

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE DEFLAGRAÇÃO DE ESCORREGAMENTOS
SUBMARINOS, POR ELEVAÇÃO DE POROPRESSÃO, NA BASE DE UMA CAMADA
DE SOLO COM BAIXA PERMEABILIDADE

ELTON ALVES COLETA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

Campos dos Goytacazes – RJ

MARÇO DE 2024

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE DEFLAGRAÇÃO DE ESCORREGAMENTOS
SUBMARINOS, POR ELEVAÇÃO DE POROPRESSÃO, NA BASE DE UMA CAMADA
DE SOLO COM BAIXA PERMEABILIDADE

ELTON ALVES COLETA

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para a
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

ORIENTADOR: PROF. SÉRGIO TIBANA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
Campos dos Goytacazes – RJ
MARÇO DE 2024

FICHA CATALOGRÁFICA

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pelo autor.

C694

Coleta, Elton Alves.

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE DEFLAGRAÇÃO DE ESCORREGAMENTOS SUBMARINOS, POR ELEVÇÃO DE POROPRESSÃO, NA BASE DE UMA CAMADA DE SOLO COM BAIXA PERMEABILIDADE / Elton Alves Coleta. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2024.

71 f. : il.

Inclui bibliografia.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2024.

Orientador: Sérgio Tibana.

1. Estabilidade de Taludes Submarinos. 2. Modelagem Numérica de Escorregamento Submarinos. 3. Modelos Físicos de Taludes Submarinos. 4. Modelagem em Centrifuga de Escorregamentos Submarinos. I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE DEFLAGRAÇÃO DE ESCORREGAMENTOS
SUBMARINOS, POR ELEVAÇÃO DE POROPRESSÃO, NA BASE DE UMA
CAMADA DE SOLO COM BAIXA PERMEABILIDADE

ELTON ALVES COLETA

Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para a
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil.

Aprovada em 01 de março de 2024.

Comissão Examinadora:

Documento assinado digitalmente
 **PATRICIO JOSE MOREIRA PIRES**
Data: 24/04/2024 15:15:39-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Patrício José Moreira Pires (DSc, Geotecnia) – UFES- Vitória ES

Documento assinado digitalmente
 **FERNANDO SABOYA ALBUQUERQUE JUNIOR**
Data: 24/04/2024 17:55:30-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Fernando Saboya A. Jr. (DSc, Geotecnia) – LECIV/UENF

Documento assinado digitalmente
 **ALDO DURAND FARFAN**
Data: 24/04/2024 15:47:35-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Aldo Durand Farfán (DSc, Geotecnia) – LECIV/UENF (Co-orientador)

Documento assinado digitalmente
 **SERGIO TIBANA**
Data: 25/04/2024 07:13:44-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Sérgio Tibana (DSc, Geotecnia) – LECIV/UENF (Orientador)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a PETROBRAS pelo apoio financeiro a essa pesquisa. Agradeço aos meus orientadores Prof. Sérgio Tibana e Prof. Aldo Durand Farfán pela orientação, pelos ensinamentos que me foram passados e principalmente pela paciência que sempre tiveram comigo. Agradeço a minha noiva Gabriela Medina e minha irmã Raquel Coleta pela força e pelos incentivos que me deram durante toda trajetória.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Arranjos submarinos típicos de exploração de hidrocarbonetos.....	1
Figura 2- <i>Blackbones</i> submarinos distribuídos pelo planeta/globo terrestre (<i>Submarine Cable Map -2023</i>).....	2
Figura 3 - Cabo de transmissão de dados de alta velocidade alocado no leito marinho (<i>Submarine Cable Map -2023</i>).	2
Figura 4 - Modelo proposto por Urlaub et al. (2015).....	5
Figura 5 - Esquema do modelo numérico tridimensional utilizado (adaptado YAN 2019).	7
Figura 6 - Método de Equilíbrio Limite (GEOSLOPE 2015). b) Método dos Elementos Finitos (PHASE 2.0).	9
Figura 7 - Superfície de escoamento no espaço p' , q e e (adaptado de HELWANY, 2007)	13
Figura 8 - Gráfico de volume específico x logaritmo natural da tensão efetiva média (adaptado de HELWANY, 2007).	14
Figura 9 - Linha de adensamento isotrópico e linha de estado crítico.....	14
Figura 10 - Superfície de escoamento e linha de estado crítico.....	15
Figura 11 - Caixa teste utilizada para simulação física (Santos 2022).....	16
Figura 12 - Geometria do modelo numérico.	17
Figura 13 - Curva de compressão e descompressão isotrópica.....	20
Figura 14 - Trajetória das tensões desviadoras pela tensão confinante.	20
Figura 15 - Modelo numérico para os ensaios triaxiais.	22
Figura 16 - Malha de elementos finitos.	22
Figura 17 - Resultado da simulação em termos de deformação axial.....	22
Figura 18 - Calibração dos parâmetros de entrada.	23
Figura 19 - Simulações com tensão confinante de 100 kPa.	23
Figura 20 - Simulações com tensão confinante de 200 kPa.	24
Figura 21 - Simulações com tensão confinante de 400 kPa.	24
Figura 22 - Condições de contorno.	25
Figura 23 - Modelo numérico para simulação de estabilidade com a malha aplicada.	27
Figura 24 – Curvas- % do peso do material x Resistência não drenada mínima para estabilidade do talude.	28

Figura 25 - Incompatibilidade das malhas para diferentes inclinações.	30
Figura 26 - Decomposição da força peso.....	30
Figura 27 - Fluxo aplicado na base do modelo numérico.....	31
Figura 28 - Calibração 0°.....	32
Figura 29 - Calibração 2, 5°.....	32
Figura 30 - Calibração 5°.....	33
Figura 31 - Calibração 7,5°.....	33
Figura 32 - Calibração 10°.....	34
Figura 33 - Calibração 12,5°.....	34
Figura 34 - Calibração 15°.....	35
Figura 35 - Poropressão no modelo depois da consolidação e antes da aplicação do fluxo na base.....	36
Figura 36 - Resultado após a etapa poropressão.....	36
Figura 37 - Gráfico do comportamento da poropressão máxima pelo tempo.....	37
Figura 38 - Gráfico incremento de poropressão versus deslocamentos horizontais.....	37
Figura 39 - Deslocamentos verticais versus poropressão.....	38
Figura 40- Deslocamentos resultantes para o modelo sem rotação.....	38
Figura 41 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de 2,5°.....	39
Figura 42 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de 5°.....	39
Figura 43 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de 7,5°.....	40
Figura 44 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de 10°.....	40
Figura 45 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de 12,5°.....	41
Figura 46 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de 15°.....	41
Figura 47- Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.....	42
Figura 48 - Deformações plásticas após a etapa poropressão.....	42
Figura 49 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.....	42
Figura 50 - Deformações plásticas após a etapa poropressão.....	43
Figura 51 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.....	43
Figura 52- Deformações plásticas após a etapa poropressão.....	43
Figura 53 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.....	44
Figura 54- Deformações plásticas após a etapa poropressão.....	44
Figura 55 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.....	45
Figura 56 - Deformações plásticas após a etapa poropressão.....	45
Figura 57 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.....	46

Figura 58 - Deformações plásticas após a etapa poropressão.	46
Figura 59 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.....	47
Figura 60 - Deformações plásticas após a etapa poropressão.	47

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Valores de resistência não drenada (S_u) obtidas em voo de centrífuga (Santos, 2020).....	18
Tabela 2 - Limites de consistência para o material.	18
Tabela 3 - Valores das tensões confinantes na consolidação isotrópica.	19
Tabela 4 - Parâmetros de entrada modelo Cam - Clay.	21
Tabela 5 - Fator escala para o tempo.	26
Tabela 6- Componentes da força peso.	31
Tabela 7 - Valores de poropressão (kPa) máximos para rotação de 15°	48
Tabela 8 - Valores de poropressão (kPa) máximos para rotação de 10°	48
Tabela 9 - Valores de poropressão (kPa) máximos para rotação de 10°	49
Tabela 10 - Valores de poropressão (kPa) máximos para rotação de 0°	49

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ASTM	Sociedade Americana de Testes e Materiais
CIU	Consolidação isotrópica não drenada
CP	Corpo de prova
FS	Fator de segurança
LECIV	Laboratório de Engenharia Civil da UENF
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEL	Método de Equilíbrio Limite
UENF	Universidade Estadual do Norte Fluminense
N	Fator Escala
e	Índice de vazios
δ'	Tensão Confinante Efetiva
p'	Tensão efetiva média
q	Tensão desviadora
σ'_1	Tensão principal máxima
σ'_3	Tensão principal mínima
σ_v	Tensão efetiva vertical
σ_n	Tensão normal
σ'_a	Tensão axial
σ'_r	Tensão radial
τ	Tensão cisalhante
ρ_n	Peso específico natural
u_k	Índice de vazios da lec quando $\ln p'=1\text{kPa}$
ρ_{sub}	Peso específico submerso
K	Permeabilidade
ϕ'	Ângulo de atrito no estado crítico
ν	Coeficiente de Poisson
E	Módulo de elasticidade
G	Módulo de elasticidade cisalhante
S_u	Resistência não drenada
λ	Inclinação da reta virgem de compressão isotrópica
κ	Inclinação da reta de descompressão e recompressão

p_c

Tensão hidrostática.

ξ

Deformações

RESUMO

Os movimentos de massa submarinos são fenômenos naturais capaz de ocasionar prejuízos ambientais, econômicos e sociais. Podem iniciar em taludes de inclinação suaves, percorrer dezenas de quilômetros e acumular um grande volume de detritos. Atinge atualmente, principalmente, a indústria de Óleo & Gás. Diversos pesquisadores investigam as causas do início desses fenômenos, sugerindo que o desenvolvimento de excesso de poropressão na base da camada superficial do leito marinho seja um gatilho para iniciar o movimento de massa. Abalos sísmicos, sedimentação rápida, adensamento, desprendimentos de hidratos podem ser os causadores da elevação de poropressão. Neste contexto, este trabalho tem como objetivo avaliar por meio de modelagem numérica, o comportamento de modelos físicos de taludes de inclinações distintas submetidos a um aumento de poropressão na base de uma camada de solo de baixa permeabilidade. Os resultados das análises sugerem que o aumento da poropressão na base geram instabilidade no maciço, e que taludes de inclinações mais suaves precisam de valores maiores de poropressão para iniciar um deslizamento.

Palavras-chave: Estabilidade de Taludes Submarinos, Modelagem Numérica de Escorregamento Submarinos, Modelos Físicos de Taludes Submarinos, Modelagem em Centrifuga de Escorregamentos Submarinos.

ABSTRACT

Submarine mass movements are natural phenomena capable of causing environmental, economic, and social damage. They can start on gentle slopes, travel tens of kilometers, and accumulate large volumes of debris. It currently mainly affects the Oil & Gas industry. Several researchers investigate the causes of the onset of these phenomena, suggesting that the development of excess pore pressure at the base of the surface layer of the seabed is a trigger to initiate mass movement. Seismic shocks, rapid sedimentation, densification, and hydrate detachments can be the causes of the pore pressure rise. In this context, this work aims to evaluate through numerical modeling, the behavior of physical models of slopes of different inclinations submitted to an increase in pore pressure at the base of a soil layer of low permeability. The results of the analysis suggest that the increment of the pore pressure in the base generates instability in the massif and that slopes of smoother inclinations need higher pore pressure to occur in landslide marine.

Key-Words: Stability of Submarine Slopes, Numerical Modeling of Submarine Slip, Physical Models of Submarinos Slopes, Modeling in Submarine Slip Centrifuge.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	V
LISTA DE TABELAS	VIII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	IX
RESUMO.....	XI
ABSTRACT	XII
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
2.1 Objetivos.....	4
2.2 Escopo da Dissertação	4
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 Estudos Contemporâneos	5
2.2 Análise Numérica.....	8
2.3 Modelos Elastoplásticos	11
2.3.1 Modelo Cam-Clay modificado	12
CAPÍTULO 3 – MODELO PROPOSTO.....	16
3.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	17
3.2 Calibração dos Parâmetros	21
3.4 Fator tempo	25
CAPÍTULO 4 - SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	27
4.1 Análise de Estabilidade.....	27
4.2 Simulação com Incremento de Poropressão	28
4.3 Calibração do Modelo	31
CAPÍTULO 5 – RESULTADOS	36
5.1 Discussões	49
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES.....	52
6.1 Sugestões para futuras pesquisas.....	52
REFERÊNCIAS.....	53

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

Deslizamentos são fenômenos comuns no fundo dos oceanos, podem acontecer em proporções pequenas, algumas dezenas de metros cúbicos de material movimentado, ou, em escalas maiores, que podem chegar a milhares de quilômetros cúbicos. A instabilidade em encostas submarinas é um fator que gera preocupação em atividades econômicas relacionadas com a produção óleo e gás e redes de telecomunicações, sendo considerado um dos maiores riscos geológicos no mar, tendo em vista as grandes massas de solo envolvidas. Mecanismos de escorregamento de massa podem causar problemas em instalações localizadas a montante e a jusante do talude, como impactos e aterramento nos dutos de exploração de petróleo, rompimento de cabos de ancoragem de plataformas e cabos de fibra ótica de telecomunicação.

Os relevos oceânicos, onde são alocados dutos e outras estruturas para a produção e transporte de hidrocarbonetos (Figura 1), bem como demais instalações e utilidades, sempre estarão propensos aos agentes geológicos e hidrológicos naturais, e sua ruptura pode trazer graves consequências à atividade humana. Sua identificação e a probabilidade de ocorrência devem ser levadas em conta para efeitos de definição dos riscos relacionados ao traçado de dutos e projetos de alocações de estruturas submarinas. Habitações costeiras e estruturas como portos e estaleiros, também podem ser afetadas em decorrência de um deslizamento marinho, pois, dependendo da magnitude do deslizamento, podem acarretar tsunamis.

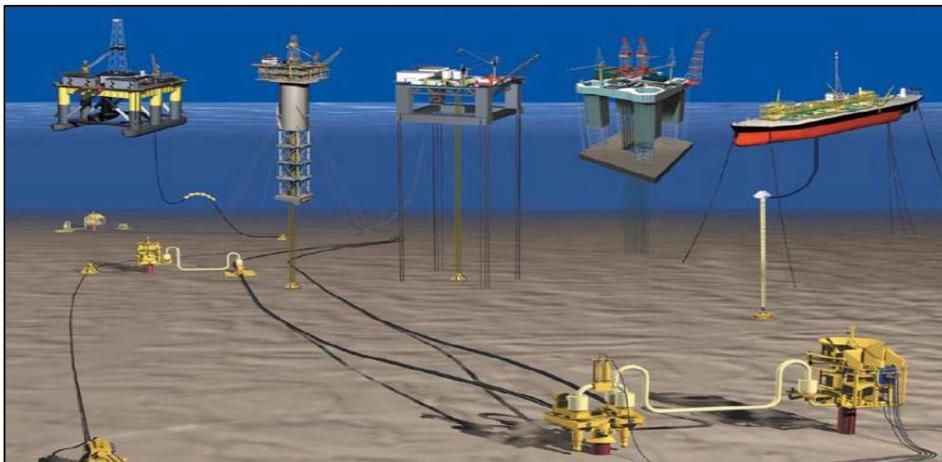


Figura 1 - Arranjos submarinos típicos de exploração de hidrocarbonetos.

Entender os fatores que desencadeiam um deslizamento marinho se tornou um desafio, motivado pela segurança na exploração de recursos minerais no fundo do oceano, em especial, de petróleo e gás natural, como também, pela necessidade de transmissão de dados por meio de linhas de comunicação no fundo do oceano. Estima-se que 99% dos transportes de dados intercontinentais são realizados através de grandes cabos fibra ótica denominados *backbones* (Figura 2).

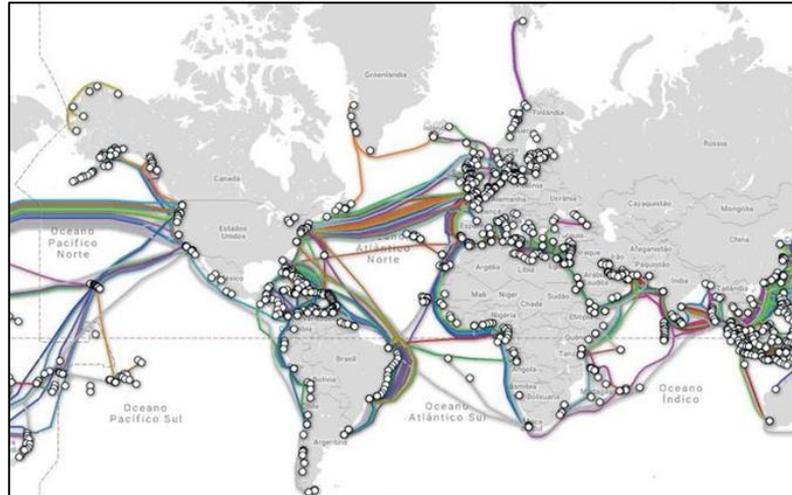


Figura 2- *Blackbones* submarinos distribuídos pelo planeta/globo terrestre (Submarine Cable Map - 2023).

Os dutos de exploração de petróleo, como os grandes cabos de transmissão, são apoiados diretamente no leito marinho (Figura 3). Um deslizamento em regiões onde são instaladas essas estruturas pode acarretar grandes prejuízos financeiros, ambientais e humanos.



Figura 3 - Cabo de transmissão de dados de alta velocidade alocado no leito marinho (Submarine Cable Map -2023).

Talling *et al.* (2021) descrevem como uma enorme corrente de detritos submarino casou o rompimento de dois cabos estratégicos na transmissão de dados na costa ocidental da África, diminuindo significativamente o tráfego de dados em toda costa ocidental da África. O estudo aponta que as grandes inundações ocorridas ao longo do rio Congo em dezembro de 2019, geraram um grande fluxo de detritos até à foz ocasionando uma sedimentação rápida, servindo como gatilho para início do movimento que se estendeu cerca de 1.300 km em direção ao oceano.

Um estudo de Fan *et al.* (2020) realizou uma busca abrangente de fontes sísmicas no Golfo do México, de 2008 a 2015, no qual foi concluído que 85 dessas fontes foram causadas por deslizamentos marinhos, o que emitiu um alerta para futuras catástrofes ambientais, devido à alta densidade de instalações *offshore* para exploração de hidrocarbonetos na região.

Deslizamentos marinhos podem ser desencadeado por diversos fatores, dentre eles, destacam-se os de maiores recorrências:

- Dissociação de hidratos de gás em áreas com a presença de hidratos de gás, a redução das condições de pressão e/ou aumento da temperatura levam à dissociação do hidrato de gás. Esse processo gera infiltração do gás na massa do solo, ascendendo para área de menor pressão, levando a um aumento de poropressão e à conseqüente redução das forças resistentes da massa de solo;
- Altas taxas de sedimentação, podem provocar uma sobrecarga sobre o talude, e, em solos de baixa permeabilidade, podem ocasionar o aumento da poropressão;
- Ondas de tempestade que causam sobrecarga cíclica nos sedimentos, alterando o equilíbrio do sistema água-sedimento;
- Correntes marinhas e/ou correntes de turbidez, cavando planos de fraqueza preferenciais, ou remodelando a morfologia do fundo e originando inclinações acentuadas;
- Terremotos com abrangência de atuação de até 100 km a partir do epicentro, podendo haver alteração do estado de tensão com aumento de poropressão, e, possivelmente, até um estado de liquefação;
- Alterações no nível médio dos oceanos, levando a uma variação das condições de carregamento dos sedimentos, podendo haver aumento do excesso de poropressão;

De acordo com os possíveis efeitos supracitados, observa-se que os mecanismos de “gatilho” para início de um deslizamento marinho têm relação direta com o fator poropressão.

2.1 OBJETIVOS

O objetivo do presente trabalho é analisar o efeito da poropressão no mecanismo de instabilidade em encostas submarinas de diferentes inclinações, utilizando modelos numéricos, por meio do método dos elementos finitos. Os modelos desenvolvidos neste trabalho buscam representar uma série de ensaios físicos com modelos reduzidos realizados por Santos (2022), na centrífuga geotécnica da Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF).

Foram simulados taludes de diferentes inclinações e de perfil homogêneos, com solo de baixa resistência e de baixa permeabilidade, submetidos a incrementos de poropressão, controlados e induzidos por meio de um fluxo ascendente na base do talude, pretende-se com os resultados analisar a interferência da inclinação do talude, e os deslocamentos e deformações que acontecem no mecanismo pré ruptura.

2.2 ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em 5 capítulos, sendo o capítulo 2 uma revisão bibliográfica sobre o desencadeamento de deslizamentos marinhos, e um breve apanhado sobre modelagem numérica, o software utilizado e de modelos constitutivos. O capítulo 3 descreve a definição do modelo e a obtenção e calibração dos parâmetros dos materiais que compõe o mesmo, as condições de contorno e o fator tempo de cada passo na modelagem. O capítulo 4 descreve a modelagem numérica, passo a passo da simulação e o ajuste e a calibração do modelo. No capítulo 5, são apresentados os resultados das simulações e os gráficos e figuras que ilustram a interferência do fator poropressão no rompimento do talude, discussões dos resultados, conclusões e recomendações de trabalhos futuros dentro da temática.

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTUDOS CONTEMPORÂNEOS

Em razão da abrangência que movimentos de massa marinhos podem ter, da magnitude de força e dos estragos que podem causar em estruturas *offshore* e costeiras, estudos envolvendo mecanismos geradores de instabilidade em taludes marinhos podem ser considerados poucos difundidos, muito pela dificuldade de instrumentação e monitoramento do fundo do mar, já que a maioria dos deslizamentos ocorrem sem a percepção humana. Destacam-se alguns trabalhos recentes que foram motivados pelo mecanismo de disparo de um deslizamento marinho.

Urlaub *et al.* (2015) simularam numericamente taludes de baixa inclinação, menores que 2° , compostos por material de baixa resistência e de baixa permeabilidade, submetidos a excesso de poropressão, provocado por taxas de sedimentação inferiores a 0,15 m /1000 anos (Figura 4). Utilizando o método dos elementos finitos por meio do software ABAQUS, o estudo constatou que, com taxa de sedimentação tão baixa, é muito difícil atingir excessos de poropressão suficientes para gerar instabilidades nos taludes modelados.

