos e Davis (1980)	Não define a diretamente mais caracteriza a ocorrência de uma região onde o excesso de poropressão induzido pela cravação de fundações profundas é negligenciável. Uma distribuição do tipo $1/r$ é proposta.	-	região de influência de poropressão para a próximo $a \approx 30R$	
Teh e Houlsby (1991)	a =limite da região de deformação plástica	$a/R=(G/s_u)^{1/2}$	-	-

Estudo	Definição de a	Relação proposta	Faixa de valores	Observações gerais
Chandra e Hossain (1993)	a=raio de influência do excesso de poropressão. Raio limite onde as poropressões geradas são negligenciáveis.	-	$a \approx 13R$	Observações feitas através de simulações numéricas e dados experimentais.
Morrins e Willians (2000)	a=limite da zona de influência	$a/R = \alpha$	α de 1.125 a 200 utilizado para avaliação paramétrica. Pela observação dos dados de campo α de 1.125 a 66	Diferentes curvas de Tvs.U para os diferentes valores de α
Burns e Mayne (2002)	a=raio da zona de plastificação	$a/R = (Ir)^{1/3}$	Indicações de Ir de 4.2 a 270.2	Apenas modela o processo de dissipação
Sheng et al. (2009)	Raio da zona de plastificação- Randolph and Wroth (1979)	$a/R = (G/s_u)^{1/2}$	-	Avalia o efeito da compressibilidade em ch
Osman e Randolph (2010) e (2012)	a=limite da zona de deformação	-	Avaliação paramétrica com $a=10R$; 25R e 60R	Curvas de Tvs.U independentes da razão de raios adotada

Notação Tabela 5.3:

a - raio de influência

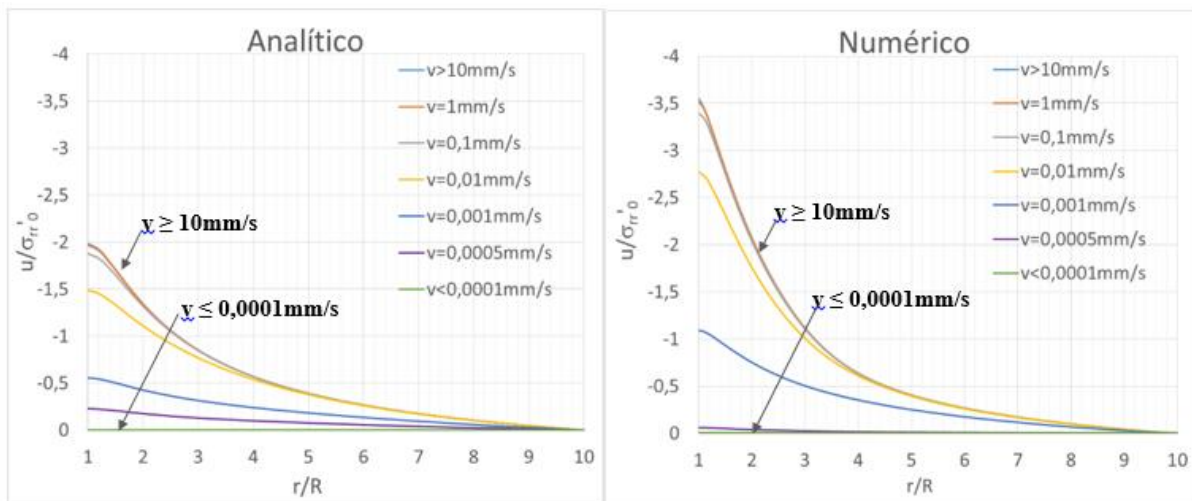
R - raio do equipamento/fundação

r - distância radial

G - Módulo de cisalhamento elástico

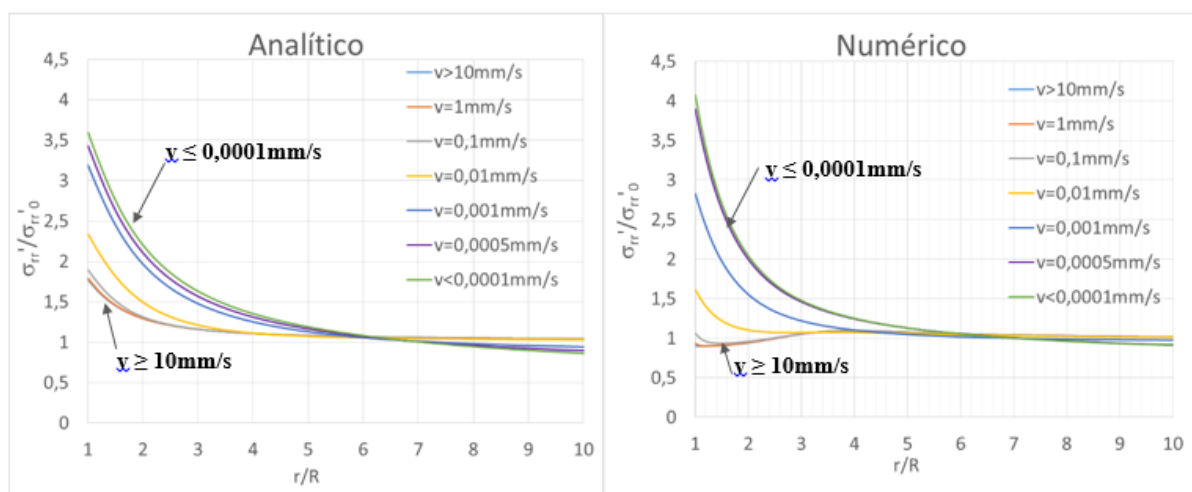
Ir- Índice de Rigidez

s_u - Resistência não drenada



(a)

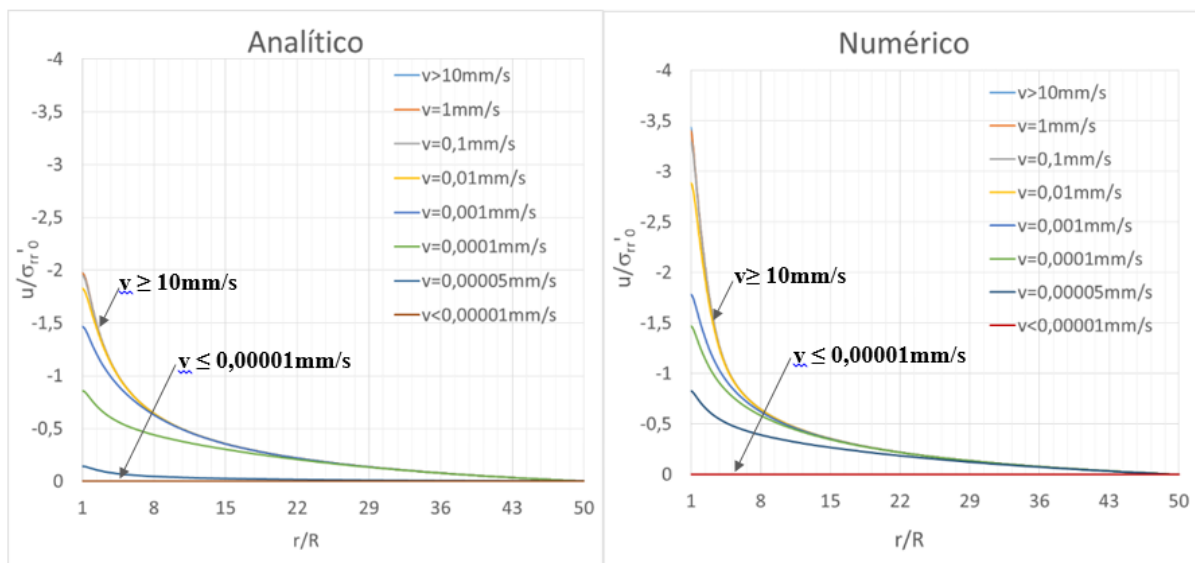
(b)



(c)

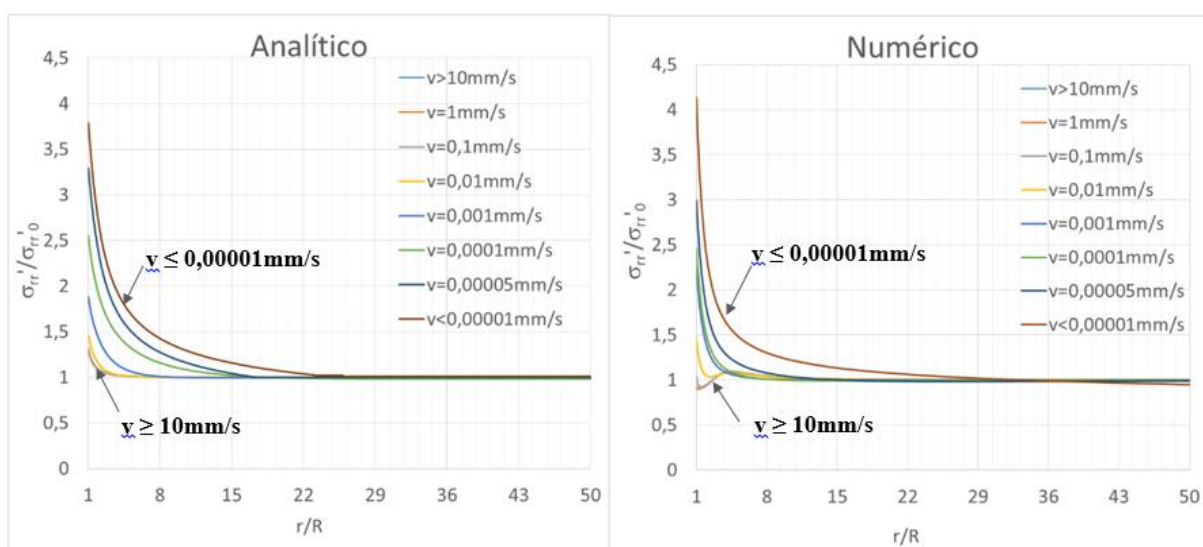
(d)

Figura 5.19: Distribuições radiais de propressão e tesões radiais drenadas para $a/R=10$



(a)

(b)



(c)

(d)

Figura 5.20: Distribuições radiais de poropressão e tensões radiais drenadas para $a/R=50$

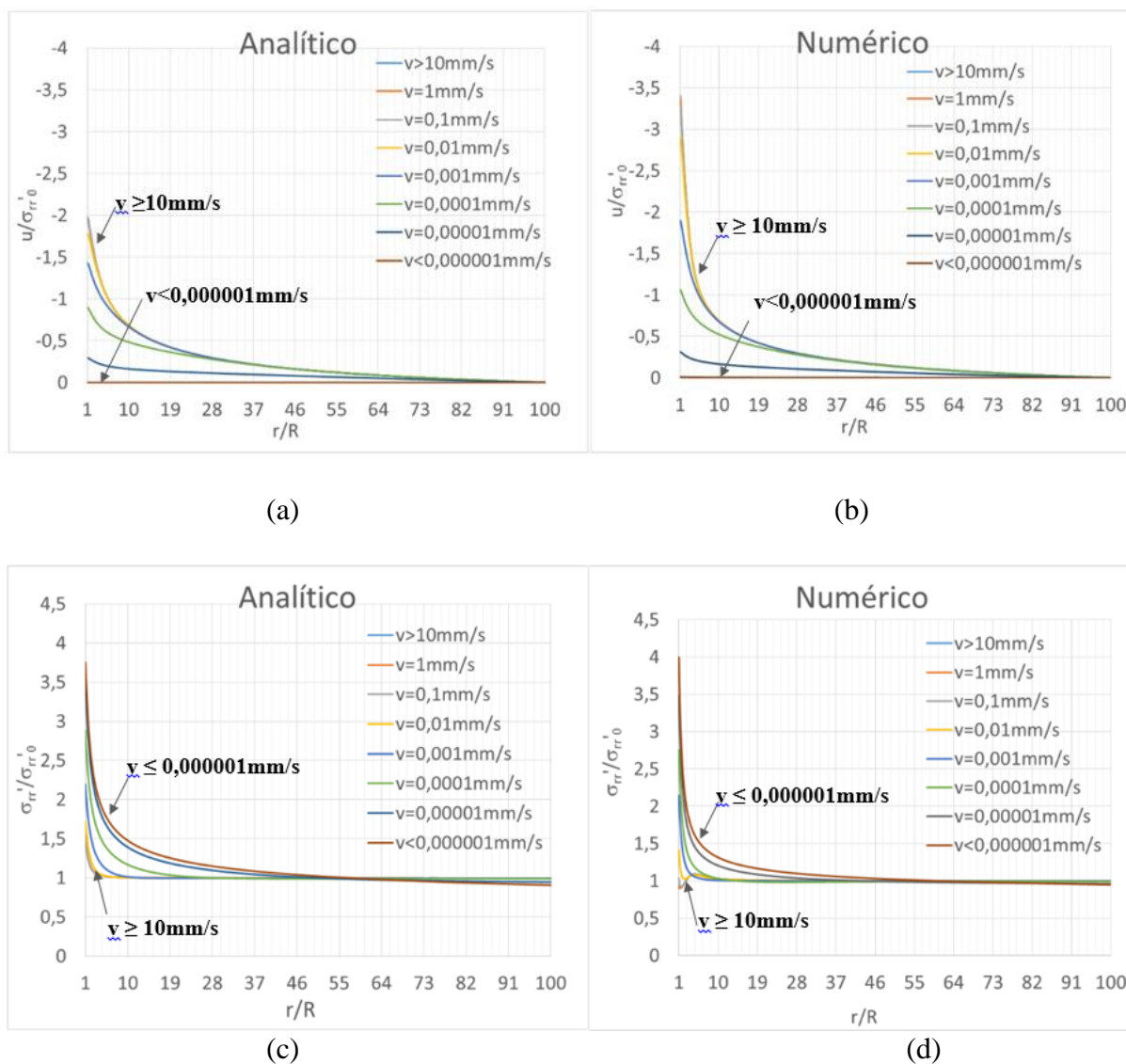


Figura 5.21: Distribuições radiais de poropressão e tensões radiais drenadas para $a/R=100$

Na Figura 5.22 apresenta-se a influência da razão de raios a/R sobre a relação entre velocidade normalizada e grau de dissipação. Observa-se que um decréscimo na razão de raios a/R resulta em um processo de dissipação mais rápido (menor valor de V normalizado). Este comportamento é observado nos modelos analítico e numérico através da caracterização da transição de comportamento parcialmente drenado para drenado para valores de V (velocidade normalizada) próximos a 0,01 quando $a/R=10$. A mesma transição é definida em $V=0,0001$ para $a/R=100$. Em contrapartida, a transição de comportamento parcialmente drenado para não drenado, de maneira geral, é caracterizada para o modelo analítico para valores de V próximo a 10, e para o modelo numérico para V próximo a 100, independentemente da razão de raios adotada.

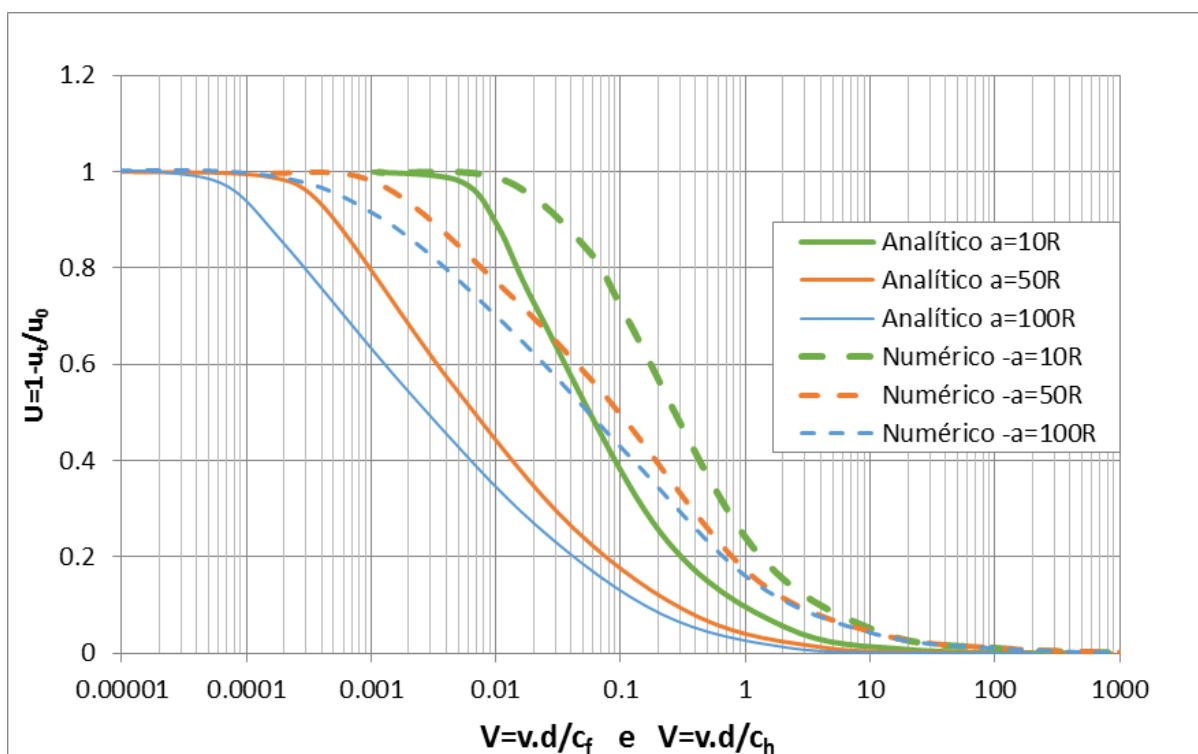


Figura 5.22: Velocidade normalizada *versus* grau de drenagem para diferentes valores de a/R

Nas Figuras 5.23 e 5.24 apresentam-se as velocidades normalizadas obtidas para as relações de raio a/R de 10 e 50 e diferentes compressibilidades avaliadas. Deste conjunto complementar de figuras observa-se que, de maneira geral, há uma tendência de unificação de curvas para as diferentes compressibilidades, conforme observado na avaliação paramétrica (item 5.3.3). Porém, observa-se que os resultados do modelo numérico, os quais caracterizaram uma discreta influência da compressibilidade sobre as curvas referentes a $a/R=100$ (Figura 5.19), mostram ter efeito mais pronunciado quando diminuída a razão de raios. Efeito este melhor visualizado na Figura 5.23 onde são apresentados resultados para $a/R=10$. Nesta, observa-se que os resultados numéricos indicam que o processo de dissipação é mais rápido em materiais mais rígidos. Esta influência não é observada no modelo analítico.

