



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



João Vitor Oliveira Ferreira

**Avaliação da eficiência de drenos horizontais profundos na
estabilização de um talude em solo residual**

Ouro Preto

2026



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



João Vitor Oliveira Ferreira

**Avaliação da eficiência de drenos horizontais profundos na
estabilização de um talude em solo residual**

Trabalho de conclusão de curso de curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Dr. Felipe de Campos Loch

Coorientador: Me. Thiago Cruz Bretas

Ouro Preto

2026

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

F383a Ferreira, Joao Vitor Oliveira.

Avaliação da eficiência de drenos horizontais profundos na estabilização de um talude em solo residual. [manuscrito] / Joao Vitor Oliveira Ferreira. - 2026.
121 f.

Orientador: Prof. Dr. Felipe de Campos Loch.

Coorientador: Prof. Me. Thiago Cruz Bretas.

Monografia (Bacharelado). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Graduação em Engenharia Civil .

1. Dreno Horizontal Profundo (DHP). 2. Taludes (Mecânica do solo) - Estabilidade. 3. Mecânica dos fluidos - Fluxo transiente. 4. Mecânica dos fluidos - Fluxo permanente. I. Loch, Felipe de Campos. II. Bretas, Thiago Cruz. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624

Bibliotecário(a) Responsável: Maristela Sanches Lima Mesquita - CRB -1716



FOLHA DE APROVAÇÃO

João Vitor Oliveira Ferreira

Avaliação da eficiência de drenos horizontais profundos na estabilização de um talude em solo residual

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do título de engenheiro civil.

Aprovada em 19 de fevereiro de 2026

Membros da banca

Prof. Dr. Felipe de Campos Loch - Orientador (Universidade Federal de Ouro Preto)
Me. Thiago Cruz Bretas - Coorientador (TBretas Consultoria / PUC Minas)
Prof. Dr. Adilson do Lago Leite - (Universidade Federal de Ouro Preto)
Me. Tiago Borges da Silva - (Cubo Geotecnia)

Prof. Dr. Felipe de Campos Loch, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 25/02/2026



Documento assinado eletronicamente por **Felipe de Campos Loch, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 25/02/2026, às 15:03, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **1064908** e o código CRC **2340BB5A**.

AGRADECIMENTOS

A Deus pelo dom da vida.

À minha família, pelo apoio e carinho incondicionais.

Em especial ao Finoti, pelos conselhos, orientações técnicas e práticas, que foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho, e pelos ensinamentos adquiridos ao longo da convivência, mostrando que a chamada “escola da vida” complementa e amplia, de forma decisiva, o aprendizado obtido na universidade.

Aos professores da Universidade Federal de Ouro Preto pelos valiosos ensinamentos. Em especial ao Professor Felipe de Campos Loch pela orientação deste Projeto Final.

A universidade Federal de Ouro Preto pelo ensino de qualidade.

Aos amigos pelo companheirismo, em especial a república Tabajara, Civil Jr e Liga acadêmica de geotecnia da Escola de Minas (LAGEM).

Aos colegas de Engenharia Civil pelo auxílio e troca de experiências durante o curso.

Aos funcionários e técnicos da Universidade Federal de Ouro Preto por tornarem possível o funcionamento desta.

RESUMO

Este estudo avaliou a eficiência de drenos horizontais profundos (DHPs) na estabilização de um talude em solo residual por meio de modelagem numérica bidimensional sob condições de fluxo transiente, utilizando os softwares RS2 e Slide2. A análise investigou a influência da drenagem profunda na dissipação de poropressões, na redistribuição de tensões efetivas, no comportamento tensão-deformação e no fator de segurança global ao longo das etapas construtivas. Foram considerados seis cenários: um caso base sem drenagem e cinco casos com comprimentos de DHP de 3 m, 6 m, 9 m, 12 m e 24 m. Os resultados mostraram que o cenário sem drenagem apresentou elevadas poropressões, deslocamentos significativos e fator de segurança inferior ao valor mínimo recomendado pela NBR 11682:2009. A implementação dos DHPs promoveu redução progressiva das poropressões, melhor controle dos deslocamentos horizontais e verticais e aumento consistente do fator de segurança global. Para os comprimentos de 3 m e 6 m, foram observados ganhos iniciais relevantes na dissipação de poropressões e no aumento da segurança; contudo, esses valores ainda foram insuficientes para atender plenamente ao critério adotado de $FS \geq 1,50$. O comprimento de 9 m apresentou desempenho intermediário, aproximando-se do nível mínimo de segurança exigido. O cenário com DHP de 12 m destacou-se ao alcançar redução superior a 80% das poropressões em comparação ao caso não drenado, proporcionando controle satisfatório das deformações e atendimento ao requisito de segurança, com $FS \geq 1,50$ e SRF crítico de aproximadamente 1,56. Embora o comprimento de 24 m tenha resultado em pequeno acréscimo adicional no fator de segurança, o ganho foi marginal em relação ao cenário de 12 m, não justificando tecnicamente a extensão adicional sob a perspectiva de eficiência hidráulica e viabilidade construtiva. Conclui-se que, para as condições geológicas, geotécnicas e hidráulicas analisadas, o comprimento ótimo de DHP é de 12 m, correspondente a aproximadamente 70% da altura do talude. Esse comprimento mostrou-se suficiente para garantir a estabilidade global, desempenho hidráulico adequado e controle de deformações, sem superdimensionamento desnecessário do sistema de drenagem.

Palavras-chaves: DHP, estabilidade de taludes, poropressão, fluxo transiente, fluxo permanente.

ABSTRACT

This study evaluated the efficiency of deep horizontal drains (DHDs) in stabilizing a residual soil slope through two-dimensional numerical modeling under transient flow conditions, using the RS2 and Slide2 software. The analysis investigated the influence of deep drainage on pore pressure dissipation, effective stress redistribution, stress–strain behavior, and the overall factor of safety throughout the construction stages. Six scenarios were considered: a baseline case without drainage and five cases with DHD lengths of 3 m, 6 m, 9 m, 12 m, and 24 m. The results showed that the undrained scenario presented high pore pressures, significant displacements, and a factor of safety below the minimum value recommended by NBR 11682:2009. The implementation of DHDs led to a progressive reduction in pore pressures, improved control of horizontal and vertical displacements, and a consistent increase in the overall factor of safety. For lengths of 3 m and 6 m, relevant initial gains in pore pressure dissipation and safety improvement were observed; however, these were still insufficient to fully satisfy the adopted criterion of $FS \geq 1.50$. The 9 m length showed intermediate performance, approaching the required minimum safety level. The 12 m DHD scenario stood out by achieving more than 80% reduction in pore pressures compared to the undrained case, providing satisfactory deformation control and compliance with the safety requirement, reaching $FS \geq 1.50$ and a critical SRF of approximately 1.56. Although the 24 m length resulted in a slight additional increase in the factor of safety, the improvement was marginal compared to the 12 m scenario, not technically justifying the additional extension from the perspective of hydraulic efficiency and construction feasibility. It is concluded that, for the geological, geotechnical, and hydraulic conditions analyzed, the optimal DHD length is 12 m, corresponding to approximately 70% of the slope height. This length proved sufficient to ensure global stability, adequate hydraulic performance, and deformation control without unnecessary oversizing of the drainage system.

Keywords: DSHDs, slope stability, pore pressure, transient flow, steady-state flow.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Figura 1 - Dreno sub-horizontal profundo	22
Figura 2 - Disposição dos DHPs e sua influência no lençol freático	22
Figura 3 - Geometria de um talude com a representação de uma fatia.	28
Figura 4 - Fonte: Gergovish, p. 88 (2016).....	28
Figura 5 - Equações de Equilíbrio (A) Equilíbrio de forças da fatia e (B) Equilíbrio de momentos	28
Figura 6 - Esforços na fatia n.....	29
Figura 7 - Equilíbrio de forças na fatia do método de Morgenstern-Price	31
Figura 8 - Elementos de uma curva característica.....	35
Figura 9 - Curvas típicas de sucção dos solos em função da granulometria	36
Figura 10 - Cenário 1: Sem a utilização de DHP	39
Figura 11 - Cenário 2: Com 2 DHPs de 3,00m	39
Figura 12 - Cenário 3: Com 2 DHPs de 6,00m	40
Figura 13 - Cenário 4: Com 2 DHPs de 9,00m	40
Figura 14 - Cenário 5: Com 2 DHPs de 12,00m	41
Figura 15 - Cenário 6: Com 2 DHPs de 24,00m	41
Figura 16 - Seção Geológica/Geotécnica	42
Figura 17 - Talude estudado	45
Figura 18 - Sondagem Mista SM-10	46
Figura 20 - Sondagem Mista SM-17	47
Figura 21 - Sondagem SPT SPT-04	48
Figura 22 - Sondagens da área de estudo.	52
Figura 23 - Condições de contorno transiente a montante do modelo. Rebaixamento da de EL. 884 a 881 com um período de 90 dias	54
Figura 24 - Condições de contorno transiente a jusante do modelo. Rebaixamento da de EL. 884 a 871.8 com um período de 90 dias.	54

Figura 25 - Discretização da malha de elementos finitos do modelo 2D.....	57
Figura 26 - Qualidade da malha de elementos finitos.	57
Figura 27 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 1 (In situ) – Dia 0, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	63
Figura 28 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 2 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	63
Figura 29 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 3 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	64
Figura 30- Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 4 – Dia 32, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	64
Figura 31 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 10 – Dia 44, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	65
Figura 32- Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	65
Figura 33 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	66
Figura 34- Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 13 – Dia 57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	66
Figura 35- Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	67
Figura 36 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 30 – Dia 91 – Sobrecarga, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	67
Figura 37 - Tensões efetivas confinantes ($\sigma'3$) - Estágio 1 (In situ) – Dia 0, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	70
Figura 38 - Tensões efetivas confinantes ($\sigma'3$) - Estágio 2 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	70
Figura 39 - Tensões efetivas confinantes ($\sigma'3$) - Estágio 3 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	71
Figura 40 - Tensões efetivas confinantes ($\sigma'3$) - Estágio 4 – Dia 32, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	71
Figura 41 - Tensões efetivas confinantes ($\sigma'3$) - Estágio 10 – Dia 44, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	72

Figura 42 - Tensões efetivas confinantes ($\sigma'3$) - Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	72
Figura 43 - Tensões efetivas confinantes ($\sigma'3$) - Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	73
Figura 44 - Tensões efetivas confinantes ($\sigma'3$) - Estágio 13 – Dia 57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	73
Figura 45 - Tensões efetivas confinantes ($\sigma'3$) - Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	74
Figura 46 - Tensões efetivas confinantes ($\sigma'3$) - Estágio 30 – Dia 91 – Sobrecarga, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	74
Figura 47 - Deslocamentos horizontais acumulados (δh) - Estágio 2 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	76
Figura 48 - Deslocamentos horizontais acumulados (δh) - Estágio 3 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	77
Figura 49 - Deslocamentos horizontais acumulados (δh) - Estágio 4 – Dia 32, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	77
Figura 50 - Deslocamentos horizontais acumulados (δh) - Estágio 10 – Dia 44, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	78
Figura 51 - Deslocamentos horizontais acumulados (δh) - Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	78
Figura 52 - Deslocamentos horizontais acumulados (δh) - Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	79
Figura 53 - Deslocamentos horizontais acumulados (δh) - Estágio 13 – Dia 57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	79
Figura 54 - Deslocamentos horizontais acumulados (δh) - Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	80
Figura 55 - Deslocamentos horizontais acumulados (δh) - Estágio 30 – Dia 91 – Sobrecarga, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	80
Figura 56 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 1 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	82
Figura 57 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 2 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	83
Figura 58 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 3 – Dia 32, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	83

Figura 59 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 10 – Dia 44, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	84
Figura 60 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	84
Figura 61 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	85
Figura 62 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 13 – Dia 57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	85
Figura 63 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	86
Figura 64 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 30 – Dia 91 – Sobrecarga, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	86
Figura 65 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 2 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	89
Figura 66 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 3 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	89
Figura 67 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	90
Figura 68 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	90
Figura 69 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	91
Figura 70 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 30 – Dia 91 – Sobrecarga, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	91
Figura 71 - Deformações cisalhantes máximas – SRF=1,00, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	93
Figura 72 - Deformações cisalhantes máximas – SRF=1,50, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	93
Figura 73 - Deformações cisalhantes máximas – SRF=1,57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	94
Figura 74 - Deformações cisalhantes máximas – SRF=2,00, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	95
Figura 75 - Poropressões – Estágio 1 – Dia 0 – In situ, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	96

Figura 76 - Poropressões – Estágio 2 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	96
Figura 77 - Poropressões – Estágio 3 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	97
Figura 78 - Poropressões – Estágio 4 – Dia 32, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	97
Figura 79 - Poropressões – Estágio 10 – Dia 44, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	98
Figura 80 - Poropressões – Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	98
Figura 81 - Poropressões – Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	99
Figura 82 - Poropressões – Estágio 13 – Dia 57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	99
Figura 83 - Poropressões – Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	100
Figura 84 - Carga total – Estágio 30 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	102
Figura 85 - Zonas de plastificação – Estágio 30 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	104
Figura 86 - FS Estágio 30 – Dia 90 – Grid de poropressão, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	106
Figura 87 - Dissipação de poropressões em função do estágio de análise, referente ao cenário 5 com DHP 12m.....	108
Figura 88 - Dissipação de poropressões em função dos dias, referente ao cenário 5 com DHP 12m.	108
Figura 89 - Evolução do FS x Comprimento DHP.....	110

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos movimentos de massa.....	20
Tabela 2 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas	24
Tabela 3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais	24
Tabela 4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.....	25
Tabela 5 - Premissas de análises	44
Tabela 6 - Etapas da modelagem numérica e evolução temporal da análise	49
Tabela 7 - Unidade geotécnica	51
Tabela 8 – Parâmetros adotados no estudo	56
Tabela 9 - Evolução temporal dos resultados da análise numérica.....	59
Tabela 10 - Tabela resumo resultados	60

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

c	Coesão do solo
c'	Coesão do solo efetiva
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
γ	Peso específico do solo
h	Altura talude
k	Coeficiente de permeabilidade
u	Poropressão
u_a	Pressão do ar
u_w	Pressão da água
τ_f	Resistência ao cisalhamento na ruptura
δh	Deslocamento horizontal
δv	Deslocamento vertical
DHP	Dreno sub-horizontal profundo
FS	Fator de segurança
SRF	Fator de redução global

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	15
1.1. Objetivo	16
1.1.1. Objetivos específicos.....	16
1.2. Justificativa.....	17
2. REVISÃO DA LITERATURA.....	18
2.1. ESTABILIDADE DE TALUDES	18
2.1.1. Movimentos de Massa.....	19
2.2. Drenos horizontais profundos.....	19
2.3. Análise de estabilidade taludes.....	23
2.3.1. Métodos Determinísticos.....	26
2.3.2. Método dos elementos finitos.....	31
2.4. ANÁLISE DE FLUXO	32
2.4.1. Lei de Darcy	32
2.4.2. Função Permeabilidade.....	33
2.4.3. Curva Característica	34
3. MATERIAIS DE MÉTODOS	37
3.1. CARACTERÍSTICAS DO TALUDE ESTUDADO.....	39
3.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS	42
3.3. UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE RS2 – ROCSCIENCE	43
3.4. CARACTERÍSTICAS DA MODELAGEM NUMÉRICA.....	44
3.5. MODELO GEOMECÂNICO E SEQUENCIAMENTO OPERACIONAL	45
3.5.1. Seção de projeto.....	45
3.5.2. Características geológicas e geotécnicas	45

3.5.3.	Sequenciamento executivo	48
3.6.	ANÁLISES DE ESTABILIDADE	50
3.7.	CRITÉRIO DAS ANÁLISES.....	50
3.8.	Parâmetros e contextualização geotécnica	51
3.9.	CONDIÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA.....	53
3.10.	SOBRECARGA	55
3.11.	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA UTILIZADOS	55
3.12.	ESTUDO TENSÃO X DEFORMAÇÃO.....	56
3.12.1.	Modelo de Mohr-Coulomb.....	58
3.12.2.	Parâmetros de resistência e deformabilidade.....	58
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
4.1.	RESULTADOS DOS ESTUDOS DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO.....	60
4.1.1.	Tensão efetiva principal maior σ'_1	62
4.1.2.	Tensão efetiva menor σ'_3	69
4.1.3.	Deslocamentos horizontais acumulados δ_h	75
4.1.4.	Deslocamentos verticais acumulados δ_v	82
4.1.5.	Deformações cisalhantes máximas.....	88
4.1.6.	Poropressões	95
4.1.7.	Carga total.....	102
4.1.8.	Zonas de Plastificação	103
4.2.	ANÁLISE POR EQUILÍBRIO LIMITE.....	105
4.3.	TENSÃO DEFORMAÇÃO X EQUILÍBRIO LIMITE	107
5.	CONCLUSÃO.....	112
5.1.	Sugestões para pesquisas futuras.....	114
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116

1. INTRODUÇÃO

A instabilidade de taludes constitui uma das principais preocupações da engenharia geotécnica, especialmente em obras de infraestrutura que envolvem escavações em solos naturais e residuais. Rupturas em encostas podem resultar em prejuízos econômicos significativos, impactos ambientais relevantes e, em casos mais críticos, perda de vidas humanas. Em regiões tropicais, como grande parte do território brasileiro, a ocorrência de períodos chuvosos intensos intensifica a infiltração de água no maciço, alterando o regime de poropressões e reduzindo a resistência ao cisalhamento do solo (Gerscovich, 2016).

A presença de água nos vazios do solo exerce influência direta sobre o comportamento mecânico do maciço. O aumento das poropressões reduz as tensões efetivas, conforme o princípio das tensões efetivas, comprometendo a estabilidade global do talude. Além disso, a elevação do nível freático pode favorecer o desenvolvimento de forças de percolação, redução da coesão aparente e, em situações críticas, processos de erosão interna, como o fenômeno de piping (Tominaga et al., 2009).

Dessa forma, o controle do regime hidráulico interno do maciço torna-se elemento fundamental no projeto e na execução de taludes escavados, especialmente em solos residuais, nos quais a heterogeneidade estrutural e a variabilidade de permeabilidade influenciam significativamente o comportamento tensão-deformação.

Apesar da ampla utilização prática dos drenos horizontais profundos, ainda são limitados os estudos que avaliam de forma integrada o comportamento hidráulico e mecânico do talude ao longo das etapas construtivas, especialmente considerando análises acopladas em regime de fluxo transiente.

Além disso, a definição do comprimento dos Drenos horizontais profundos (DHPs) é frequentemente baseada em critérios empíricos ou experiências anteriores, sem uma avaliação sistemática da relação entre comprimento do dreno, dissipação de poropressões, controle de deslocamentos e incremento do fator de segurança. Essa ausência de critérios técnicos

consolidados pode resultar tanto em soluções subdimensionadas quanto em projetos excessivamente rigorosos (Gerscovich, 2016).

Neste trabalho foi realizada a avaliação da eficiência de drenos horizontais profundos na estabilização de um talude em solo residual, por meio de modelagem numérica bidimensional acoplada em regime de fluxo transiente. Foram analisados diferentes comprimentos de DHPs, investigando-se sua influência na dissipação das poropressões, na redistribuição das tensões efetivas, no comportamento tensão–deformação do maciço e no fator de segurança ao longo das etapas construtivas.

1.1. OBJETIVO

Avaliar a eficiência da utilização de drenos horizontais profundos na estabilização de um talude em solo residual, por meio de modelagem numérica bidimensional em regime de fluxo transiente, considerando a interação entre o comportamento hidráulico e mecânico do maciço ao longo das etapas construtivas.

1.1.1. Objetivos específicos

Analisar o comportamento do fluxo subterrâneo em um talude em solo residual, considerando a evolução temporal da superfície freática e das poropressões em regime de fluxo transiente ao longo das etapas de escavação.

Avaliar a influência da dissipação das poropressões na redistribuição das tensões efetivas e no comportamento tensão–deformação do maciço, por meio da análise de deslocamentos, deformações cisalhantes e zonas de plastificação.

Comparar o desempenho do talude em diferentes cenários, com e sem a utilização de drenos horizontais profundos, empregando análises de estabilidade baseadas nos métodos do equilíbrio limite e do Strength Reduction Factor.

Investigar a influência do comprimento dos drenos horizontais profundos na redução das poropressões, no controle dos deslocamentos e no incremento do fator de segurança durante a fase de escavação e na condição final da obra.

Identificar um comprimento de dreno horizontal profundo tecnicamente eficiente para a condição estudada, considerando critérios de estabilidade global, desempenho hidráulico e

racionalidade construtiva, de modo a subsidiar decisões de projeto em obras de estabilização de taludes.

1.2. JUSTIFICATIVA

A instabilidade de taludes em solos residuais constitui um dos principais desafios da engenharia geotécnica, sobretudo em obras de escavação e implantação de infraestrutura, nas quais a presença de água no maciço exerce influência direta sobre a segurança das estruturas. A elevação do nível freático e o aumento das poropressões reduzem as tensões efetivas do solo, comprometendo sua resistência ao cisalhamento e favorecendo a ocorrência de deslocamentos excessivos e rupturas, especialmente durante períodos chuvosos ou ao longo das etapas construtivas (Duncan, 1996b).

Nesse contexto, a drenagem interna do maciço destaca-se como uma medida fundamental para o controle do regime hidráulico e para a melhoria das condições de estabilidade dos taludes.

Entre as soluções disponíveis, os drenos horizontais profundos apresentam-se como uma alternativa tecnicamente eficiente e economicamente atrativa, uma vez que atuam diretamente na dissipação das poropressões, com menor complexidade executiva quando comparados a outras técnicas de contenção estrutural (Gerscovich, 2016). Apesar de sua ampla aplicação prática, ainda há carência de estudos que avaliem de forma integrada o desempenho desses dispositivos considerando o comportamento transiente do fluxo, a resposta tensão-deformação do maciço e a evolução da estabilidade ao longo do tempo (Duncan, 1996b). O dimensionamento dos drenos horizontais profundos, em especial no que se refere à definição de seu comprimento, é frequentemente realizado com base em critérios empíricos ou experiências anteriores, nem sempre compatíveis com as condições específicas de cada obra (Gerscovich, 2016). A ausência de critérios técnicos bem definidos pode resultar tanto em soluções subdimensionadas, com desempenho insuficiente, quanto em projetos excessivamente rigorosos, com custos elevados e ganhos marginais de segurança.

Dessa forma, justifica-se a realização deste estudo, que busca avaliar de maneira sistemática a eficiência dos drenos horizontais profundos na estabilização de um talude em solo residual, por meio de modelagem numérica em regime de fluxo transiente. A análise integrada do comportamento hidráulico, deformacional e da estabilidade global permite uma

compreensão mais realista dos mecanismos envolvidos, contribuindo para a definição de soluções de drenagem tecnicamente eficazes, seguras e compatíveis com critérios de racionalidade construtiva. Espera-se, assim, que os resultados obtidos possam servir de subsídio para o aprimoramento de projetos de estabilização de taludes e para a tomada de decisão em obras geotécnicas com características semelhantes.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1. ESTABILIDADE DE TALUDES

Estabilidade de taludes é um tema central na engenharia geotécnica, voltado para o estudo das condições que garantem ou comprometem a segurança de encostas naturais e taludes construídos. A análise busca avaliar a probabilidade de ocorrência de movimentos de massa, como escorregamentos e deslizamentos, considerando as características do solo ou rocha, as condições hidrológicas e as solicitações externas que atuam sobre a estrutura (Gerscovich, 2012).

O cálculo do fator de segurança (FS) pode ser realizado por diferentes métodos, sendo o método do equilíbrio limite um dos mais empregados devido à sua ampla consolidação na literatura técnica e na prática profissional (Duncan, 1996a; Gerscovich, 2016). Esse método admite a existência de uma superfície de ruptura previamente definida, assumindo que a massa de solo acima dessa superfície se comporta como um corpo rígido, rompendo de forma abrupta, sem considerar explicitamente as deformações internas do maciço. Para a realização dos cálculos, a geometria do talude é subdividida em fatias, e as forças e momentos atuantes em cada uma são avaliados com base nas equações da estática. O critério de ruptura mais comumente adotado é o de Mohr-Coulomb, que define a resistência ao cisalhamento como função da coesão, da tensão normal efetiva e do ângulo de atrito interno do solo (Guidicini e Nieble, 1984; Gerscovich, 2016).

Diversos métodos foram desenvolvidos ao longo do tempo para aprimorar a determinação do FS, variando quanto ao grau de rigor e às hipóteses adotadas para o equilíbrio de forças e momentos entre as fatias (Duncan, 1996b). Entre os métodos mais difundidos destacam-se o de Bishop Simplificado, o de Janbu, o de Spencer e o de Morgenstern-Price (Gerscovich, 2016). Esses métodos diferem principalmente na forma de considerar as forças de

interação entre fatias e no atendimento às equações fundamentais de equilíbrio. Métodos mais completos, como os de Spencer e Morgenstern-Price, satisfazem simultaneamente o equilíbrio de forças horizontais, verticais e de momentos, sendo considerados rigorosos dentro do contexto do equilíbrio limite, embora demandem maior esforço computacional para sua aplicação (Duncan, 1996b; Gerscovich, 2016).

Além dos aspectos puramente geotécnicos associados aos parâmetros de resistência do solo, a estabilidade de taludes é fortemente influenciada por fatores ambientais e antrópicos, tais como a presença de água no maciço, variações do nível freático, alterações na cobertura vegetal, carregamentos adicionais e intervenções inadequadas de corte ou aterro (Guidicini e Nieble, 1984; Gerscovich, 2016). A atuação da água, em particular, altera o estado de tensões efetivas e pode desencadear processos de instabilidade associados ao aumento das poropressões (Duncan, 1996a). Dessa forma, a análise criteriosa desses fatores, aliada à escolha adequada do método de cálculo, é fundamental para a prevenção de acidentes e para o dimensionamento seguro de obras de contenção e estabilização.

O principal parâmetro utilizado para quantificar a estabilidade é o FS, definido como a relação entre as forças resistentes ao cisalhamento e as forças cisalhantes atuantes na superfície de ruptura potencial (Duncan, 1996a; Guidicini; Nieble, 1984). Valores de FS superiores a 1 indicam estabilidade; iguais a 1 representam a condição de ruptura; e menores que 1 não possuem significado físico prático. A norma brasileira NBR 11682/2009 (Estabilidade de Encostas) recomenda valores mínimos de FS de acordo com o grau de risco e o nível de segurança exigido, considerando o potencial de danos à população e às estruturas vizinhas.

2.1.1. Movimentos de Massa

Os movimentos de massa possuem diversas classificações na literatura, onde normalmente são baseadas nos mecanismos de ruptura e suas propriedades. No tópico 2.3 estão as classificações em tópicos, os movimentos de massa definidos por alguns autores, tomando como base a classificação aderida por Guidicini e Nieble (1983).

2.2. DRENOS HORIZONTAIS PROFUNDOS

Os DHPs são dispositivos utilizados para captar água presente no interior de maciços terrosos ou rochosos, atuando de forma a reduzir as poropressões e, consequentemente,

aumentar o fator de segurança de taludes e estruturas de contenção (Dobereiner e Vaz, 1998; IPT, 1998).

Geralmente constituídos por tubos de PVC ou materiais similares, com diâmetros entre 25 mm e 76 mm, esses dispositivos são instalados em perfurações sub-horizontais, podendo atingir comprimentos elevados, a depender das condições geotécnicas do maciço. A extremidade interna é obturada e a externa permanece livre, projetando-se para fora da face do talude, enquanto o trecho perfurado é envolto por geotêxtil ou malha sintética que atua como filtro, impedindo o carreamento de partículas finas do solo (Cunha et al., 1991; IPT, 1998).

Tabela 1 - Classificação dos movimentos de massa

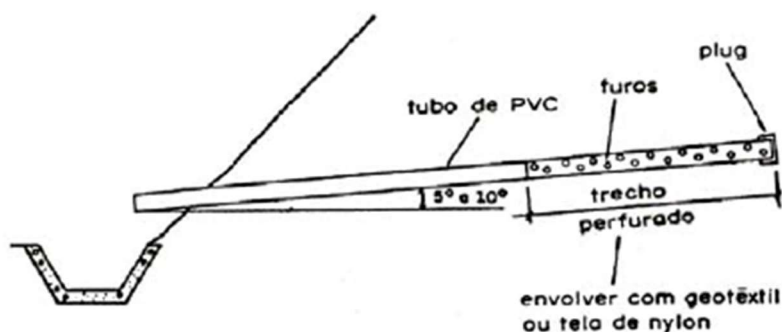
Tipo de movimento		Descrição
Escoamentos	Rastejo	São movimentos lentos e contínuos de encostas que possuem limites indefinidos. O movimento é provocado pela ação da gravidade.
	Corrida	São escoamentos rápidos, com característica hidrodinâmica, provocado pela perda de atrito interno que o excesso de água causa
Escorregamentos	Escorregamento rotacional	É onde o colapso da massa ocorre por ruptura ao longo da superfície de escorregamento e rotação em torno de um centro, em forma de arco. O escorregamento é sempre contido pelo material do terreno, geralmente um solo
	Escorregamento translacional	Estes podem ocorrer em taludes abatidos e são geralmente extensos, podendo atingir centenas ou milhares de metros. Este tipo de escorregamento pode ser dividido em escorregamentos translacionais de rochas, onde massas rochosas se movimentam ao longo de descontinuidades ou planos de fraqueza preexistentes. E em escorregamentos translacionais de solo, que são movimentos ao longo de uma superfície plana preexistente, e o movimento é de curta duração, velocidade elevada, e grande poder de destruição
Quedas	Queda de blocos	Queda livre de blocos de rochas que foram deslocados de um ponto elevado, normalmente de penhascos verticais ou taludes íngremes
	Queda de detritos	Quando ocorre a queda, relativamente livre, de fragmentos de rochas ou terrosos, em pequenas magnitudes.
Subsidências	Subsidência	Efeito de adensamento ou afundamento de camadas de solo, em superfície, por consequência da remoção de algum componente do substrato
	Recalque	São movimentos verticais de uma estrutura, sendo provocado pelo peso próprio ou a deformação do subsolo por outro fator
	Desabamento	São subsidências bruscas, com o colapso na superfície, que é causado pela ruptura ou remoção total ou parcial do substrato

Fonte: Guidicini e Nieble (1983).

A função principal dos DHPs é promover o rebaixamento do nível piezométrico, controlando o regime de fluxo subterrâneo e evitando o acúmulo de água no interior do maciço, o que poderia reduzir as tensões efetivas e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento do solo (Dobereiner e Vaz, 1998; Bastos, 2006). Ao reduzir as poropressões, os DHPs contribuem diretamente para o aumento do fator de segurança do talude, sendo amplamente empregados na estabilização de encostas naturais, cortes rodoviários, barragens e fundações profundas. Trata-se de uma solução frequentemente considerada economicamente viável quando comparada a técnicas estruturais mais complexas, especialmente em maciços de grande extensão (IPT, 1998; NBR 11682, 2009).

O processo construtivo envolve a perfuração do maciço com equipamentos adequados, seguida da instalação do tubo drenante e eventual preenchimento com material filtrante compatível com a granulometria do solo (Cunha et al., 1991; IPT, 1998). O mecanismo de funcionamento é análogo ao de sistemas de rebaixamento do lençol freático, porém operando em posição sub-horizontal, permitindo interceptar trajetórias de fluxo internas ao talude (Figura 1). Uma das principais vantagens dos DHPs é sua capacidade de atuar diretamente na zona saturada do maciço, proporcionando redução significativa das pressões de poros e podendo ter seu desempenho avaliado e otimizado por meio de modelagens numéricas que considerem diferentes comprimentos, inclinações e posicionamentos no talude (Bastos, 2006).

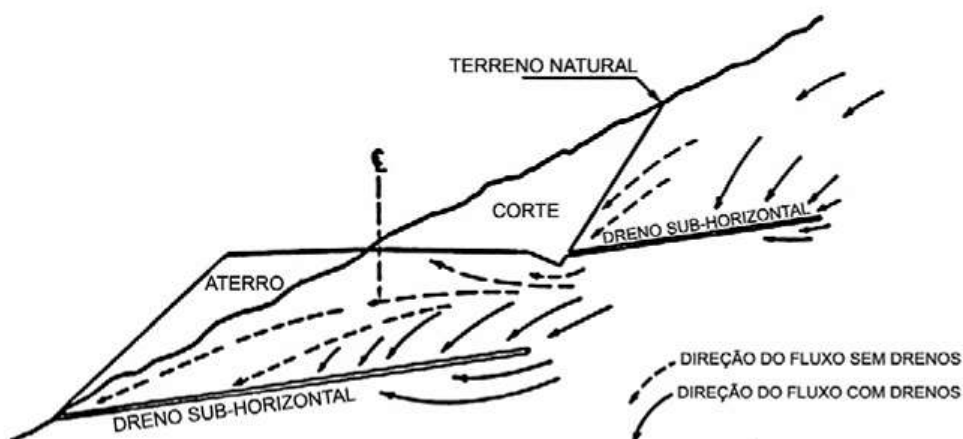
Figura 1 - Figura 1 - Dreno sub-horizontal profundo



Fonte: Cunha et al, (1991)

Conforme a Figura 1, os tubos devem ter extremidade interna obturada e a extremidade externa livre com pelo menos 1m para fora da superfície da estrutura de contenção. O trecho perfurado dos tubos deve ser envolvido com geotêxtil ou tela de nylon, que funciona como filtro, evitando o carregamento do solo.

Figura 2 - Disposição dos DHPs e sua influência no lençol freático



Fonte: Rico e Castilho (1974)

Estudos como os de Teixeira (2019) mostram que a eficiência dos DHPs pode ser avaliada por meio de simulações de fluxo estacionário e transiente, utilizando softwares baseados no método dos elementos finitos. Esses modelos permitem analisar a distribuição das poropressões, estimar as vazões drenadas e verificar o impacto no fator de segurança do talude.

Parâmetros como geometria do dreno, posição relativa no talude, comprimento, tipo de solo e nível freático inicial influenciam diretamente no desempenho do sistema.

Assim, os DHPs constituem uma solução técnica robusta e eficiente para obras geotécnicas que demandam controle de água interna e aumento da estabilidade, sendo uma alternativa vantajosa tanto em termos técnicos quanto econômicos quando comparados a outras formas de drenagem profunda.

2.3. Análise de estabilidade taludes

Na estabilidade de taludes o FS é definido como a razão entre a resistência ao cisalhamento mobilizada pelo solo (τ_f) e as tensões cisalhantes mobilizadas (τ_{mob}) ao longo da superfície de ruptura (Guidicini; Nieble, 1984; Gerscovich, 2016). Quando o FS é maior que 1, o talude é considerado estável; igual a 1, indica condição de ruptura; e valores menores que 1 não possuem significado físico.

A ruptura ocorre quando, em determinada superfície de cisalhamento, as forças cisalhantes igualam as forças resistentes, resultando em $FS = 1$ e desencadeando o movimento de massa. Os valores mínimos recomendados para FS dependem do grau de risco e do potencial de dano associado à encosta, sendo estabelecidos pela NBR 11682/2009 (Estabilidade de Encostas), conforme o nível de segurança exigido (Tabela 2) e (Tabela 3).

O cálculo do fator de segurança é comumente realizado pelo método de equilíbrio limite, amplamente consolidado na literatura. Nesse método analítico, admite-se uma superfície de ruptura potencial ao longo da qual o FS é constante. Considera-se que a massa de solo acima dessa superfície comporta-se como um corpo rígido, que se rompe subitamente, sem sofrer deformações prévias. Para facilitar o cálculo, o solo é subdividido em fatias, cujas forças e momentos são analisados individualmente com base nas equações da estática. Além disso, o critério de ruptura adotado geralmente é o de Mohr-Coulomb, que estabelece que a falha ocorre devido a uma combinação entre as tensões normais e cisalhantes atuantes no solo.

Tabela 2 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: NBR 11682:2009

Tabela 3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: NBR 11682:2009

Após a classificação dos níveis de segurança pela Tabela 2 e Tabela 3, deve-se utilizar a Tabela 4, ao qual correlaciona os valores de nível de segurança contra danos materiais e ambientais e segurança contra danos a vidas humanas.

Tabela 4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos				
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas			
		Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5	1,4
	Médio	1,5	1,4	1,3
	Baixo	1,5	1,3	1,2

Nota 1: No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da Tabela acima devem ser majorados em 10%. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico constante no Anexo D da NBR11682:2009.

Nota 2: No caso de instabilidade de lascas/blocos rochosos, podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incluindo os parâmetros de peso específico, ângulo de atrito e coesão em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser julgado pelo engenheiro civil geotécnico.

Nota 3: Esta Tabela não se aplica aos casos de rastejos, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: NBR 11682:2009

2.3.1. Métodos Determinísticos

Atualmente, a análise de estabilidade de taludes é frequentemente realizada por meio de métodos determinísticos. Essa abordagem utiliza o cálculo de um fator de segurança a partir de parâmetros fixos dos materiais, o que pode impactar a precisão dos resultados devido à variabilidade natural dessas propriedades. Além disso, os métodos determinísticos apresentam limitações no que diz respeito à confiabilidade, pois não contemplam a avaliação da probabilidade de ruptura do talude (Torres e Andrade, 2015).

2.3.1.1. Método de equilíbrio limite

Conforme Dutra (2013), nos métodos de equilíbrio limite, os resultados da análise costumam ser expressos por meio de um fator de segurança, definido como a relação entre as forças que promovem a estabilidade e aquelas que tendem a provocar a instabilidade.

Para Torres Filho e Andrade (2015), embora o método determinístico seja amplamente utilizado e conte com vasta experiência acumulada na avaliação da estabilidade de taludes, ele apresenta um nível considerável de incerteza, pois adota como parâmetro principal a resistência ao cisalhamento do solo.

De acordo com Cuentas (2003), o método de equilíbrio limite se baseia nas seguintes premissas:

- Assume que a massa de solo se comporta como um material rígido e perfeitamente plástico, sem considerar os campos de tensão e deformação decorrentes do carregamento externo. Essa hipótese pode não se aplicar de forma rigorosa em alguns casos, como em taludes formados por argilas rijas fissuradas, nos quais a resistência residual pode ser substancialmente inferior à resistência de pico.
- Utiliza, total ou parcialmente, as equações de equilíbrio para determinar valores médios da tensão cisalhante mobilizada (τ) e da tensão normal (σ) ao longo da superfície potencial de ruptura, necessários para estimar a resistência ao cisalhamento segundo o critério de Mohr-Coulomb, representado pela equação (1).

$$\tau = c + \sigma * \tan\varphi \quad (1)$$

Onde:

τ = Resistência ao cisalhamento

C = Coesão

σ = Tensão normal

φ = Ângulo de atrito interno do solo

Considera que o fator de segurança (FS) permanece constante ao longo de toda a superfície de ruptura potencial, desconsiderando possíveis efeitos de ruptura progressiva.

2.3.1.2. Método das fatias

Entre os métodos baseados na hipótese de equilíbrio limite, o mais empregado é o Método das Fatias. Essa técnica consiste em dividir a porção de solo potencialmente instável em fatias verticais, permitindo o cálculo por meio das equações de forças. A superfície potencial de ruptura pode assumir forma circular ou poligonal. Como exemplos de métodos com superfície circular, destacam-se Fellenius (1936), Taylor (1949) e Bishop (1955); já para superfícies de formato arbitrário, citam-se Janbu (1973), Price (1965) e Spencer (1967). A aplicação desse método exige a adoção de hipóteses simplificadoras para que o problema possa ser matematicamente determinado.

O procedimento de solução envolve as seguintes etapas:

- Dividir o talude em fatias, considerando a base de cada fatia como linear;
- Realizar o equilíbrio de forças em cada fatia, assumindo que as tensões normais na base resultam do peso do solo presente na própria fatia;
- Determinar o equilíbrio global utilizando a equação de equilíbrio de momentos.

A Figura 4 e Figura 5 apresentam, respectivamente, a massa de solo segmentada em fatias e o esquema de uma fatia analisada isoladamente.

Figura 3 - Geometria de um talude com a representação de uma fatia.

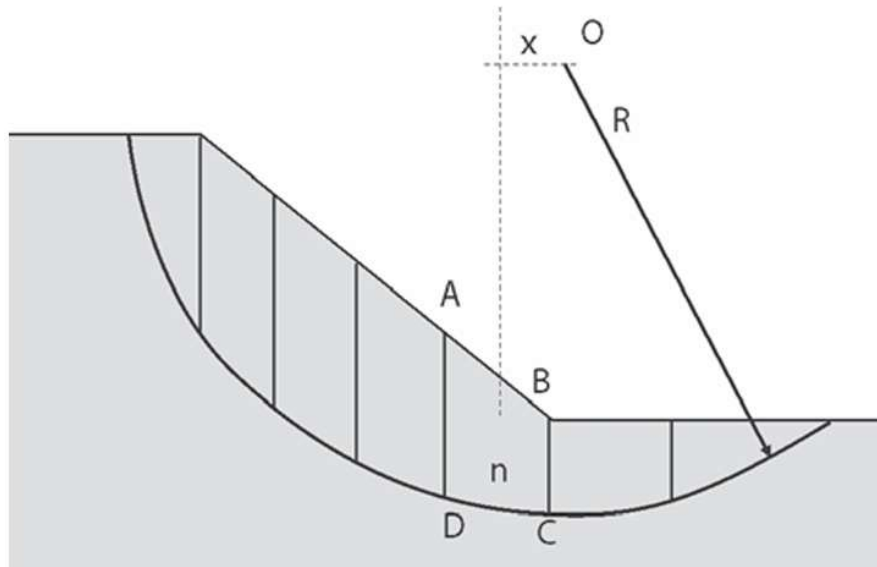
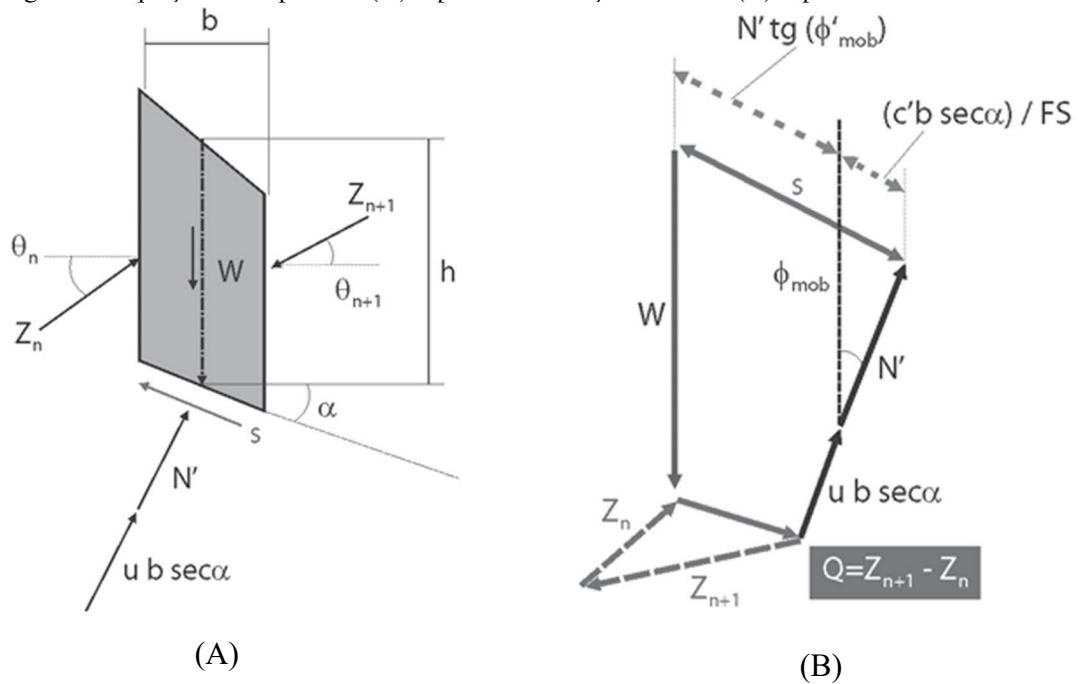


Figura 4 - Fonte: Gergovish, (2016)

Figura 5 - Equações de Equilíbrio (A) Equilíbrio de forças da fatia e (B) Equilíbrio de momentos

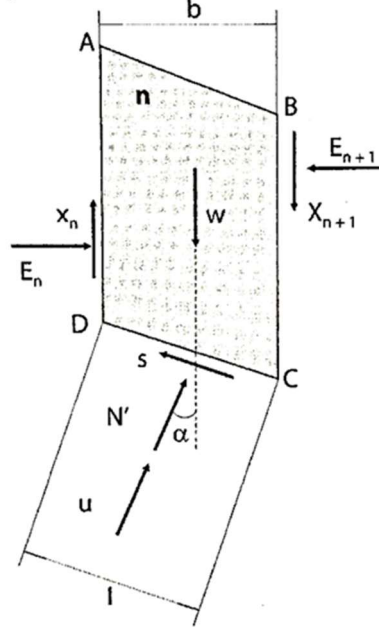


Fonte: Gergovish, (2016)

2.3.1.3. Método de Bishop Simplificado

Nesse método o equilíbrio de forças em cada fatia é feito na direção vertical e, as forças do tipo X entre lamelas (Figura 6) são desprezadas pois a não consideração dessas forças conduzia a um erro de aproximadamente 1% no valor do FS. Por este fato o método passou a ser chamado de Bishop Simplificado (Massad 2010).

