

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE GATILHOS DE LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA EM
BARRAGEM DE REJEITO**

ALESSANDRA DOS SANTOS GOMES

**ORIENTADOR: MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO
CO-ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: [377/2022]

BRASÍLIA/DF: SETEMBRO/2022

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE GATILHOS DE LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA EM
BARRAGEM DE REJEITO**

ALESSANDRA DOS SANTOS GOMES

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE**

APROVADA POR:

**MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, D.Sc. (UnB)
(ORIENTADOR)**

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D. (UnB)
(CO-ORIENTADOR)**

**RAFAEL CERQUEIRA SILVA, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**IGOR FERNANDES GOMES, D.Sc. (UFPE)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, [14 DE SETEMBRO DE 2022].

FICHA CATALOGRÁFICA

GOMES, ALESSANDRA

Análise de gatilhos de liquefação estática em barragem de rejeito [Distrito Federal] (2022)
xviii, 93 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2022)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil

- | | |
|------------------------|----------------------|
| 1. Barragem de Rejeito | 2. Norsand |
| 3. Mineração | 4. Descaracterização |
| I. ENC/FT/UnB | II. Mestre |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GOMES, A. (2022). Análise de gatilhos de liquefação estática em barragem de rejeito. Dissertação de Mestrado, Publicação (377/2022), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 91 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Alessandra dos Santos Gomes

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise de gatilhos de liquefação estática em barragem de rejeito.

GRAU: Mestre / ANO: 2022

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Alessandra dos Santos Gomes
Rua Ernani Agrícola, Buritis
CEP 30492-040 –Belo Horizonte/MG - Brasil

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho às pessoas mais especiais da minha vida: Erick, Sandra, Gomes e Taty.

ANÁLISE DE GATILHOS DE LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA EM BARRAGEM DE REJEITO

RESUMO

Rupturas em barragens de rejeitos são comuns em todo o mundo. Acidentes como o da Barragem de Fundão, no município de Mariana e da Barragem I da Mina Córrego do Feijão localizada no município de Brumadinho, ambos em Minas Gerais, Brasil, estão entre os mais graves desastres registrados no Brasil em termos de custos humanos, sociais, ambientais e econômicos. Visto que esses rompimentos mencionados e muitos outros ocorreram em barragens de rejeitos cujos alteamentos foram executado pelo método a montante, a Agência Nacional de Mineração publicou a Resolução ANM nº 04/2019 que proíbe a utilização desse método em todo o território nacional. A fim de avaliar gatilhos de liquefação que podem provocar a ruptura desse tipo de barragem, neste trabalho, optou-se por utilizar o modelo constitutivo *Norsand* para representar o comportamento do rejeito, dado que os modelos geralmente disponíveis em softwares comerciais não permitem considerar o comportamento dilatante ou contrátil do material. Para isso, realizou-se a calibração do modelo, e os valores obtidos para os parâmetros a partir da calibração foram utilizados para as simulações dos gatilhos de liquefação, em que analisou-se o possível deslocamento do dique inicial e alteamentos, induzido pela redução de resistência, a elevação do nível de água e a escavação do reservatório e dos alteamentos. Verificou-se a ocorrência da liquefação ao simular os gatilhos de liquefação considerados, por meio das trajetórias de tensões ($p' \times q$) e da taxa de tensão normalizada (η/M_θ).

ANALYSIS OF STATIC LIQUEFACTION TRIGGERS IN A TAILING DAM

ABSTRACT

Tailings dam failures are very common all over the world. Accidents such as the Fundão Dam, in Mariana and I Dam of the Córrego do Feijão Mine, in Brumadinho, both in Minas Gerais, Brazil, are among the most serious disasters recorded in Brazil in terms of human costs, social, environmental and economic. Since these mentioned ruptures and many others occurred in tailings dam were performed using the upstream method, the National Mining Agency published resolution n° 04/2019, which prohibits the use of this method throughout the national territory. In order to evaluate liquefaction triggers that can cause the failure of this type of dam, in this work, chose to use the Norsand constitutive model to represent the tailings behavior, given that the models generally available in commercial software do not allow considering the dilatant or contractile behavior of the material. For this, the calibration of the model was performed, in which a satisfactory result was obtained. The values obtained for the parameters from the calibration were used for the simulations of the liquefaction triggers, in which the possible displacement of the initial dike and elevations, induced by the reduction of strength, the elevation of the water level and the excavation of the reservoir and the elevations were simulated. The occurrence of liquefaction was verified by simulating the considered liquefaction triggers, through the stress trajectories ($p'xq$) and the normalized stress rate (η/M_θ).

ÍNDICE

1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - JUSTIFICATIVA	2
1.2 - PROBLEMA	2
1.3 - OBJETIVOS.....	3
1.4 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	3
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 - MINERAÇÃO	4
2.2 - REJEITO	6
2.2.1- DISPOSIÇÃO DOS REJEITOS	9
2.2.2- PROPRIEDADES HIDRÁULICAS E MECÂNICAS DO REJEITO	12
2.2.3- SUSCETIBILIDADE A LIQUEFAÇÃO	13
2.3 - FATOR DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA.....	16
2.4 - MODELO CONSTITUTIVO <i>NORSAND</i>	18
3 - METODOLOGIA.....	26
3.1 - MODELOS CONSTITUTIVOS	26
3.2 - MOHR COULOMB	26
3.3 - <i>NORSAND</i>	26
3.4 - MODELAGEM NUMÉRICA	27
3.4.1- MODELO GEOMÉTRICO.....	27
3.4.2- CONDIÇÕES DE CONTORNO E MALHA	28
3.4.3- ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	30
3.4.4- ETAPAS DE CONSTRUÇÃO	31
3.5 - ANÁLISE DOS GATILHOS DE LIQUEFAÇÃO	35
3.5.1- RUPTURA PELO DIQUE INICIAL E ALTEAMENTOS.....	35
3.5.2- ELEVAÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA.....	36
3.5.3- ESCAVAÇÃO DO RESERVATÓRIO E ALTEAMENTOS	37
4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES	39
4.1 - <i>NORSAND</i>	39
4.1.2- CAP SOFTENING	46

4.1.3- COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_0)	48
4.2 - ANÁLISES NUMÉRICAS	49
4.2.1- ESTADO ATUAL – MOHR COULOMB.....	49
4.2.2- PROCESSO DE DESCARACTERIZAÇÃO – MOHR COULOMB	53
4.2.3- SIMULAÇÃO DOS GATILHOS DE LIQUEFAÇÃO - NORSAND.....	58
5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	64
5.1 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	65
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Casos de ruptura de barragem por liquefação.	16
Tabela 2.2 – Equações do modelo <i>Norsand</i> (Jefferies e Been, 2016).	21
Tabela 2.3 – Parâmetros <i>Norsand</i>	23
Tabela 3.1 – Parâmetros – Mohr Coulomb.	26
Tabela 3.2 – Parâmetros de estado - Rejeito.	30
Tabela 3.3 – Etapas de construção.	31
Tabela 3.4 – Elevação do nível de água.	37
Tabela 3.5 – Etapas de escavação.	38
Tabela 4.1 – Parâmetros <i>Norsand</i>	45
Tabela 4.2 – Deformação cisalhante.	49
Tabela 4.3 – Deslocamento total.	51
Tabela 4.4 – Excesso de poropressão.	52
Tabela 4.5 – Deformação cisalhante.	54
Tabela 4.6 – Deslocamento total.	55
Tabela 4.7 – Excesso de poropressão.	56
Tabela 4.8 – Deformação cisalhante.	59
Tabela 4.9 – Deslocamento total.	61
Tabela 4.10 – Excesso de poropressão.	62
Tabela 4.11 – Deformação cisalhante.	54
Tabela 4.12 – Deslocamento total.	55
Tabela 4.13 – Excesso de poropressão.	56
Tabela 4.14 – Deformação cisalhante.	59
Tabela 4.15 – Deslocamento total.	61
Tabela 4.16 – Excesso de poropressão.	62

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Participação por substância no faturamento (IBRAM, 2022).	4
Figura 2.2 - Método a montante (modificado de Davies, 2018).	6
Figura 2.3 - Forma de rejeito e tipos de disposição correspondente (modificado de Klohn, 2017).	6
Figura 2.4 – Lama de rejeito (DIIS, 2016).	7
Figura 2.5 – Pasta de rejeito (Australia’s Departamento of Industry Innovation, and Science, 2011).	8
Figura 2.6 - Rejeito filtrado (Australia’s Departamento of Industry Innovation, and Science, 2011).	9
Figura 2.7 – Método a jusante (IBRAM, 2016).	10
Figura 2.8 – Método de linha de centro (IBRAM, 2016).	10
Figura 2.9 – Método a montante (IBRAM, 2016).	10
Figura 2.10 – Pilha de rejeito filtrado (Dixon-Hardy et al., 2007).	11
Figura 2.11 – Liquefação estática (modificado de Sternik, 2014).	14
Figura 2.12 – Linha de ruptura e de instabilidade (modificado de Andrade, 2009).	15
Figura 2.13 – Cálculo do SRF pelo critério Mohr-Coulomb (<i>Rocscience</i> , 2022).	17
Figura 2.14 – Comportamento do solo (modificado de Jefferies & Been, 2016)	18
Figura 2.15 – Definição do parâmetro de estado e das regiões com comportamento contrátil ($\psi > 0$) e dilatante ($\psi < 0$) (modificado de Jefferies, 1993).	19
Figura 2.16 – Parâmetro de estado e razão de pré adensamento (modificado de Jefferies & Been, 2016).	20
Figura 2.17 – Representação no espaço (p, q, e) da superfície de plastificação do modelo <i>Norsand</i> (modificada de Jefferies, 1993).	21
Figura 2.18 – Influência do parâmetro N (modificada de Jefferies, 1993).	23
Figura 2.19 – Influência dos parâmetros (a) ψ e (b) M (modificado de Jefferies & Been, 2016).	24
Figura 2.20 – Influência dos parâmetros (a) H e (b) λ (modificado de Jefferies & Been, 2016).	24
Figura 2.21 – Influência dos parâmetros (a) χ e (b) Ir (modificado de Jefferies & Been, 2016).	25
Figura 3.1 – Modelo geométrico – Sem reforço.	28
Figura 3.2 - Modelo geométrico – Com reforço.	28
Figura 3.3 – Malha – Sem reforço.	28

Figura 3.4 – Malha – Com reforço.....	29
Figura 3.5 - Condições de contorno – Deslocamentos – Sem reforço.	29
Figura 3.6 - Condições de contorno – Deslocamentos – Com reforço.	29
Figura 3.7 - Condições de contorno – Hidráulicas – Sem reforço.	30
Figura 3.8 - Condições de contorno – Hidráulicas – Com reforço.	30
Figura 3.9 – Superfície freática considerada na barragem com o reforço.....	34
Figura 3.10 – Superfície freática considerada na barragem com o reforço.....	34
Figura 3.11 – Opções para configuração – Tipo de convergência.	36
Figura 4.1 – Trajetória de tensão.....	40
Figura 4.2 – Influência do parâmetro N.	40
Figura 4.3 – Influência do parâmetro H.	41
Figura 4.4 – Influência do parâmetro χ	41
Figura 4.5 - Parâmetro Mtc.	42
Figura 4.6 – Parâmetros Γ e λ	43
Figura 4.7 – Calibração do ensaio triaxial drenado (CID) a 100 kPa utilizando $\psi = -0,02$: (a) Deformação axial x Tensão cisalhante; (b) Tensão efetiva x Tensão cisalhante; (c) Deformação axial x Deformação volumétrica e (d) Tensão efetiva x índice de vazios.....	44
Figura 4.8 – Calibração do ensaio triaxial drenado (CID) a 400 kPa utilizando $\psi = -0,015$: (a) Deformação axial x Tensão cisalhante; (b) Tensão efetiva x Tensão cisalhante; (c) Deformação axial x Deformação volumétrica e (d) Tensão efetiva x índice de vazios.....	44
Figura 4.9 – Calibração do ensaio triaxial não drenado (CIU) a 800 kPa utilizando $\psi = 0,065$: (a) Deformação axial x Tensão cisalhante; (b) Tensão efetiva x Tensão cisalhante; e (c) Tensão efetiva x índice de vazios.	45
Figura 4.10 – Influência do cap softening no ensaio triaxial não drenado (CIU).	47
Figura 4.11 – Linha de instabilidade.	48
Figura 4.12 – Trajetória de tensões no plano $p' \times q$	48
Figura 4.13 – Ponto monitorado.....	52
Figura 4.14 – Gráficos $p' \times q$ para as análises drenada (azul), rejeito não drenado (laranja) e Rejeito e Maciço não drenados (verde).	53
Figura 4.15 – Variação do SFR em relação aos estágios de construção do reforço.....	58
Figura 4.16 – Ponto monitorado.....	64
Figura 4.17 – Gráficos $p' \times q$	64
Figura 4.18 – Ponto monitorado.....	57
Figura 4.19 – Gráficos $p' \times q$ – Elevação do nível de água 1.	57

Figura 4.20 – Gráficos $p' \times q$ – Elevação do nível de água 2.	58
Figura 4.21 – Gráficos $p' \times q$ – Elevação do nível de água 3.	58
Figura 4.22 – Ponto monitorado.....	63
Figura 4.23 – Gráfico $p' \times q$	63

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMECLATURAS E ABREVIACÕES

ANM	Agência Nacional de Mineração
c	Coesão
C_c	Índice de compressão
CID	Adensado isotropicamente e drenado
CIMNE	Centro Internacional de Métodos Numéricos em Ingeniería
CIU	Adensado isotropicamente e não drenado
CSL	Linha de Estado Crítico
C_v	Coefficiente de adensamento
DIIS	Department of Industry, Innovation and Science
D_{min}	Dilatância
E	Módulo de Young
e	Índice de vazios
e_c	Índice de vazios no estado crítico
EPA	Environmental Protection Agency
H_0	Módulo de endurecimento plástico
I_1	Primeiro invariante de tensão
IBRAM	Instituto Brasileiro de Mineração
I_r	Rigidez do solo
J_2	Segundo invariante de tensão desviadora
J_3	Terceiro invariante de tensão desviadora
K_0	Coefficiente de empuxo
MEF	Método dos Elementos Finitos
M_{tc}	Inclinação da linha de estado crítico no plano p' x q
M_θ	Envoltória de resistência no estado crítico, em função do ângulo de Lode
N	Coefficiente de acoplamento volumétrico
n	Expoente elástico
NCL	Linha normalmente consolidada
OCR	Razão de pré adensamento
p'	Tensão média efetiva
q	Tensão desviadora
S	Resistência mobilizada
SF	Fator de resistência

S_{max}	Resistência máxima
SRF	Fator de Redução de Resistência
γ_{nat}	Peso específico
u	Poropressão
η	Razão de resistência
θ	Ângulo de Lode
λ	Inclinação da linha de estado crítico no plano $\log(p')$ x e
ν	Coefficiente de Poisson
σ_3	Tensão principal menor
σ_{ij}	Tensor de tensões
σ_n	Tensão normal
ϕ	Ângulo de atrito
χ_{tc}	Coefficiente de dilatância
ψ	Parâmetro de estado
Γ	Valor do índice de vazios a 1 kPa na linha de estado crítico

1 - INTRODUÇÃO

A crescente demanda global por minérios induz o seu aproveitamento ainda que esse possua baixo teor. Devido a pequena concentração de metal encontrada no mineral bruto, as atividades mineradoras em seu processo de extração e beneficiamento, que engloba a britagem, moagem, concentração e desaguamento, geram um grande volume de rejeitos, que consiste em um material que não possui valor econômico sendo, portanto, descartado e geralmente contido por barragens (Soares, 2010). A inadequação no armazenamento, assim como no gerenciamento de rejeitos, pode provocar consequências de alto impacto sociais, ambientais e econômicos (Browker e Chambers, 2017).

As barragens de rejeitos que possuem alteamentos sucessivos começam com um dique inicial (Vick, 1990) e o processo construtivo continua durante a vida operacional da planta de processamento da mina, o que pode durar várias décadas. À medida que a geração de rejeitos aumenta, a estrutura precisa se adequar a fim de armazenar esse material (Lumbroso *et. al.*, 2019).

Para ampliar a capacidade das barragens de rejeitos, são realizados alteamentos, onde alguns métodos são adotados e de acordo com o deslocamento que o eixo da barragem desenvolve durante o alteamento, sendo esses: métodos a jusante, linha de centro e a montante. O processo de alteamento por meio do método a montante por ser o menos oneroso é o executado com maior frequência em áreas com baixo risco de sismicidade. Entretanto, esse é o método menos seguro que causa consequências ambientais significativas (Adamo *et.al.*, 2020).

Rupturas em barragens de rejeitos são muito comuns em todo o mundo. Acidentes como o da Barragem de Fundão, no município de Mariana que ocorreu em 2015 (Morgenstern *et.al.*, 2016), e da Barragem I da Mina Córrego do Feijão localizada no município de Brumadinho que ocorreu em 2019 (Robertson *et. al.*, 2019), ambos em Minas Gerais, Brasil, estão entre os mais graves desastres registrados no Brasil em termos de custos humanos, sociais, ambientais e econômicos. (De Lima, 2020).

Visto que os rompimentos ocorreram em barragens de rejeitos cujos alteamentos foram executado pelo método a montante, a Agência Nacional de Mineração publicou a Resolução ANM nº 04/2019 que proíbe a utilização desse método em todo o território nacional. Além disso, determina o descomissionamento ou a descaracterização dessas barragens de rejeitos. Caso essas estejam em operação na data em que essa resolução entrou em vigor poderiam permanecer ativas até 15 de Agosto de 2021 desde que atendessem as seguintes condições:

- O projeto técnico de descomissionamento ou descaracterização deverá garantir explicitamente a segurança das operações e a estabilidade da estrutura, inclusive enquanto as obras e ações previstas são executadas; e
- Fossem concluídas, até 15 de agosto de 2019 a elaboração de projeto técnico de descomissionamento ou descaracterização da estrutura e até 15 de fevereiro de 2020 as obras de reforço da barragem ou a construção de nova estrutura de contenção à jusante.

1.1 - JUSTIFICATIVA

Estruturas como barragens de rejeitos, geralmente, são avaliadas com modelos de equilíbrio limite, mas ao utilizar esse método é considerado que o comportamento do material é rígido perfeitamente plástico. Desta forma, o comportamento tensão deformação é simplificado, ou seja, não é possível conhecer o real campo de tensões e deformações no interior do talude. Para solucionar essas limitações impostas pelo equilíbrio limite, o método dos elementos finitos pode ser uma alternativa utilizada.

Além disso, para obtenção de resultados mais precisos das análises é importante a utilização de modelo constitutivo que melhor represente o comportamento do rejeito, material da barragem estudada. Visto que os modelos geralmente disponíveis em softwares comerciais não permitem considerar o comportamento dilatante ou contrátil do material.

Este trabalho visa simular possíveis gatilhos de liquefação em barragem de rejeito com alteamento a montante, utilizando Método dos Elementos Finitos associado ao modelo constitutivo *Norsand* para o comportamento do material.

1.2 - PROBLEMA

As barragens de rejeitos com alteamento a montante são as mais propensas a sofrer liquefação devido ao seu método construtivo. Dentre os fatores que podem provocar os gatilhos de liquefação estática estão a variação do nível freático, a escavação do reservatório, sismos induzidos, movimentação de máquinas, etc.

Assim, é possível elaborar o problema a ser abordado por meio da pergunta: Fenômenos que provocam o deslocamento do maciço, as mudanças do nível de água e a escavação executada para a descaracterização das barragens de rejeitos construídas pelo método de montante são suficientes para agir como gatilho de um processo de liquefação?

1.3 - OBJETIVOS

O objetivo principal desta pesquisa consiste em avaliar possíveis gatilhos de um processo de liquefação de barragens de rejeito construídas pelo método de montante.

Entre os demais objetivos desse trabalho, constam:

- Calibrar os parâmetros do modelo constitutivo *Norsand* a partir de dados disponíveis;
- Verificar, durante a calibração do modelo, qual dos parâmetros do *Norsand* é mais relevante no comportamento tensão deformação;
- Verificar o impacto causado com a variação do parâmetro de estado do rejeito, nos resultados das análises numéricas; e
- Comparar os resultados das análises utilizando o modelo Mohr-Coulomb e o *Norsand*.

1.4 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esse trabalho está estruturado em cinco capítulos. No Capítulo 1 é apresentada uma introdução, justificativa do problema estudado e os objetivos gerais e específicos dessa dissertação. No Capítulo 2 realizou-se uma revisão bibliográfica acerca da mineração no Brasil, dos tipos de disposição dos rejeitos e das propriedades hidráulicas e mecânicas. Além disso, é apresentada uma revisão bibliográfica do cálculo do fator de redução de resistência e do modelo constitutivo *Norsand*.

No Capítulo 3 é abordada a metodologia seguida para elaboração dessa dissertação, que engloba os modelos constitutivos utilizados, a calibração do modelo, o modelo geométrico, condições de contorno e malha, etapas de construção, superfícies freáticas e os gatilhos de liquefação analisados.

No Capítulo 4 estão os resultados e as discussões acerca da calibração do *Norsand*, da utilização do *cap softening* nas análises numéricas e do coeficiente de empuxo no repouso ao utilizar o modelo para simulação numérica da construção da estrutura, além disso estão apresentadas as análises numéricas realizadas para o estado atual da estrutura sem reforço e com reforço utilizando o modelo Mohr-Coulomb, da simulação dos gatilhos de liquefação utilizando o modelo constitutivo *Norsand*, simulando a ruptura pelo dique inicial e alteamentos, a elevação do nível de água e escavação do reservatório e dos alteamentos (descaracterização

da barragem). No Capítulo 5 estão apresentadas as conclusões e as sugestões para trabalhos futuros.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo foi discorrido sobre a mineração, o processo para obtenção do rejeito, as formas de disposição, as características do rejeito, a suscetibilidade a liquefação, o método denominado de fator de redução de resistência (SRF) e o modelo constitutivo *Norsand*.

2.1 - MINERAÇÃO

A atividade de mineração no Brasil tem se expandido e exerce um papel fundamental na economia brasileira. Em comparação com o ano de 2020 a produção mineral no Brasil, em toneladas, cresceu cerca de 7% em 2021. Minas Gerais foi o estado com maior crescimento no faturamento em 2021, correspondente a 87% em relação a 2020 (Ministério de Minas e Energia, 2022).

De acordo com o IBRAM (2022) ao verificar a participação por substância no faturamento, o minério de ferro, em 2021, foi responsável por 74% do faturamento e logo após o ouro por 8% e o cobre por 5%, os demais são apresentados na Figura 2.1.

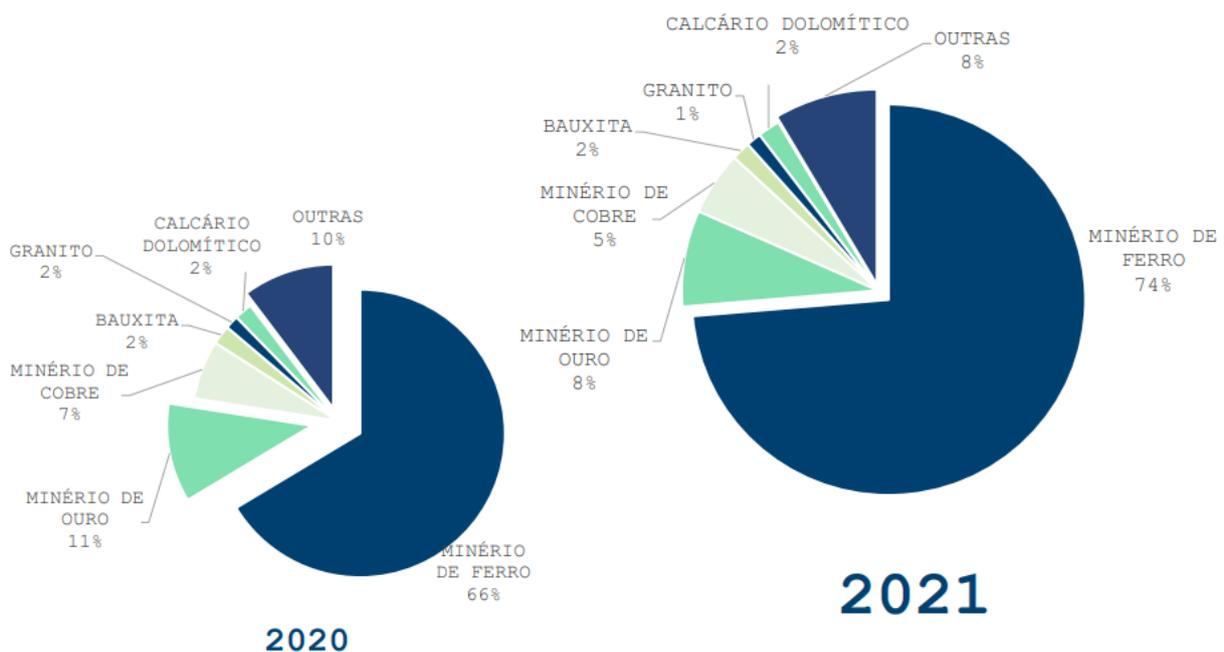


Figura 2.1 - Participação por substância no faturamento (IBRAM, 2022).

Verifica-se a crescente demanda global por minérios, correspondente a 22% de todas as exportações brasileiras em 2021 (Ministério de Minas e Energia, 2021), induzindo o seu aproveitamento ainda que esse possua baixo teor. Assim, como consequência é gerado um grande volume de rejeitos, que consiste em um material que não possui valor econômico (Soares, 2010).

Para a obtenção do minério é realizado o processo de beneficiamento, que consiste nas seguintes etapas, segundo Vick (1990):

- Britagem com objetivo de fragmentar as rochas resultantes do processo de extração a fim de possibilitar o processo de moagem do material, uma vez que o equipamento não comporta os fragmentos de rocha sem antes reduzir o seu tamanho;
- Moagem, que consiste na fase final da fragmentação da rocha, um dos fatores que irá definir a gradação do rejeito juntamente com o teor de argila presente no minério de origem;
- Concentração é a etapa em que é realizada a separação dos minerais de interesse (produto de maior valor) do rejeito (produto sem valor). Esse processo pode ser realizado por meio da separação por gravidade, magnética e flotação, a depender do tipo de minério. A lixiviação e o aquecimento são processos que podem complementar ou substituir a etapa de concentração; e
- Desaguamento é a etapa final do processo de beneficiamento do mineral em que parte da água é removida.

Após o processo de extração e beneficiamento, o rejeito é transportado em forma de polpa para os locais de disposição. Esse tipo de transporte pode ser por meio de calhas abertas ou valetas e por tubulação, com ou sem bombeamento. Dentre os fatores que irão determinar a forma de transporte estão a topografia do local, o volume de material a ser transportado e a distância entre o espessador e a área de deposição. Após o transporte, o rejeito é descarregado para o armazenamento. (Soares, 2010).

Por fim destaca-se que apesar da mineração provocar um aumento de 10% nos empregos diretos gerados apenas em 2021 (Ministério de Minas e Energia, 2021), inadequação no armazenamento do rejeito, assim como o seu gerenciamento, provoca prejuízos de alto impacto sociais, ambientais e econômicos (Browker e Chambers, 2017), sendo portanto questões que precisam ser estudadas e discutidas a fim de evitar tais consequências.

2.2 - REJEITO

Nas Figura 2.2 e Figura 2.3 são apresentadas as formas de rejeitos resultantes dos processos de extração e beneficiamento do minério. Na Figura 2.2 esses são divididos em bombeáveis e não bombeáveis, evidenciando suas características e na Figura 2.3 além das formas de rejeitos são também ilustrados os tipos de disposição correspondentes.

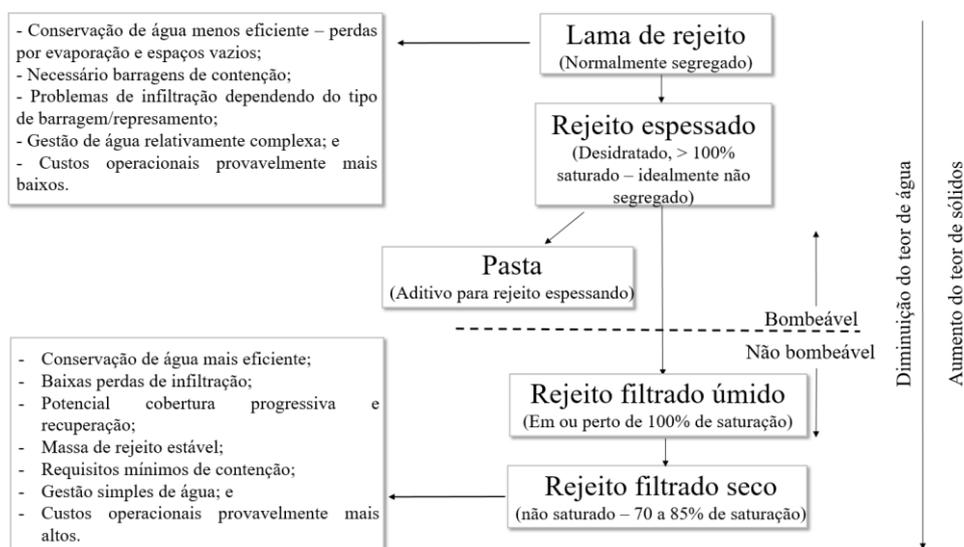


Figura 2.2 - Método a montante (modificado de Davies, 2018).

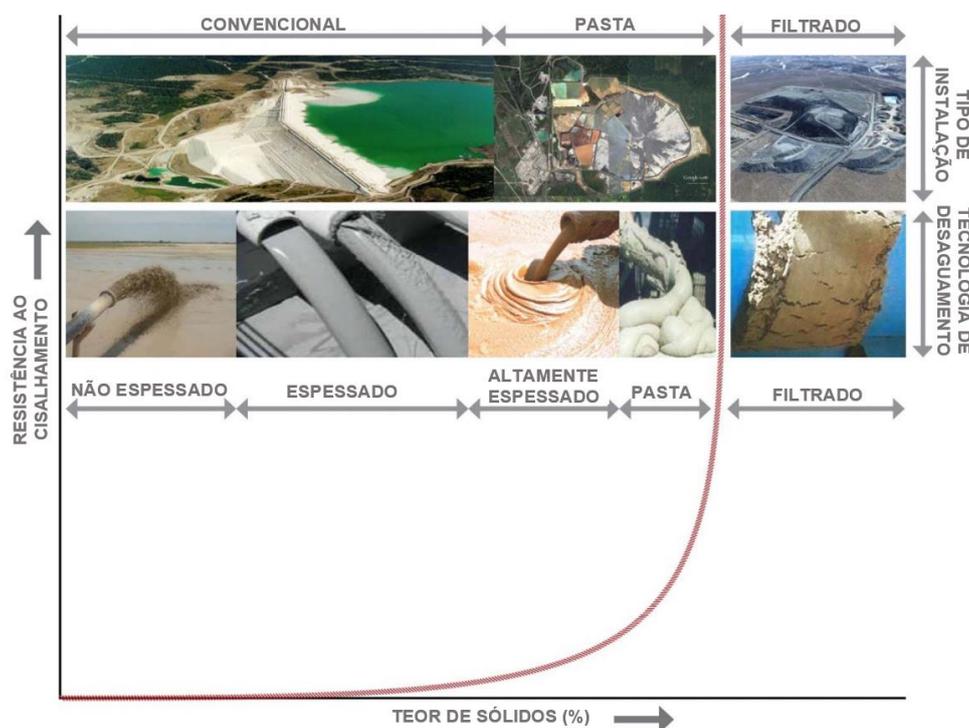


Figura 2.3 - Forma de rejeito e tipos de disposição correspondente (modificado de Klohn, 2017).

Uma das formas de rejeito apresentada é a lama de rejeito (Figura 2.4), a sua porcentagem de sólidos varia de acordo com o tipo de rejeito, do tamanho das partículas, além da extensão do espessamento, ou seja, da separação dos sólidos suspensos em um meio fluido, na planta de processamento. Assim o rejeito pode ser bombeado com 25% de sólidos, no caso de rejeitos de carvão, a mais de 50 % no caso de rejeitos metálicos de rocha dura (DIIS, 2016).



Figura 2.4 – Lama de rejeito (DIIS, 2016).

Os rejeitos espessados são rejeitos que passaram pelo processo de desidratação ao ponto de formar uma massa homogênea que não segrega ao ser depositado. Apesar dos custos operacionais serem mais altos para o descarte do rejeito nessa condição, há a vantagem que o processo proporciona maior densidade ao rejeito e menor risco às estruturas de disposição, provocando menor susceptibilidade à liquefação (Dixon-Hardy et al., 2007).

O rejeito em pasta é o rejeito espessado com a adição de aditivos químicos, como cimento (DIIS, 2016), para obtenção de uma consistência pastosa. O comportamento da pasta quando bombeado e a forma que ele irá fluir após sua disposição irá depender do tipo de aditivo utilizado. Mas geralmente resulta em um material que gera riscos reduzidos de danos ambientais, uma vez que não libera muita água (Dixon-Hardy et al., 2007).