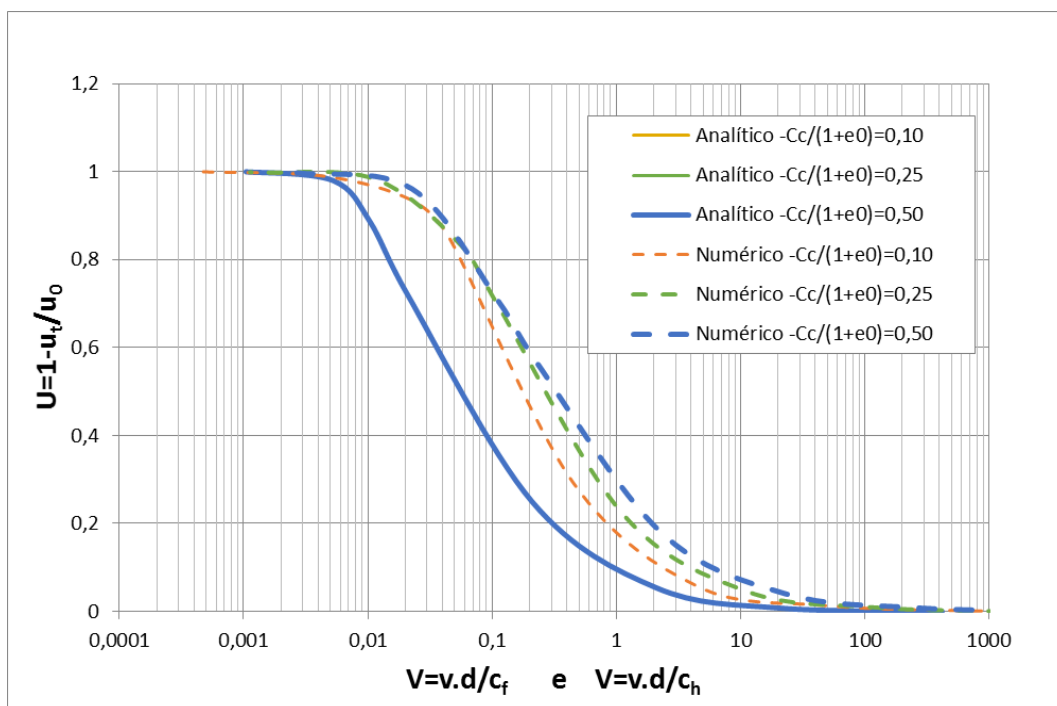


Figura 5.23: Velocidade normalizada versus grau de drenagem $a/R=10$ diferentes compressibilidades

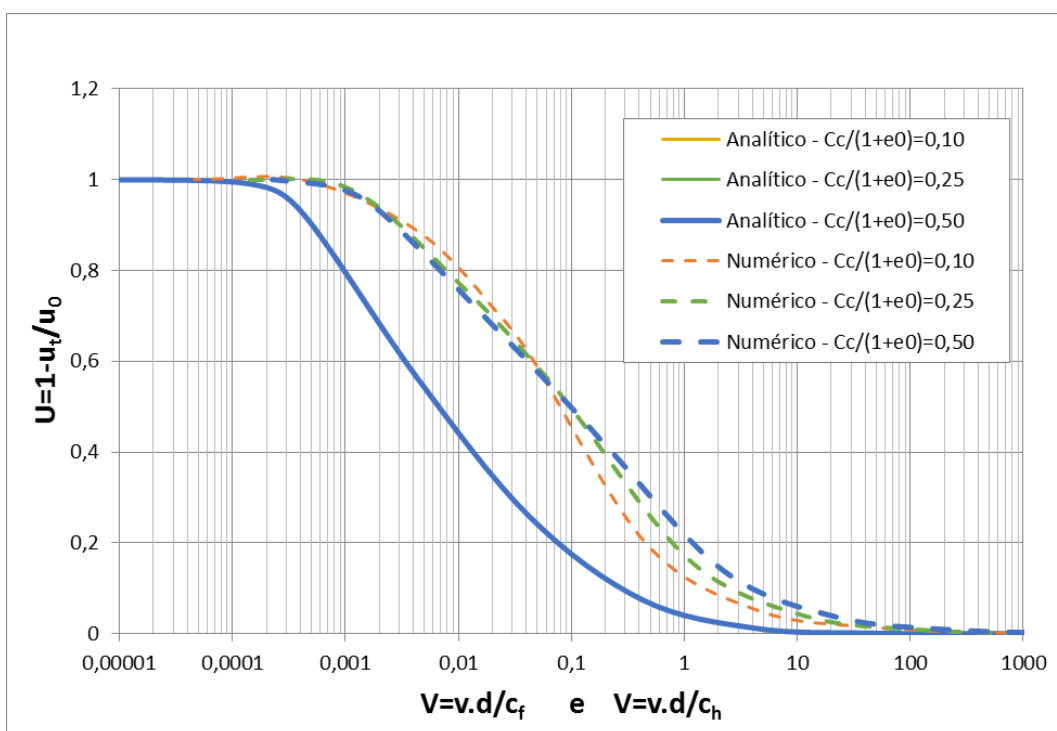


Figura 5.24: Velocidade normalizada versus grau de drenagem $a/R=50$ diferentes compressibilidades

A observação de resultados experimentais de ensaios de piezocone e palheta, relatados por Randolph (2004), Schnaid (2005), DeJong e Randolph (2012), entre outros, indica que velocidades normalizadas V inferiores a 0,01 - 0,03 ($V < \approx 0,01 - 0,03$) são características de comportamento drenado, e que o comportamento não drenado é associado a velocidades normalizadas V maiores que 30 - 100 ($V > \approx 30$ a 100). Na modelagem de casos reais é necessário analisar os padrões gerados por medições de deformações e poropressões ao redor de elementos como estacas ou piezocones. Medidas de campo (e.g., BLIGHT, 1968; VESIC, 1972; RANDOLPH e WROTH, 1979, POULOS e DAVIS, 1980, MORRIS e WILLIAMS, 2000; OSMAN e RANDOLPH, 2010; OSMAN, 2010) indicam valores de a/R na faixa de 2 a 60, correspondente aos menores valores usados na presente análise.

5.4.2 Influência do nível de deformação aplicada sobre o processo de dissipação

O estudo da influência do nível de deformações aplicadas foi baseado nos trabalhos de Carter et al. (1979), Randolph e Wroth (1979), Silva et al. (2005), Jaeger et al. (2012) entre outros, nos quais são discutidos os níveis de deformação necessários para adequação do processo de expansão de cavidade ao da penetração do piezocone. Geralmente os estudos indicam que as expansões sejam modeladas para níveis de deformação caracterizados por uma razão $a_f / a_0 = 2$, onde a_0 é um raio inicial, e a_f é um raio final. A definição de a_0 é relacionada ao raio do piezocone de acordo com: $a_0 = R / \sqrt{3}$. O trabalho de Carter et al. (1979) é bibliografia básica onde detalha-se tal abordagem.

Em contrapartida, no trabalho de Jaeger et al. (2012), os níveis de expansão são estudados visando-se a identificação da deformação mínima necessária para a caracterização de tensões de ruptura no espaço p'q. O autor observa que uma relação de raios $a_f / a_0 \approx 2,2$ é necessária para a definição das tensões de ruptura. No presente trabalho, verificou-se que um nível de deformação $\alpha=1$, que corresponde a uma relação entre raios $a_f / a_0 = 2$, para $a_0 = R$, caracteriza a ruptura para todas as compressibilidades avaliadas. Este nível de deformação foi adotado na presente análise. Observa-se que $\alpha=1$ infringe a condição de pequenas deformações inicialmente adotada, porém tal revisão do critério neste ponto visa somente identificar a influência do nível de deformação sobre as respostas de consolidação.

Nesta avaliação adotou-se uma compressibilidade dada por $C_c/(1+e_0)=0,25$ como referência, $M_{cs}=1,0$, e condições iniciais idênticas as utilizadas na avaliação paramétrica, ou seja, um campo inicial de excesso de poropressão $u_0(r)$ foi modelado de acordo com a equação (5.40) e as tensões iniciais foram definidas de acordo com $\sigma_0=\sigma_0 1$, sendo a/R adotado como 50. Os resultados são apresentados nas Figuras 5.25 a 5.28.

Nas Figuras 5.25 e 5.26 são apresentadas as trajetórias de tensões caracterizadas para o modelo analítico e numérico, respectivamente. Observa-se nestas figuras as trajetórias referentes às velocidades que condicionam comportamentos não drenado ($v>10\text{mm/s}$) e drenado ($v<0,000001\text{mm/s}$) observando-se uma condição de ruptura para ambas as velocidades.

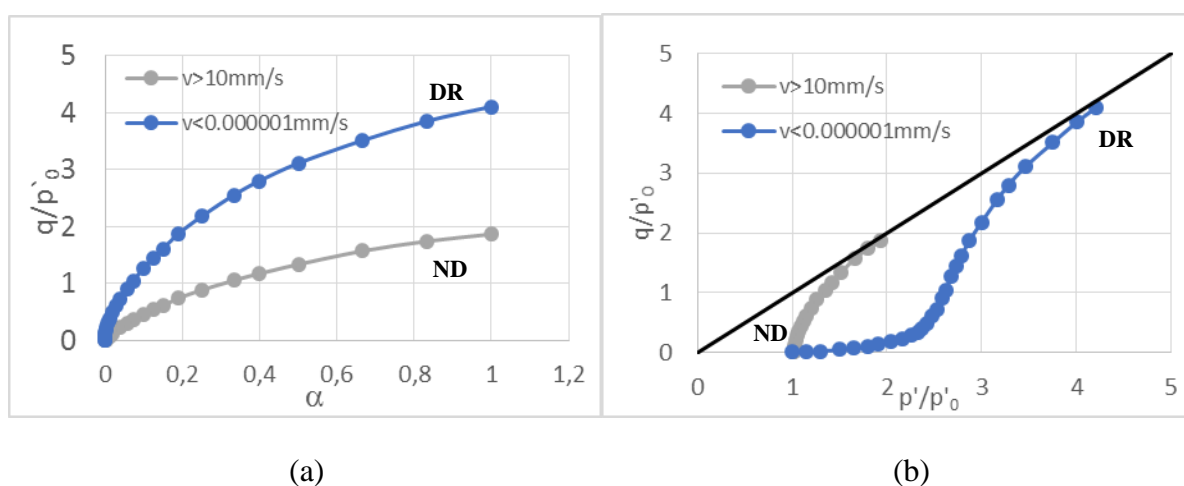


Figura 5.25: Trajetórias de tensão para $\alpha=1$ – modelo analítico

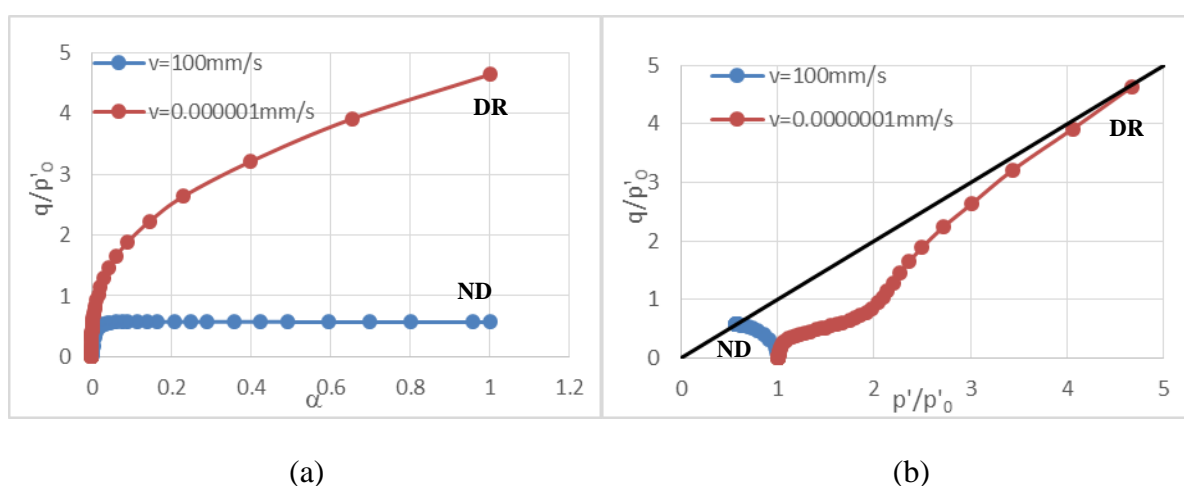


Figura 5.26: Trajetórias de tensão para $\alpha=1$ – modelo numérico

A distribuição de poropressão e tensão radiais normalizadas para as simulações levadas a condição $\alpha=1$ são apresentadas na Figura 5.27. Observa-se que de maneira idêntica aos resultados das demais avaliações feitas, os valores do excesso de poropressão são subestimados pelo modelo analítico, e que os valores de tensão radial efetiva máxima se aproximam na condição drenada, $\sigma_{rr}'/\sigma_{rr}'_0 \approx 7$.

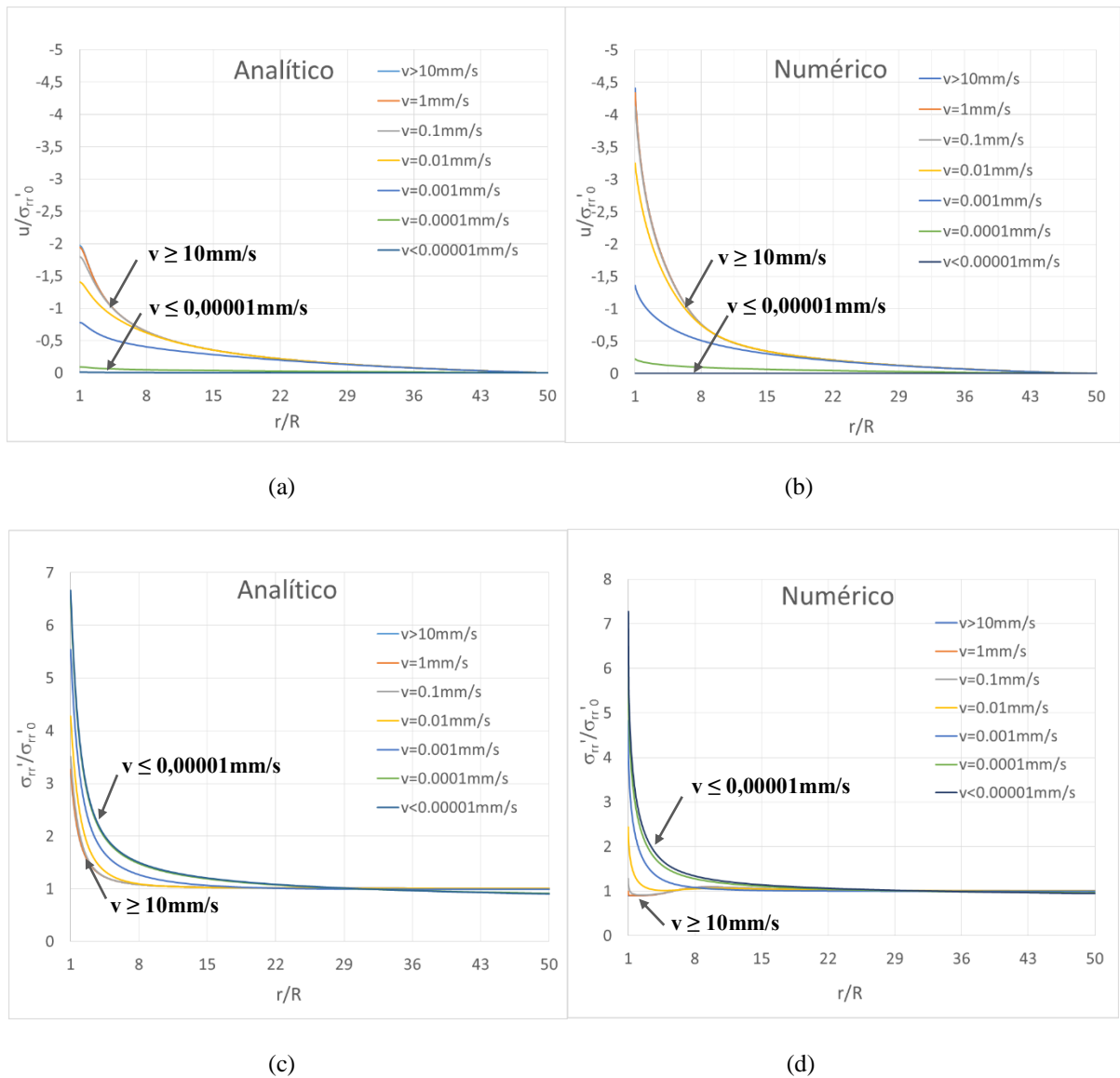


Figura 5.27: Distribuições radiais de poropressões e tensões radiais normalizadas $\alpha=1$

Os resultados da análise da influência do nível de deformação aplicada são apresentados no espaço de velocidade normalizada $V \times U$ na Figura 5.28. Para efeito comparativo, as previsões levadas a 15% de R ($\alpha=0,15$) também são apresentadas na figura. Desta, observa-se que maiores deformações caracterizam um processo de dissipação mais rápido. As expansões levadas a 15% de R indicam que a transição de comportamento parcialmente drenado para drenado ocorre

para valores de $V \approx 0,0001-0,001$, enquanto que as expansões levadas a 100% de R ($\alpha=1$), indicam que a mesma transição de comportamento ocorre para valores de $V \approx 0,001-0,002$. A transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado não é significativamente afetada pelo nível de deformação.

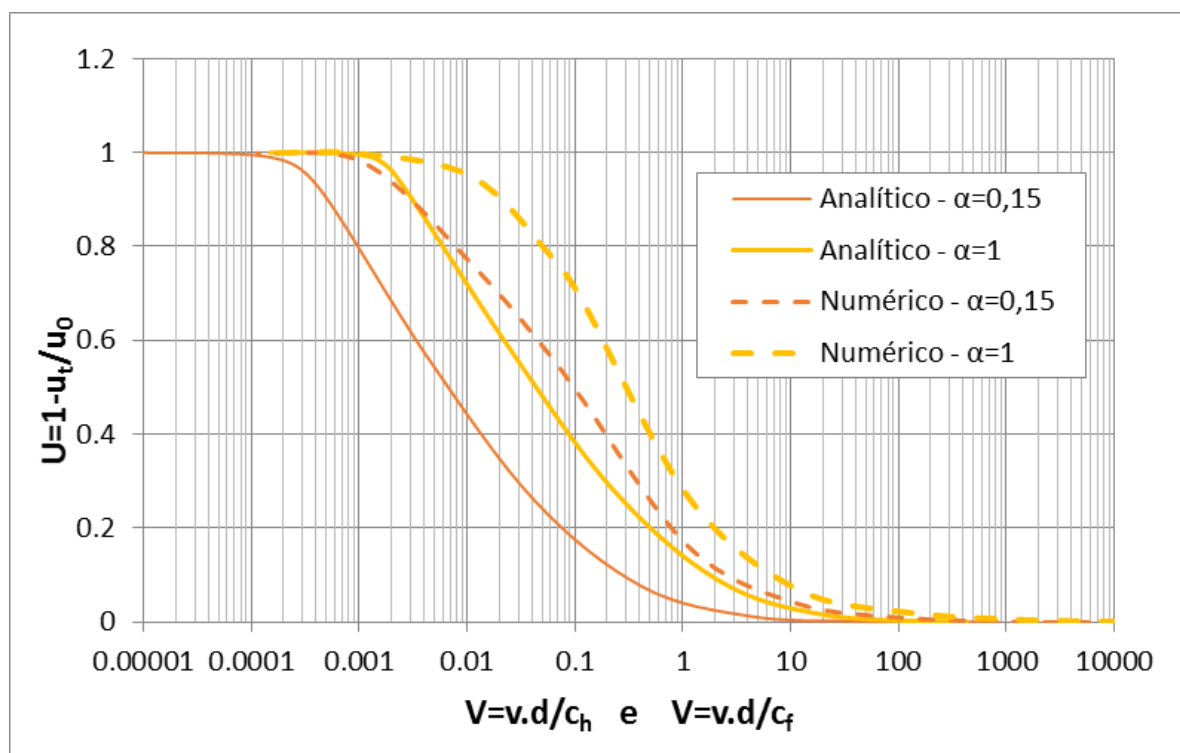


Figura 5.28: Velocidade normalizada versus grau de drenagem para diferentes níveis de deformação

5.5 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Um modelo concebido em poroelasticidade não-linear foi desenvolvido para investigar os efeitos de velocidade de expansão de um cilindro rígido, longo, inserido no solo, sendo os resultados apresentados e comparados a um conjunto de análises numéricas. A influência da velocidade de expansão sobre a distribuição de tensões e poropressões foi investigada, mostrando que embora os máximos valores do excesso de poropressão sejam subestimados pelas previsões analíticas, ambos os modelos definem um comportamento muito similar em termos de tensões radiais máximas.

Na análise dos efeitos de drenagem, verificou-se que ambos os modelos fornecem uma tendência de unificação de curvas no espaço de velocidades normalizadas $V \times U$, para as

distintas compressibilidades e resistências avaliadas em mesma razão de raios a/R . Adicionalmente, o estudo complementar da influência da razão a/R sobre o processo de dissipação indicou que um decréscimo na zona perturbada resulta em aceleração do processo de dissipação. As indicações dos limites de V para as condições drenadas e não drenadas indicam que a/R próximo a 10 são adequados à simulação de ensaios.

Abaixo descrevem-se possíveis estudos complementares ao presente trabalho, os quais podem colaborar no entendimento do problema de consolidação e melhor discutir as aplicações a problemas de fundações e ensaios de campo:

- Solução do problema de fluxo com o uso de $G=G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p)$ - Uma solução do problema de fluxo com $G=G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p)$ fornece uma caracterização mais precisa do problema e também compatível com a característica de não linearidade do material;
- Aprimoramento da metodologia de calibração de ε_{ref} , buscando a caracterização de uma relação do tipo $\varepsilon_{ref} = \varepsilon_{ref}(C_c, \sigma_0, \sigma_o)$;
- Estudos complementares visando a definição de correlações entre parâmetros do material e a razão de raios a/R ;
- Incorporação de uma relação entre velocidade de cravação do cilindro e poropressão $u_{0,max}$ a ser utilizada nas modelagens. A proposta consiste em introduzir um mecanismo para contabilizar um efeito de drenagem parcial, associado tanto a um tempo transcorrido entre cravação e execução do ensaio, ou a própria velocidade de cravação. Relações do tipo apresentada na equação 5.47, adaptada da equação 5.48 proposta de Biscontin e Pestana (2001), Eian e Randolph (2005), entre outros, podem ser incorporadas a presente modelagem visando a caracterização de uma poropressão $u_{0,max}$ corrigida de acordo com uma velocidade de cravação do cilindro.

$$\frac{u_{0,max}}{u_{ref}} = \left(1 + \beta \cdot \ln \left(\frac{v}{v_{ref}} \right) \right) \quad (5.47)$$

$$\frac{Su}{Su_{ref}} = \left(1 + \beta \cdot \ln \left(\frac{v}{v_{ref}} \right) \right) \quad (5.48)$$

onde u_{ref} e Su_{ref} são a poropressão gerada e resistência não drenada mobilizadas em uma velocidade de referência v_{ref} . E β um coeficiente dependente das características do material.