Figura 6 - Esforços na fatia n



Fonte: Gerscovich (2016)

Segundo Gerscovich (2016) essa hipótese equivale a desprezar as componentes tangenciais dos esforços entre fatias. Além disso o método não faz nenhuma consideração a respeito das componentes horizontais (E) das forças interlamelares. O cálculo do FS pode ser feito através da Equação (3), em que $m_{\alpha i}$ é dado pela Equação (5):

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c'_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi'_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i m_{\alpha i}} \quad (2)$$

$$m_{\alpha i} = \cos \alpha_i \left[1 + \frac{\tan \varphi'_i \tan \alpha_i}{FS} \right] \quad (3)$$

Onde:

c'_i = intercepto coesivo da lamela;

b_i = dimensão horizontal da base da lamela;

W_i = Peso próprio da fatia;

φ'_i = ângulo de atrito do solo na fatia;

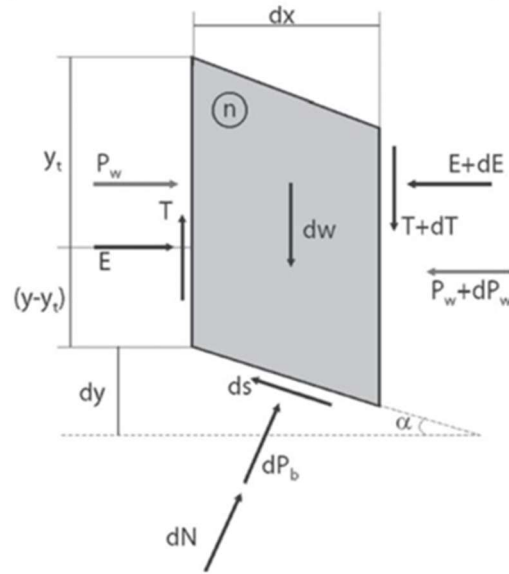
α_i = inclinação da base da fatia.

2.3.1.4. Método de Morgenstern-Price

Segundo Gerscovich (2016), entre os métodos aplicáveis a superfícies arbitrárias, destacam-se os de Jambu (1954, 1957) — nas versões simplificada ou generalizada —, Sarma (1973, 1979) e Morgenstern-Price (1965). Os dois últimos são considerados os mais completos por satisfazerem simultaneamente às três equações de equilíbrio.

O método de Morgenstern e Price, em particular, é apontado como o mais geral de equilíbrio-limite para superfícies quaisquer, analisando esforços atuantes em fatias infinitesimais. Contudo, devido à sua complexidade, sua resolução é normalmente realizada com auxílio de computadores, sendo inviável o cálculo manual. A Figura 7 ilustra a representação dos esforços nesse tipo de análise.

Figura 7 - Equilíbrio de forças na fatia do método de Morgenstern-Price



Fonte: Gerscovish, (2016)

Diferente dos métodos mais rigorosos que assumem uma relação constante entre os esforços entre fatias, o método de Morgenstern-Price estabelece que o ângulo da força resultante varia ao longo da superfície, de acordo com a equação (4).

$$T = \lambda \cdot f(x) \cdot E \quad (4)$$

Onde:

T = força tangencial atuante entre fatias;

λ = parâmetro escalar, obtido através da solução do FS;

$f(x)$ = função arbitrada;

E = força normal atuante entre fatias.

2.3.2. Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos (MEF) é, atualmente, uma das abordagens mais utilizadas e flexíveis para a análise de problemas de fluxo, sejam eles permanentes ou transientes, em duas ou três dimensões. Essa técnica permite considerar diferentes materiais

com coeficientes de permeabilidade distintos, aplicar condições de contorno complexas e até acoplar o problema hidráulico à análise de tensões, entre outras possibilidades (Huertas, 2006).

O princípio fundamental do MEF é dividir o domínio do problema (meio contínuo) em pequenas partes chamadas elementos finitos. Em cada elemento, adota-se uma função aproximada para a variável em estudo (carga hidráulica total) e reformulam-se as equações de governo para aquele subdomínio. Dessa forma, são obtidas as matrizes de fluxo de cada elemento, que posteriormente são reunidas em um sistema global. Após a aplicação das condições de contorno, resolve-se o sistema de equações algébricas resultante (Rojas, 2014).

No caso do fluxo em meios porosos saturados, a variável principal é a carga hidráulica total, determinada nos nós da malha. Já as variáveis secundárias, como o gradiente hidráulico e a velocidade de fluxo, são calculadas individualmente em cada elemento.

2.4. ANÁLISE DE FLUXO

A análise do fluxo é conduzida utilizando o software RS2, desenvolvido pela Rocscience. Como o estudo envolve a escavação de um talude com rebaixamento do nível d'água durante o processo, as simulações consideram tanto o regime de percolação em fluxo permanente no qual as condições de escoamento permanecem constantes ao longo do tempo quanto o regime de fluxo transiente, caracterizado pela alteração dessas condições com o passar do tempo. Para o estudo feito não foi adotado análise de fluxo permanente por não fazer parte do escopo do estudo.

2.4.1. Lei de Darcy

A lei de Darcy (1856) é a equação básica para a percolação de água através dos solos e é expressa pela equação (5).

$$Q = k \cdot i \cdot a \quad (5)$$

Onde:

Q = Vazão de percolação;

k = coeficiente de permeabilidade;

i = gradiente hidráulico;

a = área de seção transversal do solo onde a água percola;

Para o fluxo saturado unidimensional na direção y, sendo representado pela Equação (6).

$$V_y = k_y \frac{\partial h_w}{\partial y} \quad (6)$$

Onde:

V_y = velocidade do fluxo na direção y;

K_y = coeficiente de permeabilidade;

$\frac{\partial h_w}{\partial y}$ = gradiente hidráulico;

2.4.2. Função Permeabilidade

A condutividade hidráulica, também chamada de permeabilidade do solo, refere-se à capacidade que o material possui de permitir a passagem de um fluido através de seus vazios, sendo essa característica influenciada pelo tamanho e pela forma desses espaços (Miller & Low, 1963).

No caso de solos não saturados, parte dos vazios está ocupada por ar, o que reduz a habilidade de conduzir água. Assim, quanto maior a sucção, menor será a permeabilidade. A relação existente entre sucção e permeabilidade recebe o nome de função permeabilidade. Entre os fatores que afetam essa propriedade, destaca-se a área disponível para o escoamento, que diminui à medida que o número de poros saturados se reduz, já que o ar bloqueia a passagem da água. Poros de maior diâmetro se esvaziam mais rapidamente que os menores, pois o fluxo hídrico é proporcional ao quadrado do raio do tubo capilar (Likos, 2004).

Além disso, o preenchimento dos poros por ar fragmenta e isola a água em diferentes pontos, dificultando seu deslocamento. A sucção matricial também exerce influência: valores elevados aumentam a tortuosidade e reduzem tanto a quantidade quanto o tamanho dos poros ativos. Soma-se a isso a alteração na viscosidade da água, que tende a se assemelhar à da camada adsorvida às partículas sólidas (Miller & Low, 1963).

2.4.3. Curva Característica

A curva característica do solo descreve o comportamento de retenção de água, estabelecendo a relação entre a sucção matricial e o teor de umidade do solo, podendo este ser expresso em termos gravimétricos ou volumétricos.

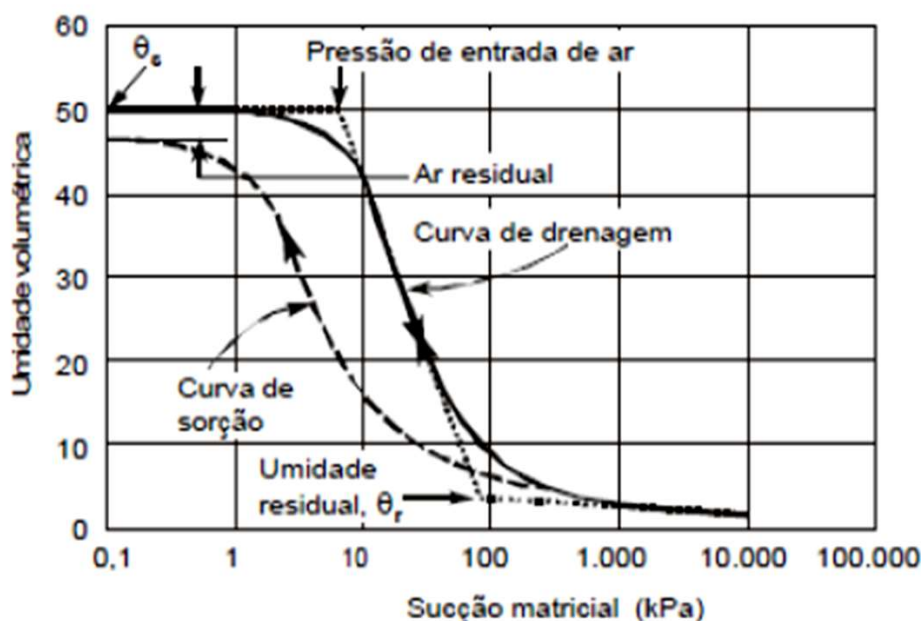
A umidade gravimétrica corresponde à razão entre a massa de água e a massa de solo seco, enquanto a umidade volumétrica é definida como a razão entre o volume de água e o volume total do solo. Essa relação é fundamental na mecânica dos solos não saturados, pois permite quantificar o estado hídrico do material e sua influência sobre o comportamento mecânico. (Fredlund e Rahardjo, 1993; Lu e Likos, 2004)

A curva característica é amplamente empregada na análise do movimento da água em solos não saturados, sendo ferramenta essencial em estudos de fluxo, transporte de contaminantes, modelagem numérica e projetos geotécnicos que envolvem variações de sucção. Sua forma depende de propriedades intrínsecas do solo, como textura, estrutura, distribuição granulométrica e conectividade dos poros, além da presença de matéria orgânica, fatores que influenciam diretamente o mecanismo de retenção capilar e adsorção da água (Lu e Likos, 2004; Gerscovich, 2016).

A obtenção da curva característica pode ser realizada por meio de ensaios laboratoriais, como placas de pressão e câmaras de sucção, bem como por métodos de campo que utilizam tensiômetros e sensores de umidade (Fredlund e Xing, 1994; Lu e Likos, 2004). A partir desses ensaios, é possível estimar parâmetros fundamentais para modelos constitutivos e equações de fluxo em solos não saturados, como o ponto de entrada de ar, a capacidade de campo e o ponto de murcha permanente, frequentemente utilizados em formulações como a proposta por Van Genuchten (1980).

Segundo Hillel (1971), a sucção total do solo é influenciada pela variação da umidade, quando a umidade é incrementada, há uma diminuição da sucção total. A partir da curva característica, é possível definir a umidade volumétrica de saturação (θ_s), a umidade residual (θ_r) e a pressão de entrada de ar, conforme a Figura 8.

Figura 8 - Elementos de uma curva característica



Fonte: (adaptado de Fredlund e Xing, 1994).

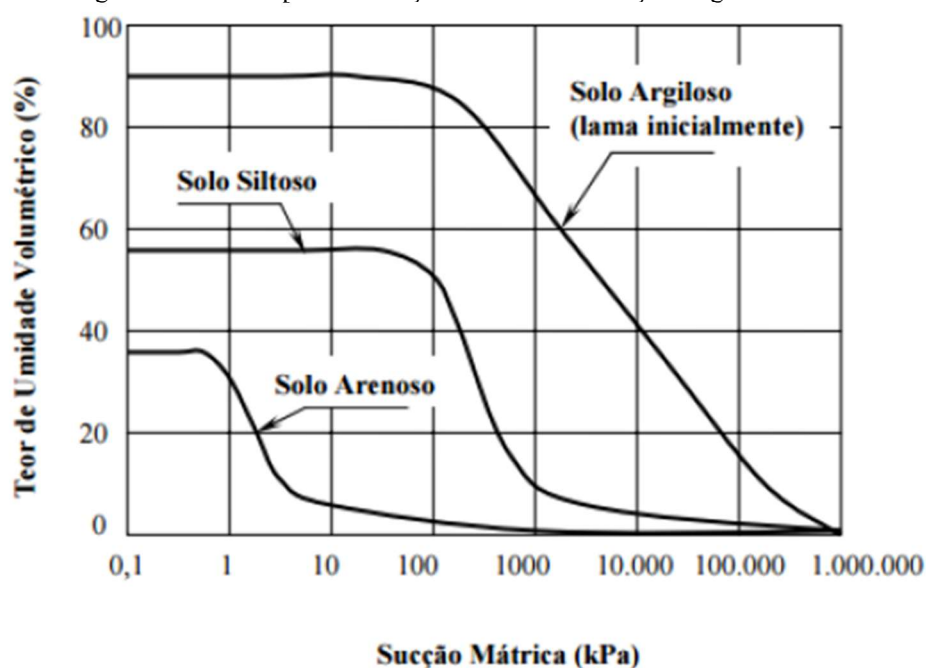
A pressão de entrada de ar ocorre durante o processo de drenagem do solo, quando valores crescentes de sucção são aplicados a um solo inicialmente saturado, ou seja, com todos os seus vazios preenchidos por água.

De modo geral, a sucção matricial crítica tende a ser mais elevada em solos de textura fina do que em solos granulares. Estes últimos, por apresentarem maior uniformidade na distribuição de partículas e poros, permitem uma caracterização mais precisa da pressão de entrada de ar do que os solos finos (Hillel, 1971).

A umidade residual (θ_r) corresponde ao teor de umidade associado a uma sucção tal que, mesmo com o aumento da pressão aplicada, não ocorre mais extração significativa de água. A textura, a composição mineral e a estrutura do solo exercem influência direta sobre os valores de sucção e, conseqüentemente, sobre o formato da curva característica.

Ao comparar curvas características de diferentes tipos de solo, como ilustrado na Figura 9, observa-se que os solos argilosos apresentam maior capacidade de retenção de água para um mesmo valor de sucção. Nos solos granulares, pequenas alterações de sucção resultam em grandes variações no teor de umidade, enquanto nos solos finos são necessárias variações mais expressivas de sucção para que se percebam mudanças significativas na umidade (Fredlund e Xing, 1994).

Figura 9 - Curvas típicas de sucção dos solos em função da granulometria



Fonte: (adaptado de Fredlund e Xing, 1994).

Ao comparar as curvas características de um solo natural e do mesmo solo compactado, verifica-se que a compactação reduz o tamanho dos macroporos, mas não altera significativamente os microporos. Essa diferença está relacionada à influência da estrutura do solo sobre a forma da curva característica (Hilel, 1997).

Vanapalli et al. (1999) investigaram esse efeito ao analisar a influência da estrutura e do histórico de tensões na curva característica de um silte argiloso compactado. O estudo mostrou que solos com estrutura mais agregada como aqueles provenientes de amostras compactadas no ramo seco da curva de compactação apresentam comportamento mais semelhante ao de solos granulares, quando comparados a solos compactados com outros teores de umidade. Os resultados também indicaram que o histórico de pressões exerce pouca influência sobre a curva característica, pois amostras compactadas sob as mesmas condições, mas submetidas a diferentes pressões, apresentaram respostas semelhantes.

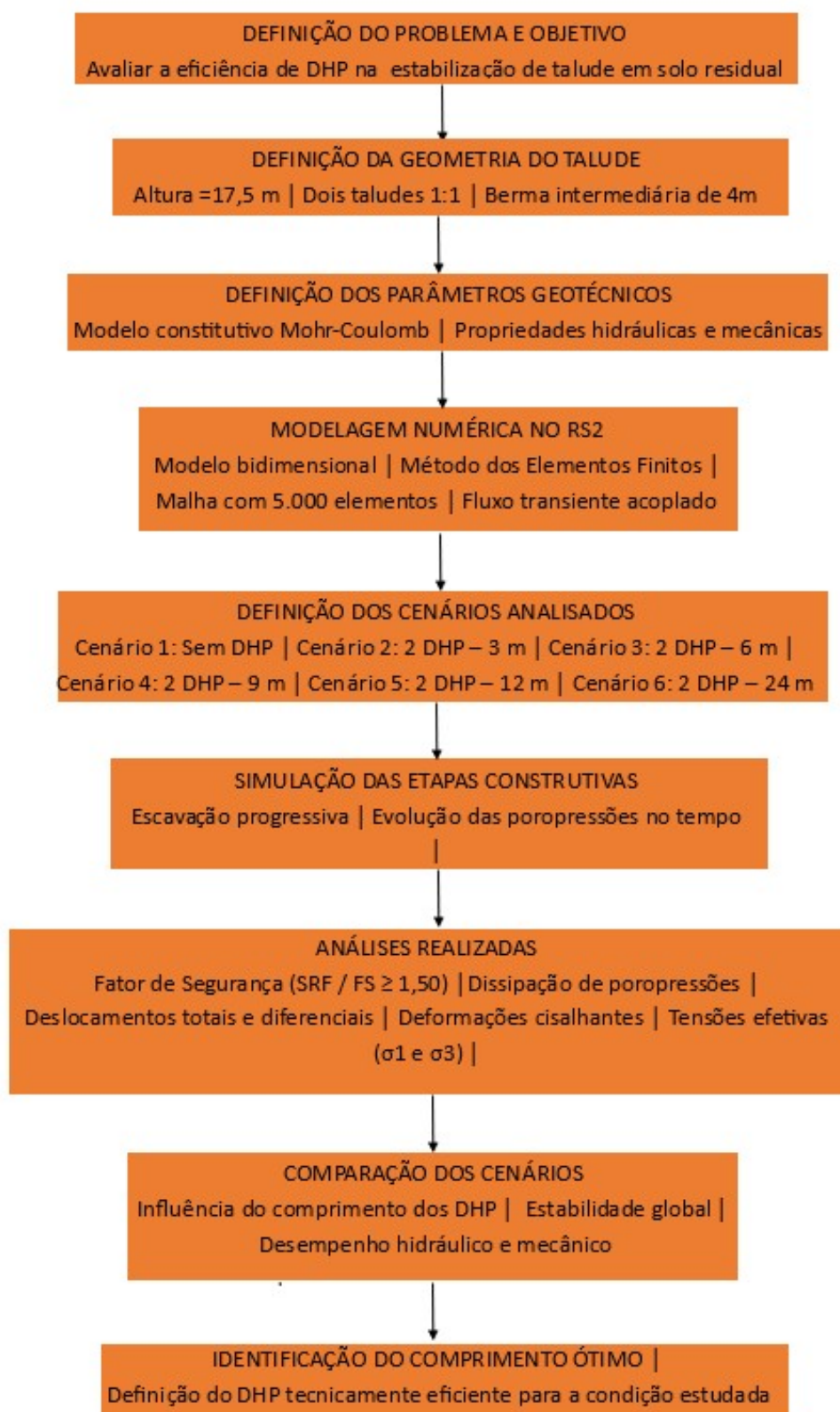
3. MATERIAIS DE MÉTODOS

A metodologia adotada neste trabalho baseia-se em uma abordagem numérica aplicada à engenharia geotécnica, com o objetivo de avaliar a eficiência de drenos horizontais profundos na estabilização de um talude em solo residual durante e após a execução de uma obra de escavação. Inicialmente, foi definida a geometria do talude em estudo, composta por dois taludes com inclinação 1:1 e uma berma intermediária com largura de 4,0 m, totalizando uma altura aproximada de 17,0 m. Essa configuração foi escolhida por representar uma situação comum em obras de corte em solos residuais, nas quais a estabilidade é fortemente influenciada pelas condições de drenagem interna.

A modelagem numérica do talude analisado considera uma altura total de 17,50 m, sendo o comportamento do solo representado pelo modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. A discretização do domínio é realizada por meio do Método dos Elementos Finitos, utilizando uma malha triangular composta por aproximadamente 5.000 elementos, o que permite uma adequada representação do campo de tensões e deformações. A avaliação da estabilidade do talude é conduzida com base no Strength Reduction Factor (SRF), adotando-se como critério de desempenho a condição de segurança FS maior ou igual a 1,50.

A Figura 10 apresenta o fluxograma da metodologia adotada neste estudo, evidenciando de forma sequencial as etapas que estruturaram a pesquisa. O diagrama mostra desde a definição do problema e da geometria do talude, passando pela modelagem numérica no software RS2 e pela simulação dos diferentes cenários com drenos horizontais profundos, até a análise dos resultados e a identificação do comprimento tecnicamente mais eficiente. Dessa forma, o fluxograma sintetiza de maneira clara como o estudo foi conduzido e como cada etapa contribuiu para o alcance dos objetivos propostos.

Figura 10 – Fluxograma do estudo

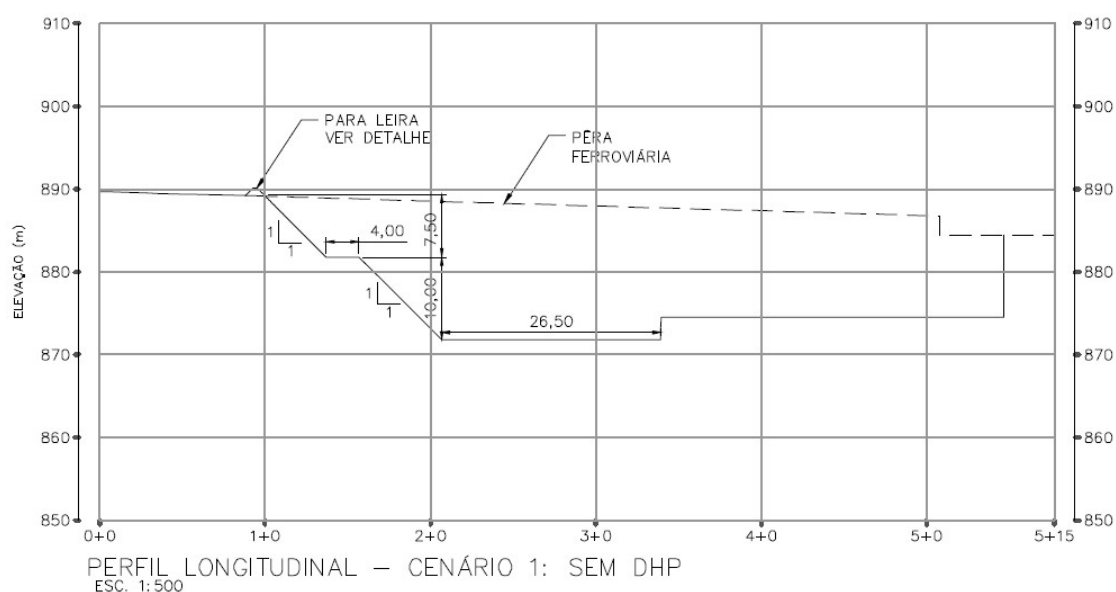


Fonte: Do autor.

3.1. CARACTERÍSTICAS DO TALUDE ESTUDADO

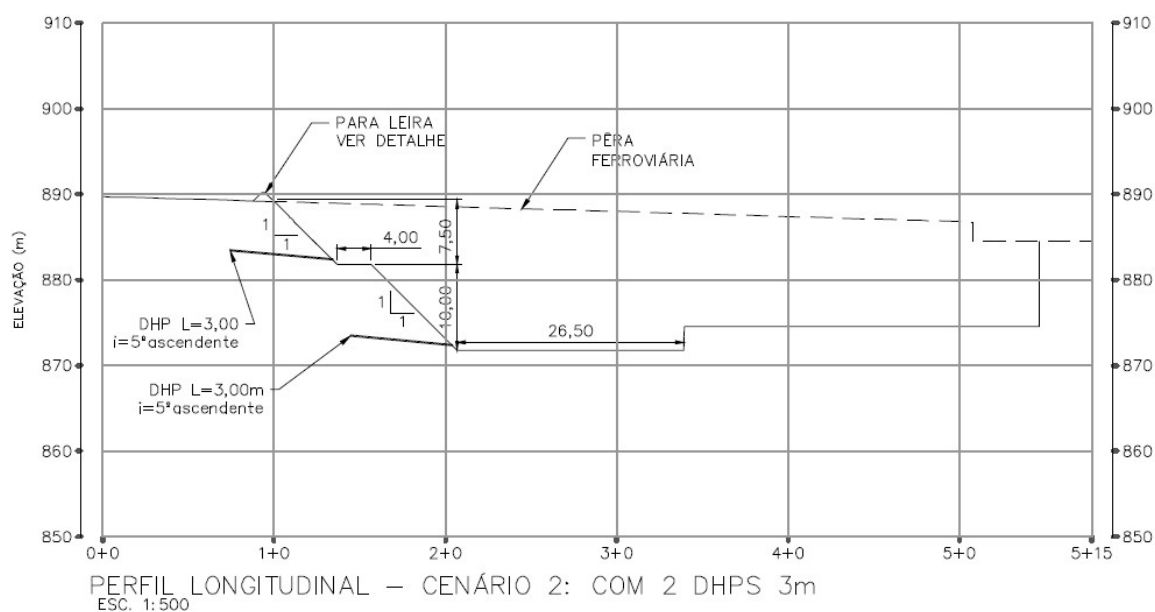
Como o objetivo deste trabalho é avaliar o efeito da drenagem na estabilização de taludes, através de análises de fluxo transiente com a adição de drenos horizontais profundos, foi adotado uma seção típica de um talude para avaliação de 5 possíveis cenários:

Figura 11 - Cenário 1: Sem a utilização de DHP



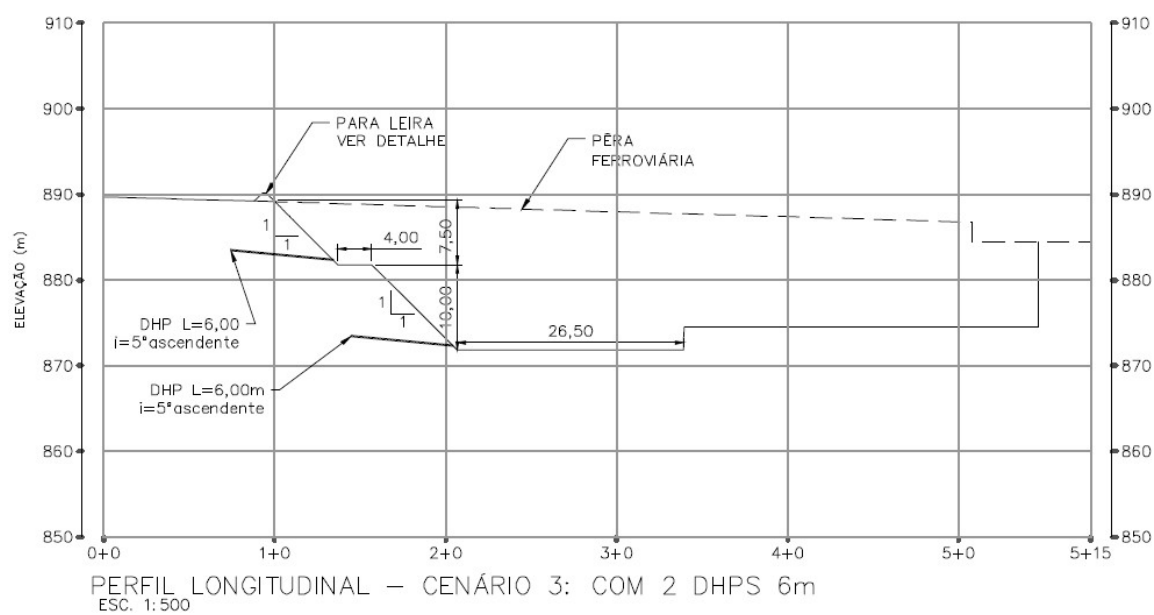
Fonte: Do autor.

Figura 12 - Cenário 2: Com 2 DHPs de 3,00m



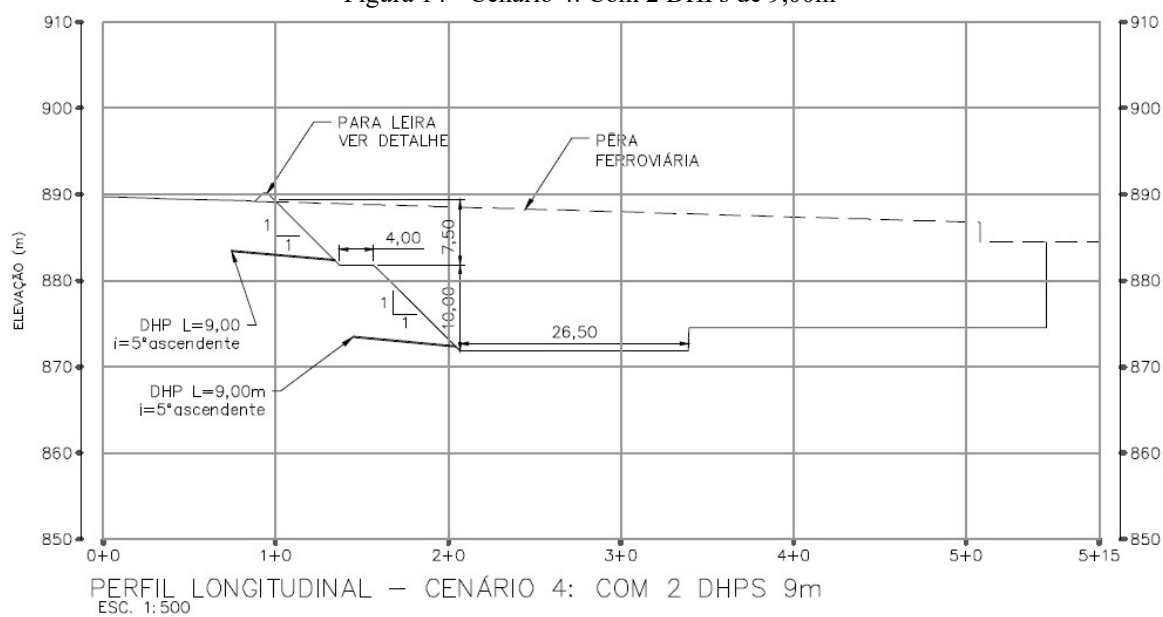
Fonte: Do autor.

Figura 13 - Cenário 3: Com 2 DHPs de 6,00m



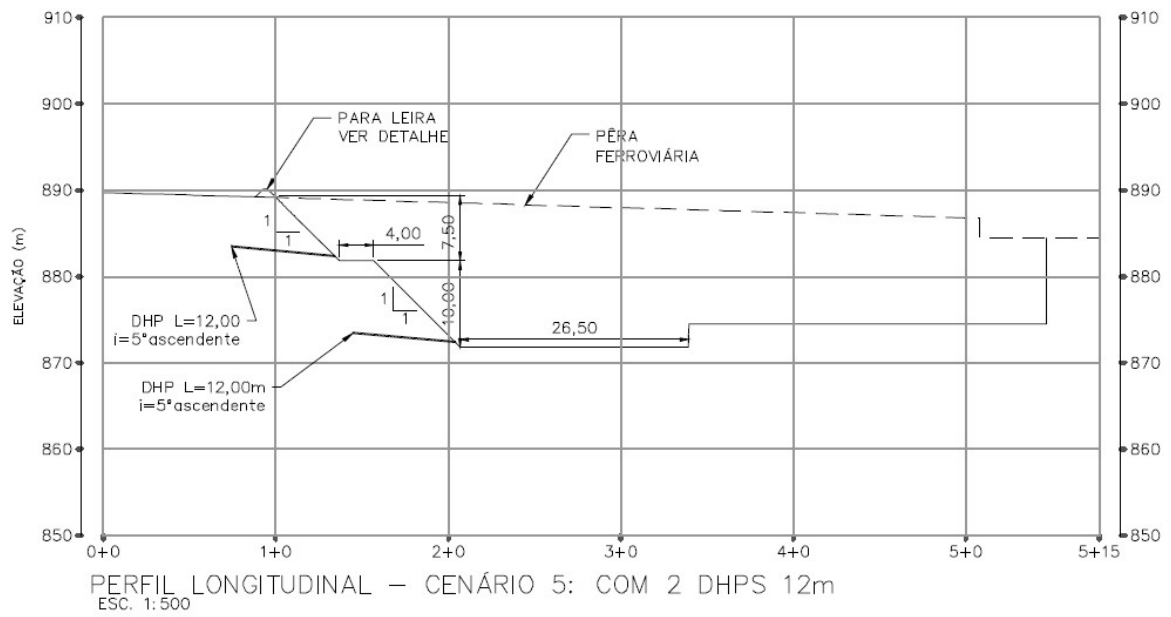
Fonte: Do autor.

Figura 14 - Cenário 4: Com 2 DHPs de 9,00m



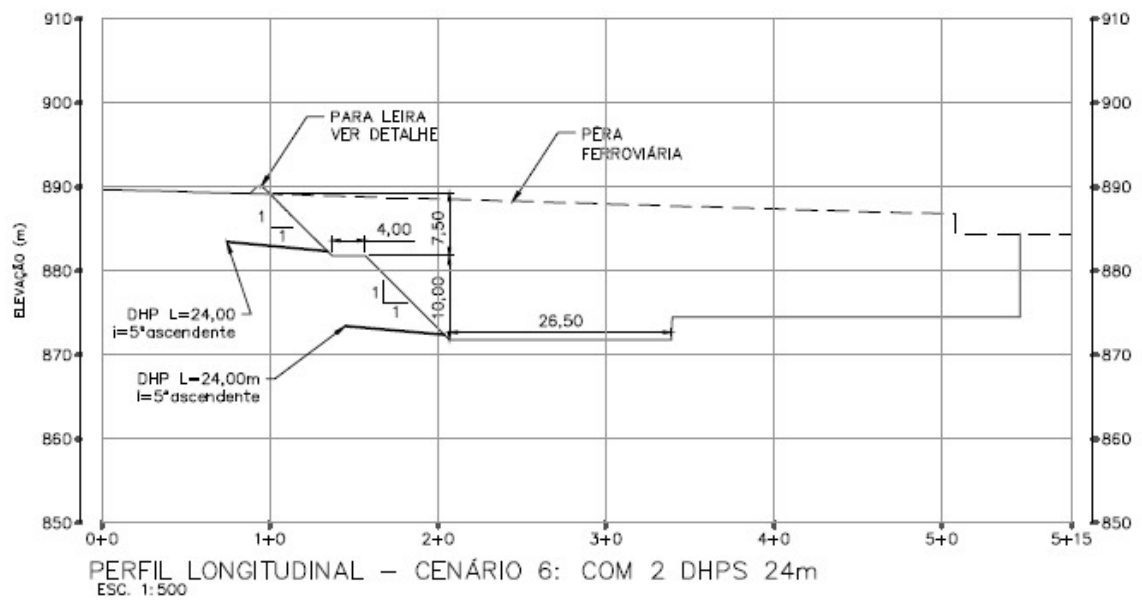
Fonte: Do autor.

Figura 15 - Cenário 5: Com 2 DHPs de 12,00m



Fonte: Do autor.

Figura 16 - Cenário 6: Com 2 DHPs de 24,00m

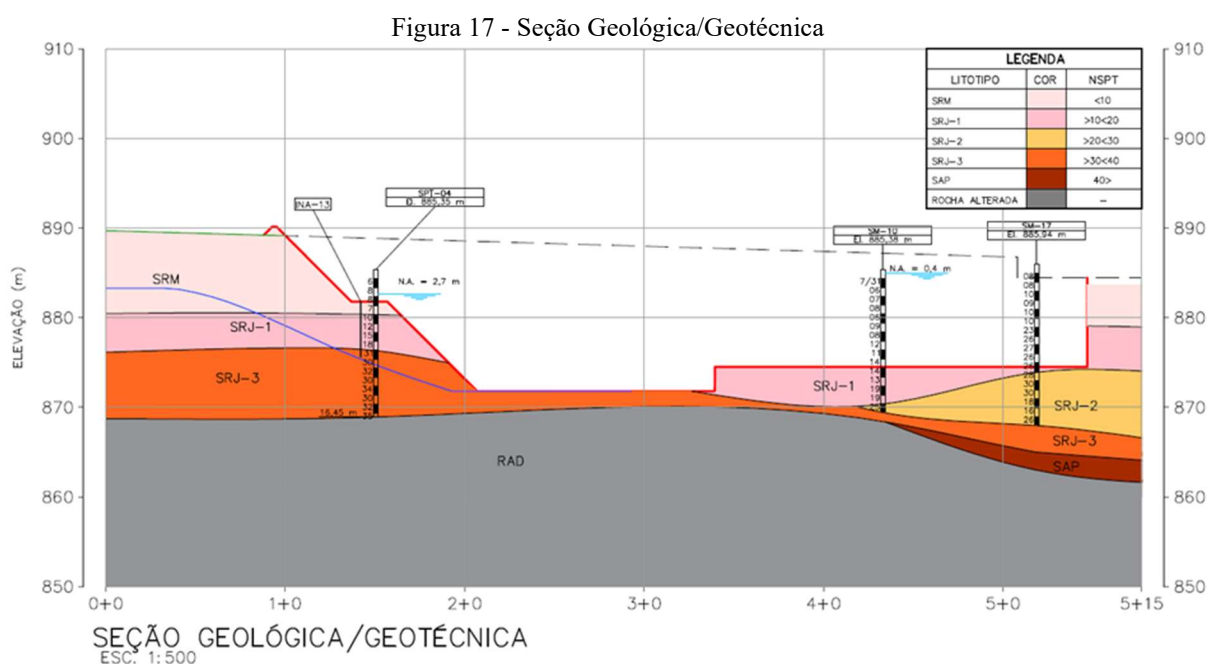


Fonte: Do autor.

3.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS

A caracterização geológico-geotécnica do maciço foi realizada a partir da análise de dados de sondagens à percussão disponíveis para a área de estudo. Com base nos valores de resistência à penetração obtidos nos ensaios SPT, foi traçada uma seção geológica e geotécnica representativa do perfil do solo ao longo do talude. A partir dessa seção, procedeu-se à interpretação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos diferentes horizontes de solo, utilizando correlações empíricas consagradas na literatura técnica entre o índice N_{spt} e os parâmetros de coesão e ângulo de atrito efetivo. Essa etapa permitiu a definição de um modelo de materiais compatível com o comportamento esperado de um solo residual, respeitando a variabilidade estratigráfica observada nas sondagens.

A partir dos dados de sondagens a percussão foram realizados ensaios SPT e rotativas (mistos), foi possível traçar uma seção geológica/geotécnica típica para o estudo, conforme a Figura 17.



Fonte: Do autor.

3.3. UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE RS2 – ROCSCIENCE

Após a definição do modelo geológico e dos parâmetros geotécnicos, a geometria do talude foi importada para o software RS2, no qual foram realizadas as análises numéricas bidimensionais. O modelo constitutivo adotado para a simulação do comportamento do solo foi escolhido de forma a representar adequadamente a resposta tensão-deformação do maciço sob condições de carregamento e variação do regime de fluxo. As análises consideraram a influência da escavação progressiva do talude, associada à variação do campo de poropressões ao longo do tempo, sendo, portanto, adotada uma análise de fluxo transiente acoplada à análise de estabilidade.

A simulação do processo construtivo levou em consideração a velocidade de escavação, de modo a representar de forma mais realista a evolução das poropressões e sua influência na estabilidade global do talude. Inicialmente, foi analisado um cenário de referência sem a instalação de drenos horizontais profundos, o qual se mostrou instável, com desenvolvimento de mecanismos de ruptura associados à elevação das poropressões internas durante a escavação.

Em seguida, foram modelados diferentes cenários com a instalação de drenos horizontais profundos, posicionados estrategicamente ao longo do talude. Para todos os cenários com drenagem, considerou-se a instalação de dois drenos, sendo um localizado no primeiro talude e outro no segundo talude, com o objetivo de interceptar os fluxos internos e promover a dissipação das poropressões. Foram avaliados comprimentos de drenos de 3, 6, 9, 12 e 24 m, permitindo a análise comparativa da eficiência da drenagem em função do comprimento dos dispositivos.

A avaliação da estabilidade do talude foi realizada tanto durante a fase de escavação quanto após a conclusão da obra, considerando o comportamento de curto e médio prazo do maciço.

Após a validação da eficiência dos drenos horizontais profundos quanto à estabilidade global, procedeu-se à análise detalhada do comportamento mecânico do talude. Foram avaliados os deslocamentos totais e diferenciais do maciço, as deformações máximas desenvolvidas, a distribuição das tensões cisalhantes, bem como a evolução das tensões efetivas principais, com ênfase nas tensões σ_1 e σ_3 . Essas análises permitiram uma compreensão mais aprofundada dos mecanismos de alívio de poropressões e redistribuição de tensões promovidos

pela drenagem, contribuindo para a avaliação integrada da segurança e do desempenho estrutural do talude.

3.4. CARACTERÍSTICAS DA MODELAGEM NUMÉRICA

Para a elaboração do modelo numérico, foi desenvolvido um modelo bidimensional representativo da seção transversal do talude, utilizando o método dos elementos finitos no software RS2. A geometria foi definida com base nas características geotécnicas e geométricas do maciço estudado, considerando as diferentes etapas construtivas analisadas. Foram atribuídas propriedades hidráulicas e mecânicas compatíveis com o solo residual em estudo, adotando-se o critério de resistência de Mohr-Coulomb para a análise da estabilidade. As condições de contorno hidráulicas e mecânicas foram estabelecidas de modo a representar o regime de fluxo transiente e a interação entre o comportamento hidráulico e tensão-deformação do maciço. A discretização da malha foi realizada de forma a garantir estabilidade numérica e adequada representação dos gradientes de tensão e poropressão, especialmente na região de influência dos drenos horizontais profundos. Esse procedimento permitiu avaliar de forma integrada a evolução das poropressões, dos deslocamentos e do fator de segurança ao longo do tempo e das etapas de escavação.