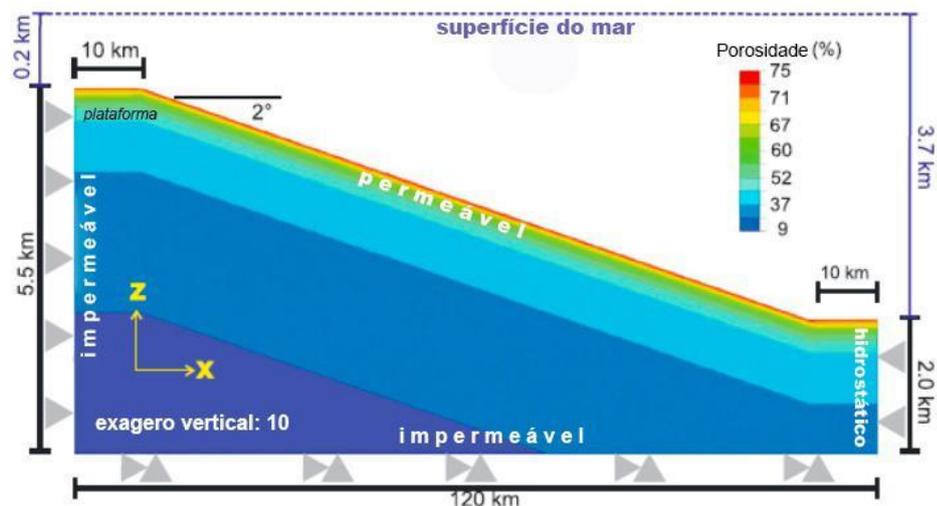


Figura 4 - Modelo proposto por Urlaub *et al.* (2015).

Zhang *et al.* (2015) realizaram um estudo sobre instabilidade de taludes marinhos em centrífuga geotécnica na Universidade de Tsinghua, Pequim, China. O intuito do estudo foi avaliar a estabilidade do talude e os tipos de rupturas quando submetidos a incrementos de poropressão, por meio de água pressurizada em taludes com

ângulos distintos. Ensaios foram realizados a uma aceleração de 50 G, com um fator de escala de escala geométrica de $N=50$. As espessuras das camadas de argila dos protótipos variaram entre 1,25 e 1,85 metros. A pressão da água foi aplicada a partir de zero a um valor máximo de 30 kPa, em uma taxa de incremento de 3 kPa a cada 30 segundos.

O estudo revelou que, para os modelos com inclinação mais baixa (inferiores a 15°), a ruptura ocorreu por tração, devido ao acúmulo de poropressão na camada de argila, na ordem de 2,2 vezes a tensão efetiva do solo. Para modelos com inclinação mais íngremes (20° e 25°), houve um acúmulo de poropressão menor, por haver dissipação nas pequenas fissuras, a ruptura ocorreu por cisalhamento e com um valor de poropressão próximo da tensão efetiva do solo.

Liu *et al.* (2019) estudaram os mecanismos de instabilidade e destruição do leito marinho, utilizando modelagem física a 1g, e discutiu os efeitos de diferentes condições geológicas do fundo do mar. Foram identificadas falha por cisalhamento e deformação *pockmark*, como rupturas comuns sob excesso de poropressão. A simulação da decomposição do hidrato de gás foi feita aplicando gás pressurizado em um solo de baixa permeabilidade, variando a inclinação do talude entre 5° e 15° .

Yan *et al.* (2019) realizaram um estudo por meio de modelos numéricos tridimensionais na plataforma ABAQUS, com o intuito de simular processos de instabilidades causados pela dissociação e exploração de hidrato de gás metano. Foram utilizados dados reais de exploração de hidrato da área de Shenhu, no Mar da China Meridional, para estabelecer os modelos. A primeira etapa foi a aplicação do equilíbrio geostático do modelo e determinação do fator de segurança por redução de força. Após, foi simulado o mecanismo de exploração por meio de depressurização e injeção de calor. Por término, foi simulada a dissociação de hidrato, que resulta em gás e água.

O estudo indicou que as maiores instabilidades do talude ocorreram por mecanismo de dissociação, mas que a depressurização instantânea e a injeção de calor também podem levar à instabilidade e conseqüentemente ao deslizamento (Figura 5).

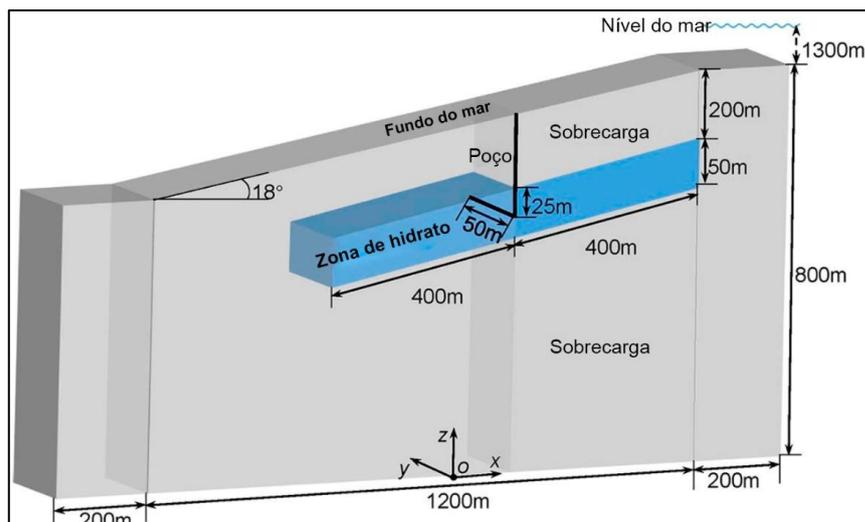


Figura 5 - Esquema do modelo numérico tridimensional utilizado (adaptado YAN 2019).

MI *et al.* (2021) simularam numericamente processos de instabilidades dinâmicas em taludes submarinos, causadas por ondas sísmicas horizontais. Foi utilizado o método dos elementos finitos, onde foi implementado, por meio de sub-rotinas, um modelo constitutivo elastoplástico cíclico para descrever o comportamento tensão x deformação. A racionalidade do modelo constitutivo elastoplástico cíclico é validada comparando seus resultados calculados com os do modelo de Von-Mises.

No estudo é estabelecido um método de análise numérica que pode refletir as propriedades da argila mole e o processo de instabilidade dinâmica para taludes submarinos. O modelo pode prever o acúmulo de deformação da argila mole, também pode descrever visualmente todo o processo dinâmico de instabilidade de taludes e mudanças topográficas antes e depois do movimento, ou seja, é estabelecido um método de análise numérica que pode refletir as propriedades dinâmicas de argila mole e o processo de instabilidade dinâmica para taludes submarinos.

Bellwald *et al.* (2018) modelaram numericamente taludes de inclinações suaves (menores que 1°), submetidos a um processo de sedimentação glacial lento, combinado com outros agentes desestabilizadores, como abalos sísmicos e dissociação de hidrato de gás por diferentes períodos glaciais. Foi usado como referência de condições de contorno e de parâmetros geotécnicos o deslizamento submarino de Tampen, no Mar do Norte na Noruega. Estima-se que foram movimentados cerca de 1.800 Km^3 de solo nesse episódio.

O estudo avaliou a estabilidade da encosta sob diferentes cenários e concluiu que somente o processo de sedimentação ocasionado pelo derretimento de geleiras não

ocasionaria instabilidade suficiente para dar início ao movimento, e que, no material retirado na região, não foram encontrados vestígios de hidrato de gás, portanto o fator de gatilho do movimento provavelmente foi um terremoto. O estudo ainda diz que a probabilidade de futuros deslizamentos dessa magnitude na região é muito baixa e que o modelo pode ser calibrado para modelar outras regiões costeiras similares.

Santos (2022) realizou uma série de ensaios com modelos físicos reduzidos na centrífuga geotécnica da UENF, com um fator de escala de $N=50$, com taludes de inclinação inferiores a 15° . No modelo se aplicou água pressurizada na base do talude levando-o à ruptura: a autora obteve um incremento médio de 6,3 kPa para ruptura dos modelos, que corresponde aproximadamente a 27% da tensão efetiva do solo na base do modelo.

2.2 ANÁLISE NUMÉRICA

O método mais consolidado para análise de estabilidade de talude é o Método de Equilíbrio Limite (MEL), devido a sua simplicidade de aplicação, maior tempo de difusão no mercado e por exigir uma demanda computacional inferior quando comparado a métodos mais sofisticados. O método entrega como produto um fator de segurança (FS), que se baseia em decompor o problema em forças e momentos que atuam a favor e contra o deslizamento de massa.

Apesar de amplamente difundido, apresenta algumas limitações, principalmente no que diz respeito à deformabilidade do solo. O método é baseado somente em uma análise elástica, logo, não leva em consideração deformações plásticas. Pyke (2017) diz que o método é simplificado e consiste apenas em aproximações da situação real. Tais técnicas apresentam limitações que reduzem a sua utilidade, como a possibilidade do surgimento de forças de tração dentro do maciço de solo. Outras restrições citadas são a inabilidade de calcular fatores de segurança locais, que podem indicar uma ruptura progressiva, assim como de considerar efeitos tridimensionais e forças de percolação.

Uma alternativa para análise de estabilidade que supre as limitações supracitadas é o Método dos Elementos Finitos (MEF). Segundo Silva (2010), dada a necessidade de simplificar os modelos para diminuir a sua hiperestaticidade, a utilização dos métodos de equilíbrio limite fomenta algumas dúvidas acerca da razoabilidade dos resultados obtidos. Por esse motivo, outros tipos de análises, como

o MEF, foram pesquisados, com o intuito de incorporar as relações tensão-deformação dos solos. Duncan (1996) mostrou que o método pode ser usado para analisar a estabilidade e as deformações de taludes. Griffiths e Lane (1999) ilustraram que o método dos elementos finitos representa um instrumento poderoso para a análise da estabilidade de taludes, e concluíram que é preciso, adaptável e requer menos pressupostos, especialmente no que diz respeito ao mecanismo de ruptura.

A grande vantagem do método está na capacidade de prever a superfície de ruptura e, ao mesmo tempo, possibilitar o conhecimento das deformações, das tensões atuantes e da resistência mobilizada. Porém o método exige um custo computacional muito superior, em comparação ao MEL. Outro ponto negativo é a necessidade de investigações geotécnicas mais aprofundadas para se ter análises confiáveis é preciso usar modelos constitutivos adequados, portanto os parâmetros de resistência de comportamento do material têm que estar bem definidos (Figura 6).

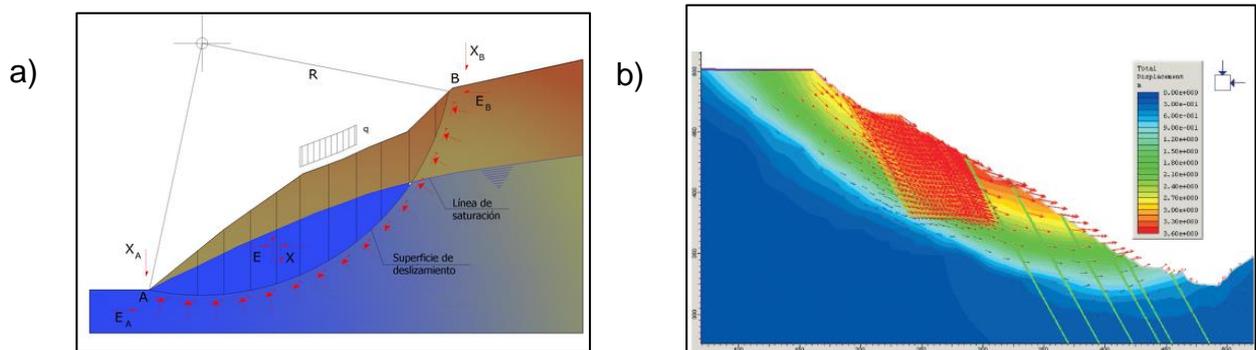


Figura 6 - Método de Equilíbrio Limite (GEOSLOPE 2015). b) Método dos Elementos Finitos (PHASE 2.0).

Sandoval (2013) define que o Método dos Elementos Finitos se baseia na divisão de algo contínuo em partes distintas, às quais se dá o nome de elementos. Essa subdivisão do todo em elementos cria a malha de elementos finitos, linhas delimitam e separam esses elementos, que se conectam aos outros ao redor pelo número finito de pontos nodais em seus limites. O comportamento de cada elemento é definido por uma função de interpolação polinomial.

O MEF consegue transformar o meio descontínuo (infinitos graus de liberdade), governado por equações diferenciais, em um sistema com número finito de equações, sejam lineares ou não lineares. Parte do princípio de que as infinitas variáveis desconhecidas de um sistema podem ser estimadas pela interpolação dos valores calculados num número finito de pontos discretos, com comportamento bem definido.

Substitui o problema diferencial por um algébrico, em que se conhecem as técnicas de soluções, aproximadamente equivalentes.

Atualmente é considerada uma das ferramentas numéricas mais importantes e utilizadas para a solução dos problemas de engenharia geotécnica.

O Método dos Elementos Finitos para problemas de tensão de formações de corpos sólidos é resumido em seis passos:

- Discretização do meio contínuo;
- Seleção do modelo de deslocamentos (funções de interpolação);
- Montagem da matriz de rigidez dos elementos (determinação das propriedades dos elementos);
- Montagem da matriz de rigidez global;
- Solução do sistema de equações para deslocamentos;
- Cálculo das incógnitas do problema.

A escolha do ABAQUS para a simulação numérica, se deu pela sua capacidade de analisar comportamentos elásticos e elastoplásticos: o programa possui incorporados modelos constitutivos que foram elaborados para previsões do comportamento mecânico dos solos, como o modelo Mohr Coulomb, de Drucker - Prager e o Cam-Clay. O ABAQUS possui duas partes distintas, a parte gráfica tem o módulo *ABAQUS/CAE* e *ABAQUS/Viewer*, e a parte da solução tem os módulos *ABAQUS/Standard* e *ABAQUS/Explicit*. O *ABAQUS/CAE* é o que desenvolve o modelo geométrico e pode atuar tanto como pré-processador e como no pós-processador. O pré-processador gera o arquivo de entrada que contém as partes, seções, propriedades do material, condições de contorno, carregamento aplicado e a malha de elementos finitos, com suas propriedades. O pós-processador permite a visualização gráfica dos resultados.

O *ABAQUS/Viewer* funciona exclusivamente como pós-processador. O *ABAQUS/Standard* e o *ABAQUS/Explicit* são os que se encarregam das simulações. O *ABAQUS/Standard* é o método mais exato, a solução mais estável, pois resolve o sistema de equações em cada incremento do processo da solução, porém demanda um maior tempo computacional para a resolução dos problemas. É recomendável para análises estáticas e dinâmicas lineares.

O *ABAQUS/Explicit* é o módulo para a resolução mais rápida de problemas dinâmicos com grandes deformações e deslocamentos, já que determina a solução sem interações, com uma integração explícita do próximo estado cinemático, a partir do estado obtido do incremento anterior, com isso requer menor tempo computacional.

2.3 MODELOS ELASTOPLÁSTICOS

De acordo com Alonso *et al.* (1987), a principal vantagem do modelo constitutivo é viabilizar o tratamento unitário dos resultados obtidos de acordo com parâmetros, com diferentes tipos de ensaios e distintas trajetórias de tensões, possibilitando uma análise do conjunto com um tratamento unificado. Os modelos permitem também uma melhor interpretação e identificação dos estados e dos parâmetros básicos que caracterizam o comportamento dos solos.

Em algumas situações na engenharia geotécnica, é possível simplificar o comportamento do solo como de um material elástico linear, de modo geral, em situações em que se esperam pequenas deformações, como por exemplo em fundações de edifícios de pequeno porte. Em outros casos, onde se esperam deformações maiores e grandes deslocamentos, não é possível aplicar esta simplificação, pois devem ser consideradas além das deformações elásticas, também as plásticas, portanto não lineares. Nesse caso, é mais apropriado utilizar modelos denominados elastoplásticos para previsão de comportamento.

De acordo com o SOUZA NETO *et al.* (2008), os componentes básicos de um modelo elastoplástico são:

- a decomposição das deformações em elástica e plástica;
- a função de elasticidade;
- o critério de escoamento;
- a lei de fluxo plástico, definindo a evolução das deformações plásticas;
- as regras de endurecimento ou degradação, caracterizando o pós escoamento.

A função de escoamento separa a região onde a variação do estado de tensão apresenta um comportamento elástico da região onde o comportamento é elastoplástico.

2.3.1 Modelo Cam-Clay modificado

O modelo foi o resultado dos trabalhos de Schofield e Wroth (1968) e de Roscoe e Burland (1968) desenvolvidos a partir do trabalho de Roscoe et. al (1958, 1963) (Teoria dos Estados Críticos), para simular o comportamento plástico dos solos moles, é considerado um modelo elastoplástico completo, o método é capaz de descrever a relação tensão-deformação na zona elástica e na plástica, além de atualizar a superfície de escoamento após as deformações plásticas, portanto considera o histórico de tensões do solo.

A cada incremento de deformação plástica, uma nova superfície de escoamento é criada, com o mesmo formato, porém tamanho maior que a anterior, obedecendo às equações de plasticidade propostas. O modelo simplifica a representação das superfícies de escoamento no espaço de tensões principais por uma representação em função dos seguintes parâmetros de estado: tensão hidrostática (p'), tensão desviadora (q) e volume específico (v), considerando uma amostra cilíndrica de solo submetida aos esforços triaxiais $\sigma_a = \sigma_r$ (axial), e o índice de vazios, logo temos que:

$$p' = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_r}{3} \quad (1)$$

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r \quad (2)$$

$$v = 1 + e \quad (3)$$

O formato apresentado evidencia os parâmetros de referência mais importantes do solo, a Figura 7 ilustra o formato apresentado pelo modelo.

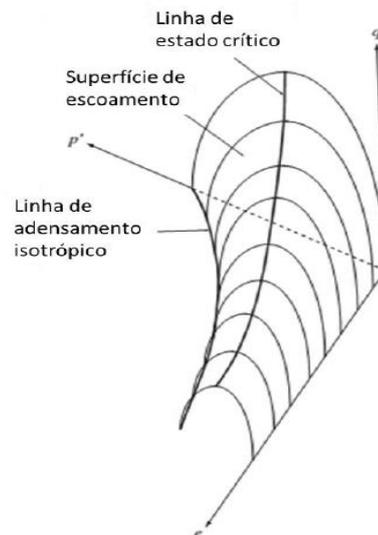


Figura 7 - Superfície de escoamento no espaço p' , q e e (adaptado de HELWANY, 2007)

Com a plotagem dos planos ortogonais, é possível obter informações importantes, plotando o plano $\ln p' \times v$, tem-se os gráficos da Figura 8 e da Figura 9, que evidenciam as linhas de adensamento isotrópico (LIC), de carregamento e descarregamento da zona elástica e de estado crítico (LEC). A partir deste gráfico é possível obter, segundo o modelo Cam-clay, os seguintes parâmetros de rigidez do solo:

λ = inclinação da LIC/ LEC;

κ = inclinação da reta de descompressão no plano;

N = índice de vazios da LIC quando $\ln p'=1\text{kPa}$;

v_k = índice de vazios da lec quando $\ln p'=1\text{kPa}$

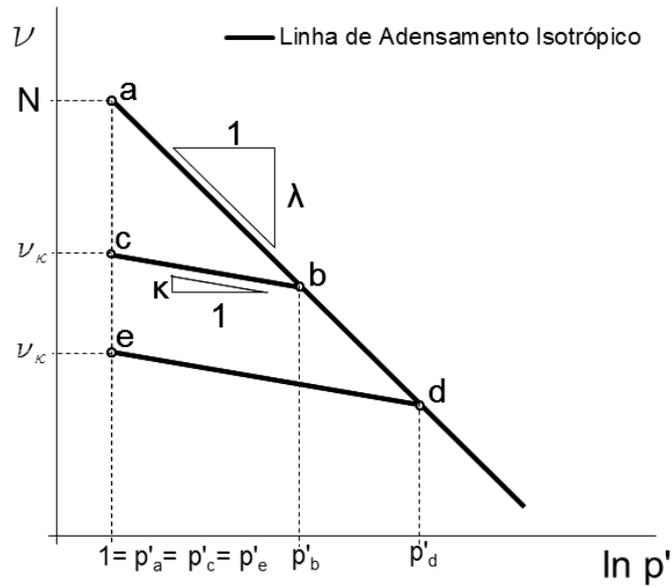


Figura 8 - Gráfico de volume específico x logaritmo natural da tensão efetiva média (adaptado de HELWANY, 2007).

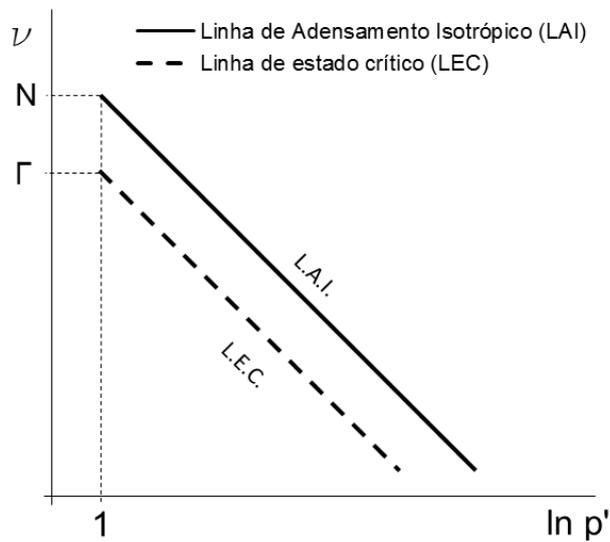


Figura 9 - Linha de adensamento isotrópico e linha de estado crítico.