Uma tentativa de aplicação da solução descrita para interpretação das condições de drenagem durante a execução de ensaios de piezocone em resíduo de mineração de ouro é apresentada no Capítulo 6.

6 APLICAÇÃO DO PROBLEMA DE EXPANSÃO A INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE PIEZOCONE

A solução de consolidação desenvolvida para modelagem do problema de expansão de um cilindro no solo foi concebida para a aplicação em fundações profundas e ensaios de campo. Neste contexto, no presente capítulo apresenta-se uma tentativa de aplicação do problema de expansão de cavidade à interpretação de ensaios de piezocone. Salienta-se que a análise é considerada simplificada, reconhecendo-se as hipóteses e limitações da aplicação: o processo de cravação do piezocone mobiliza tensões e deformações axi-simétricas, as quais não são consideradas na modelagem; a cravação do ensaio modifica as distribuições de tensões geostáticas no meio poroso, resultando em um estado de tensão inicial heterogêneo e anisotrópico para a região que circunscreve o cilindro rígido, o qual não foi considerado; e por fim observa-se que as análises limitam-se ao campo de pequenas deformações. Neste contexto, de maneira análoga a aplicação descrita no Capítulo 4, destaca-se que as previsões de comportamento não são precisas, sendo adotadas para a identificação de padrões de comportamento e análise da sensibilidade de parâmetros.

Um conjunto de trabalhos recentes desenvolvidos na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil é utilizado para dar base às análises sequencialmente apresentadas, fornecendo exemplos adequados da caracterização de depósitos de resíduos de mineração normalmente adensados (e.g. BEDIN et al. 2012, SCHNAID et al., 2013). O resíduo de ouro estudado por Bedin (2010), e Klahold (2013) é utilizado para a aplicação do problema de expansão, através de modelagens similares às descritas no Capítulo 4. Um comparativo entre resultados numéricos e de campo é apresentado no espaço de velocidades normalizadas e grau de drenagem.

A seguir apresenta-se a uma breve caracterização do material, com o objetivo de identificar os parâmetros utilizados na modelagem. Uma análise crítica da viabilidade de aplicação do método a ensaios de piezocone em resíduos de mineração é apresentada ao final do capítulo.

6.1 RESÍDUO DE OURO

A aplicação da solução proposta para o problema de expansão foi feita através da observação dos resultados de ensaios de piezocone executados a diferentes velocidades em depósito de resíduo de mineração de ouro. O depósito é situado no município de Barrocas/BA nas imediações da indústria Mineração Fazenda Brasileiro (MFB). Um detalhe geral da localização do depósito é apresentado na Figura 6.1.

O resíduo de ouro foi inicialmente estudado por Bedin (2010) visando a determinação do potencial de liquefação do resíduo, material classificado como silte arenoso com leve fração argilosa. Um estudo complementar com o objetivo de identificação dos efeitos da velocidade de ensaio sobre a caracterização do material foi executado no mesmo depósito em 2013 por Klahold. Na presente pesquisa os resultados caracterizados por Bedin (2010) e Klahold (2013) são utilizados como banco de dados das avaliações. A caracterização completa do material e detalhes da metodologia de investigação utilizada podem ser encontrados nos referidos trabalhos. Nos itens que seguem são apresentados, de maneira sucinta, aspectos pertinentes da caracterização do material.



Figura 6.1: Localização e caracteriza geral do depósito de resíduos de ouro

6.1.1 Caracterização de laboratório

A caracterização granulométrica e de índices físicos do resíduo de ouro descritos pelos estudo de Bedin (2010) e Klahold (2013) são apresentados na Figura 6.2 e Tabela 6.1. Observa-se que o resíduo de ouro possui características variáveis tanto de acordo a profundidade de caracterização (profundidade máxima de resíduo $\approx 20\text{m}$), como quanto ao tipo do processamento do material (resíduo não-ciclado e *underflow*). Os resultados apresentados indicam que o resíduo é não-plástico e pode ser caracterizado como silte arenoso a silto-areno-argiloso. No presente trabalho não é feita distinção entre resíduos não-ciclado e *underflow*¹,

¹ Os resíduos ciclados são produtos da moagem de fragmentos de rocha, sendo classificados de acordo com a sua fração geométrica em *underflow* partículas mais grosseiras, e *overflow* material ciclado composto por partículas mais finas, geralmente situado na crista da barragem de deposição.

estes materiais são interpretados conjuntamente, na medida que possuem mesma mineralogia mas foram segregados em diferentes composições granulométricas.

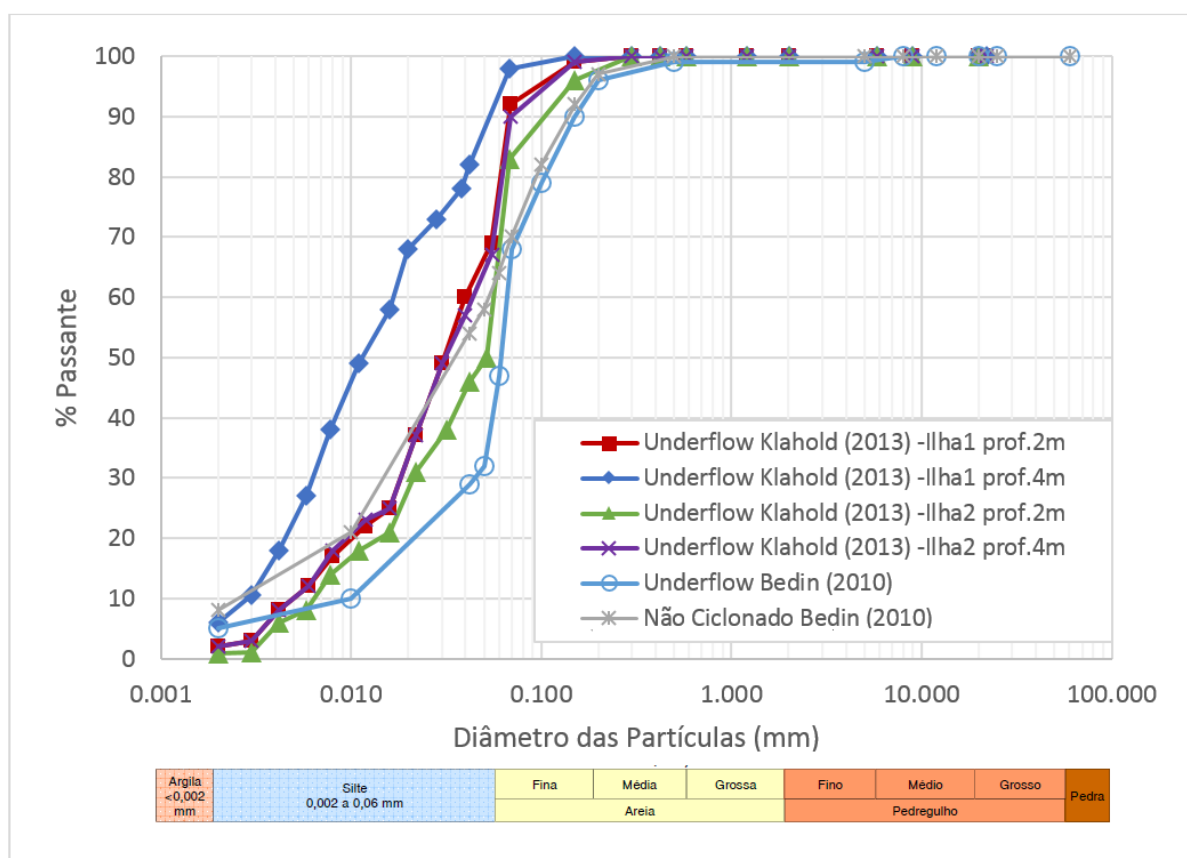


Figura 6.2: Análise granulométrica resíduo de ouro (Bedin 2010 e Klahold 2013)

Tabela 6.1: Distribuição granulométrica e variação dos índices com a profundidade (Bedin 2010 e Klahold 2013)

	Material	Prof. (m)	w (%)	γ_s (g/cm ³)	e	γ (kN/m ³)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL	LP
Bedin (2010)	Não-ciclonado	superfície	38,7	3,3	1,30	19,3	15	57	28	NP	NP
		profundidade	40,0	3,0	1,25	19,0					
	Resíduo <i>underflow</i>	superfície	40,1	3,0	1,23	18,6	7	63	30	NP	NP
		profundidade	30,0	3,15	1,10	20,5					
Klahold (2013)	Resíduo <i>underflow</i>	2	37,8	2,86	1,08	18,94	1,53	72,47	26,00	NP	NP
							1,10	51,90	47,00	NP	NP
		4	32,3	2,85	0,92	19,63	5,98	82,52	11,50	NP	NP
							1,54	69,96	28,50	NP	NP

A faixa de variação dos coeficientes de adensamento e condutividades hidráulicas obtidas em laboratório por Bedin (2010) é apresentada na Tabela 6.2. Desta verifica-se a caracterização de

um coeficiente de adensamento médio (c_v - coeficiente de consolidação vertical) da ordem de $0,35\text{cm}^2/\text{s}$, e de uma condutividade hidráulica média (k) de $1,6\text{E}-6\text{m/s}$.

Tabela 6.2: Resultados ensaio de adensamento (Bedin 2010)

Amostra	Ensaio	$w_i(\%)$	e_i	$\gamma_d \text{ kN/m}^3$	$w_f(\%)$	$c_v \text{ (cm}^2/\text{s)}$	$k \text{ (m/s)}$
<i>Underflow</i> (Oedômetro de lama)	amostra (20x7)	16	0,9	15,6	28,8	0,9300	1,8E-06
	amostra (20x7)	14	1,5	12	27,7	0,5196	1,8E-06
	amostra (20x7)	14,9	2	10	30,4	0,4736	2,6E-06
Não-ciclonado (Oedômetro de lama)	amostra (7x2,8)	15,3	1,05	15,4	26,1	0,9379	5,6E-07
	amostra (7x2,8)	13,5	1,33	13,1	29,9	0,6538	1,6E-06
	amostra (7x2,8)	36,3	1,8	11,3	30,1	0,4203	2,6E-06
<i>Underflow</i> (Oedômetro convencional)	amostra (20x7)	15,3	1,2	13,7	29,7	0,1172	1,3E-06
	amostra (20x7)	15,5	1,5	12	30,3	0,0725	1,9E-06
	amostra (20x7)	14,9	2	10	28,8	0,1060	2,1E-06
Não-ciclonado (Oedômetro convencional)	amostra (7x2,8)	16	1,33	13,5	27,6	0,0893	6,5E-07
	amostra (7x2,8)	18	1,63	12	27,1	0,0772	6,4E-07
	amostra (7x2,8)	35,6	1,8	11,2	28,13	0,0959	2,1E-06
	amostra (7x2,8)	14,6	2,15	10	28,7	0,0633	1,2E-06

Os parâmetros do estado crítico obtidos por Bedin (2010) através de ensaios triaxiais são apresentados na Tabela 6.3. Desta, pode-se identificar um índice de compressão (λ) da ordem de 0,05, e um ângulo de atrito médio de $31,5^\circ$.

Tabela 6.3: Parâmetros do estado crítico

Amostra	Índice físico do CPs			Adensamento		Estado Crítico	Parâmetro de estado	Parâmetros Efetivos	
	γ_d (kN/m^3)	w_i (%)	e_i	λ	N	Γ	ψ	c' (kPa)	ϕ' (graus)
<i>Underflow1</i>	13,7	10,5	1,2	0,048	2,39	2,34	0,045	0	33
<i>Underflow2</i>	12,00	10,5	1,5	0,058	2,66	2,64	0,05	0	31
Não ciclonado	13,50	11	1,32	0,045	2,44	2,40	0,04	0	30,5

**Underflow 1* = amostra do resíduo ensaiada com densidade na média de campo.

**Underflow 2* = amostra do resíduo ensaiada com densidade abaixo da média de campo.

Verificando a importância do módulo de cisalhamento elástico G , tanto como parâmetro de entrada nos modelos, como para uma estimativa da razão de raios a/R de acordo com a bibliografia consultada (ver item 5.4.3), são apresentadas na Figura 6.3, as velocidades de ondas cisalhantes Figura 6.3(a) e respectivos módulos de cisalhamento elásticos Figura 6.3(b) obtidos por Bedin (2010), para a condição inicial e estado crítico². Observa-se que o módulo de cisalhamento elástico G obtido na fase de cisalhamento relativo ao estado crítico é em torno da metade do valor do módulo obtido na condição inicial ($G_{\text{crítico}}=G_{\text{inicial}}/2$). A relação de módulos apresentada na Figura 6.3 será utilizada na avaliação dos resultados das modelagens.

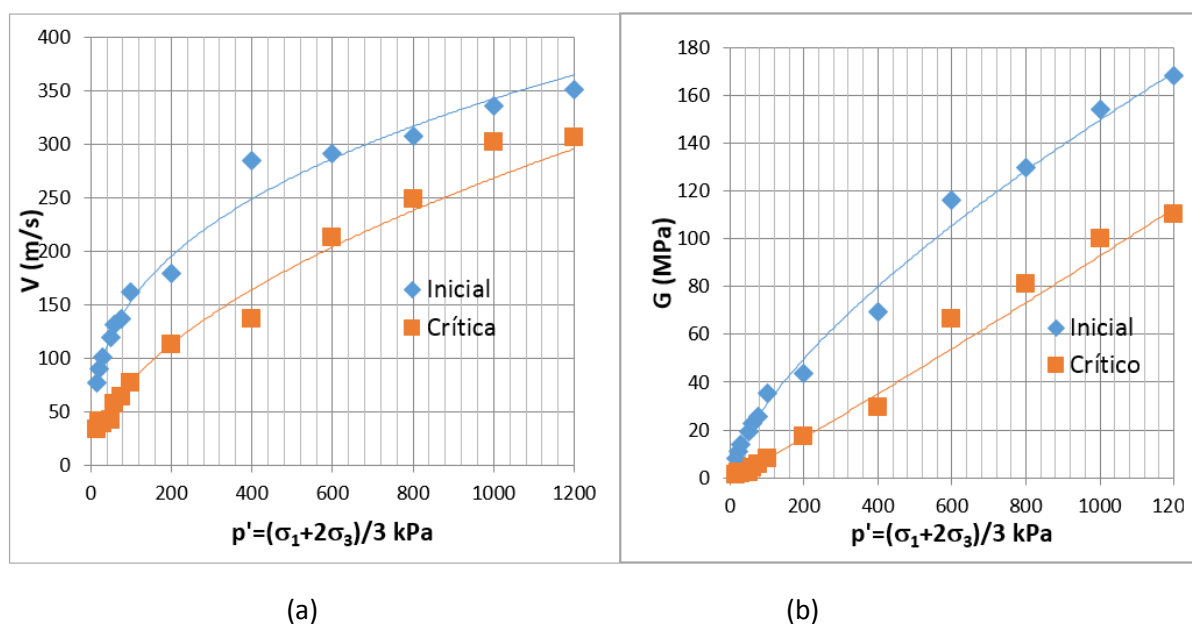


Figura 6.3: Velocidades das ondas cisalhantes e respectivos módulos de cisalhamento elásticos

6.1.2 Caracterização de campo

A caracterização de campo descrita por Bedin (2010) foi estruturada através de ensaios executados em 8 ilhas de investigação, dispostas tanto no resíduo *underflow* e não-ciclonado, ver Figura 6.4. Em cada ilha de investigação foram executados ensaios de piezocone na velocidade padronizada e ensaios de dissipação a diferentes profundidades. Nas ilhas PZC 03, PZC 07 e PZC 08, foram executados, além dos ensaios na velocidade padrão, ensaios a

² O módulo elástico no estado crítico é medido na fase final do cisalhamento, quando as tensões atuantes no material são as tensões do estado crítico. O estado crítico caracteriza a condição de perfeita plasticidade, onde o cisalhamento plástico continua indefinidamente sem variação de volume e tensão efetiva.

diferentes velocidades, conforme descrito na Tabela 6.4. A disposição básica dos ensaios em cada ilha foi definida a partir de uma distância entre ensaios em torno de 2m (Bedin 2014). Nas Figuras 6.4 a 6.7 são apresentados os perfis obtidos nas ilhas de investigação de interesse, PZC 03, PZC 07 e PZC 08, as quais possuem uma distância aproximada de 200m entre si.

Tabela 6.4: Caracterização das velocidades de ensaio

Ilha de investigação	velocidade (mm/s)
PZC 03	1; 20; 35
PZC 07	20; 45
PZC 08	1,5; 10; 20

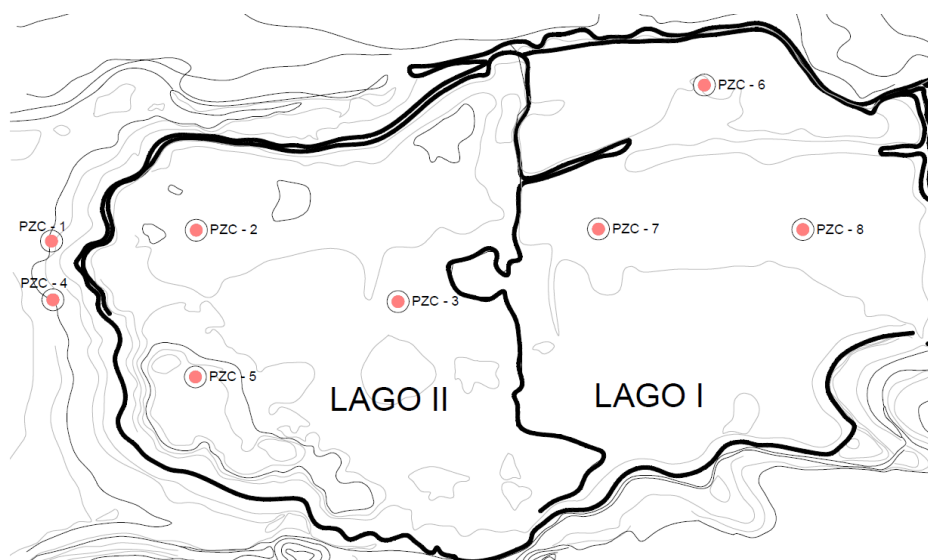


Figura 6.4: Distribuição de ensaios Bedin 2010

O perfil da região caracterizada pelo conjunto de ensaios PZC03 é apresentada na Figura 6.5. Observa-se que o depósito possui características variáveis com a profundidade, podendo ser caracterizado por subcamadas relativamente homogêneas (e.g. 6-12m, 12-15m e 15-17m), possivelmente fruto do processo de produção e deposição dos resíduos. Porém, de modo geral, o efeito da velocidade de cravação sobre q_c , u e f_s , é observado ao longo de toda a profundidade. Verifica-se que o ensaio a velocidade de 1mm/s caracteriza uma tendência de comportamento drenado, $u \approx u_h$ (u - excesso de poropressão u_h - poropressão hidrostática) ao longo da profundidade. As demais velocidades $v=20$ e 35 mm/s, caracterizam um comportamento entre

parcialmente drenado e não drenado, o que pode ser verificado pelo excesso de poropressão gerado durante a cravação $u > u_h$.

Na Figura 6.6 apresenta-se o perfil caracterizado para a região de localização dos ensaios PZC 07. Observa-se de modo similar ao perfil PZC 03, que a região de ensaios PZC 07 é variável de acordo com a profundidade, podendo ser caracterizada por subcamadas homogêneas: e.g. 2-4m e 6-8m, material mais fino, onde ambas as velocidades de cravação ensaiadas caracterizam uma tendência de comportamento não drenado $u > u_h$; e subcamada 4-6m, com características de um material de composição mais grossa e comportamento drenado.