Para a elaboração do modelo, foram adotadas algumas premissas, conforme Tabela 5.

Tabela 5 - Premissas de análises				
ID	Caso	Comprimento DHP (m)	Regime	Critério de desempenho
C1	Sem DHP	0,00	Transiente	Referência
C2	Com DHP	3,00	Transiente	Avaliar ganho inicial
C3	Com DHP	6,00	Transiente	Comparação intermediária
C4	Com DHP	9,00	Transiente	Aproximação do eficaz
C5	Com DHP	12,00	Transiente	Atender $FS \geq 1,50$
C6	Com DHP	24,00	Transiente	Verificar ganho marginal

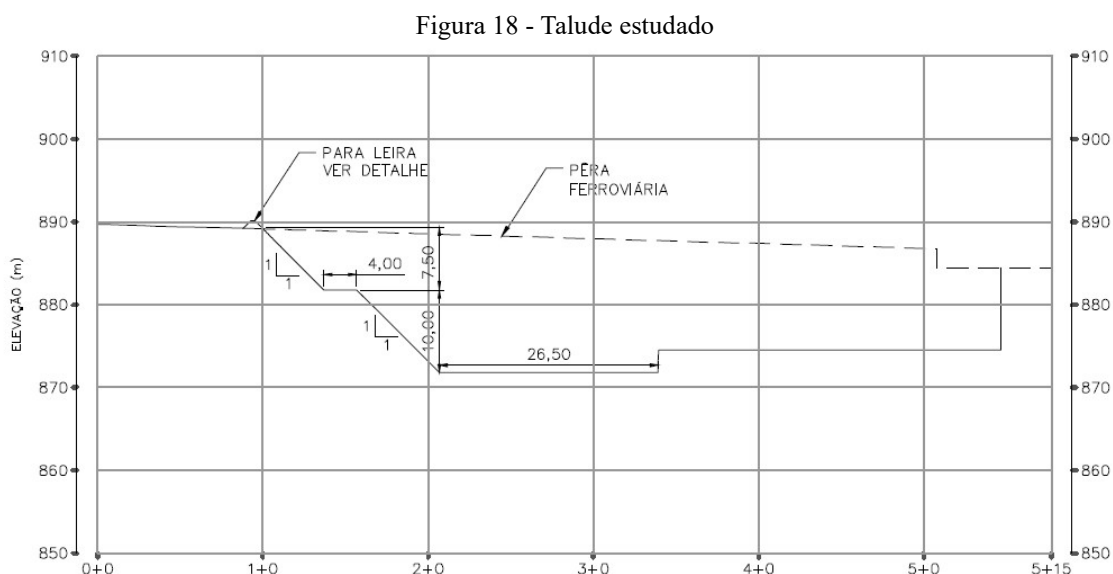
Nota: Condições hidráulicas e parâmetros geotécnicos mantidos constantes, variando apenas o comprimento dos DHPs. Fonte: Do autor.

3.5. MODELO GEOMECÂNICO E SEQUENCIAMENTO OPERACIONAL

O modelo geomecânico adotado neste estudo foi estruturado com base nas características geológicas e geotécnicas do talude analisado, considerando os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo residual, bem como as condições hidráulicas iniciais do maciço. Além da definição das propriedades constitutivas, foi estabelecido o sequenciamento operacional das etapas de escavação, de modo a representar de forma realista a evolução do estado de tensões e das poropressões ao longo do processo construtivo. Essa abordagem permitiu avaliar a influência das intervenções no comportamento tensão-deformação e na estabilidade global do talude.

3.5.1. Seção de projeto

Para a realização do estudo apresentado, foi utilizado como base a seção de análise conforme a Figura 18.

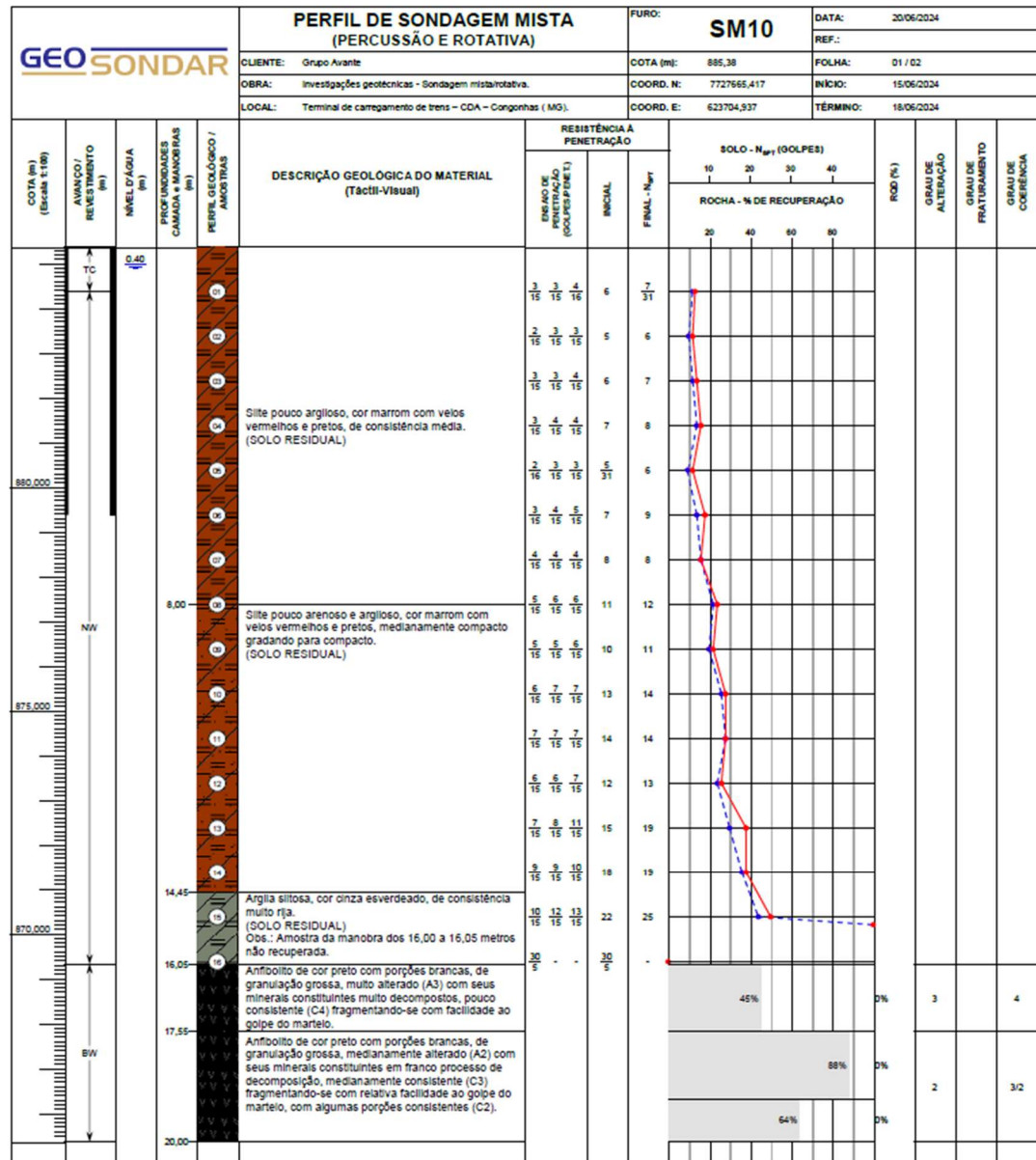


Fonte: Do autor.

3.5.2. Características geológicas e geotécnicas

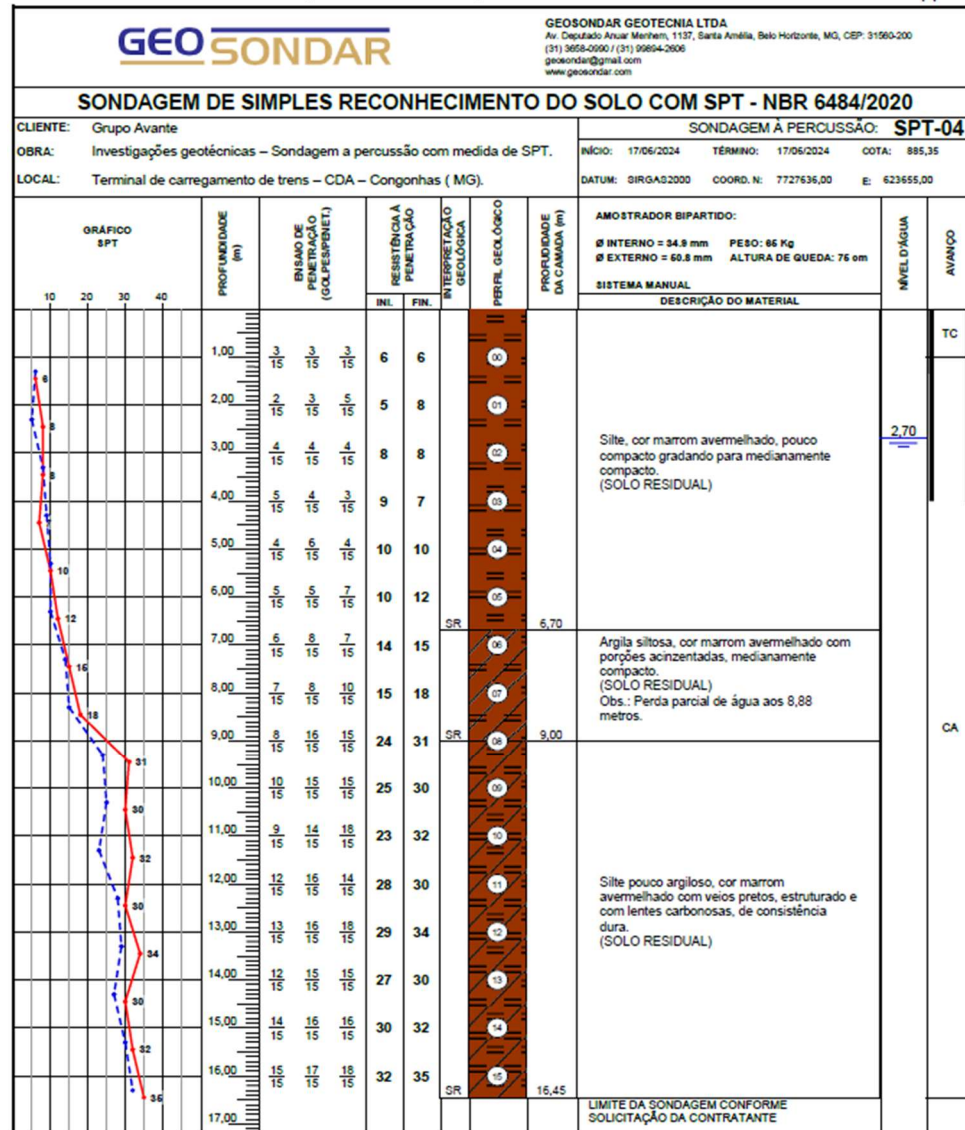
A interpretação das fundações, nas seções de análise para o desenvolvimento das análises de estabilidade e estudo de tensão-deformação, foi baseada nos furos de sondagem SPT que se encontram entre a Figura 19 a Figura 21.

Figura 19 - Sondagem Mista SM-10



Fonte: Geosondar.

Figura 21 - Sondagem SPT SPT-04



Fonte: Geosondar.

3.5.3. Sequenciamento executivo

Como os estudos de tensão-deformação levam em consideração o sequenciamento construtivo para preservar o histórico das distribuições de tensão durante a escavação, é de suma importância a modelagem dessas etapas. A escavação do talude estudado foi subdividida em etapas na construção do modelo 2D, conforme a Tabela 6.

Tabela 6 - Etapas da modelagem numérica e evolução temporal da análise

Etapa	Descrição da etapa	Ação principal do modelo	Tempo (dias)
0*	In situ	Condição inicial do terreno natural, sem escavações ou drenagem	0
1	Escavação 1	Remoção da primeira camada de solo	15
2	Escavação 2	Remoção da segunda camada de solo	30
3	Inserção do 1º DHP	Instalação do primeiro dreno horizontal profundo (condição de contorno Unknown)	32
4	Drenagem	Evolução do fluxo transiente após inserção do DHP	34
5	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	36
6	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	38
7	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	40
8	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	42
9	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	44
10	Escavação 3	Remoção da terceira camada de solo	46
11	Escavação 4	Remoção final prevista em projeto (cota final)	48
12	Inserção do 2º DHP	Instalação do segundo dreno horizontal profundo	55
13	Drenagem	Evolução do fluxo transiente após inserção do segundo DHP	57
14	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	59
15	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	61
16	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	63
17	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	65
18	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	67
19	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	69
20	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	71
21	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	73
22	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	75
23	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	77
24	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	79
25	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	81
26	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	83
27	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	85
28	Drenagem	Continuidade do processo de dissipação de poropressões	87
29**	Drenagem	Estágio final de estabilização hidráulica	90
30	Aplicação de sobrecarga operacional	Aplicação da carga operacional sobre a superfície	91

Fonte: Do autor.

* Cota inicial El.884,00

** Cota final El.871,80

A definição dos intervalos de espera entre a execução da escavação e a instalação dos drenos horizontais profundos foi estabelecida de modo a representar condições compatíveis com a prática de campo. Esses intervalos foram adotados considerando o tempo necessário para a dissipação parcial das poropressões e para a estabilização da linha freática no interior do maciço, garantindo que as etapas subsequentes refletissem um comportamento hidráulico mais próximo da realidade operacional. Essa abordagem permitiu avaliar de forma mais consistente a influência do comprimento dos DHPs na redução das poropressões e na evolução das condições de estabilidade ao longo do tempo.

3.6. ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Os estudos de estabilidade do talude estudado, foram realizados utilizando o Slide2 para análise 2D, da Rocscience, que se baseia na teoria do equilíbrio limite para calcular o fator de segurança dos taludes. Esse software também possibilita a consideração de solos com propriedades heterogêneas, diferentes estratigrafias e tipos variados de ruptura (circular e não circular). Além disso, ele incorpora o comportamento das poropressões atuantes no maciço.

Para identificar as cunhas críticas, foi utilizada a função Particle Swarm Search (PSO – Particle Swarm Optimization) com múltiplos mínimos (multimodal), que busca diversas cunhas críticas na região delimitada. Entre as diversas metodologias de cálculo, foi adotada a proposta de Morgenstern-Price, Spencer. Este método de análise de estabilidade de taludes satisfaz todas as condições de equilíbrio e de limite, permitindo superfícies de ruptura não circulares. É um método rigoroso que calcula os fatores de segurança a partir do equilíbrio de momentos e de forças horizontais.

3.7. CRITÉRIO DAS ANÁLISES

Os estudos de estabilidade desenvolvidos para o estudo dos DHPs, tiveram como objetivo avaliar e apresentar um parecer técnico da situação durante a escavação e no final da escavação. Para determinação das cunhas críticas de rupturas, utilizou-se algoritmo de buscas por cunhas não-circulares por ser mais realista e não limitado somente a rupturas circulares. Por vezes, as cunhas críticas interceptam materiais de resistências diferentes e se desenvolvem em formas não-circulares, principalmente em litotipos com comportamento anisotrópico. O algoritmo busca superfícies de ruptura circulares e as otimiza, gerando formas geométricas não-circulares, com valores de fatores de segurança geralmente inferiores às limitadas superfícies circulares.

3.8. Parâmetros e contextualização geotécnica

Os parâmetros geotécnicos utilizados nesse estudo foram determinados a partir de correlações por Nspt, para a obtenção da parâmetros de resistência e deformabilidade das camadas geotécnicas. O talude proposto foi subdividido em 6 camadas, conforme Figura 22.

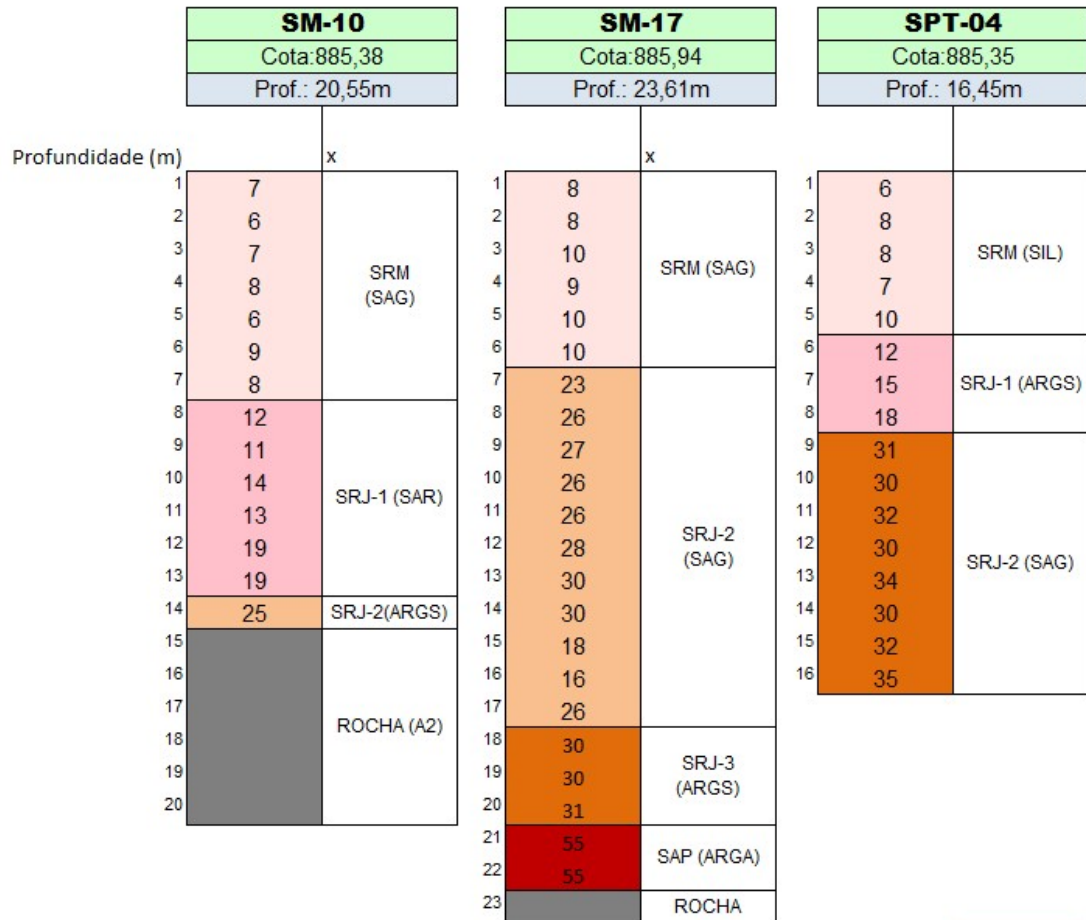
Para uma melhor separação dos materiais, foram adotados critérios com faixas de resistências para que fosse mais representativo ao material, evitando maiores valores de desvio padrão e coeficiente e variação, conforme Tabela 7.

Tabela 7 - Unidade geotécnica

Critérios da Camada	Unidade Geotécnica	Sigla	Cor
Nspt <10	Solo residual Maduro	SRM	
10< Nspt <20	Solo residual Jovem 1	SRJ-1	
20< Nspt <30	Solo residual Jovem 2	SRJ-2	
30< Nspt <40	Solo residual Jovem 3	SRJ-3	
Nspt ≥ 40	Saprólito	SAP	
Impenetrável ao Nspt	Rocha	Rocha	

Fonte: Do autor.

Figura 22 - Sondagens da área de estudo.



Fonte: Do autor

Para o módulo de deformabilidade, foi utilizado a correlação de Teixeira e Godoy.

$$E_s = \alpha * K * N_{SPT}$$

Onde:

Es: Módulo de deformabilidade (kPa)

α : Fator α de correção de E com qc (Teixeira e Godoy, 1996)

K: Coeficiente K de correlação entre qc e Nspt (Teixeira e Godoy, 1996)

Nspt: Nspt médio da camada

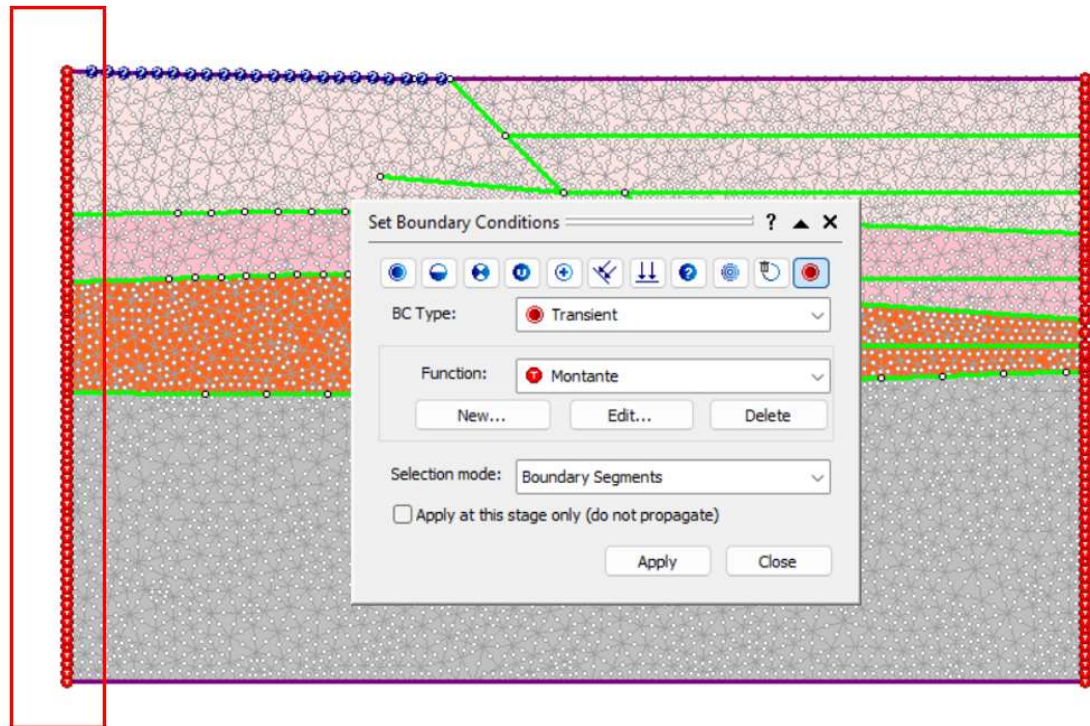
3.9. CONDIÇÃO DO NÍVEL D'ÁGUA

As condições de nível d'água e de poropressões utilizadas nas análises de estabilidade foram definidas com base na superfície freática obtida a partir das análises de fluxo transiente. Para a modelagem do fluxo transiente, foram adotadas duas condições de contorno, conforme ilustrado na Figura 23 e Figura 24, de modo a representar adequadamente o comportamento hidráulico do maciço ao longo das etapas de escavação.

A escolha do regime de fluxo transiente nas análises numéricas justifica-se por sua maior representatividade das condições reais de campo. Em taludes submetidos a escavações sucessivas, o regime de escoamento subterrâneo não permanece constante, ocorrendo rebaixamento progressivo do nível d'água e dissipação das poropressões ao longo do tempo, à medida que a geometria do talude é modificada e novos caminhos preferenciais de drenagem são estabelecidos.

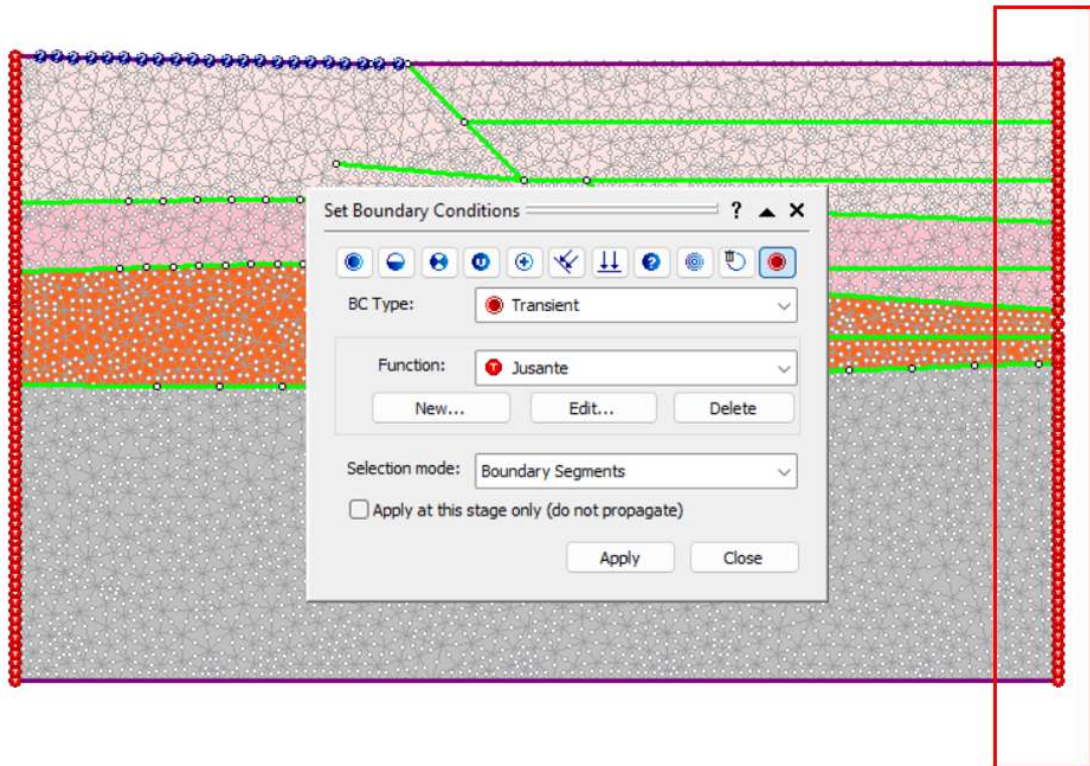
A abordagem em regime transiente permite, portanto, captar a evolução temporal das poropressões e da superfície freática, possibilitando uma avaliação mais realista das condições de estabilidade durante as diferentes fases construtivas. Em contraste, análises em regime permanente, com nível d'água fixo, constituem uma simplificação do problema, pois não reproduzem de forma adequada os efeitos do tempo na dissipação das poropressões. Dessa forma, a adoção do fluxo transiente mostrou-se mais coerente com a realidade in situ do solo e mais apropriada para a avaliação do comportamento e da segurança do talude ao longo do processo construtivo.

Figura 23 - Condições de contorno transiente a montante do modelo. Rebaixamento da de EL. 884 a 881 com um período de 90 dias



Fonte: Do autor:

Figura 24 - Condições de contorno transiente a jusante do modelo. Rebaixamento da de EL. 884 a 871.8 com um período de 90 dias.



Fonte: Do autor.

3.10. SOBRECARGA

Segundo a ABNT NBR 11682:2009, as estruturas de contenção devem ser dimensionadas considerando, além dos esforços provenientes do solo, uma sobrecarga accidental mínima de 20 kPa, uniformemente distribuída sobre a superfície do terreno arrimado, sendo que valores inferiores somente podem ser adotados mediante justificativa técnica do engenheiro geotécnico responsável.

3.11. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA UTILIZADOS

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizados nas análises foram estimados a partir de correlações empíricas baseadas nos valores do índice de resistência à penetração obtidos nos ensaios de sondagem à percussão (SPT) e calibrados com ensaios de laboratório. A adoção desse procedimento justifica-se pela ampla utilização dessas correlações na prática geotécnica, sobretudo em estudos preliminares e em análises numéricas de taludes, nas quais a disponibilidade de ensaios laboratoriais representativos é limitada. As correlações por NSPT permitem relacionar de forma indireta os valores medidos em campo aos parâmetros de resistência do solo, considerando o comportamento típico de solos naturais e residuais.

Para a estimativa do ângulo de atrito interno e da coesão efetiva, foram empregadas correlações consagradas na literatura, destacando-se os trabalhos de Teixeira (1996), Godoy (1984) e Shioi e Fukui (1982). Essas metodologias estabelecem relações entre o índice NSPT e os parâmetros de resistência ao cisalhamento, levando em conta diferentes classes de solos e faixas de resistência, sendo amplamente aceitas em estudos geotécnicos no contexto brasileiro. A utilização conjunta dessas referências permitiu a definição de parâmetros compatíveis com os valores típicos esperados para solos residuais, reduzindo a incerteza associada à variabilidade natural do maciço.

A escolha dessas correlações buscou assegurar coerência entre os parâmetros adotados e as características geológico-geotécnicas observadas no perfil de solo, além de garantir consistência com práticas correntes de projeto e com estudos semelhantes encontrados na literatura técnica. Dessa forma, os parâmetros de resistência ao cisalhamento empregados nas

análises numéricas representam uma aproximação adequada do comportamento mecânico do solo, permitindo a avaliação da estabilidade do talude e do desempenho dos sistemas de drenagem propostos.

A Tabela 8, identifica os parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade, em condições drenadas, utilizados nas análises.

Tabela 8 – Parâmetros adotados no estudo

Parâmetro geotécnico	Camada 1 SRM Nspt=8	Camada 2 SRJ-1 Nspt=14	Camada 3 SRJ-2 Nspt=25	Camada 4 SRJ-3 Nspt=31	Camada 5 SAP Nspt=50	Camada 6 Rocha - Impenetrável
Peso específico γ (kN/m ³)	17	18	19	20	21	22
Coesão C' (kPa)	18	20	27	25	40	100
Ângulo de atrito ϕ (°)	20	28	30	32	35	35
Coefficiente de permeabilidade k (m/s)	1,25e-05	4,59e-07	3,5e-07	4,5e-07	4,0e-06	1e-07
Mod. Deformabilidade (Ea)	10.000	20.000	35.000	45.000	100.000	200.000

Fonte: Do autor.

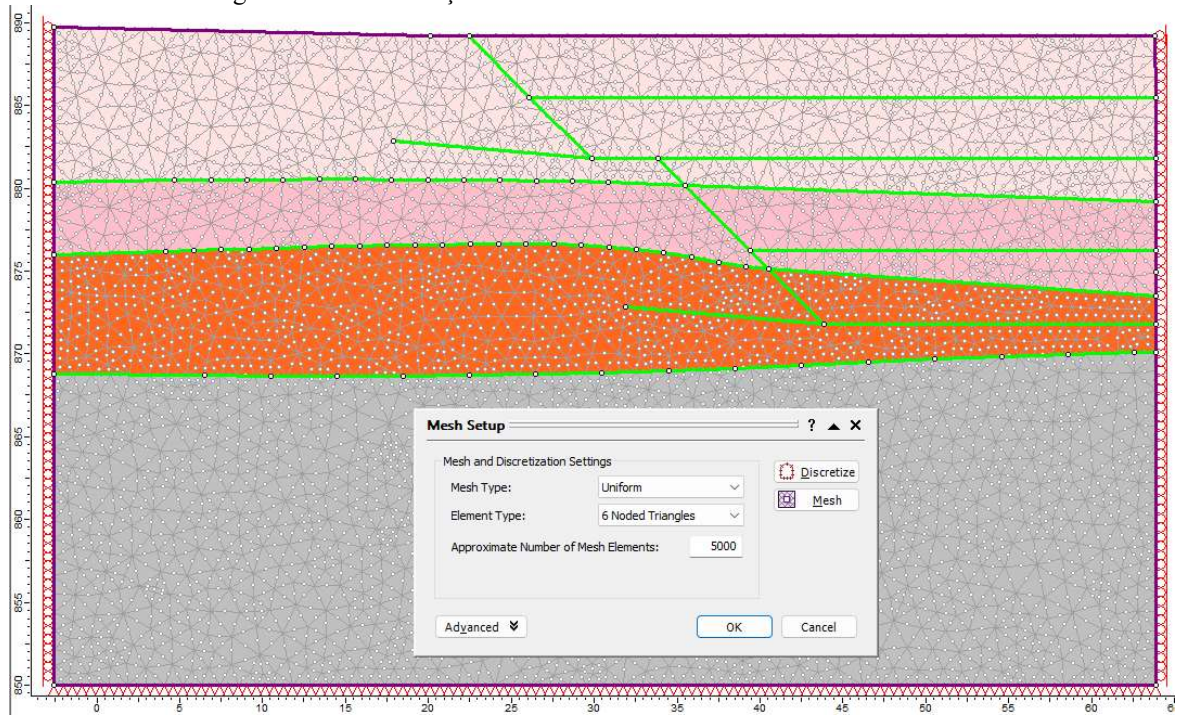
3.12. ESTUDO TENSÃO X DEFORMAÇÃO

A complexidade dos estudos de tensão-deformação representa um dos maiores desafios na engenharia geotécnica, devido à grande variabilidade na composição dos materiais de solos e rochas. A interpretação dos ensaios de laboratório revela a coexistência de deformações elásticas e plásticas, o que justifica a aplicação de modelos elasto-plásticos em equações constitutivas. As análises de tensão-deformação 2D foram desenvolvidas no software RS2 da Rocscience. Trata-se de um software avançado de modelagem numérica bidimensional, que utiliza o método dos elementos finitos para estimar o comportamento de maciços rochosos e solos. De forma simplificada, as análises numéricas simulam a redistribuição de tensões em um maciço de solo devido as escavações realizadas e a dissipações das poropressões provenientes da escavação para uma cota inferior.

O modelo geomecânico bidimensional (Figura 25) o mesmo utilizado nas análises de estabilidade 2D, é discretizado em uma quantidade de elementos finitos de modo a apresentar a precisão necessária para o estudo. Para obter resultados mais precisos, foi utilizada a discretização em elementos finitos com triângulos de 6 nós, uniformes gradualmente variáveis, totalizando 5000 elementos. A porcentagem de elementos finitos ruins é bem inferior a valores considerados normais, indicando boa confiabilidade no modelo numérico (Figura 26).

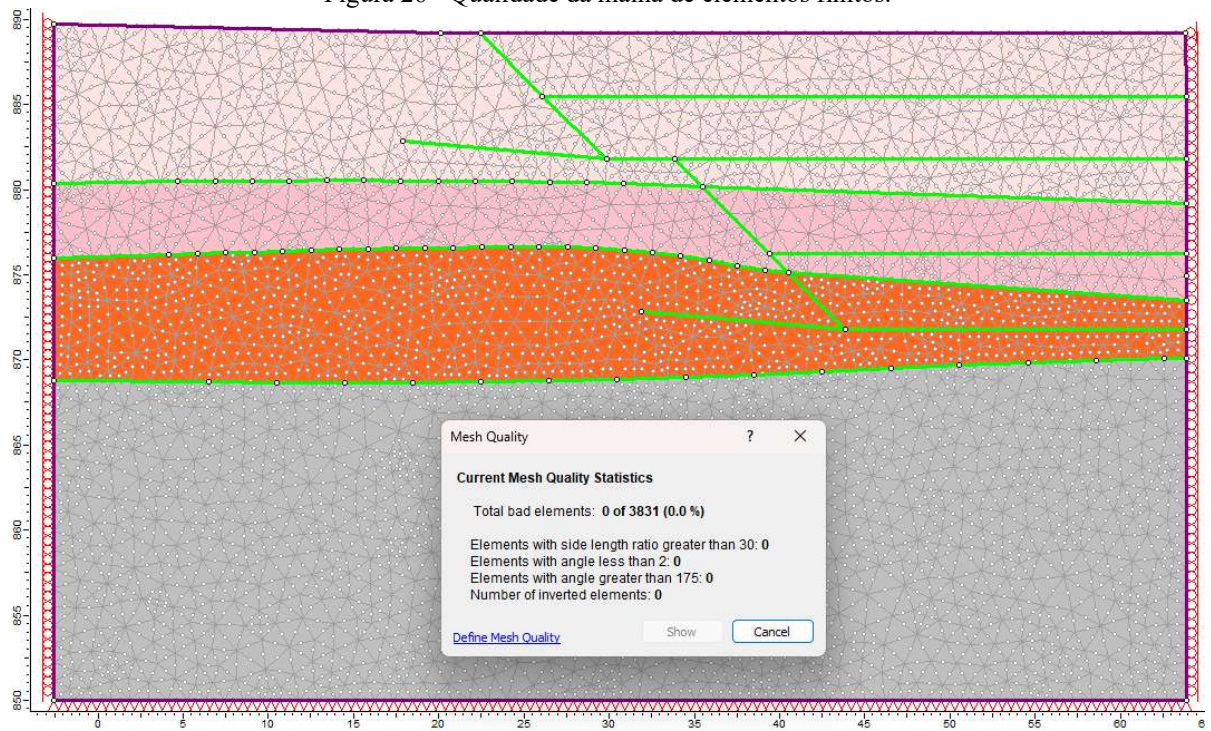
3.12. ESTUDO TENSÃO X DEFORMAÇÃO

Figura 25 - Discretização da malha de elementos finitos do modelo 2D.



Fonte: Do autor.

Figura 26 - Qualidade da malha de elementos finitos.



Fonte: Do autor.

Além da definição da malha de elementos finitos, foram também estabelecidas as condições de contorno do modelo numérico, restringindo os deslocamentos das faces laterais e do fundo do modelo, mas sem impor restrições em toda a superfície superior.

A seguir, são apresentados os principais modelos constitutivos utilizados na modelagem numérica para simular o comportamento da variedade de solos presentes no modelo. Uma vez que não dispomos de informações sobre o estado de tensões in situ (K_0), utilizamos o valor de $K_0=0,5$.

3.12.1. Modelo de Mohr-Coulomb

Proposto por Coulomb (1773) é um dos critérios de ruptura mais utilizados atualmente, representado pela relação linear em termos de tensão de cisalhamento e tensão efetiva normal ao plano de falha, que satisfaz equação comumente conhecida (1):

$$\tau = c - \sigma_n \tan \varphi \quad (1)$$

Onde τ é a tensão de cisalhamento, c a coesão do material, σ_n a tensão normal e φ o ângulo de atrito interno do material.

No entanto a equação (1) não é usualmente utilizada em elementos finitos, visto a necessidade de se definir a orientação do plano de fratura, ou seja, ela possui um bom comportamento em pequenos intervalos de tensão/confinamento. Para aplicação da problemática proposta, o método de redução de resistência ao cisalhamento (Shear Strength Reduction), pode avaliar os fatores de segurança equivalentes aos calculados com base na abordagem de equilíbrio limite podendo fornecer melhor previsão dos modos de falha e dos fatores de segurança. Desse modo podemos expressar o critério de Mohr-Coulomb em termos das tensões principais como na equação (2).

$$F_s = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \quad (2)$$

3.12.2. Parâmetros de resistência e deformabilidade

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de todos os materiais foram os mesmos utilizados nas análises de estabilidade por equilíbrio-limite. Para desenvolvimento dos estudos de tensão-deformação por elementos finitos devem ser definidos ainda parâmetros de deformabilidade, já apresentado anteriormente.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados evidenciam que as etapas de escavação estão associadas a aumentos temporários de poropressões e deslocamentos, enquanto a inserção dos DHPs promove redução progressiva das poropressões ao longo do regime transiente. A estabilização hidráulica observada após os períodos de drenagem reflete-se em menores deslocamentos e aumento do fator de segurança, permitindo a avaliação do desempenho do maciço sob a aplicação da sobrecarga operacional.

Tabela 9 - Evolução temporal dos resultados da análise numérica

Etapa	Evento dominante	Intervalo (dias)	Efeito esperado nos resultados
0	Condição in situ	0	Estado inicial de poropressão, deslocamentos nulos e FS de referência
1-2	Escavações iniciais	15-30	Redistribuição de tensões, aumento local de poropressões e deslocamentos
3	Inserção do 1º DHP	32	Início da dissipação de poropressões na zona drenada
4-9	Drenagem transiente	34-44	Redução progressiva das poropressões e dos deslocamentos
10-11	Escavações finais	48-55	Nova redistribuição de tensões e elevação temporária das poropressões
12	Inserção do 2º DHP	57	Intensificação do processo de drenagem
13-29	Drenagem transiente	59-90	Dissipação gradual das poropressões e estabilização dos deslocamentos
30	Sobrecarga operacional	Pós-drenagem	Avaliação final de deslocamentos, poropressões e fator de segurança

Fonte: Do autor.

4.1. RESULTADOS DOS ESTUDOS DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO

A partir do modelo numérico e das análises a Tabela 10 apresenta um resumo das análises desenvolvidas no presente estudo.

Tabela 10 - Tabela resumo resultados

ID	Comprimento DHP (m)	u (kPa)	u reduzido (%)	δh (mm)	$\delta h/H$ (%)	SRF Crítico	ΔSRF	ΔSRF (%)	FS
C1	0,00	72,28	-	462	2,64	1,13	-	-	1,10
C2	3,00	59,30	17,95	120	0,68	1,35	+0,22	+19,47	1,31
C3	6,00	46,63	35,48	131	0,75	1,43	+0,30	+26,55	1,39
C4	9,00	27,65	61,28	96	0,55	1,45	+0,32	+28,32	1,44
C5	12,00	13,94	80,70	97	0,55	1,56	+0,43	+38,05	1,52
C6	24,00	11,49	84,13	101	0,43	1,66	+0,53	+46,90	1,65

Nota: Os valores comparados se referem ao estágio 29 (90d).

Sendo que:

u (kPa): Poropressão medida no pé do talude;

δh (mm): Deslocamento horizontal medido;

$\delta h/H$ (%): Deslocamento horizontal em relação à altura total do talude;

SRF: Strain Reduction Factor: Fator de redução global;

ΔSRF : Variação do SRF em relação ao caso C1 (Sem DHP);

ΔSRF (%): Variação de ganho de SRF em relação ao caso C1 (Sem DHP);

FS: Fator de segurança pelo método de equilíbrio limite.

Fonte: Do autor.

A Tabela 10 apresentada sintetiza de forma integrada os efeitos do aumento do comprimento dos drenos horizontais profundos (DHPs) sobre o comportamento hidráulico, deformacional e de estabilidade do talude, permitindo uma análise comparativa consistente entre os diferentes cenários estudados (C1 a C6). A partir desses resultados, é possível avaliar a eficiência dos DHPs não apenas sob o ponto de vista da redução das poropressões, mas também em termos de controle de deslocamentos e incremento da segurança global do talude.

No cenário C1, correspondente à ausência de DHP, observam-se os piores indicadores de desempenho do modelo. A poropressão apresenta valor elevado, da ordem de 72,28 kPa, associada a deslocamentos horizontais máximos expressivos ($\delta h = 462$ mm, com $\delta h/H = 2,64\%$). Esse cenário resulta em um valor de SRF crítico igual a 1,13, indicando uma condição de segurança reduzida e coerente com a elevada influência da água no comportamento mecânico do maciço.

Com a introdução dos DHPs a partir do cenário C2 (3,00 m), observa-se uma redução progressiva das poropressões, acompanhada por uma diminuição significativa dos deslocamentos horizontais. A poropressão é reduzida em aproximadamente 18% em relação ao cenário sem drenagem, enquanto o deslocamento horizontal máximo cai de forma abrupta para 120 mm. Esse efeito se reflete diretamente no aumento do SRF crítico para 1,35, representando um acréscimo de cerca de 19,5% em relação ao caso base.