O rejeito em pasta possui uma concentração de sólidos correspondente a uma porcentagem de 24% a 75% ao se tratar de rejeitos de metais básicos (Australia's Departamento of Industry Innovation, and Science, 2016). Na Figura 2.5 verifica-se que ao ser depositada a pasta deixa de fluir podendo ocasionar dessecação, sendo preenchido pelo fluxo sobrejacente, o que proporciona a formação de uma estrutura mais estável (Dixon-Hardy et al., 2007).



Figura 2.5 – Pasta de rejeito (Australia's Departamento of Industry Innovation, and Science, 2011).

Além das formas de rejeitos já mencionadas, tem-se o rejeito filtrado úmido (saturado) e o rejeito filtrado seco (não saturado, com grau de saturação de 70 a 85%), conforme ilustrado no esquema ilustrativo na Figura 2.2. Ambos possuem a característica de não serem bombeáveis devido aos maiores teores de sólidos presentes em relação a lama de rejeito e o rejeito espessado.

O transporte do rejeito filtrado (Figura 2.6) ocorre por meio de caminhões ou esteiras, em seguida é espalhado e compactado de maneira a formar uma pilha de rejeitos, não sendo necessário barragem para a retenção (Davies, 2011).



Figura 2.6 - Rejeito filtrado (Australia's Departamento of Industry Innovation, and Science, 2011).

2.2.1- DISPOSIÇÃO DOS REJEITOS

Após o processo de extração e beneficiamento, o rejeito é descartado, transportado e pode ser disposto em superfície, cavidades subterrâneas ou em ambientes subaquáticos.

Apesar das diversas maneiras existentes para a disposição do rejeito, geralmente esse material é contido por barragens (Soares, 2010). Sendo assim a forma de disposição em superfície o método mais comum, de acordo com Vick (1990).

As barragens de rejeitos durante a vida operacional da planta de processamento da mina passam por alteamentos sucessivos, a fim de aumentar a capacidade de conter mais rejeito. À medida que a geração de rejeitos aumenta, a estrutura precisa se adequar a fim de armazenar esse material (Lumbroso et al., 2019). Para isso é necessário que essas estruturas comecem com um dique inicial a fim de possibilitar os alteamentos (Vick, 1990). Esse processo construtivo pode durar várias décadas.

Para a execução dos alteamentos alguns métodos são adotados e de acordo com o deslocamento que o eixo da barragem desenvolve durante o alteamento, esses métodos recebem as seguintes denominações: métodos à jusante (Figura 2.7), linha de centro (Figura 2.8) e à montante (Figura 2.9).

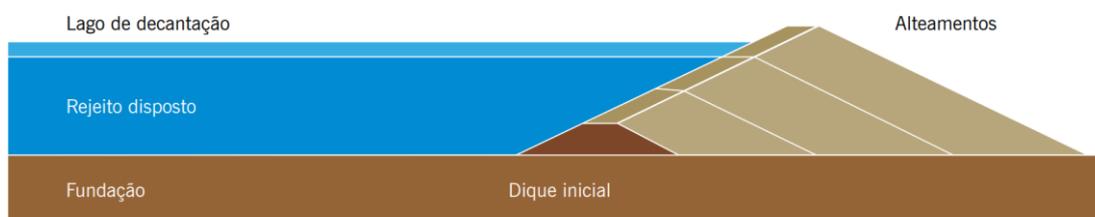


Figura 2.7 – Método a jusante (IBRAM, 2016).



Figura 2.8 – Método de linha de centro (IBRAM, 2016).



Figura 2.9 – Método a montante (IBRAM, 2016).

O método a jusante possui como uma das principais vantagens que a compactação da estrutura pode ser realizada por técnicas convencionais de construção, favorecendo a segurança e a sua fundação não é constituída de rejeito. Como principal desvantagem é o grande volume de material necessário para a execução dos alteamentos, aumentando assim o custo da obra. Além disso, a depender do tamanho da área disponível para a construção da estrutura, o método a jusante pode ser desvantajoso por necessitar de uma área relativamente grande para sua construção (EPA, 1994).

Para o método a jusante qualquer tipo de rejeito é recomendado, possui uma boa resistência sísmica, nenhuma restrição de alteamento e o custo relativo do corpo do aterro é alto, visto que necessita de um volume três vezes maior que o volume da barragem pelo método de montante (Vick, 1990).

O método da linha de centro é um método intermediário, ficando entre o método a jusante e o método a montante em aspectos relacionados ao volume de material e custo da obra,

por exemplo. Neste método o eixo da crista do dique inicial coincide com o eixo da crista dos alteamentos (Vick, 1990).

Para o método de linha de centro o tipo de rejeito recomendado consiste em areias ou lamas de baixa plasticidade, possui uma aceitável resistência sísmica, pouca restrição de alteamento e o custo relativo do corpo do aterro é moderado, visto que necessita de um volume duas vezes maior que o volume da barragem pelo método de montante (Vick, 1990).

O método a montante é o menos oneroso e, portanto, o executado com maior frequência em áreas com baixo risco de sismicidade. Entretanto, esse é o método menos seguro que causa consequências ambientais significativas (Adamo et.al, 2020).

Para o método de montante o tipo de rejeito recomendado deve possuir baixa densidade de polpa para promover segregação, não é recomendada em área de alta sismicidade, o alteamento pode ser realizado com solo natural, rejeitos ou estéril e o custo relativo do corpo do aterro é baixo (Vick, 1990).

A disposição de rejeito em superfície também engloba o método de disposição em pilhas de rejeitos filtrados (Figura 2.10) em que o rejeito é transportado por esteira ou caminhão, espalhados e compactados de maneira a formar uma pilha de rejeitos. Um dos fatores que motivam optar por esse método é a possibilidade de recuperação da água e quando as condições da topografia não são adequadas para construção de barragens convencionais (Davies, 2011).



Figura 2.10 – Pilha de rejeito filtrado (Dixon-Hardy et al., 2007).

Apesar da disposição de rejeitos em superfície ser a forma mais comum, há muito tempo também é executado o método de disposição de rejeito subterrâneo. Segundo Vick (1990) o objetivo da disposição subterrânea consiste em:

- Proporcionar um piso de trabalho para as atividades de extração de minério;
- Proporcionar suporte às paredes das escavações subterrâneas; e
- Maximizar a recuperação do minério.

Ressalta-se que para esse tipo de disposição em cavas de mineração, o rejeito deve possuir determinadas propriedades como baixa compressibilidade e alta resistência. Além disso, deve possuir alta permeabilidade para permitir a rápida drenagem uma vez que não há área subterrânea suficiente para uma lagoa de decantação (Vick, 1990).

Além desses, existem métodos alternativos que apesar de não serem muito praticados podem ser úteis, como o método em *pit*, co-disposição e *offshore*. O método em *pit* é realizado em minas de céu aberto, geralmente não possui revestimento e o rejeito é disposto acima do nível do lençol freático. A co-disposição é uma mistura entre o rejeito e o estéril, possuindo como vantagem o aumento da resistência e estabilidade e desvantagem a dificuldade na otimização da mistura. Quanto ao método *offshore* consiste na descarga do rejeito em rios, lagos e mares, possuindo como uma das principais desvantagens a natureza imprevisível do fluxo de rejeito e pode ser prejudicial para o ecossistema marinho (Dixon-Hardy et al., 2007).

2.2.2- PROPRIEDADES HIDRÁULICAS E MECÂNICAS DO REJEITO

Os rejeitos podem possuir variadas características geotécnicas a depender do processo de beneficiamento do mineral e do tipo de minério. Ao analisar esse material de forma generalizada, tem-se que em relação as propriedades hidráulicas, o coeficiente de permeabilidade do rejeito varia entre 10^{-4} m/s para rejeitos arenosos até 10^{-9} m/s ao se tratar de lamas bem consolidadas. Observa-se, portanto, que à medida que o teor de finos aumenta a permeabilidade do rejeito diminui (Vick, 1990).

Quanto as propriedades mecânicas do rejeito verifica-se que essas possuem ângulo de atrito variando entre 30° a 37° com pouca variação entre rejeitos arenosos e lamas. Quanto a coesão o material apresenta, para a maioria dos casos, 0 kPa. Já em relação ao índice de compressão C_c do rejeito, esse obtido por meio do ensaio de adensamento, varia entre 0,05 a 0,10 para os rejeitos arenosos, enquanto que para a lama de baixa plasticidade o C_c varia entre 0,2 a 0,3. Ao analisar o coeficiente de adensamento C_v esse varia entre 0,5 cm^2/s a 100 cm^2/s para depósitos de rejeitos arenosos, já para lamas o C_v varia entre 10^{-2} cm^2/s a 10^{-4} cm^2/s (Vick, 1990).

Verifica-se que a permeabilidade varia em um intervalo de cinco ordens de magnitude, dependendo do tipo de rejeito. A compressibilidade não varia muito, mas os rejeitos são geralmente mais compressíveis do que os tipos correspondentes de solos naturais por causa do estado que geralmente assumem após a deposição. As características de adensamento são uma função tanto da permeabilidade quanto da compressibilidade e, como resultado, são complexas, além disso são importantes para avaliar a taxa de dissipação de poropressão dentro de um depósito de rejeitos (Vick, 1990).

2.2.3- SUSCETIBILIDADE A LIQUEFAÇÃO

O fenômeno de liquefação consiste na redução significativa da resistência ao cisalhamento do solo sujeito a carregamento não drenado, devido ao excesso de poropressão gerado.

O fenômeno ocorre devido ao fato da tensão total permanecer constante e a tensão efetiva diminuir devido ao excesso de poropressão (Sternik, 2014), que aumenta até atingir um valor igual a componente de tensão normal (σ_n) (Equação (2.1), levando o material a apresentar um comportamento liquefeito.

$$\sigma_n = u \quad (2.1)$$

Os solos granulares, saturados e no estado fofos estão mais propensos, pois apresentam um comportamento contrátil (Been *et. al.*, 2009). Ao apresentar as mesmas características mencionadas para os solos, os rejeitos também passam a ser suscetíveis a liquefação.

Durante o cisalhamento, a areia fofa diminui o seu volume enquanto a areia densa contrai no início do cisalhamento e depois dilata, podendo ser contrátil ou dilatante. Dependendo do estado inicial da areia pode ser verificado três tipos de comportamento não drenado, conforme é apresentado na Figura 2.11.

A curva A corresponde a uma areia densa, a curva B a uma areia inicialmente fofa e a curva C a uma areia fofa em liquefação estática. Verifica-se que a trajetória de tensões atinge a resistência de pico e depois decresce (Sternik, 2014).

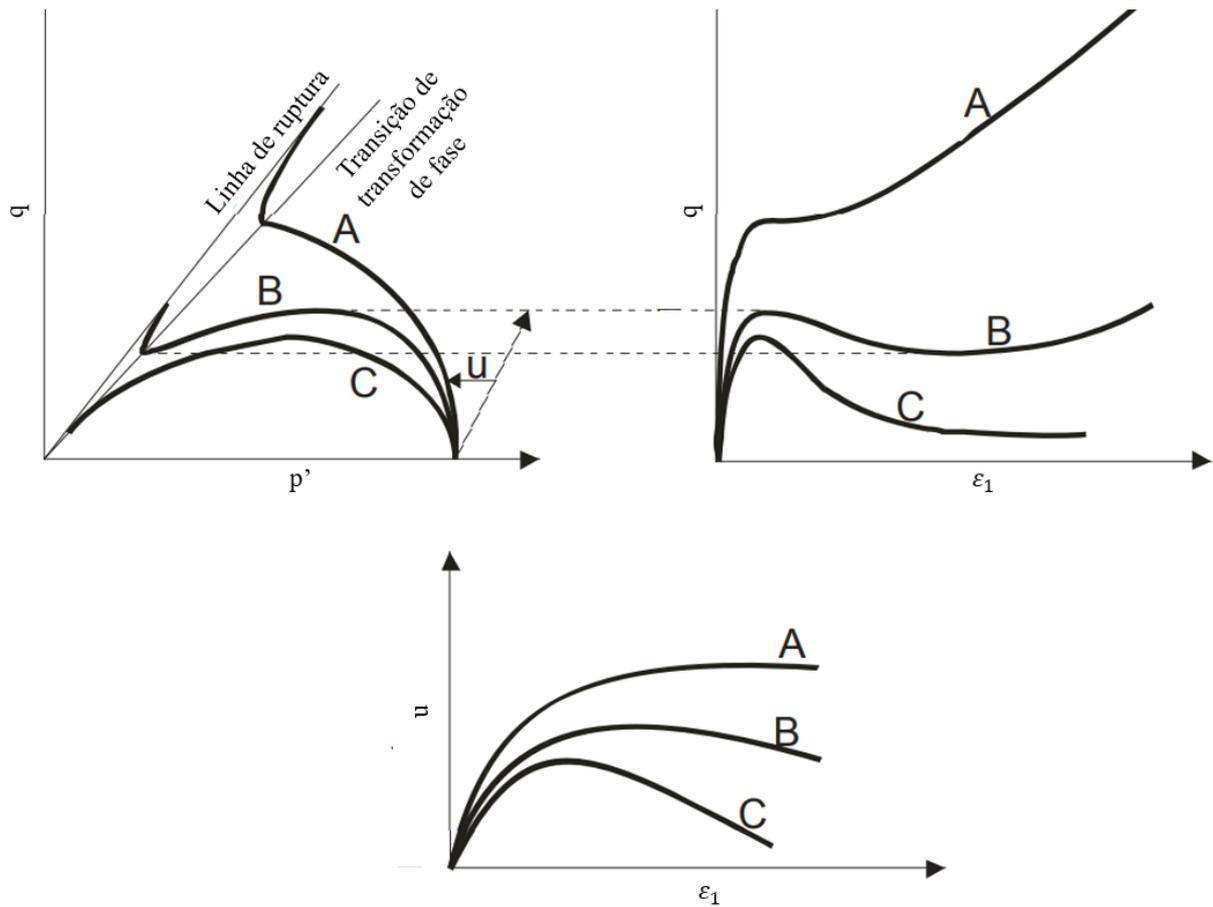


Figura 2.11 – Liquefação estática (modificado de Sternik, 2014).

A liquefação está associada a uma instabilidade, que uma vez atingida induz a sua ocorrência. Na Figura 2.12 é ilustrada a diferença entre a linha de instabilidade e a de ruptura, além disso verifica-se o comportamento de cinco amostras consolidadas isotropicamente a um mesmo volume específico e diferentes tensões de confinamento. Todas as amostras atingem a linha de ruptura, no entanto apenas as amostras C, D e E apresentam a ocorrência de liquefação. Destaca-se que testes em altas tensões de confinamento indicam que a linha de instabilidade intercepta a origem da tensão (Andrade, 2009).

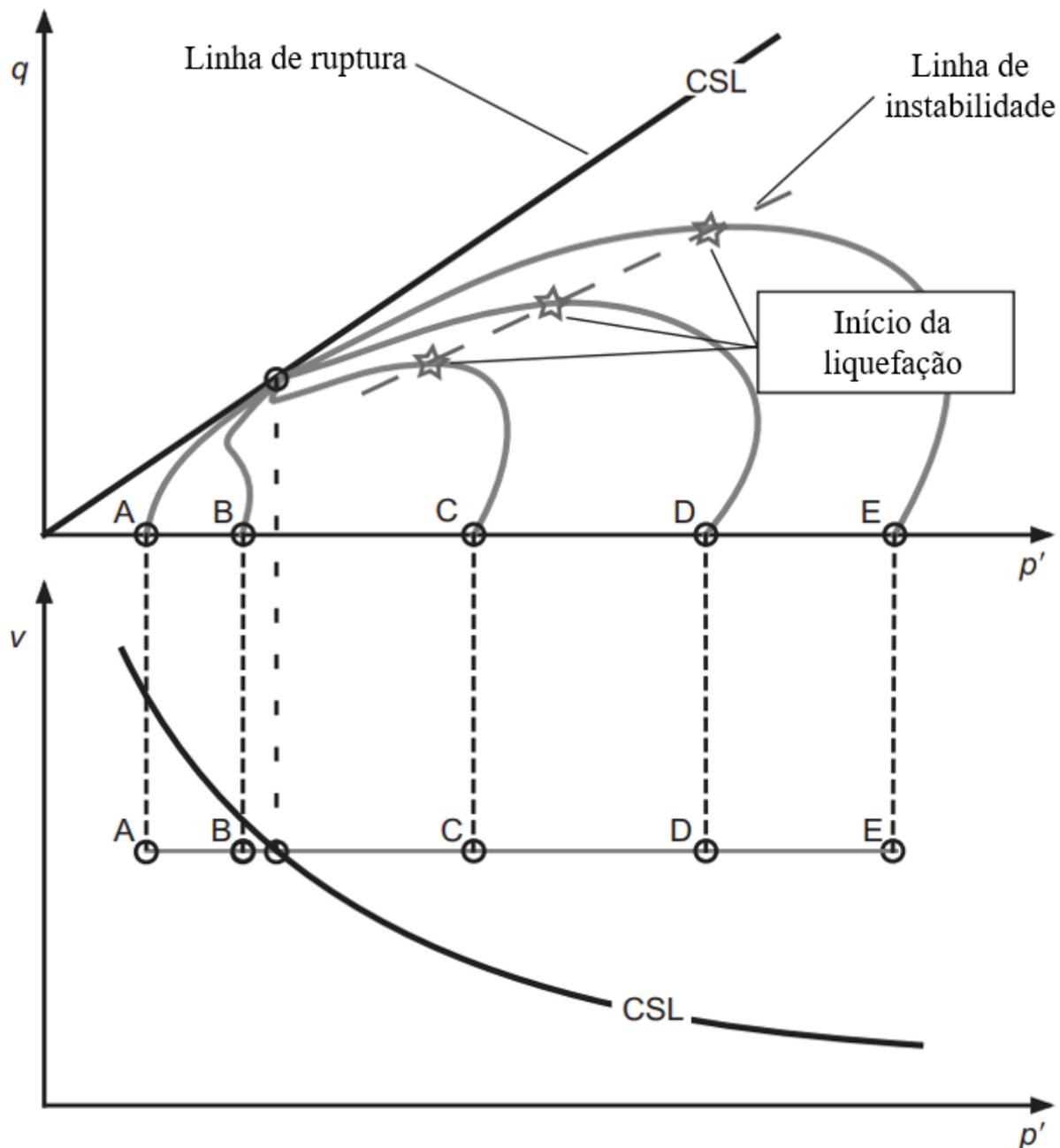


Figura 2.12 – Linha de ruptura e de instabilidade (modificado de Andrade, 2009).

O carregamento aplicado pode ser de origem estática ou dinâmica. No primeiro caso é ocasionada a liquefação estática, que pode ocorrer devido a processos que provoquem mudanças no estado de tensão como galgamento, erosão interna, erosão no pé da barragem, falha no sistema de drenagem e devido ao aumento do nível freático (Pacheco, 2018).

Se o carregamento aplicado for de origem dinâmica como no caso de terremotos, a liquefação será dinâmica, que se diferencia da liquefação estática pela maneira com que as deformações volumétricas são geradas (Jefferies et.al, 2016).

Conforme mencionado anteriormente são diversas as formas de disposição de rejeito, no entanto o processo de alteamento por meio do método a montante é o menos seguro em áreas com risco de sismicidade causando consequências ambientais significativas (Adamo et al., 2020).

As barragens de rejeito construídas pelo método a montante se tornam complexas devido aos diversos fenômenos envolvidos, dentre eles a possibilidade da ocorrência de liquefação estática. Isso ficou ainda mais evidente após a divulgação do relatório do painel de especialistas sobre as causas técnicas do rompimento da Barragem I da Mina Córrego do Feijão, localizada em Brumadinho (Robertson et. al., 2019) e do Relatório final das análises computacionais da ruptura (CIMNE, 2021), que associam a ocorrência de liquefação estática a uma das possíveis causas da ruptura da barragem.

A literatura relata vários casos de rupturas de barragens de rejeitos causadas por liquefação, na Tabela 2.1 são apresentados alguns desses casos.

Tabela 2.1 – Casos de ruptura de barragem por liquefação.

Ano	Barragem	Localização	Referência
1968	Hokkaido	Japão	Jefferies et al., 2016
1985	Stava	Itália	Davies, 2002
1986	Fernandinho	Brasil	Rafael, 2012
1991	Sullivan	Canadá	Davies, 2002
1994	Merriespruit	África do Sul	Davies, 2002
1997	Los Frailes	Espanha	Davies, 2002
2008	Taoshi	China	Rafael, 2012
2015	Fundão	Brasil	Morgenstern et al., 2016
2019	Barragem I da Mina Córrego do Feijão	Brasil	Robertson et al., 2019

2.3 - FATOR DE REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA

Zienkiewicz et al. (1975) utilizaram o método de fator de redução de resistência (SRF) em análises de estabilidade de talude. O SRF é equivalente ao fator de segurança da estrutura. A partir do critério de ruptura utilizado nas análises, os parâmetros de resistência são reduzidos,

de forma a obter o fator que irá gerar a ruptura. Essa redução de parâmetros irá se repetir até que não ocorra a convergência no modelo, o que irá determinar o fator crítico de redução de resistência (*Rocscience, 2022*).

No caso de utilizar Mohr Coulomb o cálculo ocorre por meio de redução nos parâmetros de resistência: coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), sendo então definido como:

$$SF = \frac{S_{max}}{S} \quad (2.2)$$

onde S é a resistência mobilizada e S_{max} é a resistência disponível no material, definida por:

$$S_{max} = \frac{\frac{I_1}{3} \sin\phi + c \cos\phi}{\cos\theta + \frac{\sin\theta \sin\phi}{\sqrt{3}}} \quad (2.3)$$

sendo I_1 o primeiro invariante de tensão (tensão média), definido por:

$$I = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \quad (2.5)$$

E θ é dado por:

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsin \left[-\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}} \right], \quad -\frac{\pi}{6} < \theta < \frac{\pi}{6} \quad (2.6)$$

sendo J_2 o segundo invariante de tensão desviadora e J_3 o terceiro invariante de tensão desviadora. Na Figura 2.13 é apresentada graficamente a relação do fator de redução.

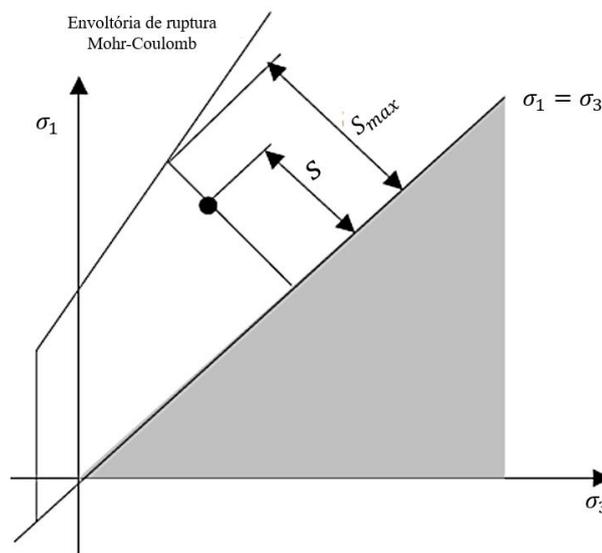


Figura 2.13 – Cálculo do SRF pelo critério Mohr-Coulomb (*Rocscience, 2022*).

Ressalta-se que o *software* RS2 não dispõe do método de redução de resistência quando o modelo constitutivo utilizado é o *NorSand*.

2.4 - MODELO CONSTITUTIVO *NORSAND*

Norsand é um modelo constitutivo criado inicialmente por Jefferies (1993) baseado no conceito de estado crítico. Foi desenvolvido para areia e se originou de observações sobre o comportamento da areia em aterros hidráulicos de grande escala (Schuttle & Jefferies, 2005). Diversos outros trabalhos trouxeram modificações e melhorias nesse modelo (Been et. al, 1985; Jefferies, 1993; Jefferies et. al, 2002 e Jefferies et. al, 2011).

Há na literatura alguns modelos constitutivos, baseados na teoria de estados críticos, que são capazes de descrever tais fenômenos. Porém, optou-se pelo modelo *Norsand* (Jefferies, 1993). Dentre as características que este modelo apresenta destaca-se a capacidade de reproduzir comportamentos contrácteis (redução de volume) ou dilatantes (aumento de volume) em areias durante um carregamento cisalhante.

Os solos a depender do seu índice de vazios iniciais possuirá diferentes Linha Normalmente Consolidada (NCL), não sendo essas paralelas a Linha de Estado Crítico (CSL) (Jefferies & Been, 2016), conforme pode-se observar na Figura 2.14.

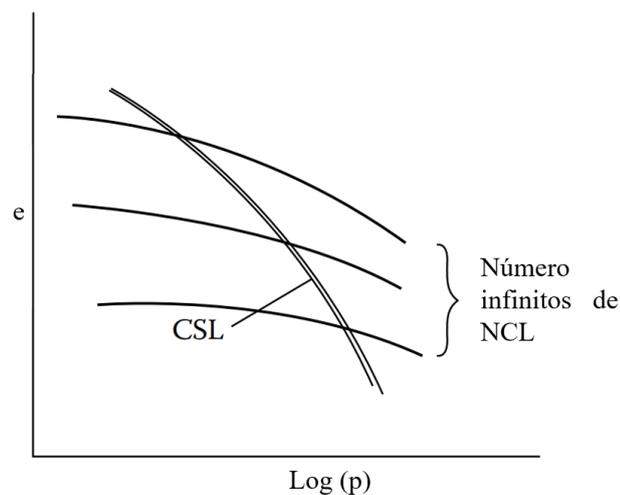


Figura 2.14 – Comportamento do solo (modificado de Jefferies & Been, 2016)

Devido essa infinidade de NCL é necessário a utilização de dois parâmetros para caracterizar o estado de um material: o parâmetro de estado (ψ) e a razão de pré-adensamento (R). O parâmetro de estado é uma medida de localização de uma NCL, é definido como:

$$\psi = e - e_c \quad (3.2)$$

onde ψ é o parâmetro de estado, e é o índice de vazios da amostra e e_c é a projeção do índice de vazios sobre a linha de estado crítico, para o atual estado de tensão do solo.

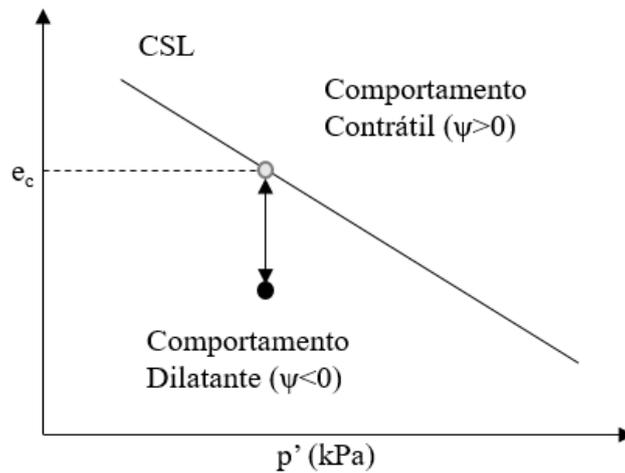


Figura 2.15 – Definição do parâmetro de estado e das regiões com comportamento contrátil ($\psi > 0$) e dilatante ($\psi < 0$) (modificado de Jefferies, 1993).

Esse parâmetro permite definir o comportamento do solo em termos de deformação quando cisalhado, ou seja, se o solo tenderá a dilatar, nos casos em que o parâmetro de estado é negativo, ou contrair, quando esse é positivo.

A razão de pré-adensamento (R) indica a proximidade de um ponto de estado para a sua superfície de plastificação quando medido ao longo do eixo da tensão efetiva média (Jefferies & Been, 2016). Na Figura 2.16 é possível verificar esses dois parâmetros (ψ e R).

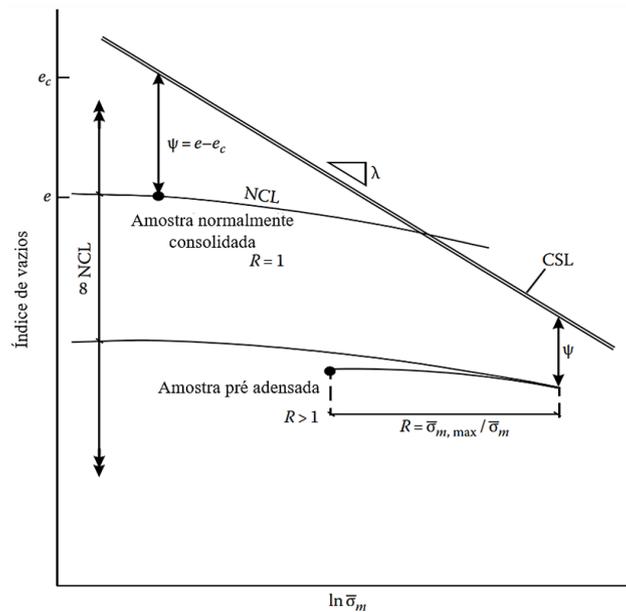


Figura 2.16 – Parâmetro de estado e razão de pré adensamento (modificado de Jefferies & Been, 2016).

A evolução da superfície de plastificação durante um ensaio triaxial drenado com p constante é ilustrada na Figura 2.17. A configuração inicial da superfície de plastificação está indicada por a, que corresponde a uma areia densa e normalmente consolidada isotropicamente. À medida que a tensão de cisalhamento é aplicada a superfície de plastificação expande até que o estado de imagem é atingido e com isso ocorre uma deformação volumétrica negativa que indica contração do material (o índice de vazios diminui), pois o material está normalmente consolidado, portanto o caminho de estado se move na direção de índice de vazios decrescente, conforme indicado por b.

A superfície de plastificação continua expandindo e atinge a condição em que $p_i = p$, onde há uma mudança no sentido da deformação volumétrica (o índice de vazios aumenta), portanto o caminho de estado se move na direção de índice de vazios crescente, indicado por c. Em c verifica-se que p_i continua a aumentar, o que expande a superfície de plastificação. A dilatação continua até a imagem e o estado crítico coincidirem, conforme indicado pela superfície de escoamento d (Jefferies, 1993).

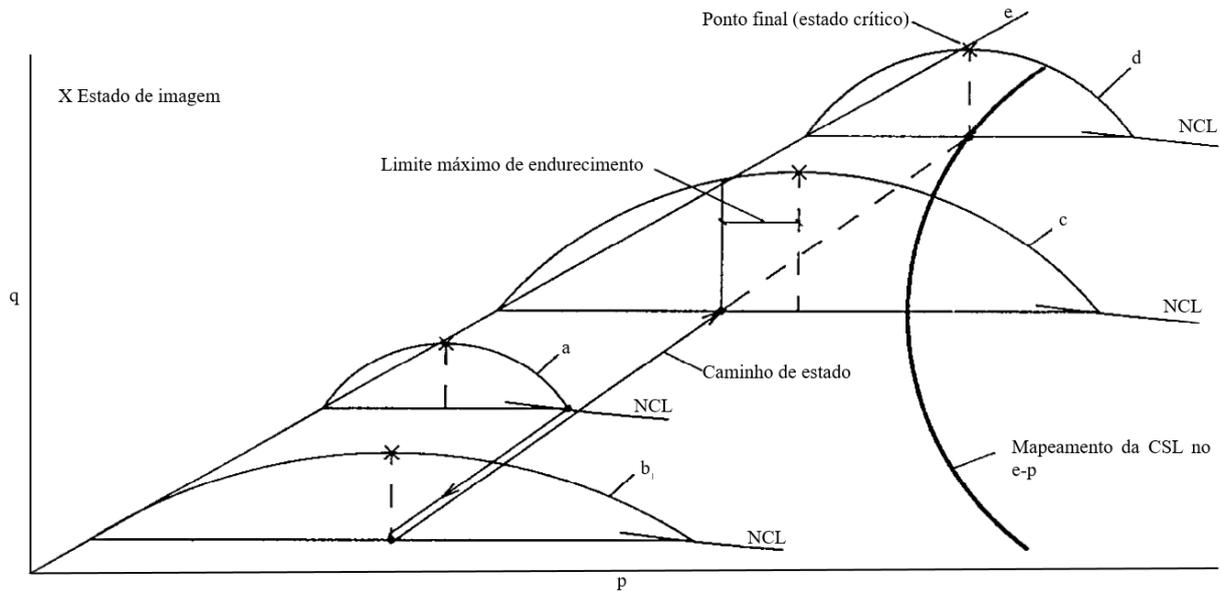


Figura 2.17 – Representação no espaço (p, q, e) da superfície de plastificação do modelo *Norsand* (modificada de Jefferies, 1993).

Na Tabela 2.2 são apresentadas as equações do estado crítico, regra do fluxo, lei de endurecimento e superfície de escoamento do *Norsand*.

Tabela 2.2 – Equações do modelo *Norsand* (Jefferies e Been, 2016).