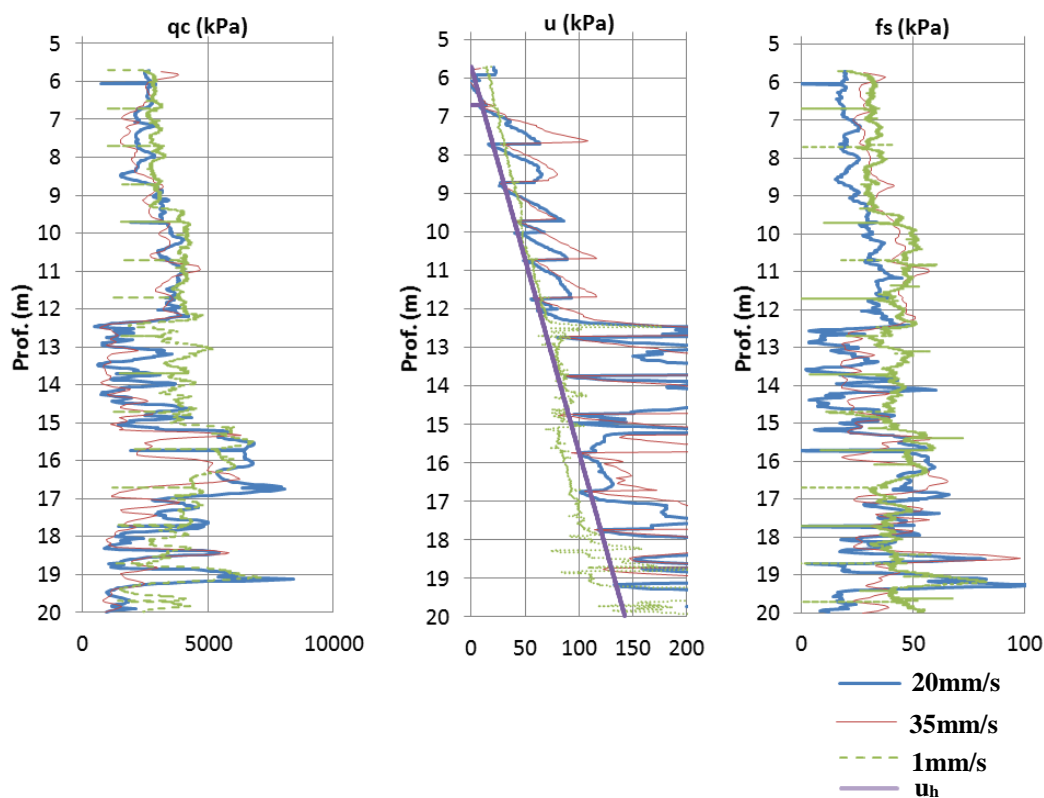


Figura 6.5: Ensaio ilha PZC 03 para diferentes velocidades avaliadas.

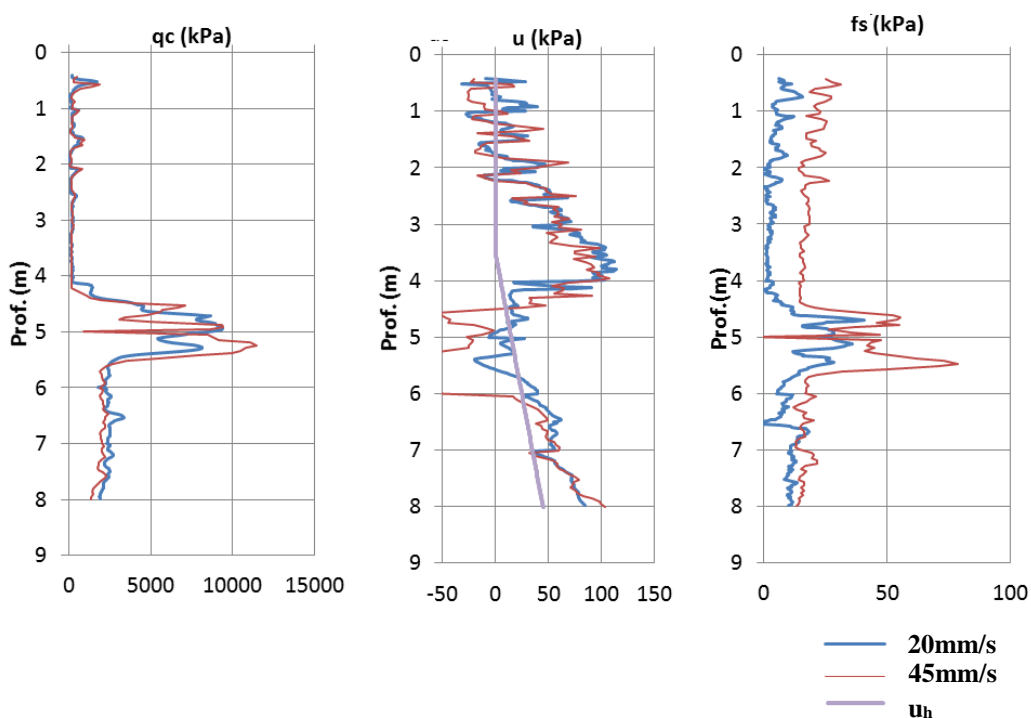


Figura 6.6: Ensaio ilha PZC 07 para diferentes velocidades avaliadas.

A caracterização do perfil para a região PZC 08 é apresentada na Figura 6.7. Observa-se nesta a ocorrência de uma camada homogênea de 2 a 6m, com características de comportamento não drenado em todas as velocidades de cravação ensaiadas (v de 1,5mm/s a 20mm/s). O que caracteriza que o material da região PZC 08 possui composição geral mais fina que o identificado nas regiões ensaiadas PZC 03 e 07.

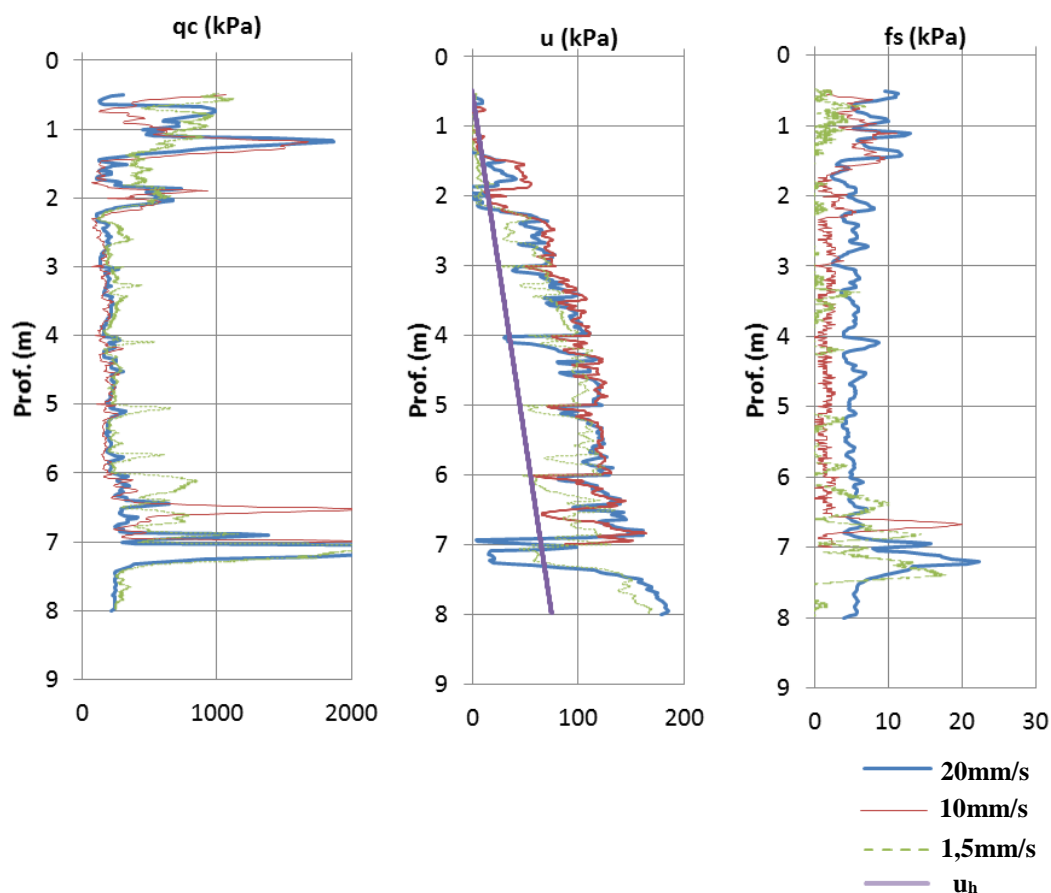


Figura 6.7: Ensaio ilha PZC 08 para diferentes velocidades avaliadas.

Na investigação feita por Klahold (2013) em duas ilhas de investigação (Ilha 01 e Ilha 02), com distância aproximada entre si de 64m, foram executadas somente no Lago II, região de resíduo *underflow*. A localização da campanha de 2013 é apresentada na Figura 6.8. Na referida figura, a campanha realizada por Klahold é plotada juntamente com os pontos de investigação estudados por Bedin (2010). Uma distância em torno de 70m separa a Ilha 02 da localização de PZC 01, estudo de Bedin (2010), e aproximados 440m separam a região de ensaios Ilha 02 de PZC 03.

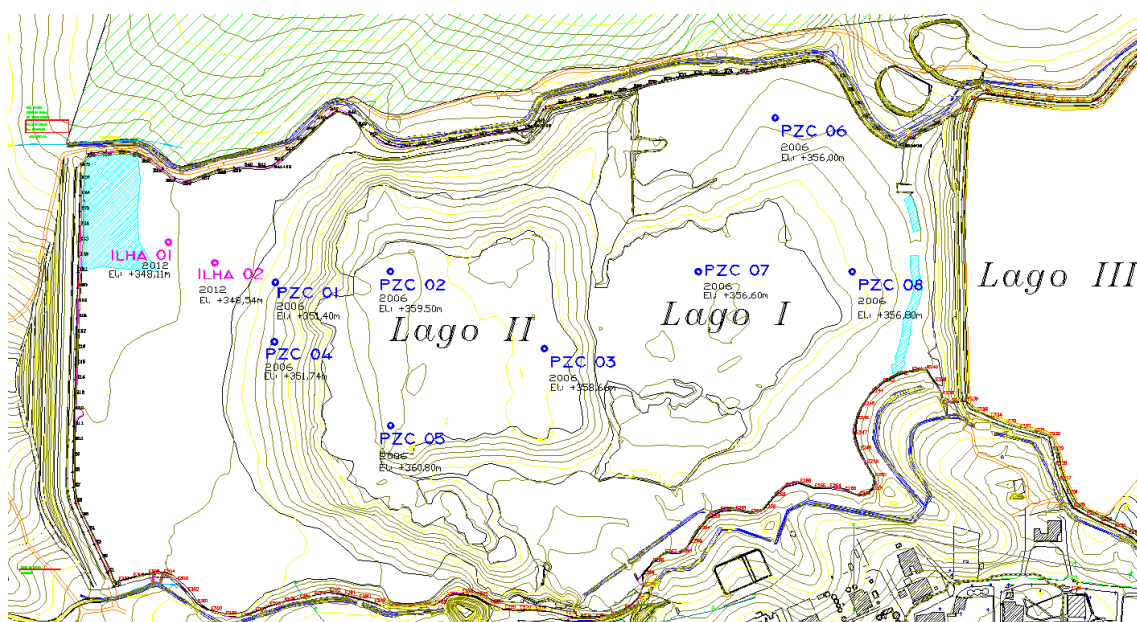


Figura 6.8: Localização da campanha de Klahold (2013) e Bedin (2010)

Os perfis das Ilhas 01 e 02 de Klahold (2013) obtidos a velocidade padrão são apresentados na Figura 6.9. Verifica-se que foram obtidas respostas semelhantes ao longo da profundidade, e que de maneira similar ao observado nos resultados de Bedin (2010), observa-se que o material pode ser caracterizado por subcamadas de característica homogênea. A camada de 3-5m foi escolhida por Klahold (2013) para a execução dos demais ensaios a diferentes velocidades: $v \approx 0,5 \text{ mm/s}$ e $v = 57 \text{ mm/s}$. Os perfis obtidos nestes ensaios são apresentados na Figura 6.10.

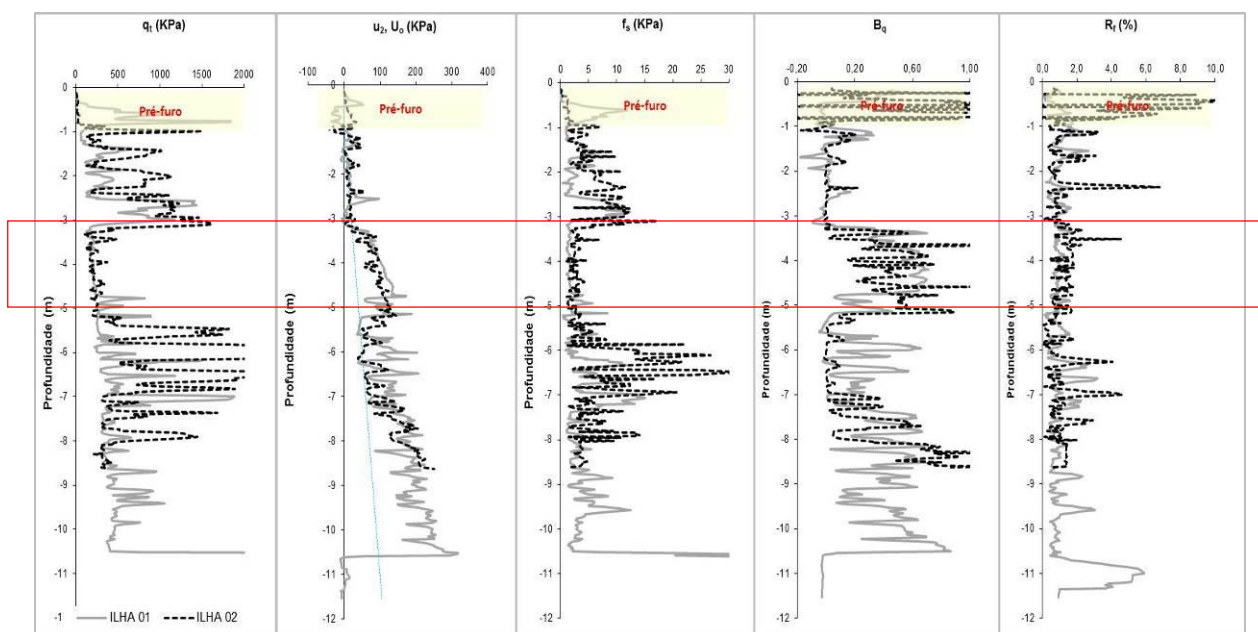


Figura 6.9: Ensaios de piezocone velocidade padrão Ilhas 1 e 2 Klahold (2013)

O perfil para a profundidade de 3-5m é apresentado na Figura 6.10 para ambas as ilhas investigadas por Klahold (2013). Observa-se que para a Ilha 01, Figura 6.10a, o ensaio a menor velocidade de cravação caracterizou um aumento da resistência e um decréscimo do excesso de poropressão gerado. O ensaio na velocidade $v=57\text{mm/s}$ caracterizou uma resposta semelhante ao executado na velocidade padrão de 20mm/s , definindo tanto uma tendência similar de u e qt ao longo da profundidade, como valores de mesma ordem de magnitude, o que pode indicar que ambos os ensaios definem a ocorrência de um comportamento não drenado. Já para a Ilha 02, Figura 6.10b, observa-se que o ensaio a velocidade lenta caracteriza uma resposta drenada uma vez que $u \approx u_h$ ao longo da profundidade. Nesta ilha o ensaio a velocidade de 57mm/s gerou em alguns trechos, excesso de poropressão negativa, o que foi indicado por Klahold (2013) como possível ocorrência de material mais arenoso na região.

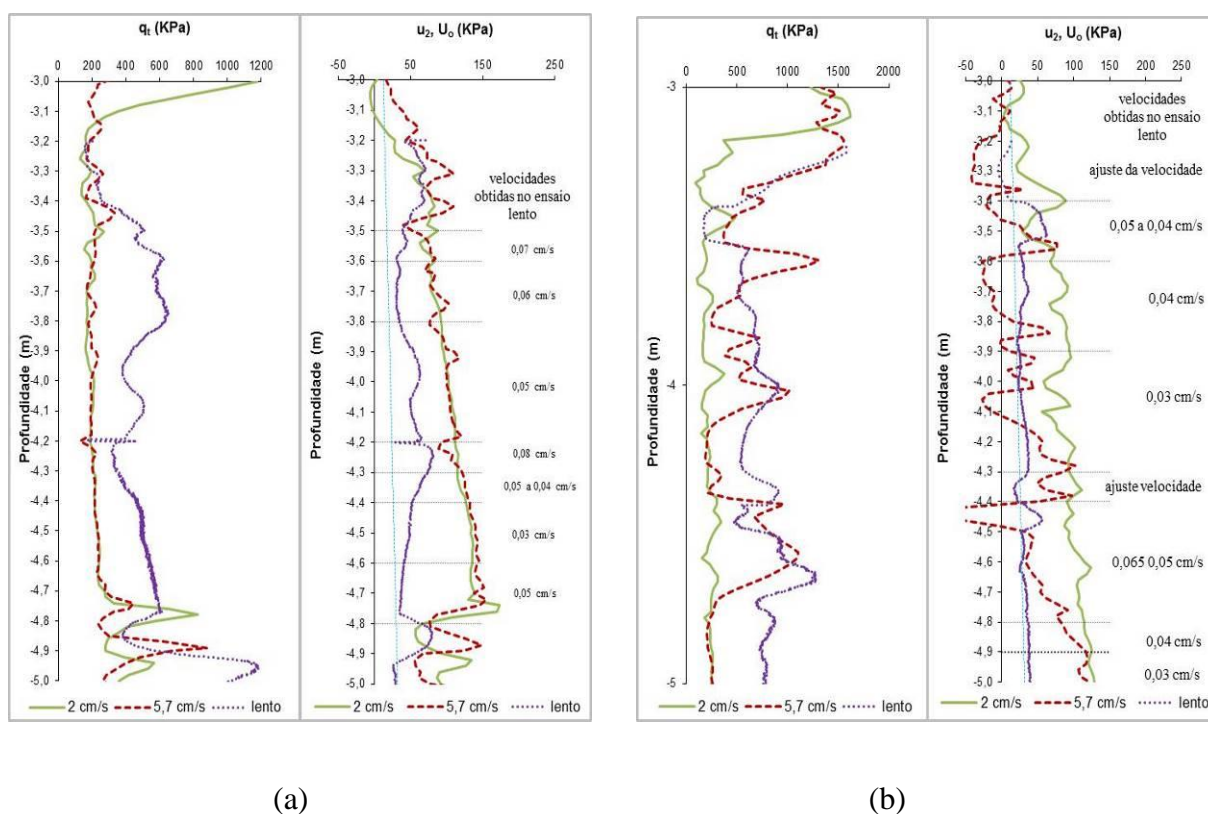


Figura 6.10: Ensaio de piezocone a diferentes velocidades Klahold (2013) para a profundidade de 3-5m (a) Ilha 01 (b) Ilha 02

Observando a grande variabilidade de comportamento ao longo das diferentes campanhas estudadas, uma compilação dos coeficientes de consolidação ao longo da profundidade é apresentada na Figura 6.11. Observa-se que o coeficiente de consolidação horizontal c_h de

campo varia de 0,010 a 0,220 cm^2/s . Se avaliados os coeficientes ao longo de subcamadas verifica-se que uma tendência de variação de c_h entre 0,010 a 0,100 cm^2/s é característica da profundidade de 2m a 6m. A camada de 6m a aproximados 10m apresenta a maior variabilidade de coeficiente, entre 0,010 a 0,220. Já o comportamento de 14 a 20m é caracterizado pelos valores de $c_h \approx 0,05$ a 0,130, faixa de ocorrência superior às demais profundidades, o que indica a presença de material mais arenoso nessa profundidade.