À medida que o comprimento dos DHPs é ampliado para 6,00 m e 9,00 m (cenários C3 e C4), o modelo evidencia uma tendência clara de melhoria das condições hidráulicas e mecânicas. As poropressões são reduzidas em até 61,28% no cenário C4, enquanto os deslocamentos horizontais permanecem controlados, com valores inferiores a 100 mm. O SRF crítico atinge valores de 1,43 e 1,45, respectivamente, indicando um ganho progressivo de segurança, embora já se observe uma redução no ritmo de incremento do SRF em relação aos primeiros aumentos de comprimento dos drenos.

O cenário C5, correspondente a um comprimento de DHP de 12,00 m, destaca-se como o mais eficiente dentro das premissas adotadas no estudo. Nesse caso, a poropressão é reduzida em aproximadamente 80,7% em relação ao cenário sem drenagem, atingindo um valor residual de 13,94 kPa. Os deslocamentos horizontais máximos mantêm-se em níveis baixos e estáveis ($\delta h = 97$ mm, com $\delta h/H = 0,55\%$), e o SRF crítico alcança o valor de 1,56, representando um aumento de 38,05% em relação ao cenário C1. Esse conjunto de resultados indica que, a partir desse comprimento, os benefícios da drenagem se tornam plenamente efetivos, promovendo um equilíbrio adequado entre redução de poropressões, controle de deformações e incremento da segurança global.

No cenário C6, com DHPs de 24,00 m, observa-se uma continuidade na redução das poropressões e um novo aumento do SRF crítico para 1,66. No entanto, o ganho adicional de segurança em relação ao cenário C5 é relativamente modesto quando comparado ao aumento expressivo do comprimento dos drenos. Além disso, os deslocamentos horizontais permanecem da mesma ordem de grandeza, indicando que o acréscimo de comprimento além de 12,00 m não resulta em melhorias proporcionais no comportamento deformacional do talude.

Dessa forma, a análise conjunta dos parâmetros apresentados na Tabela permite concluir que o comprimento de DHP de 12,00 m representa a solução mais eficiente dentro das condições estudadas. Esse comprimento proporciona uma redução substancial das poropressões, um

controle adequado dos deslocamentos e um aumento significativo do SRF crítico, sem a necessidade de extensões excessivas dos drenos. Assim, sob as premissas do modelo adotado, o cenário C5 configura-se como a alternativa mais equilibrada do ponto de vista técnico, associando desempenho hidráulico, estabilidade global e racionalidade construtiva.

Ainda de acordo com a Tabela 10, os DHPs com $L=12,00$ atenderam a um $FS \geq 1,50$, atendendo as premissas estabelecidas para as análises. O presente estudo mostra que o DHP mais aplicável para essa condição se refere a $70\% \cdot H$ do talude.

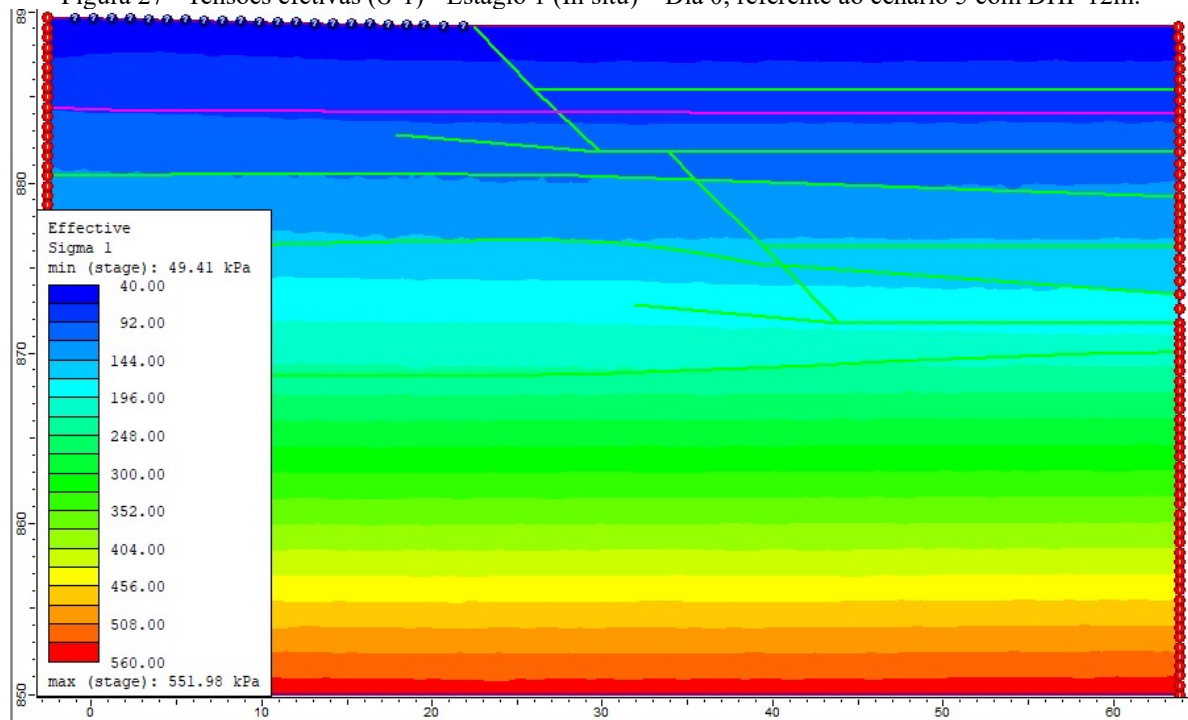
A partir dos resultados obtidos, será abordado as imagens do modelo numérico para o DHP com $L=12,00m$. Os resultados serão mostrados para todas 30 etapas de análises, a fim de se mostrar o traçado da freática com a função transiente com o tempo.

Logo após será mostrado os resultados em termos de tensões efetivas principais ($\sigma'1$), tensões confinantes ($\sigma'3$), deslocamentos horizontais acumulados (δh), deslocamentos verticais (δv), deformações cisalhantes máximas, e SRF para os estágios 0, 1,2, 9,10,11, 12, 29, e 30.

4.1.1. Tensão efetiva principal maior $\sigma'1$

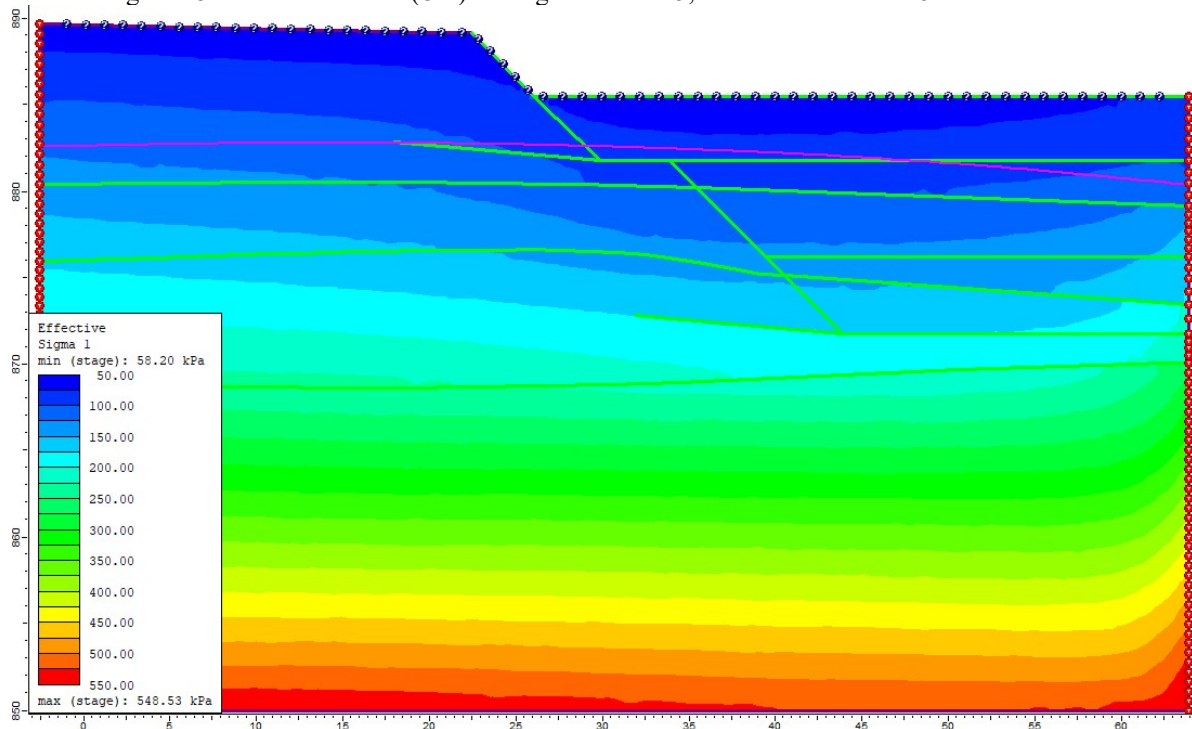
A análise da tensão principal efetiva maior ($\sigma'1$) foi realizada com o objetivo de avaliar a redistribuição das tensões no maciço após a implantação dos drenos horizontais profundos e ao longo das etapas construtivas. Como a resistência ao cisalhamento é influenciada diretamente pelas tensões efetivas, conforme o critério de Mohr-Coulomb, a variação de $\sigma'1$ permite interpretar de forma direta os efeitos da dissipação das poropressões na mobilização resistente do talude. Dessa forma, o acompanhamento dos campos de $\sigma'1$ possibilita identificar zonas de concentração de tensões, alterações no estado tensional induzidas pela drenagem e sua influência na estabilidade global do sistema.

Figura 27 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 1 (In situ) – Dia 0, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



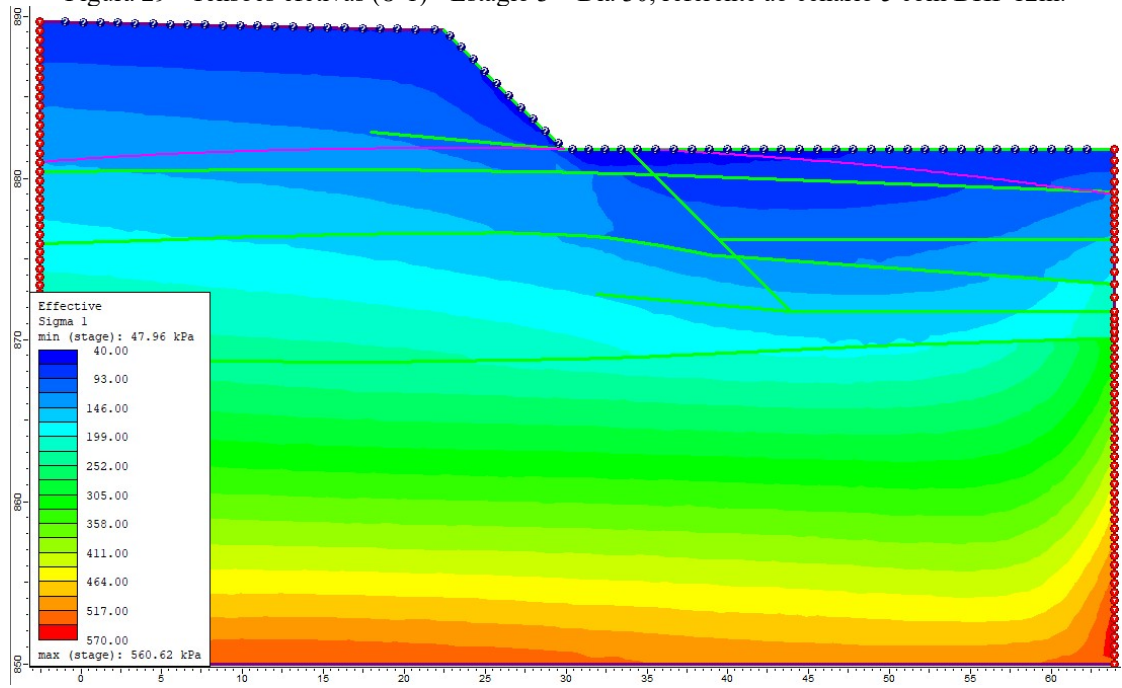
Fonte: Do autor.

Figura 28 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 2 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



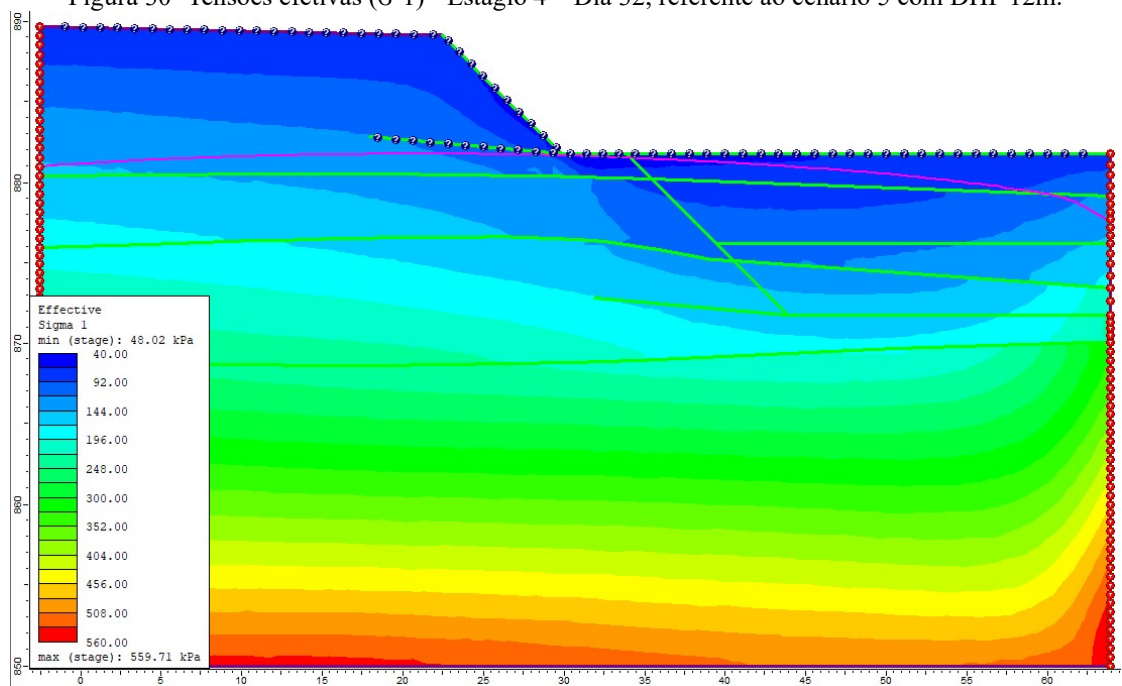
Fonte: Do autor.

Figura 29 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 3 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



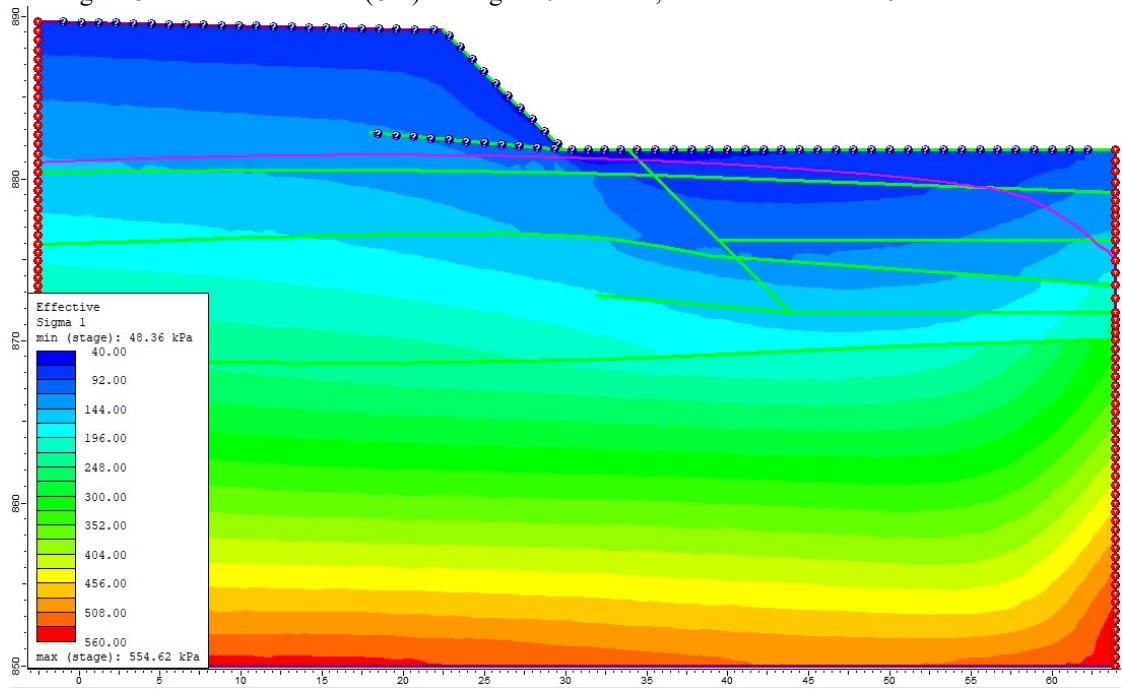
Fonte: Do autor.

Figura 30- Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 4 – Dia 32, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



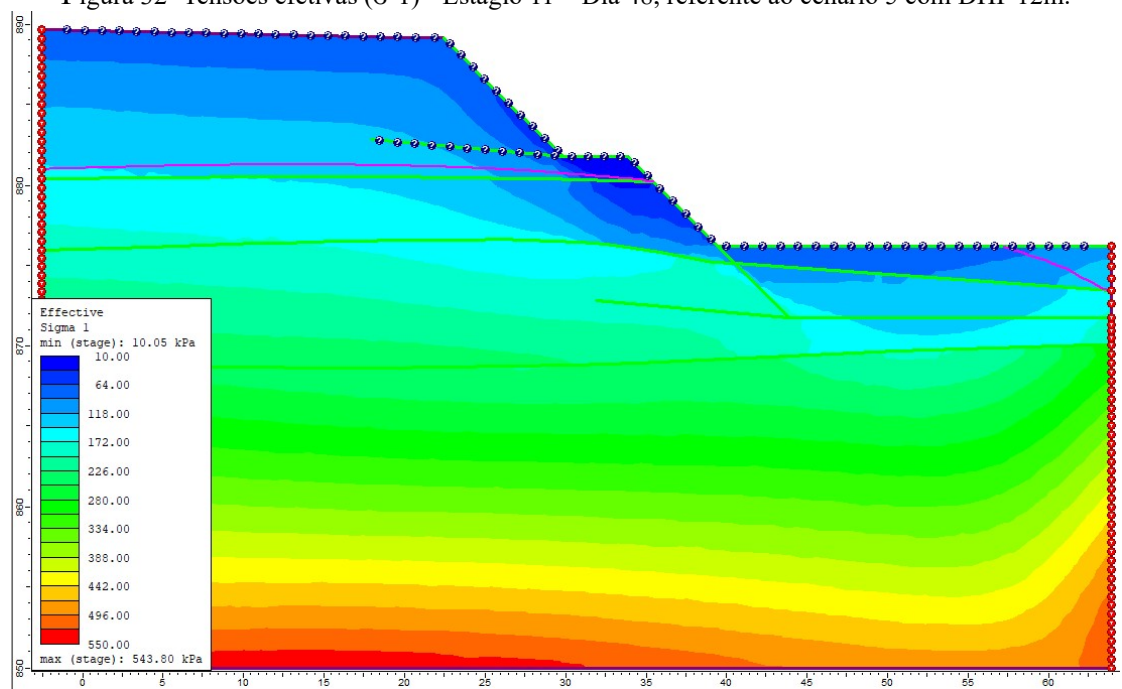
Fonte: Do autor.

Figura 31 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 10 – Dia 44, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



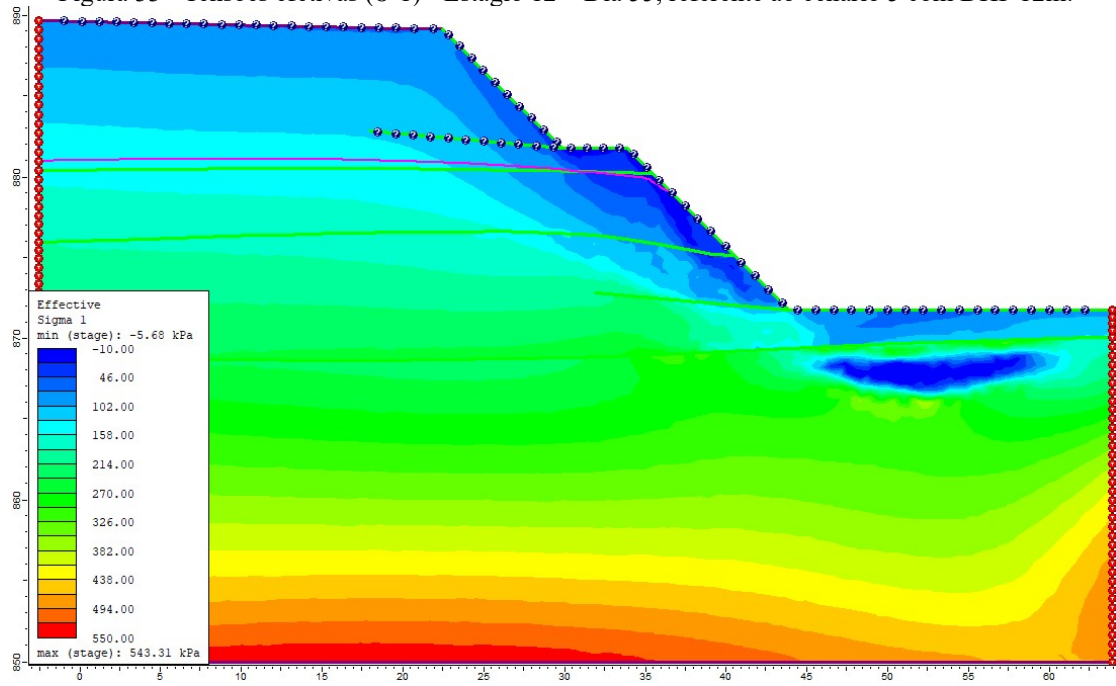
Fonte: Do autor.

Figura 32- Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



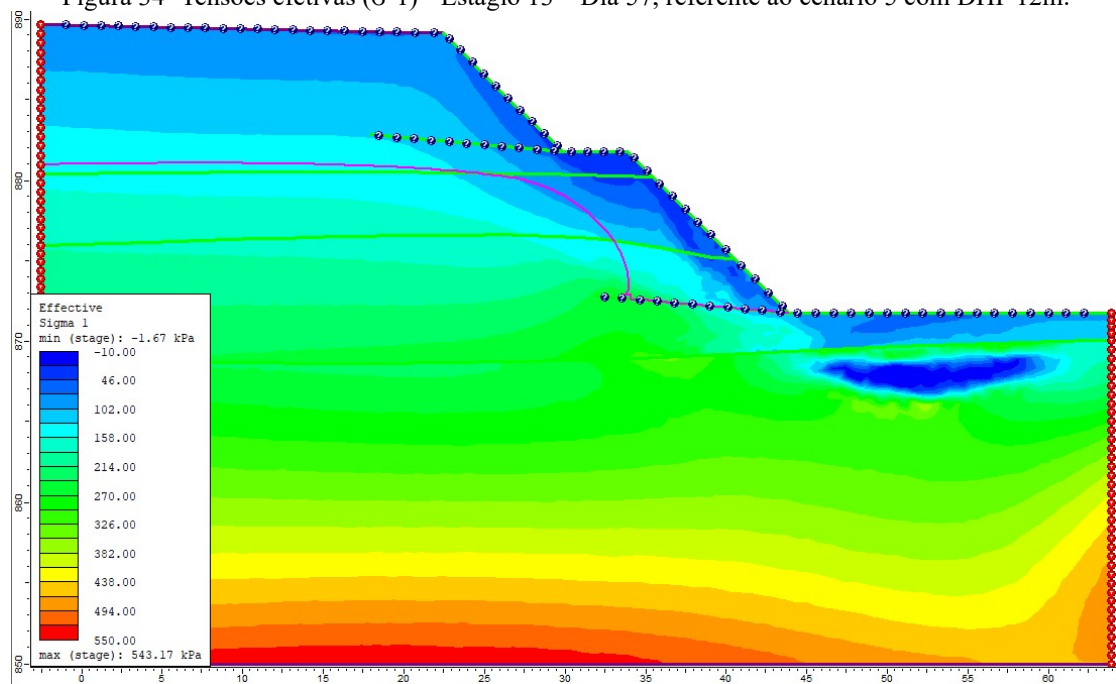
Fonte: Do autor.

Figura 33 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



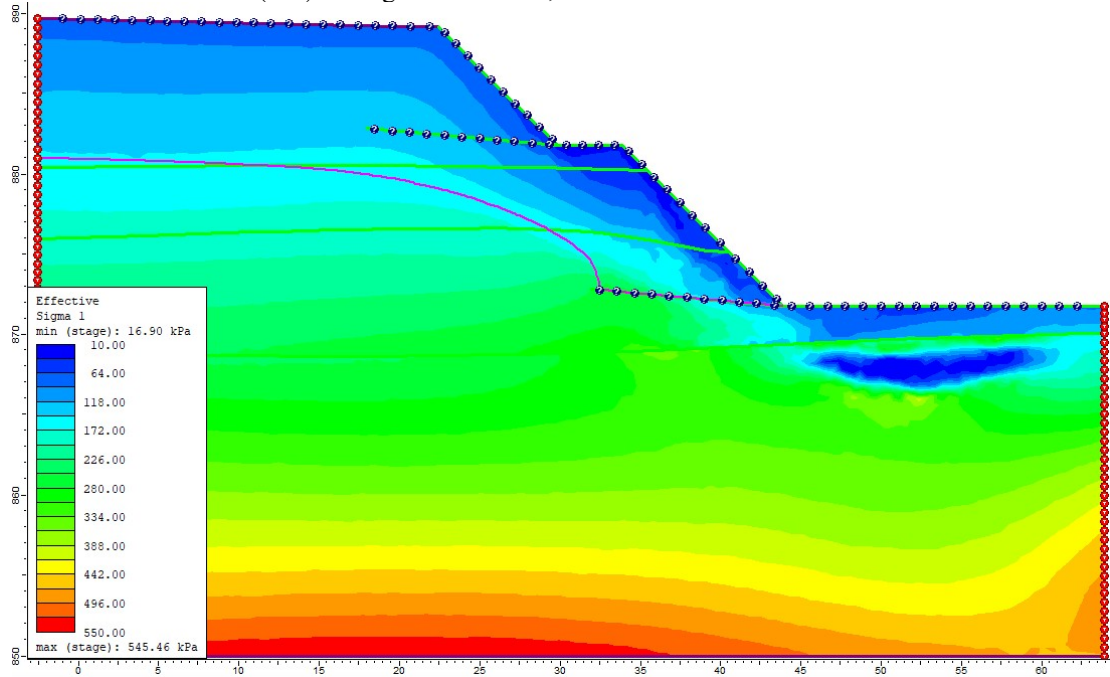
Fonte: Do autor.

Figura 34- Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 13 – Dia 57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



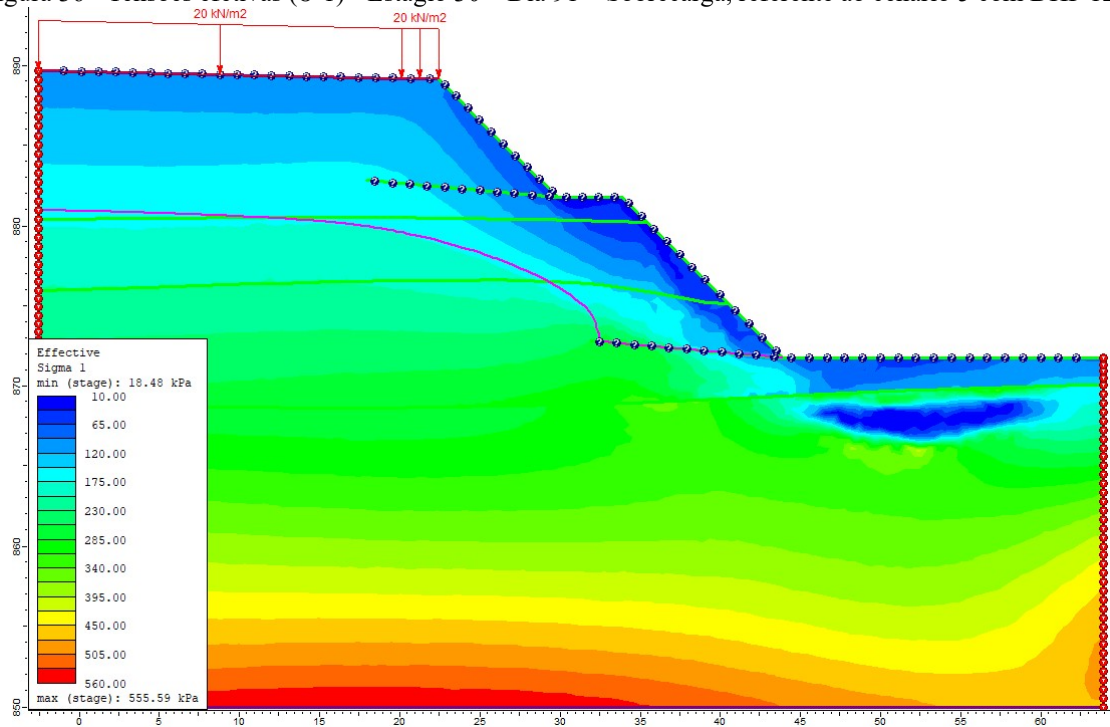
Fonte: Do autor.

Figura 35- Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

Figura 36 - Tensões efetivas ($\sigma'1$) - Estágio 30 – Dia 91 – Sobrecarga, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

A avaliação das tensões principais, com ênfase na tensão principal maior σ_1 , mostrou-se fundamental para a compreensão do comportamento do maciço durante o processo de escavação do talude. Antes da escavação, o estado de tensões encontrava-se associado

predominantemente ao peso próprio do material e ao confinamento imposto pelas camadas adjacentes. Com a remoção progressiva do material, observou-se uma redistribuição significativa das tensões, refletida tanto na variação de magnitude quanto na alteração da orientação da tensão principal maior nas regiões próximas à face escavada.

As análises realizadas indicaram que a tensão principal maior σ_1 atingiu valores máximos da ordem de 560 kPa em determinadas regiões do modelo. Esses níveis elevados de σ_1 evidenciam zonas de concentração de tensões resultantes do rearranjo do campo tensional após a escavação, sobretudo em áreas onde o maciço passou a suportar maiores parcelas do carregamento anteriormente distribuído de forma mais homogênea. A identificação dessas regiões é relevante, pois concentrações elevadas de σ_1 podem estar associadas ao desenvolvimento de deformações localizadas e à mobilização progressiva da resistência do material.

A interpretação da distribuição espacial de σ_1 permitiu, ainda, a identificação de áreas potencialmente críticas sob o ponto de vista da estabilidade do talude. Em conjunto com a redução do confinamento lateral decorrente da escavação, os elevados valores de σ_1 observados em certas zonas indicam um estado de tensões mais desfavorável, que pode preceder a formação de superfícies potenciais de ruptura ou o surgimento de mecanismos de ruptura progressiva. Esse comportamento é particularmente importante quando analisado em associação com outros fatores, como a presença de água, variações de umidade e possíveis efeitos dinâmicos.

Dessa forma, a análise da tensão principal maior σ_1 , com valores máximos atingindo aproximadamente 560 kPa, mostrou-se um elemento essencial para a interpretação do desempenho do talude escavado. Esses resultados fornecem subsídios consistentes para a avaliação da segurança da escavação, contribuindo para a compreensão dos mecanismos de redistribuição de tensões no maciço e para a tomada de decisões relacionadas ao dimensionamento, à geometria do talude e à eventual necessidade de medidas de estabilização.

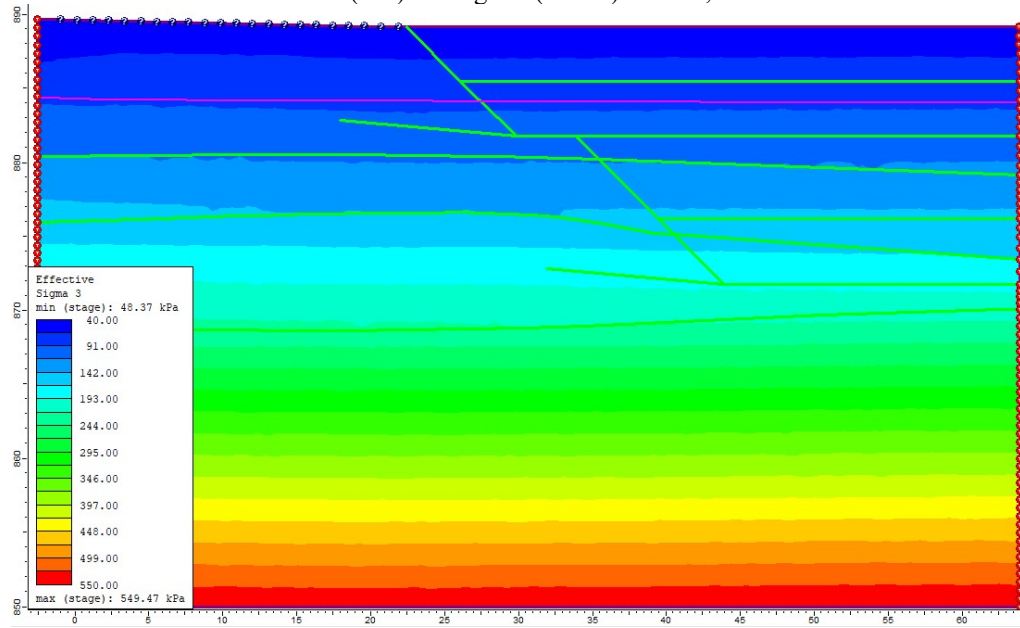
A distribuição das tensões efetivas principais (σ'_1) durante a escavação do talude pode ser ilustrada pelas figuras acima. Percebe-se que, a tensão principal σ_1 atingiu valores de até 560 kPa devido ao peso próprio do solo e da sobrecarga imposta.

Importante ainda destacar que, na etapa final, ocorre uma variação na tensão principal ($\sigma'1$) por onde se desenvolve as maiores deformações cisalhantes e, portanto, as cunhas críticas de ruptura.

4.1.2. Tensão efetiva menor $\sigma'3$

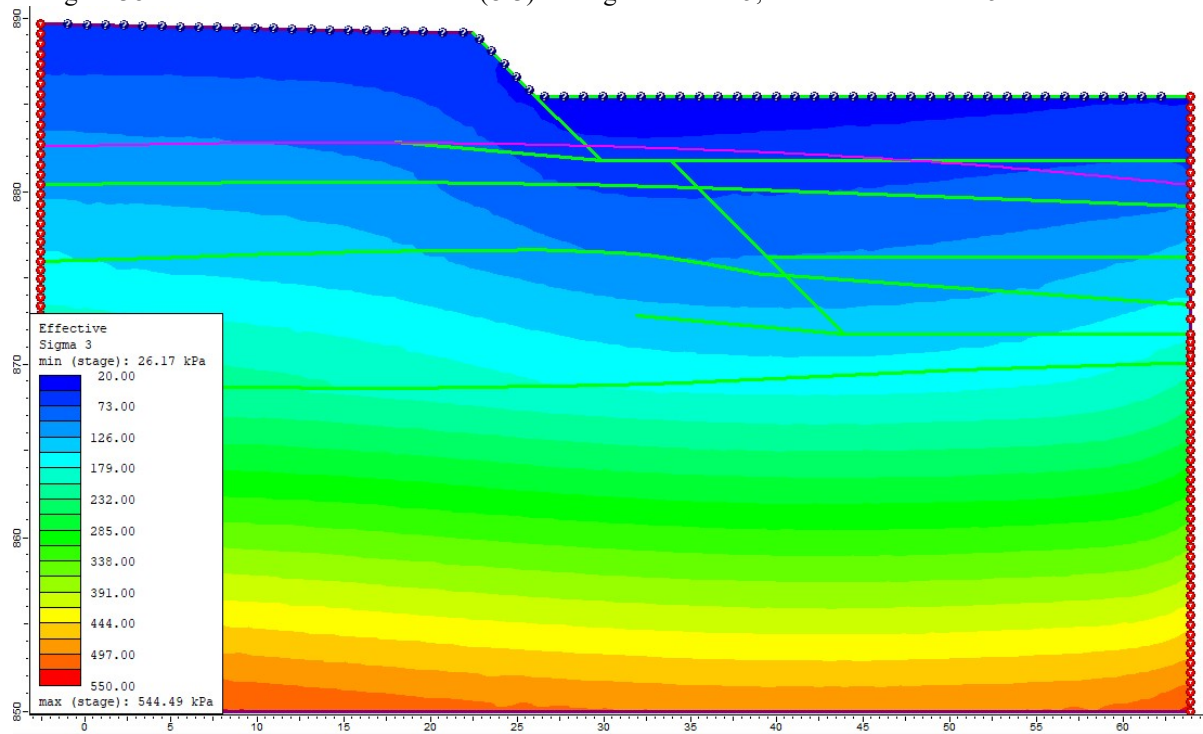
A análise da tensão principal efetiva menor ($\sigma'3$) foi conduzida para complementar a interpretação do estado tensional no interior do maciço, especialmente no que se refere às condições de confinamento do solo. Como a resistência ao cisalhamento depende diretamente da combinação entre $\sigma'1$ e $\sigma'3$ a avaliação da variação de $\sigma'3$ permite compreender como a dissipação das poropressões influencia o nível de confinamento e, consequentemente, a capacidade resistente do talude. A redução ou incremento de $\sigma'3$ ao longo das etapas analisadas fornece indicativos importantes sobre possíveis zonas de descompressão, alívio tensional ou concentração de esforços, contribuindo para uma análise mais completa da estabilidade global do sistema.

Figura 37 - Tensões efetivas confinantes (σ'_3) - Estágio 1 (In situ) – Dia 0, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



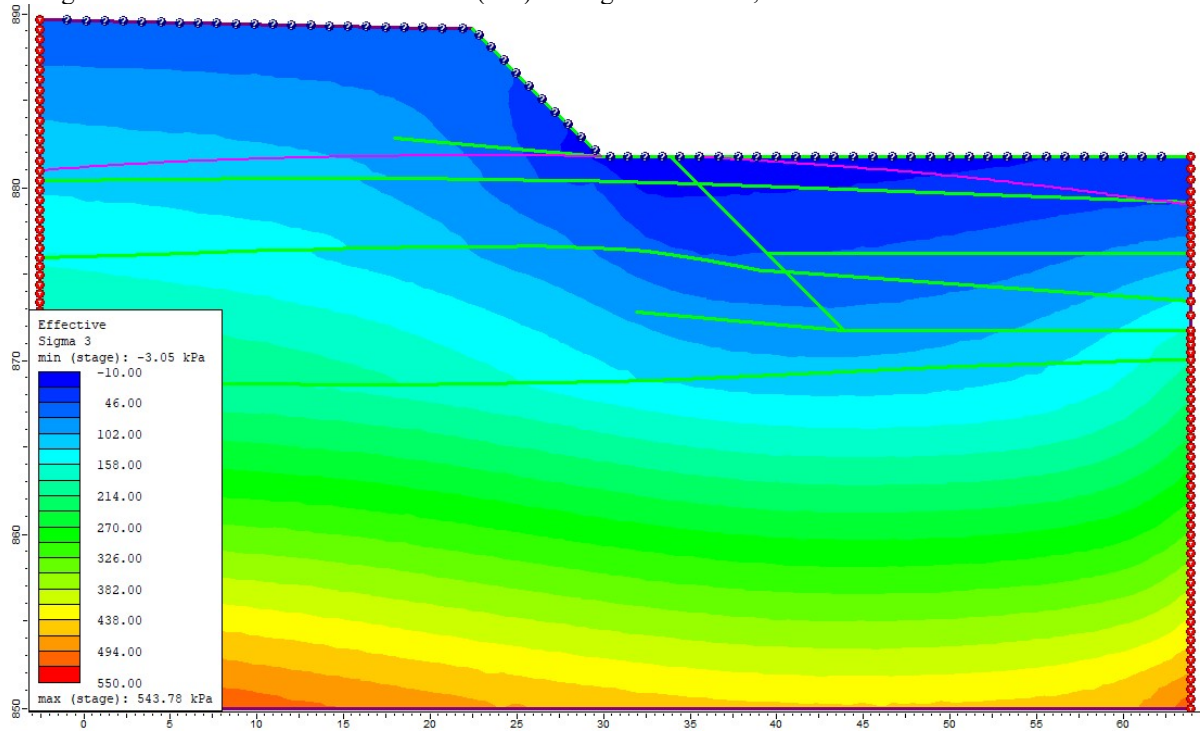
Fonte: Do autor.

Figura 38 - Tensões efetivas confinantes (σ'_3) - Estágio 2 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



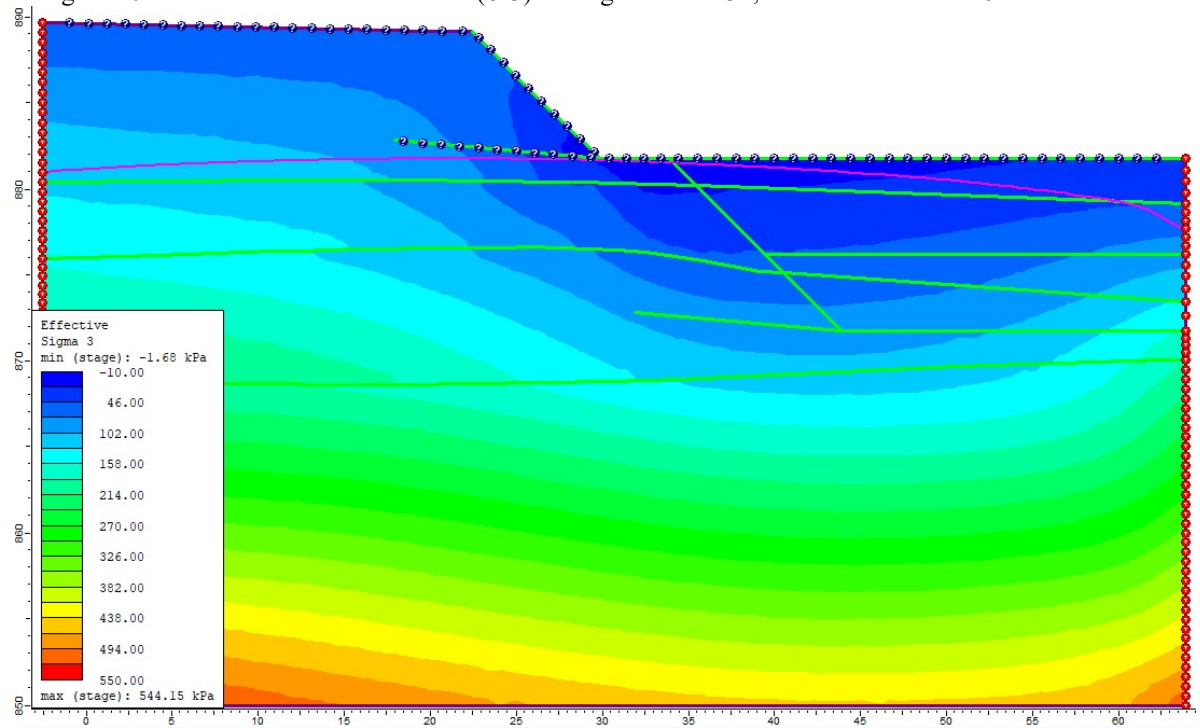
Fonte: Do autor.