A linha de adensamento isotrópico tem a seguinte equação:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (4)$$

A linha de descompressão (b-c e d-e) a equação é dada por:

$$v = v_k - K \ln p' \quad (5)$$

No plano $p' \times q$, observado na figura 14, também fica em evidência a LEC, que é dada por:

$$M = \Delta q / \Delta p' \quad (6)$$

Onde M é um parâmetro de rigidez do solo, que também pode ser relacionado com o ângulo de atrito crítico do solo pela equação:

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (7)$$

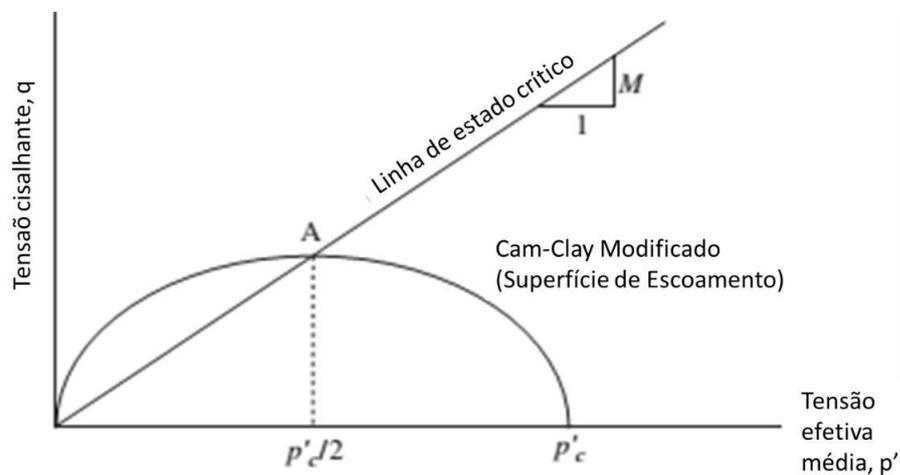


Figura 10 - Superfície de escoamento e linha de estado crítico.

O modelo também exige em sua formulação a definição do módulo de elasticidade cisalhante G , que pode ser relacionado com os conhecidos módulo de elasticidade (E') e coeficiente de Poisson (ν), através da Equação abaixo:

$$G = \frac{E'}{2(1-\nu)} \quad (8)$$

A função de escoamento (ou função de plastificação) é dada pela equação (mostrada graficamente na Figura 10):

$$q^2 - M^2 (p'(p_0 - p_1)) = 0 \quad (9)$$

CAPÍTULO 3 – MODELO PROPOSTO

Com foco no incremento de poropressão, a proposta é simular, em ambiente computacional, taludes de inclinações distintas, submetidos ao fluxo ascendente, com o intuito de induzir o excesso de poropressão até o rompimento. Foram utilizados como referência ensaios físicos reduzidos realizados por Santos (2022), na centrífuga geotécnica da UENF, onde foi desenvolvida uma caixa (Figura 11) de teste para simular taludes de diferentes inclinações, com solo saturado de perfil homogêneo e baixa resistência.



Figura 11 - Caixa teste utilizada para simulação física (Santos 2022).

A caixa teste tem dimensões internas de 45 cm de comprimento, 22 cm de largura e 5,82 cm de altura, com dois parafusos fixos para ajuste da inclinação e dutos plásticos com a finalidade de aplicar água pressurizada na base.

O ensaio foi realizado a uma aceleração gravitacional 50 G, e consistia, primeiramente em realizar o adensamento do material, e posteriormente em girar a caixa teste na inclinação pretendida e aplicar um fluxo controlado ascendente na base do talude, para induzir o excesso de poropressão, levando assim o talude à ruptura.

O modelo numérico possui um fator de escala de 1/1 logo a geometria do modelo é idêntica à geometria do protótipo do modelo físico, em relação à caixa teste, o modelo numérico tem dimensões 50 vezes maior, a Figura 12 mostra as dimensões do modelo.

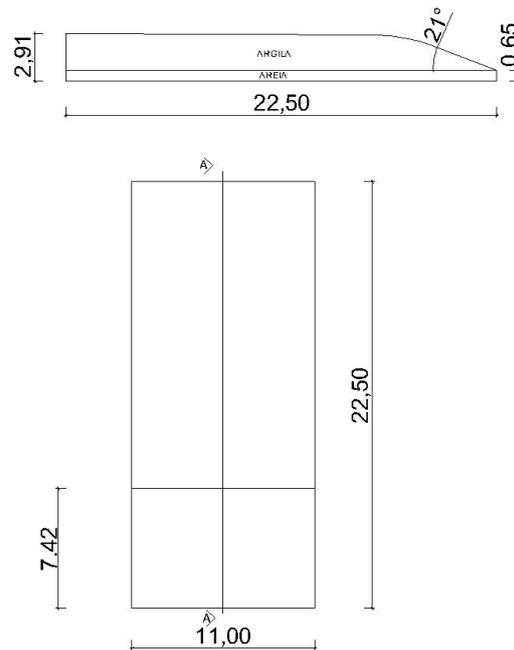


Figura 12 - Geometria do modelo numérico.

3.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

O modelo físico possuía duas camadas de solo, a primeira composta por areia com a finalidade de distribuir de forma uniforme o fluxo aplicado. A segunda parte corresponde ao corpo do talude, com uma inclinação de 21° na base, e composta por uma mistura de 40% Caulim e 60% metacaulim.

Em simulações numéricas, é importância a obtenção de parâmetros geotécnicos precisos do modelo adotado, para que se tenham resultados confiáveis e condizentes com o comportamento do protótipo. Dentro dessa perspectiva, foram realizados ensaios triaxiais no Laboratório de Engenharia Civil da UENF (LECIV), sempre utilizando amostras amolgadas da mistura que compões o modelo físico.

É importante ressaltar que a areia utilizada para forrar a caixa teste no modelo físico reduzido possuía a finalidade apenas de uniformizar o fluxo aplicado, portanto, não será o foco das análises deste trabalho. Segundo Melo (2010), a mistura que compõe o talude possui características e parâmetros geotécnicos que se assemelham a de uma argila marinha de baixa resistência, Santos 2020 realizou ensaios de mini palheta e obteve um valor médio de resistência não drenada (S_u) de 3,01 kPa, na Tabela 1 temos os resultados.

Tabela 1- Valores de resistência não drenada (Su) obtidas em voo de centrifuga (Santos, 2020).

	Ensaio	Torque máximo (kNm)	Su (kPa)
Mistura	1	1,17E-05	2,86
	2	1,33E-05	3,25
	3	1,19E-05	2,90
	Média	1,22936E-05	3,01
Caulim	1	2,03E-05	4,97

O material possui um teor de umidade elevado, equivalente a 1,5 vezes o limite de liquidez (valores dos limites de consistência na Tabela 2), e apresenta uma consistência fluída, o que torna impossível a moldagem de corpos de prova em seu estado natural.

Tabela 2 - Limites de consistência para o material.

Material	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)	Densidade real dos grãos (g/cm ³)
Caulim	56,8	27,7	29,1	2,4
Metacaulim	NP	NP	NP	2,58
Mistura	47,3	29,4	17,9	2,57

Como solução, a mistura foi levada para um equipamento chamado consolidômetro, que está situado no laboratório da centrifuga geotécnica da UENF. A amostra é levada para um container onde é submersa em água desairada, para que sejam aplicadas as cargas axiais controladas.

Cada etapa de carregamento durou em torno de 5 horas, o período foi determinado através de um ensaio teste, onde foi observado que esse tempo era suficiente para estabilização dos deslocamentos, as leituras de carregamento e deformação vertical são tomadas de forma contínua, o carregamento é aplicado através de um pistão, onde foi aplicado cinco estágios de pressão: 6,25kPa, 12,5kPa, 25kPa, 50kPa e 90kPa. Esses campos de tensões foram altos suficientes para garantir a trabalhabilidade da amostra e suportar o peso próprio na câmara, e baixos suficiente para trabalharmos com amostras normalmente adensadas nos ensaios.

Após a etapa de confecção da amostra, se dá início ao ensaio de cisalhamento triaxial, que foi executado seguindo as recomendações da norma internacional ASTM D476711, com as seguintes etapas:

- **Saturação:** Para argilas de alta plasticidade, um valor mínimo de pressão suficiente para atingir saturação de 100% de 300KPa. O corpo de prova é considerado saturado se o valor de B (parâmetro de Skempton) é igual ou maior do que 0,96, o que foi alcançado em todos os casos.
- **Adensamento:** Adensamento hidrostático empregado em ensaios triaxiais, a tensão de confinamento foi aumentada para 400 kPa, e a contrapressão foi mantida em 300 kPa, para a consolidação de 100 kPa. Foi aumentada de para 500 KPa, e a contrapressão foi mantida em 300 kPa, para a consolidação de 200 kPa. Foi aumentada de para 700 KPa, e a contrapressão foi mantida em 300 kPa, para a consolidação de 400 kPa.
- **Cisalhamento:** A tensão de confinamento é mantida constante enquanto o carregamento axial cresce até a ruptura. O ensaio realizado é o consolidado isotopicamente não drenado (CIU), isto é, durante a fase de cisalhamento a drenagem do CP é impedida. O cisalhamento é realizado com velocidade de 0,02 mm/min.

Os valores das tensões confinante dos ensaios estão na Tabela 3, o ensaio CP-05 foi consolidado a uma pressão de 400 kPa, e posteriormente houve um alívio e foi rompido com a tensão confinante de 100 kPa.

Tabela 3 - Valores das tensões confinantes na consolidação isotrópica.

Ensaio	Corpo de Prova	Tensão Confinante de Adensamento ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$)
CIU	CP-01	100 KPa
CIU	CP-02	200 KPa
CIU	CP-03	400 KPa
CIU	CP-05	400 KPa

A Figura 13 ilustra a variação do índice de vazios pelo logaritmo natural da tensão confinante, com os pontos foram traçados a curva de compressão e a curva

de decompressão isotrópica, e obtiveram-se as premissas dos valores dos parâmetros λ e K .

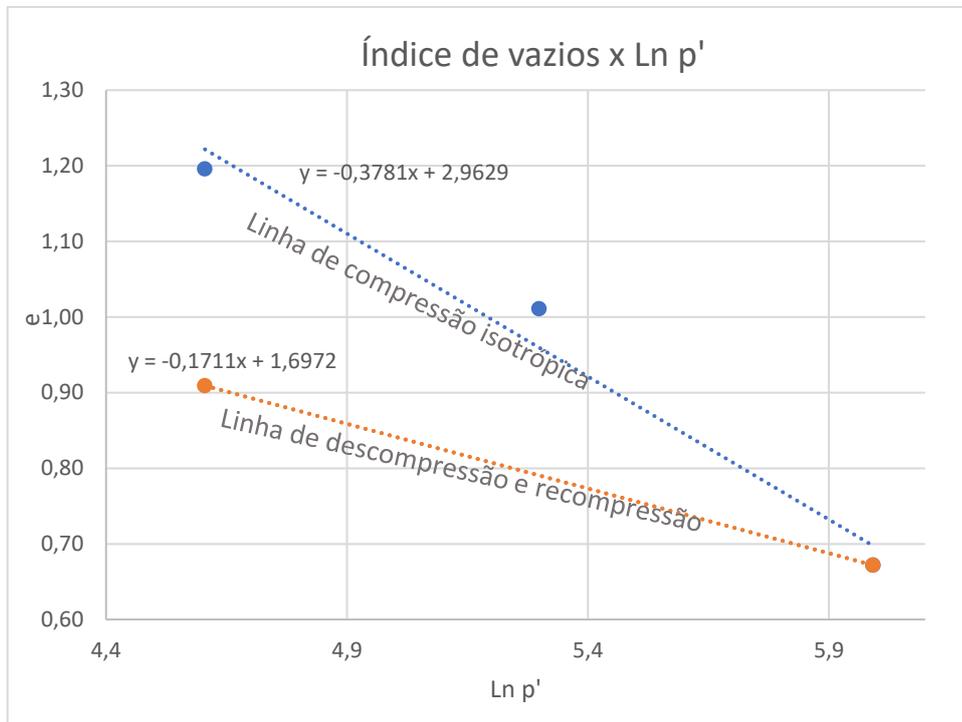


Figura 13 - Curva de compressão e decompressão isotrópica.

A Figura 14 apresenta a trajetória das tensões desviadoras (q) pela tensão confinante (p'), onde foi obtido a premissa do parâmetro M (equação 7), que é um parâmetro de rigidez e corresponde à inclinação da linha do estado crítico (LEC).

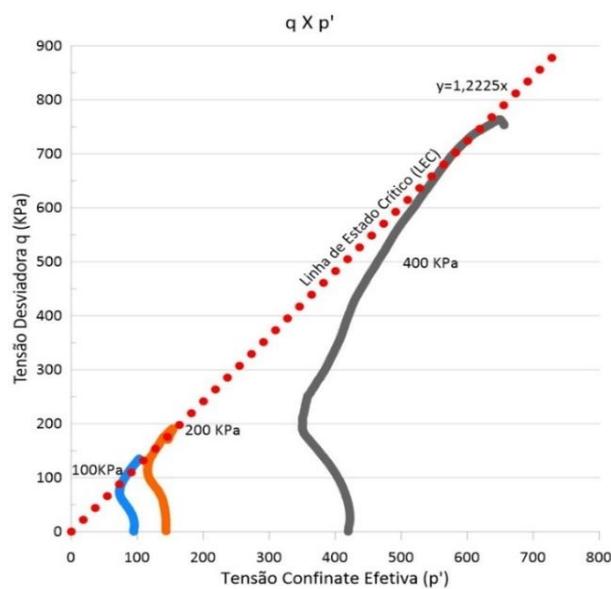


Figura 14 - Trajetória das tensões desviadoras pela tensão confinante.

A Tabela 4 mostra a premissa dos parâmetros para as simulações numéricas, onde posteriormente os valores foram ajustados numericamente para entrada no modelo.

Tabela 4 - Parâmetros de entrada modelo Cam - Clay.

PARÂMETROS DE ENTRADA	
ρ_n	1,78 g/cm ³
ρ_{sub}	0,80g/cm ³
K	8,46 E ⁻⁷ cm/s
λ	0,3781
κ	0,1711
M	1,22
μ	0,41
e	1,30

3.2 CALIBRAÇÃO DOS PARÂMETROS

O modelo constitutivo utilizado possui um número considerável de parâmetros, onde cada um possui sua contribuição na modelagem, é importância garantir que o comportamento do material modelado seja similar ao do modelo físico. Portanto foi realizada a calibração dos parâmetros através de simulações numérica, ou seja, foram simulados no ambiente computacional os ensaios triaxiais com variações nos dados de entrada, de modo que as curvas do comportamento tensão x deformação do material obtidos numericamente sejam próximos das curvas obtidas experimentalmente.

No ambiente computacional, foi modelado de forma a garantir as mesmas condições de contorno, geometria, tempo, velocidade de ensaio e tensões iguais aos ensaios de laboratório. A Figura 15 retrata as condições iniciais do ensaio triaxial, onde é aplicada uma restrição vertical de movimento no topo, uma tensão isostática confinante e depois a deformação a velocidade constante. Para a simulação, foram

utilizados 900 elementos do tipo hexaédrico C3D8R (Figura 16), a deformação aconteceu a uma velocidade constante de 0,02 mm/min. A Figura 17 ilustra os resultados em termos de deslocamento no eixo vertical.

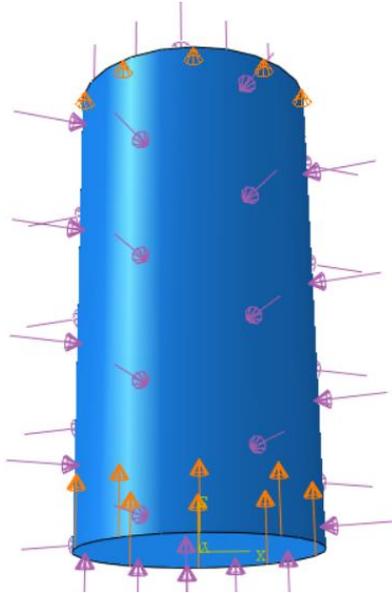


Figura 15 - Modelo numérico para os ensaios triaxiais.

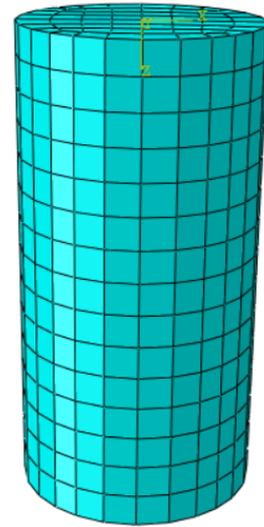


Figura 16 - Malha de elementos finitos.

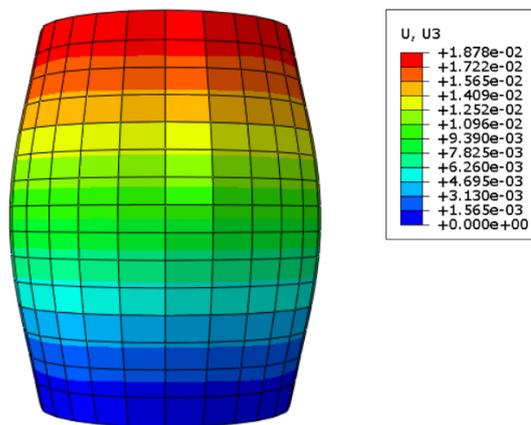


Figura 17 - Resultado da simulação em termos de deformação axial.

A primeira simulação numérica foi realizada com os parâmetros extraídos dos ensaios de laboratório com os valores da Tabela 4 (curva Numérico 01), e observou-se uma discrepância grande no comportamento da curva tensão x deformação em comparação com a curva do ensaio em laboratório, o que comprometia a similaridade entre o comportamento dos modelos. Então, foi realizada uma bateria de simulações,

alterando os valores de entrada dos parâmetros M , λ , K e ν até que houvesse uma aproximação das curvas, a Figura 18 mostra a série de ensaios realizados.

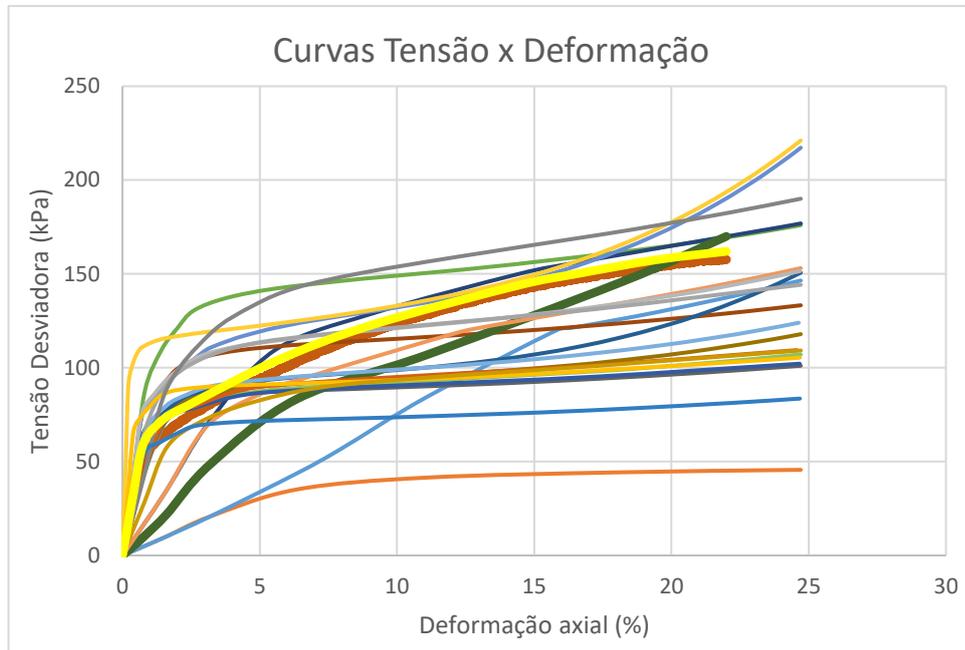


Figura 18 - Calibração dos parâmetros de entrada.

Os resultados para a simulação com tensão confinante de 100 kPa estão ilustrados na Figura 19, observa-se que com a calibragem dos parâmetros, houve uma aproximação no comportamento dos modelos (Ensaio de Laboratório e Numérico 02).

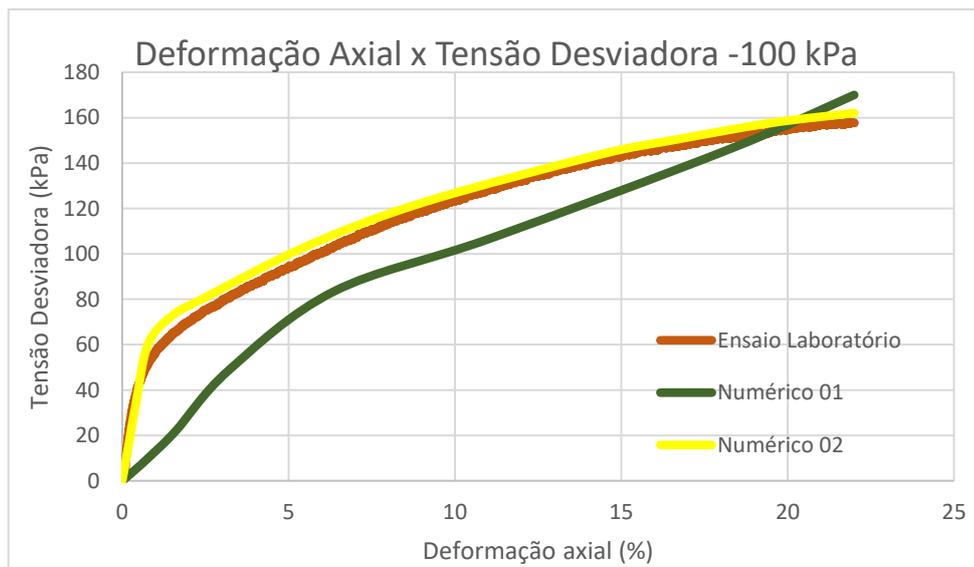


Figura 19 - Simulações com tensão confinante de 100 kPa.

O valor do parâmetro M passou de 1,22 para 1,33, e do parâmetro K de 0,1711 para 0,036; o valor do λ de 0,387 para 0,275, o valor do coeficiente de Poisson (ν) de 0,41 para 0,39. O ensaio foi repetido para 200 kPa e 400 kPa de tensão confinante.