Aspectos do <i>Norsand</i>	Equações
	$e_c = \Gamma - \lambda \ln(p)$
Estado crítico	e_c = índice de vazios no estado crítico Γ = Valor do índice de vazios a 1 kPa na Linha de Estado Crítico. λ = Inclinação da linha de estado crítico no plano $\ln p' \times e$; $\ln(p)$ = Tensão efetiva média
	$D^p = M_i - \eta$
	$M_i = M - N\chi_i \Psi_i $
	D^p = Dilatância plástica
	M = Ângulo de atrito no estado crítico
Lei do fluxo	M_i = Ângulo de atrito no estado crítico na condição imagem η = Razão de resistência N = Coeficiente de acoplamento volumétrico χ_i = Coeficiente de dilatância na condição imagem ψ = Parâmetro de estado na condição imagem
Lei de endurecimento e termo adicional	$\frac{p_i}{p_i} = H \frac{M_i}{M_{itc}} \left(\frac{p}{p_i}\right)^2 \left(\frac{p_{mx}}{p} - \frac{p_i}{p}\right) \dot{\epsilon}_q^p + \frac{\eta}{\eta_L} \frac{p_{mx}}{p_{mi}}$

Aspectos do <i>Norsand</i>	Equações
	$p_{mx} = p \exp\left(\frac{-\chi_i \Psi_i}{M_i}\right)$ $\eta_L = M_i \left(1 - \frac{D_{min}}{M_{i,tc}}\right)$
	<p>p = Tensão efetiva média</p> <p>p_i = Tensão efetiva média na condição imagem, controla o tamanho da superfície de plastificação</p> <p>H = Módulo de endurecimento plástico</p> <p>M_i = Ângulo de atrito no estado crítico na condição imagem</p> <p>$M_{i,tc}$ = Ângulo de atrito no estado crítico na compressão triaxial na condição imagem</p> <p>$p_{mx} = (p_i)_{max}$ tensão efetiva média na condição imagem</p> <p>ε_q^p = Taxa de deformação desviadora</p> <p>η = Razão de resistência</p> <p>η_L = Razão de resistência limite</p> <p>$p_{m,i}$ = Incremento na tensão efetiva média na condição imagem</p> <p>χ_i = Coeficiente de dilatação na condição imagem</p> <p>ψ = Parâmetro de estado na condição imagem</p> <p>D_{min} = Dilatação mínima</p> $\frac{\eta}{M_i} = 1 - \ln\left(\frac{p}{p_i}\right)$ <p>η = Razão de resistência</p>
Superfície de escoamento	<p>M_i = Ângulo de atrito no estado crítico na condição imagem</p> <p>p = Tensão efetiva média</p> <p>p_i = Tensão efetiva média na condição imagem, controla o tamanho da superfície de plastificação</p>

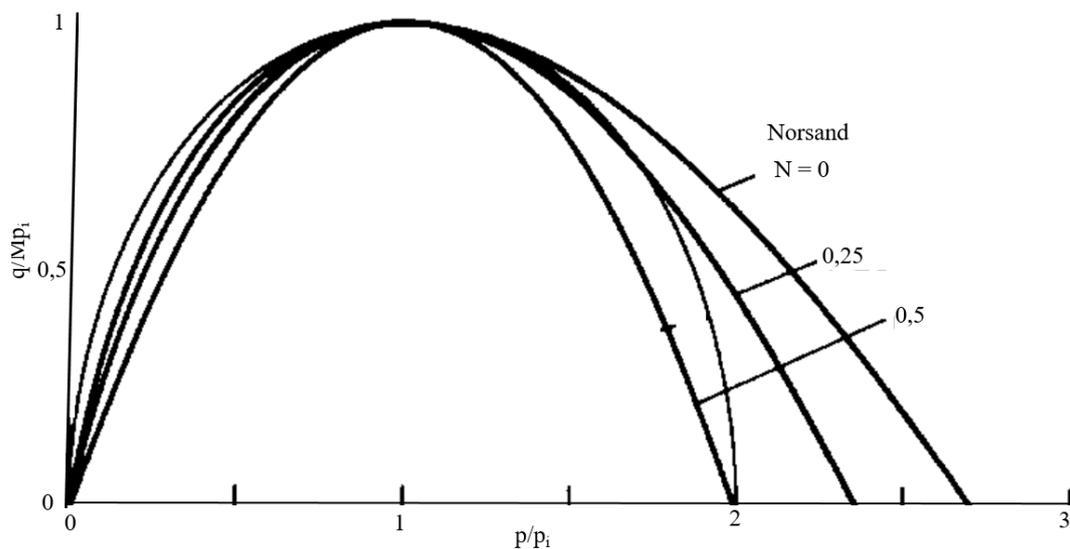
Destaca-se que para capturar de forma mais realista a perda de resistência de materiais fofos durante o cisalhamento não drenado, um termo adicional é necessário na equação da lei de endurecimento descrita na Tabela 2.2 (Jefferies e Been, 2016).

Os demais parâmetros que constituem o modelo constitutivo *Norsand*, além dos que foram definidos na Tabela 2.2, estão descritos na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Parâmetros *Norsand*.

Parâmetros		Descrição
Linha do estado crítico (CSL)	Γ	Valor do índice de vazios a 1 kPa na Linha de Estado Crítico.
	λ	Inclinação da linha de estado crítico no plano $\ln p' \times e$;
	M_{tc}	Angulo de atrito no estado crítico na compressão triaxial
	N	Coefficiente de acoplamento volumétrico, que possui o efeito de mudar a forma da superfície de plastificação
Plasticidade	H	Módulo de endurecimento plástico, que se faz necessário devido ao desacoplamento existente entre a superfície de plastificação e a linha de estado crítico.
	χ_{tc}	Coefficiente de dilatância. Relação da dilatação máxima e o parâmetro de estado na compressão triaxial
	I_r	Rigidez do solo
Elasticidade	ν	Coefficiente de Poisson
	n	Expoente elástico
	OCR	Razão de pré adensamento

Na Figura 2.18 é ilustrado a influência do parâmetro de acoplamento N na superfície de plastificação. A influência dos demais parâmetros, como ψ , M , H , λ , χ e I_r , estão apresentados da Figura 2.19 a Figura 2.21. Sendo possível verificar a influência na rigidez do material e na deformação volumétrica, à medida que os valores dos parâmetros são modificados.

Figura 2.18 – Influência do parâmetro N (modificada de Jefferies, 1993).

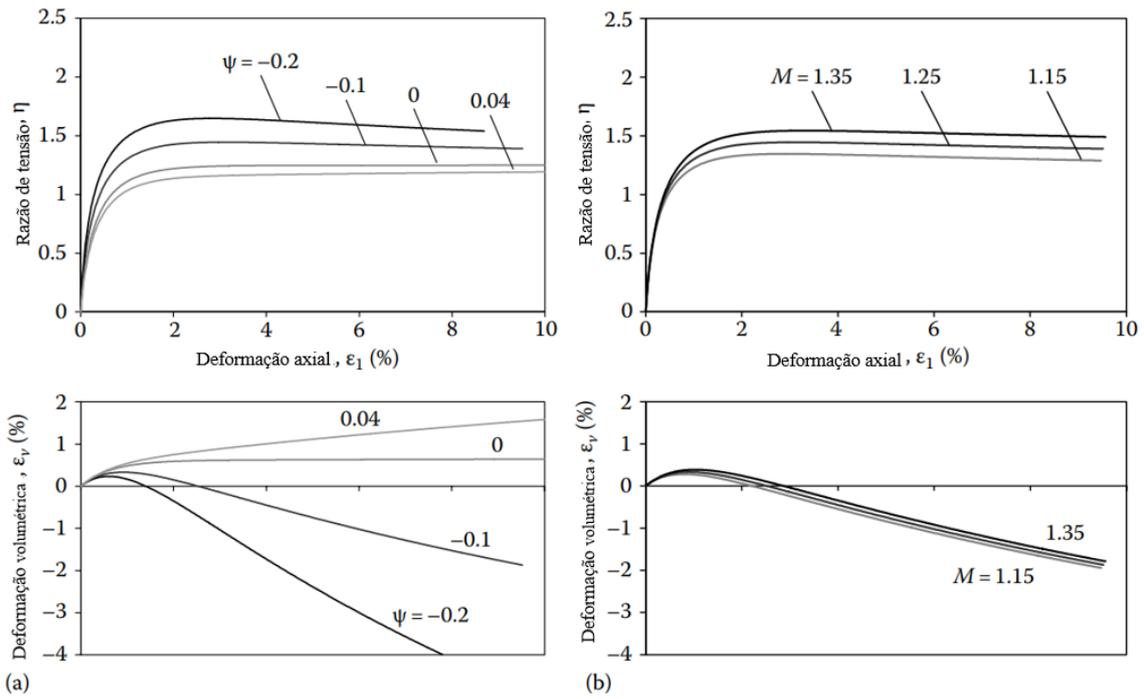


Figura 2.19 – Influência dos parâmetros (a) ψ e (b) M (modificado de Jefferies & Been, 2016).

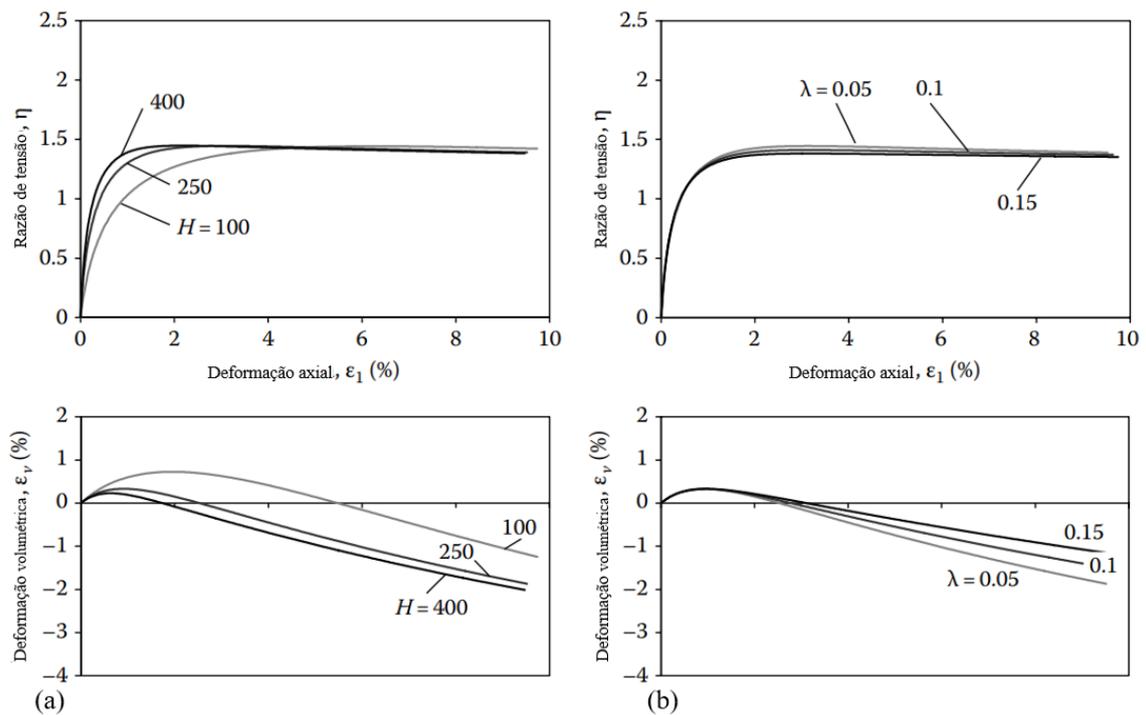


Figura 2.20 – Influência dos parâmetros (a) H e (b) λ (modificado de Jefferies & Been, 2016).

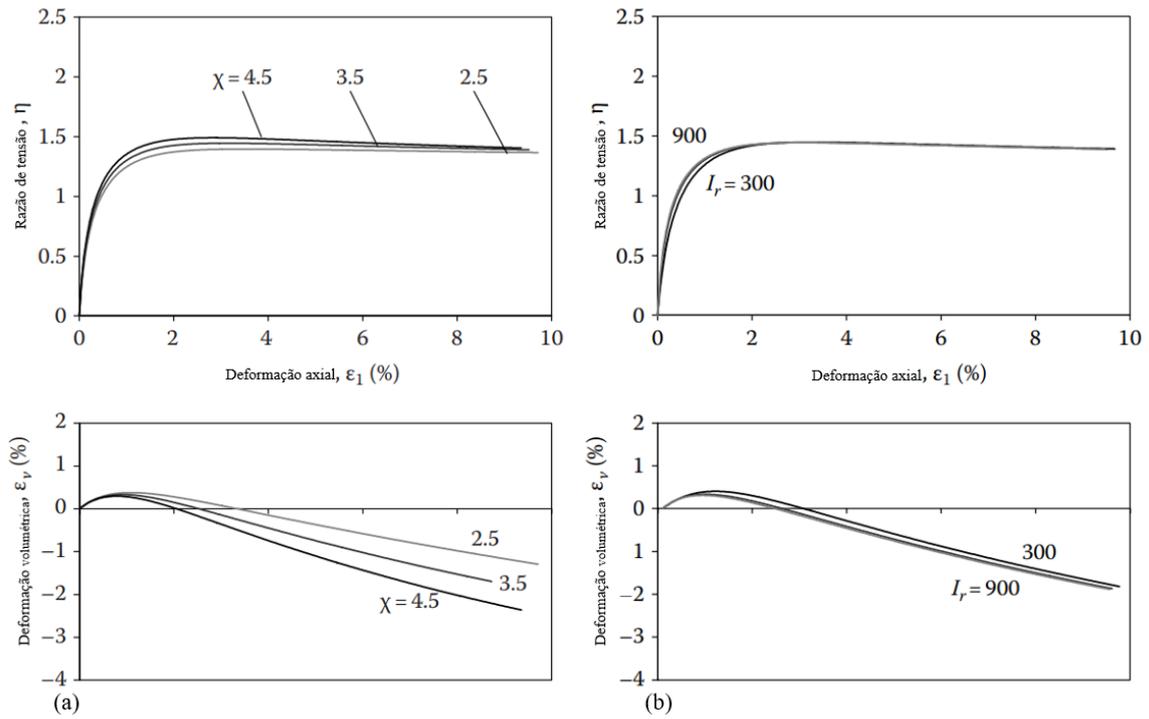


Figura 2.21 – Influência dos parâmetros (a) χ e (b) I_r (modificado de Jefferies & Been, 2016).

3 - METODOLOGIA

Neste capítulo serão apresentadas as metodologias adotadas para a realização das análises numéricas que constituem esse trabalho. Serão apresentados, inicialmente, os modelos constitutivos utilizados para as análises, a calibração do material, aspectos relacionados a modelagem numérica e as análises dos gatilhos de liquefação.

3.1 - MODELOS CONSTITUTIVOS

Para a elaboração dos modelos numéricos foram considerados os modelos constitutivos Mohr Coulomb e *Norsand*. O modelo Mohr Coulomb foi utilizado para os materiais do dique inicial, alteamentos, fundação e rejeito, nas etapas de construção. O modelo *Norsand* foi utilizado para o rejeito nas análises simuladas para os possíveis gatilhos de liquefação analisados.

3.2 - MOHR COULOMB

Os parâmetros necessários para a realização das análises considerando Mohr Coulomb foram estimados e estão apresentados na Tabela 3.1. Esses consistem na coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ), que constituem a equação da envoltória de ruptura do modelo, o coeficiente de Poisson (ν) e módulo de Young (E), que caracteriza a rigidez elástica do modelo. Além disso também são apresentados os pesos específicos dos materiais utilizados neste trabalho.

Tabela 3.1 – Parâmetros – Mohr Coulomb.

Material	γ_{nat} (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	ν	E (kPa)
Fundação	25	30	35	0,25	10 ⁶
Maciço	20	20	30	0,33	40000
Rejeito	26	0	32,5	0,33	10000

3.3 - NORSAND

Os parâmetros necessários para a realização das análises considerando *Norsand* foram obtidos por meio da calibração do modelo. Para isso, foram utilizados ensaios realizados na condição não drenada a 800 kPa e na condição drenada com amostra fofa a 100 kPa e a 400

kPa, possibilitando apenas a determinação do Γ , M_{tc} e λ . Isso foi necessário, uma vez que não se dispõem de ensaios de rejeitos na condição requerida por Jefferies e Been (2016).

Para a determinação dos parâmetros Γ , M_{tc} e λ , foram plotados os gráficos $p' \times q$, que permite determinar o parâmetro M_{tc} , e $p' \times e$ que possibilita a determinação dos parâmetros Γ e λ . Para isso foram utilizados os resultados de ensaios triaxiais CID e CIU mencionados anteriormente.

Os demais parâmetros foram obtidos por melhor ajuste dentre os intervalos de valores indicados por Shuttle e Jefferies (2005), observando o que melhor representava os ensaios CIU e CID. Para isso foi utilizada uma planilha em Excel, desenvolvida por Jefferies & Been (2016), que contém toda a formulação do modelo *Norsand* implementada, e calcula o comportamento não drenado e drenado do modelo constitutivo, validando assim as propriedades do material

Visto que no RS2, *software* utilizado para a realização das análises numéricas, solicita além dos parâmetros *Norsand*, a ativação ou desativação do *cap softening* (termo adicional na lei de endurecimento, mencionado no item 2.4), então a fim de verificar a influência no comportamento tensão deformação e na trajetória de tensões de ensaios triaxiais não drenados, foi simulado um ensaio triaxial no RS2 com o termo adicional ativado e desativado, para diferentes tensões confinantes (100 kPa, 150 kPa e 200 kPa).

3.4 - MODELAGEM NUMÉRICA

As análises numéricas foram realizadas utilizando o método dos elementos finitos, no *software* RS2 da *Rocscience*. O modelo geométrico, condições de contorno e malha do modelo serão apresentados a seguir.

3.4.1- MODELO GEOMÉTRICO

Foi simulado um modelo simplificado de barragem de rejeito constituída por um dique de partida com 10 m de altura, 5 m de crista e inclinação de 2H:1V e dois alteamentos a montante com 5 m de altura cada, 3 m de crista e inclinação de 2H:1V (Figura 3.1).

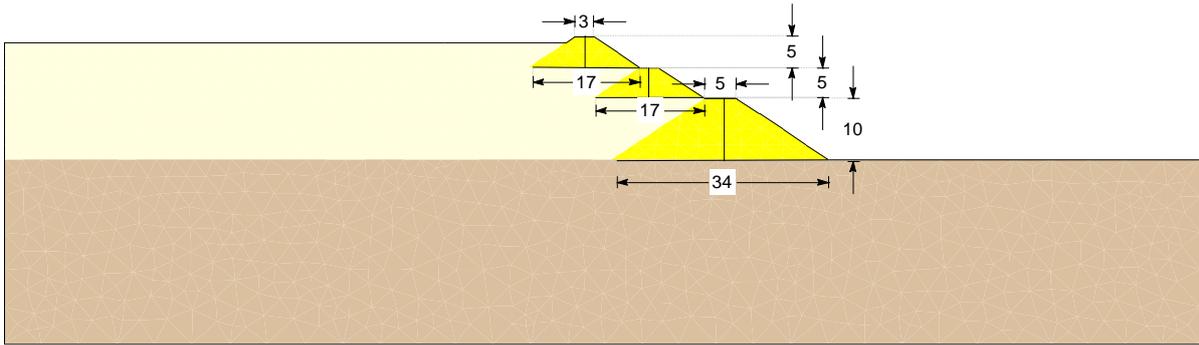


Figura 3.1 – Modelo geométrico – Sem reforço.

Construiu-se um reforço a jusante da barragem, conforme preconizado pela Agência Nacional de Mineração na Resolução ANM nº 04/2019, a fim de reduzir ou eliminar o risco de liquefação e o dano potencial associado, para então descaracterizar a estrutura. Nessa condição em que foi construído o reforço, o modelo geométrico é o apresentado na Figura 3.2. O reforço possui altura de 15,0 m, berma de 23 m e inclinação de 1,5 H:1,0V.

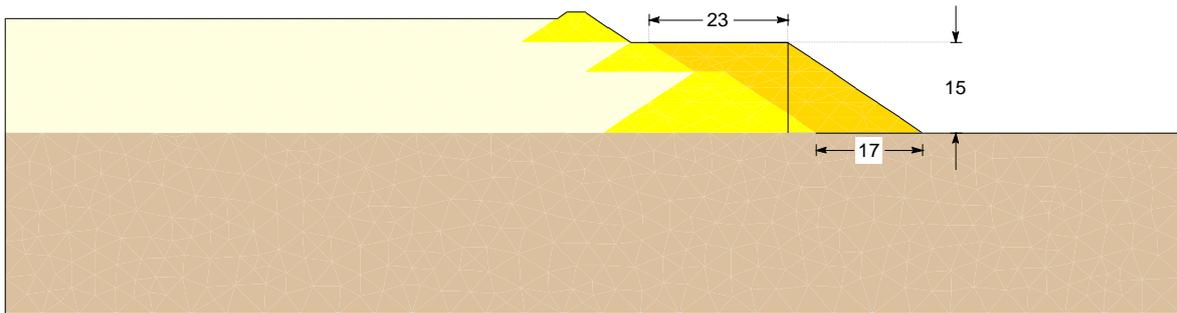


Figura 3.2 - Modelo geométrico – Com reforço.

3.4.2- CONDIÇÕES DE CONTORNO E MALHA

Nas Figura 3.3 e Figura 3.4 é apresentada a malha utilizada no modelo, com a geometria sem o reforço e com o reforço.

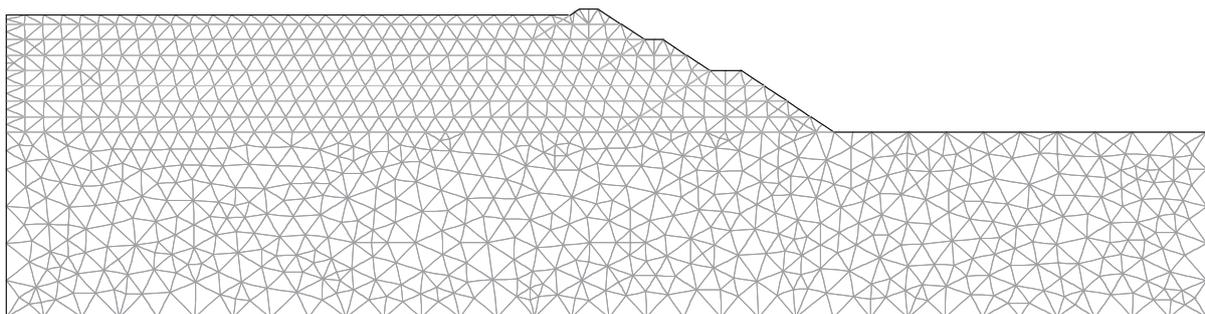


Figura 3.3 – Malha – Sem reforço.

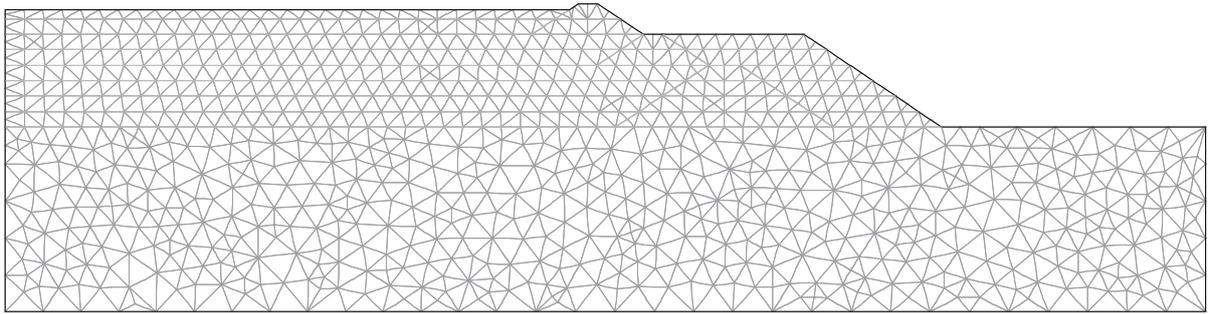


Figura 3.4 – Malha – Com reforço.

Foram aplicadas condições de contorno no modelo, para as laterais foram restritos os deslocamentos horizontais e na parte inferior foram restritos os deslocamentos horizontais e verticais (Figura 3.5 e Figura 3.6).

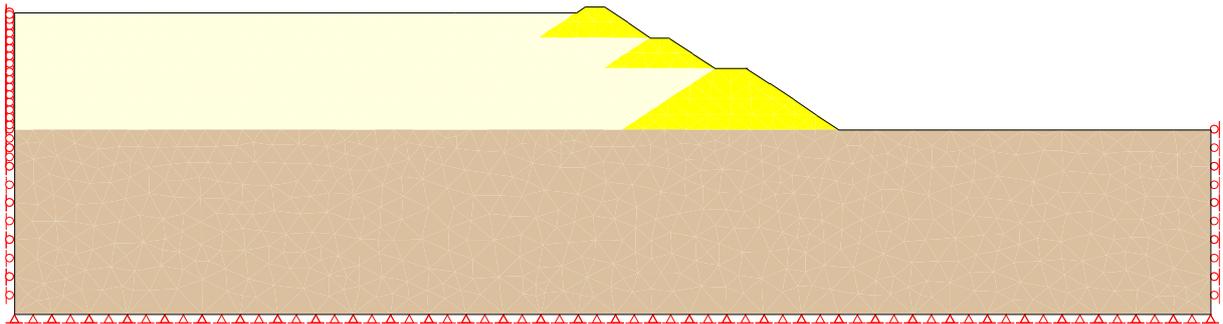


Figura 3.5 - Condições de contorno – Deslocamentos – Sem reforço.

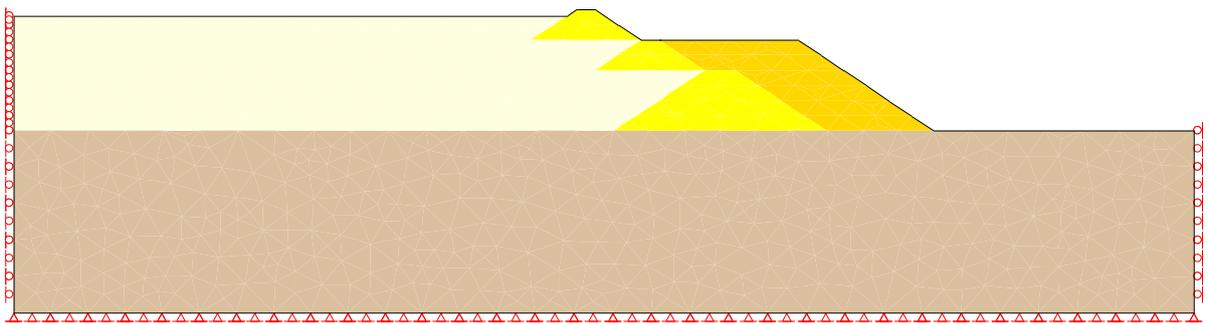


Figura 3.6 - Condições de contorno – Deslocamentos – Com reforço.

Quanto as condições de fluxo, foi aplicada uma carga a montante na lateral, pressão zero na parte superior e no pé do maciço e pressão zero ou vazão zero na face dos alteamentos e do dique de partida (Figura 3.7 e Figura 3.8).

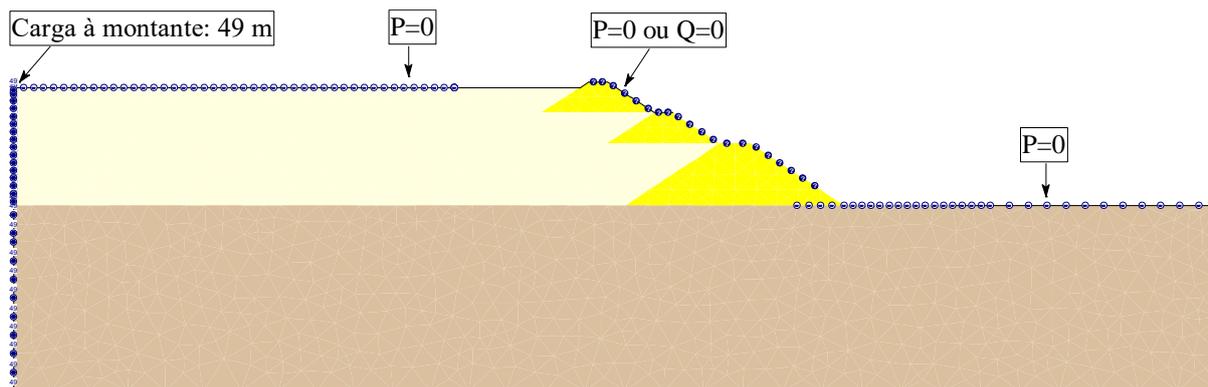


Figura 3.7 - Condições de contorno – Hidráulicas – Sem reforço.

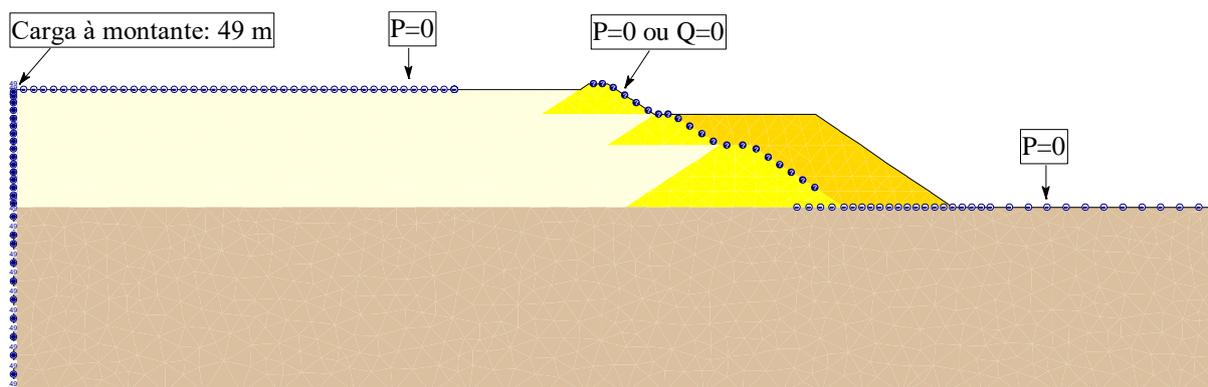


Figura 3.8 - Condições de contorno – Hidráulicas – Com reforço.

3.4.3- ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Com o intuito de analisar a influência da variação do parâmetro de estado (Ψ) no rejeito, foram realizadas análises de sensibilidade. Considerou-se parâmetros de estado no intervalo de 0,065 a -0,02, visto que para a calibração do modelo para a condição não drenada foi utilizado um parâmetro de estado de 0,065 e para a condição drenado de -0,02, diante disso avaliou a influência do parâmetro de estado nesse intervalo. Dessa forma, na Tabela 3.2 são apresentados os cenários considerados nas análises de sensibilidade para cada gatilho de liquefação simulado.

Tabela 3.2 – Parâmetros de estado - Rejeito.

Parâmetro de estado (ψ)
0,065
0,04
0,02
0
-0,02

Destaca-se que o parâmetro de estado permite definir o comportamento do solo em termos de deformação quando cisalhado, ou seja, se o solo tenderá a dilatar, nos casos em que o parâmetro de estado é negativo, ou contrair, quando esse é positivo. Visto que os solos mais propensos à ocorrência de liquefação apresentam um comportamento contrátil (Been et. al., 2009), quanto maior o parâmetro de estado, o material estará mais sujeito a liquefação.

3.4.4- ETAPAS DE CONSTRUÇÃO

Na Tabela 3.3 são apresentadas as etapas de construção consideradas para a barragem. São 17 etapas até a finalização dos alteamentos a montante, após isso foi realizada a construção do reforço que ocorreu em 6 etapas.

Tabela 3.3 – Etapas de construção.

Etapa	Descrição	Modelo Constitutivo	Modelo
1	Fundação	Mohr Coulomb	
2	Maciço inicial 1/4	Mohr Coulomb	
3	Maciço inicial 2/4	Mohr Coulomb	
4	Maciço inicial 3/4	Mohr Coulomb	
5	Maciço inicial 4/4	Mohr Coulomb	

Etapa	Descrição	Modelo Constitutivo	Modelo
6	Enchimento do reservatório 1/8	Mohr Coulomb	
7	Enchimento do reservatório 2/8	Mohr Coulomb	
8	Enchimento do reservatório 3/8	Mohr Coulomb	
9	Enchimento do reservatório 4/8	Mohr Coulomb	
10	Construção do primeiro alteamento a montante 1/2	Mohr Coulomb	
11	Construção do primeiro alteamento a montante 2/2	Mohr Coulomb	
12	Enchimento do reservatório 5/8	Mohr Coulomb	
13	Enchimento do reservatório 6/8	Mohr Coulomb	

Etapa	Descrição	Modelo Constitutivo	Modelo
14	Construção do segundo alteamento a montante 1/2	Mohr Coulomb	
15	Construção do segundo alteamento a montante 2/2	Mohr Coulomb	
16	Enchimento do reservatório 7/8	Mohr Coulomb	
17	Enchimento do reservatório 8/8	Mohr Coulomb	
18	Construção do reforço 1/6	Mohr Coulomb	
19	Construção do reforço 2/6	Mohr Coulomb	
20	Construção do reforço 3/6	Mohr Coulomb	
21	Construção do reforço 4/6	Mohr Coulomb	

Etapa	Descrição	Modelo Constitutivo	Modelo
22	Construção do reforço 5/6	Mohr Coulomb	
23	Construção do reforço 6/6	Mohr Coulomb	

Destaca-se que para analisar a utilização dos parâmetros do modelo *Norsand* no rejeito durante as etapas da construção da estrutura, foi simulado um ensaio oedométrico no RS2 e plotado o gráfico $p' \times q$, a fim de verificar o comportamento do coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

Nas Figura 3.9 e Figura 3.10 são apresentadas as superfícies freáticas consideradas para a barragem sem reforço e com reforço, respectivamente.