Figura 39 - Tensões efetivas confinantes (σ'_3) - Estágio 3 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



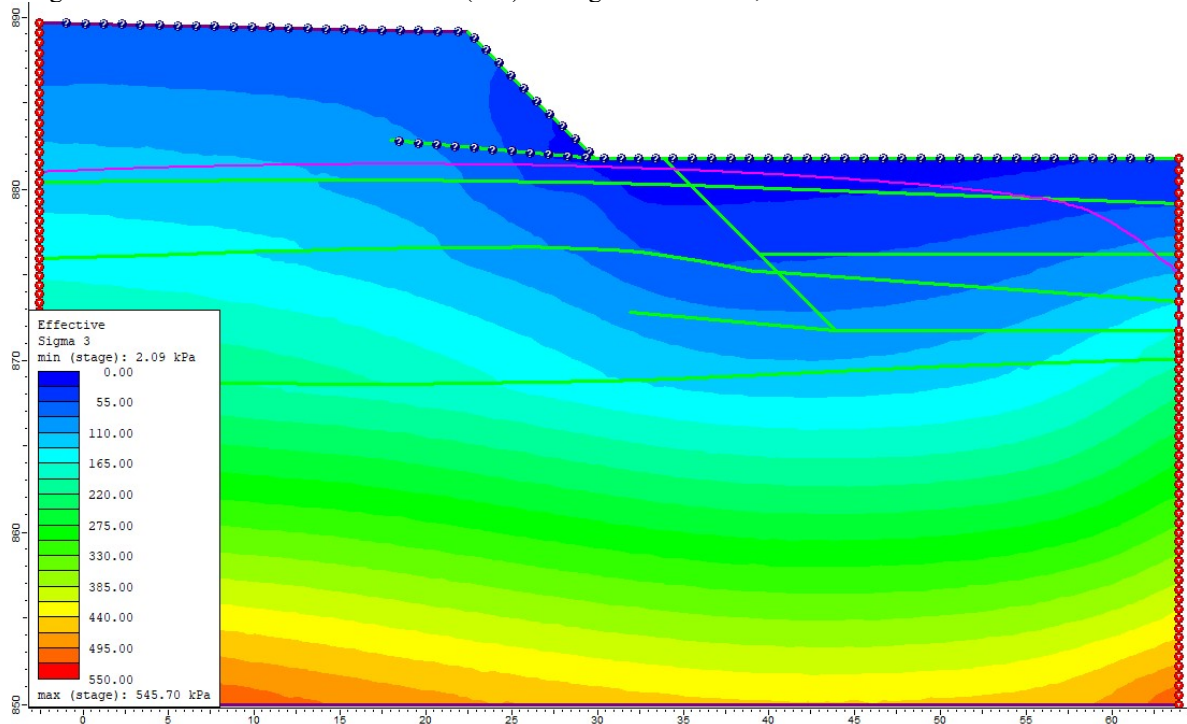
Fonte: Do autor.

Figura 40 - Tensões efetivas confinantes (σ'_3) - Estágio 4 – Dia 32, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



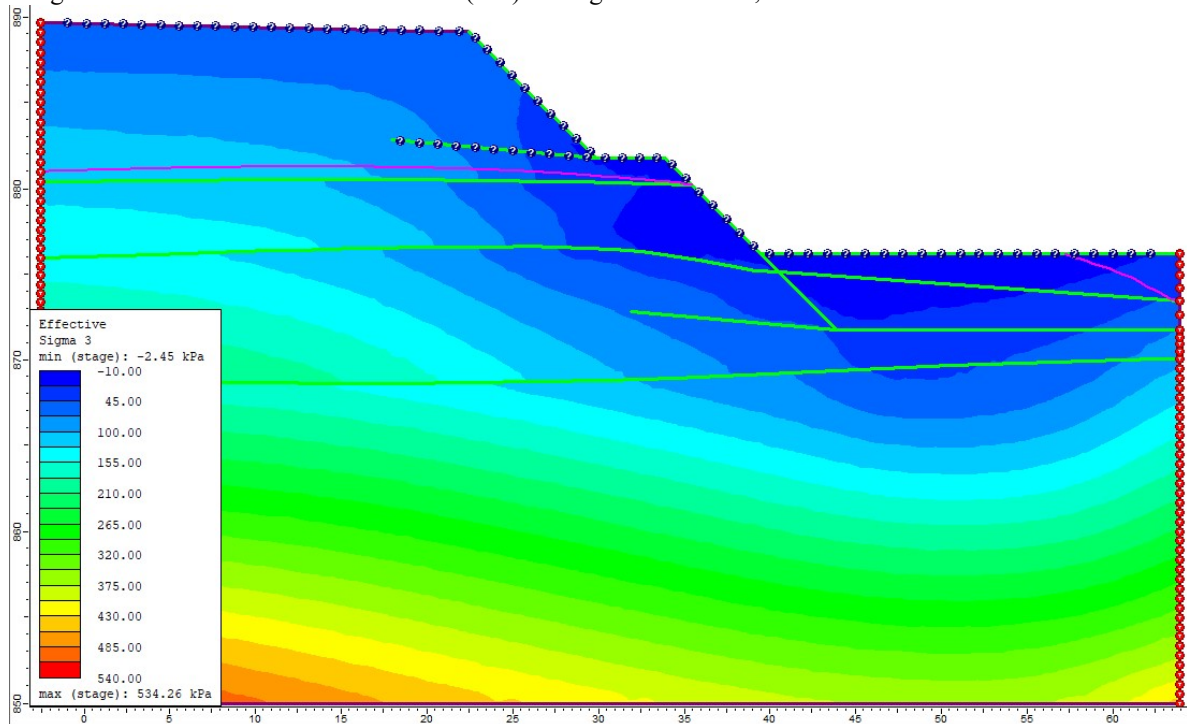
Fonte: Do autor.

Figura 41 - Tensões efetivas confinantes (σ'_3) - Estágio 10 – Dia 44, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



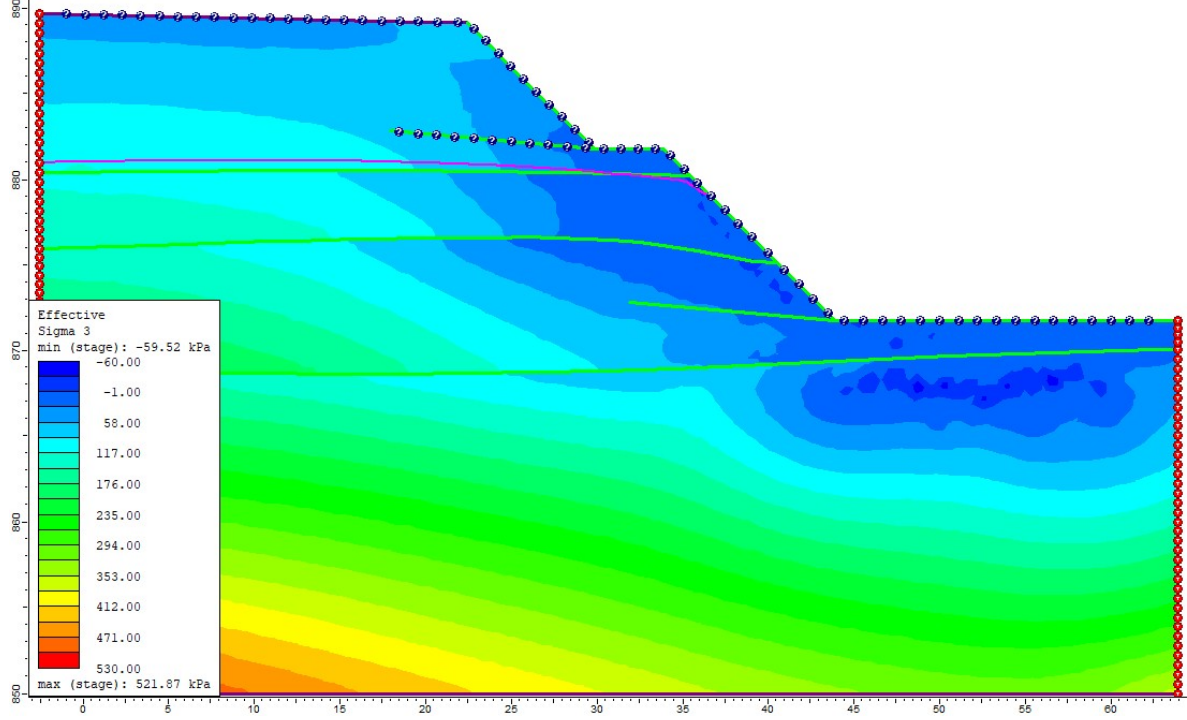
Fonte: Do autor.

Figura 42 - Tensões efetivas confinantes (σ'_3) - Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



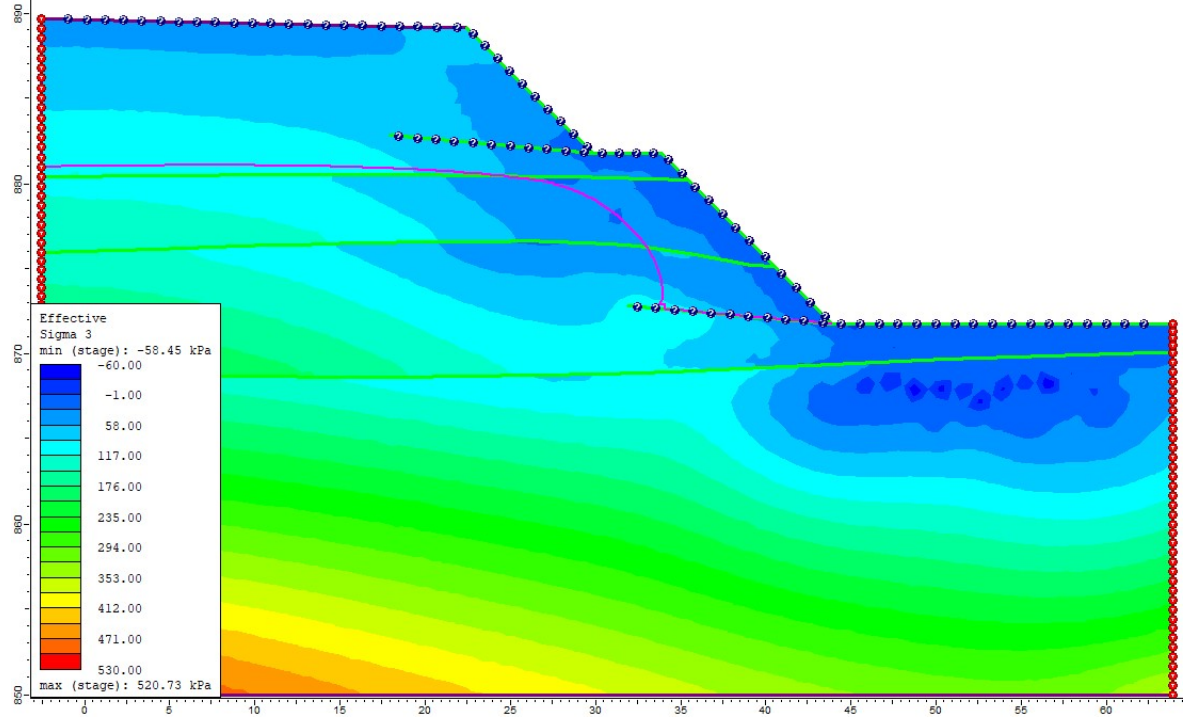
Fonte: Do autor.

Figura 43 - Tensões efetivas confinantes (σ'_3) - Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



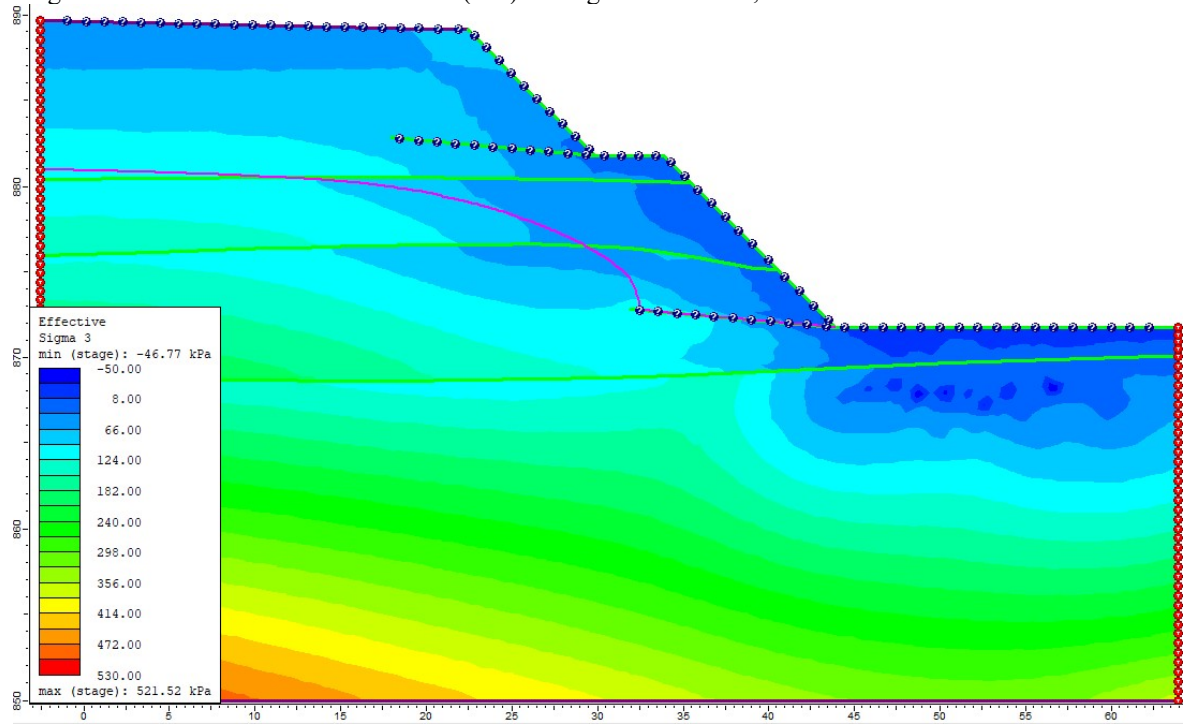
Fonte: Do autor.

Figura 44 - Tensões efetivas confinantes (σ'_3) - Estágio 13 – Dia 57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



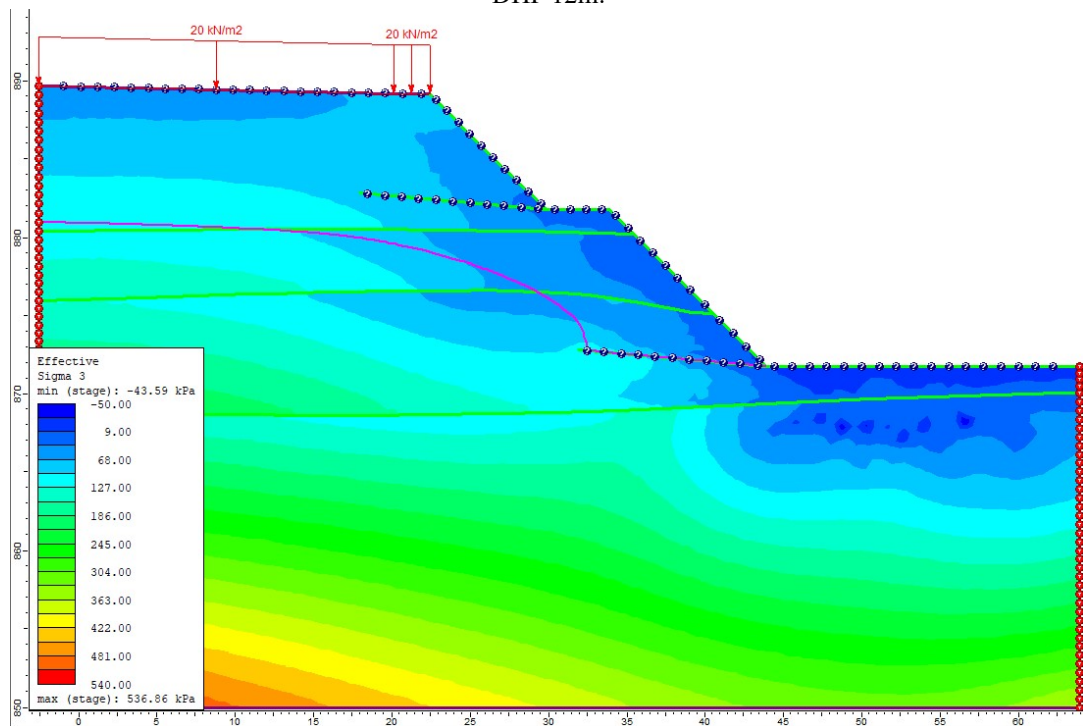
Fonte: Do autor.

Figura 45 - Tensões efetivas confinantes (σ'_3) - Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

Figura 46 - Tensões efetivas confinantes (σ'_3) - Estágio 30 – Dia 91 – Sobrecarga, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

O alívio de tensões decorrente da escavação de um talude está diretamente associado à redução do confinamento lateral previamente existente no maciço. Antes da intervenção, o solo encontrava-se submetidos a um estado de tensões aproximadamente em equilíbrio, caracterizado, no modelo analisado, por uma tensão confinante máxima da ordem de 200 kPa. A remoção do material durante a escavação rompe esse equilíbrio, promovendo uma redistribuição das tensões internas e reduzindo significativamente o confinamento na região próxima à face escavada. Como consequência, o maciço tende a se deformar em direção ao talude, manifestando deslocamentos que podem variar em magnitude e extensão conforme as propriedades mecânicas do material.

Em solos, especialmente naqueles de comportamento mais deformável, esse processo pode resultar em recalques, no surgimento de trincas de tração no topo do talude e em deslocamentos progressivos ao longo do tempo, elevando o risco de rupturas tanto superficiais quanto profundas. Esse efeito torna-se ainda mais crítico em materiais sensíveis, como argilas moles e solos residuais intensamente intemperizados, nos quais o alívio de tensões pode ocasionar uma rápida redução da resistência ao cisalhamento, comprometendo a estabilidade global do talude.

Além disso, o alívio de tensões associado à escavação pode desencadear mecanismos de ruptura progressiva. Mesmo em situações nas quais o talude aparenta estabilidade imediatamente após a execução do corte, as deformações induzidas pela redistribuição de tensões podem evoluir de forma gradual. Esse comportamento é frequentemente potencializado pela infiltração de água, por variações no teor de umidade do solo e pela ação de vibrações, o que explica a ocorrência de instabilidades semanas ou meses após a conclusão da escavação. Dessa forma, a consideração adequada do alívio de tensões e do nível de confinamento inicial, representado no modelo pela tensão máxima de 200 kPa, é fundamental para a correta avaliação do desempenho e da segurança do talude escavado.

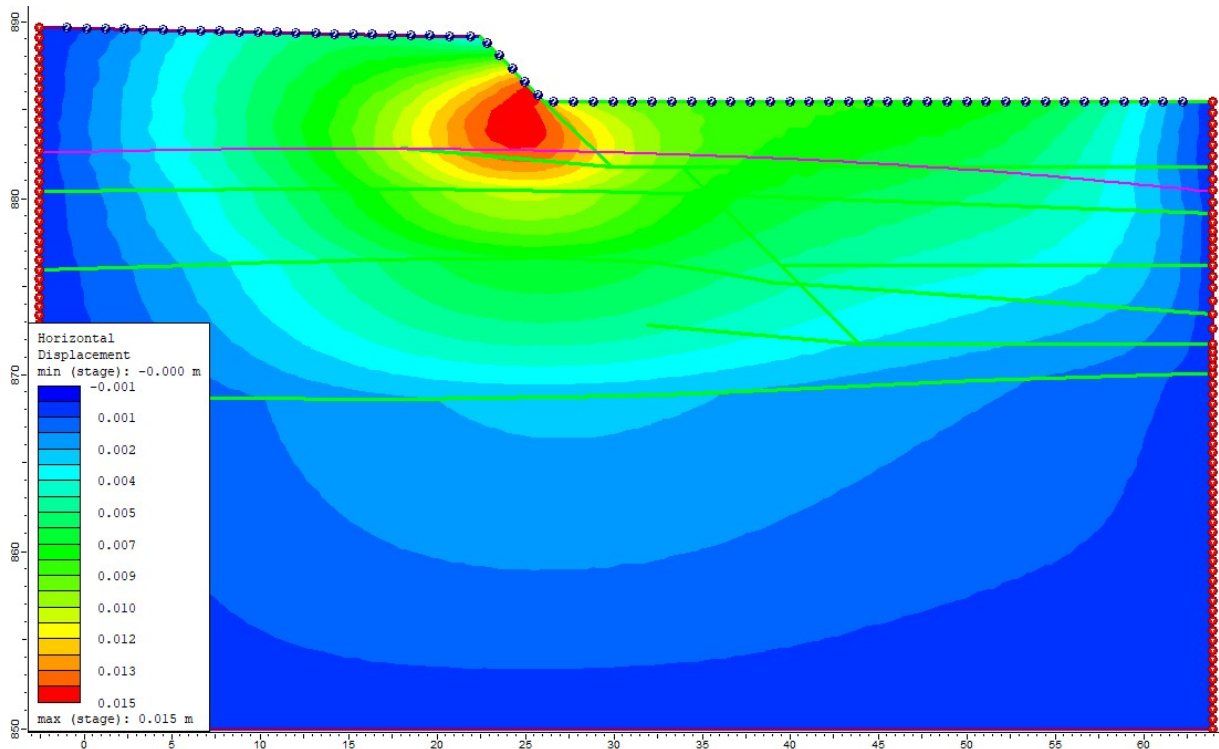
4.1.3. Deslocamentos horizontais acumulados δh

A análise dos deslocamentos horizontais foi realizada com o objetivo de avaliar a resposta deformacional do talude frente às etapas de escavação e à implantação dos drenos horizontais profundos. Os deslocamentos horizontais constituem um dos principais indicadores

de instabilidade em taludes (Gerscovich 2016), pois refletem diretamente a mobilização de deformações associadas ao alívio de tensões e à variação das poropressões. A comparação entre os diferentes cenários de comprimento dos drenos permitiu identificar a influência da drenagem profunda na redução das deformações laterais, evidenciando o papel do controle hidráulico no comportamento mecânico do talude e na melhoria de sua condição de estabilidade global.

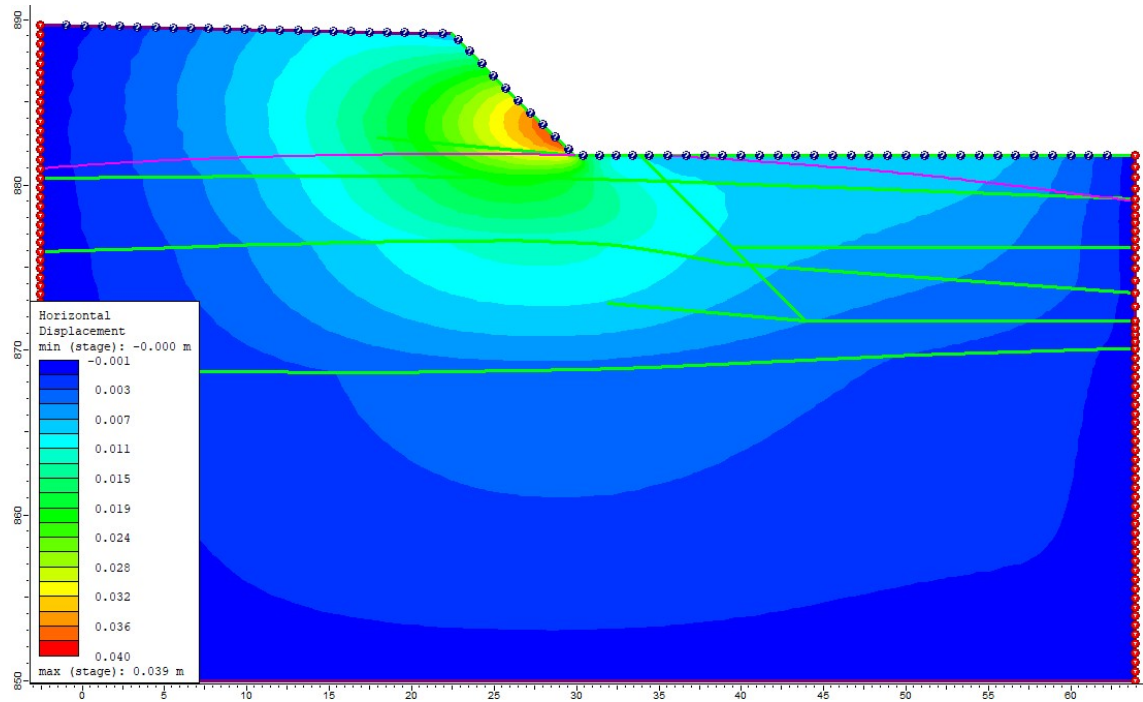
Em função da sequência construtiva e a respectiva distribuição das tensões, associada às rigidezes dos materiais envolvidos, os deslocamentos na contenção se desenvolvem conforme indicado entre a Figura 47 a Figura 55.

Figura 47 - Deslocamentos horizontais acumulados (δ_h) - Estágio 2 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



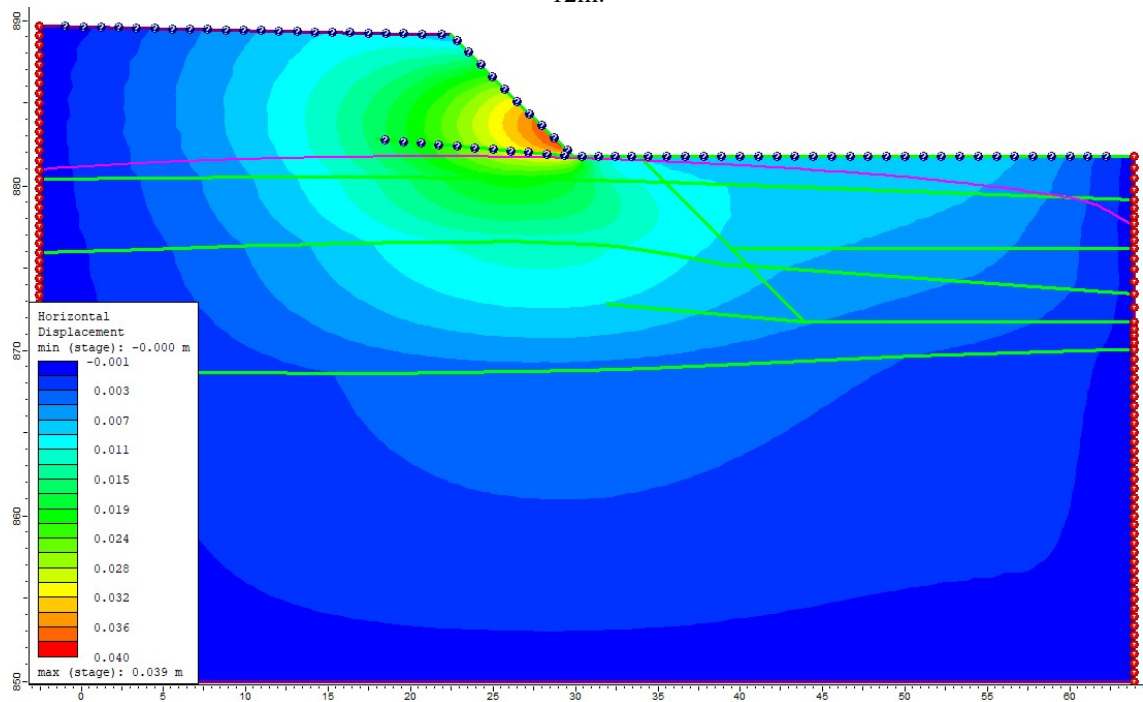
Fonte: Do autor.

Figura 48 - Deslocamentos horizontais acumulados (δh) - Estágio 3 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



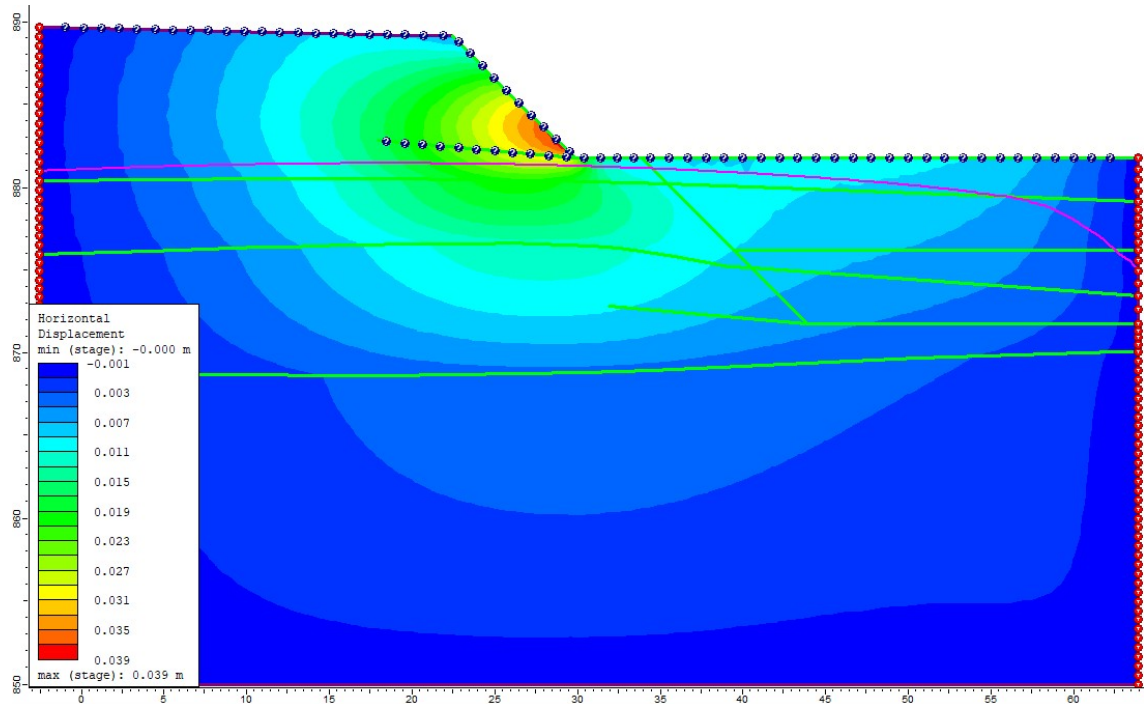
Fonte: Do autor.

Figura 49 - Deslocamentos horizontais acumulados (δh) - Estágio 4 – Dia 32, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



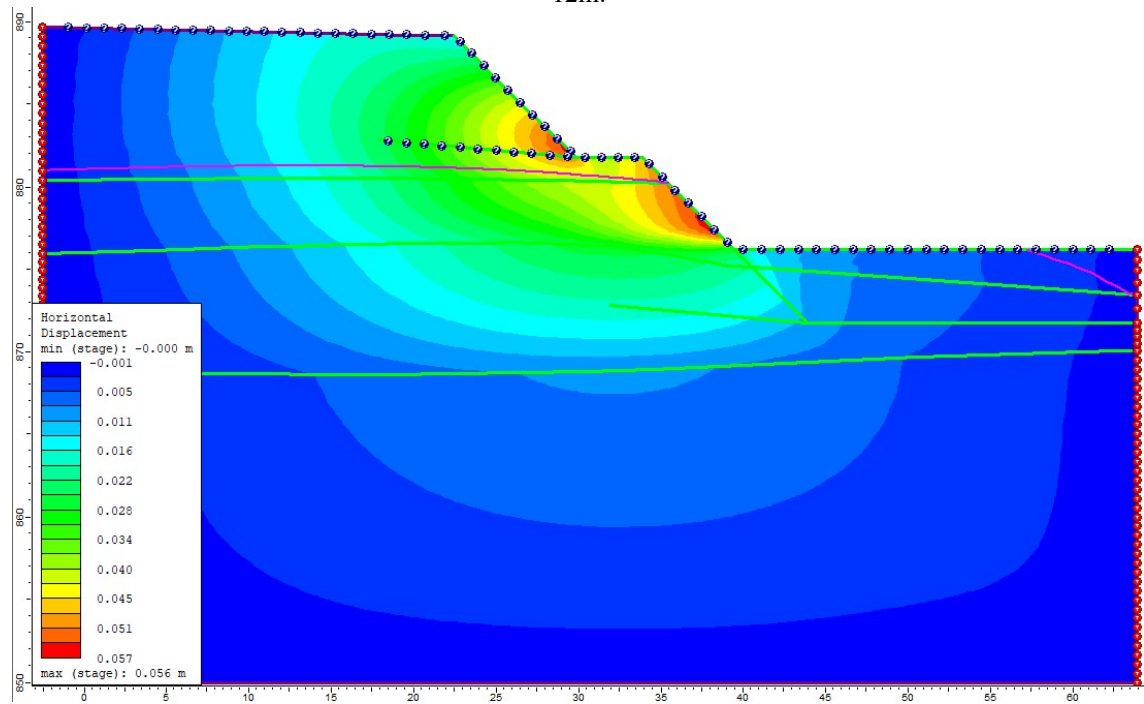
Fonte: Do autor.

Figura 50 - Deslocamentos horizontais acumulados (δ_h) - Estágio 10 – Dia 44, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



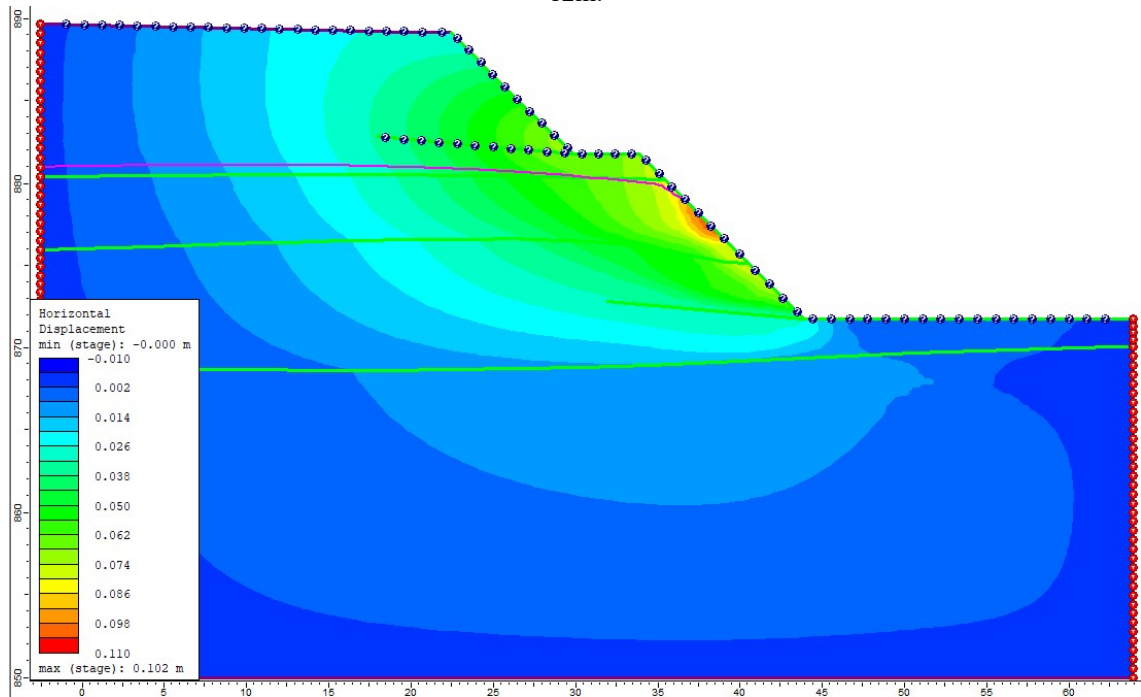
Fonte: Do autor.

Figura 51 - Deslocamentos horizontais acumulados (δ_h) - Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



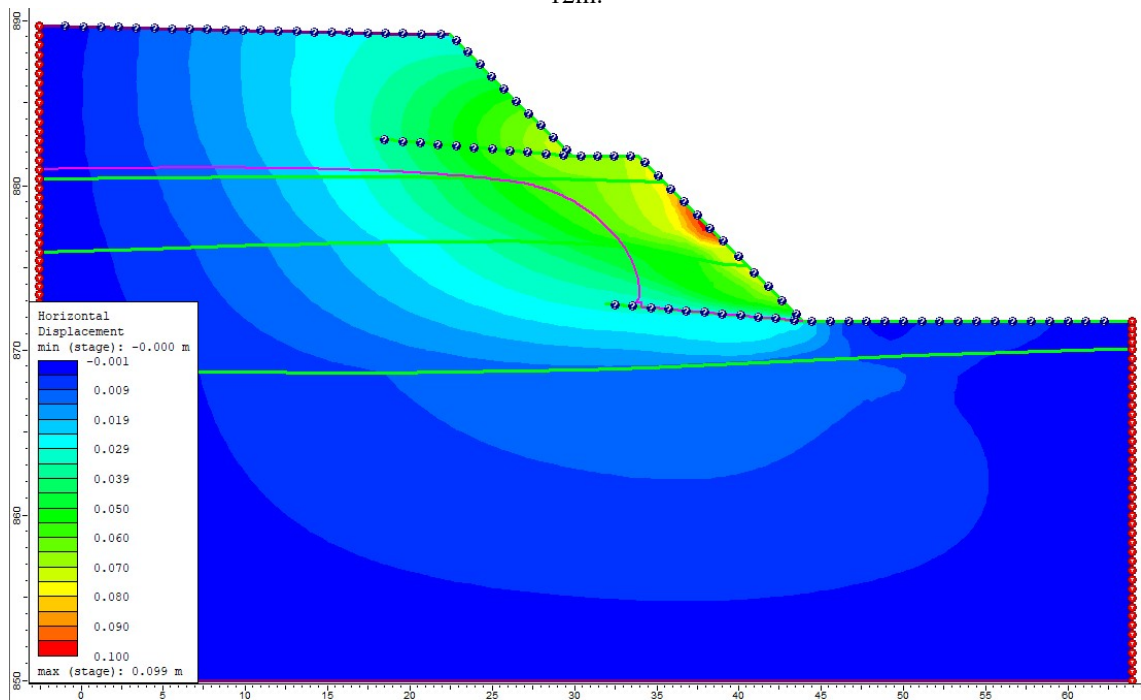
Fonte: Do autor.

Figura 52 - Deslocamentos horizontais acumulados (δ_h) - Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



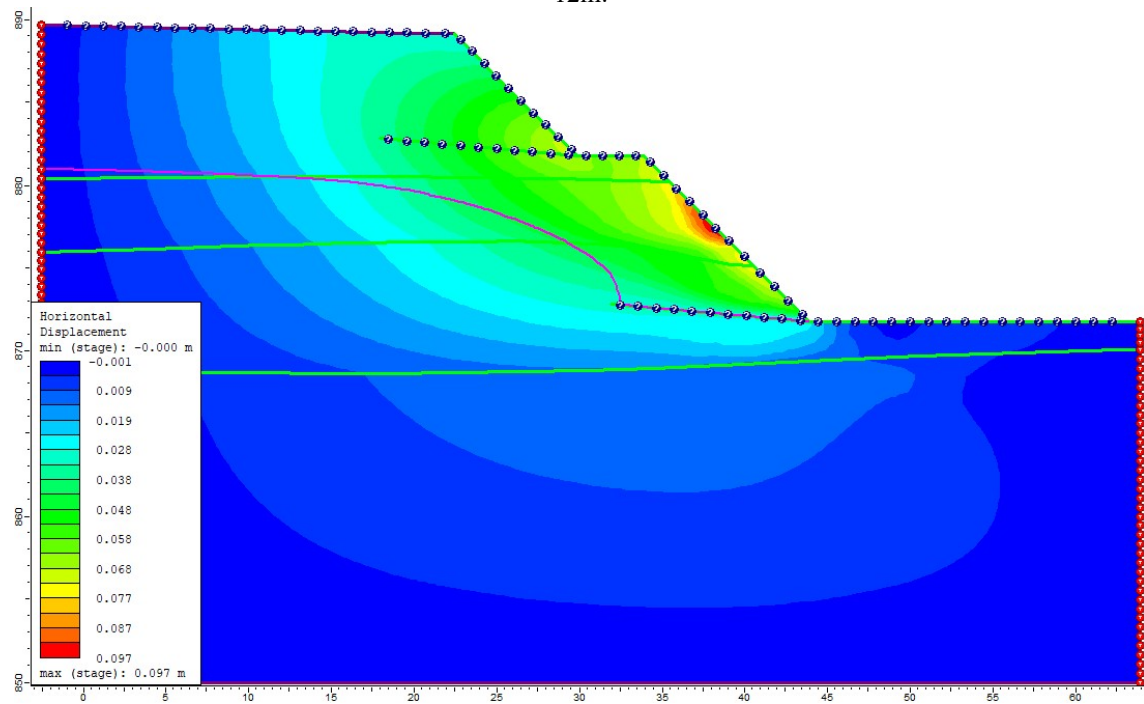
Fonte: Do autor.

Figura 53 - Deslocamentos horizontais acumulados (δ_h) - Estágio 13 – Dia 57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



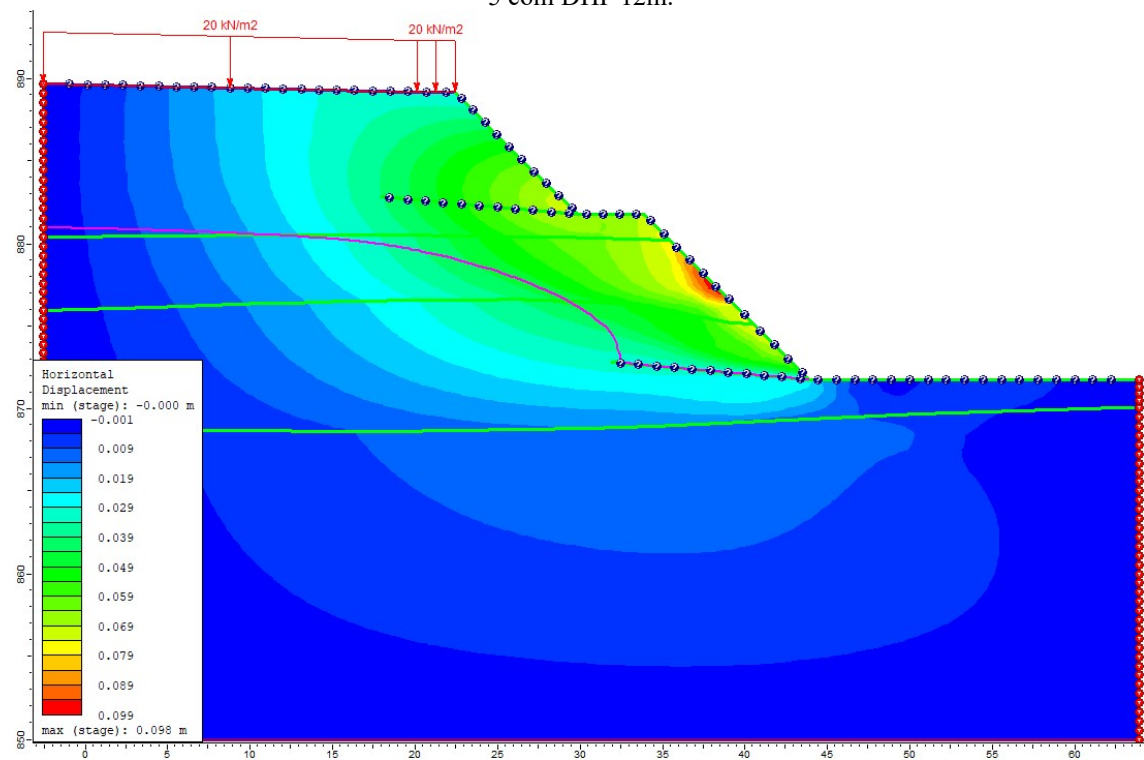
Fonte: Do autor.