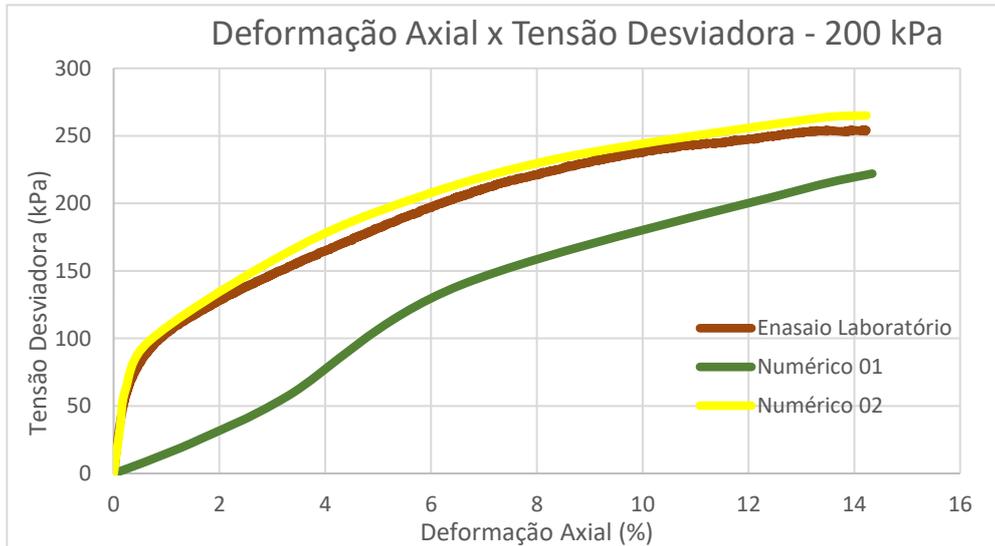


Figura 20 - Simulações com tensão confinante de 200 kPa.

Figura

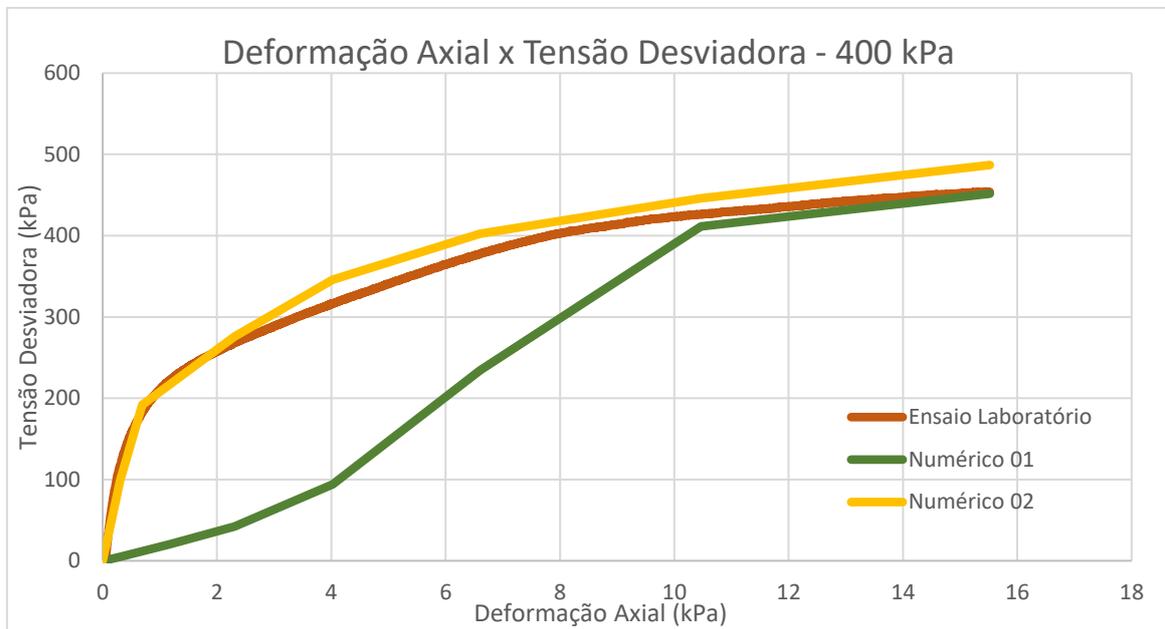


Figura 21 - Simulações com tensão confinante de 400 kPa.

Observa-se que, com aumento das tensões hidrostáticas, existe uma tendência de afastamento da curva do ensaio em laboratório com a curva numérico 2, mas como

os taludes simulados não serão submetidos a um elevado campo de tensões, a calibragem dos parâmetros de entrada foi satisfatória. Outro parâmetro importante de entrada é o ρ_c , que é o do diâmetro maior da superfície de escoamento (Figura 10), e corresponde o valor da tensão isotrópica que o material está ou a que foi submetido, por exemplo, na simulação numérica do ensaio triaxial para a tensão confinante de 100 kPa o valor de ρ_c no cisalhamento é de 100 kPa, como o material em questão foi preparado e não foi submetido a um gradiente de tensão hidrostática, o valor de ρ_c é 0.

3.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

As condições de contorno foram definidas com base nas fronteiras da caixa teste, sendo assim, foram fixados apoios do primeiro gênero que restringem a movimentação no eixo Z para a base, restrições no eixo Y para frente e o fundo e no eixo X para as laterais (Figura 22).

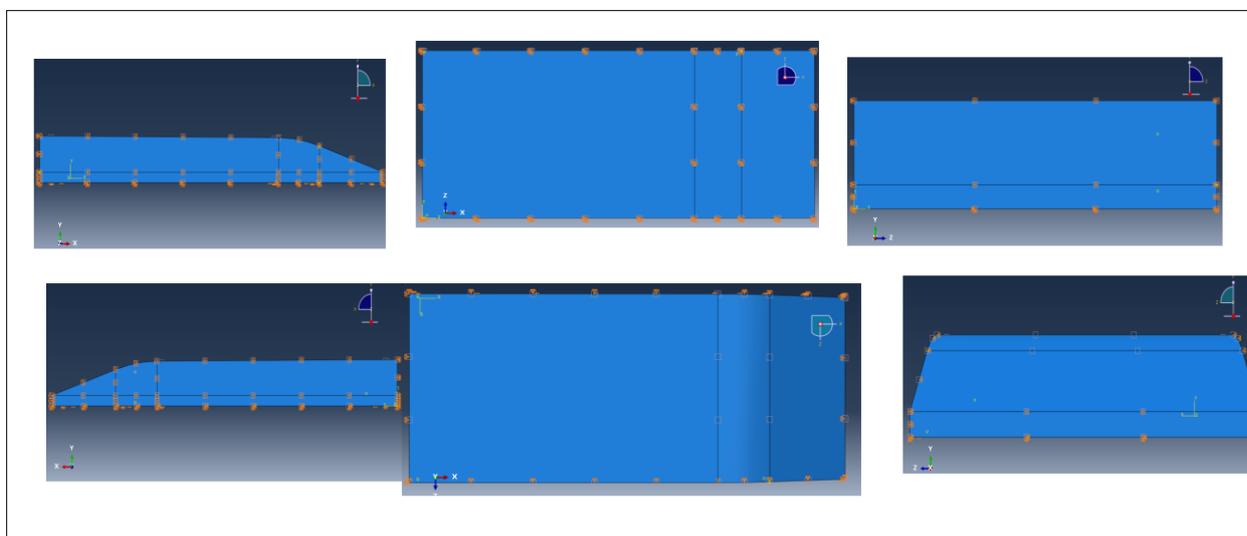


Figura 22 - Condições de contorno.

3.4 FATOR TEMPO

Abreu (2022) relata em seu trabalho que, antes de aplicar o fluxo na base, realizou um adensamento na centrífuga. O modelo sofreu um adensamento por 3600 segundos, com uma aceleração gravitacional de 50 G. Posteriormente, a centrífuga

foi desacelerada e foi inclinado o modelo, em seguida um segundo adensamento foi feito por mais 3600 segundos, só assim foi iniciada a pressurização base. O tempo de indução da poropressão foi distinto para as diferentes inclinações, sendo o máximo tempo de incremento por volta de 200 segundos. Seguindo as leis de escala para centrífuga, a etapa adensamento e a etapa poropressão foram consideradas como mecanismo de difusão, logo a escala tempo tem a proporção de $1/N^2$, a Tabela 5 mostra o tempo de cada etapa das simulações.

Tabela 5 - Fator escala para o tempo.

Fator Tempo			
Etapa	Duração Modelo Físico (s)	Fator Escala	Duração Modelo Numérico (s)
Peso Próprio Areia	-	-	Instantâneo
Peso Próprio Argila	-	-	Instantâneo
Adensamento	7.200	N^2	25.920.000
Poropressão	200	N^2	40.000

CAPÍTULO 4 - SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

4.1 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Na modelagem física foi relatado que, após inclinar o talude, na segunda fase de consolidação, o modelo se desestabilizava somente com a aceleração da gravidade, ou seja, ocorria uma ruptura precoce antes do incremento de poropressão, nas rotações de 10° e 15°. Para entender o problema, foram realizadas análises de estabilidade, sem o incremento de poropressão.

As análises de estabilidade foram feitas com inclinações de 15°, 12,5° e 10° em termos da resistência não drenada, para se obter valor de S_u necessário para garantir a estabilidade do talude (Figura 23). Foram usados 1.834 elementos hexaédrico do tipo C3D8R, com interpolação linear de dimensões de 0,6 m x 0,6 m x 0,6 m (Figura 30).

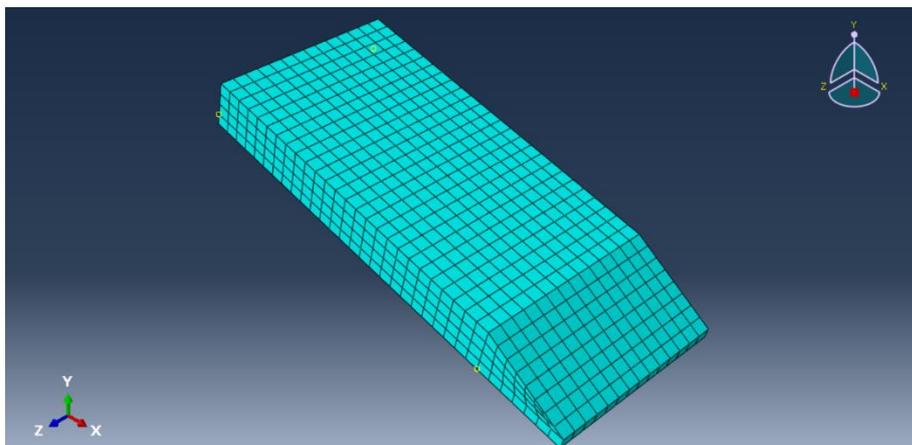


Figura 23 - Modelo numérico para simulação de estabilidade com a malha aplicada.

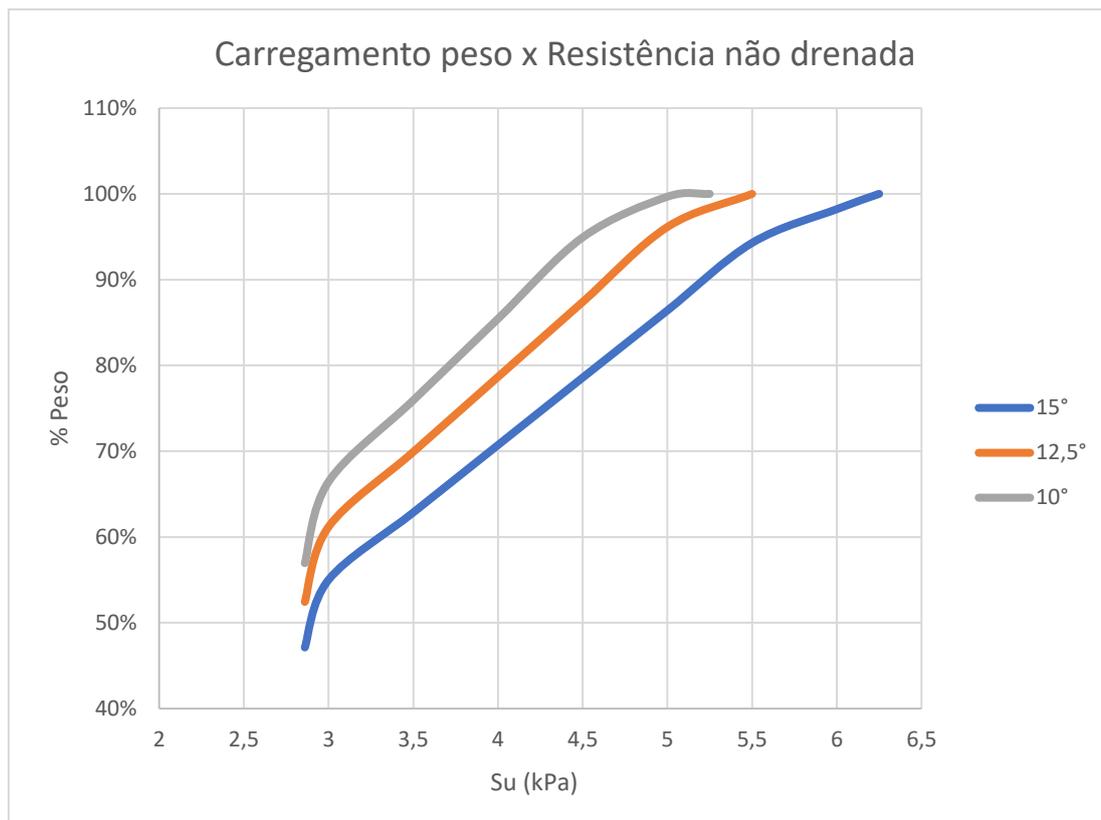


Figura 24 – Curvas- % do peso do material x Resistência não drenada mínima para estabilidade do talude.

A dinâmica das simulações consistiu em ir aumentando o carregamento peso gradativamente e mensurar o valor da resistência não drenada equivalente para garantir a estabilidade do talude, até que o carregamento seja 100% do peso específico saturado do material (800 kg/m^3), para a inclinação de 15° é necessário um valor de S_u de 6,2 kPa, para $12,5^\circ$ de 5,5 kPa e para 10° de 5,25 kPa.

4.2 SIMULAÇÃO COM INCREMENTO DE POROPRESSÃO

Foram definidas sete inclinações distintas: 15° , $12,5^\circ$, 10° , $7,5^\circ$, 5° , $2,5^\circ$ e 0° para análise de incremento de poropressão, com o intuito de analisar e quantificar o fator poropressão na instabilidade, que é induzida por um carregamento denominado *surface pore fluid*, onde é aplicado um fluxo de forma ascendente na base do modelo. A unidade de medida deste carregamento é L/T , onde L é unidade de comprimento e T unidade de tempo. A dinâmica da simulação foi dividida em 4 passos:

- Passo 01 - Passo inicial: onde são aplicadas todas as condições de contorno;

- Passo 02 – Aplicação do carregamento peso da areia;
- Passo 03 – Aplicação do carregamento peso da argila;
- Passo 04 – Consolidação;
- Passo 05 - Poropressão: passo onde é aplicado um fluxo na base do talude.

Para a análise de incremento de poropressão, os modelos com comportamento elástico, ou elástico perfeitamente plástico não são adequados, pois não possuem parâmetros de compressibilidade do solo, ou seja, todas deformações são a volume constante. Tendo em vista que a premissa da geração de excesso de poropressão é a compressibilidade do solo juntamente com a incompressibilidade da água, adotou-se para a análise um modelo que suprisse essa necessidade, optou-se então pelo modelo constitutivo Cam-Clay. Considerando a largura de 11 metros do protótipo, optando-se por trabalhar em um estado plano de deformações e representar um problema que possui três dimensões em um modelo bidimensional. A dinâmica da simulação é aplicar o carregamento na base até a ruptura, e ir diminuindo até o talude ficar na iminência de ruptura, e, nesse estágio de carregamento, coletar os dados.

Observou-se durante as simulações que ao rotacionar o modelo, as malhas se adaptavam de forma diferente para cada inclinação, mesmo utilizando o mesmo elemento e do mesmo tamanho, essa incompatibilidade comprometeria os resultados. A Figura 25 ilustra a problemática, para dois modelos de inclinações distintas, foram utilizados o mesmo tipo e tamanho de malha, mas observa-se adaptações diferentes da malha entre um modelo e outro.

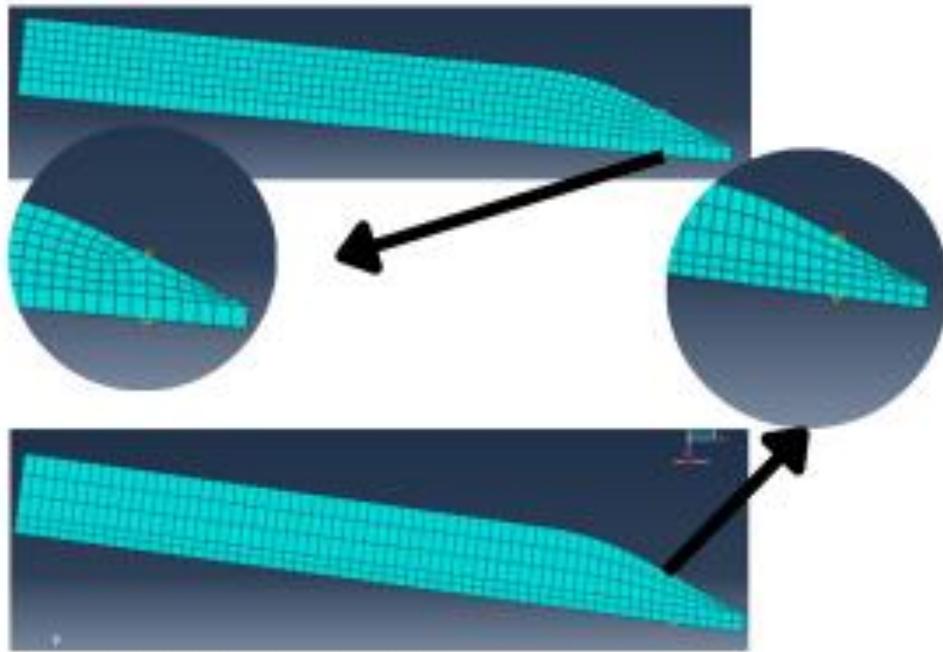


Figura 25 - Incompatibilidade das malhas para diferentes inclinações.

A solução adotada foi manter a caixa fixa a 0° , e rotacionar a força peso do modelo, sendo assim, a força peso P se dividiu em uma componente horizontal P_x e uma vertical P_y (Figura 26).

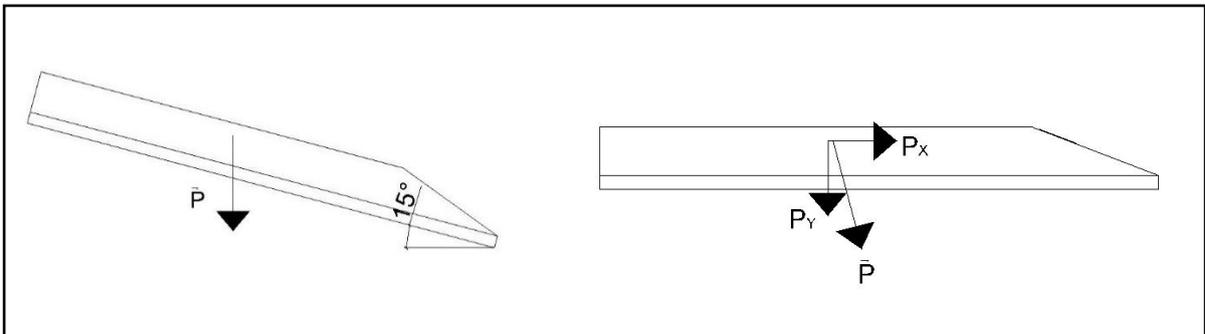


Figura 26 - Decomposição da força peso.

Na Figura 27 mostra o fluxo aplicado na base, e a Figura 28 ilustra todos os carregamentos atuantes no modelo esta é a configuração antes do processamento da simulação.

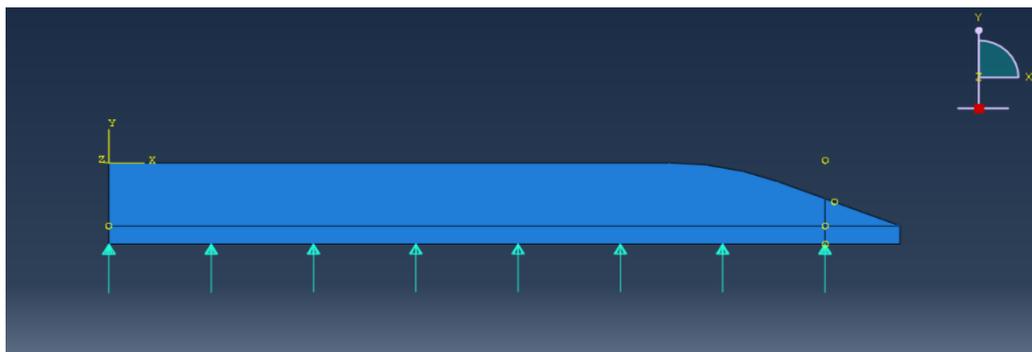


Figura 27 - Fluxo aplicado na base do modelo numérico.

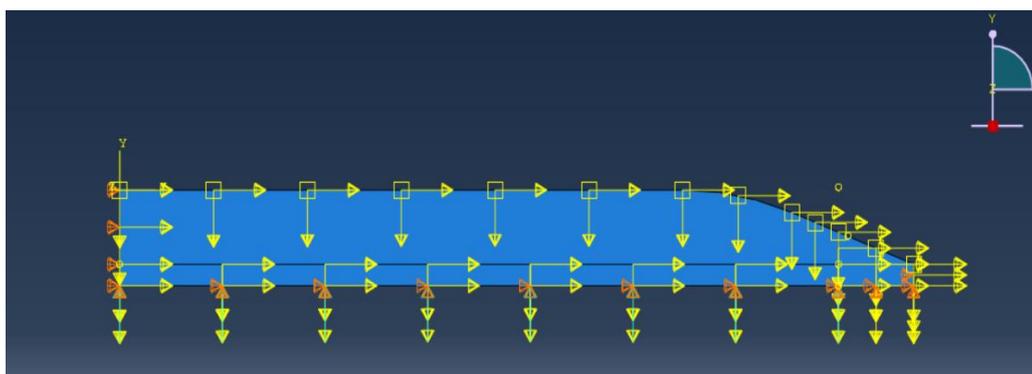


Figura 35 - Carregamento do modelo.