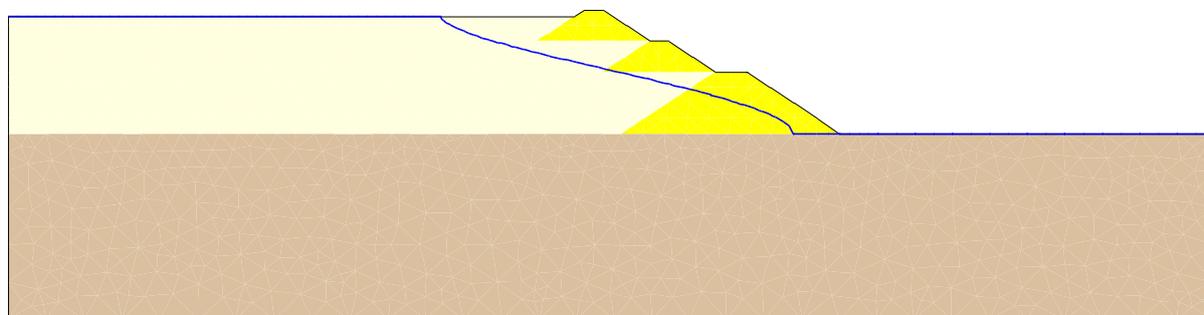


Figura 3.9 – Superfície freática considerada na barragem com o reforço.

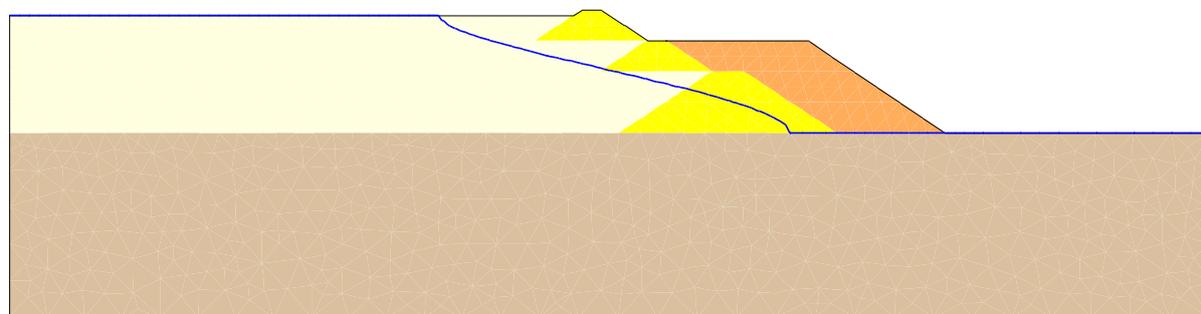


Figura 3.10 – Superfície freática considerada na barragem com o reforço.

3.5 - ANÁLISE DOS GATILHOS DE LIQUEFAÇÃO

Conforme mencionado no item 2.2.3 que o fenômeno de liquefação consiste na redução significativa da resistência ao cisalhamento do solo sujeito a carregamento não drenado, devido ao excesso de poropressão gerado (Been *et. al.*, 2009), para as análises dos gatilhos de liquefação foi considerado um comportamento não drenado para o rejeito. Para melhor representar o comportamento do rejeito aplicou-se o modelo constitutivo *Norsand* para esse material. Destaca-se que para o maciço e fundação aplicou-se o modelo Mohr-Coulomb.

Para a interpretação do comportamento da estrutura monitorou-se pontos de interesse ao longo das simulações. Com isso plotou-se as trajetórias de tensões (gráficos $p' \times q$) a fim de auxiliar na interpretação da evolução da liquefação, visto que a redução significativa da resistência ao cisalhamento (Been *et. al.*, 2009) e a redução da tensão efetiva devido ao aumento do excesso de poropressão (Sternik, 2014), são características da ocorrência de liquefação.

Além disso, avaliou-se a taxa de tensão normalizada (η/M_θ) que é equivalente ao inverso do fator de segurança local (Jefferies & Been, 2016), ou seja, quando η/M_θ tende à unidade é uma indicação de ruptura localizada.

As seguintes equações foram utilizadas para a definição do η/M_θ :

$$\eta = \frac{q}{p'} \quad (3.1)$$

$$M_\theta = M_{tc} - \frac{M_{tc}^2}{3+M_{tc}} \cos\left(\frac{3\theta}{2} + \frac{\pi}{4}\right) \quad (3.2)$$

sendo η a razão de resistência, q a tensão desviadora, p' a tensão efetiva média, M_θ a envoltória de resistência no estado crítico, em função do ângulo de Lode (θ) e M_{tc} a inclinação da linha de estado crítico no plano $p' \times q$.

3.5.1- RUPTURA PELO DIQUE INICIAL E ALTEAMENTOS

Para as análises realizadas a fim de verificar o gatilho de liquefação no rejeito provocado por um possível deslocamento do dique inicial e alteamentos, foi aplicada a metodologia de redução de resistência, a fim de induzir o deslocamento. Visto que para o dique inicial e os alteamentos foram mantidos os parâmetros do modelo Mohr-Coulomb, reduziu-se a coesão e o ângulo de atrito dos materiais até ocorrer uma não convergência do tipo força e energia absolutas (Figura 3.11) nas análises, indicando assim uma ruptura.

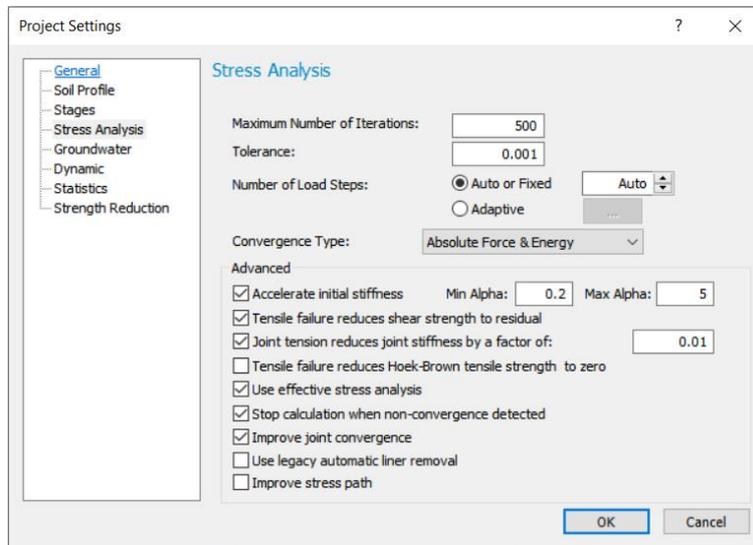


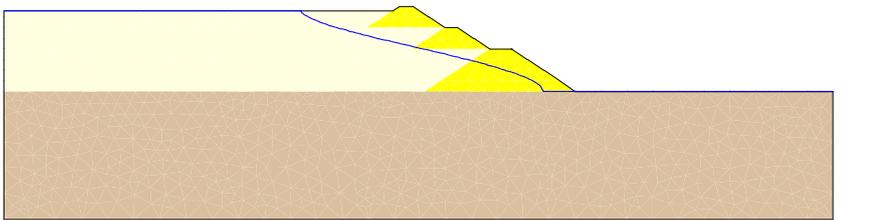
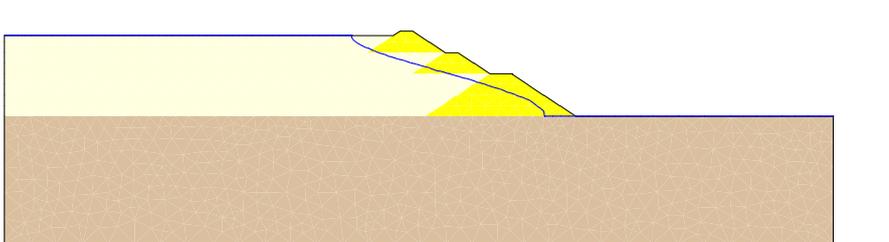
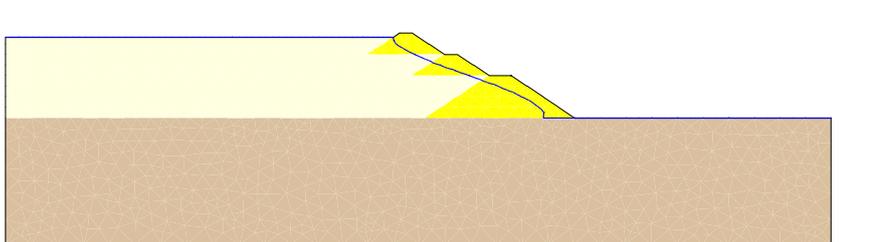
Figura 3.11 – Opções para configuração – Tipo de convergência.

As análises foram realizadas considerando diferentes parâmetros de estado para o rejeito, uma vez que para esse material utilizou-se o modelo constitutivo *Norsand*.

3.5.2- ELEVAÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA

A elevação do nível de água no reservatório das barragens de rejeitos a montante pode ser um gatilho de liquefação estática. Para simulação desse gatilho foram avaliadas três possíveis posições do nível de água no reservatório, conforme ilustrado na Tabela 3.4. Além disso, verificou-se a influência no resultado alterando o parâmetro de estado do rejeito.

Tabela 3.4 – Elevação do nível de água.

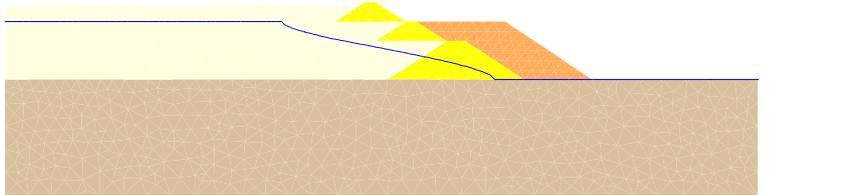
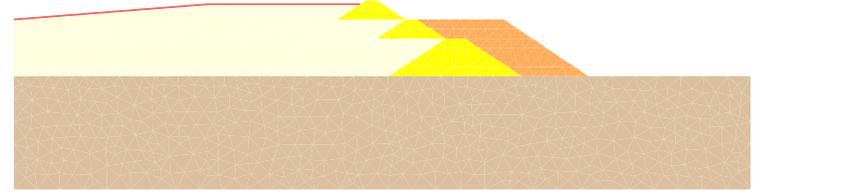
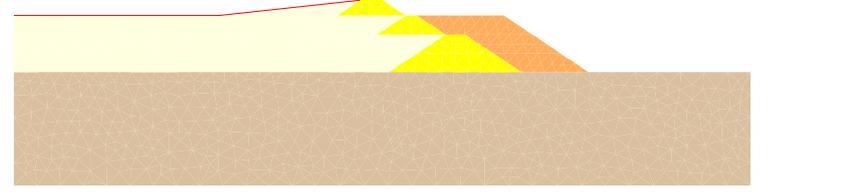
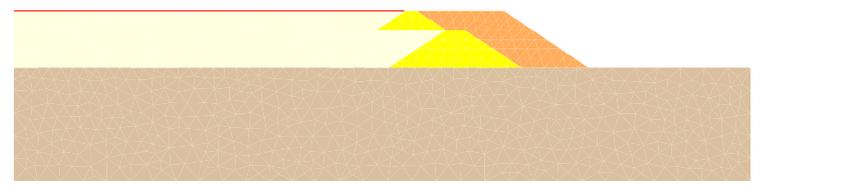
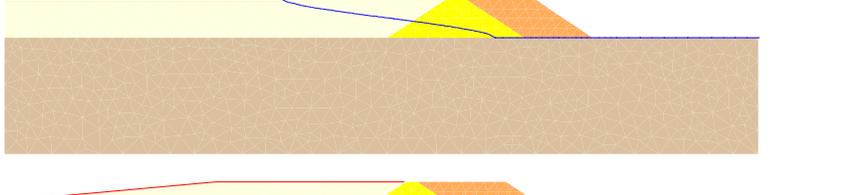
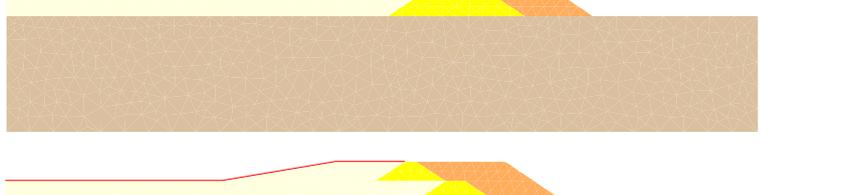
Descrição	Elevação do nível de água
Nível de água 1	 <p>Diagrama de elevação do nível de água 1. Mostra um perfil de terreno com uma barragem no topo. A área superior é amarela e a inferior é marrom. Uma linha azul indica o nível de água, que está mais elevado no lado da barragem e desce para o lado direito.</p>
Nível de água 2	 <p>Diagrama de elevação do nível de água 2. Similar ao anterior, mas a linha azul que representa o nível de água está mais baixa, indicando uma redução no nível de água.</p>
Nível de água 3	 <p>Diagrama de elevação do nível de água 3. A linha azul que representa o nível de água está ainda mais baixa, mostrando a continuação da redução do nível de água.</p>

3.5.3- ESCAVAÇÃO DO RESERVATÓRIO E ALTEAMENTOS

Para a descaracterização do reservatório e alteamentos a montante, construiu-se um reforço a jusante da barragem, para reduzir o risco de liquefação.

Foram simuladas duas etapas de rebaixamento do nível de água na condição drenada, visto que à medida que a escavação avança a superfície freática é alcançada. Quanto a escavação, o avanço foi realizado de montante para jusante e foi simulada em 6 etapas considerando a condição não drenada, conforme apresentado na Tabela 3.5. Ressalta-se que para essa simulação analisou-se apenas o rejeito no estado mais fofo, com parâmetro de estado de 0,065, por ser a condição mais crítica para a escavação.

Tabela 3.5 – Etapas de escavação.

Descrição	Etapas de escavação
Rebaixamento 1 Drenado	
Escavação 1 Não drenado	
Escavação 2 Não drenado	
Escavação 3 Não drenado	
Rebaixamento 2 Drenado	
Escavação 4 Não drenado	
Escavação 5 Não drenado	
Escavação 6 Não drenado	

4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão discutidos os resultados obtidos para a obtenção dos parâmetros do modelo constitutivo *Norsand*, a influência da utilização do *cap softening* nas análises e a verificação do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) para verificar a utilização do *Norsand* para o rejeito nas etapas de construção da estrutura.

Além disso, serão discutidos os resultados obtidos nas análises numéricas realizadas para o estado atual da estrutura, sem reforço e para o processo de descaracterização, que consiste na construção do reforço, considerando o modelo Mohr Coulomb e a condição drenada e não drenada.

Serão simulados gatilhos de liquefação, considerando o modelo constitutivo *Norsand* para o rejeito na condição não drenada. Para isso serão realizadas simulação de ruptura pelo dique inicial e/ou alteamentos, simulação de elevação do nível de água e de escavação.

4.1 - *NORSAND*

A seguir é apresentada a influência da variação dos parâmetros na calibração do modelo *Norsand*, a calibração do modelo a fim de definir os parâmetros utilizados nas análises numéricas e a verificação da utilização do termo adicional nas análises.

4.1.1.1 - INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS

Verificou a influência da variação dos parâmetros, partindo de valores próximos e dentro dos intervalos obtidos por Shuttle e Jefferies (2005): N em um intervalo de 0,2 a 0,5, do H variando de 55 a 500 e do χ_{tc} variando de 1 a 5, a fim de auxiliar na calibração do modelo. Para isso a trajetória de tensões realizada foi a de Compressão Triaxial Convencional (CTC) com uma tensão confinante de 100 kPa, conforme apresentada na Figura 4.1.

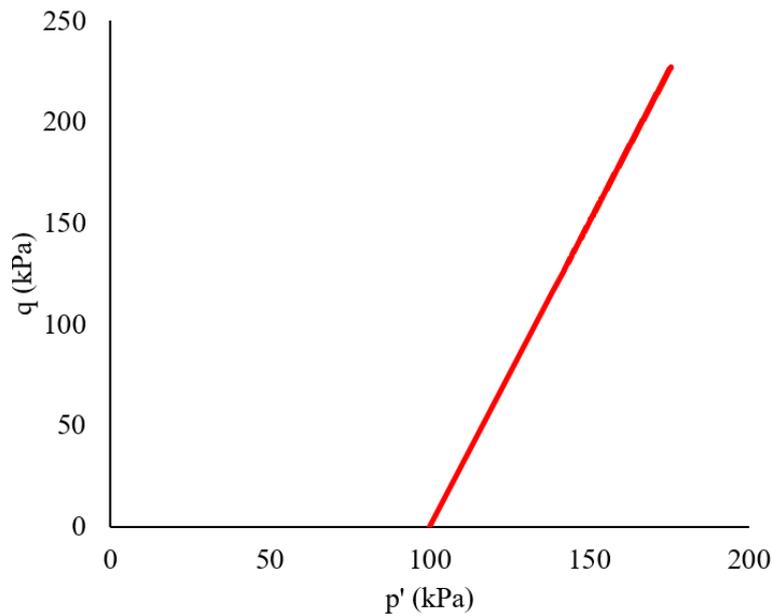


Figura 4.1 – Trajetória de tensão.

Da Figura 4.2 a Figura 4.4 são apresentados os gráficos e os respectivos parâmetros analisados. Ressalta-se que os demais parâmetros utilizados para a obtenção dos resultados são os apresentados na coluna de calibração na Tabela 4.1.

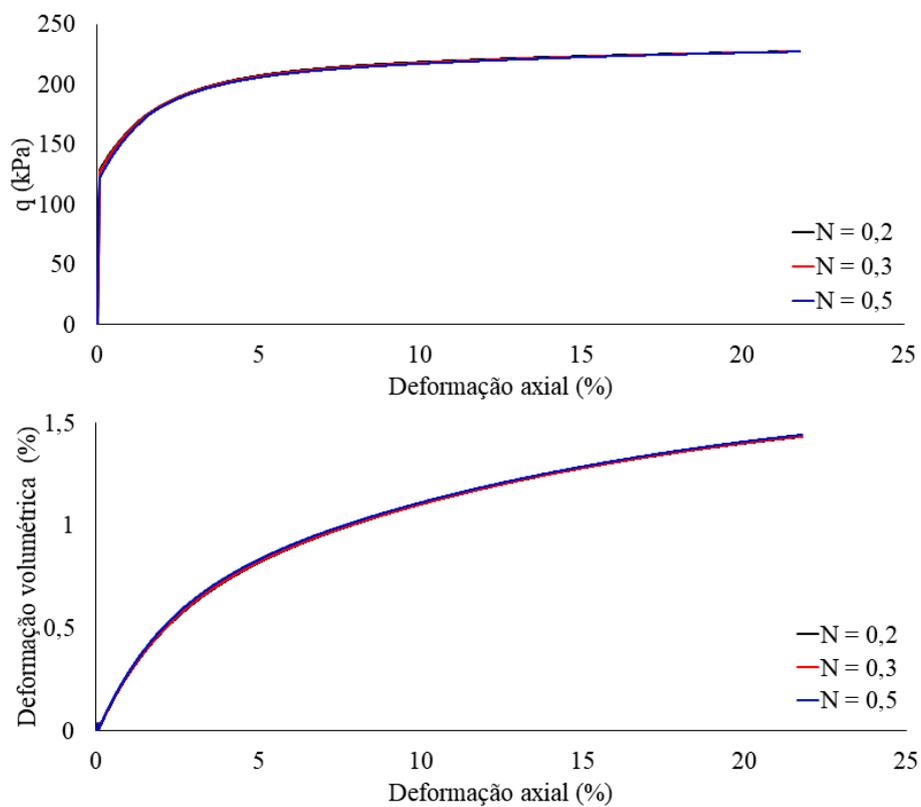


Figura 4.2 – Influência do parâmetro N.

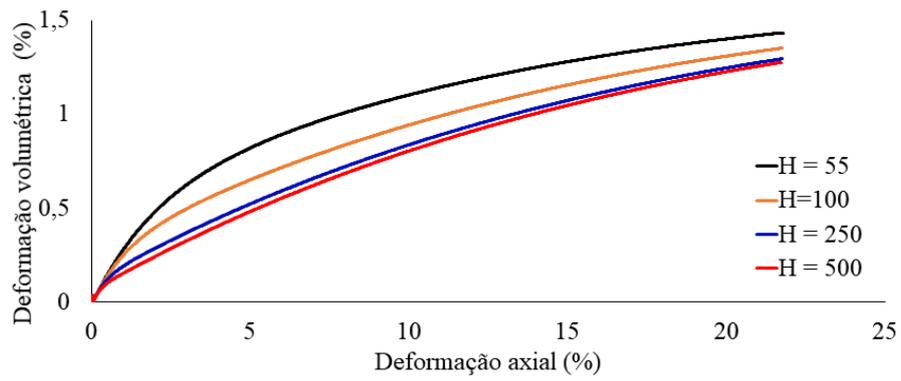
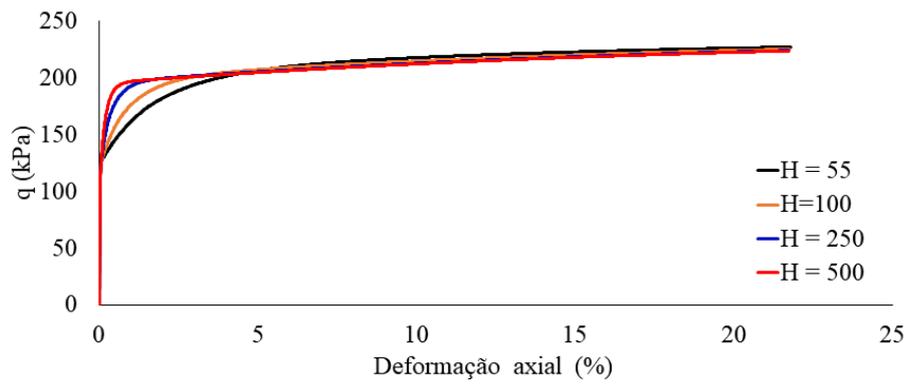


Figura 4.3 – Influência do parâmetro H.

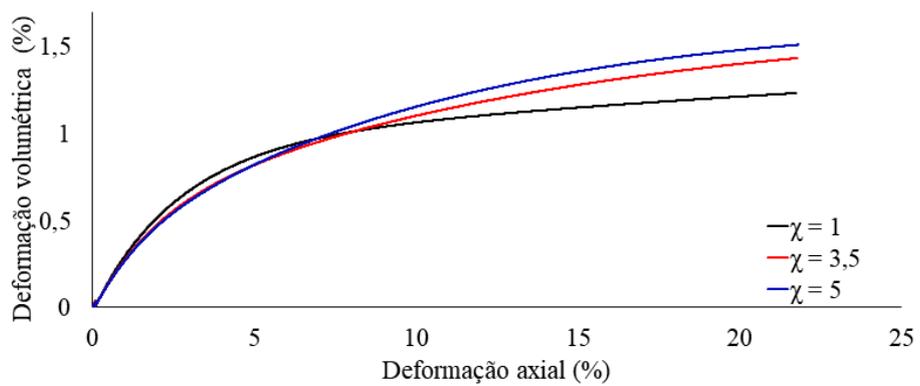
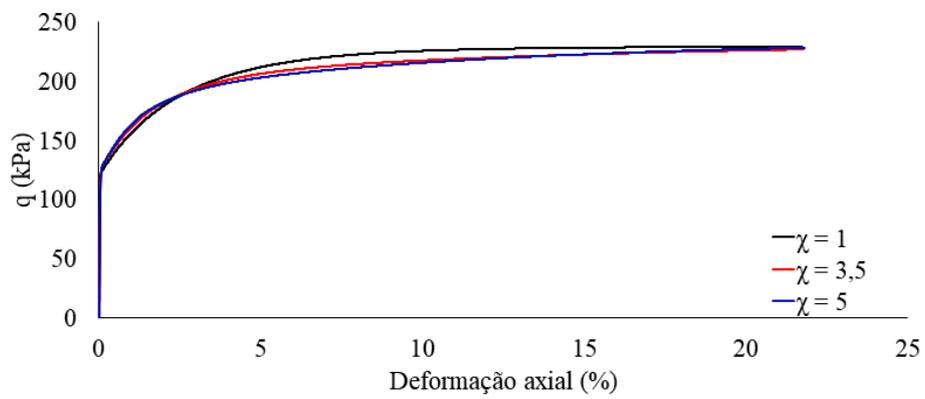


Figura 4.4 – Influência do parâmetro χ .

Observa-se que a variação do N não possui influência significativa nos resultados apresentados, enquanto a variação do H indica que quanto maior o valor adotado observa-se uma rigidez maior no gráfico de tensão x deformação e uma menor variação volumétrica, comportamento semelhante ao apresentado por Jefferies & Been (2016) e ilustrado no item 2.4.

Em relação a variação da influência do χ , verificou-se também um comportamento similar ao apresentado por Jefferies & Been (2016) e ilustrado no item 2.4, em que houve pouca alteração no gráfico tensão x deformação e uma maior influência no gráfico deformação axial x deformação volumétrica, em que quanto menor o parâmetro menor a deformação volumétrica resultante.

4.1.1.2 - DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS

Para a determinação dos parâmetros Γ , M_{tc} e λ , foram plotados os gráficos p' x q , que permite determinar o parâmetro M_{tc} , e p' x e que possibilita a determinação dos parâmetros Γ e λ . Para isso foram utilizados os resultados de ensaios triaxiais CID e CIU realizados com amostras de rejeito. Nas Figura 4.5 e Figura 4.6 são apresentados os gráficos mencionados.

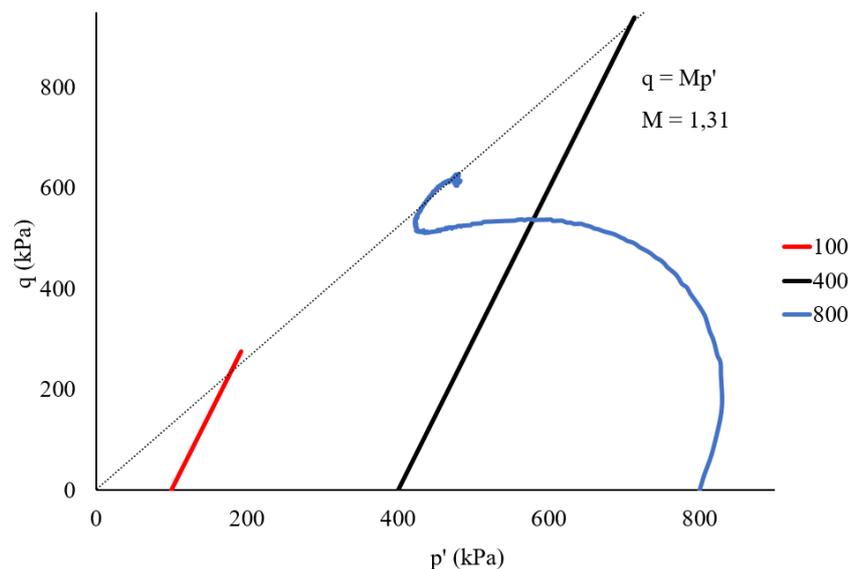


Figura 4.5 - Parâmetro M_{tc} .

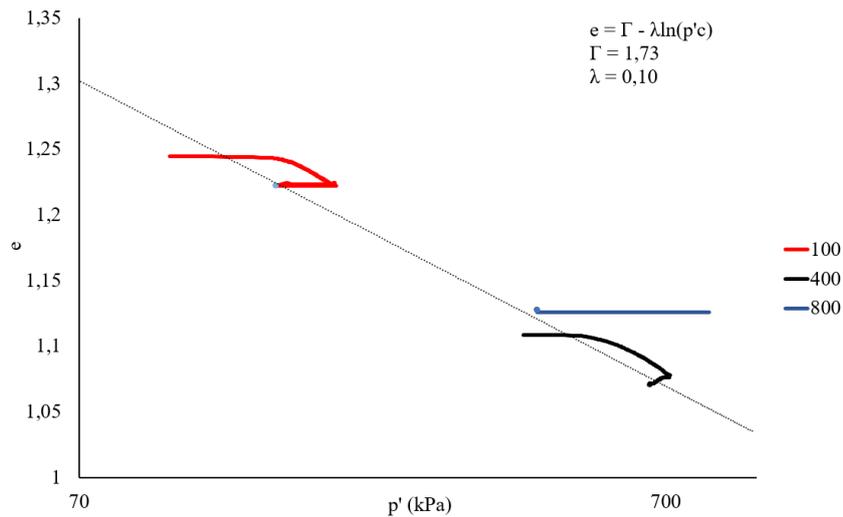


Figura 4.6 – Parâmetros Γ e λ .

Destaca-se que para a calibração dos parâmetros são necessários pelo menos três ensaios triaxiais para determinar 5 (Γ , λ , M_{tc} , N e χ_{tc}) dos 8 parâmetros que constituem o modelo constitutivo *Norsand*. Os ensaios devem ser realizados na condição não drenada (CIU) e na condição drenada (CID), sendo para esse caso o ensaio realizado em uma amostra densa e outro em uma amostra fofa (Jefferies e Been, 2016).

No entanto, para a calibração aqui apresentada utilizou-se apenas ensaios realizados na condição não drenada a 800 kPa e na condição drenada com amostra fofa a 100 kPa e a 400 kPa, possibilitando apenas a determinação do Γ , M_{tc} e λ .

Da Figura 4.7 a Figura 4.9 é apresentada a calibração do modelo constitutivo *Norsand* para o ensaio triaxial drenado e não drenado, respectivamente. Os seguintes gráficos foram realizados para comparações entre os resultados do ensaio e da calibração: Deformação axial x Tensão desviadora, Deformação axial x Deformação volumétrica, Tensão média efetiva x Tensão desviadora e Tensão média efetiva x índice de vazios.

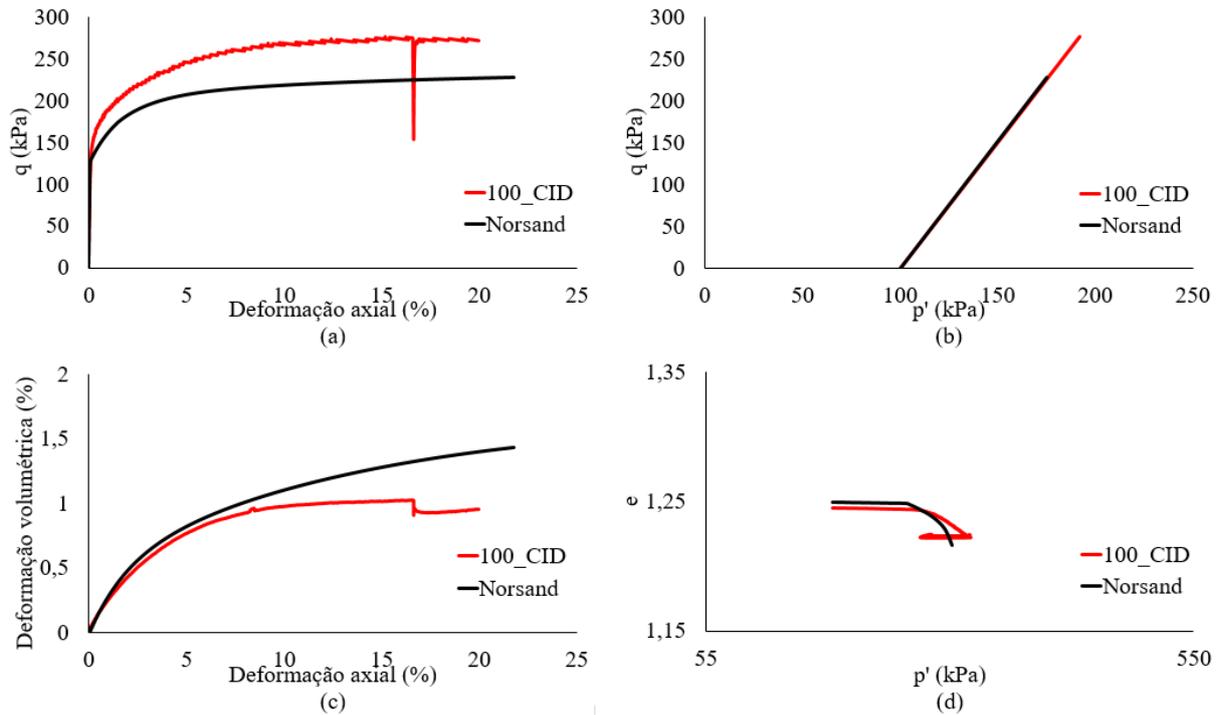


Figura 4.7 – Calibração do ensaio triaxial drenado (CID) a 100 kPa utilizando $\psi = -0,02$: (a) Deformação axial x Tensão cisalhante; (b) Tensão efetiva x Tensão cisalhante; (c) Deformação axial x Deformação volumétrica e (d) Tensão efetiva x índice de vazios.