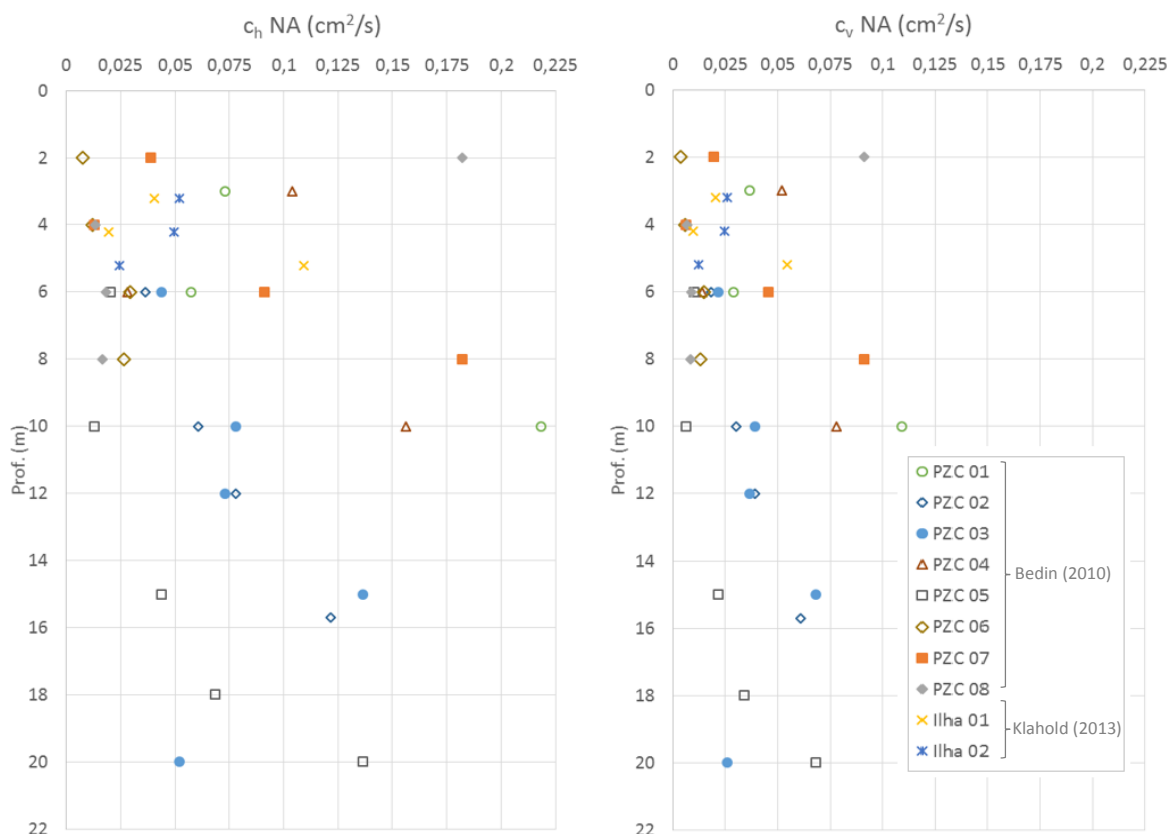


Figura 6.11: Ensaio de piezocone a diferentes velocidades Klahold (2013) (a) Ilha 01 (b) Ilha 02

O conjunto de ensaios de campo indica que o resíduo de ouro possui características variáveis ao longo da profundidade do depósito, podendo ser subdividido em subcamadas homogêneas, de maior ou menor teor arenoso. A variabilidade dos coeficientes de consolidação indica que o tratamento dos dados de campo deve contemplar tal característica, sendo necessário analisar cada ensaio utilizando-se os valores correspondentes ao do local e profundidade investigada.

Quanto à interpretação das condições de drenagem do depósito de ouro, Klahold (2013) apresenta os parâmetros q_t / σ'_v e $\Delta u_2 / \Delta u_{2,máx}$ (onde $\Delta u_{2,máx}$ é o excesso de poropressão em

condição não drenada), utilizados por Kim et al. (2006), plotados como uma função da velocidade adimensional. Os resultados obtidos desta avaliação por Klahold (2013) e os adaptados de Bedin (2010) para a mesma concepção, são apresentados nas Figuras 6.12 e 6.13. Salienta-se que os valores inicialmente interpretados por Bedin (2010) em termos de c_v (coeficiente de consolidação vertical), $V = v \times d / c_v$, no presente trabalho foram reinterpretados para c_h (coeficiente de consolidação horizontal), $V = v \times d / c_h$.

Das Figuras 6.12 e 6.13 observa-se que ambos os estudos caracterizam um aumento da resistência e redução do excesso de poropressão de acordo com a redução da velocidade normalizada. Os resultados adaptados de Bedin (2010) caracterizam uma maior variabilidade e também um maior acréscimo de tensões nas menores velocidades. A transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado é caracterizada para valores de velocidade normalizada $V \approx 100-300$ em ambos os resultados. Já a velocidade normalizada que define a transição de comportamento parcialmente drenado para drenado é caracterizada por $V \approx 0,3$, a partir dos resultados da campanha de 2013, e em $V \approx 2$ pelos resultados da campanha de 2010.

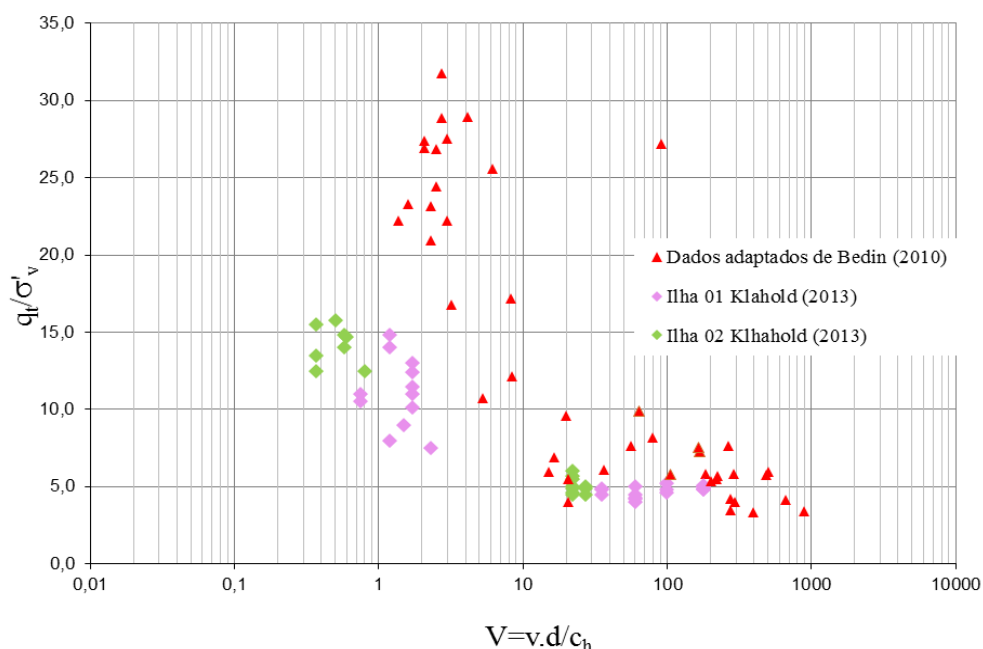


Figura 6.12: Ensaios de piezocone a diferentes velocidades Klahold (2013) (a) Ilha 01 (b) Ilha 02

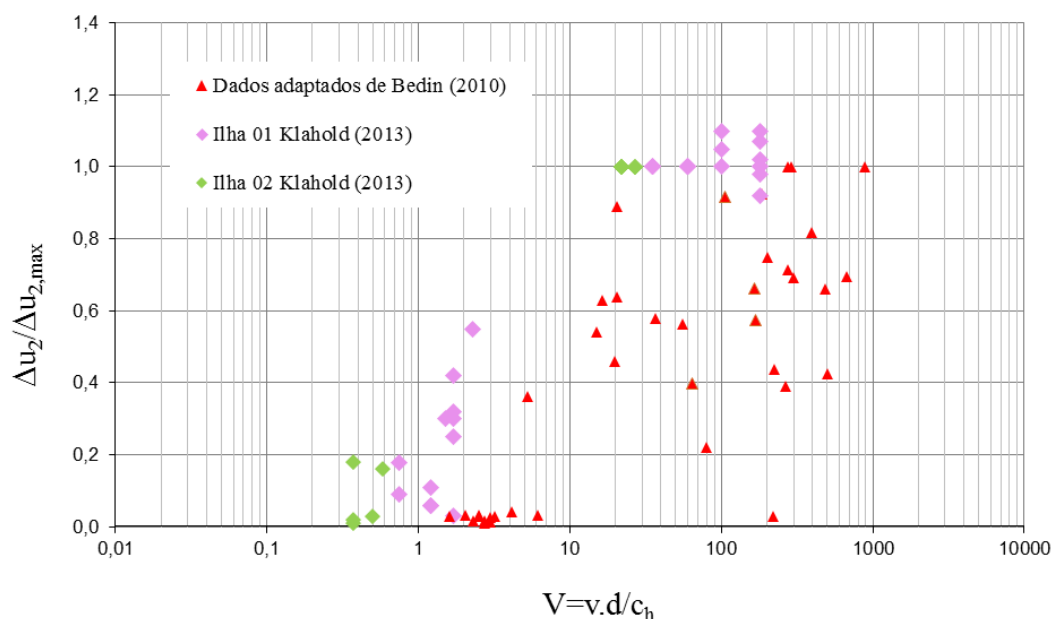


Figura 6.13: Ensaios de piezocone a diferentes velocidades Klahold (2013) (a) Ilha 01 (b) Ilha 02

Sequencialmente na Figura 6.14, apresentam-se os resultados dos ensaios no resíduo de ouro dispostos no espaço $V \times U$ de Bedin (2006), Schnaid et al. (2008) e Schnaid et al. (2010). Nesta caracterização os referidos estudos definem uma relação grau de drenagem dada por:

$$U = \frac{q_t - q_{\bar{m}}}{q_{tdr} - q_{\bar{m}}} \quad (6.1)$$

onde q_t é a resistência mobilizada do piezocone em um dado instante, $q_{\bar{m}}$ a resistência não drenada mobilizada do piezocone, e q_{tdr} a resistência drenada mobilizada do piezocone.

Na Figura 6.14 observa-se que a transição de comportamentos pode ser definida para: $V \approx 0,3$ comportamento drenado para parcialmente drenado; e $V \approx 100$ comportamento não drenado para parcialmente drenado. Os resultados apresentados na Figura 5.14 serão utilizados como referência para as comparações diretas entre resultados de campo e previsões numéricas e analíticas.

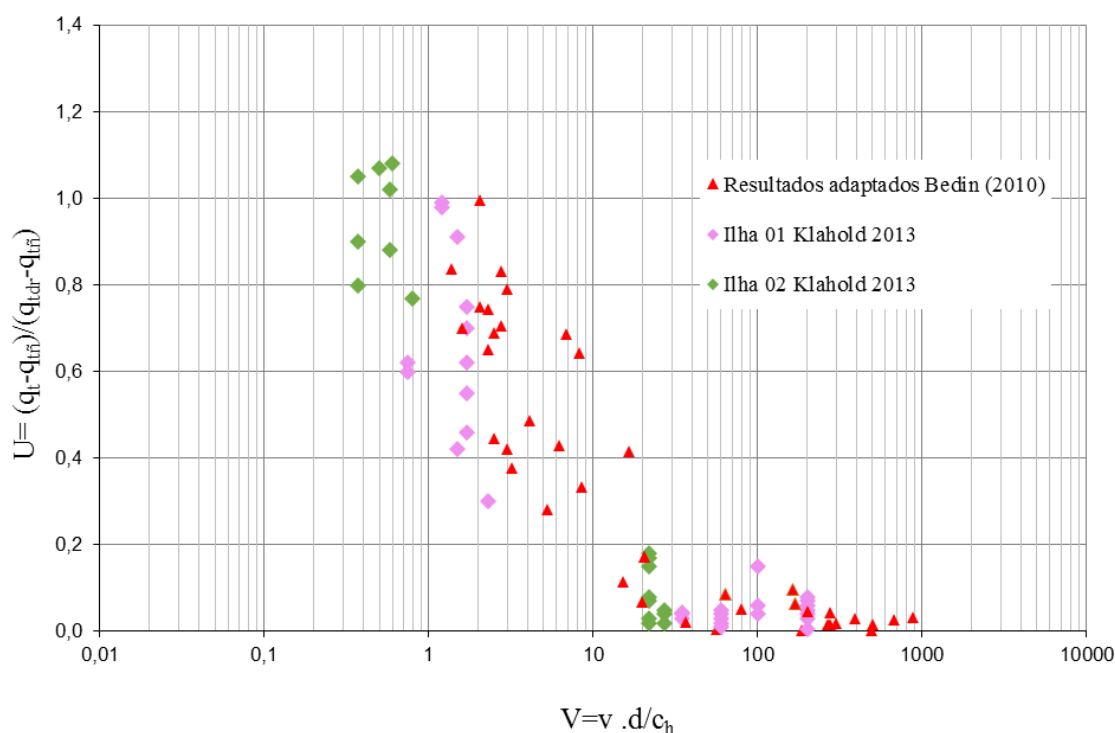


Figura 6.14: Velocidades normalizadas dados adaptados de Bedin (2010) e Klahold (2013)

6.2 MODELAGEM PROPOSTA

A solução do problema de consolidação de um cilindro infinito expandindo no solo, descrita no Capítulo 4, é utilizada para investigar as características de dissipação do resíduo de ouro. Na Tabela 6.5 apresenta-se o conjunto de parâmetros utilizados nas simulações propostas.

Tabela 6.5: Parâmetros do resíduo de ouro utilizados nas modelagens

Simulação	λ	κ	C_c	e_0	$C_c/(1+e_0)$	ϕ (°)	k (m/s)	c_h (m ² /s)	G/p'_0
1	0,048	0,010	0,243	1,20	0,11	30	1,00E-06	2,29E-04	105,77
2	0,050	0,010	0,250	1,17	0,12	30	1,00E-06	2,17E-04	99,92
3	0,050	0,010	0,260	1,27	0,11	30	1,00E-07	2,27E-05	104,54
4	0,058	0,012	0,276	1,50	0,11	30	1,00E-07	1,56E-06	99,47

A avaliação da relação a/R sobre o processo de dissipação do resíduo é incorporada às análises através da modelagem de $a/R=10, 50$ e 100 . Uma discussão de $a/R = f(I_r)$ é apresentada após a caracterização dos resultados. Observa-se ainda que para cada conjunto de parâmetros adotados foram simuladas deformações de $15\%R$ ($\alpha=0,15$) e $100\%R$ ($\alpha=1$).

Para definição das tensões iniciais adotou-se a profundidade de 5m como profundidade de referência, nível d'água coincidente com a superfície do terreno, peso específico úmido do solo de 20kN/m^3 , e peso específico d'água de 10kN/m^3 .

A deformação de referência (ε_{ref}) do modelo analítico foi calibrada pela metodologia apresentada no item 5.3, sendo utilizado um valor de $\varepsilon_{ref} = 0,01$ no conjunto de dados avaliados. O diâmetro do equipamento modelado é $D=3,57\text{cm}$, correspondendo a um piezocone de 10cm^2 de área.

Os resultados das simulações para $\alpha=0,15$ (deslocamento de 15% de R) e diferentes compressibilidades e razões de raio avaliadas são apresentados nas Figuras 6.15 a 6.17. Observa-se que a transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado é parcialmente capturada pelas modelagens. Independentemente da razão de raios adotada, o modelo analítico caracteriza uma transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado em $V \approx 10$. No modelo numérico esta transição se dá para valores de $V \approx 100$. Dados de campo indicam a transição em $V \approx 100$. Já a transição de comportamento parcialmente drenado para drenado ocorre nos resultados de campo para valores da ordem de $V \approx 0,3$. A melhor aproximação das previsões é obtida para $a/R=10$, Figura 6.17, na qual a transição de comportamento parcialmente drenado para drenado se dá para o modelo analítico e numérico para um valor da ordem de $V \approx 0,01$.

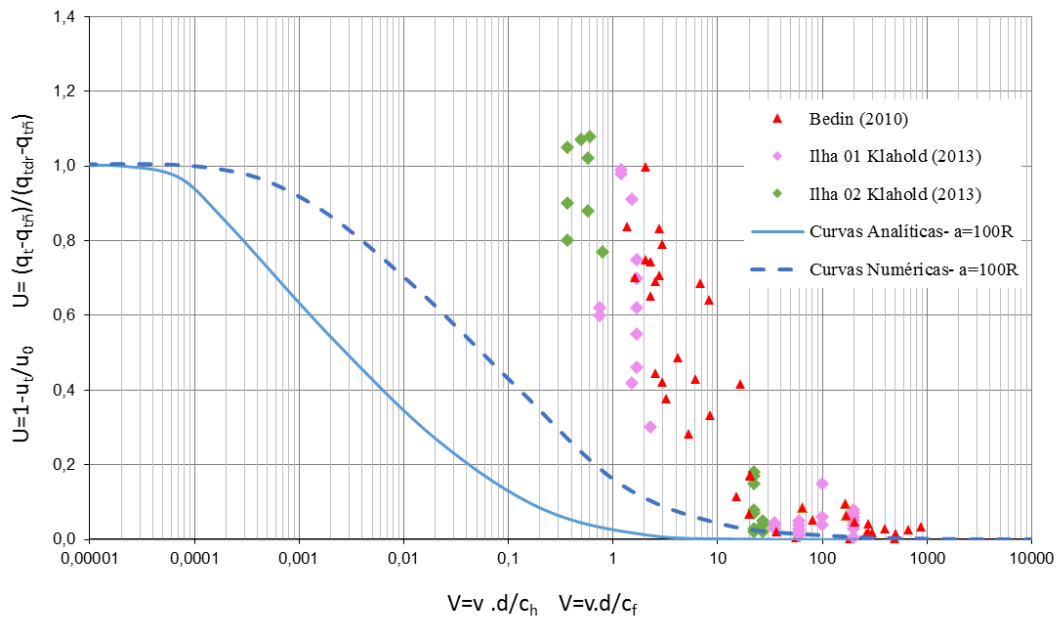


Figura 6.15: Velocidades normalizada $a/R=100$ $\alpha=0.15$

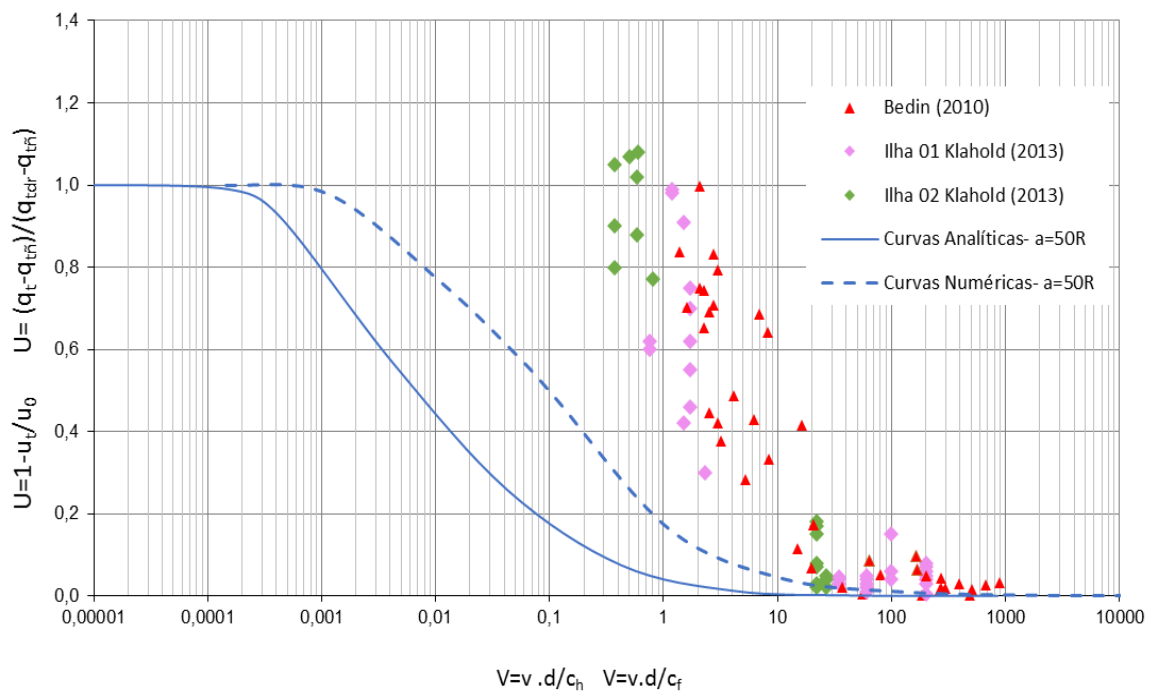


Figura 6.16: Velocidades normalizada $a/R=50$ $\alpha=0.15$

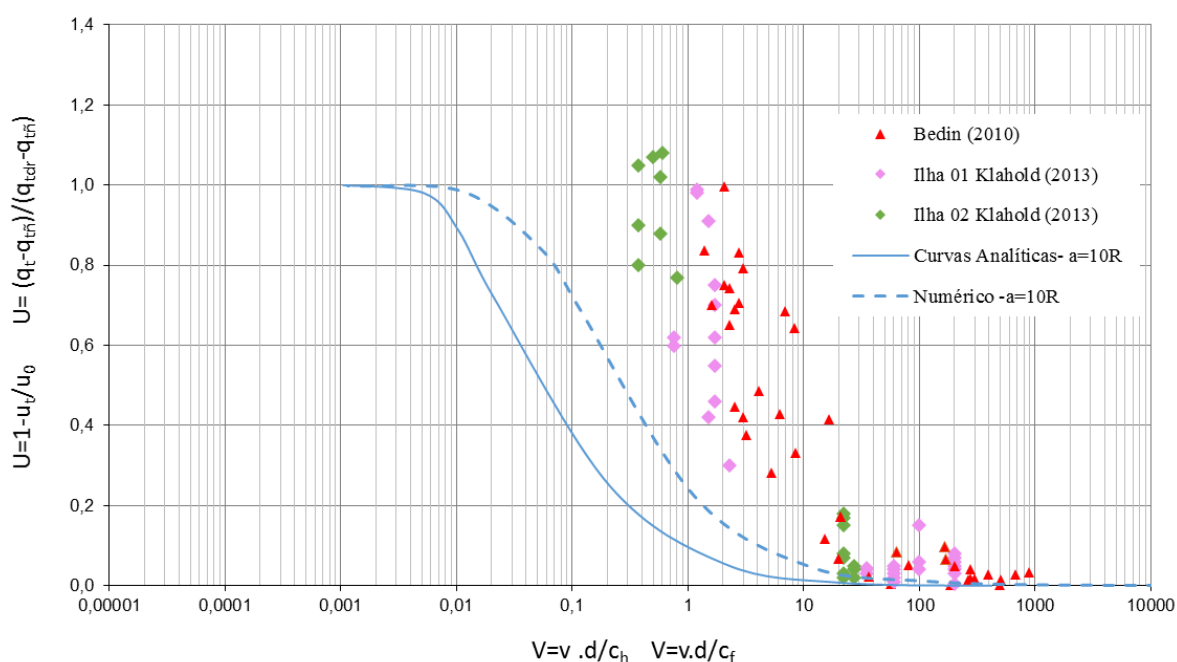


Figura 6.17: Velocidades normalizada $a/R=10$ $\alpha=0.15$

Sequencialmente nas Figuras 6.18 a 6.20 apresentam-se os resultados das simulações para $\alpha=1.0$ (deslocamento de 100% R) e diferentes razões de raio avaliadas. Observa-se que a transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado continua sendo parcialmente capturada pelas modelagens. O modelo analítico caracteriza uma transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado para valores de V próximos a 10, e no modelo numérico esta transição se dá para valores de V próximos a 100. Dados de campo indicam a transição em V próximo a 100. Esta observação salienta que o nível de deformação aplicada não influencia a transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado. A melhor aproximação das previsões é obtida para $a/R=10$, Figura 6.20. Nesta condição a transição de comportamento parcialmente drenado para drenado ocorre para o modelo analítico e numérico em $V \approx 0,03$. Observa-se que os resultados caracterizados nas Figuras 6.18 a 6.20 servem de indicação a estudos futuros acerca da definição de níveis de deslocamentos compatíveis aos deslocamentos gerados no processo de cravação do piezocone.