4.3 CALIBRAÇÃO DO MODELO

Com a rotação apenas da força peso e a caixa fixa horizontal, houve uma penalização das tensões efetivas verticais. Para manter a compatibilização dos valores, ajustou-se o valor da componente peso vertical, e, para manter a rotação dos ângulos, mudou-se também o valor da componente horizontal, alterando, assim, o valor da resultante peso. Essa análise, em termos de tensões efetivas, serviu também para calibração da malha para o modelo.

Tabela 6- Componentes da força peso.

Peso Argila							
	ρ (Kg/m ³)	Peso esp. (N/m ³)	$\gamma'_{(x)}$ (N/m ³)	$\gamma'_{(y)}$ (N/m ³)	Peso esp. _{alt.} (N/m ³)	$\gamma'_{alt.(x)}$ (N/m ³)	$\gamma'_{alt.(y)}$ (N/m ³)
0°	1780,00	8.000,00	-	8.000,00	-	-	-
2,5 °	1780,00	8.000,00	348	7.991,08	8.43,36	350,85	8.035,40
5,0 °	1780,00	8.000,00	697,25	7.969,56	8.43,36	703,00	8.035,40
7,5°	1780,00	8.000,00	1.044,21	7.931,56	8.140,84	1.62,53	8.070,80
10°	1780,00	8.000,00	1.389,19	7878,46	8.231,25	1.429,34	8.106,00
12,5°	1780,00	8.000,00	1731,52	7.810,37	8.375,52	1.812,79	8.176,99
15°	1780,00	8.000,00	2.70,55	7.727,41	8.53578	2.219,47	8.283,18

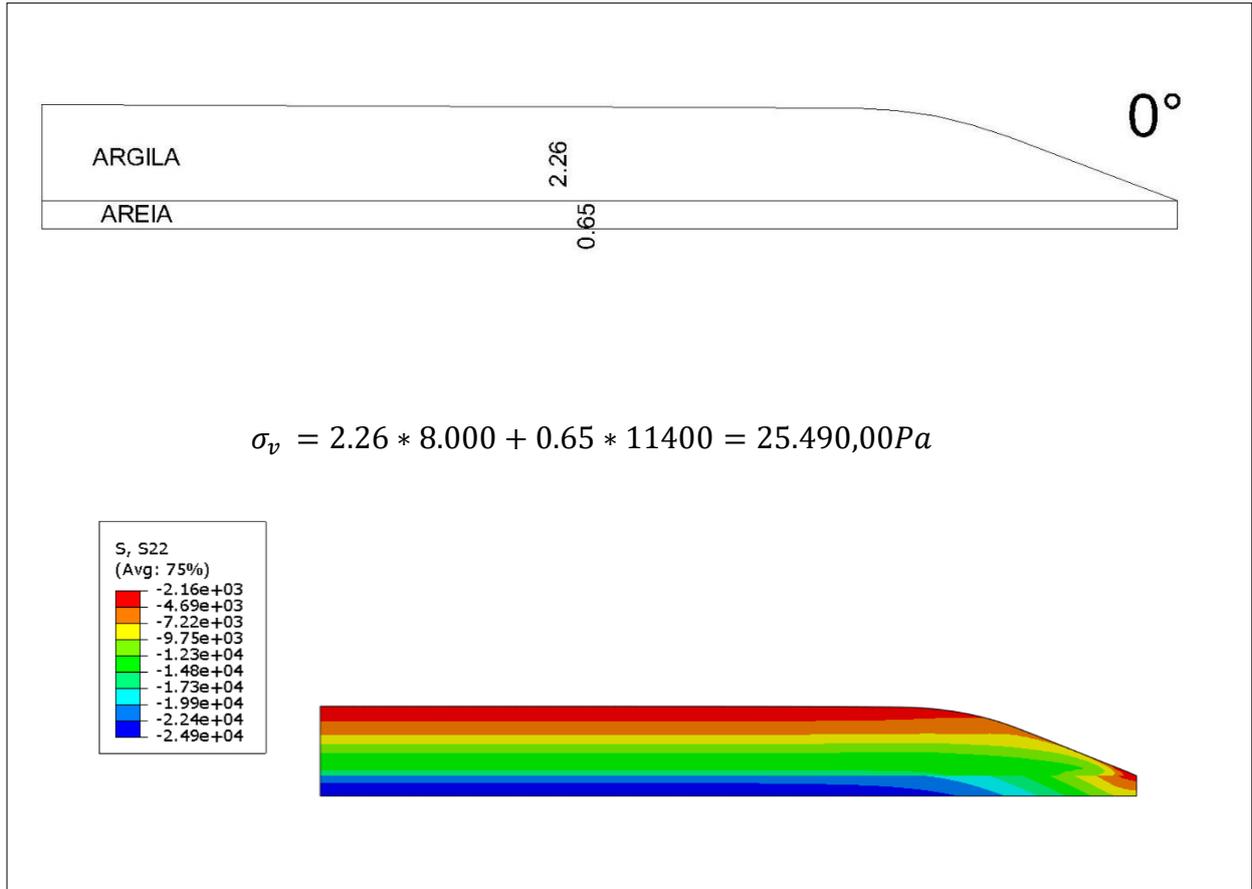


Figura 28 - Calibração 0°.

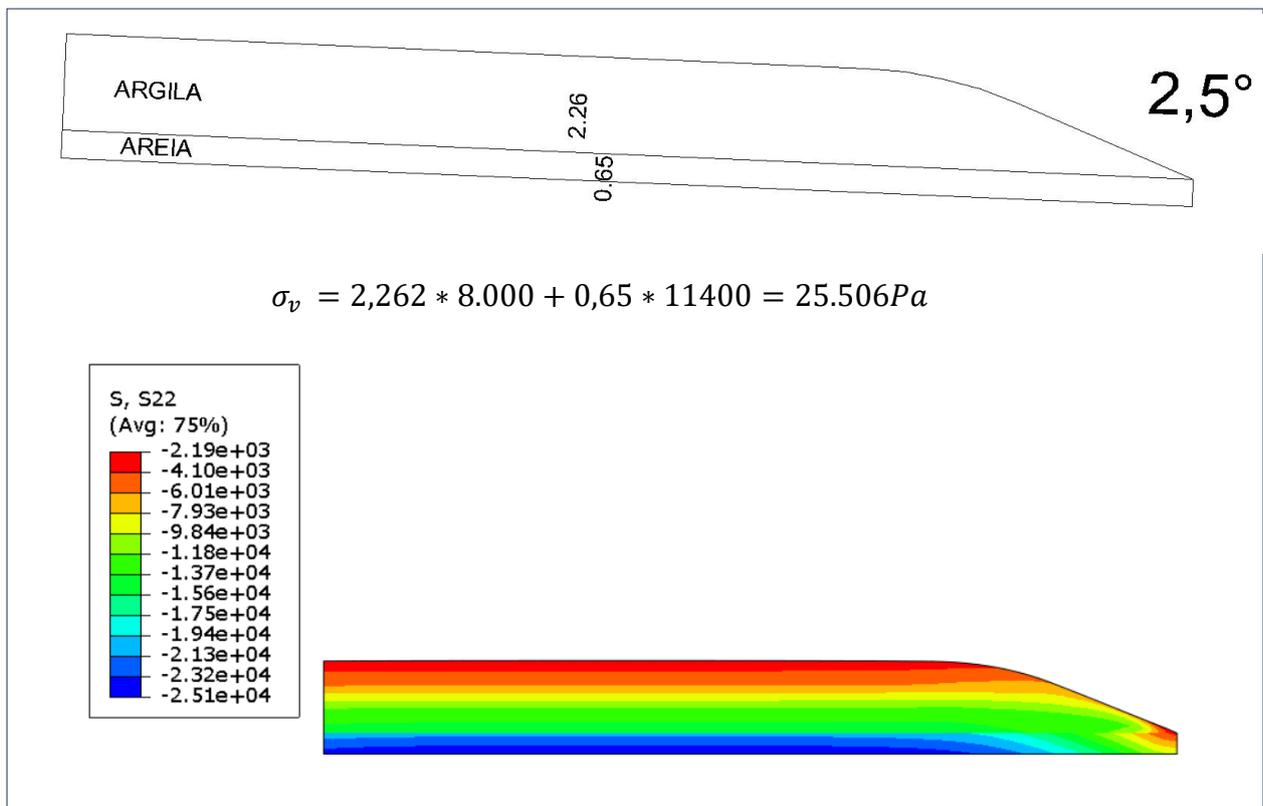


Figura 29 - Calibração 2, 5°.

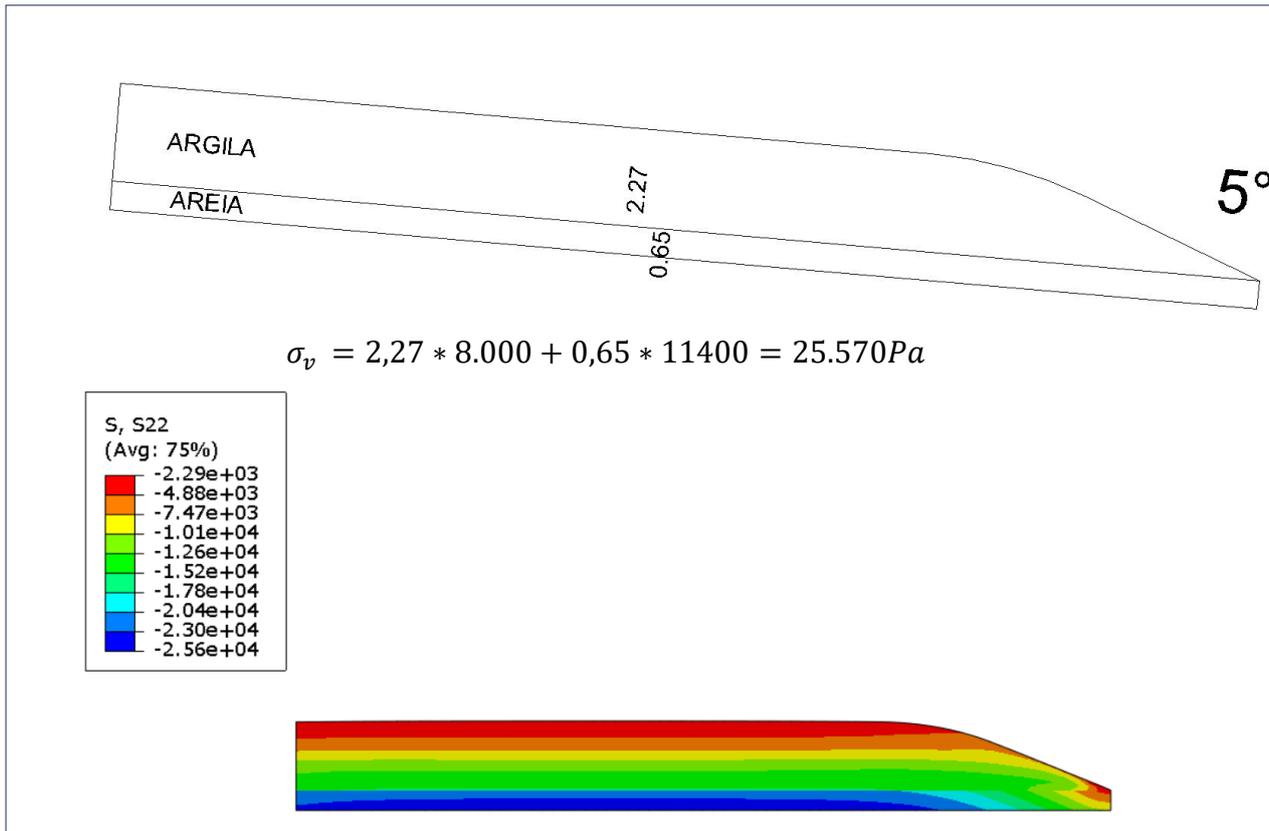


Figura 30 - Calibração 5°.

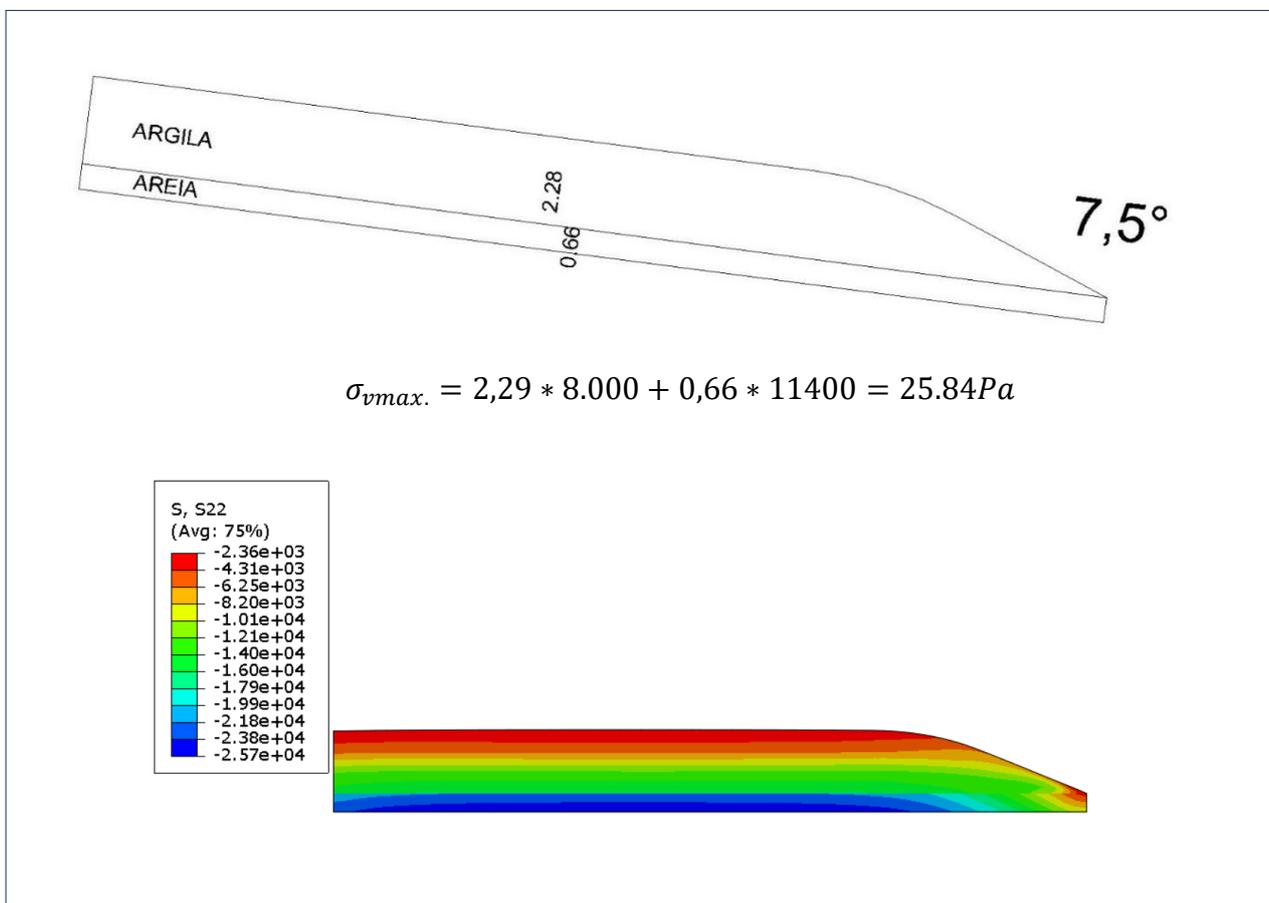


Figura 31 - Calibração 7,5°.

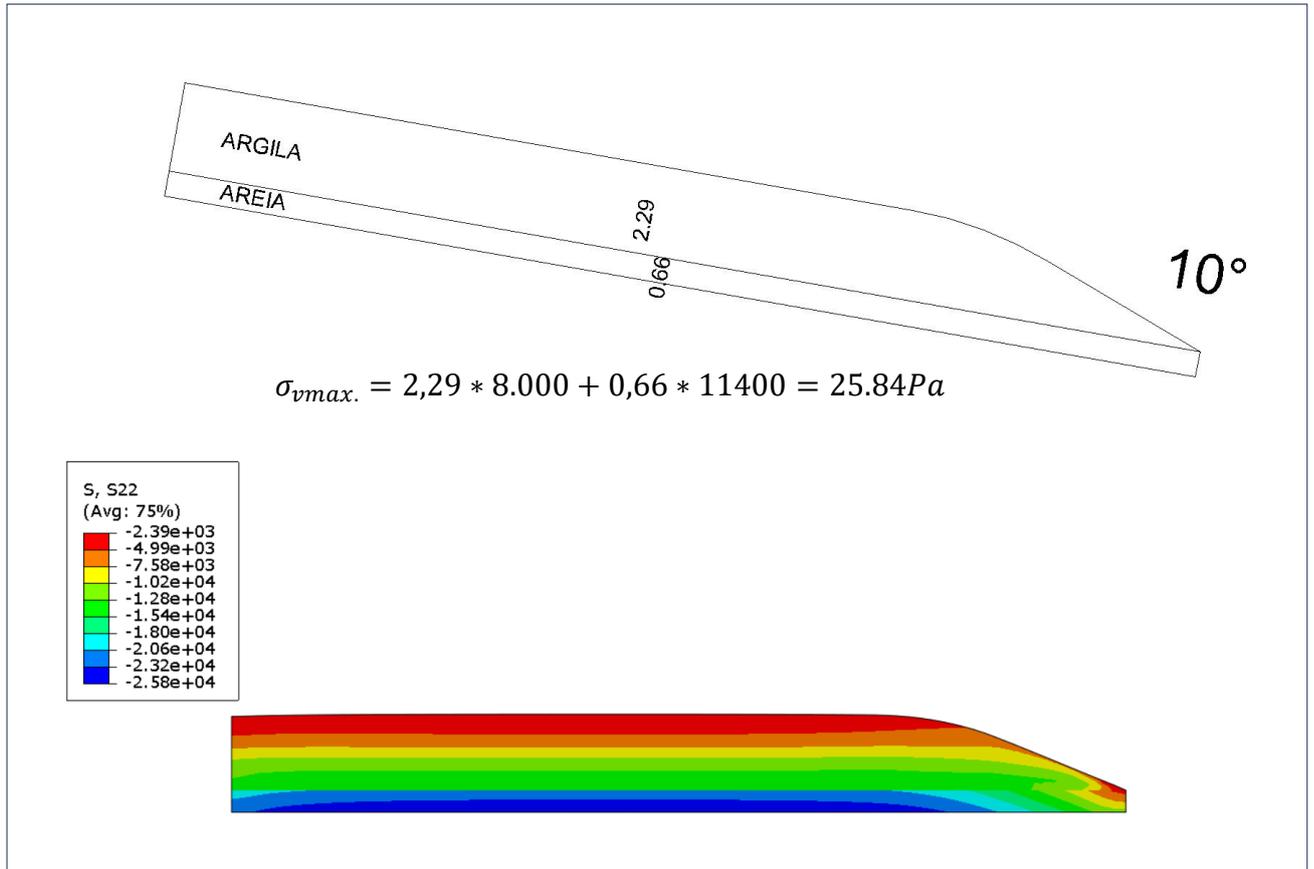


Figura 32 - Calibração 10°.

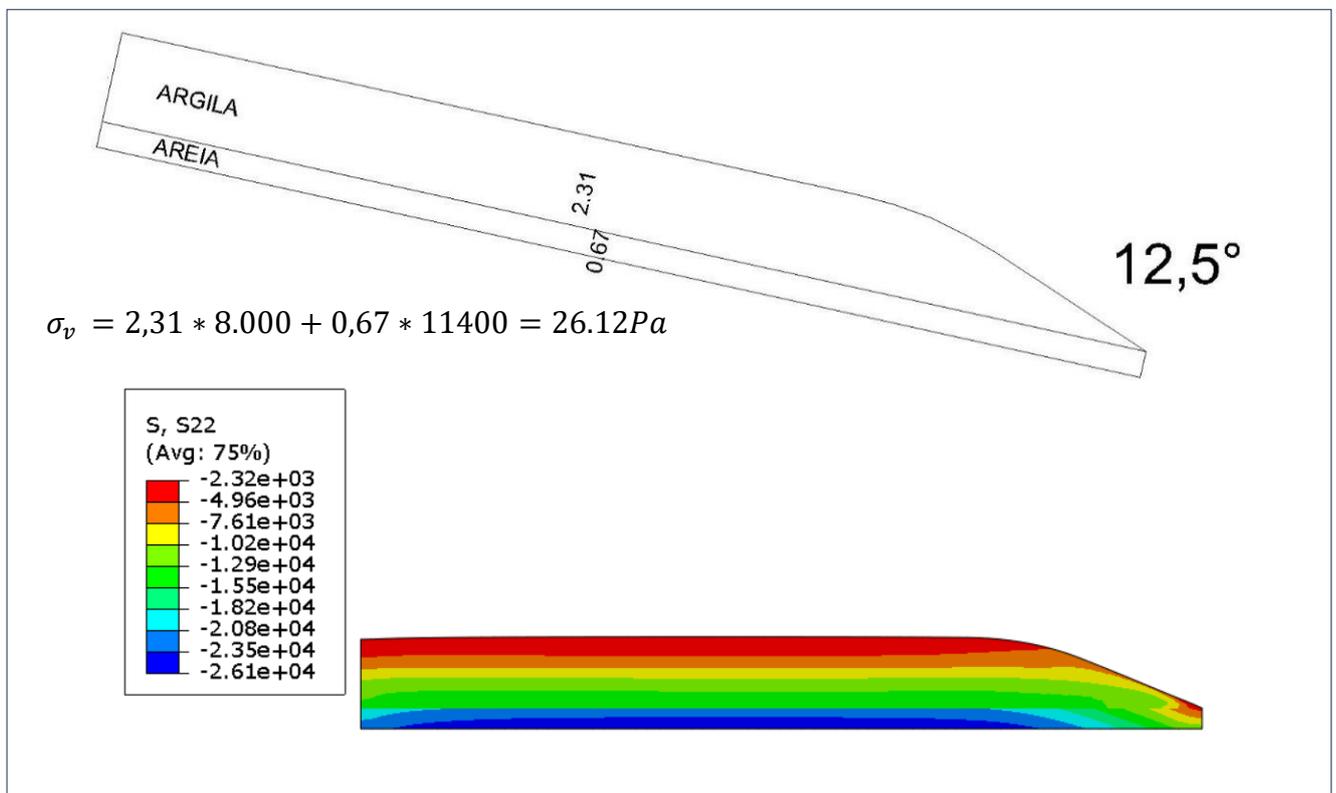


Figura 33 - Calibração 12,5°.