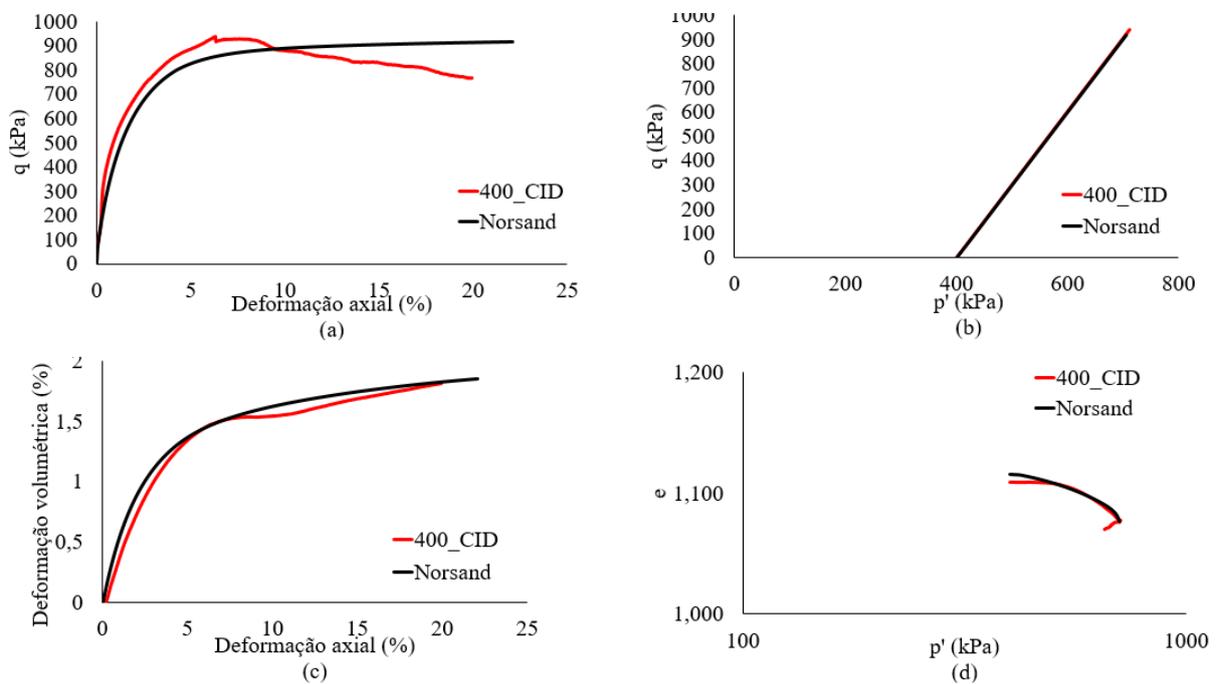


Figura 4.8 – Calibração do ensaio triaxial drenado (CID) a 400 kPa utilizando $\psi = -0,015$: (a) Deformação axial x Tensão cisalhante; (b) Tensão efetiva x Tensão cisalhante; (c) Deformação axial x Deformação volumétrica e (d) Tensão efetiva x índice de vazios.

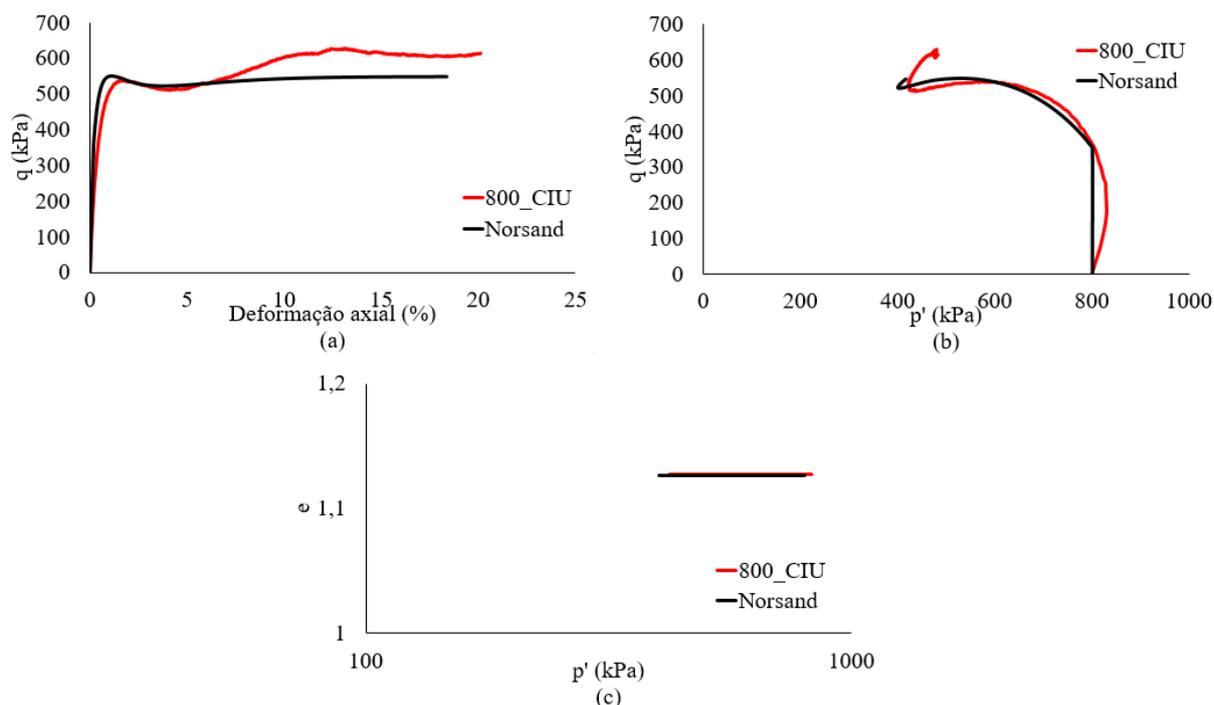


Figura 4.9 – Calibração do ensaio triaxial não drenado (CIU) a 800 kPa utilizando $\psi = 0,065$: (a) Deformação axial x Tensão cisalhante; (b) Tensão efetiva x Tensão cisalhante; e (c) Tensão efetiva x índice de vazios.

Na Tabela 4.1 são apresentados os intervalos de valores dos bancos de dados de Shuttle e Jefferies (2005), os dados obtidos por meio dos ensaios triaxiais analisados e o valor final adotado na calibração.

Tabela 4.1 – Parâmetros *Norsand*.

Parâmetro	Intervalo de valores de (Shuttle e Jefferies, 2005)	Ensaio triaxial	Calibração
Γ	0,9 - 1,4	1,73	1,73
λ	0,01 - 0,07	0,1	0,1
M_{tc}	1,2 - 1,5	1,31	1,31
N	0,2 - 0,45	-	0,3
H	50 - 500	-	55
χ_{tc}	2,5 - 4,5	-	3,5
I_r	100 - 800	-	650
n	-	-	1

Parâmetro	Intervalo de valores de (Shuttle e Jefferies, 2005)	Ensaio triaxial	Calibração
v	0,1-0,3	-	0,2
OCR	-	-	1,2 - 3,0
Ψ	-	-	-0,02 – 0,065

Verifica-se que os parâmetros Γ e λ estão fora do intervalo dos valores apresentados por Jefferies e Been (2005), no entanto ressalta-se que isso pode ser devido ao comportamento do rejeito analisado ser diferente do material analisado para a determinação desses intervalos.

Destaca-se que para a calibração do modelo os valores obtidos a partir das análises dos ensaios triaxiais para os parâmetros Γ , λ e M_{tc} foram mantidos constantes.

Ressalta-se que devido à ausência de ensaios triaxiais na condição drenada (CID), só foi possível determinar os parâmetros Γ , λ e M_{tc} . Diante disso, verifica-se que o ideal é a realização de ensaios triaxiais drenados e não drenados a fim de determinar mais parâmetros.

Para os demais parâmetros, que devido à ausência de ensaios como o ensaio triaxial drenado com amostra densa, foram determinados por melhor ajuste dentre os intervalos de valores indicados por Shuttle e Jefferies (2005), verificando qual valor resultaria em uma melhor calibração do modelo constitutivo *Norsand*.

Nas análises numéricas realizadas em que o modelo constitutivo para o rejeito foi o *Norsand*, utilizou-se os parâmetros apresentados na Tabela 4.1. Para o OCR considerou-se que a condição do material de campo corresponde a um coeficiente de pré-adensamento (OCR) de 1.

4.1.2- CAP SOFTENING

Ao considerar o comportamento do material não drenado, em que há um decréscimo de p' , a lei de endurecimento necessita de um termo adicional (cap softening), para melhor representar a perda de resistência de materiais contráteis na condição não drenada. Esse termo adicional impede que a trajetória de tensões ultrapasse o cap interno, conforme relatado por Jefferies & Been (2016).

No RS2 da Rocscience, *software* utilizado para realização das análises numéricas, há a opção de selecionar o termo adicional mencionado. Dessa forma, a fim de verificar a influência

no comportamento tensão deformação e na trajetória de tensões de ensaios triaxiais não drenados, foram realizadas as análises com o termo adicional ativado e desativado, para diferentes tensões confinantes (100 kPa, 150 kPa e 200 kPa), conforme apresentado na Figura 4.10.

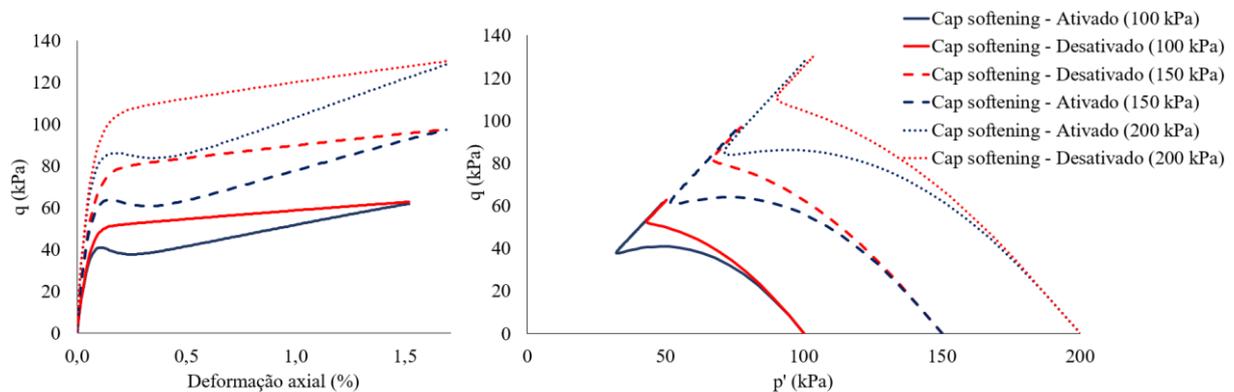


Figura 4.10 – Influência do cap softening no ensaio triaxial não drenado (CIU).

Verifica-se que com o termo adicional ativado (azul) a perda de resistência é maior, ou seja, há uma perda repentina da resistência ao cisalhamento. Nota-se, portanto, a presença de um pico e logo após a perda de resistência. Ao observar a trajetória de tensões com o termo adicional desativado (vermelho) percebe-se que o material não apresenta a redução de resistência esperada, característica da liquefação.

Diante disso, o termo adicional foi ativado nas análises numéricas em que o comportamento do rejeito é não drenado.

Observa-se ainda que no gráfico p' x q apresentado na Figura 3.1, as amostras de rejeito, que constituem o reservatório da estrutura analisada neste trabalho, simuladas no RS2 com diferentes condições de confinamento inicial (100 kPa, 150 kPa e 200 kPa) formam uma linha designada por “superfície de colapso” (Sladen et al., 1985) ou “linha de instabilidade” (Lade, 1992), em que o solo colapsa quando a razão de resistência (η) ultrapassa a razão de resistência na instabilidade (η_L) (Jefferies & Been, 2016).

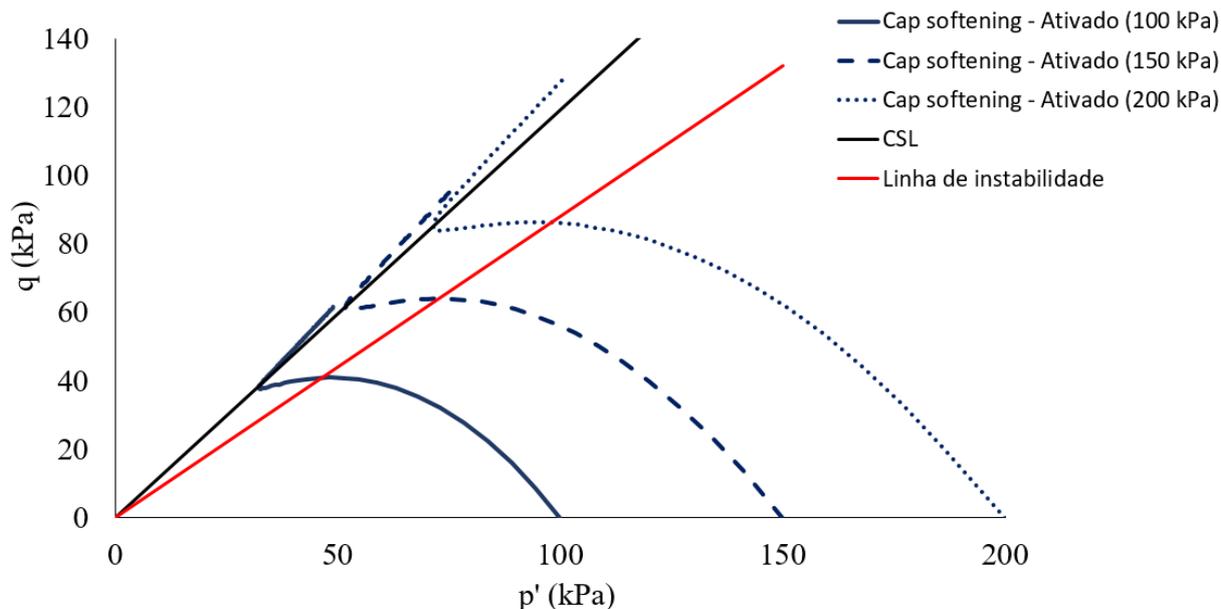


Figura 4.11 – Linha de instabilidade.

4.1.3- COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO (K_0)

Ao simular o ensaio oedométrico no RS2, tanto para uma análise axissimétrica quanto deformação plana, considerando OCR de 1 e 2 e material na condição drenada, verificou-se o comportamento ilustrado na Figura 4.12.

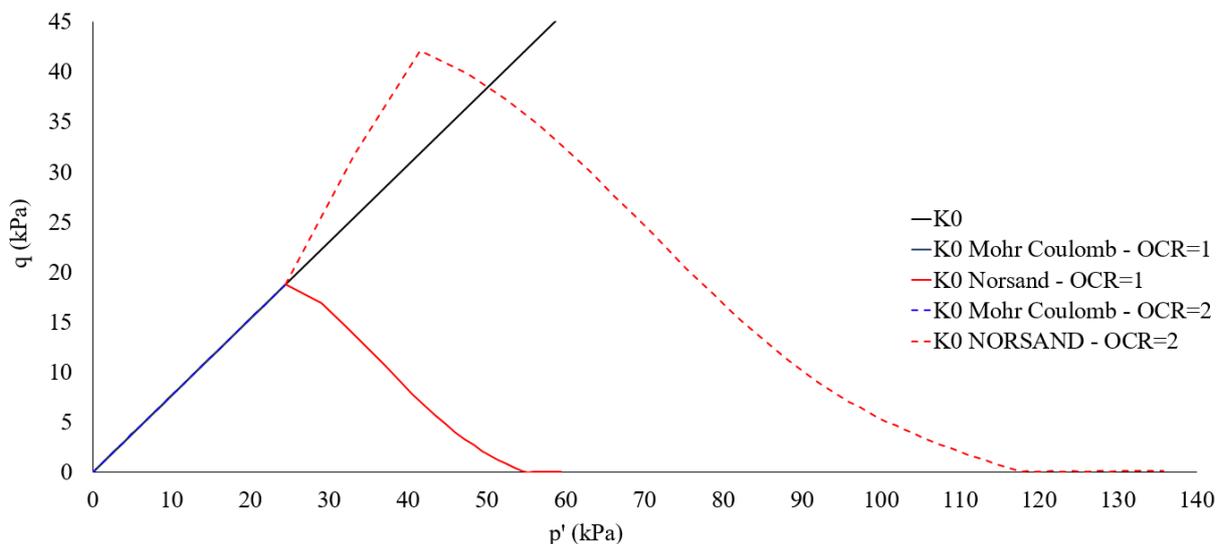


Figura 4.12 – Trajetória de tensões no plano $p' \times q$.

Verifica-se que o K_0 para a situação em que os parâmetros *Norsand* são utilizados no material (vermelho), tende a 1. Diante disso, nas etapas de construção foi utilizado o modelo

de Mohr Coulomb, sendo o modelo constitutivo de *Norsand* considerado, apenas, na etapa após a finalização da construção da estrutura.

4.2 - ANÁLISES NUMÉRICAS

A seguir são apresentadas as análises numéricas realizadas para avaliação do comportamento da estrutura, em seu estado atual e com reforço utilizando o modelo Mohr-Coulomb e simulando os gatilhos de liquefação considerando o Modelo *Norsand*.

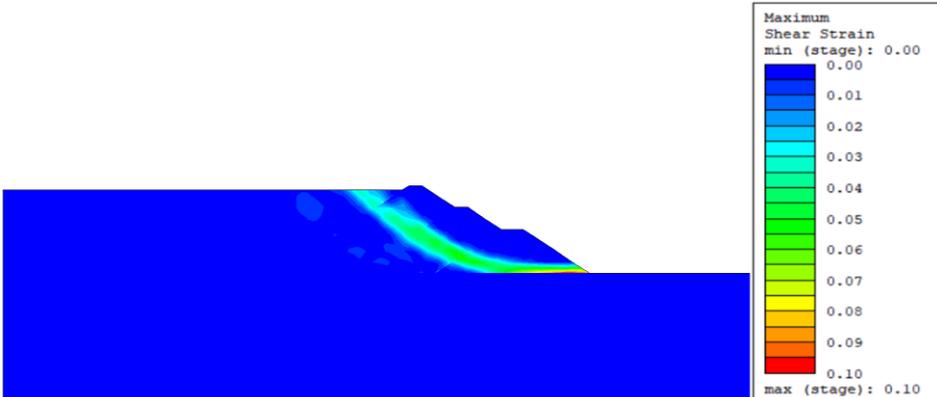
4.2.1- ESTADO ATUAL – MOHR COULOMB

As análises apresentadas neste item para a situação atual da barragem foram realizadas considerando o modelo Mohr Coulomb. Considerou-se três condições: condição drenada, condição não drenada apenas para o rejeito e condição não drenada para o rejeito e os maciços. Ressalta-se que foi assumido que a fundação é composta por material competente.

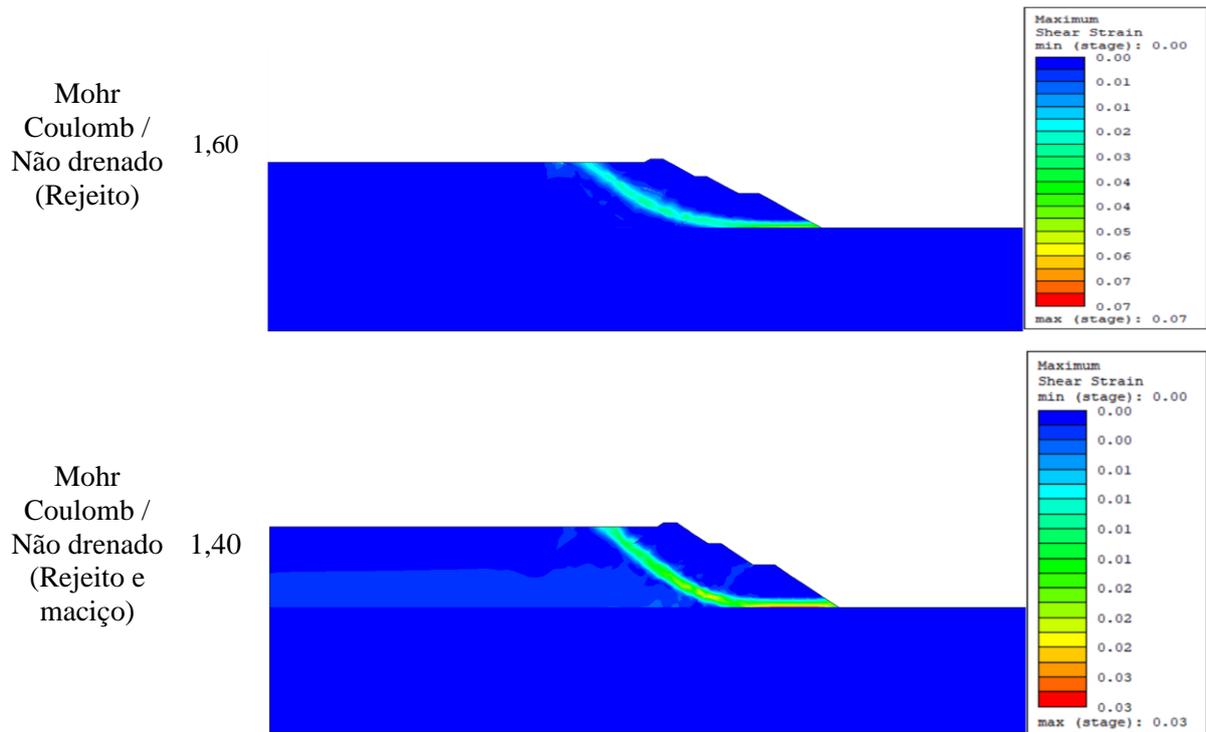
Na Tabela 4.2 são apresentadas as deformações cisalhantes para as condições analisadas. Ao comparar a condição em que todos os materiais são drenados com a condição em que apenas o rejeito é não drenado o SRF obtido de 1,60 é semelhante para ambas situações.

Quando o rejeito e o maciço estão não drenados verifica-se que é atingido um SRF de 1,40, menor do que o obtido para as duas situações mencionadas anteriormente (drenada e apenas o rejeito não drenado). Observa-se que para as três situações o mecanismo de ruptura é igual, passando pelo dique inicial da estrutura.

Tabela 4.2 – Deformação cisalhante.

Modelo / Descrição	SRF	Deformação cisalhante
Mohr Coulomb / Drenado	1,60	

Modelo / Descrição	SRF	Deformação cisalhante
-----------------------	-----	-----------------------



Na Tabela 4.3 são apresentados os deslocamentos totais da estrutura resultando em deslocamentos no maciço variando de 0,45 m a 0,14 m. Verifica-se que o maior deslocamento não ocorre necessariamente para um SRF menor, visto que a estrutura pode romper antes de atingir o deslocamento máximo observado para as outras condições.

Na Tabela 4.4 é ilustrado o excesso de poropressão para as situações não drenadas, observa-se que é gerado um excesso de poropressão no rejeito, e na condição em que o maciço também se encontra não drenado o excesso de poropressão ocorre nessa região.

Tabela 4.3 – Deslocamento total.

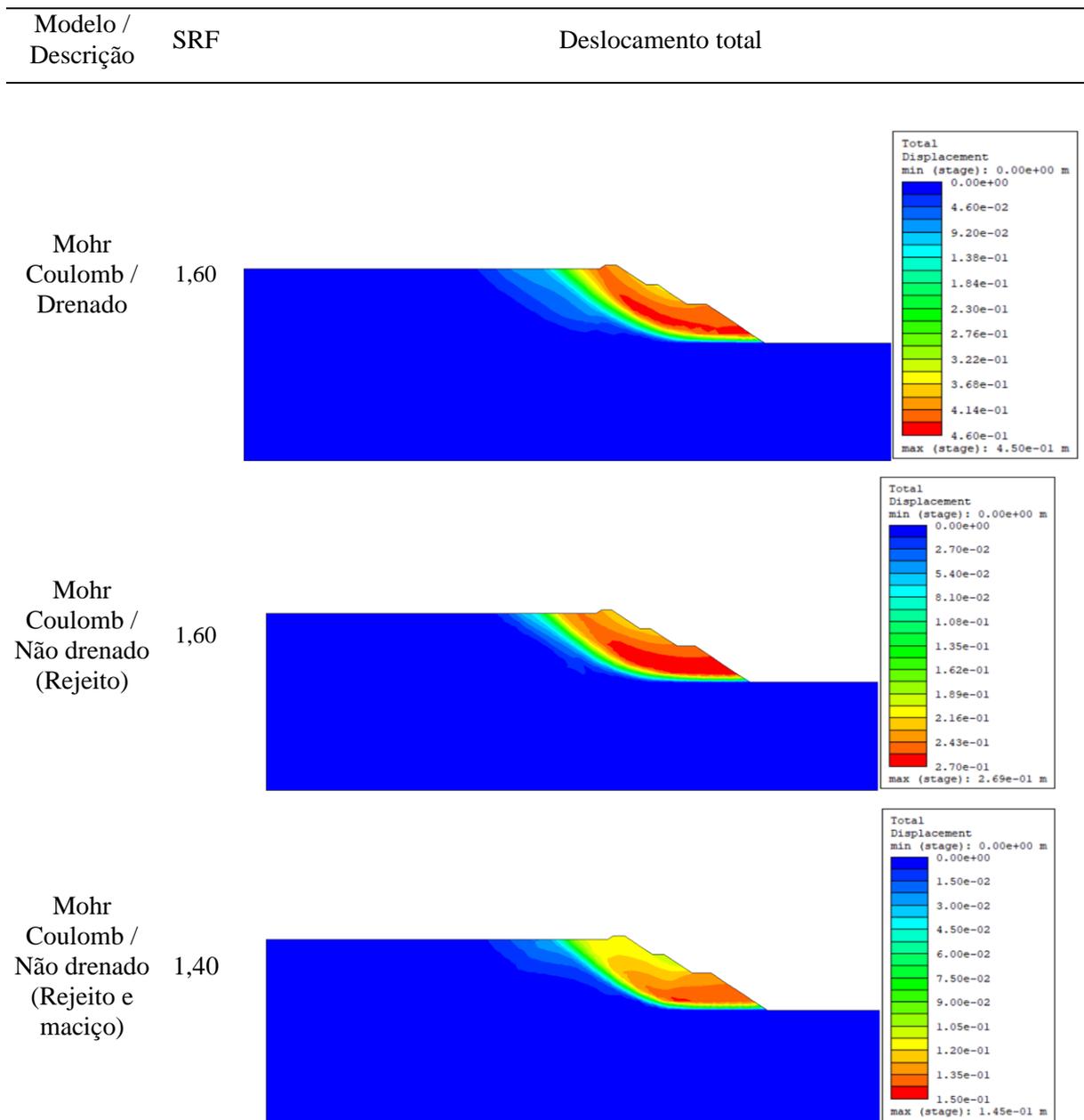
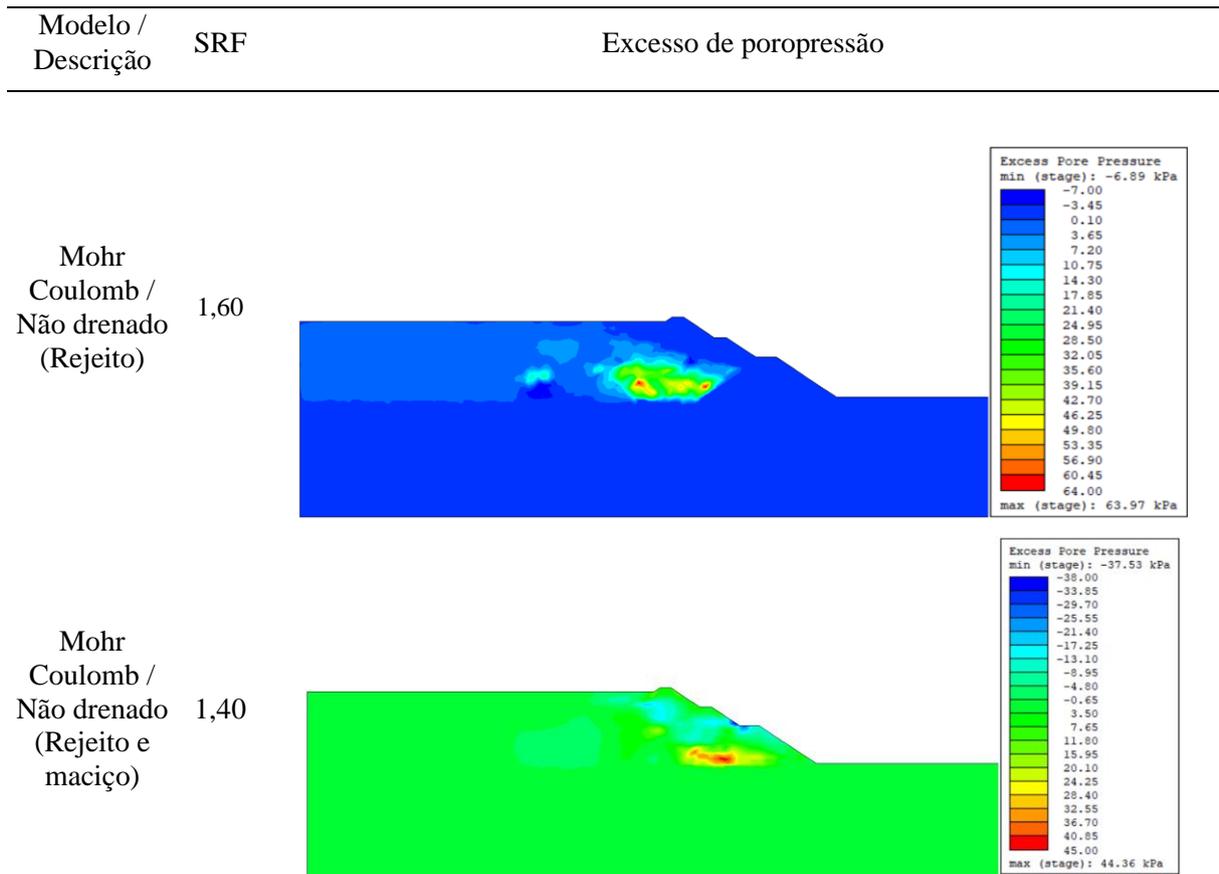


Tabela 4.4 – Excesso de poropressão.



Na Figura 4.14 é apresentada a relação entre a tensão média efetiva e tensão desvio (p' x q) para as condições analisadas. Ao analisar o gráfico para a condição drenada (azul), verifica-se um comportamento de extensão na estrutura, visto que a tensão efetiva diminui à medida que a tensão cisalhante aumenta. Nos gráficos da condição não drenada (laranja e verde), a tensão efetiva permanece constante a medida que a tensão desvio aumenta. A localização do ponto monitorado para obtenção dos valores para os gráficos está destacada na Figura 4.13.

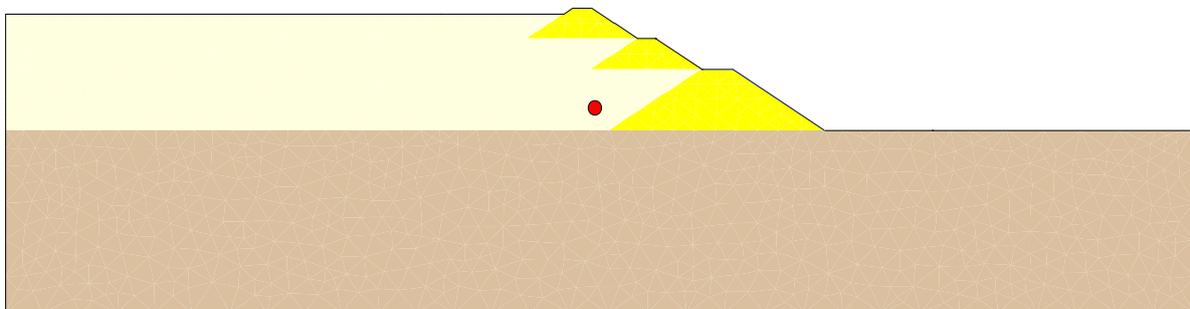


Figura 4.13 – Ponto monitorado.