Figura 54 - Deslocamentos horizontais acumulados (δ_h) - Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

Figura 55 - Deslocamentos horizontais acumulados (δ_h) - Estágio 30 – Dia 91 – Sobrecarga, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

Conforme indicado entre a Figura 47 a Figura 55, os deslocamentos horizontais acumulados até a última etapa de escavação, com 17,5m de altura, atingem valores máximos de $\delta h = 0,04$ m correspondente a 0,23 % da altura.

A rigidez do solo desempenha papel fundamental na definição dos deslocamentos desenvolvidos em taludes submetidos a processos de escavação, uma vez que controla a relação entre as variações de tensões no maciço e as deformações resultantes. No modelo analisado, a redistribuição do estado de tensões decorrente da remoção do material provocou deslocamentos significativos, cuja magnitude está diretamente associada aos parâmetros de rigidez adotados para a representação do solo.

As análises indicaram (Figura 47 a Figura 55) que os deslocamentos máximos atingiram valores da ordem de 102 mm, concentrando-se principalmente nas regiões próximas à face escavada e no topo do talude. Esse comportamento evidencia a sensibilidade do maciço ao alívio de tensões imposto pela escavação, sobretudo em um contexto em que a rigidez do solo limita a capacidade de restrição das deformações. Em solos com menor rigidez, como representado no modelo, a redução do confinamento lateral resulta em deslocamentos mais pronunciados, favorecendo movimentos horizontais em direção ao talude e deformações verticais associadas a recalques.

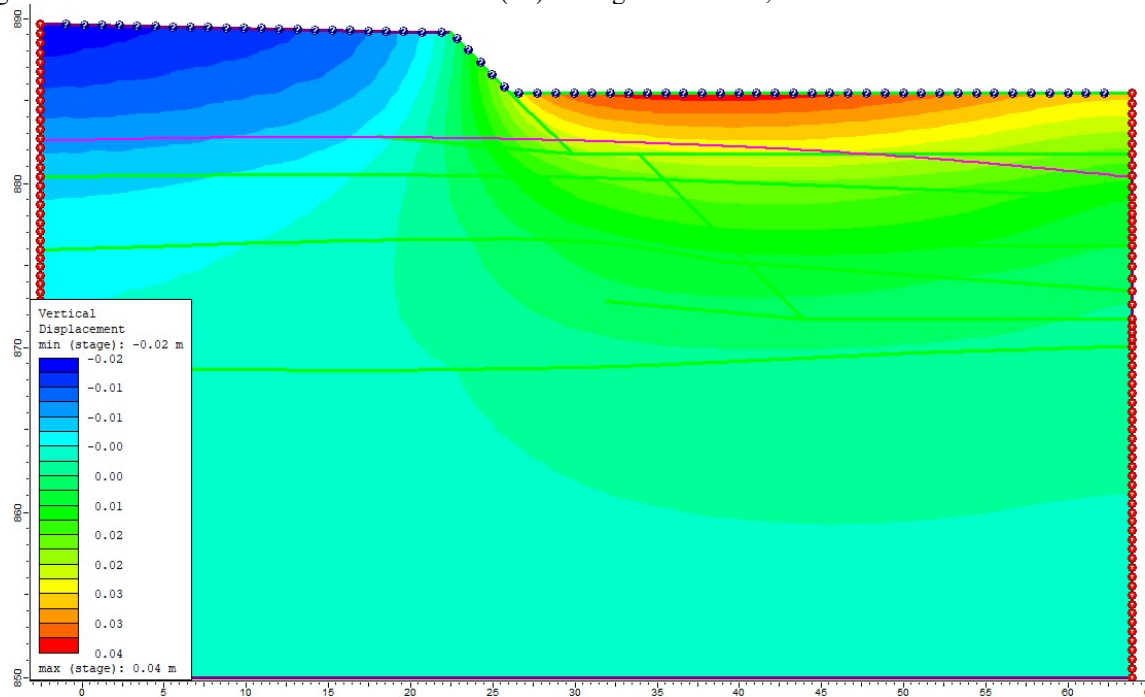
A distribuição espacial dos deslocamentos observados sugere ainda a atuação de mecanismos deformacionais progressivos, nos quais pequenas variações no campo de tensões são suficientes para gerar deformações acumuladas ao longo do tempo. Esse aspecto é particularmente relevante para a avaliação da estabilidade do talude, uma vez que deslocamentos elevados, mesmo na ausência de ruptura imediata, podem indicar a mobilização gradual da resistência do solo e a proximidade de condições críticas de equilíbrio.

Dessa forma, os deslocamentos máximos da ordem de 102 mm obtidos no modelo reforçam a importância da correta representação da rigidez do solo nas análises numéricas de taludes escavados. Esses resultados contribuem para a compreensão do comportamento deformacional do maciço e fornecem subsídios relevantes para a avaliação da segurança da escavação, bem como para a definição de medidas construtivas e de estabilização capazes de limitar deformações excessivas ao longo da vida útil da obra.

4.1.4. Deslocamentos verticais acumulados δv

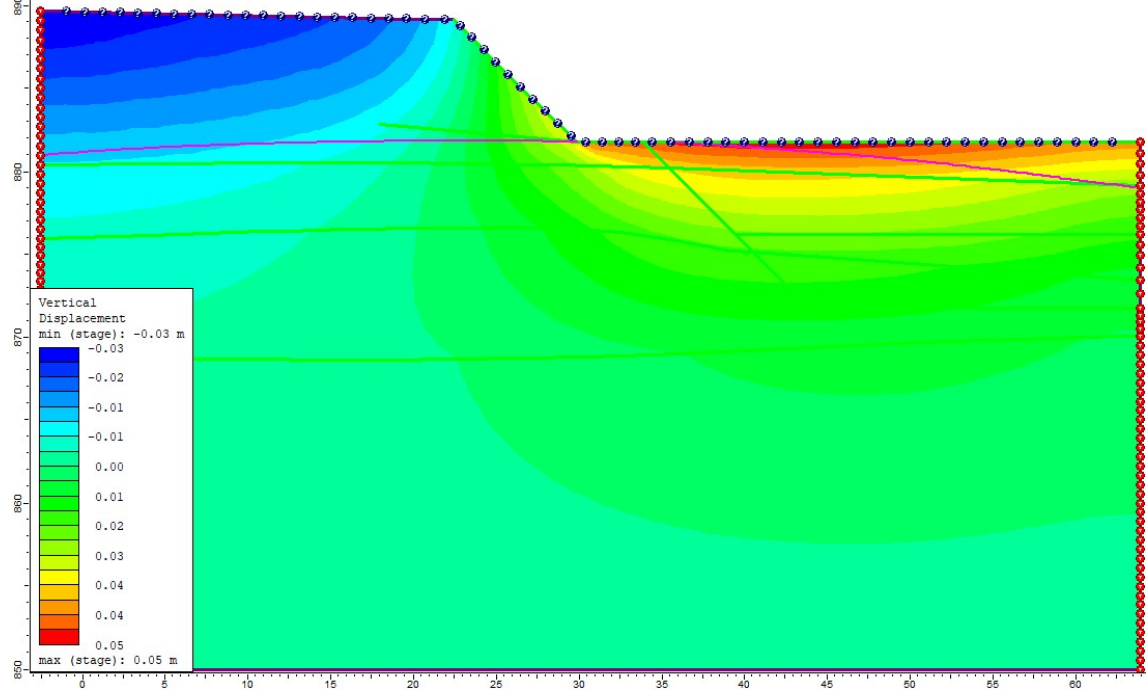
A análise dos deslocamentos verticais, representados pelos recalques ao longo do maciço, foi conduzida com o intuito de avaliar a resposta do talude às variações no estado tensional e à dissipação das poropressões promovida pelos drenos horizontais profundos. Os recalques refletem a redistribuição das tensões efetivas e os processos de compressão do solo associados às etapas de escavação e drenagem. A comparação entre os diferentes comprimentos de drenos permitiu verificar a influência do rebaixamento do nível freático na redução das deformações verticais, contribuindo para a compreensão do comportamento global do talude e da eficiência da solução adotada sob o ponto de vista deformacional e de estabilidade.

Figura 56 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 1 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



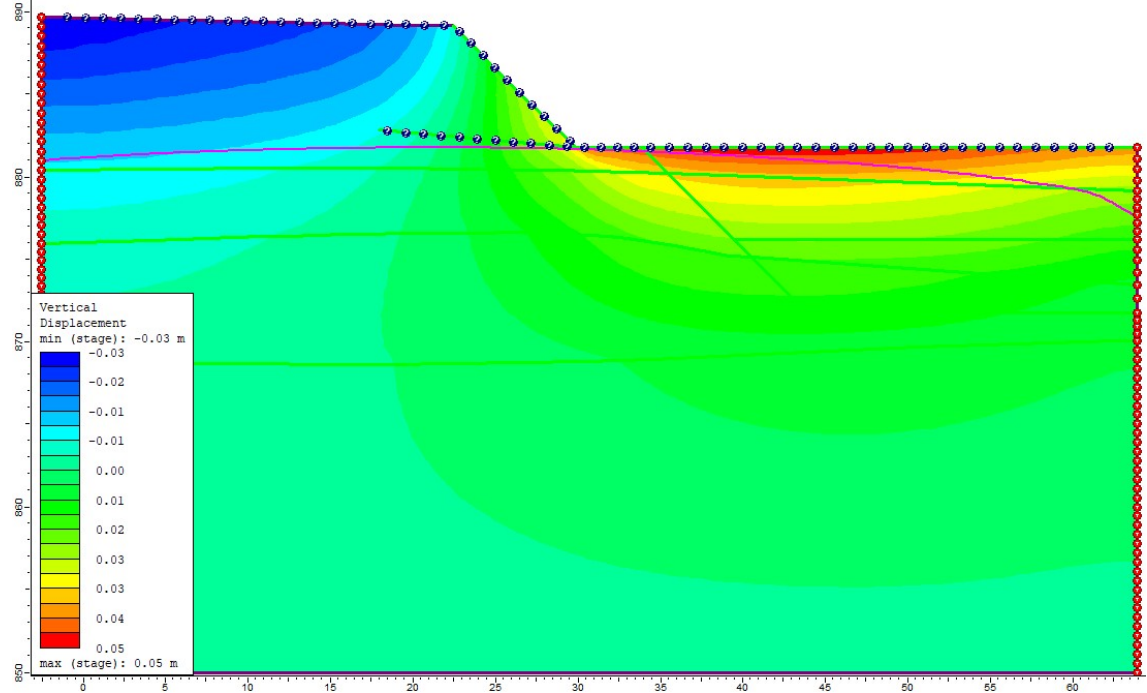
Fonte: Do autor.

Figura 57 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 2 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



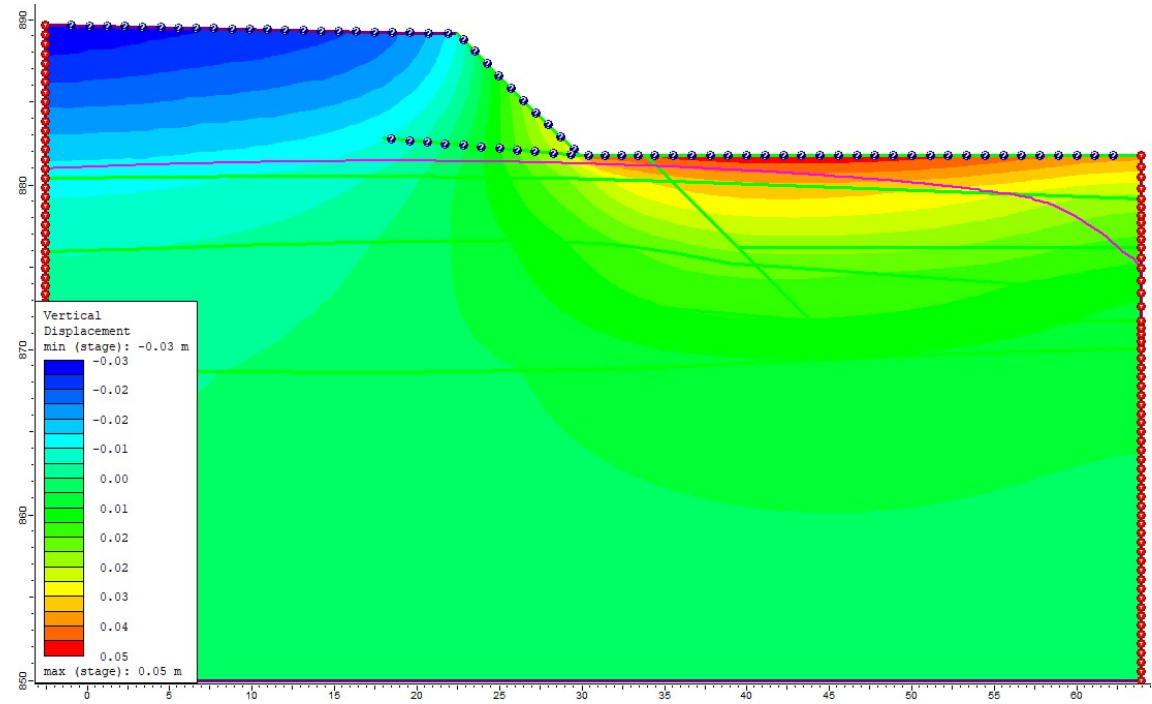
Fonte: Do autor.

Figura 58 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 3 – Dia 32, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



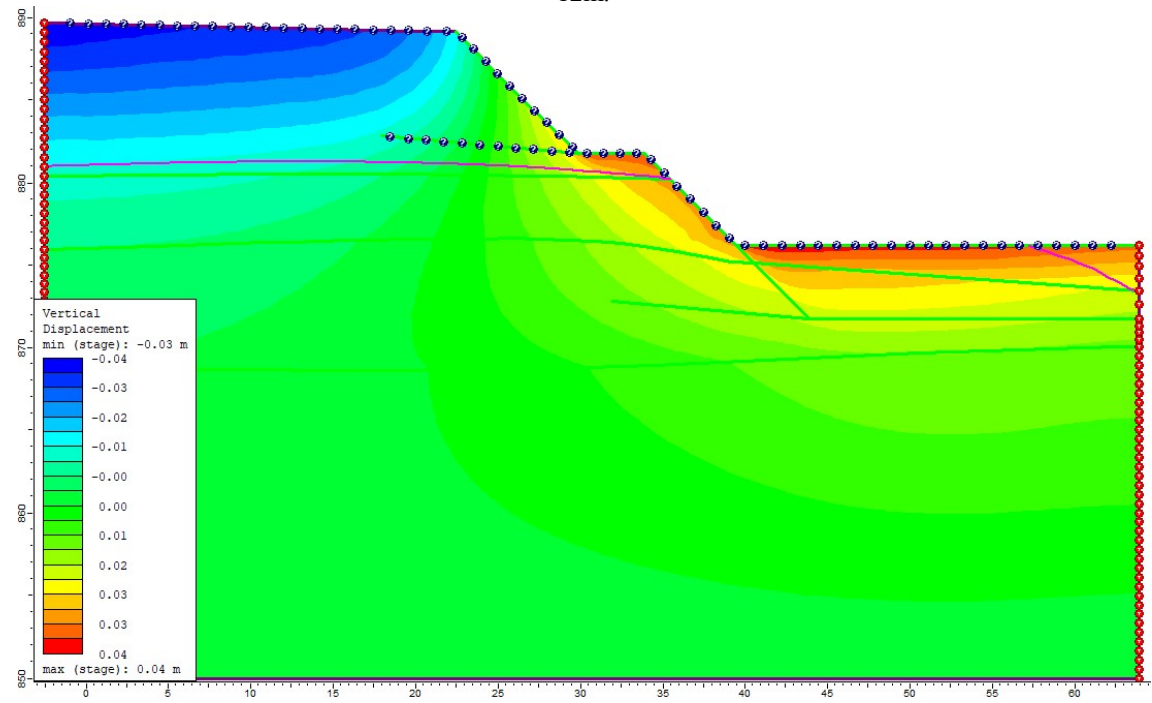
Fonte: Do autor.

Figura 59 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 10 – Dia 44, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



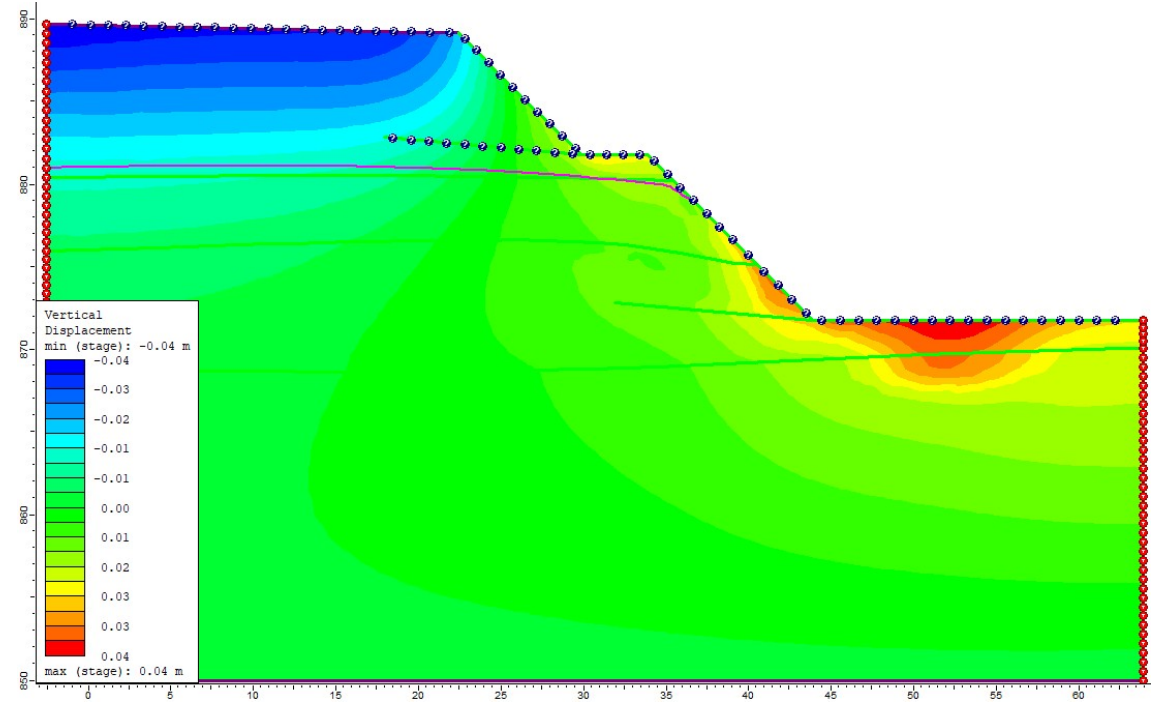
Fonte: Do autor.

Figura 60 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



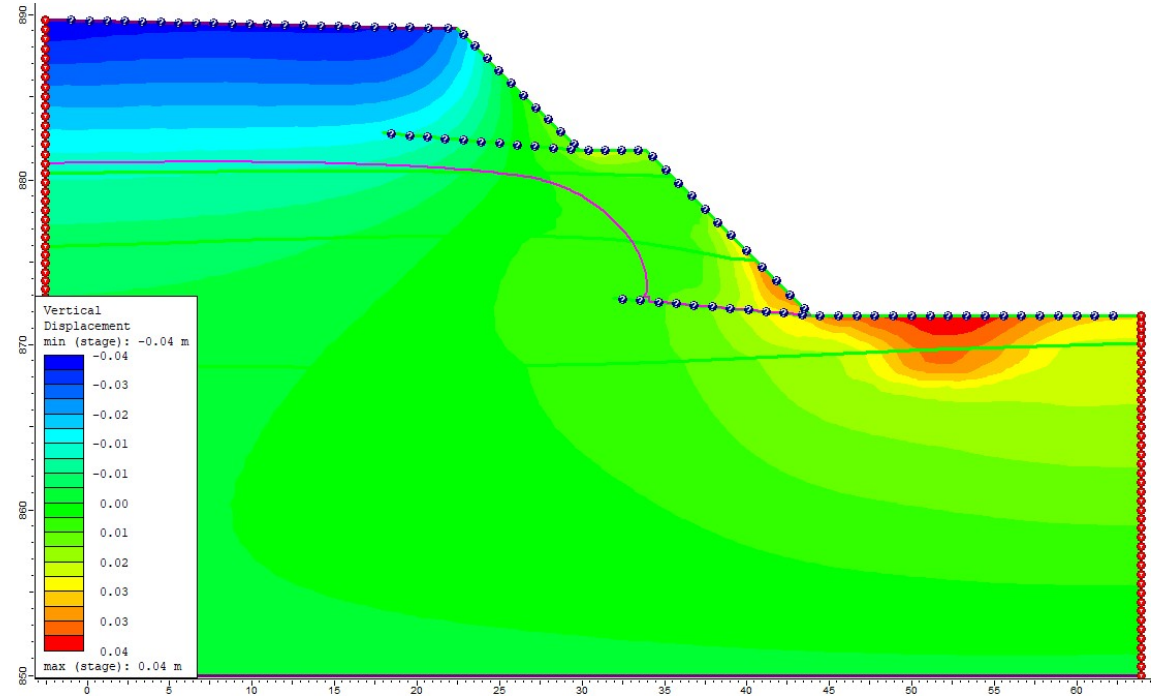
Fonte: Do autor.

Figura 61 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



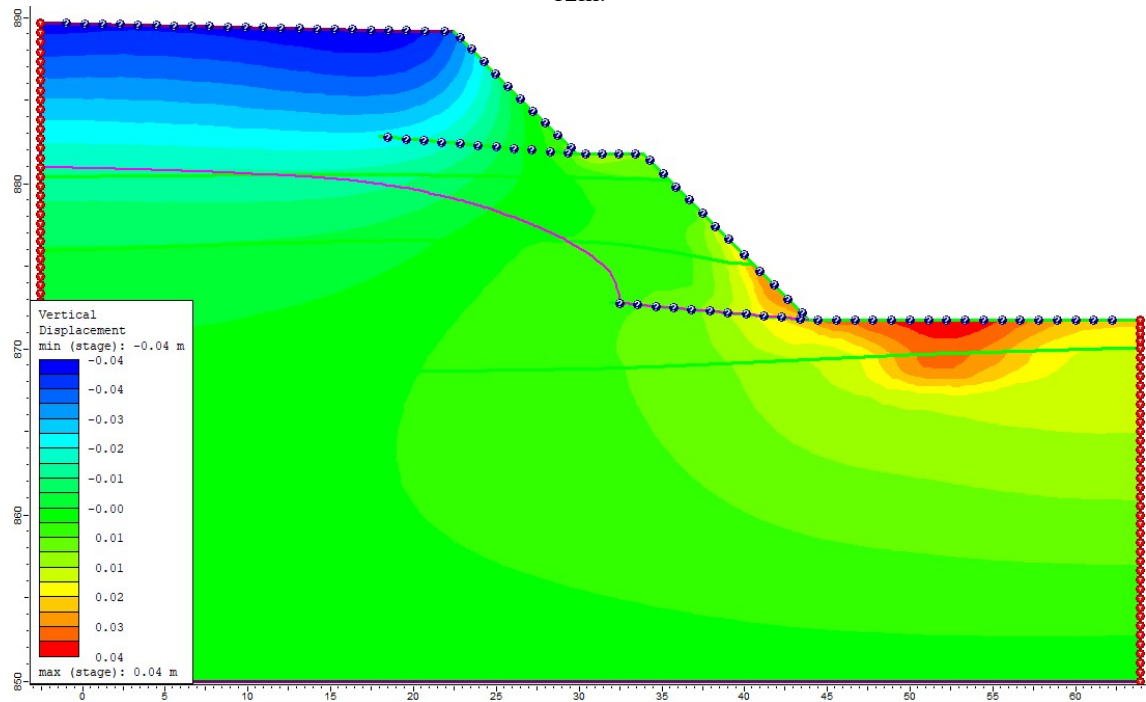
Fonte: Do autor.

Figura 62 - Deslocamentos verticais acumulados (δv) - Estágio 13 – Dia 57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



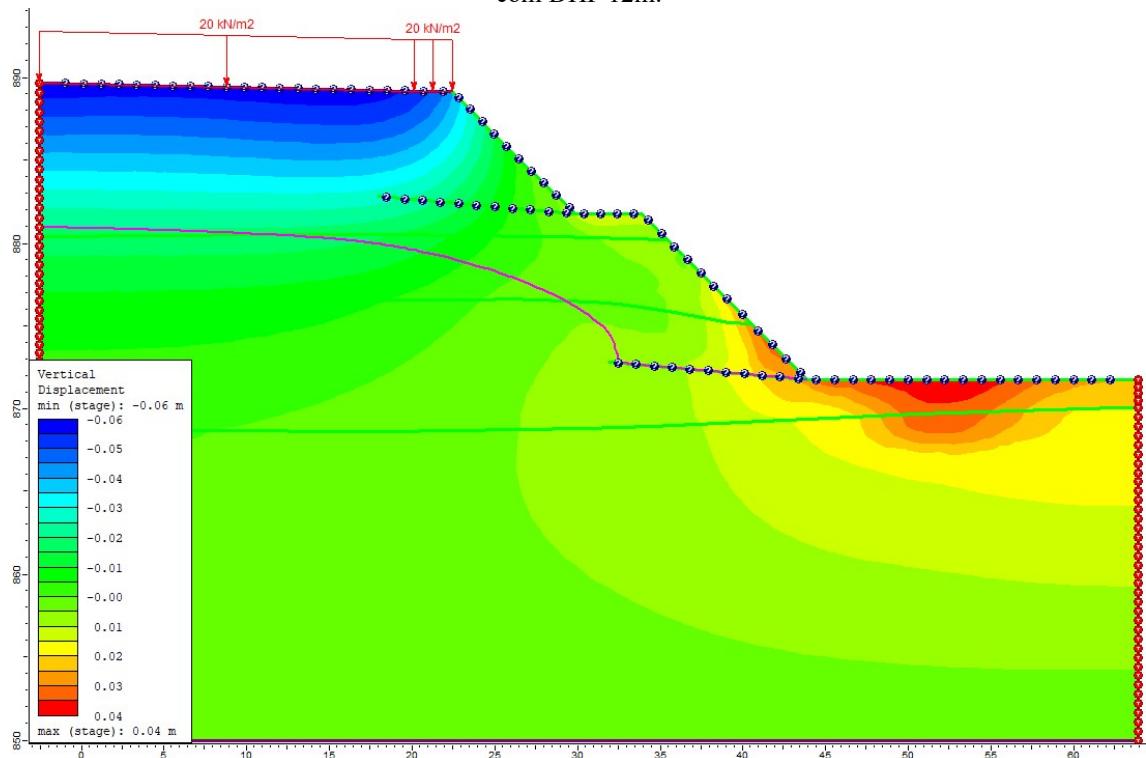
Fonte: Do autor.

Figura 63 - Deslocamentos verticais acumulados (δ_v) - Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

Figura 64 - Deslocamentos verticais acumulados (δ_v) - Estágio 30 – Dia 91 – Sobrecarga, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

Os deslocamentos verticais, usualmente interpretados como recalques, constituem um dos parâmetros mais importantes na análise do comportamento de taludes submetidos a processos de escavação. A avaliação desses deslocamentos permite compreender de forma mais completa a resposta deformacional do maciço frente à redistribuição do estado de tensões, especialmente em situações nas quais ocorre redução do confinamento e alteração das condições de equilíbrio inicial. (Griffiths e Lane, 1999; Potts e Zdravković, 1999).

Segundo Budhu (2011), os recalques estão diretamente associados à compressibilidade e à rigidez do solo, refletindo a capacidade do material em acomodar as variações de tensões induzidas pela escavação. Em taludes, esses deslocamentos verticais tendem a se concentrar principalmente no topo e nas regiões adjacentes à face escavada, onde o alívio de tensões é mais pronunciado. A ocorrência de recalques excessivos pode resultar no surgimento de trincas de tração na crista do talude, comprometendo a integridade superficial do maciço e favorecendo a infiltração de água, o que agrava ainda mais as condições de estabilidade.

Do ponto de vista da segurança, a importância dos deslocamentos verticais não se limita apenas à magnitude dos recalques, mas também à sua distribuição espacial e evolução ao longo do tempo. Recalques diferenciais podem induzir esforços adicionais no maciço, alterar o caminho das tensões internas e contribuir para a ativação de mecanismos de ruptura progressiva. Mesmo na ausência de uma ruptura global imediata, deslocamentos verticais significativos podem indicar que a resistência do solo está sendo gradualmente mobilizada, aproximando o talude de uma condição limite de equilíbrio (Bjerrum, 1967).

Além disso, os recalques têm implicações diretas sobre estruturas e infraestruturas eventualmente localizadas no topo ou nas proximidades do talude, como edificações, pavimentos e sistemas de drenagem. Nesses casos, deslocamentos verticais excessivos podem comprometer o desempenho estrutural, a funcionalidade e a durabilidade dessas obras, tornando essencial a sua consideração nas etapas de projeto e análise.

Assim, a análise dos deslocamentos verticais mostrou-se fundamental para a interpretação do comportamento mecânico do talude modelado, especialmente ao longo das etapas construtivas simuladas. Observou-se que os maiores recalques ocorreram na região da crista e nas proximidades da face escavada, coincidentes com as zonas de maior alívio de tensões e maior redistribuição do campo de esforços. Nos cenários sem a instalação dos DHPs,

os deslocamentos apresentaram valores mais elevados e maior concentração espacial, indicando maior mobilização da resistência do solo.

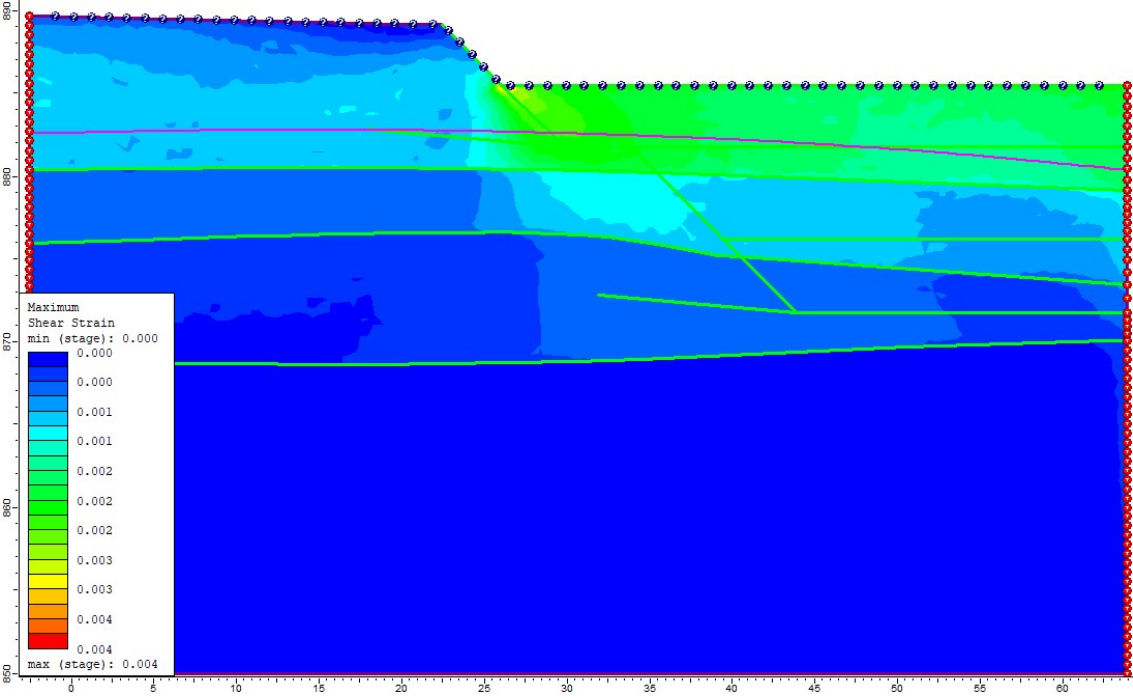
Com a inserção dos drenos horizontais profundos, verificou-se redução progressiva dos recalques, sobretudo nos modelos com maiores comprimentos de drenagem, evidenciando a influência direta da dissipação das poropressões na resposta deformacional do maciço. Essa redução sugere que o controle hidráulico contribuiu não apenas para o aumento do fator de segurança, mas também para a limitação das deformações verticais, reforçando a importância da análise acoplada fluxo–tensão adotada neste estudo.

Dessa forma, os resultados indicam que a avaliação dos deslocamentos verticais não deve ser dissociada da análise de estabilidade global, uma vez que a evolução dos recalques pode sinalizar a aproximação de uma condição limite mesmo quando o fator de segurança ainda apresenta valores considerados aceitáveis.

4.1.5. Deformações cisalhantes máximas

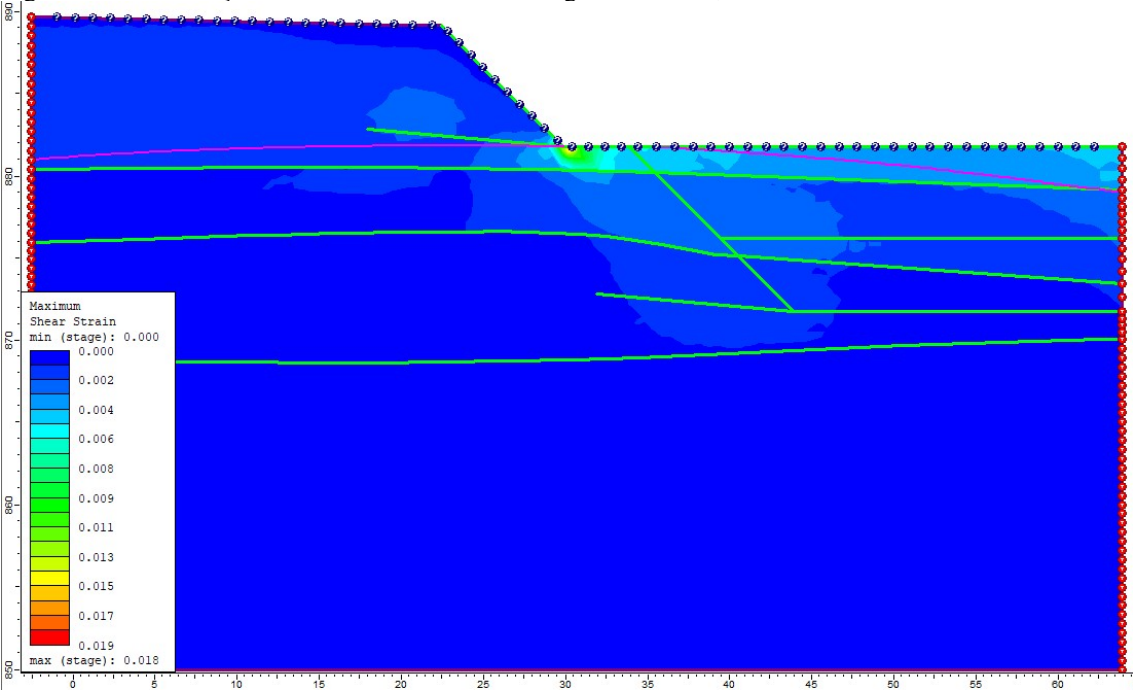
A análise das deformações cisalhantes máximas foi realizada com o objetivo de identificar as regiões do maciço onde houve maior mobilização de esforços tangenciais ao longo das etapas construtivas e dos diferentes cenários de drenagem. As deformações cisalhantes constituem um importante indicador da aproximação do solo à condição de ruptura, uma vez que estão diretamente associadas à formação e ao desenvolvimento de superfícies potenciais de deslizamento (Duncan, 1996). Dessa forma, a avaliação dos campos de deformação cisalhante máxima permitiu interpretar a evolução das zonas críticas do talude, bem como verificar a influência do rebaixamento das poropressões na redução da concentração de deformações e na melhoria do comportamento global do talude.

Figura 65 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 2 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



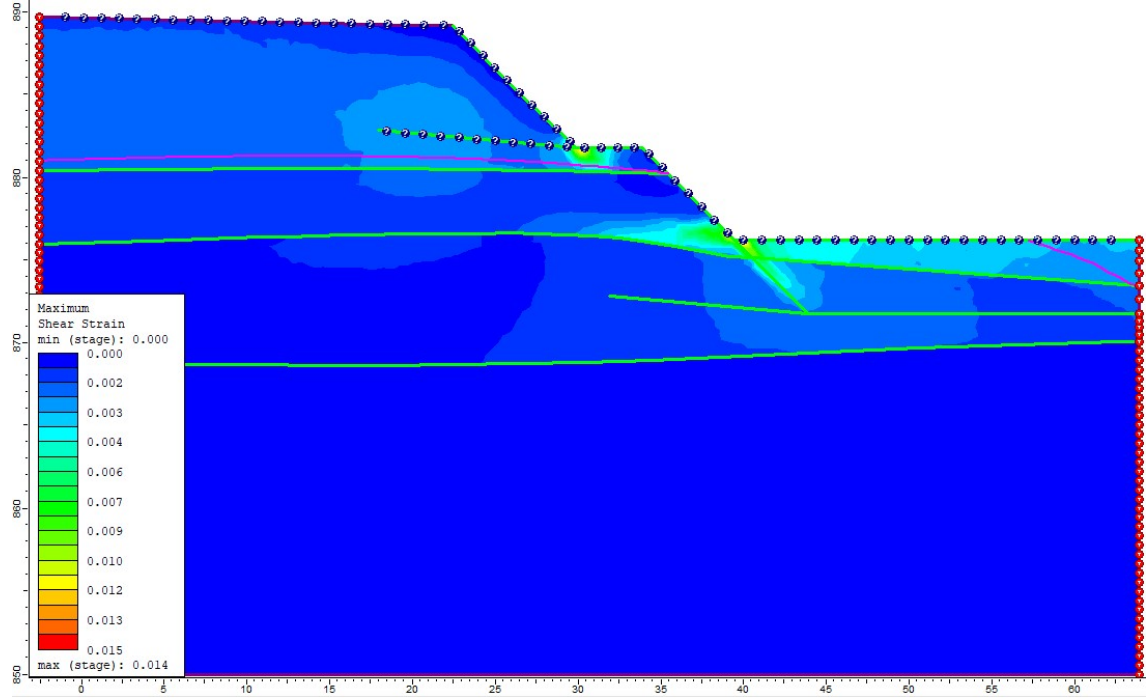
Fonte: Do autor.

Figura 66 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 3 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



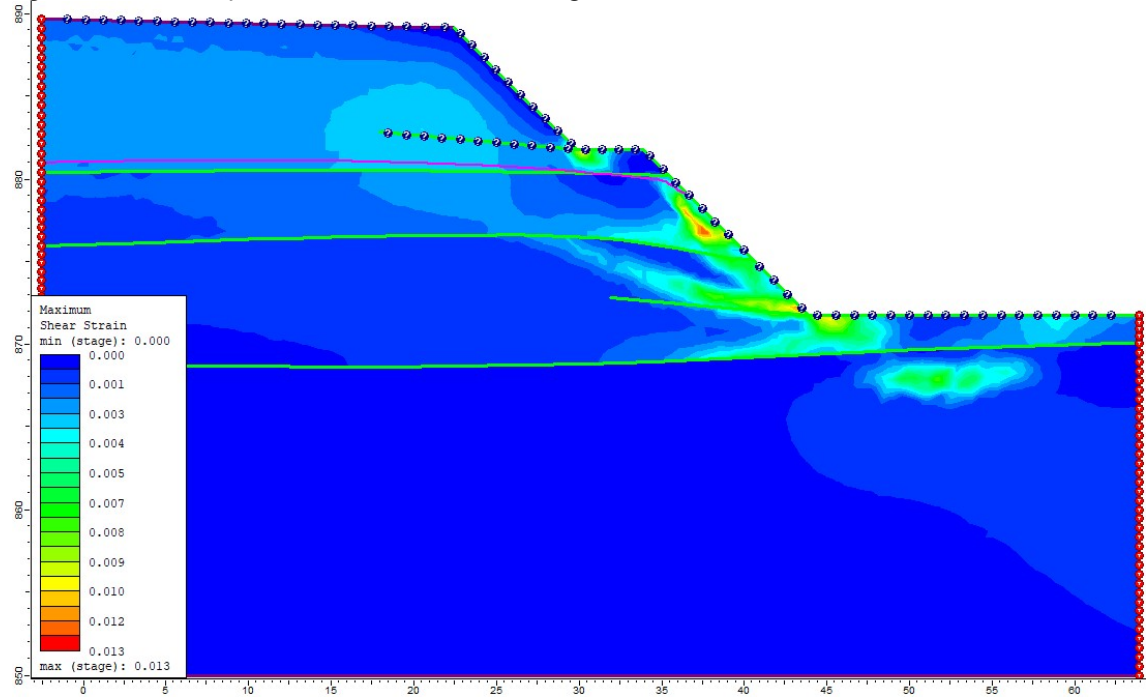
Fonte: Do autor.