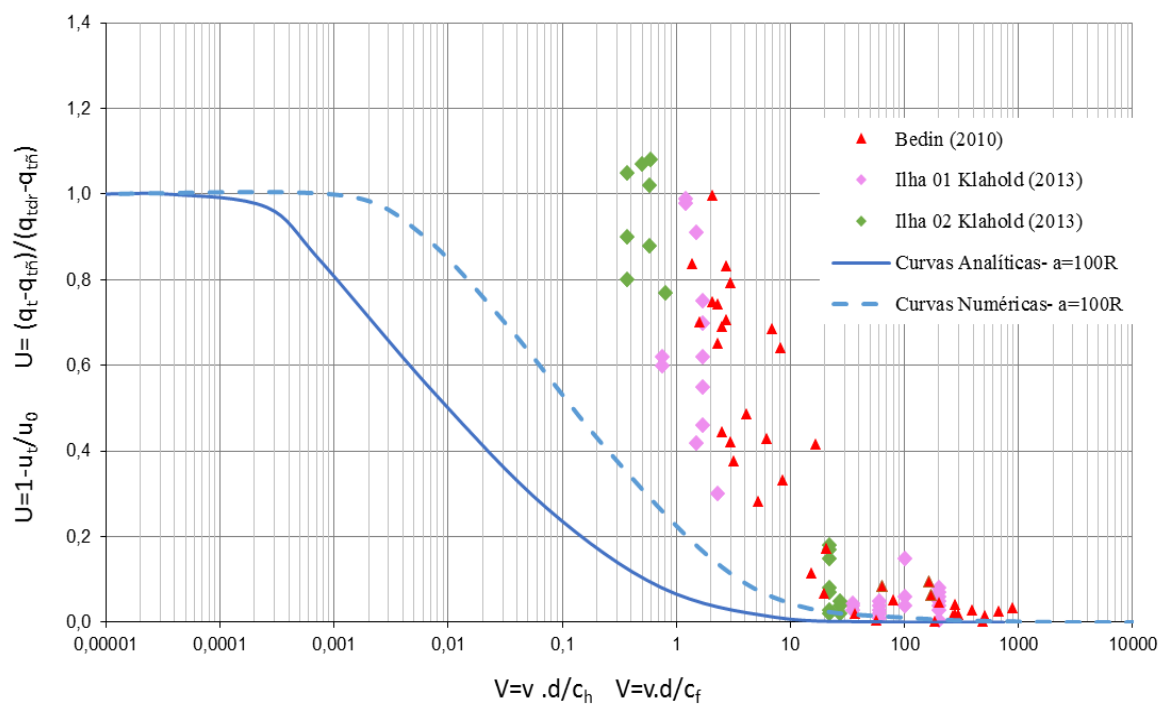


Figura 6.18: Velocidades normalizada $a/R=100$ $\alpha=1.0$

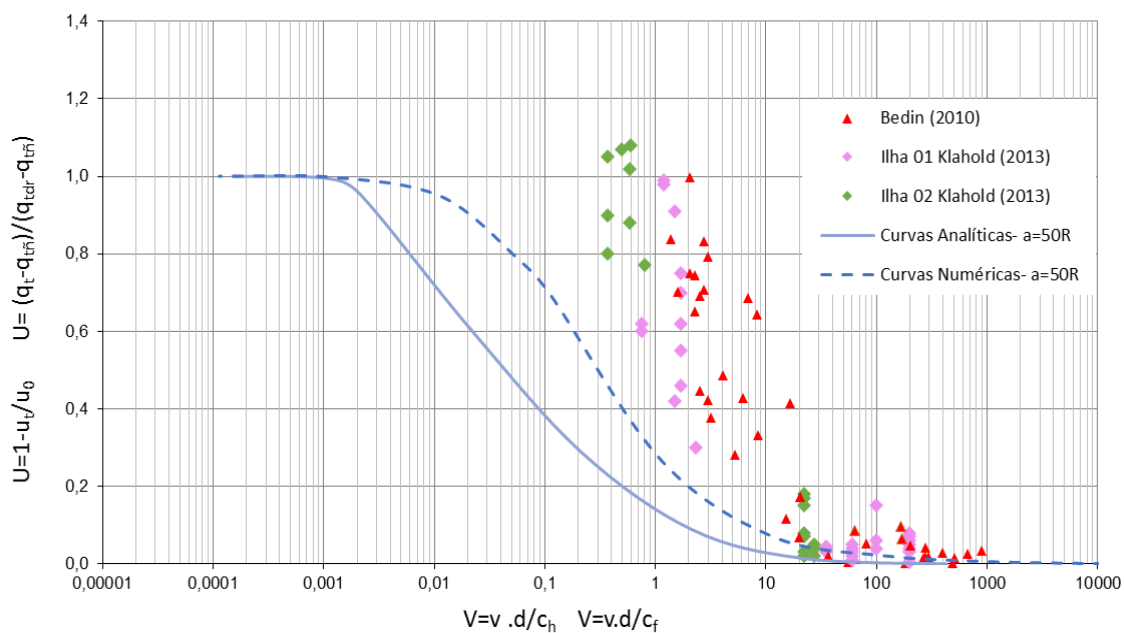


Figura 6.19: Velocidades normalizada $a/R=50$ $\alpha=1.0$

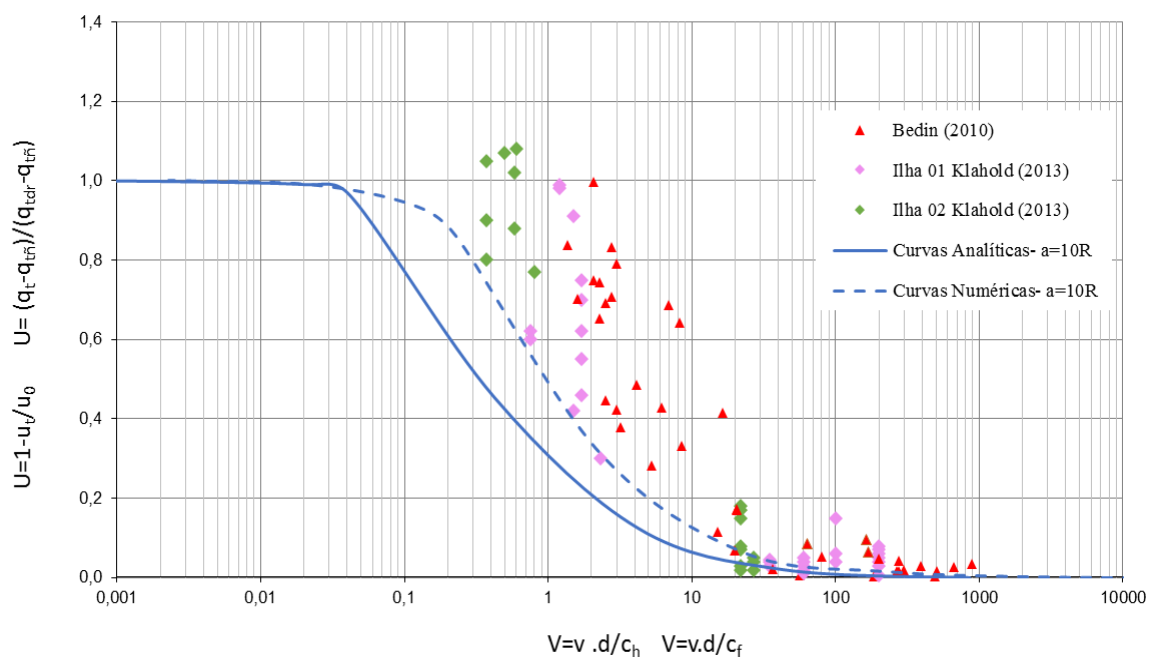


Figura 6.20: Velocidades normalizada $a/R=10$ $\alpha=1.0$

Partindo da observação de que a melhor aproximação entre resultados previstos e medidos se dá quando $a/R = 10$, buscou-se uma relação do tipo $a/R = f(I_r)$, que possa orientar análises futuras. Relações de $a/R = \sqrt{I_r}$ são adotadas por diversos autores (e.g. GIBSON e ANDERSON, 1961; VÉSIC, 1972; RANDOLPH e WROTH, 1979; TEH e HOULSBY, 2000; entre outros) conforme apresentado no Capítulo 5. Neste contexto, adotou-se nas análises a seguinte relação:

$$a/R = \sqrt{\frac{G/x}{p'_0}} \quad (6.2)$$

onde x é um parâmetro de ajuste do módulo de cisalhamento G para obter Índices de Rigidez,

$I_r = \frac{G/x}{p'_0}$ e relação a/R na faixa de ocorrência de resíduos de ouro.

O parâmetro de ajuste x para o resíduo de ouro foi obtido através da observação dos resultados da variação do módulo de cisalhamento elástico G medidos por Bedin (2010), os quais são apresentados na Figura 6.21. Da referida figura, observa-se que os valores do módulo G variam

de acordo com o nível de tensão média efetiva e condição avaliada (condição inicial ou no estado crítico). Neste contexto, o próprio parâmetro x também é distinto de acordo com a condição estabelecida:

- Para a condição inicial, um parâmetro de ajuste x pode ser obtido para a tendência de G/p' observada nas maiores tensões médias efetivas ($G/p'=160$). Neste caso um valor de x da ordem de 2 fornece uma relação de raios a/R próxima a 10.
- De maneira análoga, se observada a tendência de valores de G no estado crítico ($G/p'=80-100$), verifica-se que um parâmetro de ajuste x da ordem de 1, fornece uma relação a/R próxima a 10.

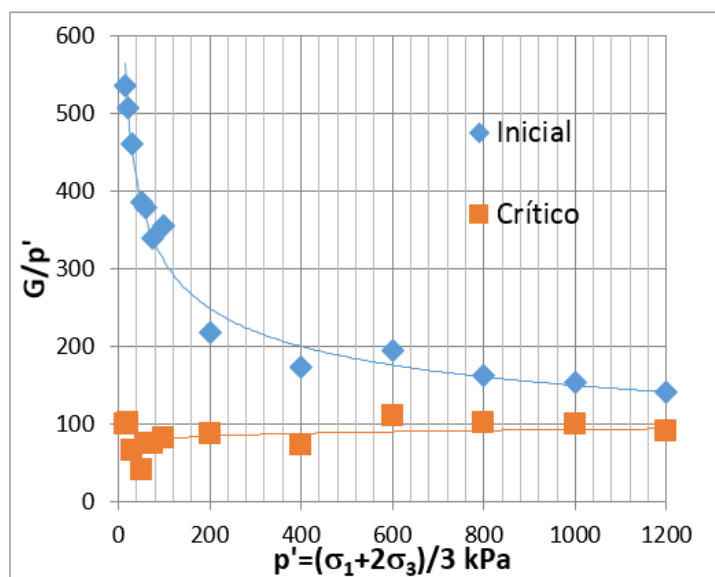


Figura 6.21: Relação G/p'_0 obtida dos resultados de Bedin (2010)

Como conclusões gerais observa-se que os resultados apresentados no presente capítulo servem de indicação do potencial de aplicação da solução descrita no Capítulo 5 (solução do problema de consolidação de um cilindro infinito inserido no solo). Verificou-se que as modelagens analítica e numérica podem ser utilizadas para capturar a transição de comportamento não drenado para parcialmente drenado de ensaios de piezocone em resíduo de mineração de ouro. As melhores aproximações entre previsões e resultados de campo foram obtidas nas modelagens feitas com uma razão de raios a/R de 10. A partir desta observação definiu-se uma proposta para a estimativa da relação $a/R = \sqrt{I_r}$ através da caracterização de um procedimento de ajuste sobre o módulo de cisalhamento elástico G .

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões do presente trabalho e sugestões para pesquisas futuras. As conclusões são apresentadas pontuando as observações feitas em cada modelo avaliado. Também são apresentadas conclusões gerais sobre a aplicabilidade dos modelos para a interpretação de ensaios de campo.

7.1 CONCLUSÕES

7.1.1 Análise da rotação

No presente trabalho apresentou-se a solução em poroelasticidade do problema de rotação de um cilindro sólido, infinito, imerso em uma massa de solo (Capítulo 3). A abordagem adotada para solução do problema baseia-se na equivalência entre a resposta local de um comportamento perfeitamente plástico, em processo de carregamento monotônico, e um comportamento fictício não-linear poroelástico apropriado. Soluções fechadas para o campo de tensões, deformações e poropressões foram obtidas e criticamente comparadas a resultados numéricos de elementos finitos, demonstrando capturar os mesmos padrões de comportamento: distribuições logarítmicas de poropressões e tensões cisalhantes ao longo da distância radial e valores máximos de tensões e poropressões de mesma ordem de magnitude.

A interpretação das condições de drenagem foi feita no espaço de velocidades normalizadas $V \times U$, indicando que o processo de dissipação é sensível à rigidez do material, mas não a variação da resistência. Uma nova normalização de V foi proposta para a incorporação da rigidez do material, através do Índice de Rigidez I_r . Neste novo espaço de velocidades normalizadas (V_I), as transições de comportamento drenado para parcialmente drenado; e parcialmente drenado para não drenado, são únicas para diferentes geomateriais.

A solução do problema de rotação foi aplicada à interpretação das condições de drenagem de ensaios de palheta em resíduo de mineração de zinco. Nesta avaliação os resultados foram interpretados no espaço de velocidades normalizadas V e V_I , indicando que o modelo desenvolvido

pode ser utilizado para estimativa da velocidade de ensaio não drenada do resíduo, porém a velocidade drenada é subestimada pelos modelos.

Observa-se que os resultados obtidos são diretamente associados as hipóteses adotadas e limitações do modelo, dentre elas destaca-se: a modelagem em deformações planas, em contraposição aos efeitos tridimensionais do ensaio de palheta; a não incorporação das deformações volumétricas na solução analítica apresentada; a desconsideração de um campo de tensões iniciais heterogêneo e anisotrópico associado aos efeitos de cravação da palheta no solo; e análise restrita ao campo de pequenas deformações. Desta forma, salienta-se que os resultados das modelagens não representam de maneira precisa o comportamento real do ensaio. Indica-se que o modelo seja utilizado como auxílio na identificação das condições de drenagem, principalmente na definição das velocidades que caracterizam o comportamento não drenado.

7.1.2 Análise da expansão

A solução desenvolvida para análise do problema de expansão de um cilindro rígido, longo, inserido no solo, apresentada no Capítulo 5, foi desenvolvida em poroelasticidade visando a aplicação do modelo a interpretação das condições de drenagem de ensaios de campo e fundações profundas. A solução desenvolvida também baseia-se na equivalência entre a resposta local de um comportamento perfeitamente plástico, em processo de carregamento monotônico, e um comportamento fictício não-linear poroelástico apropriado. Soluções fechadas para o campo de poropressões foram obtidas através da adoção de um módulo de cisalhamento G equivalente. A partir destas considerações, as distribuições de tensões e deslocamentos foram calculadas com o auxílio de um método numérico.

O modelo desenvolvido foi comparado a previsões numéricas em elementos finitos. Nesta avaliação, a influência da velocidade de expansão sobre a distribuição de tensões e poropressões foi investigada. Observou-se que, embora os máximos valores do excesso de poropressão previstos pelo modelo analítico sejam inferiores aos valores das simulações em elementos finitos, ambos os modelos definem um comportamento muito similar em termos de tensões radiais máximas.

Os resultados apresentados no espaço de velocidades normalizadas caracterizaram que os modelos fornecem uma tendência de unificação de curvas $V \times U$, tanto para a avaliação da influência da

compressibilidade quanto de resistência. Um estudo complementar da influência da razão de raios a/R indicou que um decréscimo na zona perturbada resulta em um processo de dissipação mais rápido.

O modelo desenvolvido foi utilizado para a interpretação das condições de drenagem de ensaios de piezocone em resíduo de ouro. Nesta análise, verificou-se que as modelagens analítica e numérica podem ser utilizadas para uma estimativa da velocidade não drenada do resíduo, porém a previsão da velocidade drenada é subestimada pelas previsões. A melhor aproximação foi obtida para a menor razão de raios a/R modelada. A partir desta observação foi proposta uma estimativa da razão a/R através de sua relação com I_r (Índice de Rigidez). A estimativa proposta foi inspirada na função $a/R = \sqrt{I_r}$ descrita em literatura (e.g. GIBSON e ANDERSON, 1961; VÉŠIC, 1972; RANDOLPH e WROTH, 1979; TEH e HOULSBY, 2000; entre outros). Com base nesta concepção, verificou-se que um parâmetro de ajuste sobre os valores experimentais do módulo de cisalhamento G , aproxima os valores de Índices de Rigidez e razões de raio a/R , da faixa de valores esperada para o resíduo de ouro.

Salienta-se que, de maneira análoga a observação feita para o ensaio de palheta, os resultados caracterizados na aplicação ao resíduo de ouro são considerados aproximados devido as hipóteses e limitações associadas a modelagem, dentre elas: o processo de cravação do piezocone mobiliza tensões e deformações tridimensionais, as quais não são consideradas no modelo; a cravação do ensaio modifica as distribuições de tensões geostáticas no meio poroso, resultando em um estado de tensão inicial heterogênea e anisotrópica para a região que circunscribe o cilindro rígido, o qual não foi considerado; e as análises limitam-se ao campo de pequenas deformações.

Adicionalmente, a avaliação do nível de deformação aplicada indicou que maiores deslocamentos tendem a aproximar as simulações dos resultados de campo, porém são necessários estudos adicionais para determinação do nível de deformação a ser aplicado. Estes estudos devem incorporar os efeitos de grandes deformações as modelagens tornando a solução do problema mais complexa.

7.1.3 Conclusões gerais

Os modelos desenvolvidos para o estudo do processo de consolidação no solo forneceram artifícios para identificação das propriedades que controlam o processo de dissipação. Neste contexto, ambas as modelagens (rotação e expansão do cilindro) caracterizaram uma influência direta da rigidez do material sobre as curvas de drenagem. Esta rigidez caracterizada por I_r , Índice de Rigidez, pode ser associada a região perturbada a/R , fornecendo um melhor ajuste entre os resultados da modelagem e resultados de campo. No problema de rotação, a rigidez foi introduzida em uma nova normalização V_I . Neste espaço, as curvas obtidas pelas modelagens indicam uma tendência de unificação.