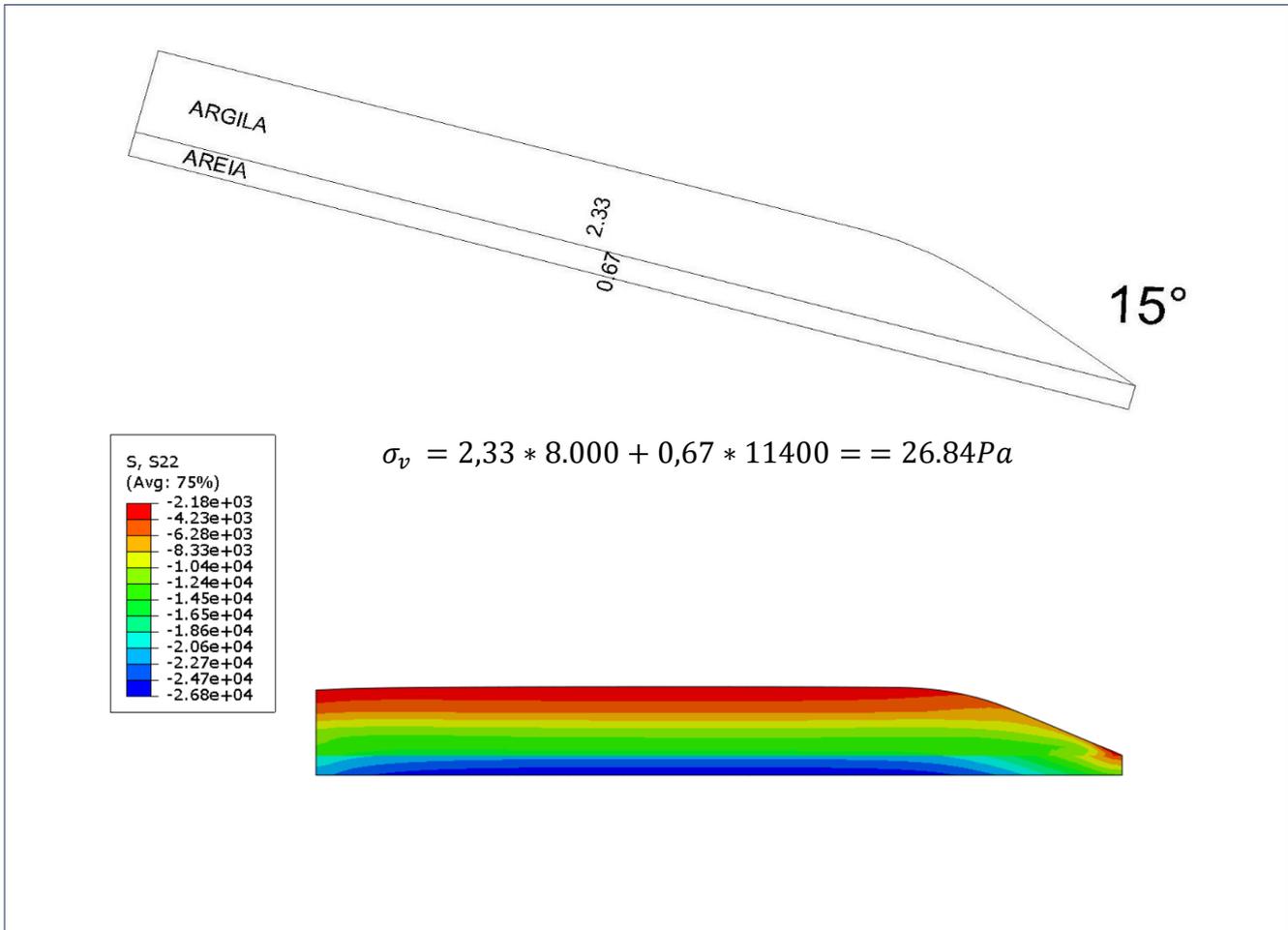


Figura 34 - Calibração 15°.

Observa-se na base dos taludes, uma movimentação das tensões efetivas máximas para a direita, tendência esta condizente com as rotações de forças aplicadas. A partir da solução, foi possível manter uma compatibilidade de malha nas simulações, tendo sido utilizada para todas as simulações a CPE4P, isoparamétrico acoplado, e que obedece ao estado plano de deformação, e de acordo com o manual do ABAQUS (*Abaqus Analysis User's Manual*), é recomendado para análises envolvendo poropressão e deslocamentos, foram utilizados 379 elementos e 448 nós. A dinâmica da simulação é elevar a poropressão até a iminência de ruptura, com o talude instável fazer a aquisição dos dados

A solução adotada para modelagem física, objetivando evitar a ruptura precoce do talude, foi realizar a consolidação com um aparato fixo na face superior. Para a simulação numérica adotou-se uma solução similar, foi colocada uma restrição de movimento na face durante os passos de aplicação do peso próprio e consolidação, na fase de incremento de poropressão, a restrição foi removida.

CAPÍTULO 5 – RESULTADOS

A Figura 35 mostra a poropressão atuante no modelo após a consolidação, observa-se que os valos são praticamente nulos. A Figura 36 mostra os valores após a simulação para o modelo com rotação de $12,5^\circ$, os valores de poropressão máximos está na faixa vermelha no centro do talude e foram na mesma região para todos os modelos.



Figura 35 - Poropressão no modelo depois da consolidação e antes da aplicação do fluxo na base.



Figura 36 - Resultado após a etapa poropressão.

Observa-se que os valores de poropressão máximos se deram no meio da camada de argila e ocorreram na mesma região para todos os modelos, a Figura 37 mostra as curvas do incremento de poropressão máximos pelo tempo para as diferentes rotações do modelo.

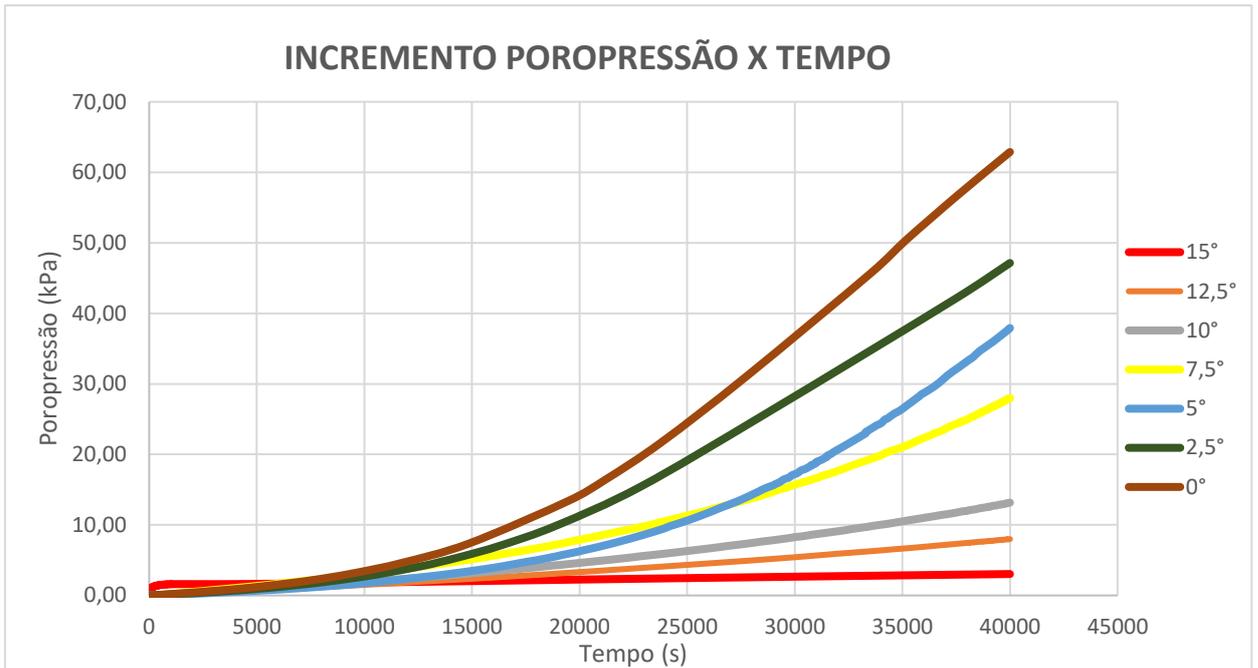


Figura 37 - Gráfico do comportamento da poropressão máxima pelo tempo.

A Figura 38 mostra as curvas do incremento de poropressão versus os deslocamentos máximos horizontais.

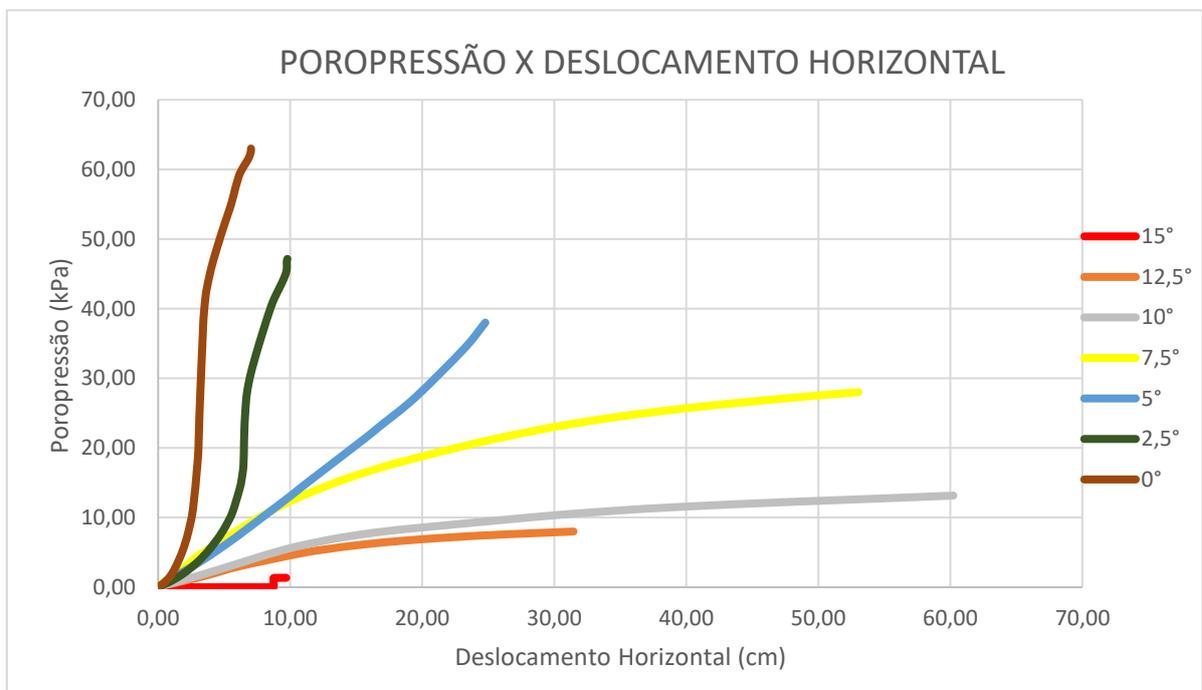


Figura 38 - Gráfico incremento de poropressão versus deslocamentos horizontais.

A Figura 39 mostra as curvas dos deslocamentos verticais versus o incremento de poropressão.

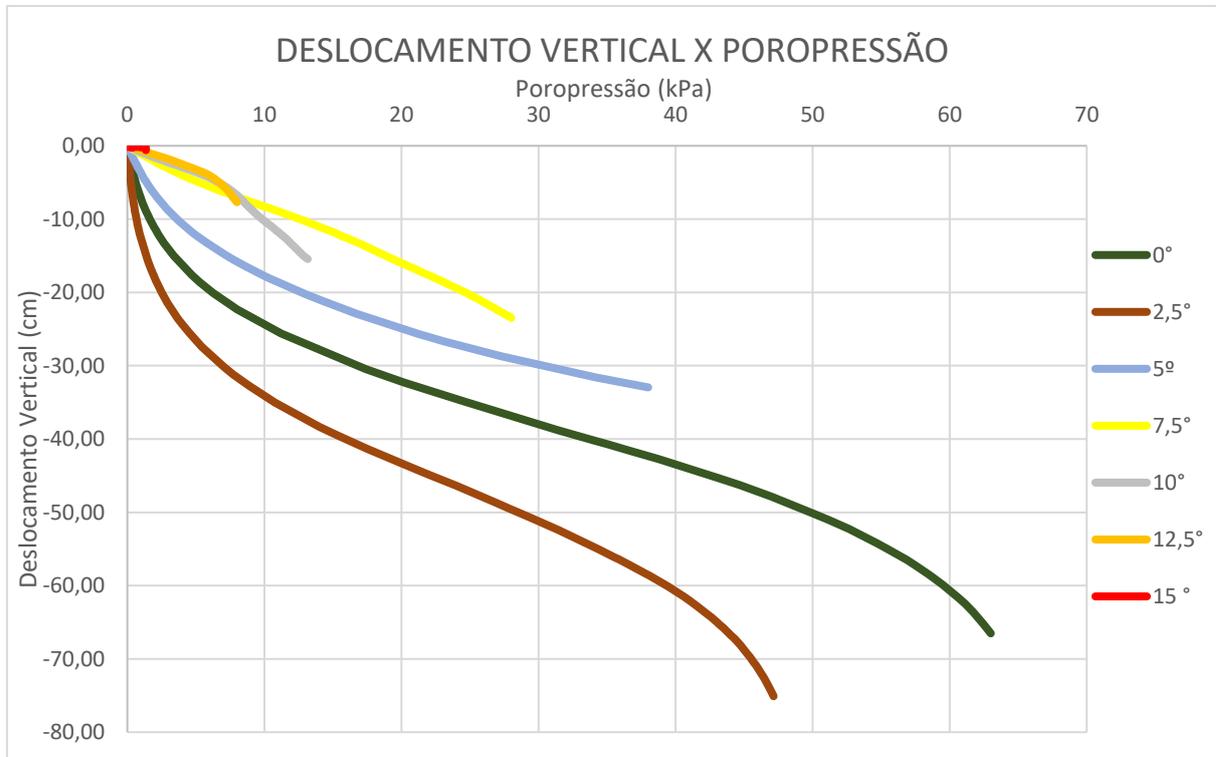


Figura 39 - Deslocamentos verticais versus poropressão.

As Figuras 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46 e 47 mostram os deslocamentos resultantes para as diferentes rotações do modelo na iminência de ruptura. O modelo sem rotação (0°) resistiu a um incremento máximo de 62,88 kPa que corresponde a aproximadamente 266% da tensão efetiva do solo.

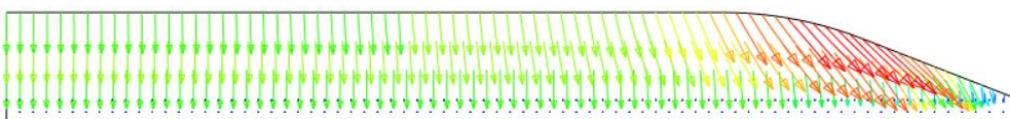
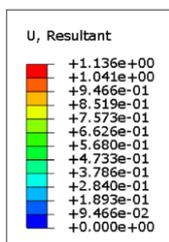


Figura 40- Deslocamentos resultantes para o modelo sem rotação.

A rotação de $2,5^\circ$ resistiu a um valor máximo de 47,17 kPa de poropressão que corresponde a aproximadamente 177% da tensão efetiva do solo.

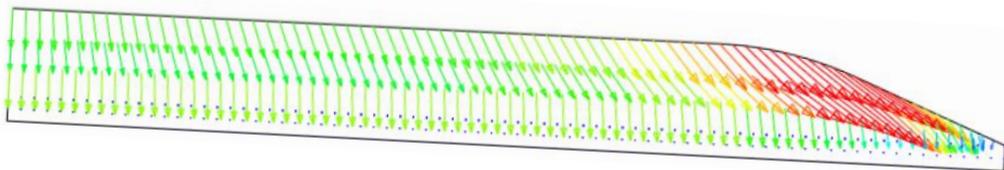
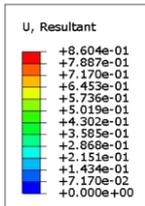


Figura 41 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de $2,5^\circ$.

A rotação de 5° resistiu a um valor máximo de 37,92 kPa de poropressão que corresponde a aproximadamente 167% da tensão efetiva do solo.

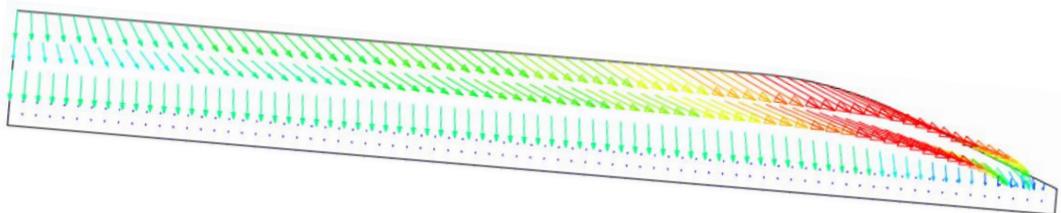
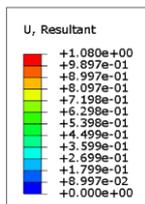


Figura 42 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de 5° .

A rotação de $7,5^\circ$ resistiu a um valor máximo de 28,01 kPa de poropressão que corresponde a aproximadamente 120% da tensão efetiva do solo.

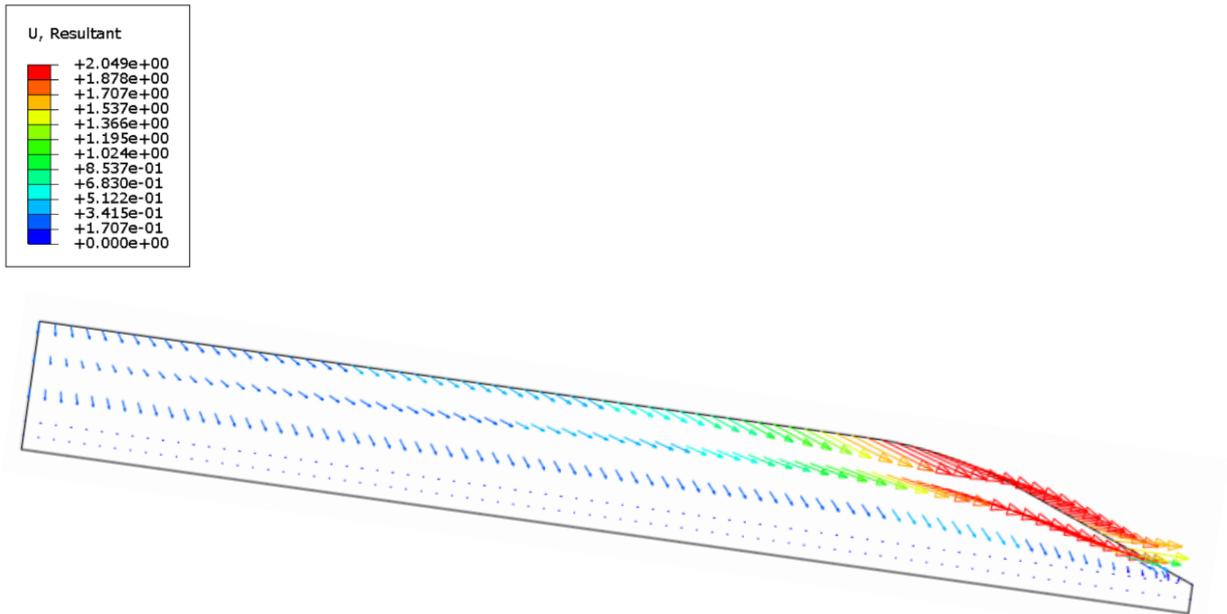


Figura 43 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de 7,5°.

A rotação de 10° resistiu a um valor máximo de 13,16 kPa que corresponde a aproximadamente 57% da tensão efetiva do solo.

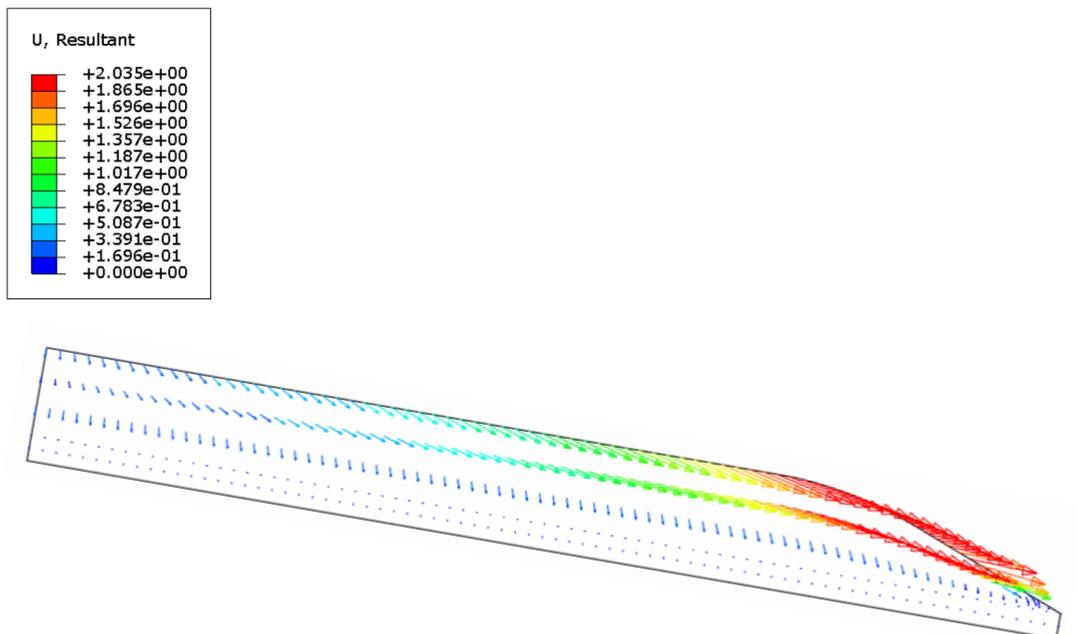


Figura 44 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de 10°.