Figura 67 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



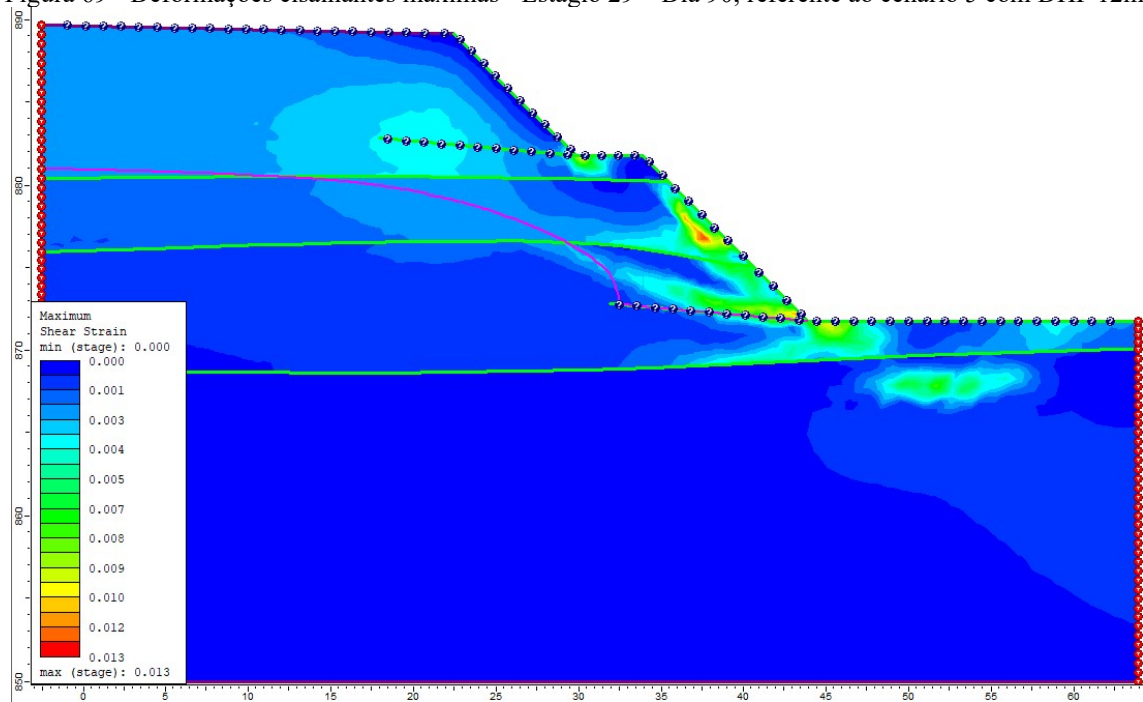
Fonte: Do autor.

Figura 68 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



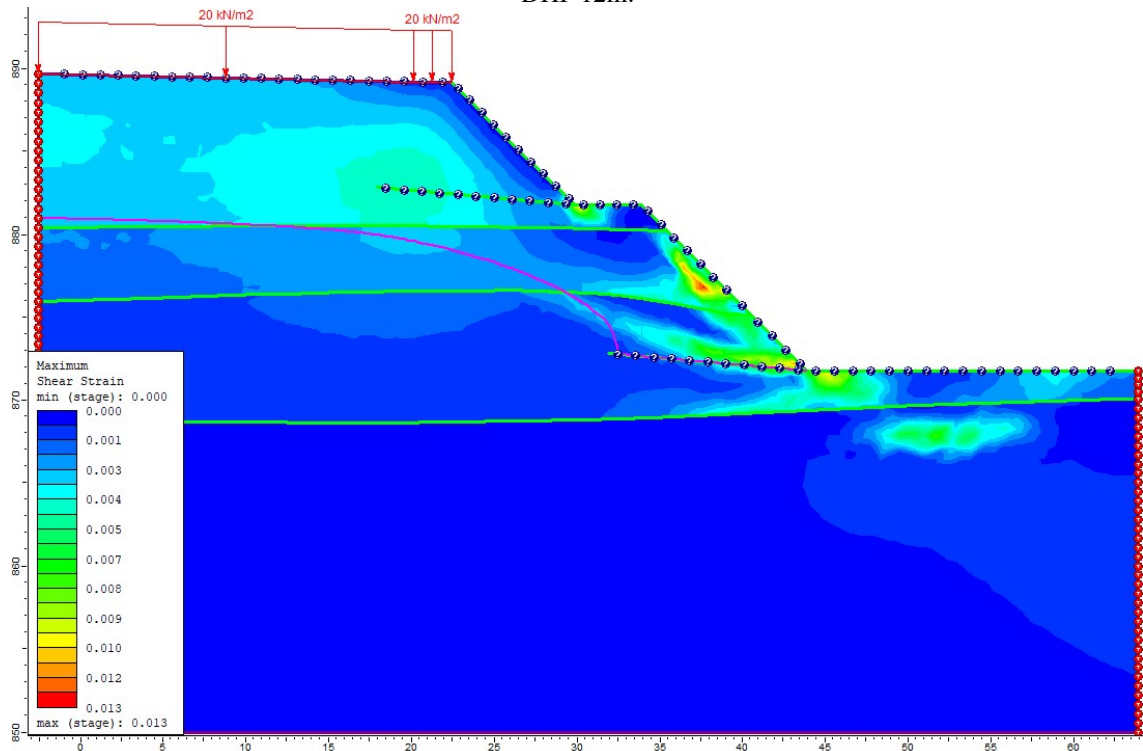
Fonte: Do autor.

Figura 69 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

Figura 70 - Deformações cisalhantes máximas - Estágio 30 – Dia 91 – Sobrecarga, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

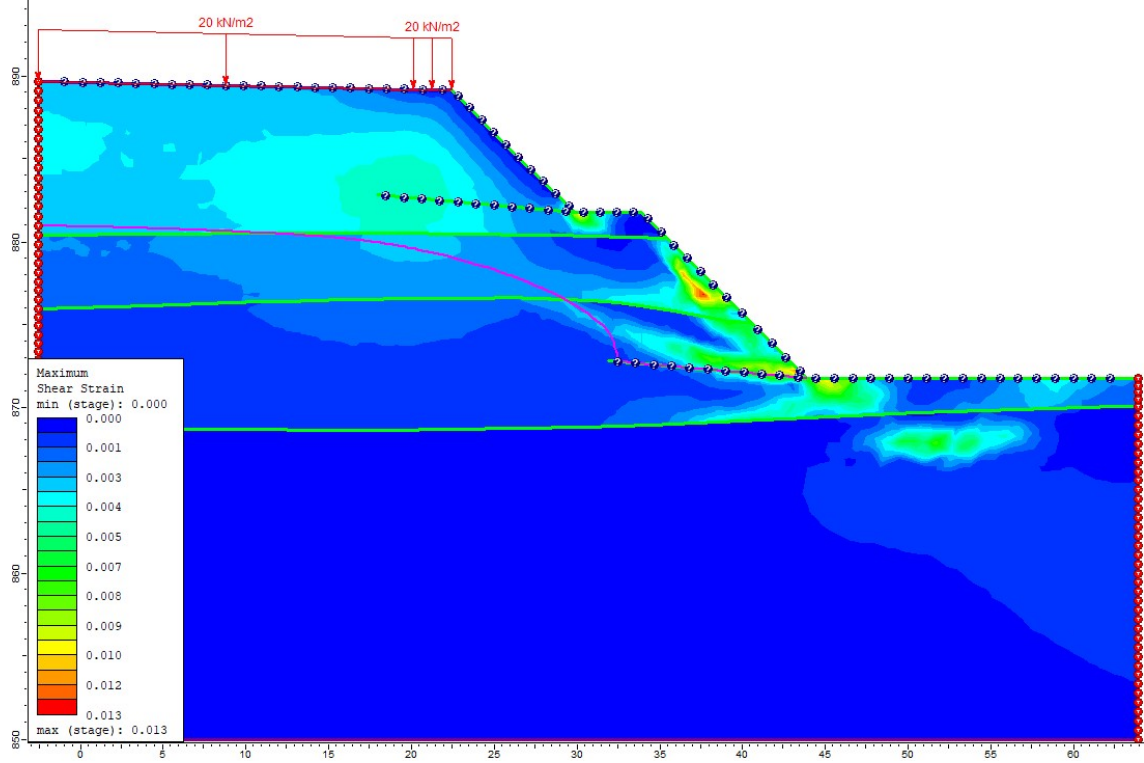
As deformações cisalhantes constituem um parâmetro essencial para a avaliação do comportamento mecânico de taludes submetidos a processos de escavação, uma vez que estão diretamente associadas à mobilização da resistência ao cisalhamento do maciço e à identificação de possíveis mecanismos de instabilidade (Duncan, 1996, Griffiths e Lane, 1999). No modelo analisado, a redistribuição do estado de tensões decorrente da escavação resultou no desenvolvimento de deformações cisalhantes ao longo do talude, permitindo uma leitura mais detalhada da resposta do solo frente ao alívio de tensões.

Os resultados obtidos entre Figura 68 a Figura 73, indicaram que as deformações cisalhantes permaneceram inferiores a 2% em toda a extensão do modelo. Esses valores relativamente baixos sugerem que, apesar das alterações no campo de tensões e dos deslocamentos observados, a resistência ao cisalhamento do solo não foi significativamente mobilizada. Esse comportamento indica que o maciço se manteve, de forma geral, em um regime predominantemente elástico ou de deformações moderadas, sem a formação de zonas bem definidas de cisalhamento intenso associadas a superfícies potenciais de ruptura.

Conforme a Figura 65 a Figura 71, a distribuição espacial das deformações cisalhantes observadas reforça a interpretação de um comportamento estável do talude no contexto das condições analisadas. A ausência de concentrações expressivas de deformação ao longo de faixas contínuas do maciço indica que não houve a evolução de mecanismos de ruptura progressiva, mesmo após a redistribuição de tensões imposta pela escavação. Esse resultado é particularmente relevante, pois evidencia que o nível de deformação interna permaneceu compatível com a capacidade resistente do solo adotada no modelo.

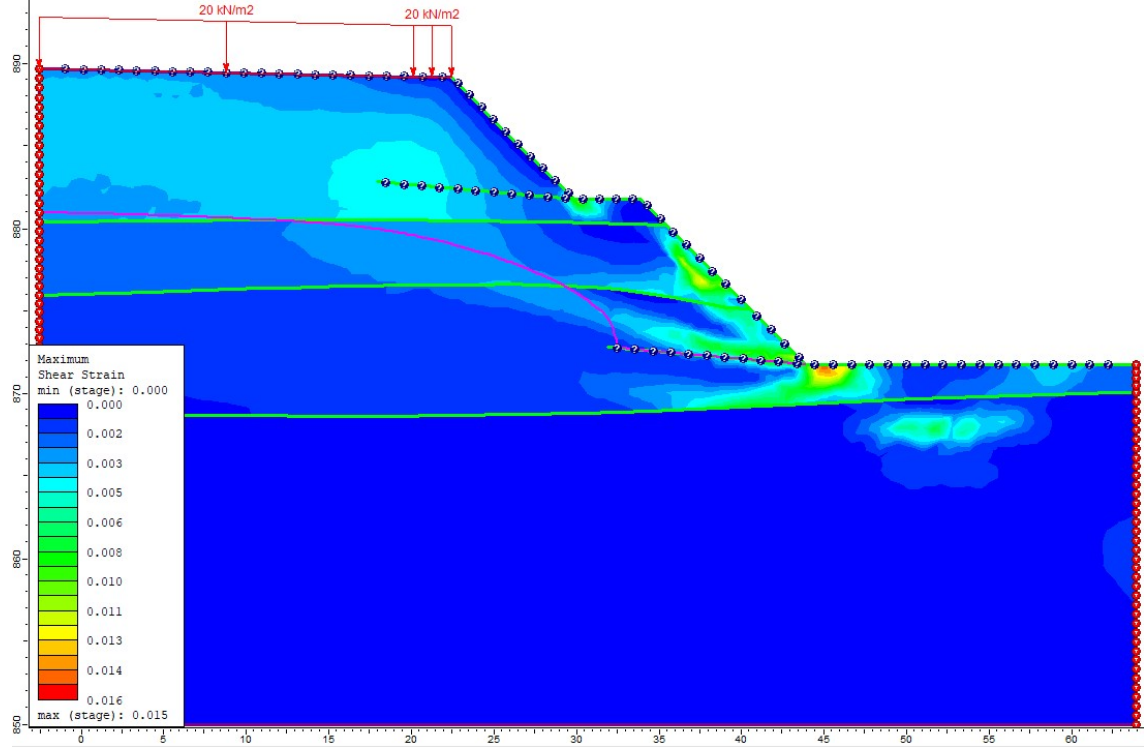
Dessa forma, a constatação de deformações cisalhantes inferiores a 2% no modelo analisado constitui um indicativo favorável do ponto de vista da estabilidade do talude. Esses resultados contribuem para a validação das condições de segurança consideradas na análise e reforçam a importância da avaliação conjunta de deslocamentos, tensões e deformações internas para uma interpretação consistente do desempenho de taludes escavados.

Figura 71 - Deformações cisalhantes máximas – SRF=1,00, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



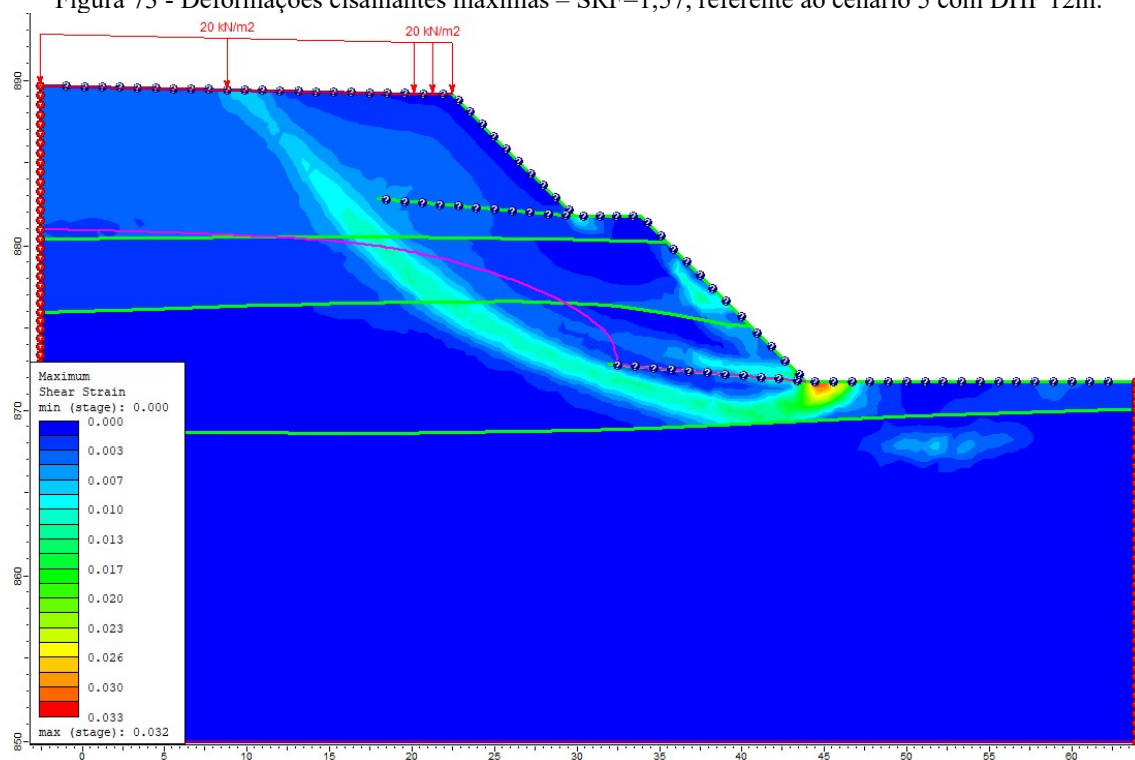
Fonte: Do autor.

Figura 72 - Deformações cisalhantes máximas – SRF=1,50, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

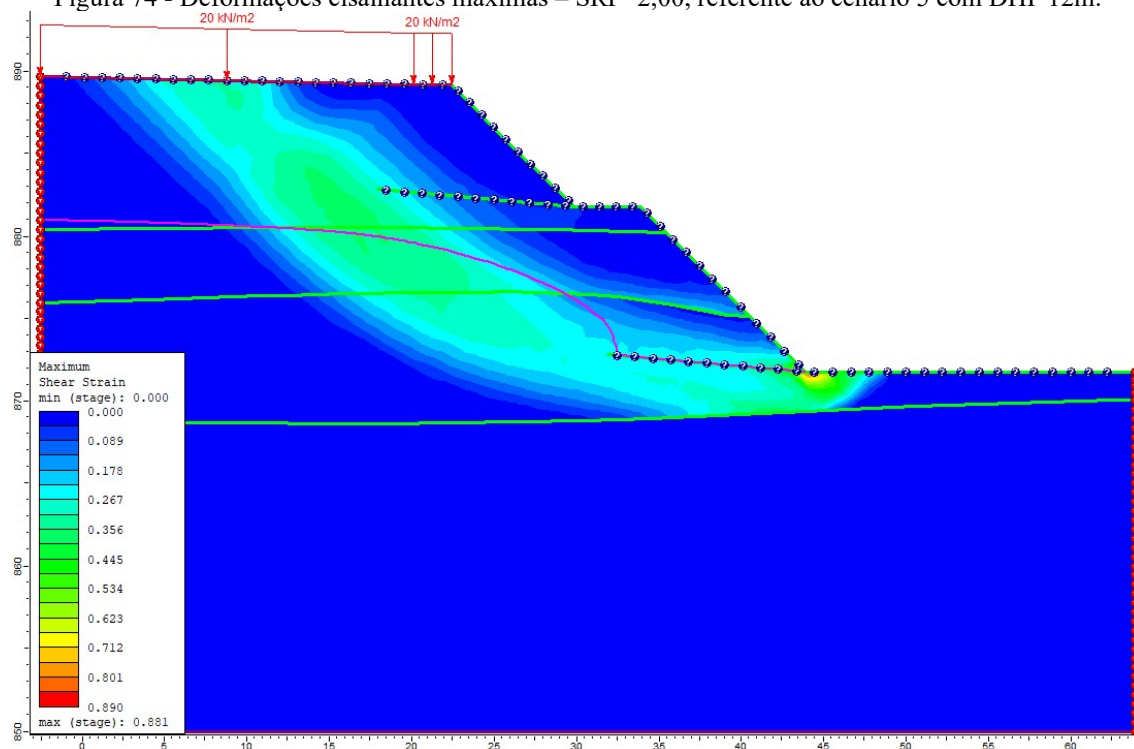
Figura 73 - Deformações cisalhantes máximas – SRF=1,57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

As deformações máximas cisalhantes, identificadas na Figura 73, indicam alinhamento (bandas) no sentido de uma cunha de ruptura crítica, ao longo do maciço de solo, por trás dos taludes escavados. As bandas de cisalhamento podem ser comparadas com as cunhas de rupturas globais, por onde ocorre o cisalhamento do talude.

Figura 74 - Deformações cisalhantes máximas – SRF=2,00, referente ao cenário 5 com DHP 12m.

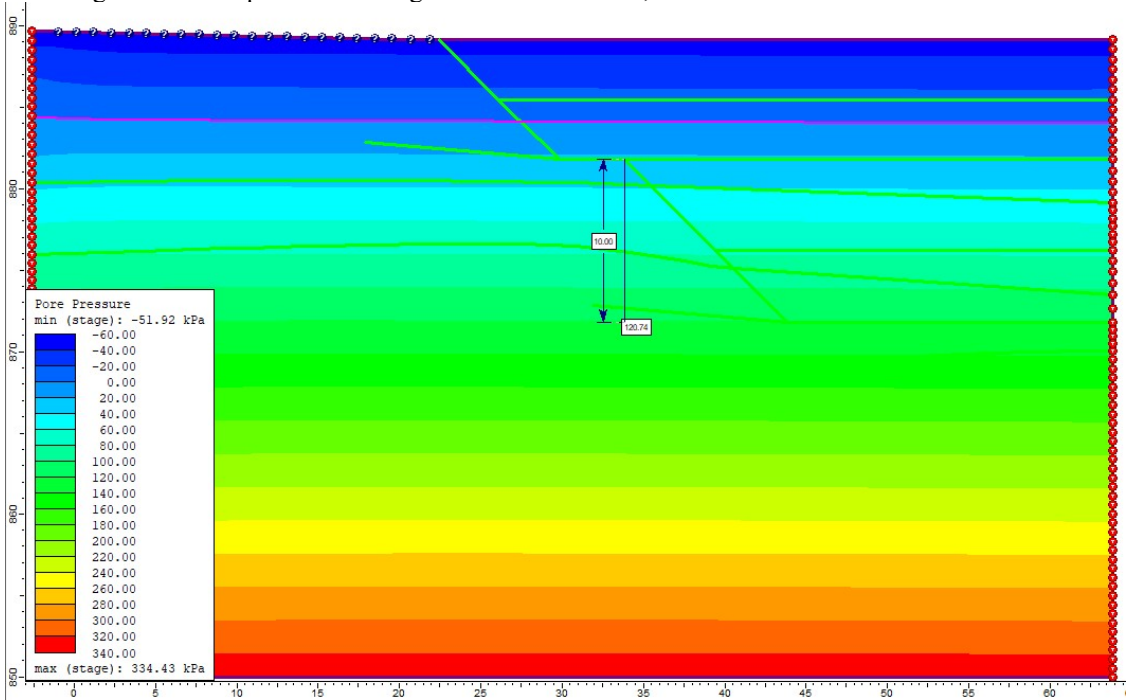


Fonte: Do autor.

4.1.6. Poropressões

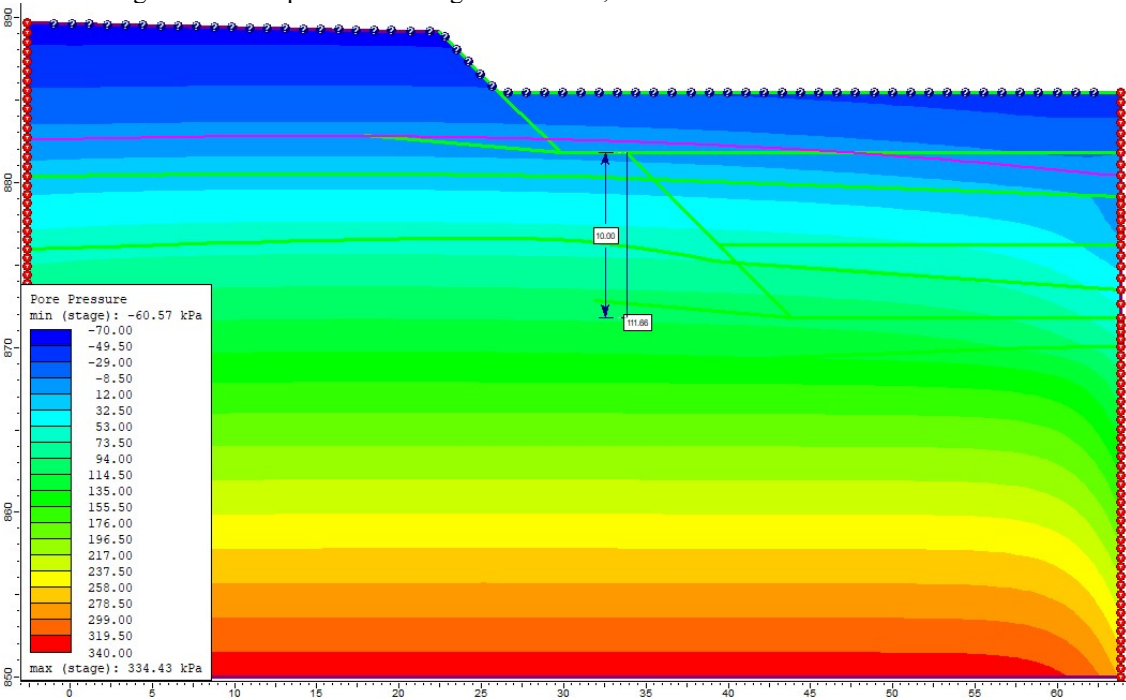
A análise das poropressões foi fundamental para compreender o comportamento hidráulico do talude e sua influência direta na estabilidade global do maciço. Como as tensões efetivas são definidas pela diferença entre as tensões totais e a poropressão, a variação da a variação das poropressões altera diretamente a resistência ao cisalhamento do solo (Guidicini 1984) . Assim, a avaliação das poropressões permitiu verificar a eficiência dos drenos horizontais profundos no rebaixamento do nível freático na dissipação das pressões e na consequente elevação das tensões efetivas. A comparação entre os diferentes comprimentos de drenagem evidenciou a relação entre o controle hidráulico e a melhoria das condições de estabilidade do talude.

Figura 75 - Poropressões – Estágio 1 – Dia 0 – In situ, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



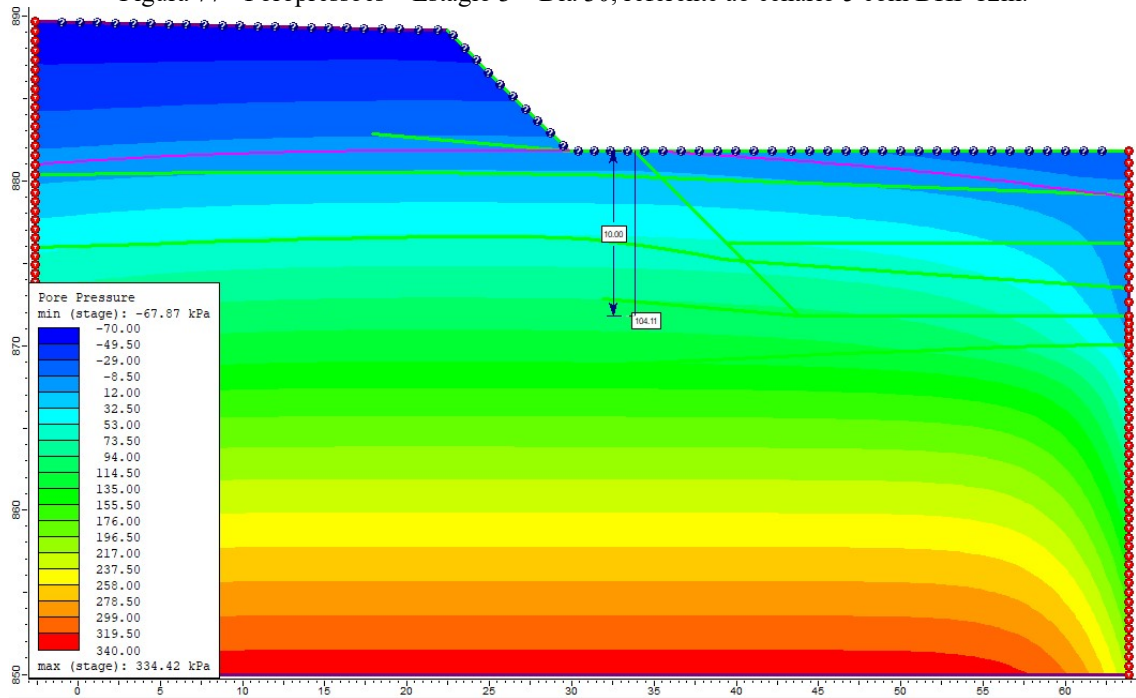
Fonte: Do autor.

Figura 76 - Poropressões – Estágio 2 – Dia 15, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



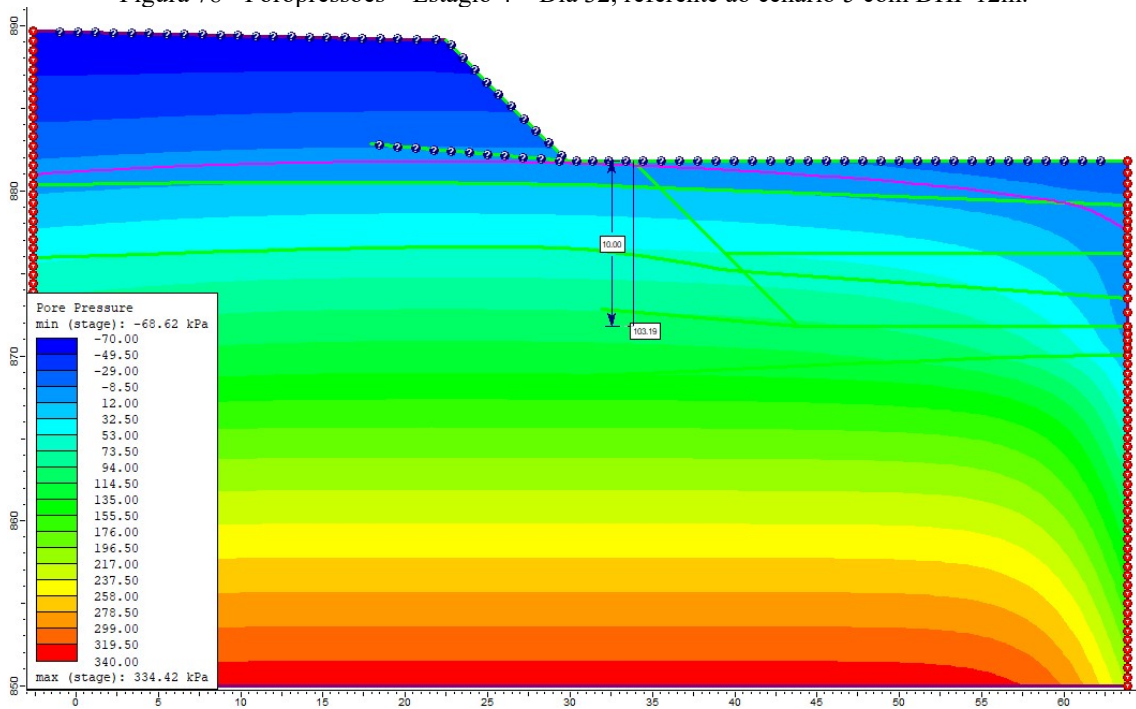
Fonte: Do autor.

Figura 77 - Poropressões – Estágio 3 – Dia 30, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



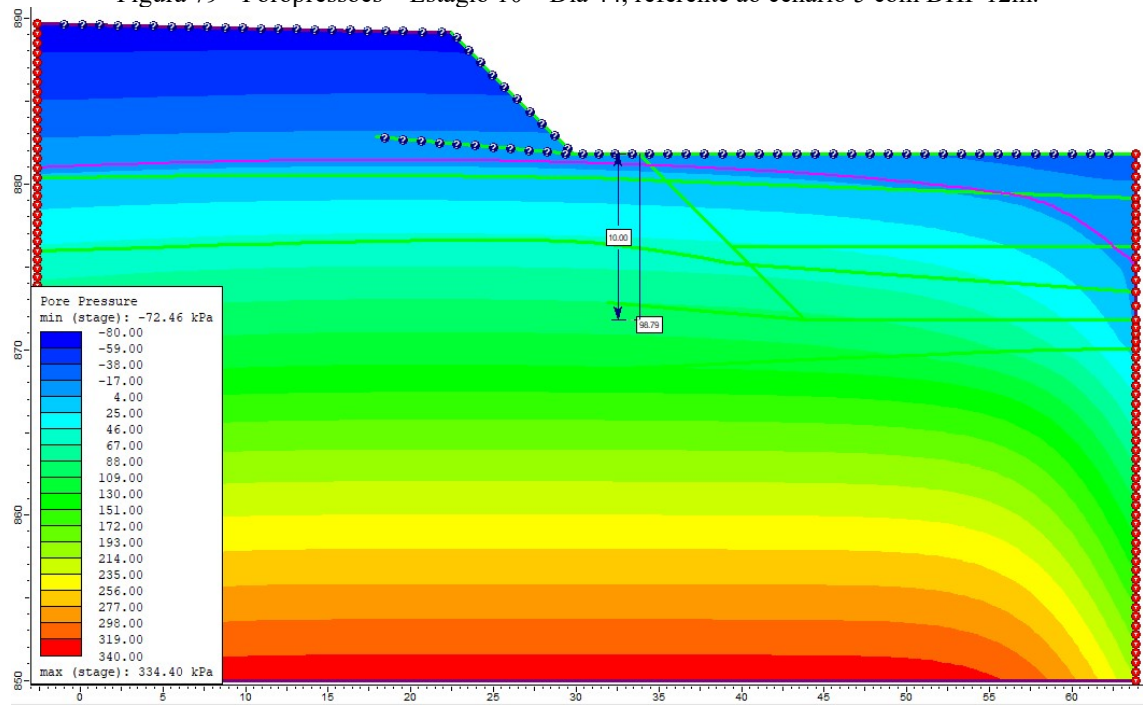
Fonte: Do autor.

Figura 78 - Poropressões – Estágio 4 – Dia 32, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



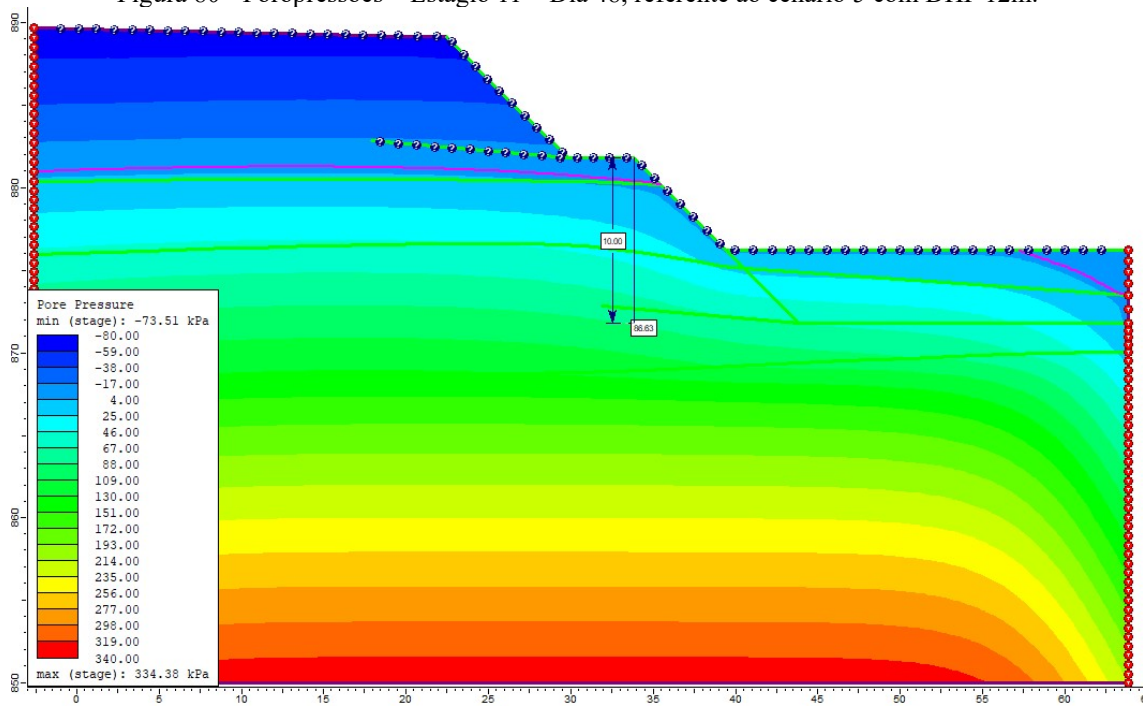
Fonte: Do autor.

Figura 79 - Poropressões – Estágio 10 – Dia 44, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



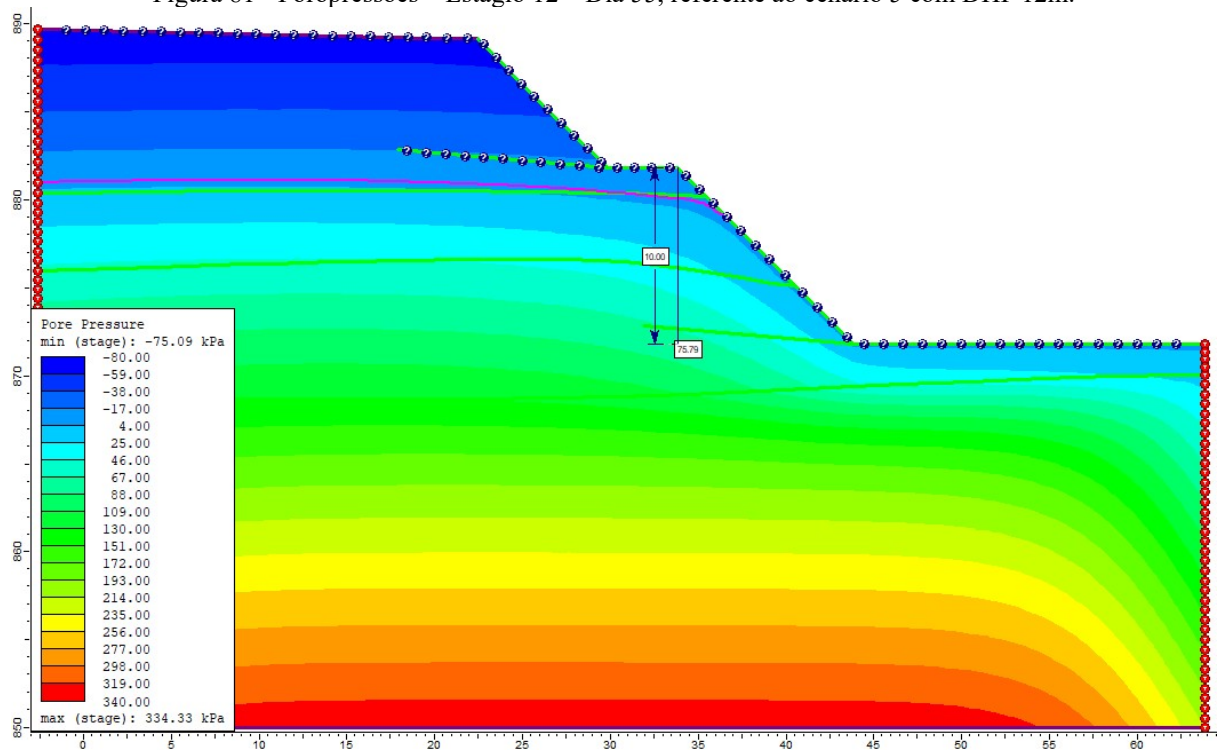
Fonte: Do autor.

Figura 80 - Poropressões – Estágio 11 – Dia 48, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



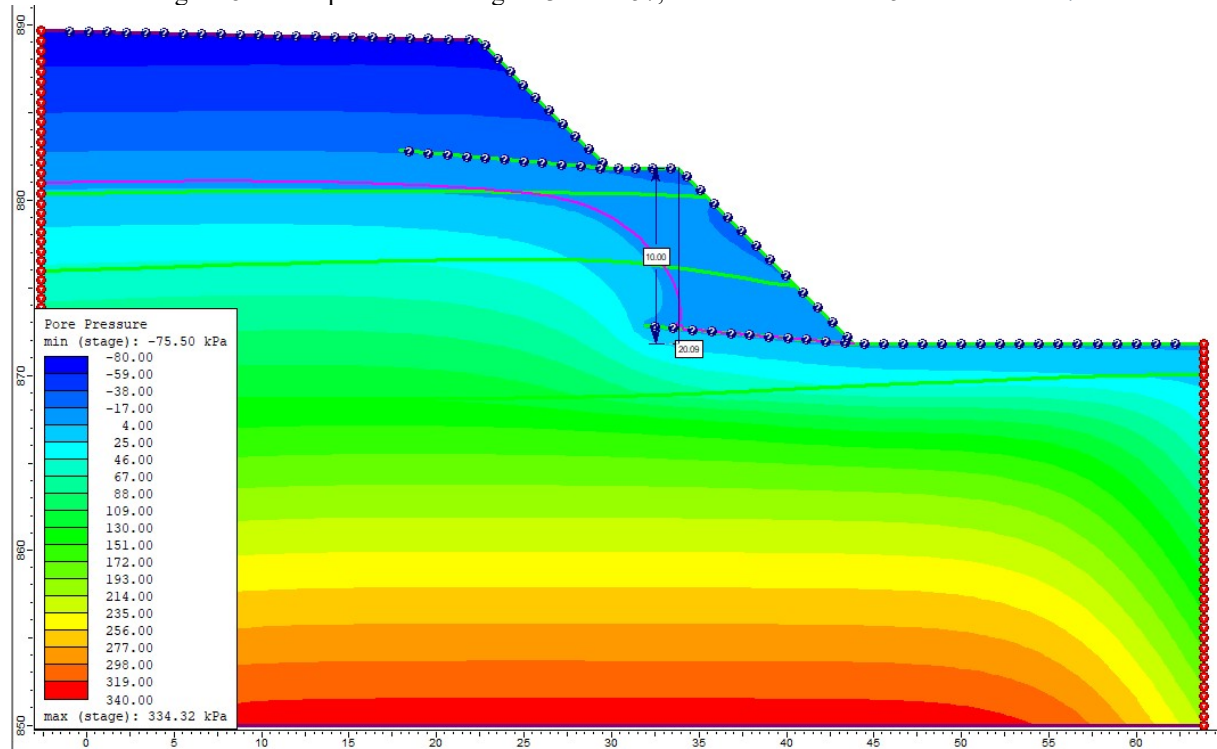
Fonte: Do autor.

Figura 81 - Poropressões – Estágio 12 – Dia 55, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



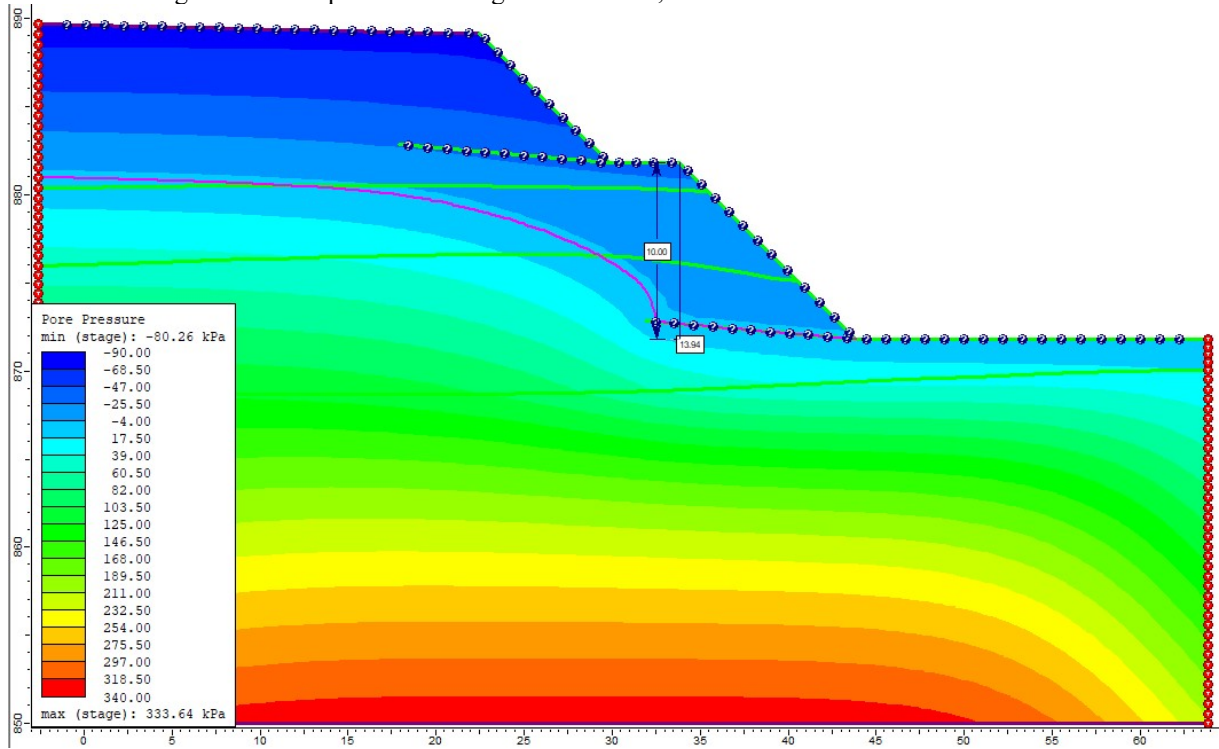
Fonte: Do autor.