As diferenças observadas entre os resultados de dissipação previstos pelos modelos de rotação e expansão podem ser relacionadas:

- As diferentes características de solicitações impostas aos modelos;
- As limitações associadas principalmente à simplificação adotada na solução analítica do problema de rotação, onde as deformações volumétricas foram negligenciadas ($tr\varepsilon \approx 0$);
- As diferentes hipóteses adotadas para o critério de deformações aplicado: no modelo de rotação as deformações foram limitadas para a condição limite q_u ; enquanto que na modelagem do problema de expansão as deformações foram definidas como sendo $\alpha = 15\% R$.

Destacadas as limitações das modelagens, observa-se que ambos os modelos mostraram-se úteis à identificação da velocidade não drenada de ensaio, caracterizando-se como aplicáveis para auxílio a interpretação das condições de drenagem em ensaios *in situ*.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.2.1 Trabalhos relacionados ao problema de rotação

As limitações do modelo desenvolvido para análise da rotação de um cilindro infinito no solo são atribuídas principalmente ao fato de que as deformações volumétricas não foram consideradas no modelo simplificado. Neste contexto, indicam-se como temas de trabalhos futuros:

- A incorporação das deformações volumétricas do esqueleto, conforme discutido no capítulo 3 e descrito na seção 3.14. A inclusão das deformações volumétricas é fundamental para um correto acoplamento hidromecânico, proporcionando a previsão das poropressões associadas as deformações volumétricas;
- Adaptação do comportamento não-linear proposto [$G = G(\varepsilon_d)$] para uma condição de tendência assintótica de um material friccional-coesivo. A formulação proposta pode ser inspirada na desenvolvida por Maghous et al. (2009);
- Realização de análises complementares visando a identificação da influência da razão de raios a/R , e também do nível de deformação aplicada. Estas análises podem identificar a necessidade de ajuste destes parâmetros para uma melhor aproximação entre os resultados das modelagens e dados de campo.

7.2.2 Trabalhos relacionados ao problema de expansão

Para o problema de expansão de cavidade foram levantadas no Capítulo 5, as seguintes indicações de trabalhos futuros:

- Solução do problema de fluxo com o uso de $G = G(\varepsilon_d, \varepsilon_v, p)$. Esta é uma solução mais precisa e pode aproximar ainda mais os resultados analíticos e numéricos.
- Aprimoramento da metodologia de calibração de ε_{ref} , buscando a caracterização de uma relação do tipo $\varepsilon_{ref} = \varepsilon_{ref}(C_c, \sigma_0, \sigma_d)$;
- Estudos complementares visando a definição de correlações entre parâmetros do material e a razão de raios. No presente trabalho foi feita uma proposta direta para caracterização da razão $a/R = f(I_r)$. Um parâmetro de correção sobre o módulo G foi proposto mostrando caracterizar uma estimativa adequada de a/R . Estudos adicionais são necessários para uma definição mais rigorosa da relação proposta;
- Incorporação de uma relação entre velocidade de cravação e poropressão $u_{0,max}$ a ser utilizada nas modelagens. Uma relação do tipo proposta por Biscontin e Pestana (2001), Eian e Randolph (2005), entre outros, pode ser incorporada ao modelo visando a identificação da influência de uma condição de drenagem parcial associada a velocidade de inserção/ou tempo transcorrido entre inserção e execução do ensaio.

Para ambas as modelagens, sugere-se a incorporação e análise da influência de um estado de tensão inicial heterogêneo e anisotrópico σ_0 dependente das coordenadas locais (r, θ, z) . Não havendo medições ou indicações claras sobre o estado de tensões locais logo após a inserção do equipamento no solo, no presente trabalho adotou-se um estado isotrópico inicial. Trabalhos futuros incorporando a análise da influência de diferentes campos de tensão inicial podem fornecer um melhor entendimento do problema.

Como demais temas para estudos futuros indica-se: a incorporação de critérios para a aplicação dos modelos a solos sobre adensados pois no presente trabalho as hipóteses utilizadas (e.g. caracterização de $u_{0,max}$) foram feitas para a condição de solos normalmente adensados; e a introdução do critério de grandes deformações, o que torna a resolução dos problemas mais complexa, embora podendo proporcionar um melhor entendimento do real comportamento *in situ*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS. **ABAQUS User's Manual**. Dassault Systèmes, Simulia Corp. ABAQUS® vs. 6.9, Providence, Rhode Island, USA. 2009.

ABRAMOWITZ, M. e STEGUN, I. (1964) **Handbook of Mathematical Functions**, U.S. Government printing Office, Washington, D.C.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10905:Ensaio de palheta in situ. São Paulo, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12069: Ensaio de penetração de cone in situ (CPT). São Paulo, 1991.

BALIGH, M.M e LEVADOUX, J.N (1986). **Consolidation after undrained piezocone penetration. II: Interpretation**. J. Soil Mech. Found. Engng. Div., ASCE. 11(7), 112(7), 727-745.

BALIGH, M.M 1985. **Strain path method**. J. Soil Mech. Found. Engng. Div., ASCE. 11(7):1108-1136.

BEDIN, J. **Interpretação de ensaio de piezocone em resíduos de bauxita**. 150p Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre - 2006.

BEDIN, J. **Estudo do Comportamento Geomecânico de Resíduos de Mineração**. 2010. Tese de doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BEDIN, J ; SCHNAID, F. ; FONSECA, A. J. P. V. ; COSTA FILHO, L. M. (2012). **Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics**. Geotechnique, v. 62, p. 263-267.

BEDIN, J. 2014 – comunicação pessoal

BIOT, M.A. (1941). **General theory of three-dimensional consolidation**, Journal of Applied Physics, Vol. 12, pp. 155-164.

BISCONTIN, G. e PESTANA, J.M. (1999). **Influence of Peripheral Velocity on Undrained Shear Strength and Deformability Characteristics of Bentonite Caulinite Mixture**. Research Report UCB/GT 99-19. Department of Civil and Environmental Engineering University of California, Berkeley

BISCONTIN, G. e PESTANA, J.M. (2001) **Influence of Peripheral Velocity on Vane Shear Strength of an Artificial Clay**. GEOTECHNICAL TESTING JOURNAL. ASTM Vol 24 n0 4 p 423-429

BLIGHT, G.E. (1968). **A note on field vane testing of silty soils**. Canadian Geotechnical Journal, 5: 142–149.

BURNS, S.E. e MAYNE, P.W. (2002) **Analytical Cavity Expansion – Critical State Model for Dissipation in Fine-Grained Soils**. Soils and Foundation. Vol 42 N2 pp 131-137.

CARTER, J.P., RANDOLPH, M.F. e WROTH, C.P. (1979). **Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of a cylindrical cavity**. International Journal for Analytical and Numerical Methods in Geomechanics. 3(4):305-22

CHANDLER, R.J. (1988). **The in situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. In Vane shear strength testing in soils: field and laboratory studies**. Edited by A.F. Richards. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication 1014, pp. 13–44.

CHANDRA, S. e HOSSAIN, M.D. "**Prediction and Observation of Pore Pressure due to Pile due to pile driven**", Third Int. Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, June 1-5, 1993, St. Louis.

CHARSLAW, H.S. e JAEGER, J.C. (1959). **Conduction of heat in solids**. Clarendon Press.

CHUNG, S. F., RANDOLPH, M. F., e SCHNEIDER, J. A. (2006). "**Effect of penetration rate on penetrometer resistance in clay**." J. Geotech.Geoenviron. Eng., 132(9), 1188–1196.

COUSSY, O. (2004). **Porosity Mechanics**. Wiley, UK

DeJONG, J.T. JAEGER, R.A, BOULONGER, R.W. RANDOLPH, M.F. e WAHL, D.A.J (2012). **Variable penetration rate cone testing for characterization of intermediate soils**. Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4.

DeJONG, J.T e RANDOLPH, M.F (2012). **Influence of Partial Consolidation during Cone Penetration on Estimated Soil Behavior Type and Pore Pressure Dissipation Measurements**. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 138: p 777-788

DETOURNAY, E., e CHENG, A.H.D., (1994). **Fundamentals of poroelasticity**. In: Hudson, J.(Ed.), Comprehensive Rock Engineering.

EINAV, I. e RANDOLPH, M.F. 2005. **Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance**. Int. J. on Num. Methods in Geotech. Engng., 63(14): 1991-2016.

ELSWORTH, D., FITZGERALD, M. e LEE, D.S. (2008) **Drainage Effects in the Interpretation of Penetrometer Data for the Evaluation of the Mechanical and Transport Properties of Soils** The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG) October, 2008 Goa, India

GAUER, E.A. **Influência da velocidade de rotação da mini-palhetta em um solo siltoso.** p 118. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre - 2010.

GIBSON, R.E. e ANDERSON, W.F. 1961. **In situ measurement of soil properties with the pressuremeter.** Civil Engng and Public Works Review, 56: 615-618.

HALLAL, R.R.; **Características de Depósitos de Argilas Moles no Estado do Rio Grande do Sul.** Porto Alegre: 2003. 132p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

HLENKA, L. **Estudo dos Efeitos da Velocidade de Carregamento na Estimativa de Parâmetros Geotécnicos em Resíduos de Mineração.** 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

HOUSE, A.R., OLIVEIRA, J.R.M.S. e RANDOLPH, M.F. (2001). **Evaluating the coefficient of consolidation using penetration tests.** International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 1(3): 17-25.

INDRARATNA, B., RUJIKIATKAMJORN, C., SATHANANTHAN, L. (2005) **Radial consolidation of clay using compressibility indices and varying horizontal permeability.** Canadian Geotechnical Journal, 42(5):1330–41.

JAEGER, R.A., DeJONG, J.T., BOULANGER, R.W., IOW, H.E, e RANDOLPH, M.F. (2010) **Variable penetration rate CPT in an intermediate soil.** Proc., 2nd Int. Symp. on Cone Penetration Testing, Omnipress, Madison, WI.

JAMIOLKOWSKY M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T. e LANCELLOTTA, R. – **New developments of field and laboratory testing of soils.** XI ICSMFE, San Francisco, V 1, p.57-153, 1985.

KLAHOLD, P.A. **Interpretação de ensaios de campo em solos com permeabilidade intermediária.** 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LEKHA, K.R., KRISHNASWAMY, N.R., e BASAK, P. (2003). **Consolidation of clays for variable permeability and compressibility.** J Geotech Geoenviron Eng ;129(11):1001–9.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P.K. e POWELL, J.J.M. **Cone penetration testing in geotechnical practice,** Blackie Academic e Professional, 312 p, 1997.

MAGHOUS, S.; DORMIEUX, L; BARTHELEMY, J . **Micromechanical approach to the strength properties of frictional geomaterials.** *European Journal of Mechanics. A, Solids*, v. 28, p. 179-188, 2009.

MATSUI, T., e ABE, N. 1981. **Shear mechanisms of vane test in soft clays.** *Soils and Foundations*, **21**(4): 69–80.

MORRIS,P.H. e WILLIAMS, D.J. (2000) **A revision of Blight’s model of field vane testing** *Canadian Geotechnical Journal*. **37**: 1089–1098

OLIVEIRA, J.M.S., ALMEIDA, M.S.S, MOTTA, H.P.G. e ALMEIDA, M.C.F. (2011) **Influence of Penetration Rate on Penetrometer Resistance.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 137, No. 7, July 2011, pp. 695-703

ORTIGÃO, J.A.R. **Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** 386P. 3a Edição, 2007.

OSMAN, A. 2010 **Comparison between Coupled and Uncoupled Consolidation Analysis of a Rigid Sphere in a Porous Elastic Infinite Space.** *Journal of Engineering Mechanics.* ASCE p. 1059-1063.

OSMAN, A. S. e RANDOLPH (2010) **Response of a solid infinite cylinder embedded in a poroelastic medium and subjected to a lateral load.** *International Journal of Solids and Structures* 47 (2010) 2414–2424

OSMAN, A. S. e RANDOLPH (2012) **Analytical solution for the consolidation around a laterally loaded pile.** *International Journal of Geomechanics* (2012) 12 199–208.

PASQUALI, P.R.Z. 2008. **Análise Limite de Estruturas Através de uma Formulação em Elasticidade Não-linear.** 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre - 208.

POULOS, H. G. e DAVIS, E. H. (1980). **Pile Foundations Analysis and Design**, John Wiley and Sons, Inc., USA.

RANDOLPH, M.F. e HOPE, S.N. (2004). **Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressure.** In: *Proc. Engineering practice and performance of soft deposits*, Osaka, pp. 147-152.

RANDOLPH, MF e WROTH, C.P. (1979). “**An analytical solution for the consolidation around a driven pile,**” *Intl. J. Numer. and Anal. Methods in Geomech.*, 3(2): 217-229.

ROBERTSON, P. K., CAMPANELLA, R.G. **Interpretation of cone penetration tests.** *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, nº 4, 1983.

ROBERTSON, P.K. (1990). “**Soil classification using the cone penetration test,**” Canadian Geotechnical Journal, 27(1), 151-158.

ROY, M., and LEBLANC, A. 1988. **Factors affecting the measurement and interpretation of the vane shear strength of soft sensitive clays.** In **Vane shear strength testing in soils: field and laboratory studies.** Edited by A.F. Richards. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication 1014, pp. 117–128.

SCHENEIDER, J.A, LEHANE, B.M. e SCHNAID, F. 2007 **Velocity effect of piezocone measurements in normally and over consolidated clays.** International Journal of Physical Modelling in Geotechnics V 2, p. 23-34

SCHNAID, F., LEHANE, B. M., e FAHEY, M. (2004). “**In situ test characterization of unusual geomaterials.**” Proc., 2nd Int. Conf. on Site Characterization, Vol. 1, Millpress, Rotterdam, Netherlands, 49–74.

SCHNAID, F. 2005. **Geo-Characterization and Properties of Natural Soils by In Situ Tests.** Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, (1):.3-47.

SCHNAID, F., BEDIN, J., and COSTA FILHO, L. M. (2007). “**Piezocone in silty tailing materials.**” Studia Geotechnica et Mechanica, 29(1-2),151–162

SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics.** 1. ed. Oxon: Taylor e Francis, 2009. v. 1. 329 p.

SCHNAID, F. e ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** 2.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNAID, F. ; BEDIN, J. ; VIANA DA FONSECA, A. J. P. ; DE MOURA COSTA FILHO, L. (2013) . **Stiffness and Strength Governing the Static Liquefaction of Tailings.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 139, p. 2136-2144.

SELVADURAI, A.P.S., 2007. **The analytical method in geomechanics.** Applied Mechanics Reviews 60 (3), 87–106.

SENNESSET, K., JANBU, N. **Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests.** In: Symp. Strength Testing Marine Sediments: Laboratory and In Situ Measurements, 41-54 (ASTM 04-883 000-38). San Diego, 1984.

SHENG, D., EIGENBROD, K.D. e WRIGGERS, P. (2005). **Finite element analysis of pile installation using large slip frictional con-tact.** Computers and Geotechnics 32: 17-26.

SHENG, D., NAZEM, M. e CARTER, J.P. (2009). **Some computational aspects for solving deep penetration problem in geomechanics.** Computational Mechanics 44(4): 549-561.

SHENG, D., KELLY, R., PINEDA, J. e BATES, L. (2014). **Numerical study of rate effects in cone penetration test.** Proc., 3rd Int. Symp. on Cone Penetration Testing, Las Vegas, NE.

SILVA, M.F. (2005) **Numerical and physical models of rate effects in soil penetration.** Doctorate dissertation, University of Cambridge. Pp 220

SILVA, M.F., WHITE, D.J. e BOLTON, M.D. (2005). **An analytical study of the effect of penetration rate on piezocone tests in clays.** International Journal for Analytical and Numerical Methods in Geomechanics. pp 501-257.

SODERBERG, L.O. (1962). "**Consolidation theory applied to foundation pile time effects.**" Geotechnique, Vol. 12, Issue 3. pp. 217-225.

TEH, C.I. e HOULSBY, G.T. (1991). "**An analytical study of the cone penetration test in clay,**" Geotechnique, 41(1): 17-34.

TERZAGHI, K. e PECK, R.B.; **Soil Mechanics in Engineering Practice.** Jonh Wiley, New York, 1967.

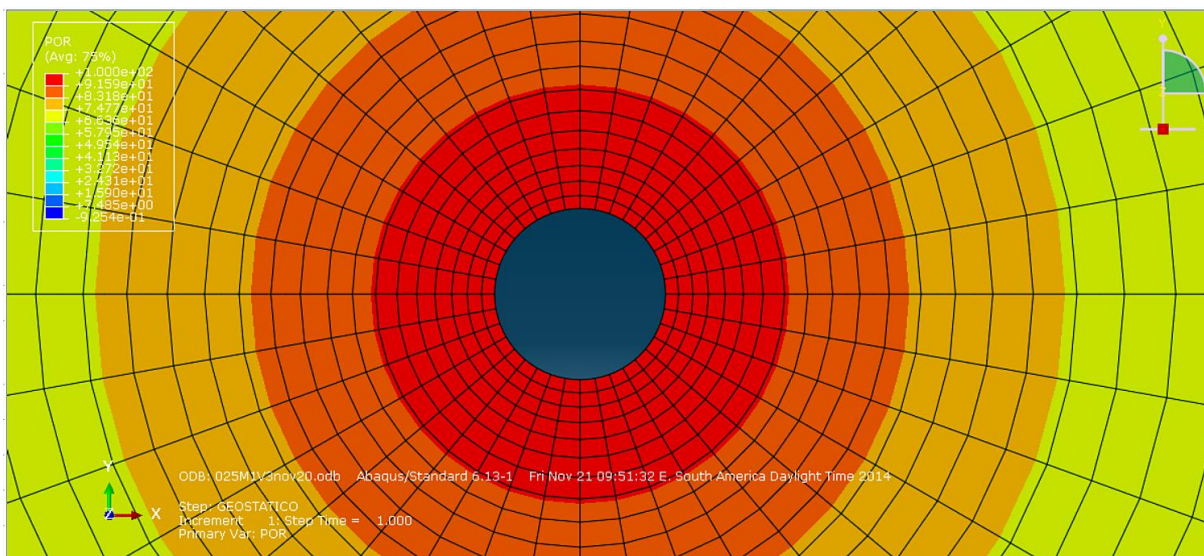
TORSTENSSON, B. A. (1977). **The pore pressure probe.** Norsk Jord-Og Fjellteknisk Forbund. Oslo, Foredrag 34.1-34.15. Troedheim, Norway

VÉSIC, A.S. (1972). "**Expansion of cavities in infinite soil mass,**" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (JSMFD), Proceedings of the American Society of Civil Engineers(ASCE), Vol. 98, No. SM2, pp. 265-290.

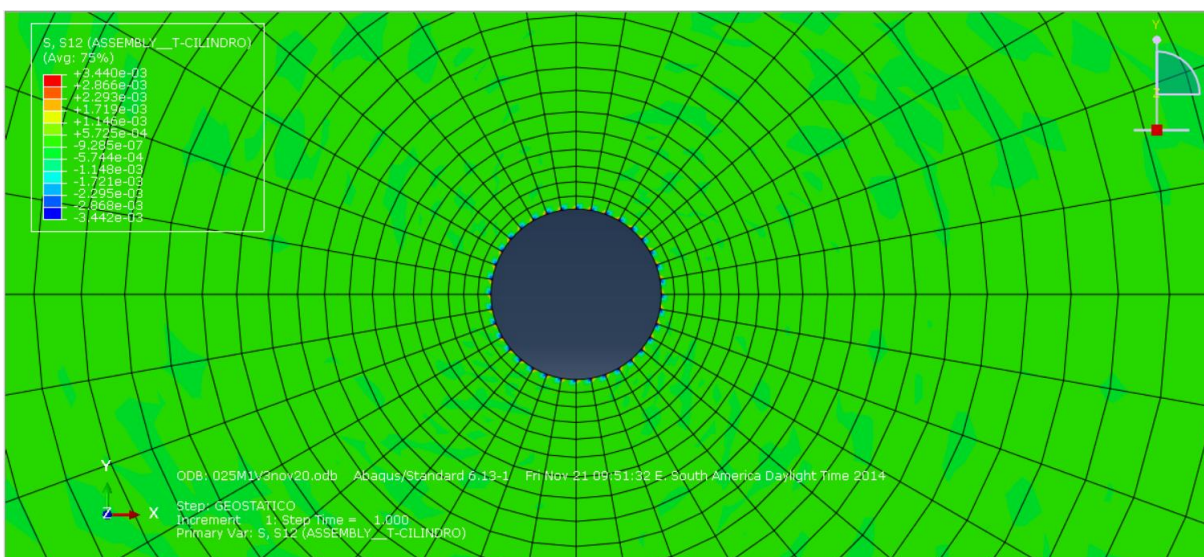
YU, H.S. 2000. **Cavity expansion methods in geomechanics.** Kluwer Academic Publishers, UK, 385p.