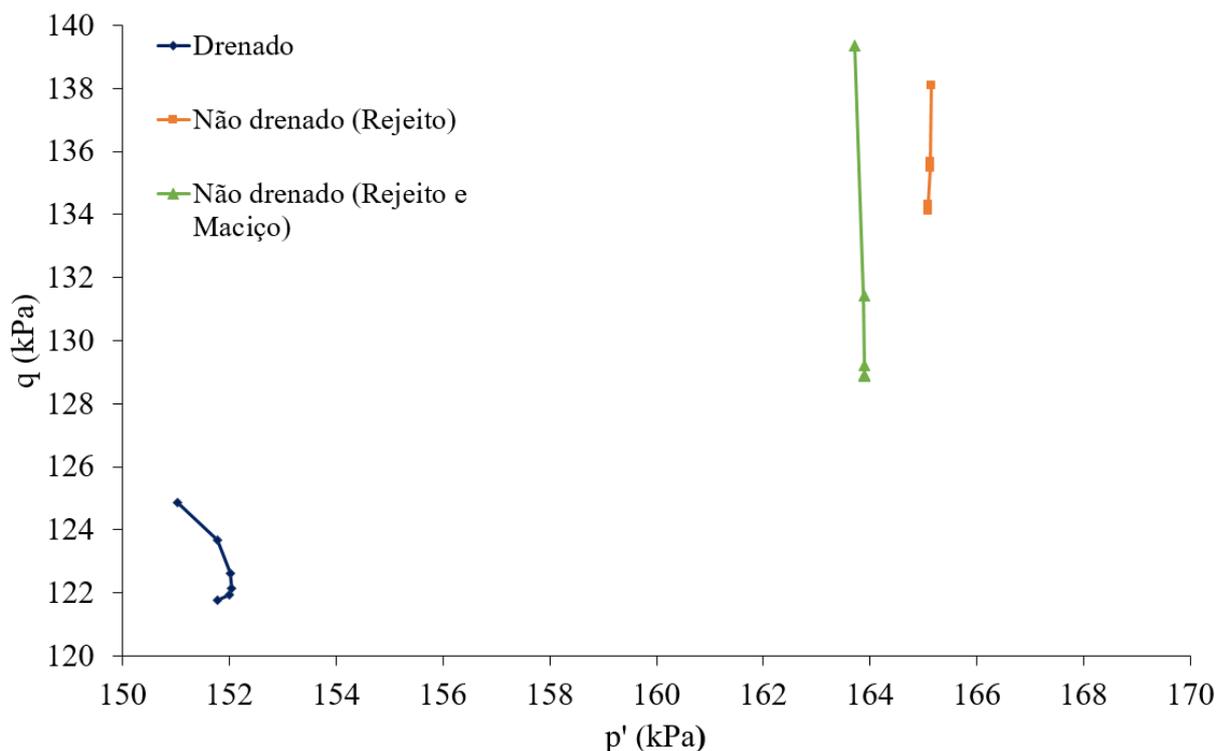


Figura 4.14 – Gráficos p' x q para as análises drenada (azul), rejeito não drenado (laranja) e Rejeito e Maciço não drenados (verde).

4.2.2- PROCESSO DE DESCARACTERIZAÇÃO – MOHR COULOMB

Para as análises, apresentadas neste item, na situação de construção do reforço da barragem foi considerado o modelo de Mohr Coulomb. Considerou-se três condições: drenada, não drenada apenas para o rejeito, não drenada para o rejeito e os maciços e não drenada para o rejeito, maciços e reforço. As etapas de construção estão descritas no item 3.4.4. Ressalta-se que foi assumido que a fundação é composta por material competente.

Na Tabela 4.5 são apresentadas as deformações cisalhantes para as condições analisadas. Ao comparar a condição em que todos os materiais são drenados com a condição em que apenas o rejeito é não drenado o SRF obtido de 2,90 é semelhante para ambas situações.

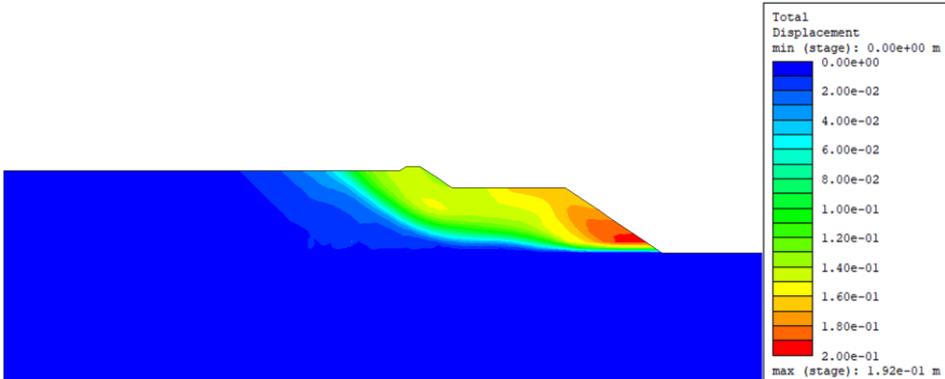
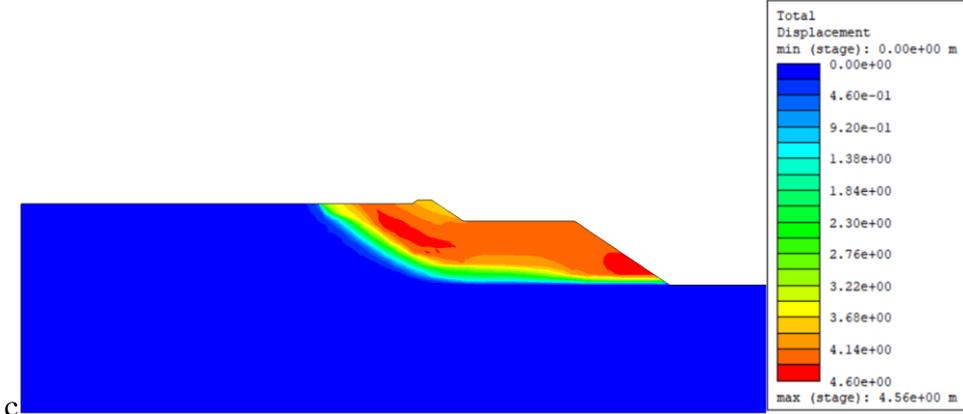
Quando o rejeito e o maciço estão não drenados verifica-se que é atingido um SRF de 2,40, mesmo SRF obtido para a condição em que o rejeito, maciço e reforço estão não drenados. O SRF é menor do que o resultante nas duas situações mencionadas anteriormente (drenada e apenas o rejeito não drenado). Observa-se que para as três situações o mecanismo de ruptura é semelhantes, passando pelo dique inicial e reforço da estrutura.

Tabela 4.5 – Deformação cisalhante.

Modelo / Descrição	SRF	Deformação cisalhante
Mohr Coulomb / Drenado	2,90	<p>Maximum Shear Strain min (stage): 0.00 max (stage): 0.04</p>
Mohr Coulomb / Não drenado (Rejeito)	2,90	<p>Maximum Shear Strain min (stage): 0.00 max (stage): 7.54</p>
Mohr Coulomb / Não drenado (Rejeito e maciço)	2,40	<p>Maximum Shear Strain min (stage): 0.00 max (stage): 1.07</p>
Mohr Coulomb / Não drenado (Rejeito, maciço e reforço)	2,40	<p>Maximum Shear Strain min (stage): 0.00 max (stage): 0.81</p>

Na Tabela 4.6 são apresentados os deslocamentos totais da estrutura resultando em deslocamentos no maciço que variam de 4,56 m a 0,82 m, respectivamente. Conforme mencionado no item 4.1, o maior deslocamento não ocorre necessariamente para um SRF menor, visto que a estrutura pode romper antes de atingir o deslocamento máximo observado para as outras condições. Na Tabela 4.7 é ilustrado o excesso de poropressão para as situações não drenadas, observa-se que é gerado um excesso de poropressão no rejeito, e na condição em que o maciço também se encontra não drenado o excesso de poropressão ocorre nessa região.

Tabela 4.6 – Deslocamento total.

Modelo / Descrição	Deslocamento total
Mohr Coulomb / Drenado	 <p>Total Displacement min (stage): 0.00e+00 m max (stage): 1.92e-01 m</p>
Mohr Coulomb / Não drenado (Rejeito)	 <p>Total Displacement min (stage): 0.00e+00 m max (stage): 4.56e+00 m</p>

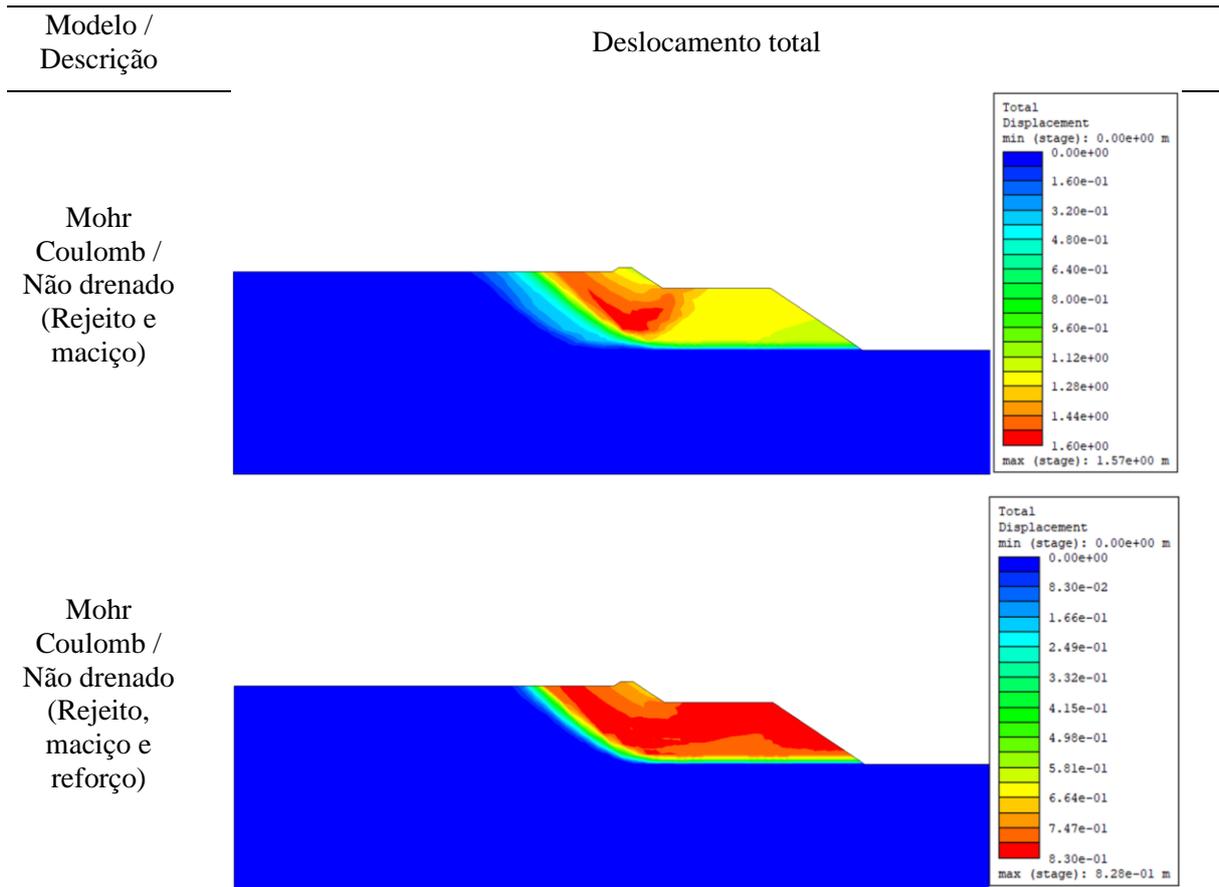
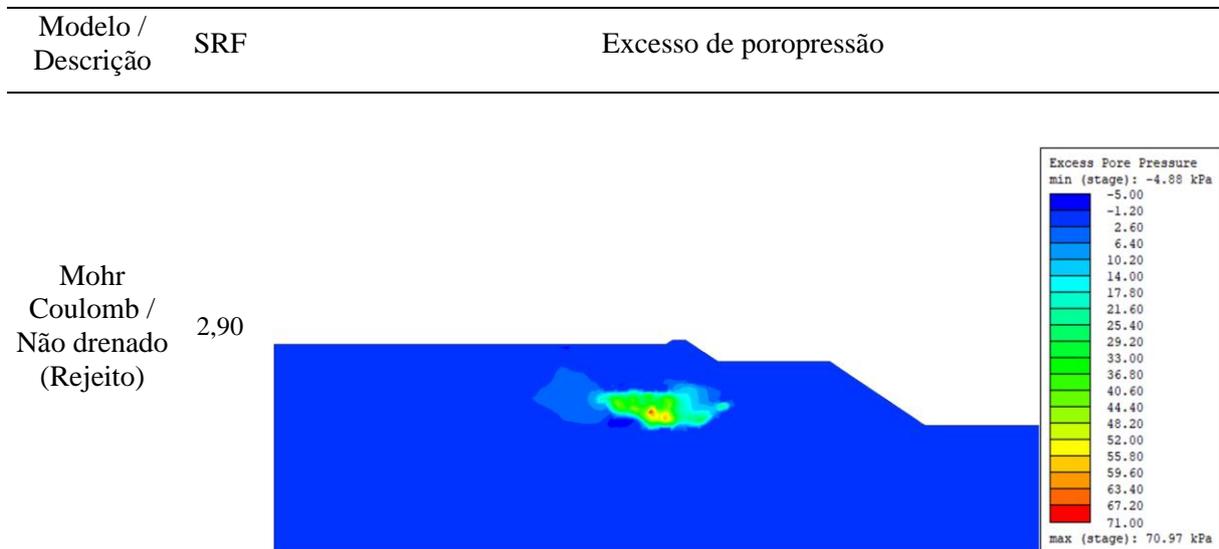
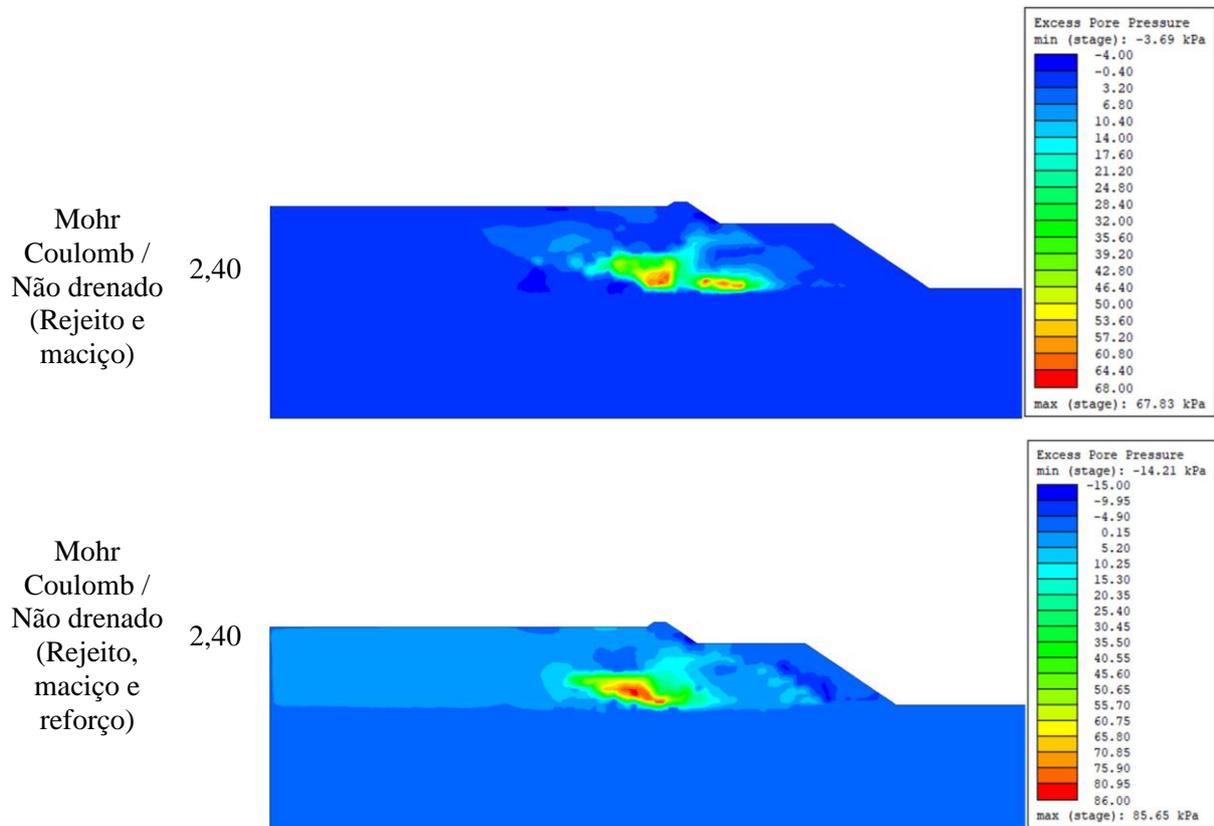


Tabela 4.7 – Excesso de poropressão.



Modelo / Descrição	SRF	Excesso de poropressão
-----------------------	-----	------------------------



Na Figura 4.17 são apresentados os resultados por estágio de construção do reforço, nas quatro condições analisadas, sendo possível verificar a evolução do SRF à medida que vai aumentando a altura do reforço.

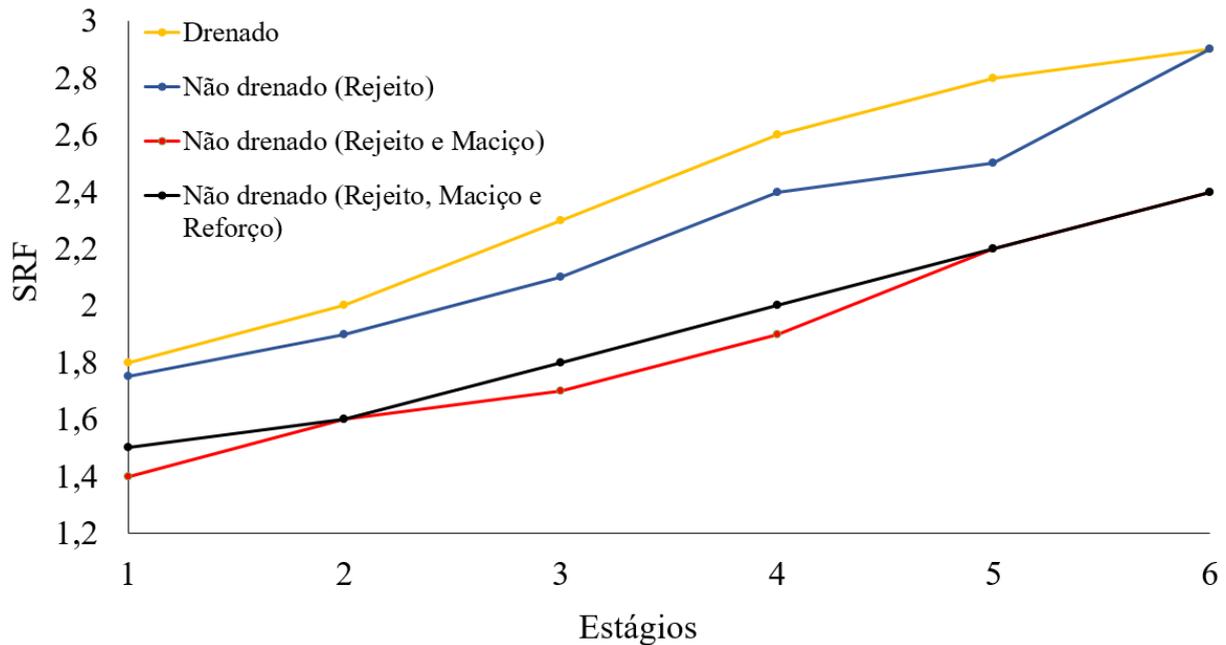


Figura 4.15 – Variação do SFR em relação aos estágios de construção do reforço.

4.2.3- SIMULAÇÃO DOS GATILHOS DE LIQUEFAÇÃO - NORSAND

Neste item serão apresentadas as simulações dos gatilhos de liquefação considerados neste trabalho, que consiste na simulação de possível deslocamento do dique inicial e alteamentos, induzido pela redução de resistência, simulação da elevação do nível de água e simulação da escavação do reservatório e alteamentos (descaracterização).

4.2.3.1 - SIMULAÇÃO DE RUPTURA PELO DIQUE INICIAL E ALTEAMENTOS

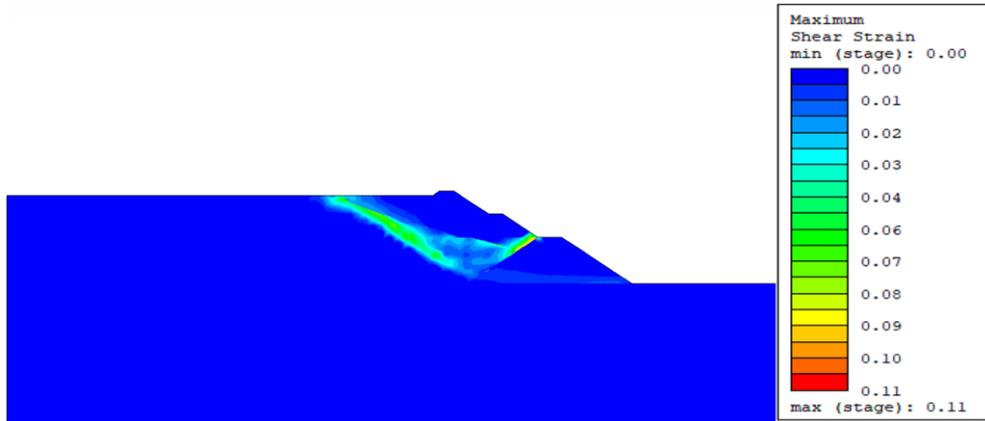
A seguir são apresentadas as análises realizadas para a simulação de possível deslocamento do dique inicial e alteamentos, induzido pela redução de resistência. A metodologia utilizada está descrita no item 3.5 e a superfície freática foi considerada na condição ilustrada no item 3.5.2.

Na Tabela 4.8 são apresentadas as deformações cisalhantes para as condições analisadas. Verifica-se que o mecanismo de ruptura se desenvolve no reservatório, paralelo ao dique inicial e provocando o deslocamento dos alteamentos a montante para o rejeito com parâmetro de estado de 0,065. A medida que o parâmetro de estado reduz o mecanismo de ruptura passa pelo dique inicial.

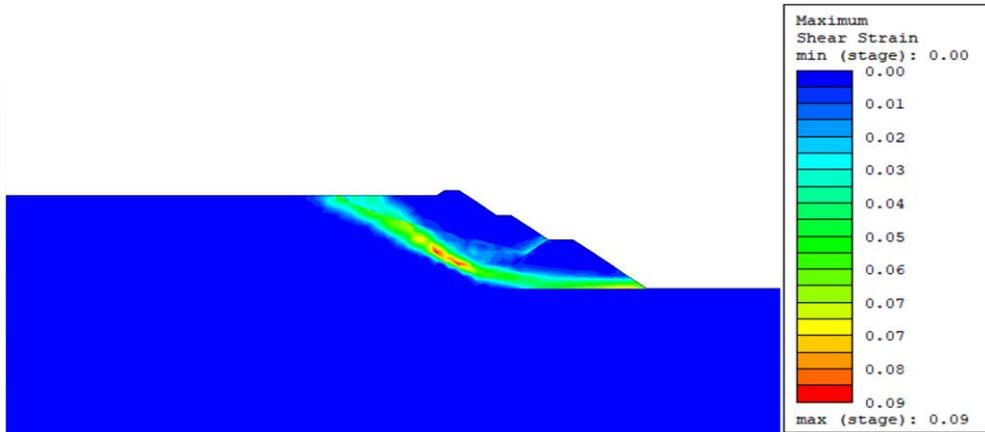
Tabela 4.8 – Deformação cisalhante.

ψ	Deformação cisalhante
--------	-----------------------

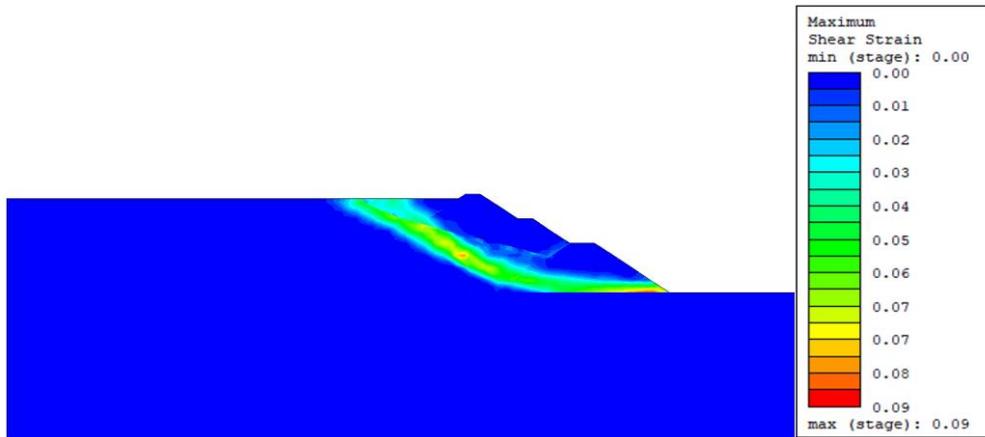
0,065

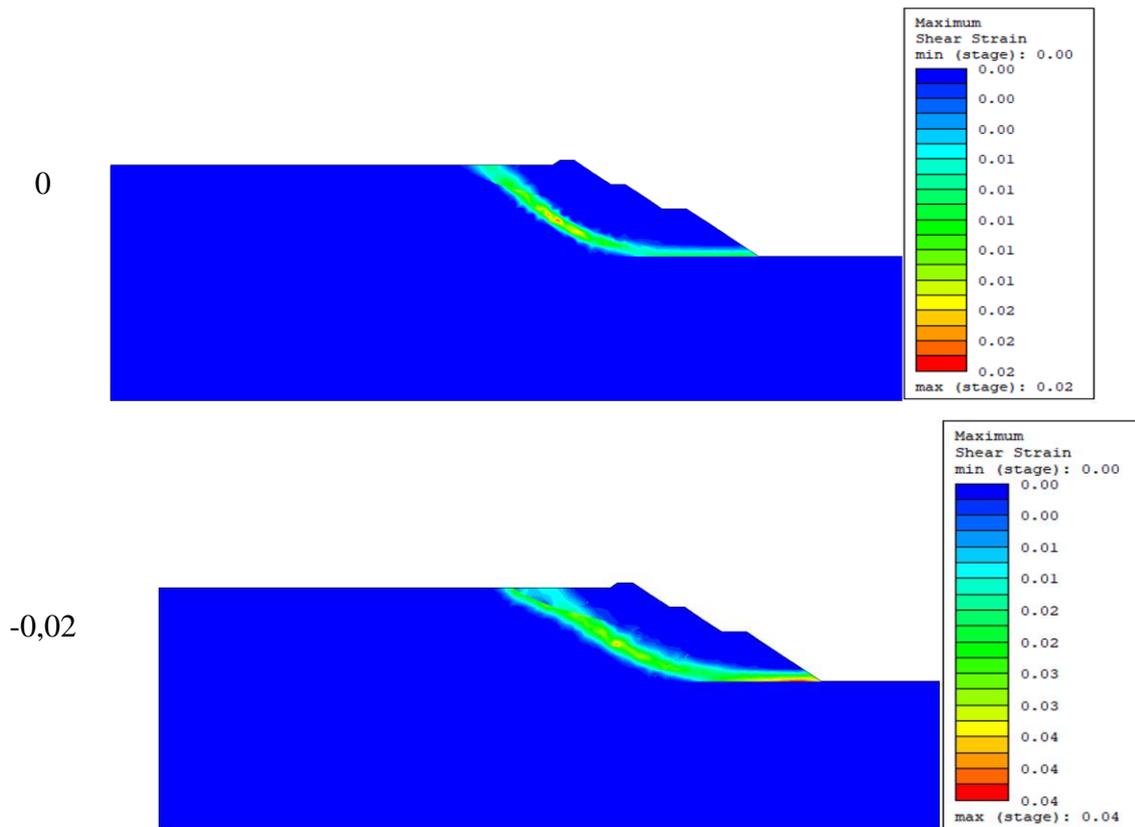


0,04



0,02

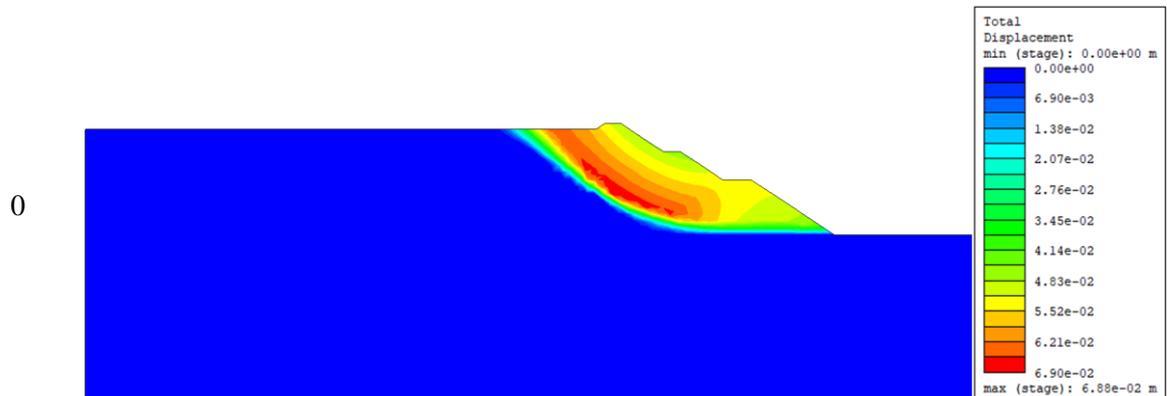
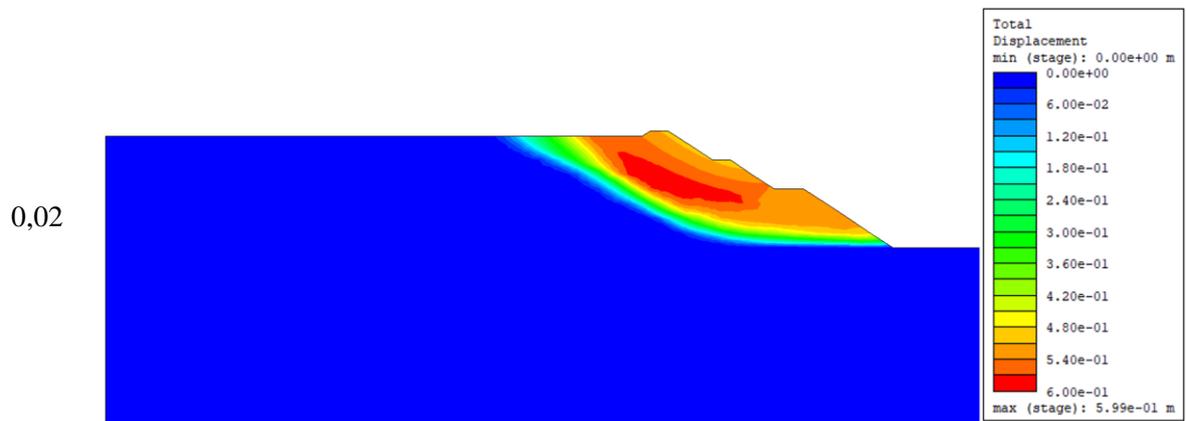
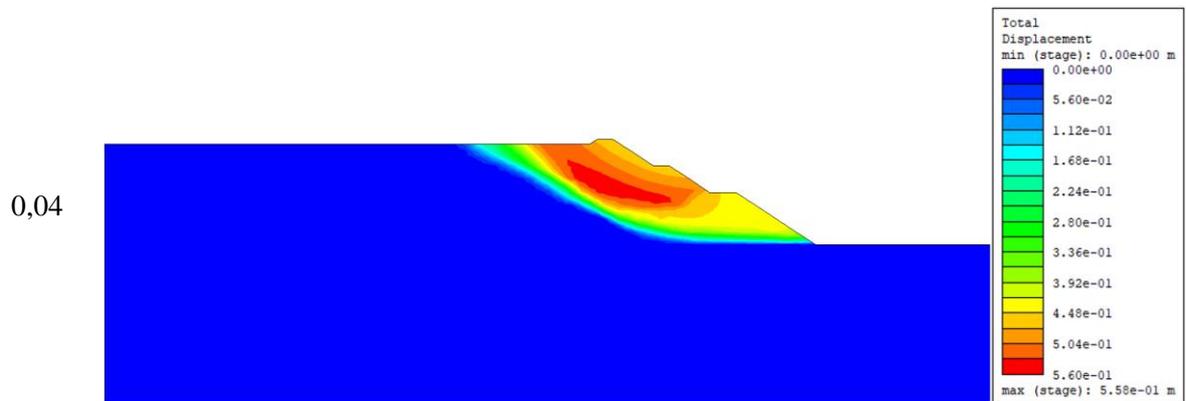
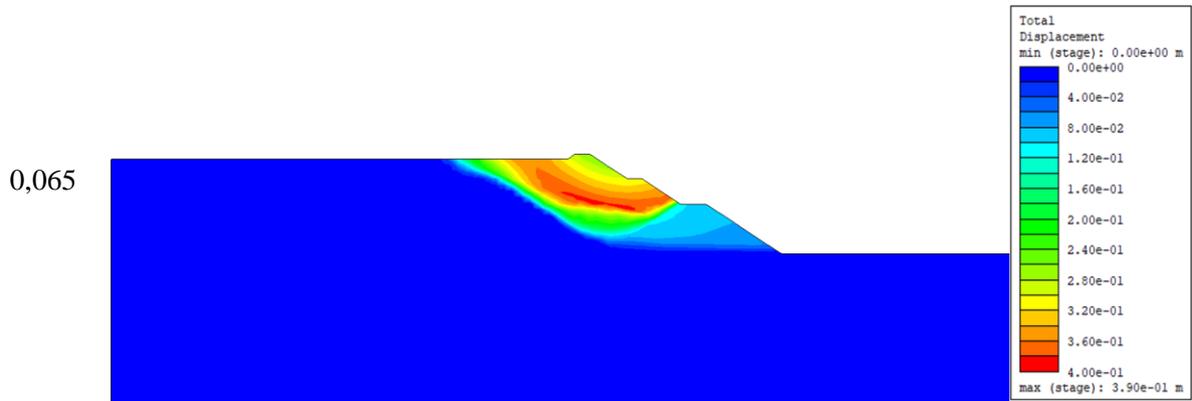




Na Tabela 4.9 são apresentados os deslocamentos totais da estrutura resultando em deslocamento no maciço que variam entre 0,68 m e 0,21 m. Na Tabela 4.10 é ilustrado o excesso de poropressão. Verifica-se que o excesso de poropressão se concentra no rejeito, com valores mais altos próximo ao dique inicial.