A rotação de 12,5° resistiu a um incremento máximo de 7,99 kPa que corresponde a aproximadamente 34% da tensão efetiva do solo.

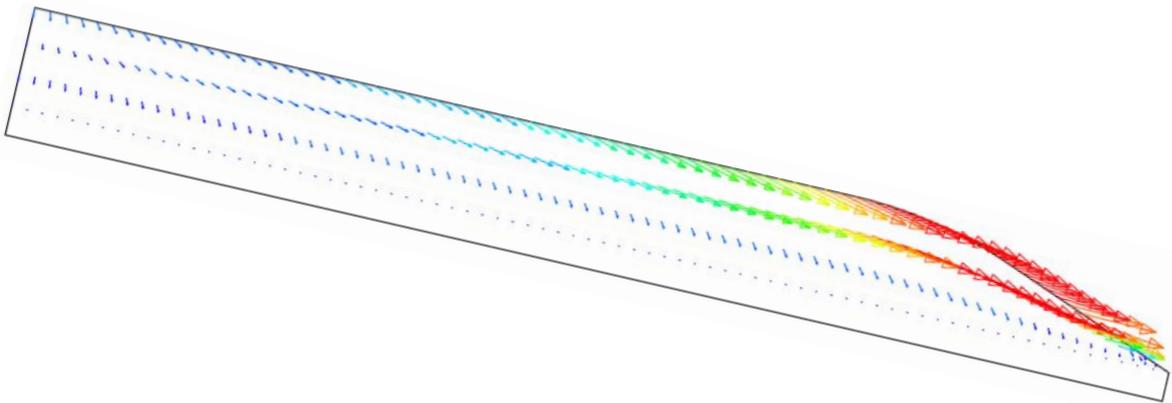
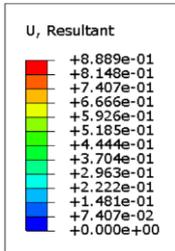


Figura 45 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de 12,5°.

A rotação de 15° resistiu a um valor máximo de 3,04 kPa de poropressão que corresponde a aproximadamente 15% da tensão efetiva do solo.

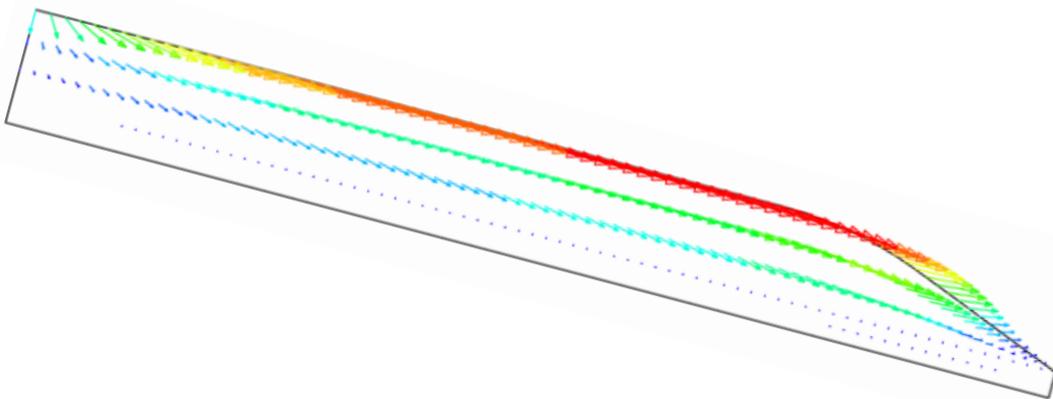
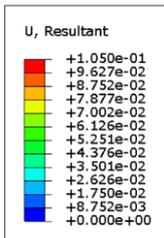


Figura 46 - Deslocamentos resultantes para o modelo com rotação de 15°.

Abaixo segue o avanço das deformações plásticas para uma rotação de 0°.

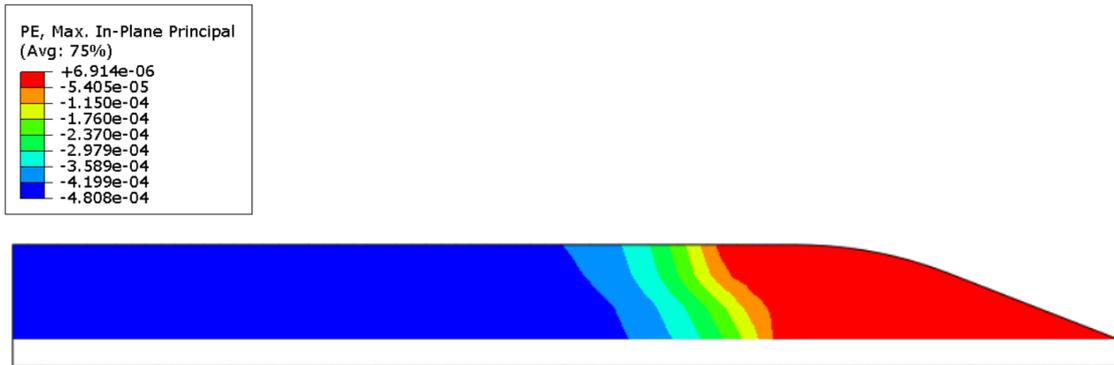


Figura 47- Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.



Figura 48 - Deformações plásticas após a etapa poropressão.

Abaixo segue o avanço das deformações plásticas para uma rotação de 2,5°.

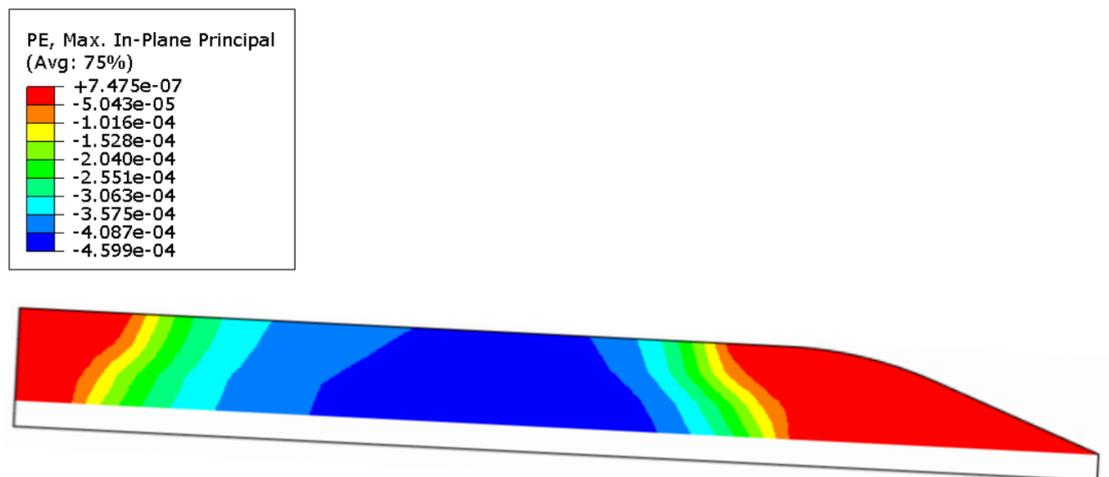


Figura 49 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.

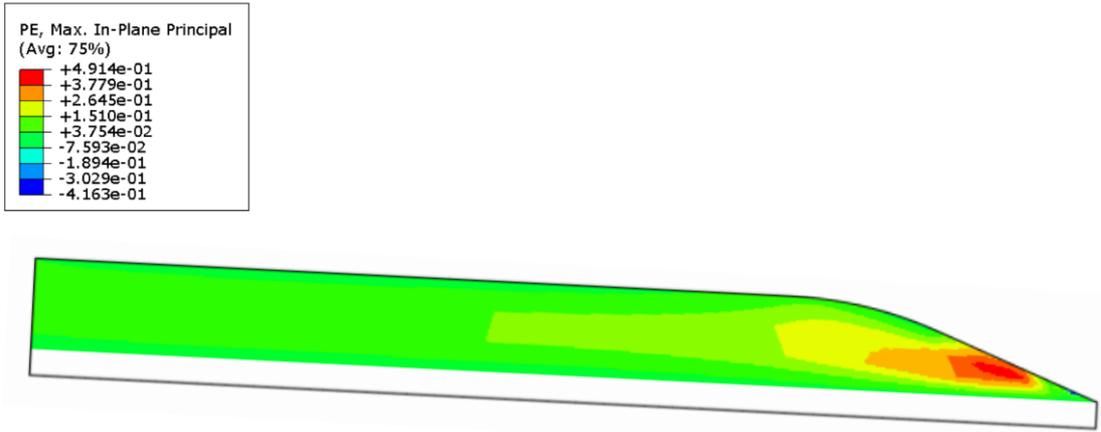


Figura 50 - Deformações plásticas após a etapa poropressão.

Abaixo segue o avanço das deformações plásticas para uma rotação de 5°.

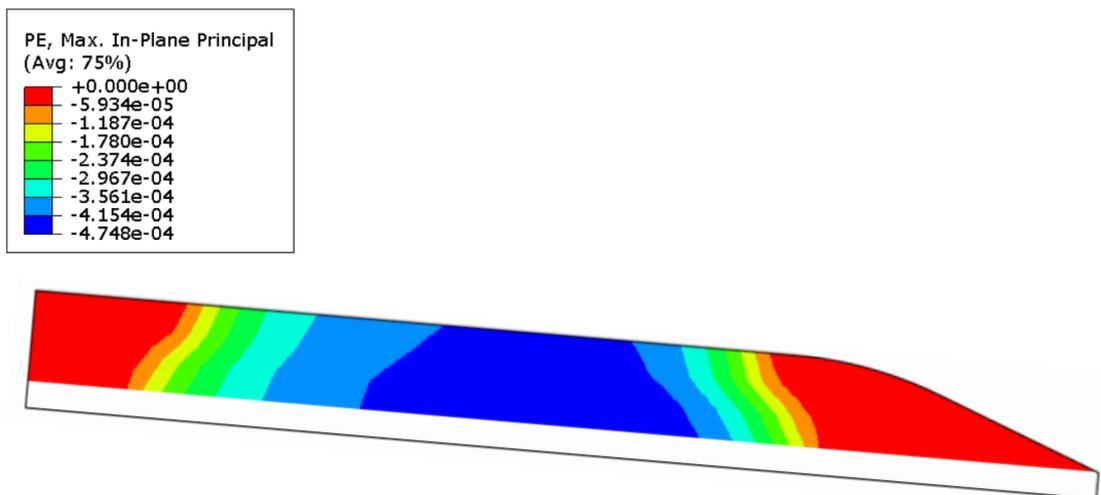


Figura 51 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.

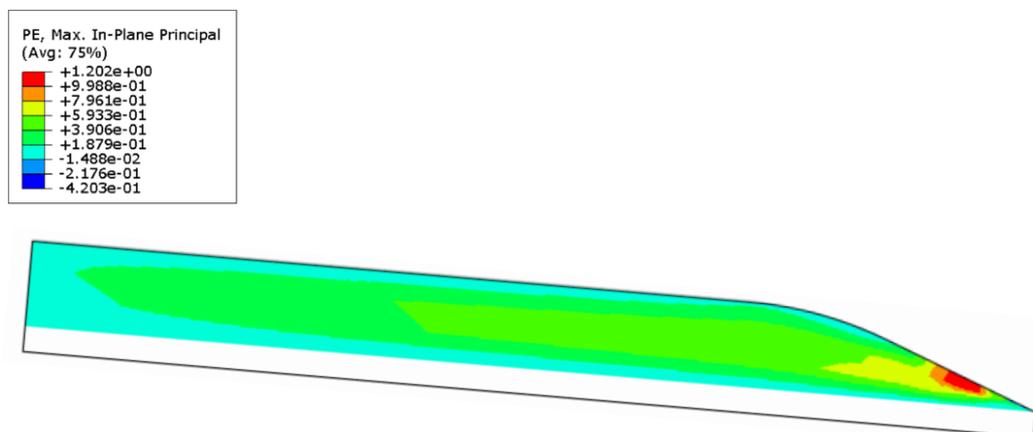


Figura 52- Deformações plásticas após a etapa poropressão.

Abaixo segue o avanço das deformações plásticas para uma rotação de 7,5°.

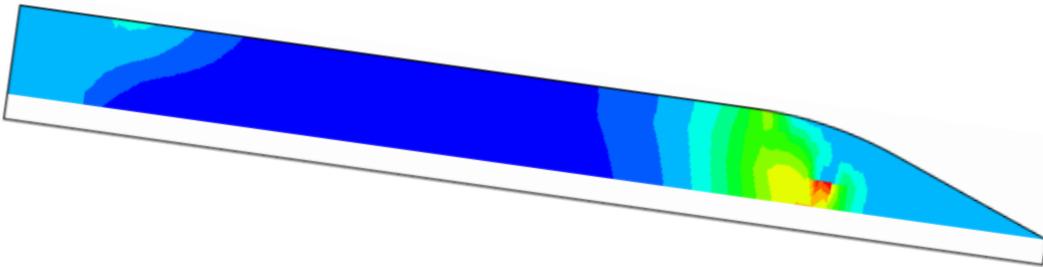
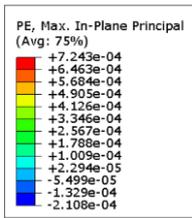


Figura 53 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.

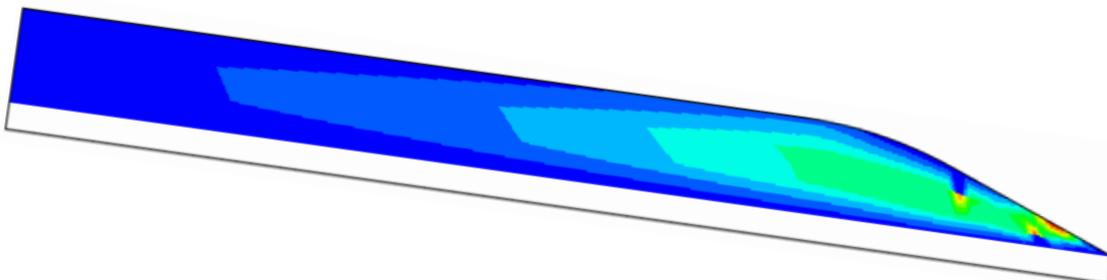
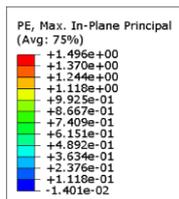


Figura 54- Deformações plásticas após a etapa poropressão.

Abaixo segue o avanço das deformações plásticas para uma rotação de 10°.

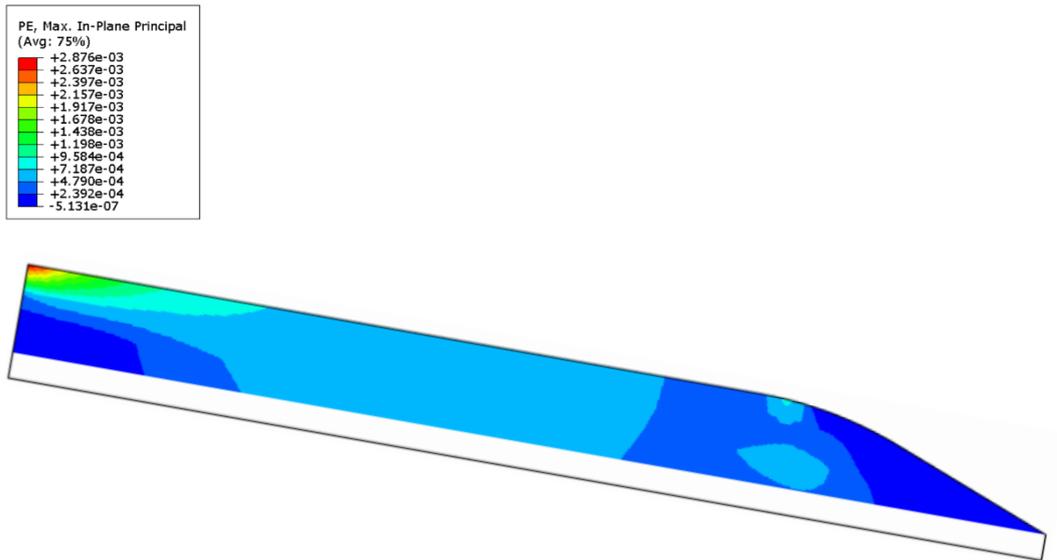


Figura 55 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão

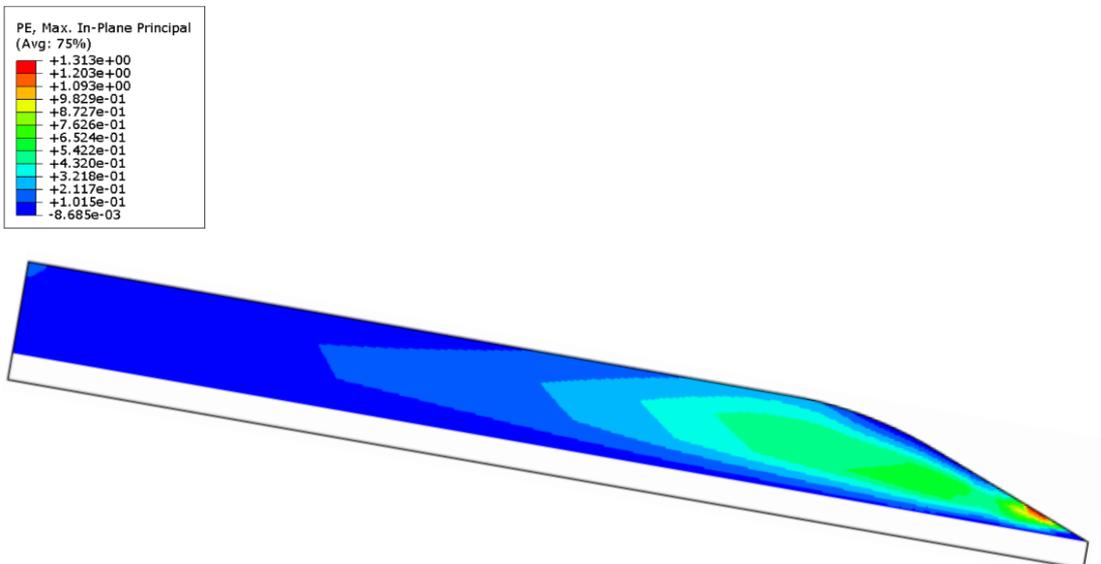


Figura 56 - Deformações plásticas após a etapa poropressão.

Abaixo segue os resultados do avanço das deformações plásticas com incremento de poropressão para a rotação de $12,5^\circ$.

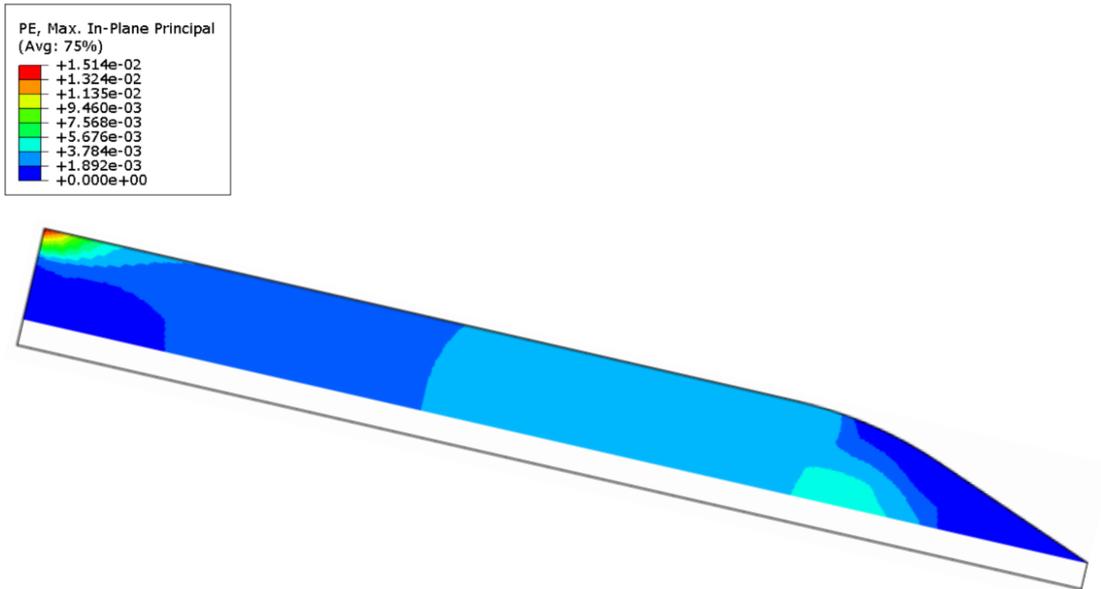


Figura 57 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.