ZHUANG, Y.C., XIE, K.H., and LI, X.B (2006). **Nonlinear analysis of consolidation with variable compressibility and permeability.** Journal Zhejiang University (Science) 6A(3):181-7

APÊNDICE A- Resultados típicos da simulação numérica (elementos finitos) do problema de rotação

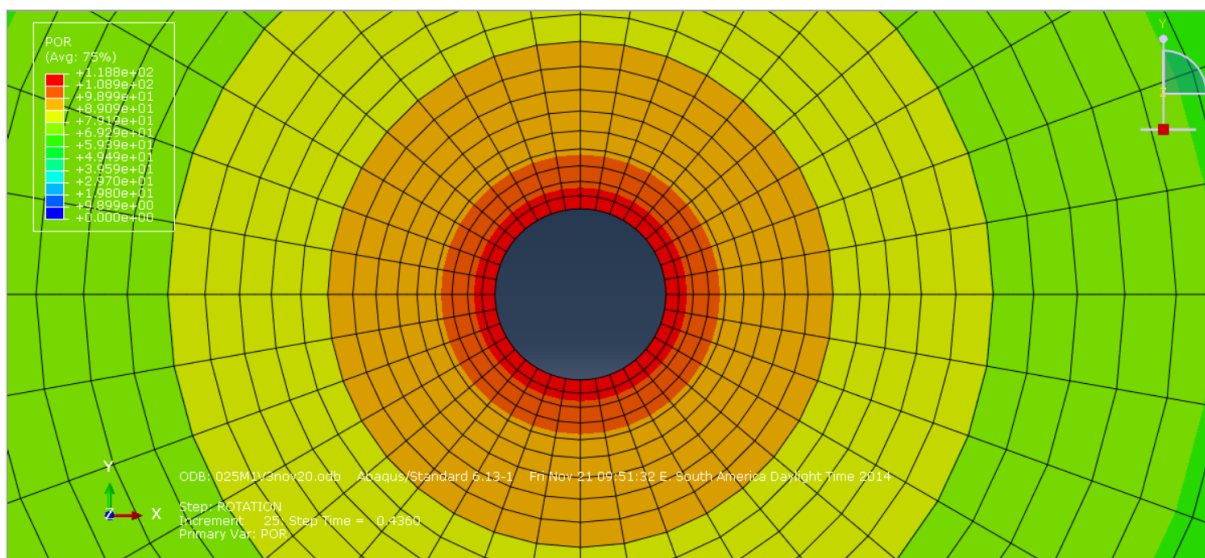


(a)

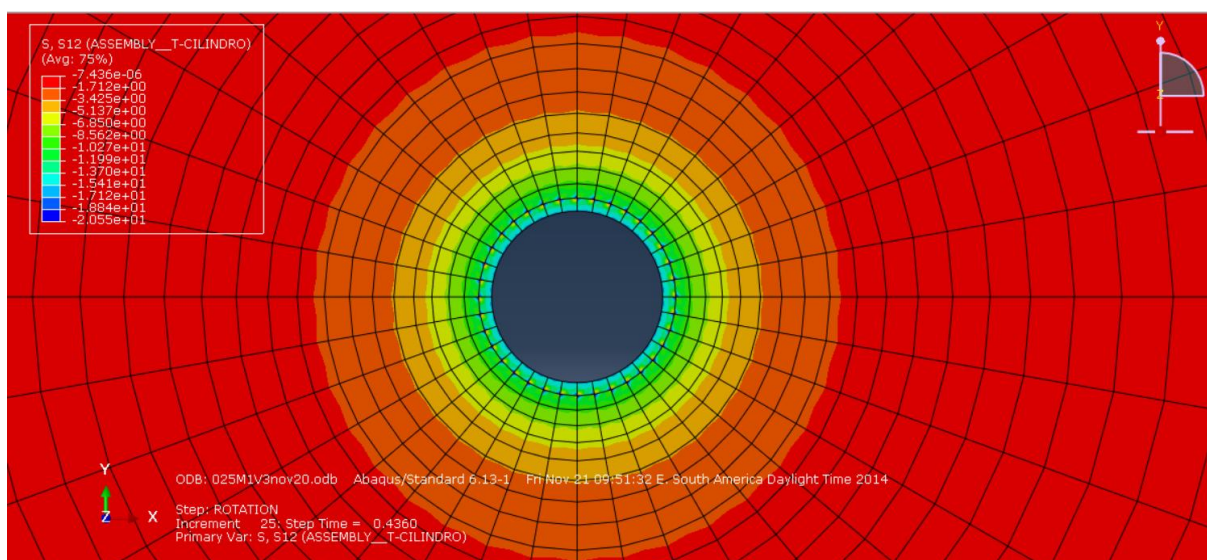


(b)

Figura A.1: Detalhe típico de outputs obtidos para a condição inicial modelada numericamente (a) excesso de poropressão inicial (b) tensões cisalhantes iniciais



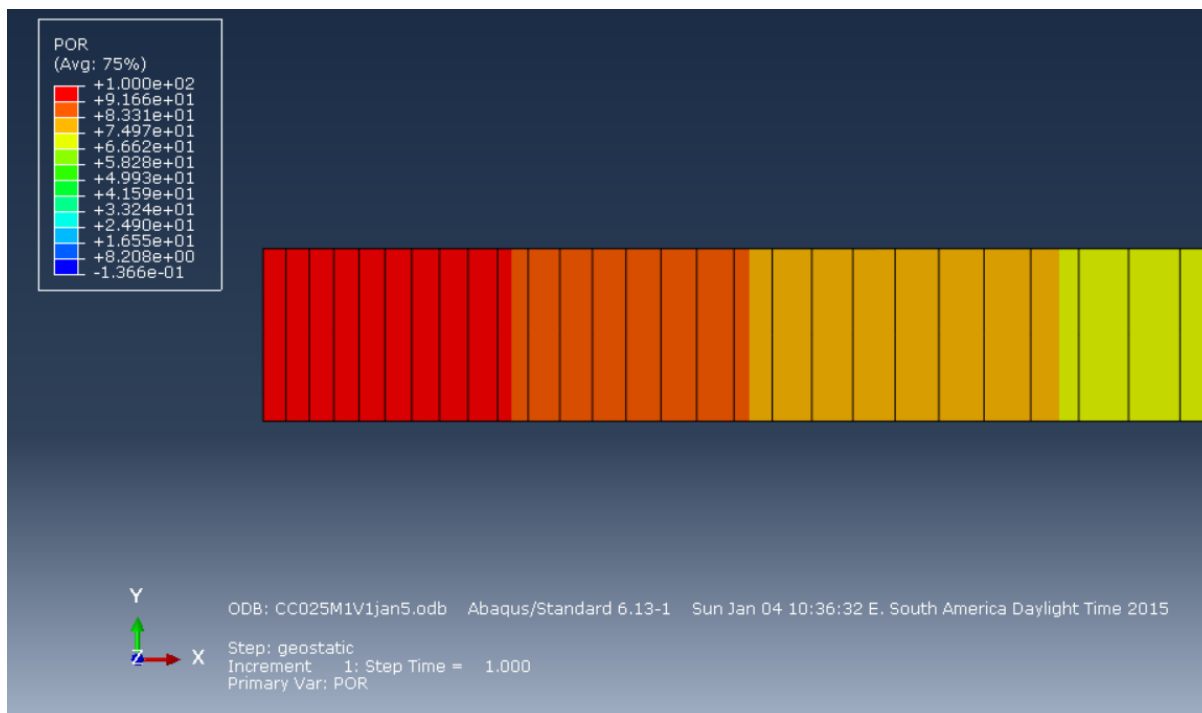
(a)



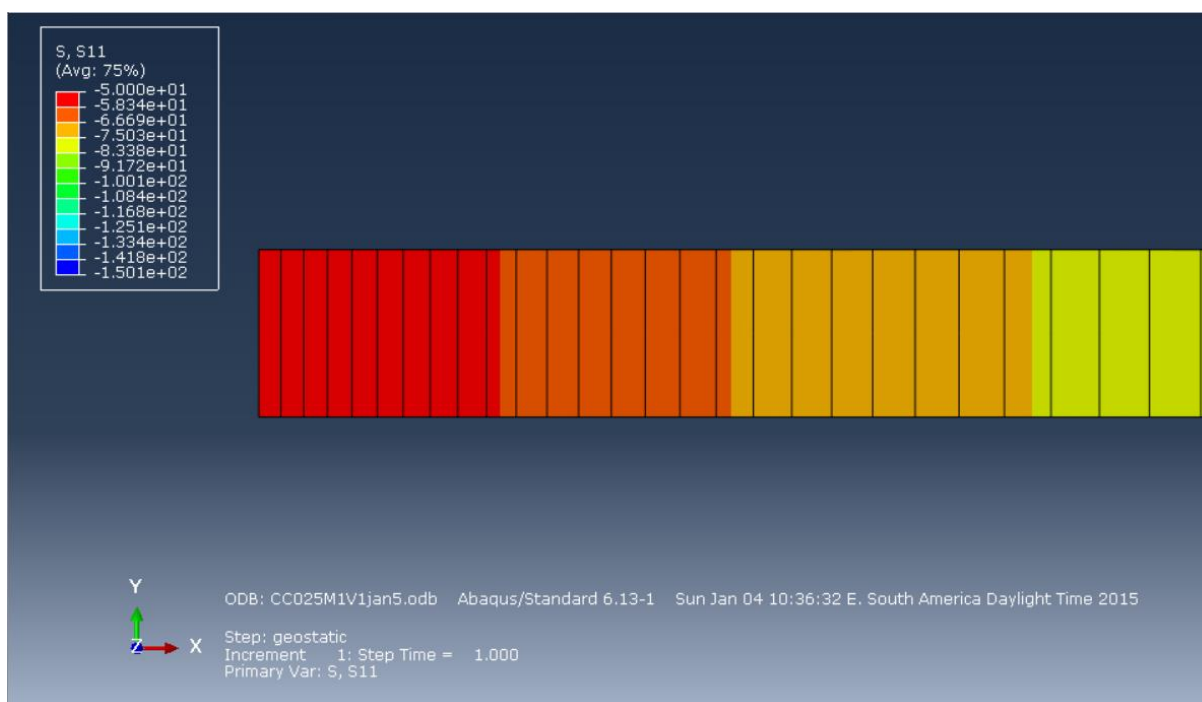
(b)

Figura A.2: Detalhe típico de *outputs* numéricos obtidos para uma condição de rotação não drenada (a) excesso de poropressão inicial (b) tensões cisalhantes iniciais

APÊNDICE B- Resultados típicos da simulação numérica (elementos finitos) do problema de expansão

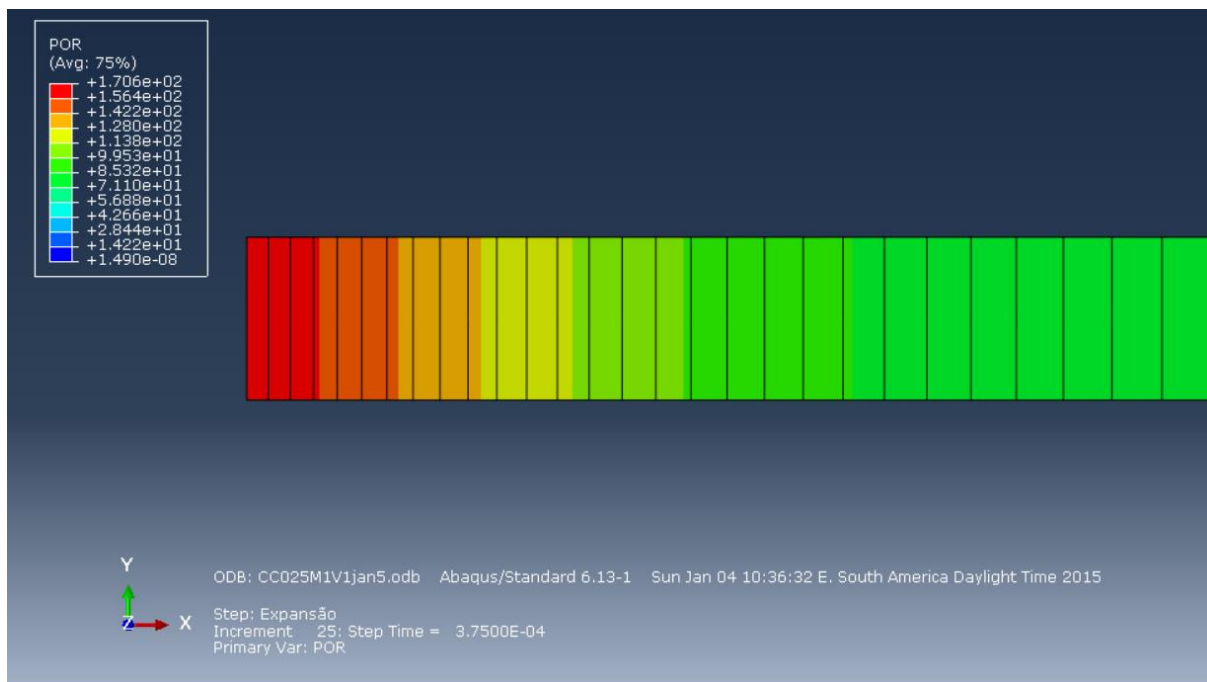


(a)

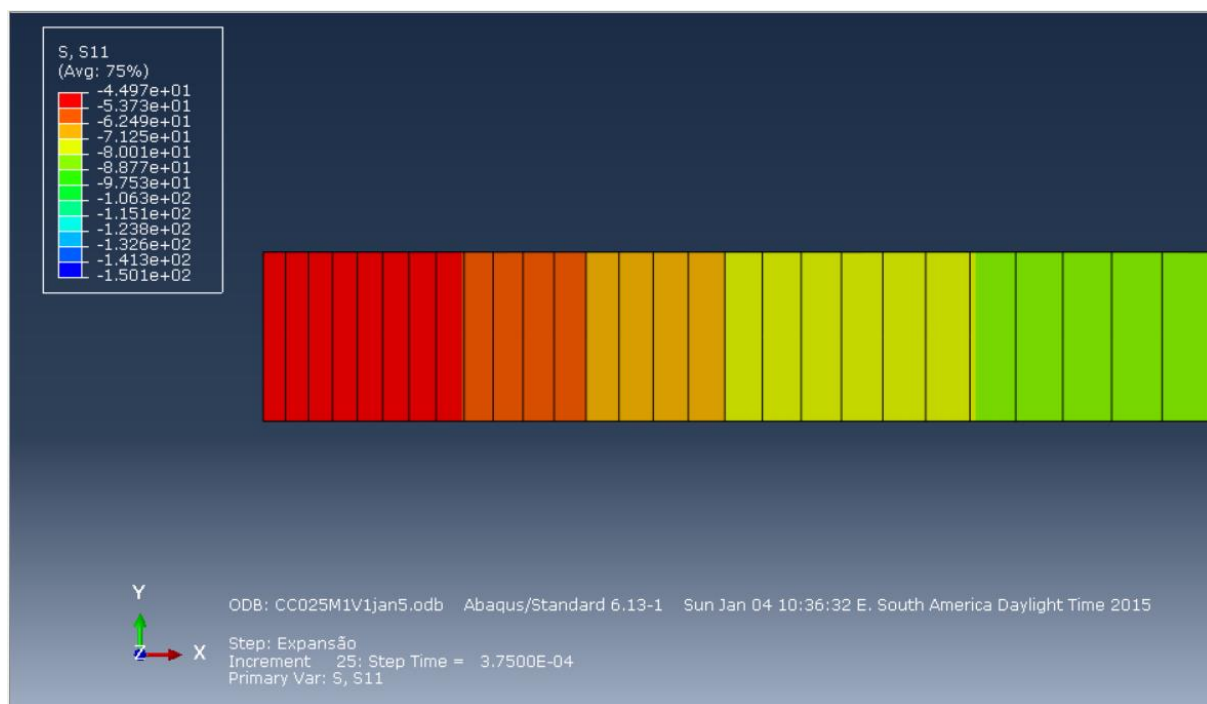


(b)

Figura B.1: Detalhe típico de *outputs* obtidos para a condição inicial modelada em elementos finitos (a) excesso de poropressão inicial (b) tensões radiais iniciais efetivas



(a)



(b)

Figura B.2: Detalhe típico de *outputs* elementos finitos para uma condição de expansão não drenada (a) excesso de poropressão (b) tensões radiais

**APÊNDICE C- Correspondência entre Parâmetros de Drucker-Prager e
Mohr Coulomb**

Apêndice C – Correspondência entre Parâmetros de Drucker-Prager e Mohr Coulomb

Para a caracterização dos parâmetros de Drucker Prager, T e h , buscou-se a aproximação destes com os parâmetros de Mohr Coulomb, ângulo de atrito ϕ' , e coesão efetiva c' , mais usuais na prática da engenharia geotécnica. Desta forma, inicialmente reescreveu-se o critério de Drucker-Prager (equação C.1) em termos dos invariantes de tensão J_2 e I_1 , segundo equação (C.2).

$$F(\underline{\underline{\sigma}}) = \sigma_d + T(\sigma_m' - h) \quad (\text{C.1})$$

$$f(\underline{\underline{\sigma}}) = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - k \leq 0 \quad (\text{C.2})$$

sendo $\sqrt{J_2} = \frac{\sigma_d}{\sqrt{3}}$ e $I_1 = tr \underline{\underline{\sigma}}$.

Observa-se que para que as equações C.1 e C.2 sejam equivalentes o parâmetro friccional α da Equação 19, deve ser caracterizado por $\alpha = \frac{T}{3\sqrt{3}}$, e o parâmetro coesivo k da mesma equação, deve ser relacionado com h segundo $k = 3.h.\alpha$.

Observando que o Critério de Mohr Coulomb é dado por:

$$f(\underline{\underline{\sigma}}) = \sqrt{J_2} - \left(\frac{c}{\tan \phi} - \frac{I_1}{3} \right) g(\theta) \leq 0 \quad (\text{C.3})$$

onde

$$g(\theta) = \frac{\sin \phi}{\cos \theta + \frac{(\sin \theta \sin \phi)}{\sqrt{3}}} \quad (\text{C.4})$$

e θ o chamado ângulo de Lode segundo equação B.4, o qual varia entre -30 a +30 graus.

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{1}{\sqrt{3}} \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \right] \quad (\text{C.5})$$

Uma aproximação dos critérios é obtida quando $g(\theta) = \text{constante}$. Partindo desta consideração os valores extremos do ângulo de Lode, -30 e 30 graus, caracterizam um círculo

que circunscreve o hexágono irregular de Mohr-Coulomb (trajetória de compressão axial), e um círculo inscrito no hexágono irregular, respectivamente (Figura A.1). Por fim, para obtenção dos parâmetros α e k em função de ϕ' e c' , faz-se a comparação direta das equações C.2 e C.3, para os referidos valores de ângulo de Lode:

$$\alpha = \frac{2\sqrt{3} \sin \phi}{3(3 - \sin \phi)} \quad (\text{C.6})$$

Para aproximação externa (círculo que circunscreve o hexágono irregular de Mohr Coulomb), e:

$$\alpha = \frac{2\sqrt{3} \sin \phi}{3(3 + \sin \phi)} \quad (\text{C.7})$$

Para aproximação interna (círculo inscrito no hexágono irregular de Mohr Coulomb).

O parâmetro coesivo k é obtido segundo

$$k = \frac{3c'}{\tan \phi} \quad (\text{C.8})$$

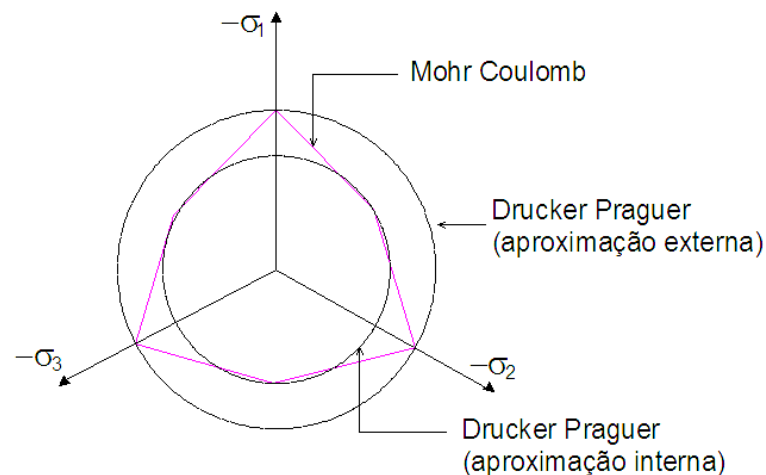


Figura C.1- Detalhe aproximação Drucker-Prager e Mohr Coulomb