Tabela 4.9 – Deslocamento total.

ψ	Deslocamento total
--------	--------------------



ψ

Deslocamento total

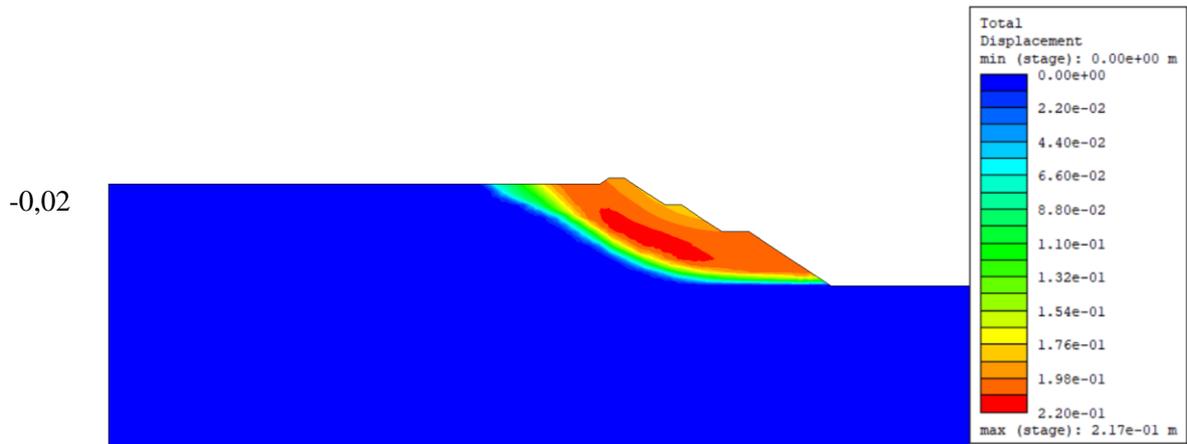
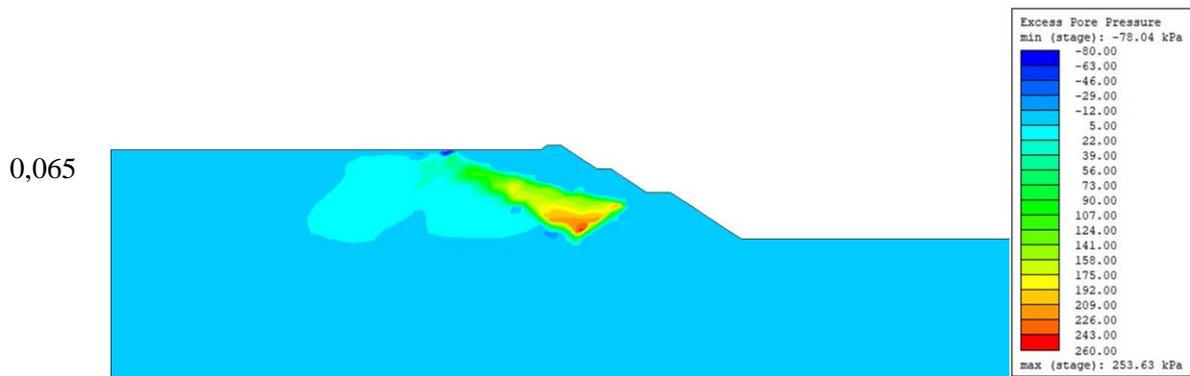


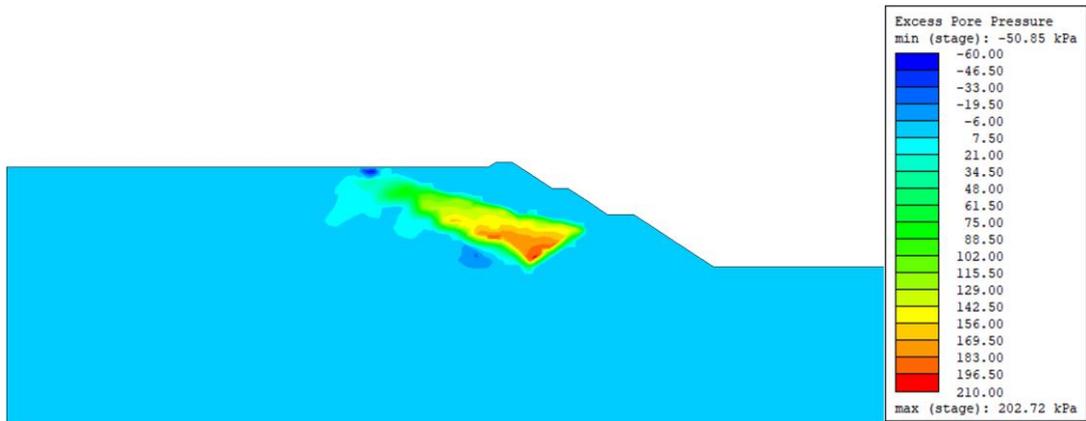
Tabela 4.10 – Excesso de poropressão.

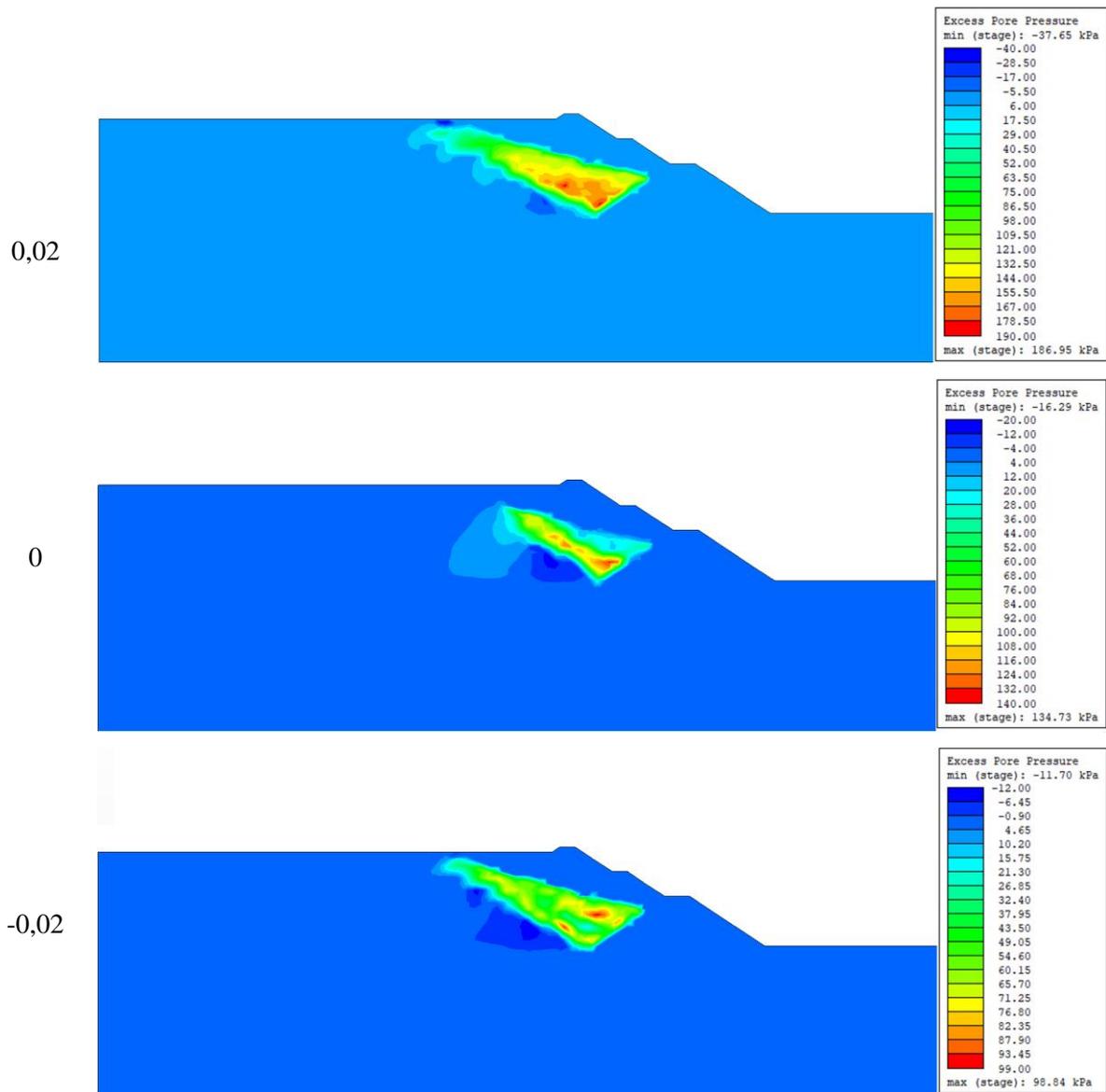
 ψ

Excesso de poropressão



0,04





Na Figura 4.16 é ilustrado o ponto de monitoramento no reservatório, na região em que apresentou um maior excesso de poropressão. Na Figura 4.17 é apresentada a relação entre a tensão média efetiva e tensão desvio (p' x q) para as condições analisadas.

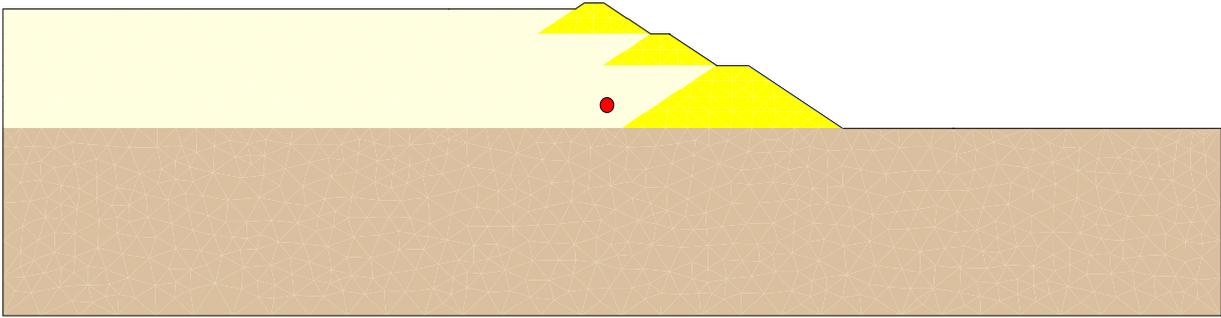


Figura 4.16 – Ponto monitorado.

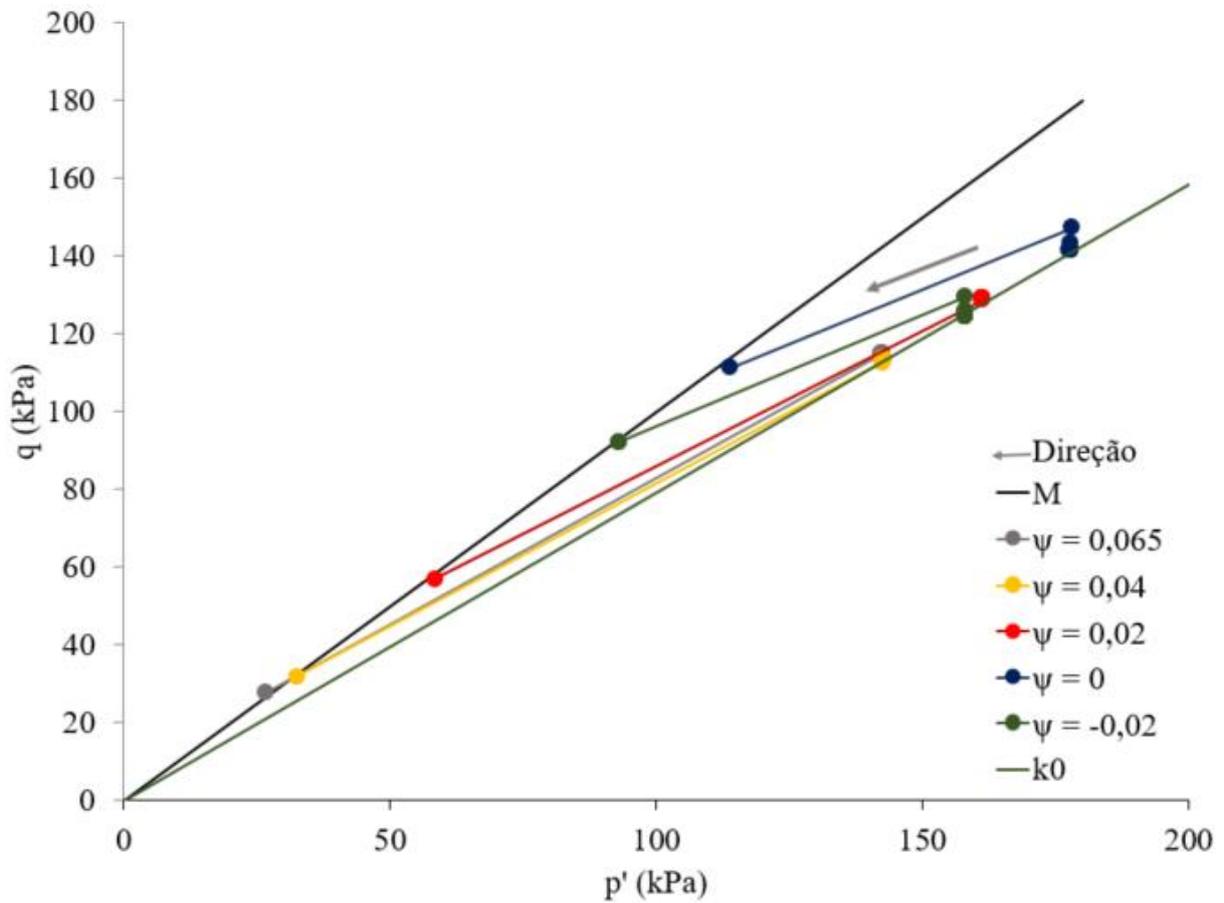


Figura 4.17 – Gráficos p' x q .

Verifica-se que ocorreu uma redução significativa da resistência ao cisalhamento e da tensão efetiva devido ao aumento do excesso de poropressão, alcançando a envoltória de resistência no estado crítico, sendo esses indicativos da ocorrência de liquefação.

4.2.3.2 - SIMULAÇÃO DA ELEVAÇÃO DO NÍVEL DE ÁGUA

A seguir são apresentadas as análises realizadas para a simulação da elevação do nível de água. A metodologia utilizada está descrita no item 3.5 e as superfícies freáticas consideradas estão ilustradas no item 3.5.2.

Na Tabela 4.11 são apresentadas as deformações cisalhantes para os 3 níveis de água avaliados. Os deslocamentos totais são ilustrados na Tabela 4.12 e o excesso de poropressão Tabela 4.13.

Tabela 4.11 – Deformação cisalhante.

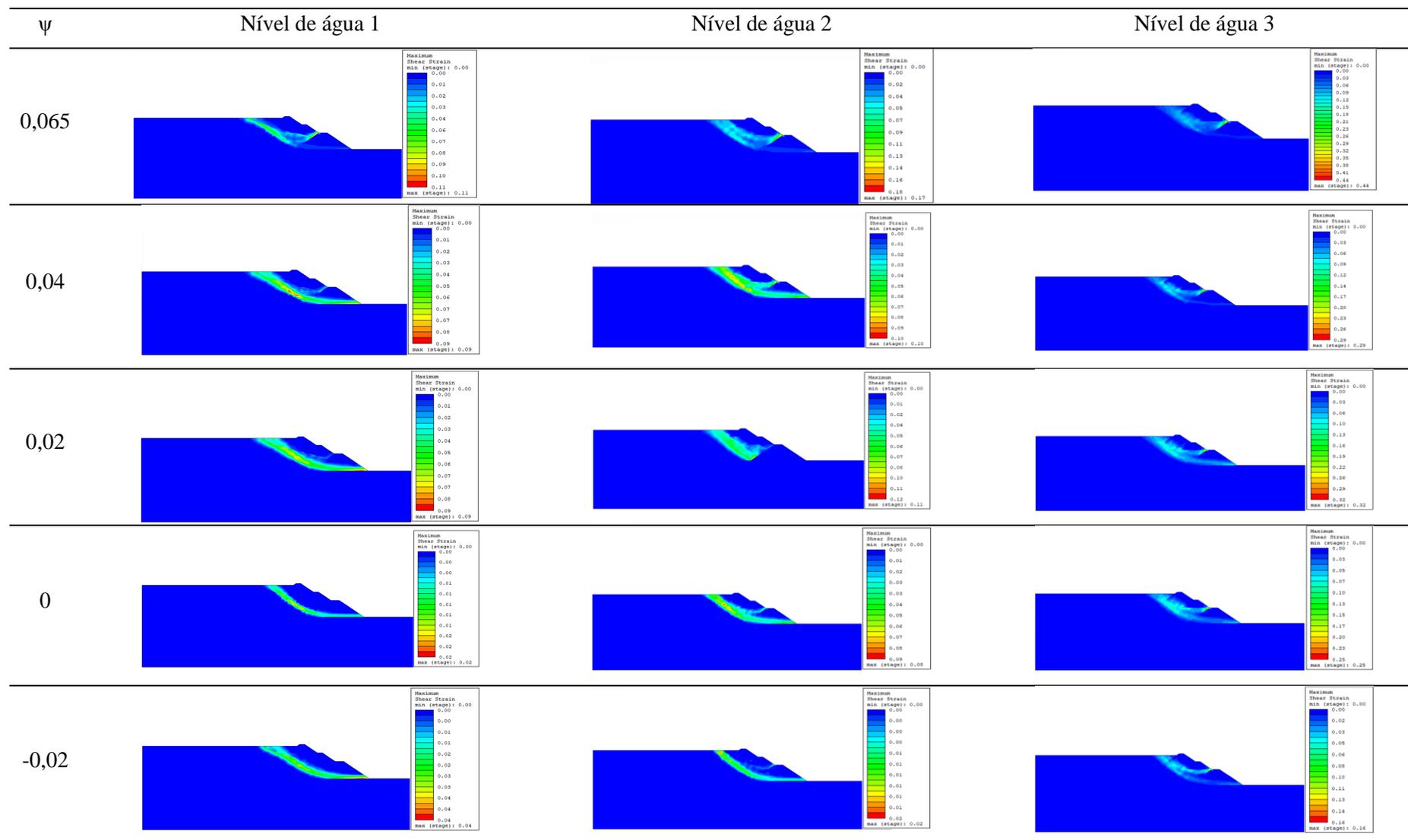


Tabela 4.12 – Deslocamento total.

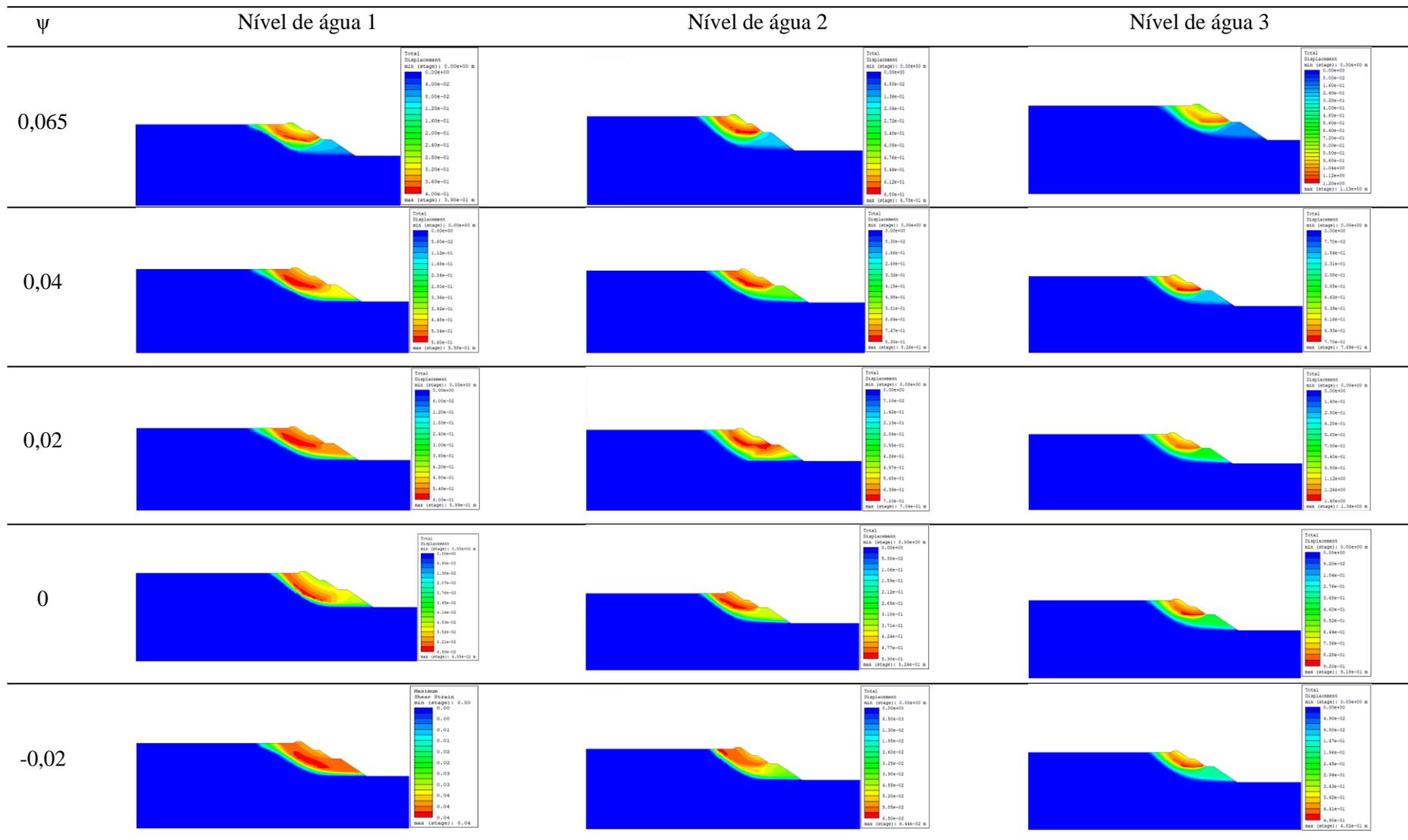
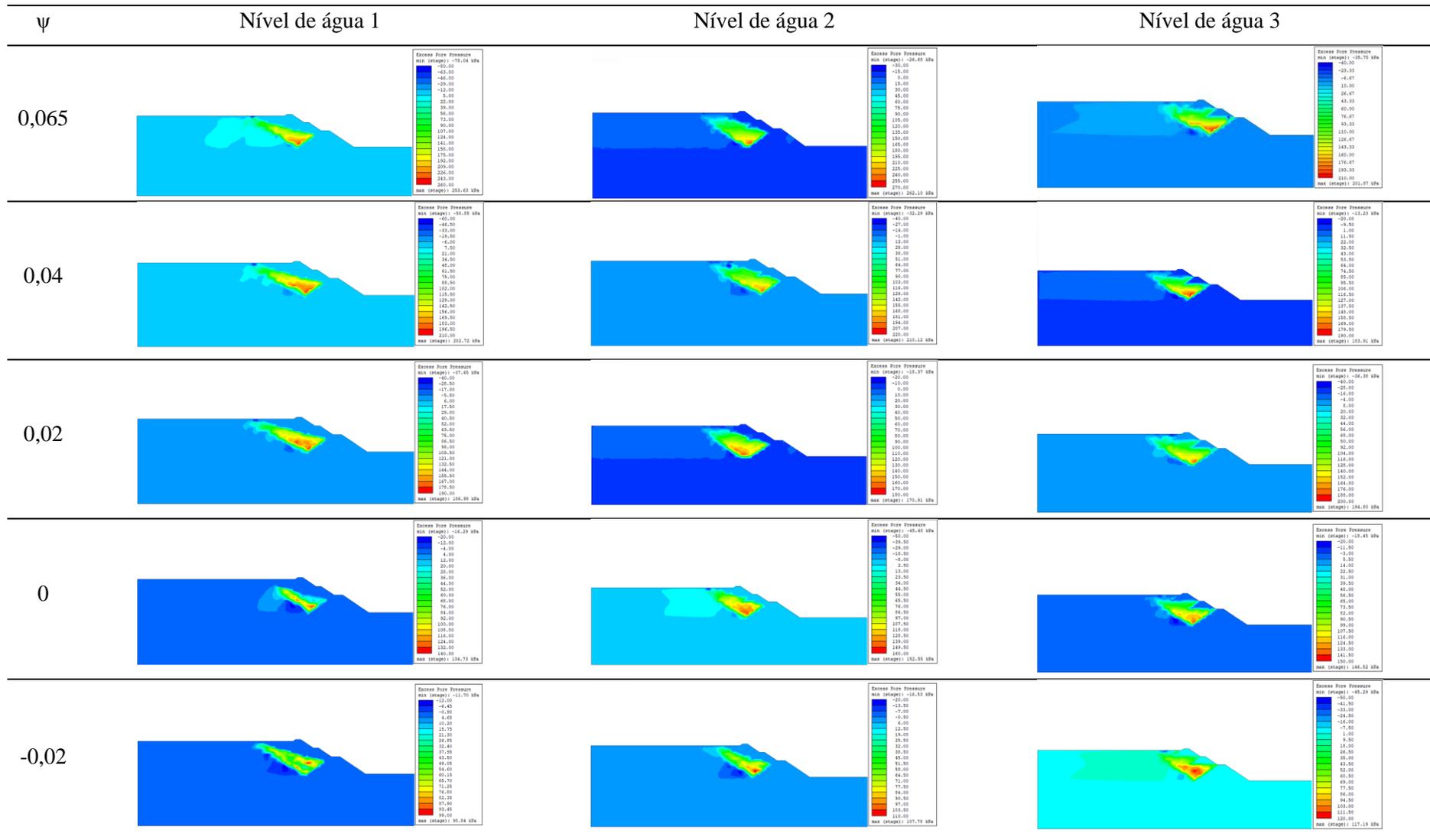


Tabela 4.13 – Excesso de poropressão.



Na Figura 4.21 é ilustrado o ponto de monitoramento no reservatório para os três níveis de água avaliados, na região em que apresentou um maior excesso de poropressão. Da Figura 4.19 a Figura 4.21 são apresentadas as relações entre a tensão média efetiva e tensão desvio (p' x q) para as elevações de nível de água 1, 2 e 3, respectivamente.

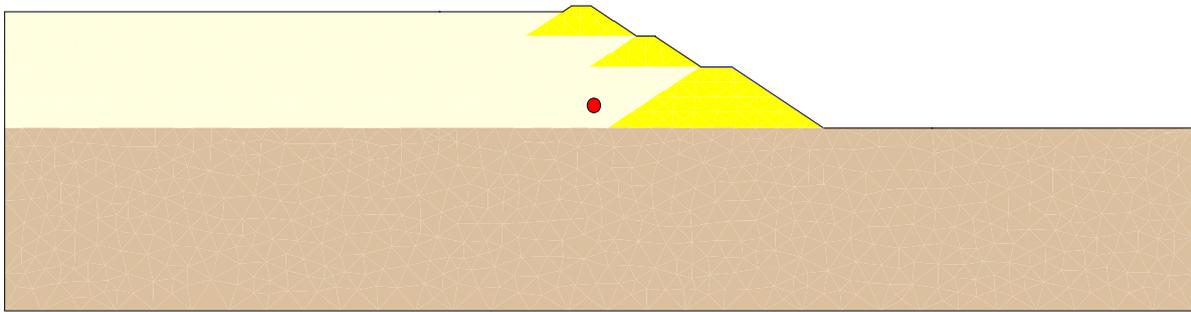


Figura 4.18 – Ponto monitorado.

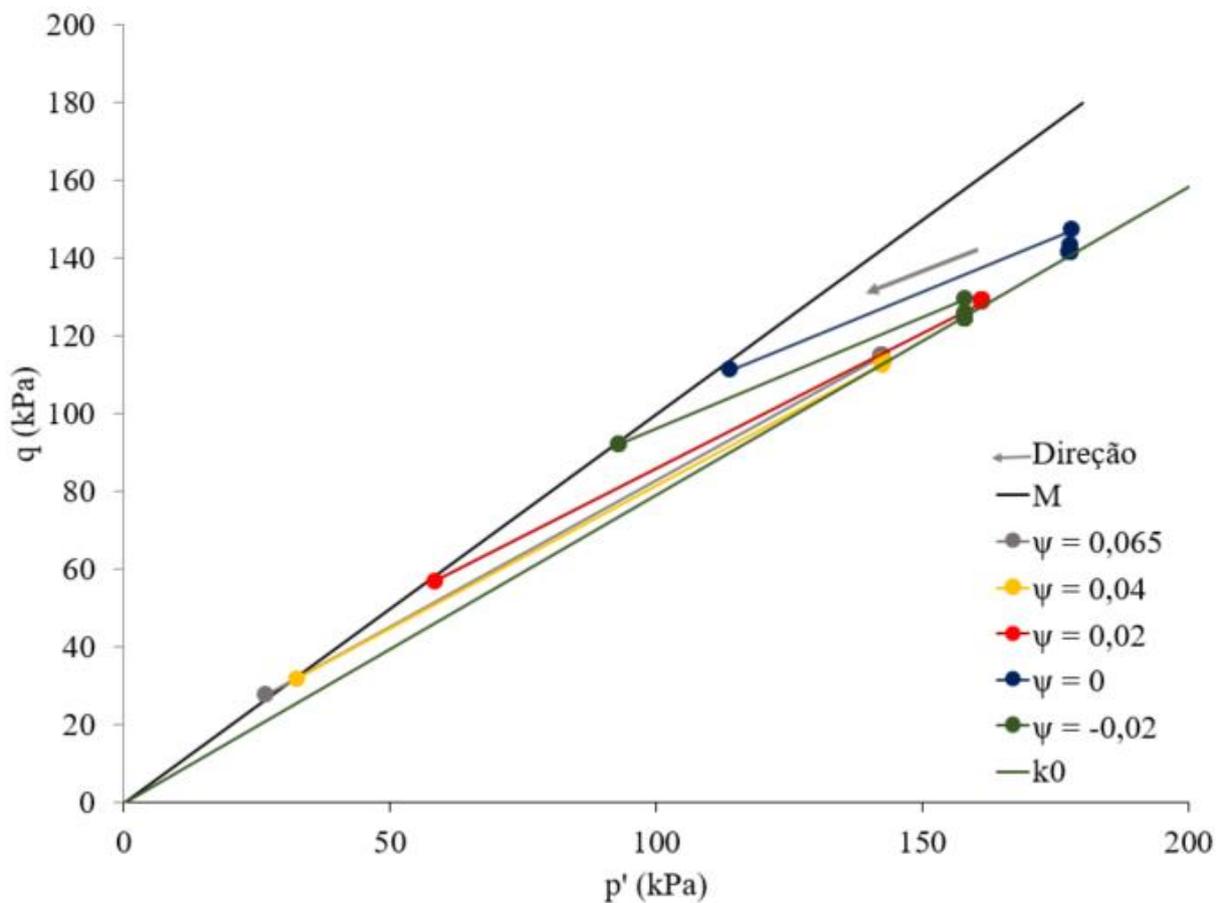


Figura 4.19 – Gráficos p' x q – Elevação do nível de água 1.