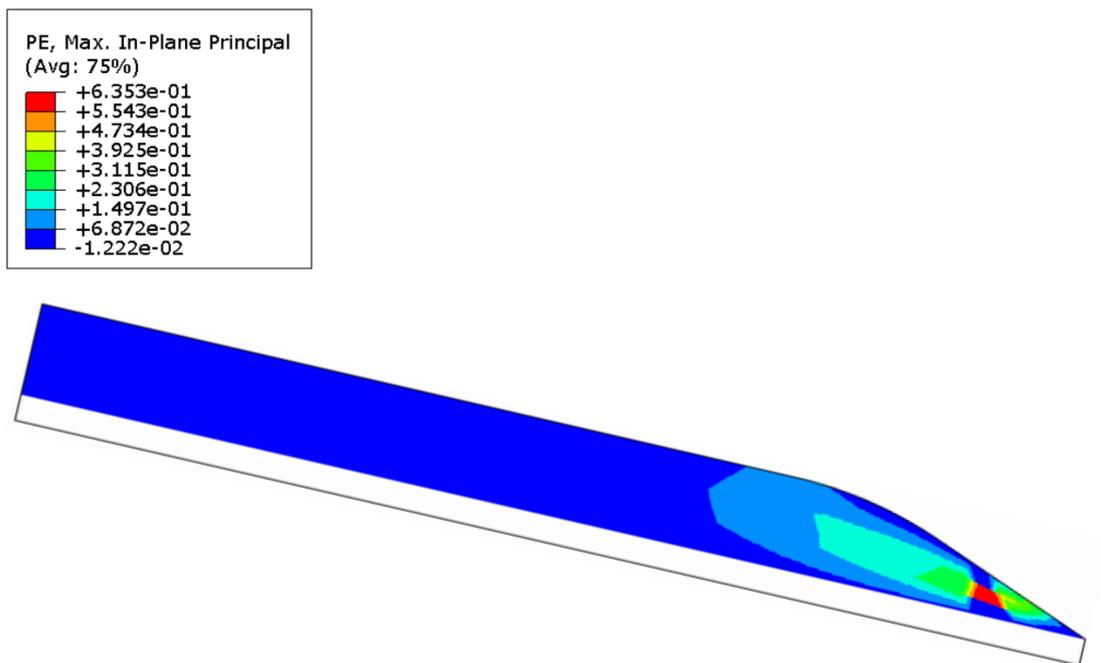


Figura 58 - Deformações plásticas após a etapa poropressão.

Abaixo segue os resultados do avanço das deformações plásticas com incremento de poropressão para a rotação de 15°.

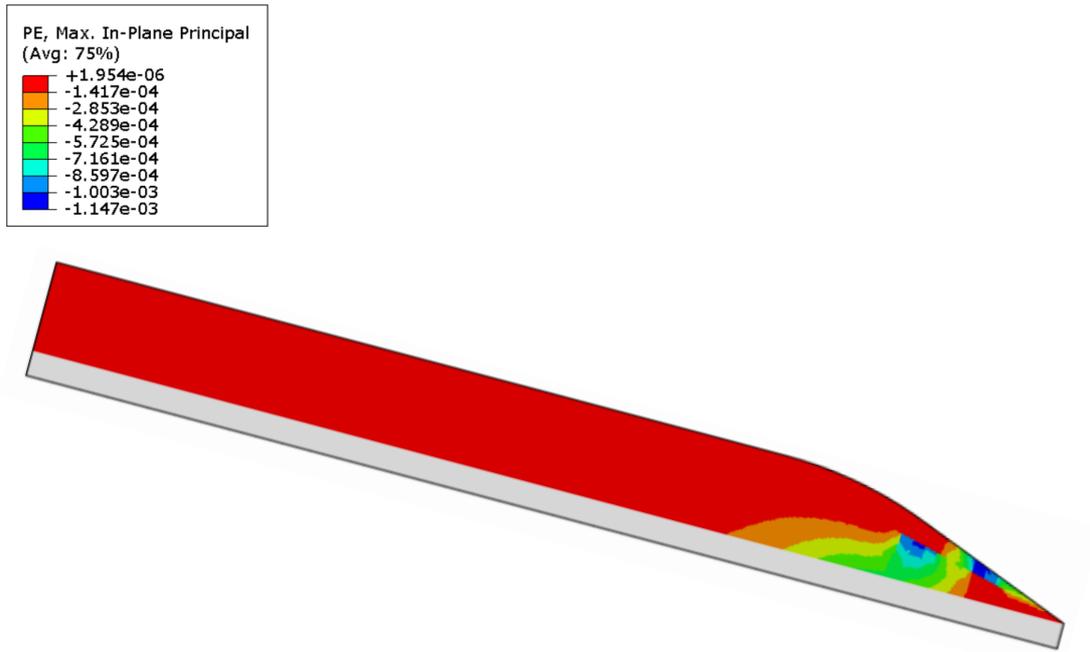


Figura 59 - Deformações plásticas antes do incremento de poropressão.

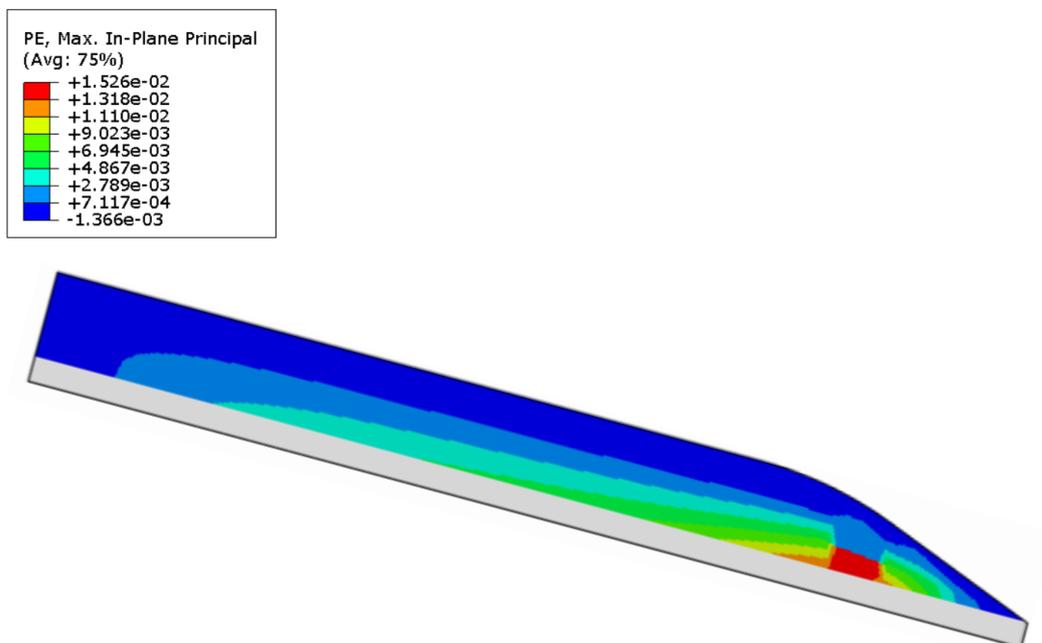


Figura 60 - Deformações plásticas após a etapa poropressão.

Com todos os modelos já calibrados e configurados, foram feitas simulações alterando valores de parâmetros de entrada para as diferentes rotações, com intuito de avaliar interferência destes parâmetros no valor máximo de poropressão

suportado. Foram utilizados três valores para o parâmetro de resistência M (0,8, 1,15 e 1,5), três valores para o parâmetro elástico λ (0,1, 0,25 e 0,5) e três valores para o parâmetro elastoplástico κ (0,01, 0,05 e 0,1), para as rotações de 15° (Tabela 7), 10° (Tabela 8), 5° (Tabela 9) e 0° (Tabela 10), os valores de entradas dos parâmetros foram estipulados com base em um estudo de Mayne (1980).

Tabela 7 - Valores de poropressão (kPa) máximos para rotação de 15° .

M	κ λ	0,01	0,05	0,1
	0,8	0,10	0,00	0,00
0,25		0,00	0,00	0,00
0,50		0,00	0,00	0,00
1,15	0,10	0,00	0,00	-
	0,25	0,00	1,12	1,18
	0,50	0,00	0,98	1,13
1,5	0,10	2,73	3,88	-
	0,25	2,01	3,89	4,03
	0,50	2,04	2,99	3,07

Tabela 8 - Valores de poropressão (kPa) máximos para rotação de 10° .

M	κ λ	0,01	0,05	0,1
	0,8	0,10	2,01	4,33
0,25		1,34	3,25	3,67
0,50		0,00	3,79	3,87
1,15	0,10	7,81	11,03	-
	0,25	10,99	11,52	14,32
	0,50	8,43	8,78	11,65
1,5	0,10	19,87	23,09	-
	0,25	17,37	19,02	28,00
	0,50	18,04	21,09	29,09

Tabela 9 - Valores de poropressão (kPa) máximos para rotação de 10°.

M	$\frac{k}{\lambda}$		0,01	0,05	0,1
0,8		0,10	12,65	15,43	-
		0,25	12,10	15,33	18,09
		0,50	11,09	14,09	17,98
1,15		0,10	31,09	32,34	-
		0,25	29,89	27,87	31,09
		0,50	26,87	30,34	34,21
1,5		0,10	36,24	47,87	-
		0,25	41,49	45,33	50,67
		0,50	40,21	44,09	53,63

Tabela 10 - Valores de poropressão (kPa) máximos para rotação de 0°.

M	$\frac{k}{\lambda}$		0,01	0,05	0,1
0,8		0,10	39,59	44,45	-
		0,25	36,65	43,32	49,09
		0,50	37,87	45,61	38,32
1,15		0,10	53,84	63,17	-
		0,25	62,21	68,43	72,20
		0,50	59,99	70,54	69,63
1,5		0,10	74,31	79,32	-
		0,25	72,21	78,22	83,33
		0,50	70,02	79,42	82,12

5.1 DISCUSSÕES

A diferença nos valores de poropressão entre a Figura 35 e a Figura 36, mostra que o fluxo aplicado na base foi eficaz na indução da poropressão no centro da camada, e a instabilidade do talude foi gerada unicamente pelo fator poropressão.

As curvas de incremento de poropressão (Figura 37) apresentaram comportamentos diferentes em relação ao tempo, a rotação de 15° teve atingiu sua poropressão máxima nos primeiros segundo e manteve o valor durante o restante da simulação na eminência de ruptura, isso porque o modelo se apresentava instável antes da etapa poropressão, isto é notável quando observamos a Figura 38 e Figura 39, onde os deslocamentos são muito pequenos em relação as outras curvas.

As rotações de 12,5° e 10° tiveram comportamentos parecidos e lineares, a partir da rotação de 7,5 ° houve uma mudança nas trajetórias, o comportamento passou a ser parabólico com incrementos de poropressão maiores na parte final da simulação, este comportamento não linear é mais notável para as rotações de 2,5° e 0°.

Observa-se na Figura 38, que as curvas de deslocamento horizontal em razão da poropressão também possui comportamentos diferentes entre rotação maiores (12,5°, 10° e 7,5°) e rotações menores (0° e 2,5°), onde a curva da rotação de 5° foi a intermediária destas duas tendências de comportamento, observa-se este mesmo fenômeno nas curvas de deslocamento vertical (Figura 46). Os maiores deslocamentos resultantes foram nas inclinações intermediárias de 10° e 7,5°. As rotações menores os deslocamentos foram predominantemente verticais, e nas rotações maiores foram predominantemente horizontais.

Mesmo com o fluxo aplicado na base de forma similar para todas as rotações, divergindo apenas na intensidade, observa-se que para as rotações maiores as deformações plásticas são mais pontuais com áreas bem definidas, enquanto para rotações menores as deformações tendem a ser mais abrangentes e mais uniformes no corpo do talude, isto pode explicar o porquê que deslizamentos marinhos com taludes suaves de baixa inclinação possuem, geralmente, uma enorme quantidade de massa movimentada.

Nas Tabelas 7, 8, 9 e 10, observa-se que o parâmetro de resistência M está diretamente relacionado a resistência ao incremento de poropressão, valores de M maiores tem valores de poropressão máximos maiores, o parâmetro elastoplástico κ também contribui, mas de forma menor. Com as alterações no parâmetro plástico λ , observa-se uma variação quase que nula e de forma inversamente proporcional aos valores de poropressão, isto acontece porque os modelos simulados têm seu comportamento tensão - deformação exclusivamente no regime elastoplástico, pois o valor de entrada de ρ_c é 0. Não foram realizadas simulação quando os valores de κ e λ iguais, pois seria impossível de acontecer do ponto de vista teórico.

Na Tabela 7 mostra os resultados de poropressão máximos, observa-se que em muitos casos apresentaram valor zero, isso ocorreu porque para rotação de 15° o talude se mostrava instável antes mesmo da etapa poropressão e rompeu por peso próprio antes mesmo da aplicação do fluxo na base.

Observa-se nas Figuras 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46 e 47 a mudança na direção dos deslocamentos resultantes, eles são predominantemente horizontais para rotações maiores de 10° , e vertical para rotações baixas.

Santos (2022) obteve um valor máximo de poropressão de aproximadamente 6,3 kPa para toda as simulações, e concluiu que o fator inclinação não foi um fator determinante para o excesso de poropressão suportado até a ruptura, mas os resultados das simulações numéricas, apresentaram valores máximos diferentes de poropressão para as rotações, onde inclinações maiores resistiram a valores menores.

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES

Por meio da calibragem do modelo e dos resultados obtidos, constatou-se que a rotação da força peso, mantendo o modelo fixo na horizontal, não trouxe prejuízos para a modelagem. A calibragem, por meio de simulações numéricas dos ensaios triaxiais, dos parâmetros de entrada foi imprescindível para a compatibilização entre os modelos numéricos e físicos.

As simulações de estabilidade em termos da resistência não drenada (tópico 4.1), e os valores contidos nas Tabelas 7, 8, 9 e 10, podem servir como premissa no auxílio de futuras modelagens físicas dentro da temática com materiais diferentes.

Os resultados revelaram que a inclinação é um fator determinante no valor de excesso de poropressão máximo suportado pelo talude, e que inclinações diferentes tem comportamento distintos na indução da poropressão.

Nas rotações maiores os valores obtidos numericamente foram próximos dos obtidos nas simulações em centrífuga, mas nas rotações menores houve divergência, parte dessa discrepância se explica pela complexibilidade que envolve a montagem de um modelo físico reduzido, enquanto os modelos numéricos são baseados na mecânica do contínuo, ou seja, não possuem microfissuras, imperfeições e zonas de menores resistência.

Os resultados obtidos, no que diz respeito as poropressões observadas nas análises numéricas, sugerem que o modelo físico foi bem idealizado para o objetivo de avaliar a instabilidade causada pelo aumento da poropressão na base da camada de argila. Pode-se afirmar que a instabilidade foi causada unicamente pelo aumento da poropressão.

6.1 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Como sugestões para pesquisas futuras foram identificadas algumas possíveis extensões:

- As correntes marinhas transportam sedimentos de uma região para outra, formando perfis de diferentes materiais depositados, uma sugestão é a simulação com perfis heterogêneos com valores de resistência distintos.

- Em virtude dos grandes depósitos de argila mole nos oceanos, utilizar modelos de maiores extensões e inclinações mais suaves na ponta.

REFERÊNCIAS

- ABAQUS. (s.d.). *ABAQUS User's Manual. 2009*. Dassault Systemes, Simulia Corp. ABAQUS vs 6.9, Providence, Rhode Island, USA.
- Alonso, E. E. (s.d.). Constitutive Modelling of unsaturated Soils. *Unsaturated Soils, Recent Developments and Applications.*, Barcelona.
- AQUACOMMS. (05 de 10 de 2022). *Submarine Cable Map*. Fonte: Submarine Cable Map: <https://www.submarinecablemap.com/>
- ATKINSON, J. B. (s.d.). *The Mechanics Of Soils – An Introduction to Critical State Soil Mechanics*. 1ª Edição, T, England.: Taylor & Francis.
- AYRES NETO, A., & J.A., B. N. (2004). *Uso da sísmica de reflexão de alta resolução e da sonografia na exploração mineral submarina*. *Revista Brasileira de Geofísica*, v. 18(3), p 241.
- BELLWALD, B. &. (s.d.). NE Atlantic continental slope stability from a numerical modeling perspective. *Quaternary Science Reviews*.
- CHUANLIANG YAN, B. S. (2019). Seafloor subsidence response and submarine slope stability evaluation in. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*.
- CODUTO, H. P. (1994). *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*,. v.2. Brasil:: Grupo Editorial Nacional, 1994. .
- DUNCAN, J. (1996). Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122, 577-596.
- GEO-SLOPE. (Edição 2015.). *Seepage Modeling With SEEP/W. An Engineering Methodology*.
- GRIFFITHS, D. A. (1999). Slope Stability Analysis by Finite Elements. *Geotechnique*,, 49, 387-403.
- HUANCOLLO, H. J. (2020). *Estudo experimental de melhoramento de solos*. Campos dos Goytacazes – RJ: Universidade Estadual do Norte Fluminense– UENF.
- LIU, T., Lu, Y., Zhou, L., Yang, X., & Guo, L. (2014). Experiment and Analysis of Submarine Landslide Model Caused by Elevated Pore Pressure. *J. Mar. Sci. Eng.*, 7, 146.
- MATERIALS, A. S. (2003). *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*. Philadelphia.

- MAYNE, P. (. (November de 1980). "Cam-clay prediction of undrained strength.", . *Journal of the Geo technical Engineering Division, Proceeding of ASCE, Vol. 106, No. GT11*, pp. , pp. 1219–1243.
- MELO, C. M. (2010). *Avaliação de desempenho e desenvolvimento de metodologias para estudos de ancoragem de estruturas flutuantes com estacas de sucção*. Dissertação de mestrado- Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro UENF- Campos dos Goytacazes – RJ.
- PYKE, R. (Abril de 2017). Pros and Cons of the Analysis of Slope Stability by Various Methods of Slices or. *Partially Completed Draft*.
- ROSCOE, K. H. (S.D.). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. *Engineering*, pp. pp. 535-609.
- ROSCOE, K., & SHOFIELD, A. (1963). On the generalised stress–strain behaviour of “wet” clay. , in *Engineering Plasticity, J. Heyman and F. A. Leckie (eds)*, pp. Proc. 2nd Eur. Conf. S. M. F. E., vol. 1, Wiesbaden, 47 – 54.
- SANDOVAL, M. A. (2012). *Análise Determinística e Probabilística da Estabilidade de Taludes*. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012. .
- SANTOS, M. A. (2022). *Estudo de deflagração de escorregamentos de taludes submarinos por elevação de poro pressão com modelos físicos centrifugados*. Campos dos Goytacazes: Dissertação de Mestrado.
- SILVA, A. (. (s.d.). *Desenvolvimento de um programa de cálculo automático de estabilidade de taludes pelo método de Correia*. Porto, Portugal: Tese de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP. .
- TALLING, P. J. (02 de 2021). Novel sensor array helps to understand submarine cable faults off West Africa. *Departments of Geography and Earth Science, Durham University, South Road, Durham*.
- URLAUB, M., Talling, P., & Zervos, A. (2016). A Numerical Investigation of Sediment Destructuring as a Potential Globally Widespread Trigger for Large Submarine Landslides on Low Gradients. *Submarine Mass Movements and Their Consequences. 6th International Symposium*.
- w., F. (2020). Abundant Spontaneous and Dynamically Triggered Submarine Landslides in the Gulf of Mexico. *Geophysical Research Letters*.

- Yang Mi, J. W. (2021). Numerical Modelling for Dynamic Instability Process of Submarine Soft Clay Slopes Under Seismic Loading. *Journal of Ocean University of China* volume 20, pages1109–1120 (2021).
- ZHANG, J. Z. (2014). Meso-level simulation of gas hydrate dissociation in low-permeability sediments. *Theor. Appl. Mech. Lett.* 2014.

ANEXO 01 – Variação dos índices de vazios na consolidação isotrópica.

CP-01	
Tensão Confinante (Kpa)	100
Volume Inicial (cm ³)	86,193
Peso pré ensaio (g)	143,630
Peso Esp. Nat. (g/cm ³)	1,666
Teor de um. (%)	48,439
Peso Esp. Aparente. Seco Inicial (g/cm ³)	1,123
Peso Esp. Grãos (g/cm ³)	2,570
Índice de Vazios Inicial	1,289
Variação Volumétrica (cm ³)	3,510
Volume Amostra Final (cm ³)	82,683
Peso Amostra Final (g)	96,760
Peso Esp. Aparente. Seco. (g/cm ³)	1,1703
Índice de Vazios Final	1,1961
CP- 02	
Tensão Confinante (Kpa)	200
Volume Inicial (cm ³)	86,193
Peso pré ensaio (g)	144,950
Peso Esp. Nat. (g/cm ³)	1,682
Teor de um. (%)	49,387
Peso Esp. Aparente. Seco Inicial (g/cm ³)	1,126
Peso Esp. Grãos (g/cm ³)	2,570
Índice de Vazios Inicial	1,283
Variação Volumétrica (cm ³)	10,262
Volume Amostra Final (cm ³)	75,931
Peso Amostra Final (g)	97,030
Peso Esp. Aparente. Seco. (g/cm ³)	1,2779
Índice de Vazios Final	1,0112
CP - 03	
Tensão Confinante (Kpa)	400
Volume Inicial (cm ³)	86,193
Peso pré ensaio (g)	143,700
Peso Esp. Nat. (g/cm ³)	1,667
Teor de um. (%)	50,882
Peso Esp. Aparente. Seco Inicial (g/cm ³)	1,105
Peso Esp. Grãos (g/cm ³)	2,570
Índice de Vazios Inicial	1,326
Variação Volumétrica (cm ³)	24,232
Volume Amostra Final (cm ³)	61,961
Peso Amostra Final (g)	95,240
Peso Esp. Aparente. Seco. (g/cm ³)	1,5371
Índice de Vazios Final	0,6720

CP - 05	
Tensão Confinante (Kpa)	400/100
Volume Inicial (cm ³)	86,193
Peso pré ensaio (g)	144,240
Peso Esp. Nat. (g/cm ³)	1,673
Teor de um. (%)	49,611
Peso Esp. Aparente. Seco Inicial (g/cm ³)	1,119
Peso Esp. Grãos (g/cm ³)	2,570
Índice de Vazios Inicial	1,298
Varição Volumétrica (cm ³)	14,570
Volume Amostra Final (cm ³)	71,623
Peso Amostra Final (g)	96,410
Peso Esp. Aparente. Seco. (g/cm ³)	1,3461
Índice de Vazios Final	0,9092