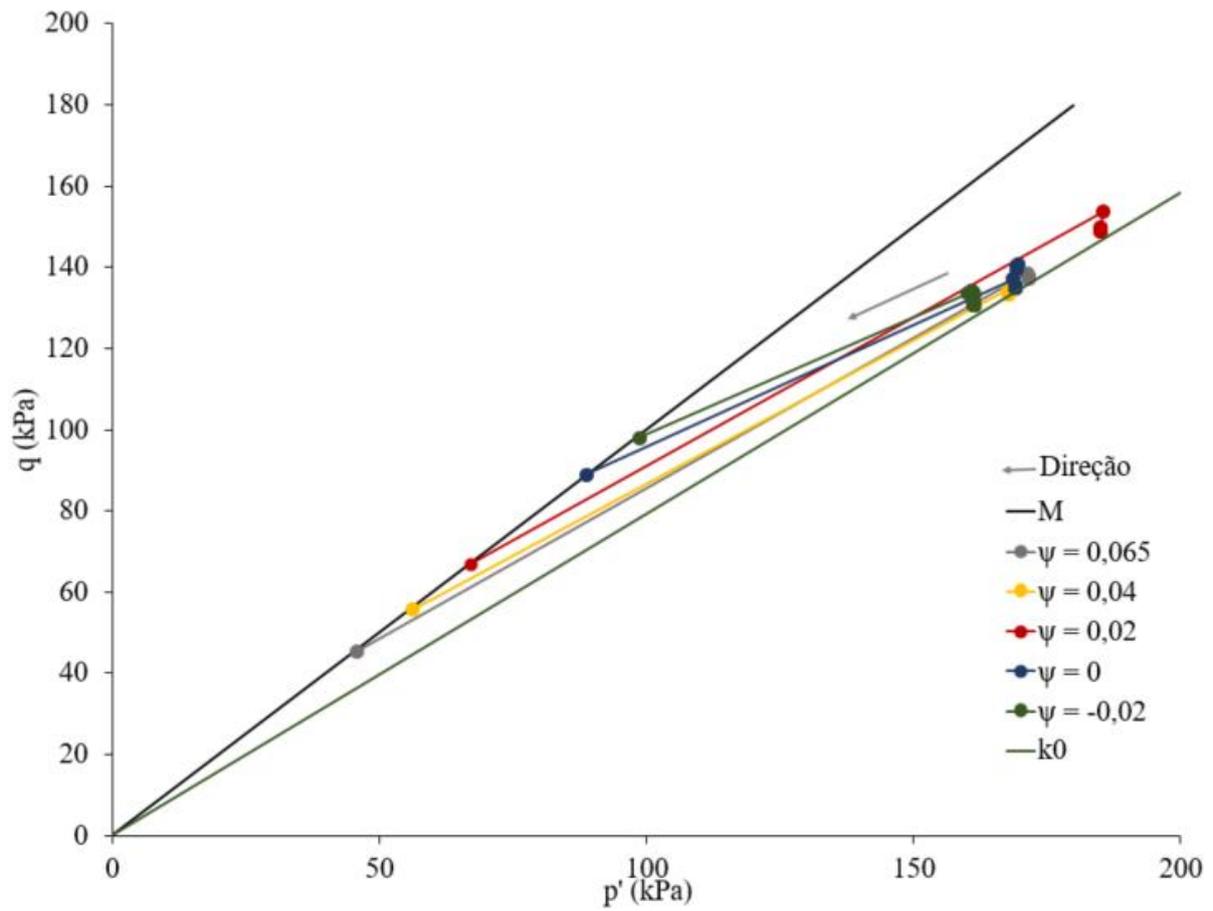


Figura 4.20 – Gráficos $p' \times q$ – Elevação do nível de água 2.

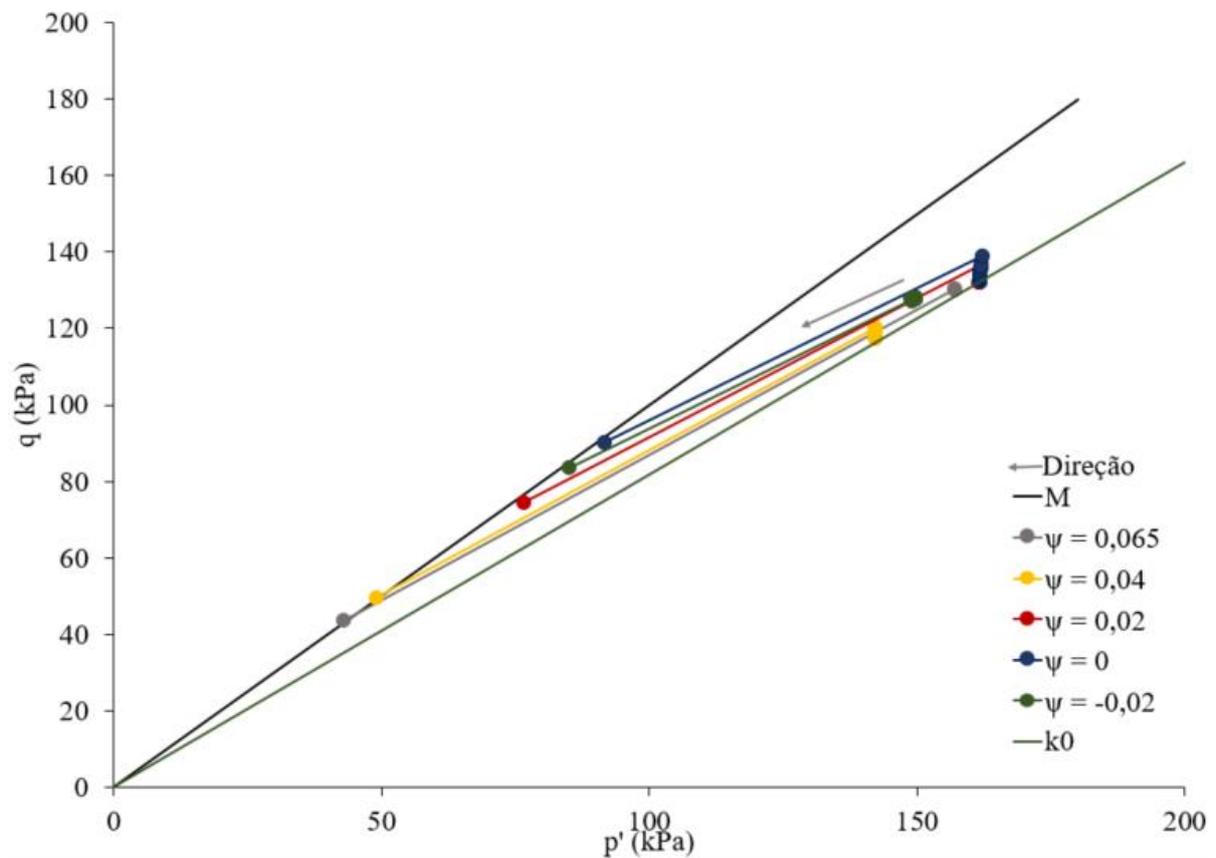


Figura 4.21 – Gráficos $p' \times q$ – Elevação do nível de água 3.

Verifica-se que em todas as situações analisadas ocorreu uma redução significativa da resistência ao cisalhamento e da tensão efetiva devido ao aumento do excesso de poropressão, alcançando a envoltória de resistência no estado crítico, sendo esses indicativos da ocorrência de liquefação.

4.2.3.3 - SIMULAÇÃO DE ESCAVAÇÃO DO RESERVATÓRIO E ALTEAMENTOS

A seguir são apresentadas as análises realizadas para a simulação da escavação do reservatório. A metodologia utilizada e as etapas de escavação consideradas estão ilustradas no item 3.5.3.

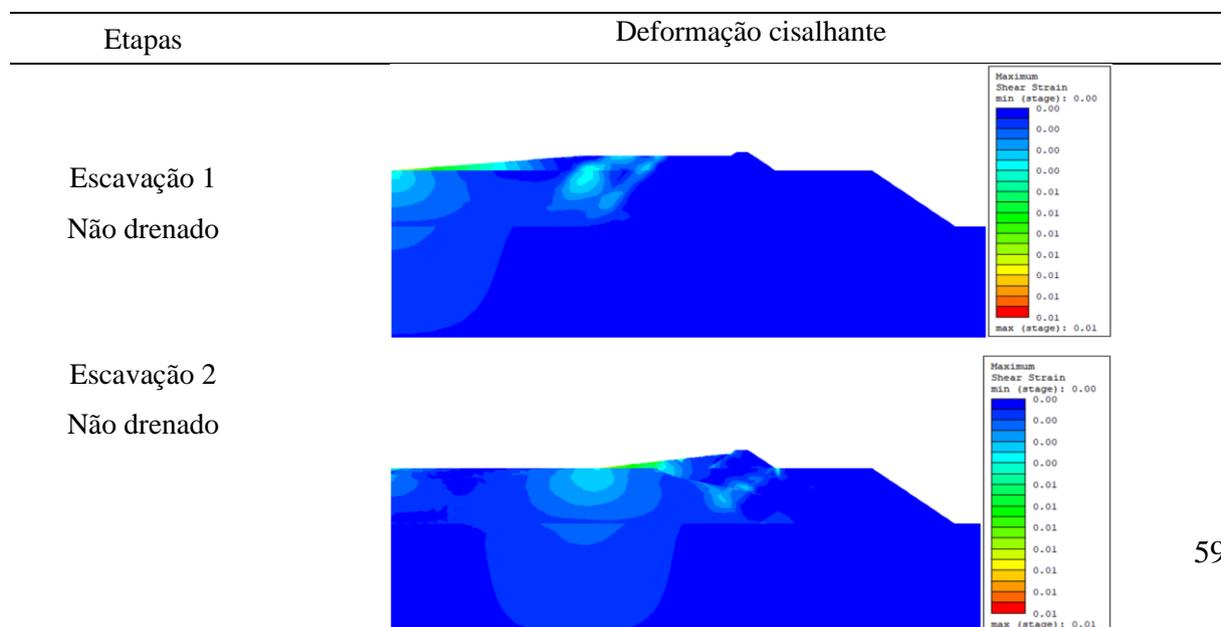
Na Tabela 4.14 são apresentas as deformações cisalhantes resultantes nas 6 etapas de escavação da estrutura. Os deslocamentos totais são ilustrados na Tabela 4.15 e o excesso de poropressão na Tabela 4.16.

Observa-se que na Etapa 1 da escavação não apresentou mecanismo de ruptura bem definido, no entanto observa-se seu início na região do reservatório (Tabela 4.14). Além disso, verifica-se soerguimento na região do reservatório (Tabela 4.15) e a geração de excesso de poropressão (Tabela 4.16).

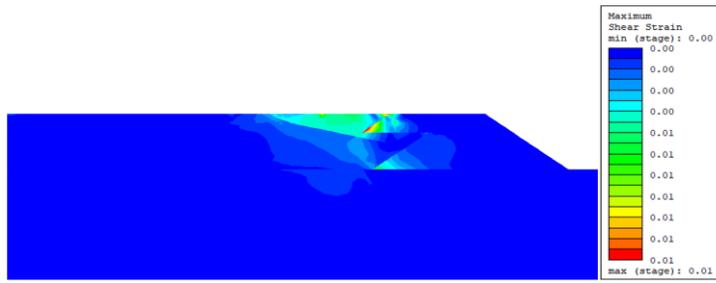
Comportamento semelhante foi apresentado nas demais etapas, no entanto nas etapas 3 e 6, última etapa da escavação, o início do mecanismo de ruptura ocorreu no maciço.

Ressalta-se que houve a convergência do tipo força e energia absolutas para todos os estágios analisados, sendo esse um indicativo de não ruptura da estrutura durante a descaracterização.

Tabela 4.14 – Deformação cisalhante.



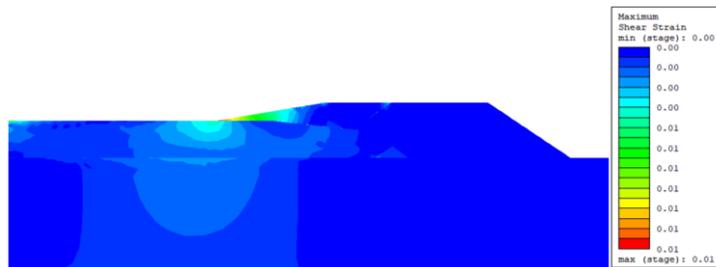
Escavação 3
Não drenado



Escavação 4
Não drenado



Escavação 5
Não drenado



Escavação 6
Não drenado

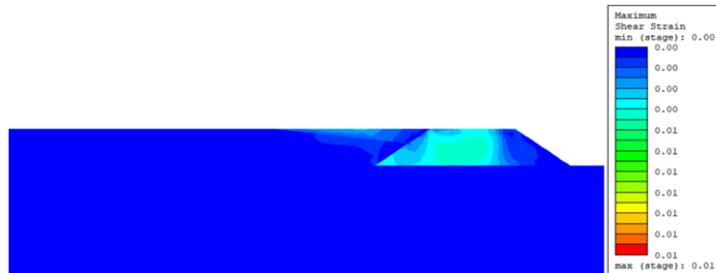


Tabela 4.15 – Deslocamento total.

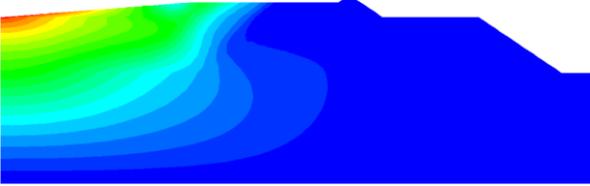
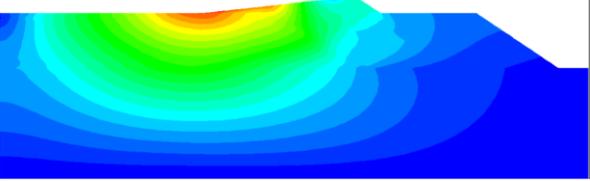
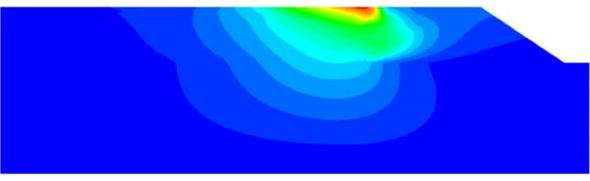
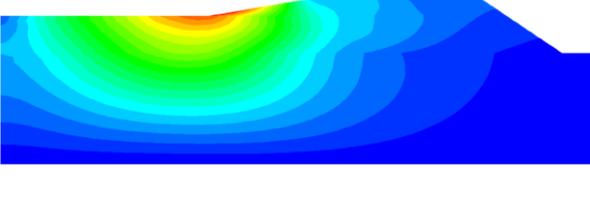
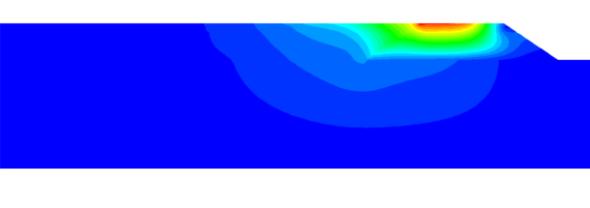
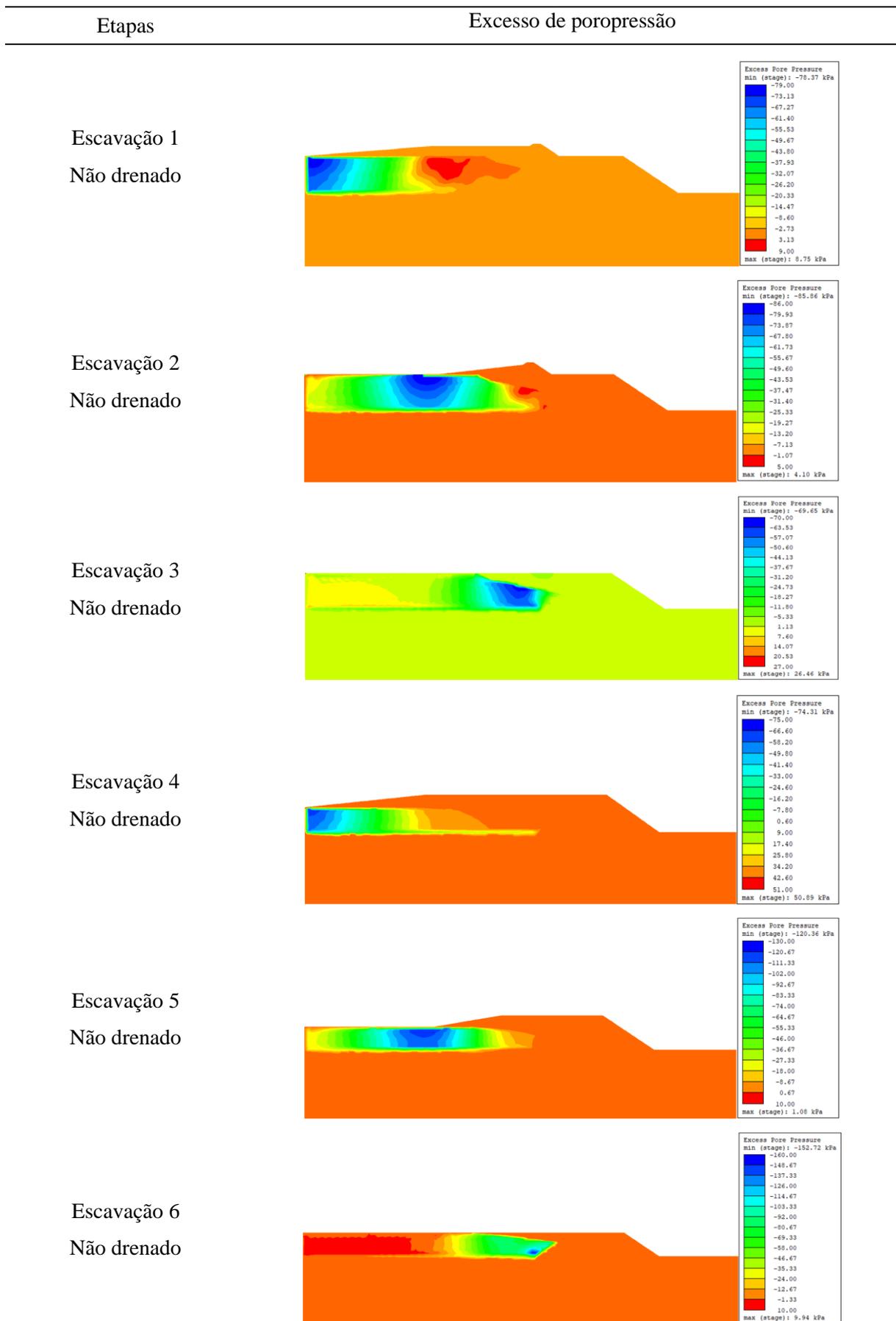
Etapas	Deslocamento total
Escavação 1 Não drenado	 <div data-bbox="1161 309 1289 584"> <p>Total Displacement min (stage): 0.00e+00 m max (stage): 1.67e-01 m</p> </div>
Escavação 2 Não drenado	 <div data-bbox="1161 607 1289 882"> <p>Total Displacement min (stage): 0.00e+00 m max (stage): 1.66e-01 m</p> </div>
Escavação 3 Não drenado	 <div data-bbox="1161 904 1289 1180"> <p>Total Displacement min (stage): 0.00e+00 m max (stage): 1.64e-01 m</p> </div>
Escavação 4 Não drenado	 <div data-bbox="1161 1196 1289 1471"> <p>Total Displacement min (stage): 0.00e+00 m max (stage): 1.64e-01 m</p> </div>
Escavação 5 Não drenado	 <div data-bbox="1161 1494 1289 1769"> <p>Total Displacement min (stage): 0.00e+00 m max (stage): 1.63e-01 m</p> </div>
Escavação 6 Não drenado	 <div data-bbox="1161 1792 1289 2067"> <p>Total Displacement min (stage): 0.00e+00 m max (stage): 1.58e-01 m</p> </div>

Tabela 4.16 – Excesso de poropressão.



Na Figura 4.22 é ilustrado o ponto de monitoramento no reservatório durante as etapas de escavação. Na Figura 4.23 ao observar o gráfico p' x q verifica-se que a medida que a escavação ocorre há uma redução na tensão efetiva média e na tensão desvio. No entanto, destaca-se que não foi observada ruptura durante o processo, visto que houve a convergência do tipo força e energia absolutas para todos os estágios analisados.

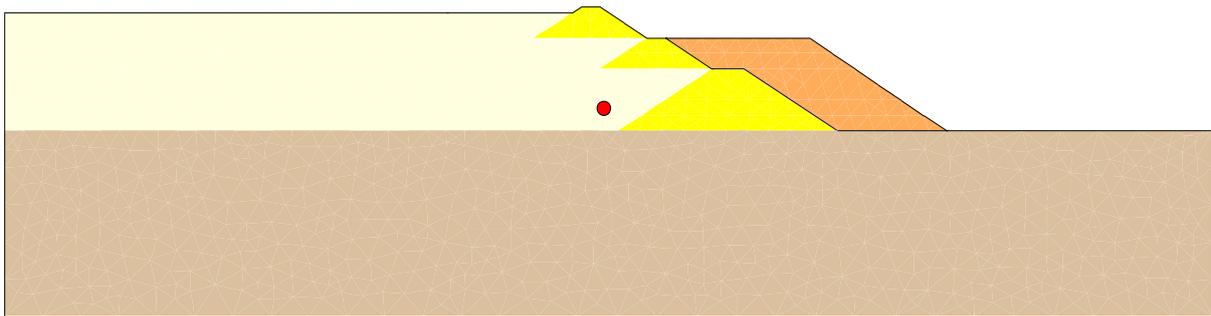


Figura 4.22 – Ponto monitorado.

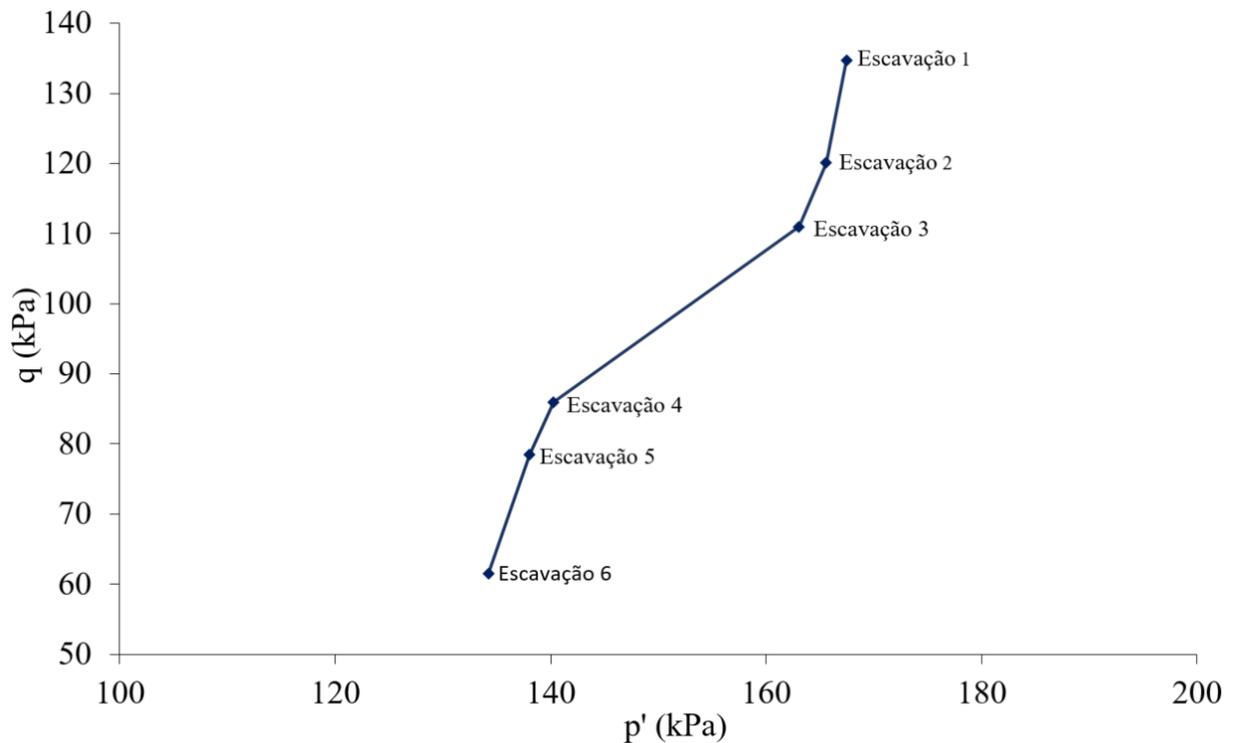


Figura 4.23 – Gráfico p' x q .

5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste trabalho se estudou o comportamento das barragens de rejeitos com alteamentos a montante, desde o seu estado atual até a descaracterização. Foram simulados gatilhos de liquefação que envolve a simulação de possível deslocamento do dique inicial e alteamentos, induzido pela redução de resistência de ruptura, simulação da elevação de nível de água e simulação de escavação do reservatório e dos alteamentos. Para isso aplicou-se o modelo *Norsand* no rejeito para melhor representar o comportamento desse material.

A calibração do rejeito com o modelo constitutivo *Norsand* apresentou resultados satisfatórios, no entanto para a calibração mais assertiva de parâmetros como o χ e N é recomendada a realização de ensaios triaxiais drenados com amostras densas. Os resultados dos parâmetros *Norsand* obtidos por meio da calibração foram utilizados para o rejeito nas simulações dos gatilhos de liquefação.

Por meio de uma simulação do ensaio oedométrico com um material *Norsand* no RS2, tanto para uma análise axissimétrica quanto deformação plana, verificou-se que o K_0 tende a 1. Diante disso, a utilização do modelo para simular a construção da barragem não é recomendado, sendo mais conservadora a análise da construção utilizando Mohr Coulomb.

Para verificação da influência do *cap softening* no resultado do modelo foi simulado o ensaio triaxial não drenado, tanto axissimétrico quanto deformação plana, no RS2. Com isso observou-se que com o *cap softening* ativado a perda de resistência é maior e o material apresenta a fragilidade característica da liquefação, portanto, para as análises não drenadas com parâmetro de estado contrátil, recomenda-se a ativação a fim de obter resultados mais realistas com a condição da estrutura.

Após as verificações mencionadas e consideradas no modelo para a simulação dos gatilhos de liquefação, observou-se por meio dos resultados obtidos, a propagação da liquefação ao simular possível deslocamento do dique inicial e alteamentos, induzido pela redução de resistência de ruptura e ao elevar o nível freático no reservatório, visto que ao analisar a trajetória de tensões ($p' \times q$) ocorre uma redução significativa da resistência ao cisalhamento e da tensão efetiva devido ao aumento do excesso de poropressão, alcançando a envoltória de resistência no estado crítico. A escavação do reservatório e dos alteamentos, com avanço de montante para jusante, não apresentou gatilho de liquefação, mesmo sendo simulado com o rejeito em sua condição mais fofa ($\psi = 0,065$).

Ao comparar as análises realizadas com o rejeito *Norsand* e o rejeito Mohr-Coulomb, ambos não drenados, observa-se que no segundo caso não é possível verificar a ocorrência de liquefação, conforme observado com a utilização do modelo *Norsand*.

5.1 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Os seguintes pontos são sugeridos para a realização de pesquisas futuras:

- Calibrar os materiais para outros modelos constitutivos, como o *Clay and Sand Model*, a fim de avaliar qual o mais representativo;
- Estudar acerca do fator de redução de resistência para o *Norsand*;
- Comparar as análises em 2D com as análises em 3D utilizando o modelo *Norsand*;
- Realizar análises acopladas do comportamento das barragens de rejeitos quando submetidas a carregamentos que podem vir a ser gatilhos para ruptura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADAMO, N., AL-ANSARI, N., SISSAKIAN V. K., & LAUE, J. (2020). Dam Safety: The Question of Tailings Dams. *Journal of Earth Sciences and Geotechnical Engineering*, 11(1): 1-26.
- ANDRADE, J. E (2019). A predictive framework for liquefaction instability. *Géotechnique*, 59(8): 673-682.
- AUSTRALIA'S DEPARTMENT OF INDUSTRY, INNOVATION AND SCIENCE (2016). Leading Practice Sustainable Development Program for the Mining Industry – Tailings Management, Austrália.
- AZEVEDO, A. F. M (2003). Método dos Elementos Finitos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 1 vol., 248 p.
- BEEN, K. & JEFFERIES, M.G. (1985). A state parameter for sand. *Géotechnique*, 35(2):99-112.
- BEEN, K. & LI, A.L. (2009). Soil liquefaction and paste tailings. Paste thickened and filtered, tailings, ACG, Perth, 12: 281-290.
- BOWKER, L. N. & CHAMBERS, D. M. (2017). In the dark shadow of the supercycle tailings failure risk and public liability reach all-time highs. *Environments*, 4(4):75-95.
- CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EM INGENIERÍA (2021). Computational analyses of Dam I failure at the Corrego de Feijão mine in Brumadinho Final Report. Report, UPC, Catalunya, 561 p.
- DAVIES, M. (2002). Tailings Impoundment Failures: are geotechnical engineers listening? *Geotechnical News* 20(3): 31-36.
- DAVIES, M. (2011). Filtered dry stacked tailings – the fundamentals. *Proceedings Tailings and Mine Waste*, Vancouver, 9: 1-9.
- DE LIMA, R.E., DE LIMA PIKANÇO, J., DA SILVA, A.F. & ACORDES, F.A. (2020). An anthropogenic flow type gravitational mass movement: the Córrego do Feijão tailings dam disaster, Brumadinho, Brazil. *Landslides*, 17(2): 2895–2906.
- DIXON-HARDY, D.W AND ENGELS, J. (2007). Methods for the disposal and storage of mine tailings. *Land Contamination & Reclamation*, 15(3): 301-317.
- ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1994). Design and evaluation of tailings dams, 63 p.
- Instituto Brasileiro de Mineração IBRAM (2016). Gestão e manejo de rejeitos da mineração, 127 p.
- Instituto Brasileiro de Mineração IBRAM (2022). Produção mineral, 45 p.

- JEFFERIES, M.G. (1993). Nor-sand: a simple critical state model for sand. *Géotechnique*, 43(1):91-103.
- JEFFERIES, M.G. & BEEN K. (2016). *Soil Liquefaction: A Critical State Approach*. Taylor & Francis Group, London and New York, 2 vol., 676 p.
- JEFFERIES, M.G. & SHUTTLE, D. A. (2002). Dilatancy in general Cambridge-type models. *Géotechnique*, 52(9): 625-638.
- JEFFERIES, M.G. & SHUTTLE, D. A. (2011). On the operating critical friction ratio in general stress states. *Géotechnique*, 61(8): 709-713.
- KLOHN (2017). *Study of Tailings Management Technologies*. Klohn Crippen Berger, 164 p.
- LADE, P. V. (1992). Static Instability and Liquefaction of Loose Fine Sandy Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(1), 51–71.
- LUMBROSO, D., MCELROY, C., GOFF, C., ROCA COLLELL, M., PETKOVSEK, G., & WETTON, M. (2019). The potential to reduce the risks posed by tailings dams using satellite-based information. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 38: Article 101209.
- MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA (2021). Ministério de Minas e Energia alcança importantes resultados em 2021. Disponível em: < <https://www.gov.br/mme/pt-br/assuntos/noticias/ministerio-de-minas-e-energia-alcanca-importantes-resultados-em-2021>> Acesso em: 17 fev. de 2022.
- MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA (2022). Mineração tem saldo de US\$ 49 bilhões em 2021 e garante balança comercial positiva. Disponível em: < <https://www.gov.br/mme/pt-br/assuntos/noticias/mineracao-tem-saldo-de-us-49-bilhoes-em-2021-e-garante-balanca-comercial-positiva>>. Acesso em: 10 fev. de 2022.
- MORGENSTERN, N. R., VICK, S.G., VIOTTI, C.B. & WATTS, B.D. (2016). Comitê de especialistas para análise da ruptura da barragem de rejeitos de Fundão. Relatório sobre as causas imediatas da ruptura da barragem de Fundão, 95 p.
- PACHECO, R.L.R. (2018). Static liquefaction in tailings dam and flow failure. Seminario Riesgos geotécnicos, Universidad Complutense de Madrid (UCM), Madrid, Spain, 11 p.
- RAFAEL, H.M.A.M. (2012). Análise do potencial de liquefação de uma barragem de rejeito. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, RJ, 97 p.
- ROBERTSON, P.K., MELO, L., WILLIAMS, D.J. & WILSON, G.W. (2019). Relatório do painel de especialistas sobre as causas técnicas do rompimento da Barragem I do Córrego do Feijão, 88 p.
- ROCSCIENCE (2022). Manual RS2. Disponível em: < https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/RS2/RS2_Strength_Factor_Theory.pdf>. Acesso em: 01 de maio de 2022.

- ROCSCIENCE (2022). Strength Factor. Disponível em: < https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/RS2/RS2_Strength_Factor_Theory.pdf >. Acesso em: 01 de maio de 2022.
- ROCSCIENCE (2022). Shear Strength Reduction Overview. Disponível em: < <https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation/rs2-model/ssr-stability-analysis> >. Acesso em: 01 de maio de 2022.
- SHUTTLE, D. & JEFFERIES, M. (2005). Norsand: description, calibration, validation and applications.
- SLADEN, J.A., D'HOLLANDER, R.D. AND KRAHN, J. (1985) The liquefaction of sands, a collapse surface approach. Canadian Geotechnical Journal, 22(4), 564–578.
- SOARES, L. (2010). Barragem de rejeitos. Tratamento de minérios. A. B. da Luz, J.A. Sampaio e S. C. A. França, Mineralis, Rio de Janeiro, Brasil, p. 831-896.
- STERNIK, K. (2014). Prediction of static liquefaction by nor sand constitutive model. Studia Geotechnica et Mechanica. XXXVI(3): 75-83.
- SOUZA, R.M. (2003). O método dos elementos finitos aplicado ao problema de condução de calor. Universidade Federal do Pará, Pará, 39 p.
- VICK, S. G. (1990). Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams. BiTech Publishers Ltd. Vancouver, Canadá, 369 p.
- ZIENKIWWICZ, O.C., HUMPHESON, C. & LEWIS, R.W. (1975). Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soil mechanics. Géotechnique, 25 (4): 671-689.