Figura 82 - Poropressões – Estágio 13 – Dia 57, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



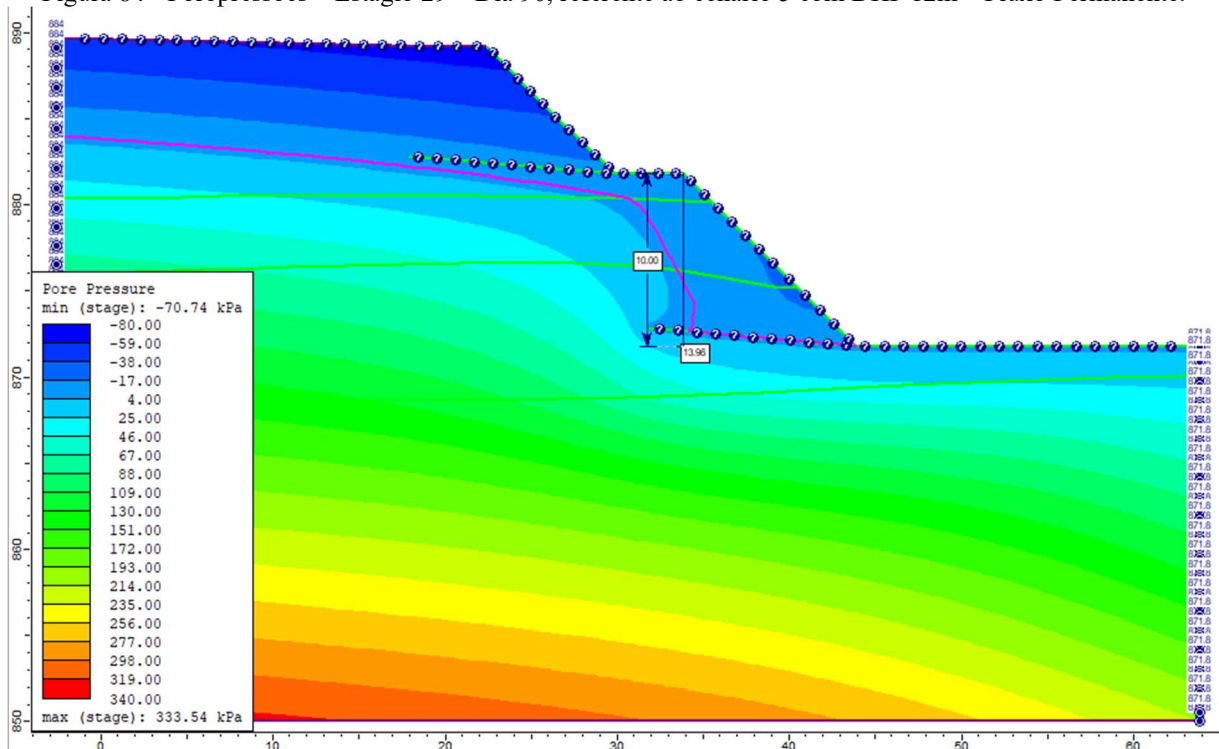
Fonte: Do autor.

Figura 83 - Poropressões – Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

Figura 84 - Poropressões – Estágio 29 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m – Fluxo Permanente.



Fonte: Do autor.

A análise dos estágios do modelo numérico (Figura 75 a Figura 83) permitiu avaliar de forma detalhada a evolução das poropressões ao longo do processo de drenagem e sua influência no estado de tensões do talude. No estágio 0, correspondente à condição *in situ*, o maciço apresentava um campo de poropressões elevado e relativamente homogêneo, com valores máximos da ordem de 334 kPa. Essa condição inicial reflete a presença significativa de água nos vazios do solo, fazendo com que parcela relevante das tensões totais fosse suportada pela poropressão, resultando em menores níveis de tensão efetiva.

Com a introdução dos drenos horizontais profundos (DHPs) no modelo e a adoção de um estágio subsequente no qual se permitiu a drenagem do maciço ao longo do tempo, observou-se uma redução progressiva das poropressões. Esse efeito foi particularmente evidente nas regiões próximas à face do talude, onde os valores de poropressão diminuíram para a ordem de 20 kPa. Em alguns pontos, sobretudo nas camadas mais superficiais e adjacentes à face escavada, foram observados valores negativos de poropressão, caracterizando a formação de sucção no solo.

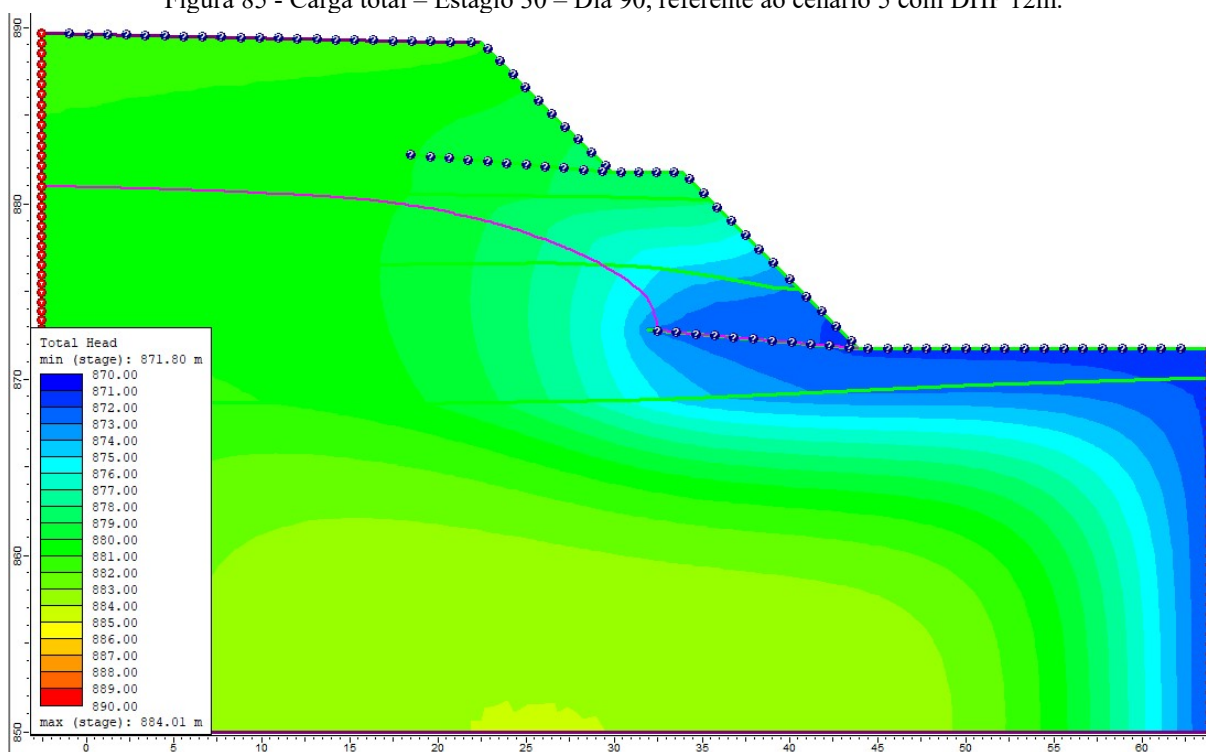
A ocorrência de poropressões negativas indica o desenvolvimento de tensões de sucção, frequentemente interpretadas como uma forma de coesão aparente. Esse fenômeno contribui para o aumento da resistência ao cisalhamento do solo, uma vez que a sucção atua de forma semelhante a um incremento na tensão efetiva, reforçando a capacidade resistente do maciço (Das, 2016). No contexto do modelo analisado, a presença de poropressões negativas nas proximidades da face do talude representa um mecanismo adicional favorável à estabilidade, especialmente em associação com a redução geral das poropressões promovida pelos DHPs.

A dissipação das poropressões ao longo do tempo resultou, portanto, em um aumento significativo das tensões efetivas no maciço, em conformidade com o princípio das tensões efetivas. Esse comportamento evidencia a eficácia dos DHPs como medida de controle hidráulico, promovendo condições mais drenadas e mecanicamente mais favoráveis ao desempenho do talude. Assim, a comparação entre o estágio inicial *in situ*, com poropressões da ordem de 334 kPa, e os estágios drenados, com valores reduzidos para cerca de 20 kPa e até negativos na face do talude, demonstra de forma clara o impacto da drenagem profunda na melhoria das condições de estabilidade do modelo analisado.

4.1.7. Carga total

A análise da carga total d'água foi realizada com o objetivo de avaliar o potencial hidráulico no interior do maciço e sua influência na distribuição das poropressões ao longo do talude. O acompanhamento dos contornos de carga total permitiu interpretar o gradiente hidráulico estabelecido no maciço, identificar a direção preferencial de fluxo e verificar a eficiência dos drenos horizontais profundos na redução do potencial hidráulico e no rebaixamento da linha freática. Essa análise foi essencial para compreender o comportamento acoplado entre o regime de fluxo e a resposta mecânica do talude.

Figura 85 - Carga total – Estágio 30 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

A análise da carga total d'água no modelo numérico (Figura 85), permitiu avaliar a coerência do regime hidráulico representado e verificar a adequação da simulação dos processos de drenagem associados à inserção dos drenos horizontais profundos (DHPs). A distribuição da carga hidráulica total mostrou-se consistente com os princípios do escoamento subterrâneo, evidenciando que o fluxo de água ocorre no sentido de redução da carga hidráulica, o que constitui um indicativo importante da confiabilidade do modelo adotado.

No modelo analisado na Figura 85 observou-se que a carga hidráulica na região dos DHPs atingiu valores da ordem de 872 m, enquanto nas regiões externas à face do talude os valores de carga d'água se mantiveram mais elevados, da ordem de 882 m. Essa diferença de aproximadamente 10 m de carga hidráulica estabelece um gradiente bem definido, orientando o fluxo de água em direção aos drenos. Esse comportamento evidencia uma tendência clara de drenagem do maciço para os DHPs, confirmando que os dispositivos foram corretamente representados do ponto de vista hidráulico no modelo numérico.

A configuração observada do campo de cargas hidráulicas indica que os DHPs atuam como zonas de menor potencial hidráulico, promovendo a captação da água presente no maciço e favorecendo a dissipação das poropressões ao longo do tempo. A redução da carga hidráulica nas proximidades dos drenos reflete diretamente a eficiência do sistema de drenagem em induzir o escoamento da água a partir das regiões de maior carga, localizadas fora da face do talude, em direção às regiões de menor carga associadas aos DHPs.

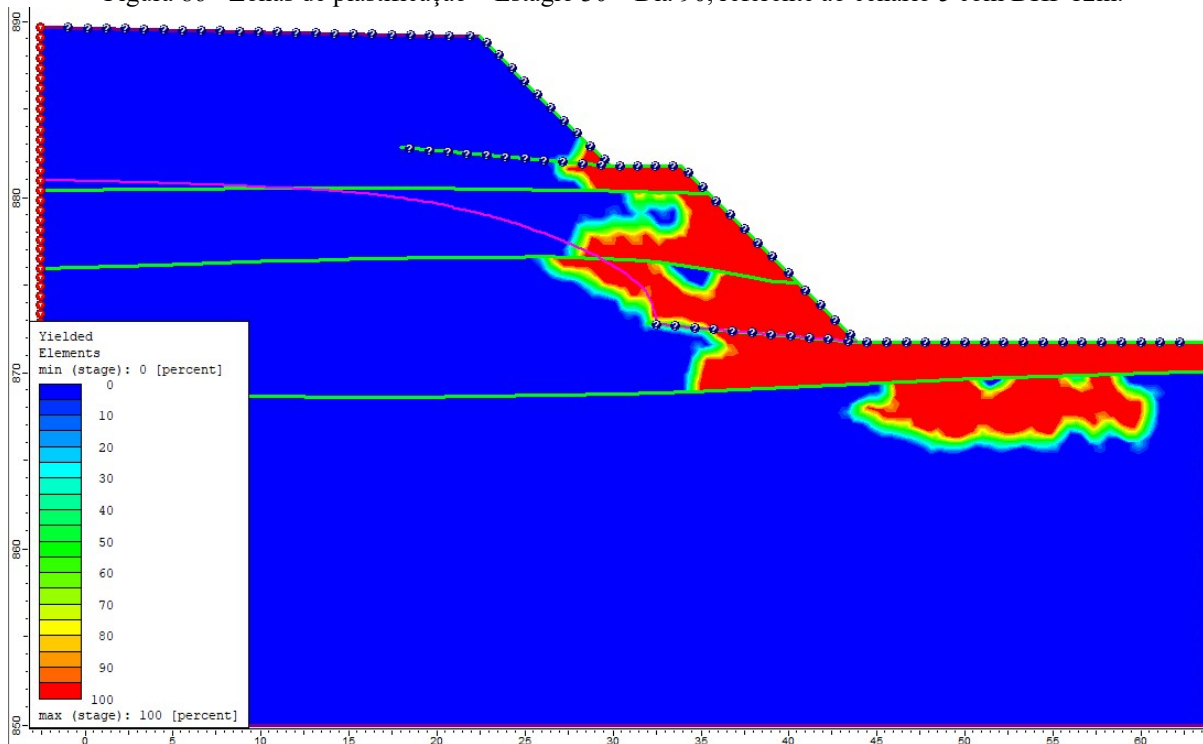
Dessa forma, a análise da carga total d'água reforça a coerência física do modelo numérico, uma vez que a direção e a magnitude do fluxo hidráulico estão de acordo com o comportamento esperado para um talude dotado de drenagem profunda. A diferença entre as cargas hidráulicas observadas, com valores da ordem de 882 m afastados da face e 872 m na região dos DHPs, demonstra que o modelo é capaz de reproduzir adequadamente o efeito da drenagem no regime hidráulico do maciço, contribuindo para uma representação mais realista das condições de estabilidade do talude analisado.

4.1.8. Zonas de Plastificação

A análise das zonas de plastificação foi conduzida com o objetivo de identificar as regiões do maciço que atingiram o critério de ruptura adotado no modelo constitutivo, indicando a mobilização plena da resistência ao cisalhamento do solo. A formação de zonas plásticas representa a transição do comportamento elástico para o regime plástico, sinalizando a aproximação ou o desenvolvimento de superfícies potenciais de ruptura. Dessa forma, a avaliação da extensão e da distribuição espacial dessas zonas ao longo das etapas construtivas e dos diferentes comprimentos de drenos permitiu interpretar a evolução do mecanismo de

instabilidade, bem como verificar a influência da dissipação das poropressões na redução da plastificação e na melhoria da estabilidade global do talude.

Figura 86 - Zonas de plastificação – Estágio 30 – Dia 90, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

De acordo com a Figura 86, a análise das zonas de plastificação no modelo numérico permitiu identificar de forma clara as regiões do maciço onde o estado de tensões ultrapassou o regime elástico, resultando na mobilização parcial da resistência ao cisalhamento do solo. No modelo analisado, observou-se que as zonas de plastificação concentram-se predominantemente na face do talude inferior, indicando que essa região é a mais solicitada do ponto de vista mecânico após o processo de escavação e a redistribuição das tensões.

A Figura 86 mostra a concentração das zonas plastificadas na face do talude inferior está diretamente associada à redução do confinamento lateral provocada pela escavação, bem como aos maiores gradientes de tensões desenvolvidos nessa região, fenômeno amplamente descrito em análises numéricas de taludes escavados (Griffiths e Lane, 1999). Esse comportamento sugere que o maciço próximo à face do talude atua como uma zona de acomodação das deformações, onde ocorre a mobilização progressiva da resistência ao cisalhamento. No entanto, a plastificação observada permanece localizada, não se estendendo de forma contínua

para o interior do maciço, o que indica a ausência de uma superfície de ruptura global bem definida (Duncan, 1996).

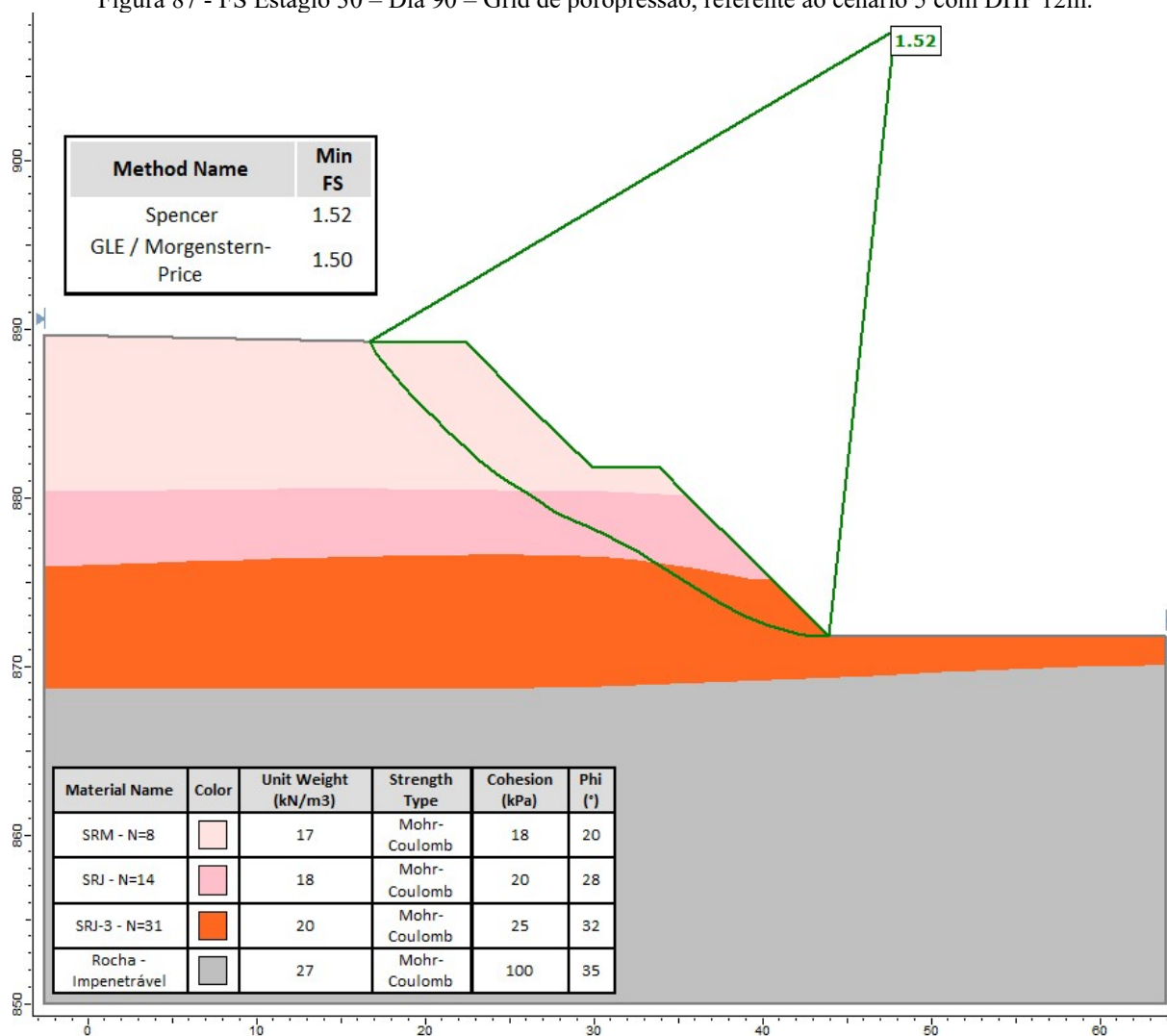
A distribuição das zonas de plastificação observada no modelo (Figura 86) é coerente com os padrões de deslocamentos e deformações previamente analisados, especialmente com a concentração de deslocamentos na região da face escavada. Essa correlação reforça a consistência do modelo numérico, uma vez que as regiões plastificadas coincidem com as áreas de maior solicitação mecânica, conforme esperado do ponto de vista físico.

Dessa forma, a presença de zonas de plastificação restritas à face do talude inferior pode ser interpretada como um indicativo de mobilização localizada da resistência do solo, sem comprometimento da estabilidade global do talude nas condições analisadas. Esse resultado é relevante para a avaliação do desempenho do modelo, pois evidencia que, embora ocorram deformações permanentes em regiões específicas, o comportamento geral do maciço permanece controlado, contribuindo para a compreensão dos mecanismos atuantes e para a validação das condições de segurança adotadas na análise.

4.2. ANÁLISE POR EQUILÍBRIO LIMITE

A análise por equilíbrio limite foi realizada com o objetivo de avaliar a estabilidade global do talude a partir da relação entre as forças resistentes e as forças solicitantes ao longo de uma superfície potencial de ruptura (Gerscovish, 2016). Esse método baseia-se na hipótese de equilíbrio estático do maciço, considerando diferentes formulações clássicas para a determinação do fator de segurança, como os métodos de Bishop, Janbu e Morgenstern-Price. A aplicação da análise por equilíbrio limite permitiu comparar os diferentes cenários de drenagem quanto ao fator de segurança obtido, verificando a influência da redução das poropressões no aumento da resistência mobilizada e na melhoria da condição de estabilidade da encosta. Na figura Figura 87 é mostrado apenas a análise para o cenário final.

Figura 87 - FS Estágio 30 – Dia 90 – Grid de poropressão, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

A avaliação da segurança de taludes por meio de diferentes abordagens analíticas constitui uma etapa fundamental na validação dos resultados obtidos e na compreensão do comportamento global do maciço. Neste contexto, a comparação entre o método do *Strength Reduction Factor* (SRF), aplicado em análises numéricas, e o método do fator de segurança (FS), baseado no equilíbrio limite, permite uma análise crítica e complementar das condições de estabilidade do talude.

No método do SRF, a segurança do talude é avaliada a partir da redução progressiva dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, notadamente a coesão e o ângulo de atrito interno, até que o modelo atinja uma condição de instabilidade numérica ou não convergência. O valor do SRF correspondente a essa condição crítica representa, portanto, uma medida direta

da margem de segurança do talude, uma vez que indica o fator pelo qual os parâmetros resistentes podem ser reduzidos antes da ocorrência da ruptura. Essa abordagem apresenta a vantagem de considerar de forma explícita a redistribuição de tensões, os mecanismos de deformação e o desenvolvimento de zonas de plastificação no maciço.

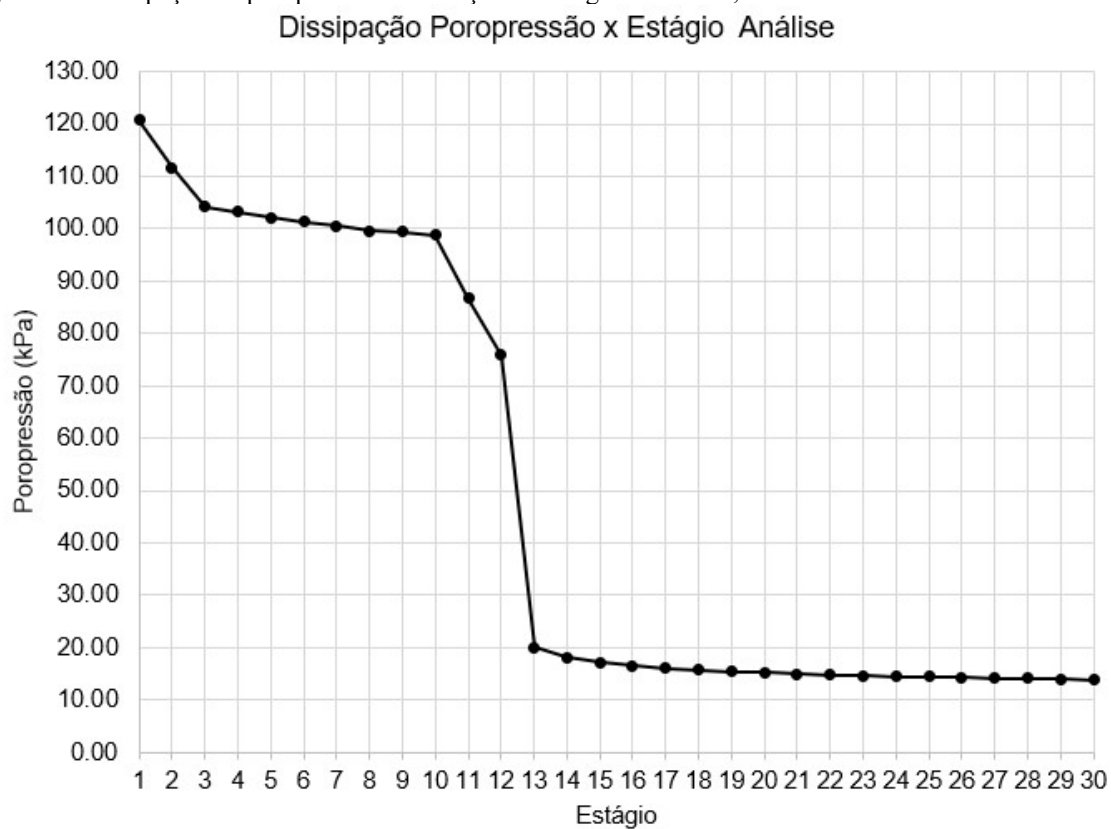
Por outro lado, o método do equilíbrio limite fornece o fator de segurança (FS) a partir da comparação entre as forças resistentes e as forças solicitantes ao longo de superfícies potenciais de ruptura previamente definidas ou pesquisadas. Trata-se de uma abordagem amplamente consolidada na prática geotécnica, que permite uma avaliação direta da estabilidade global do talude, porém baseada em hipóteses simplificadoras quanto à distribuição de tensões e ao comportamento do material, não contemplando de forma explícita os processos deformacionais.

4.3. TENSÃO DEFORMAÇÃO X EQUILÍBRIO LIMITE

No presente estudo, os resultados obtidos para o estágio final do talude indicaram um valor de SRF igual a 1,56, enquanto a análise pelo método do equilíbrio limite resultou em um fator de segurança FS igual a 1,52. A proximidade entre esses valores evidencia uma elevada coerência entre as duas metodologias, sugerindo que o modelo numérico adotado é representativo do comportamento global do talude e que as hipóteses empregadas na análise por equilíbrio limite são compatíveis com as condições simuladas numericamente. A diferença relativamente pequena entre os valores de SRF e FS pode ser atribuída às particularidades de cada método. Enquanto o SRF incorpora de forma mais completa os efeitos da redistribuição de tensões, da plastificação localizada e das condições hidráulicas internas do maciço, o método do equilíbrio limite fornece uma avaliação mais global, baseada no balanço estático de forças. Ainda assim, a concordância observada reforça a confiabilidade dos resultados e indica que o talude apresenta uma margem de segurança adequada nas condições analisadas.

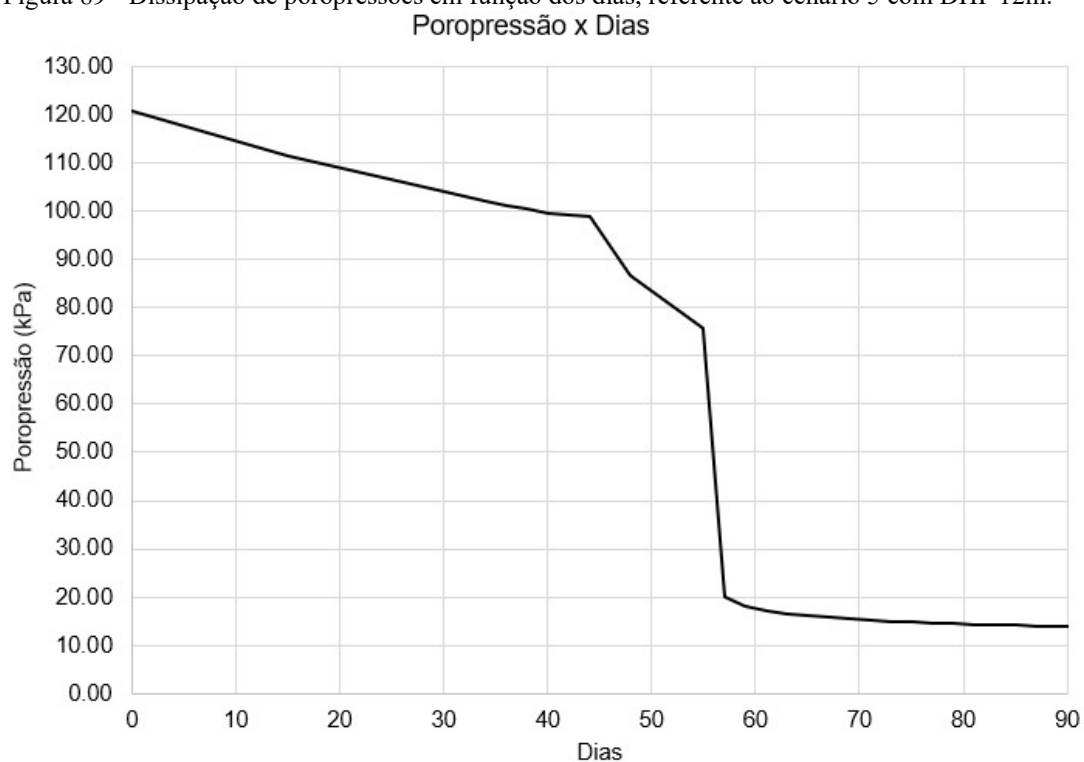
Dessa forma, a comparação entre o SRF obtido por análise numérica e o FS determinado pelo método do equilíbrio limite constitui um importante elemento de validação cruzada dos resultados. Os valores de 1,56 e 1,52, respectivamente, indicam que ambos os métodos convergem para uma interpretação consistente do nível de segurança do talude no estágio final, reforçando a robustez das conclusões relativas à sua estabilidade.

Figura 88 - Dissipação de poropressões em função do estágio de análise, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

Figura 89 - Dissipação de poropressões em função dos dias, referente ao cenário 5 com DHP 12m.



Fonte: Do autor.

As imagens dos gráficos apresentadas na Figura 88 e Figura 89, ilustram de forma clara a evolução da dissipação das poropressões ao longo dos estágios de análise do modelo, os quais representam a progressão temporal do problema, associada à execução das etapas construtivas ao longo dos dias. Observa-se que, nos estágios iniciais, há uma redução gradual das poropressões, indicando um processo de ajuste hidráulico relativamente lento, compatível com um regime de drenagem ainda pouco favorecido pelas condições geométricas e hidráulicas do talude.

Até aproximadamente o estágio 10, a poropressão decresce de maneira suave, passando de valores da ordem de 120 kPa para cerca de 100 kPa. Esse comportamento sugere que, embora haja dissipação, o caminho de escoamento da água ainda é relativamente restrito, mantendo níveis elevados de poropressão no maciço. Nesse intervalo, o nível d'água permanece mais elevado, e o fluxo transiente ocorre de forma limitada, sem a formação de trajetórias preferenciais bem definidas.

A partir do estágio 10, observa-se uma queda mais acentuada das poropressões, coincidindo com a escavação do segundo talude. Essa etapa representa um marco importante no comportamento hidráulico do modelo, uma vez que a nova geometria imposta pela escavação promove uma redução significativa do comprimento do caminho de drenagem e altera de forma relevante o gradiente hidráulico. Em termos físicos, a escavação cria uma superfície livre adicional, favorecendo o desenvolvimento de trajetórias preferenciais de fluxo.

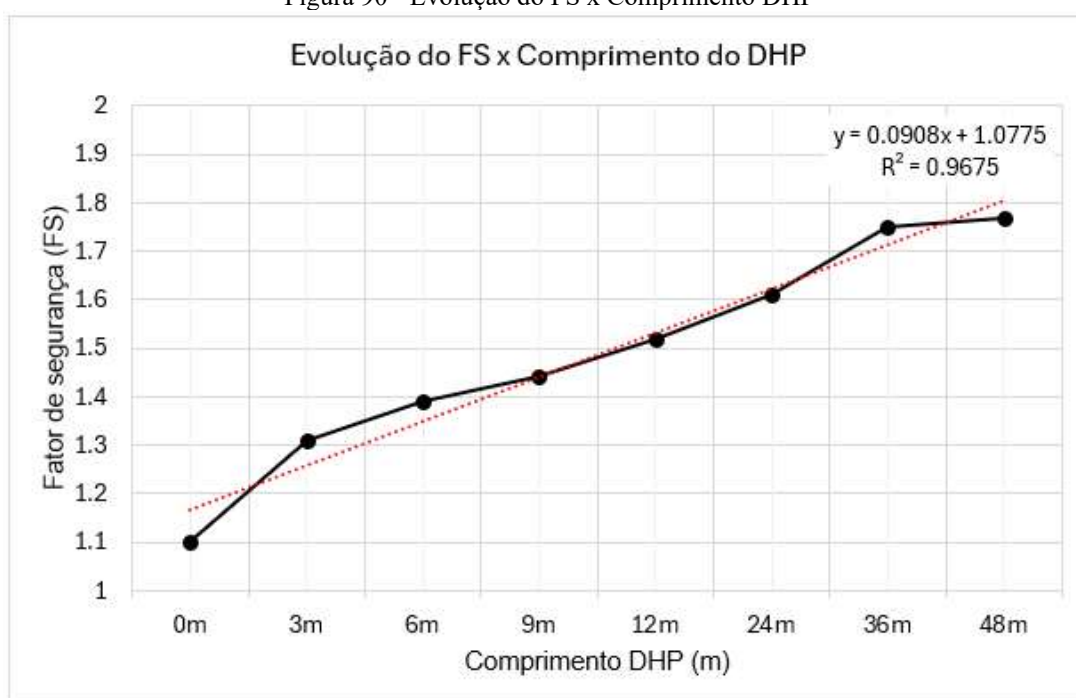
Nesse contexto, o fluxo transiente passa a ocorrer a partir de níveis mais elevados, com o nível d'água inicialmente em torno da elevação 884, escoando em direção às regiões mais baixas associadas à escavação, que avança até a elevação 871, atravessando a cota intermediária de 876. Essa diferença de cotas estabelece um gradiente hidráulico mais pronunciado, o que explica a dissipação abrupta das poropressões observada entre os estágios 10 e 13, quando os valores caem rapidamente para a ordem de 20 kPa.

Após esse estágio de dissipação mais intensa, o gráfico indica uma tendência de estabilização das poropressões, com reduções mais discretas ao longo dos estágios subsequentes. Esse comportamento sugere que o sistema passa a se aproximar de uma condição quase estacionária, na qual grande parte da água já foi drenada e o maciço atinge um novo estado de equilíbrio hidráulico. A partir desse ponto, as variações de poropressão tornam-se

menores, refletindo a eficiência do caminho de drenagem estabelecido após a escavação do segundo talude.

Dessa forma, o gráfico evidencia de maneira consistente a relação entre a evolução geométrica do talude, o avanço temporal das etapas de análise e o comportamento hidráulico do maciço. A queda acentuada das poropressões após o estágio 10 confirma que a escavação do segundo talude desempenha papel fundamental na intensificação da drenagem, validando a coerência do modelo em representar adequadamente os mecanismos de fluxo transiente e dissipação de poropressão ao longo do tempo, mostrando claramente a eficiência do uso dos DHPs na dissipação das poropressões e por consequência melhorando sua estabilidade.

Figura 90 - Evolução do FS x Comprimento DHP



Fonte: Do autor.

O gráfico apresentado na Figura 90 e Figura 90 demonstra a evolução do fator de segurança (FS) em função do comprimento dos drenos horizontais profundos (DHPs), evidenciando de forma clara a influência positiva do aumento do comprimento dos drenos na estabilidade do talude. Observa-se que, à medida que o comprimento do DHP é ampliado,

ocorre um incremento progressivo do FS, refletindo a redução das poropressões e o consequente aumento das tensões efetivas no maciço.

Os pontos experimentais indicam um crescimento quase linear do fator de segurança para os comprimentos analisados, comportamento que é reforçado pela reta de tendência ajustada aos dados. A equação da regressão linear, dada por $y = 0,0908x + 1,0775$, apresenta coeficiente de determinação $R^2 = 0,9675$, o que indica uma forte correlação entre o comprimento do DHP e o FS obtido. Esse elevado valor de R^2 demonstra que a variação do comprimento dos drenos explica de forma significativa o aumento do fator de segurança do talude no intervalo estudado.

Nota-se que os maiores ganhos relativos de FS ocorrem nos primeiros incrementos de comprimento dos DHPs, especialmente ao se comparar o cenário sem drenagem com os comprimentos iniciais. Para comprimentos mais elevados, embora o FS continue aumentando, observa-se uma tendência de redução no ganho incremental, indicando que, a partir de determinado comprimento, os benefícios adicionais da drenagem tornam-se progressivamente menores. Esse comportamento sugere a existência de um comprimento ótimo de dreno, a partir do qual o aumento da eficiência hidráulica não se traduz em ganhos proporcionais de estabilidade.

Além disso, observa-se que, para comprimentos superiores a aproximadamente 36 m, o gráfico tende a assumir comportamento assintótico horizontal. Nessa faixa, o acréscimo do comprimento do DHP não resulta em aumentos relevantes do fator de segurança, indicando que o sistema já se aproxima de sua condição limite de eficiência hidráulica. Em termos físicos, isso significa que a maior parte das poropressões críticas já foi dissipada, e o prolongamento adicional do dreno passa a atuar em regiões do maciço com baixa contribuição para o mecanismo global de ruptura. Assim, o fator de segurança tende a um valor máximo assintótico, evidenciando que o aumento contínuo do comprimento do DHP não produz melhorias proporcionais na estabilidade do talude.

Dessa forma, o gráfico reforça as conclusões obtidas nas análises numéricas, evidenciando que a implantação de DHPs contribui de maneira efetiva para o aumento da segurança do talude, sendo o comprimento um parâmetro determinante no desempenho do sistema de drenagem, porém limitado por um patamar máximo de eficiência técnica.

5. CONCLUSÃO

A presente pesquisa teve como objetivo principal avaliar a influência da drenagem profunda, por meio de drenos horizontais profundos (DHPs), no comportamento hidráulico, deformacional e na segurança global de um talude submetido a escavações sucessivas, utilizando modelagem numérica em regime transiente. A partir das análises realizadas, foi possível compreender de forma integrada os mecanismos de redistribuição de tensões, dissipação de poropressões, desenvolvimento de deformações e evolução da estabilidade ao longo das etapas construtivas.

Os resultados demonstraram de forma consistente que a presença da água exerce papel determinante no desempenho do talude. Na condição sem drenagem, observaram-se elevados níveis de poropressão, deslocamentos horizontais expressivos e um fator de segurança reduzido, evidenciando a influência negativa da poropressão na estabilidade do maciço. A introdução progressiva dos DHPs promoveu uma redução significativa das poropressões, refletindo diretamente no aumento das tensões efetivas, no controle das deformações e no incremento da segurança global do talude.

Entretanto, é importante reconhecer as limitações associadas à representação numérica dos DHPs. No modelo adotado, os drenos são simulados por meio de simplificações geométricas e hidráulicas, assumindo-se, em geral, comportamento idealizado de fluxo e eficiência constante ao longo do tempo. Não são plenamente considerados efeitos como colmatção, variações construtivas, perdas de carga ao longo do tubo, heterogeneidades locais do solo e possíveis falhas de instalação, fatores que podem reduzir a eficiência real do sistema de drenagem em campo. Além disso, a interação tridimensional entre drenos adjacentes e a influência do espaçamento longitudinal não são capturadas de forma completa em uma abordagem bidimensional.

Da mesma forma, a utilização de modelos bidimensionais impõe restrições inerentes à própria formulação. A análise em 2D pressupõe condições de deformação plana e desconsidera variações geométricas e hidráulicas ao longo da direção perpendicular à seção analisada. Em taludes naturais, especialmente em solos residuais tropicais, é comum a presença de heterogeneidades estruturais, descontinuidades e caminhos preferenciais de fluxo que

apresentam comportamento tridimensional. Assim, embora os modelos bidimensionais forneçam estimativas consistentes e amplamente aceitas para avaliação comparativa de cenários e tendências de comportamento, eles podem simplificar a redistribuição real de tensões, deformações e linhas de fluxo, devendo seus resultados ser interpretados como representativos da seção crítica analisada, e não como reprodução integral do comportamento espacial do maciço.

Portanto, ainda que os resultados indiquem ganho expressivo de desempenho com a adoção dos DHPs, sua extrapolação para condições reais deve considerar as limitações do modelo adotado e a necessidade de validação com dados de campo, instrumentação e análises complementares quando aplicável. A análise paramétrica dos comprimentos dos DHPs permitiu identificar uma relação clara entre a eficiência da drenagem e o desempenho mecânico do talude. Verificou-se que o aumento do comprimento dos drenos resultou em reduções graduais das poropressões e ganhos sucessivos no SRF crítico. No entanto, esses ganhos não ocorreram de forma linear, sendo observado que, a partir de determinado comprimento, os benefícios adicionais tornaram-se progressivamente menores. Nesse contexto, o comprimento de 12,00 m, correspondente a aproximadamente 70% da altura do talude, mostrou-se o mais eficiente dentro das premissas adotadas, por proporcionar uma expressiva redução das poropressões, controle adequado dos deslocamentos e atendimento ao critério de segurança $FS \geq 1,50$. O comprimento de 12 metros é o comprimento mínimo para atender a premissa explícita nesse estudo.

As análises de tensões principais evidenciaram concentrações de tensão principal maior da ordem de 560 kPa, associadas ao peso próprio do solo, às sobrecargas e à redistribuição tensional decorrente das escavações. Essas concentrações mostraram-se coerentes com as regiões onde se desenvolveram maiores deformações cisalhantes e zonas de plastificação, sobretudo na face do talude inferior. Ainda assim, as deformações cisalhantes permaneceram inferiores a 2% em todo o modelo, indicando que a resistência ao cisalhamento do solo não foi plenamente mobilizada e que o comportamento global do maciço manteve-se estável nas condições analisadas.

Os deslocamentos horizontais e verticais obtidos reforçam essa interpretação. Apesar da ocorrência de deformações localizadas próximas à face escavada, os valores finais permaneceram relativamente baixos quando comparados à altura do talude, não indicando a formação de mecanismos de ruptura global. A concentração das zonas de plastificação na face

do talude inferior sugere a mobilização localizada da resistência, atuando como mecanismo de acomodação das deformações, sem comprometimento da estabilidade geral.

A análise hidráulica em regime transiente mostrou-se fundamental para a compreensão do comportamento do talude ao longo do tempo. A dissipação progressiva das poropressões, especialmente após a escavação do segundo talude, evidenciou a formação de caminhos preferenciais de drenagem, intensificados pela diferença de cotas entre o nível d'água e a geometria final da escavação. A coerência do campo de cargas hidráulicas, com gradientes direcionados para os DHPs, confirmou a correta representação dos processos de fluxo no modelo numérico e a eficácia do sistema de drenagem adotado.

Por fim, a comparação entre os métodos de avaliação da segurança pelo Strength Reduction Factor (SRF) e pelo equilíbrio limite (FS) mostrou elevada concordância entre os resultados, com valores muito próximos no estágio final da análise. Essa convergência reforça a confiabilidade do modelo numérico e valida as conclusões relativas à estabilidade do talude, evidenciando que ambas as abordagens conduzem a interpretações consistentes quando corretamente aplicadas.

Dessa forma, conclui-se que o uso de DHPs constitui uma solução eficiente para a melhoria das condições de estabilidade de taludes escavados, sendo fundamental a adequada definição de seu comprimento em função da geometria e das condições hidrogeotécnicas do maciço. O estudo demonstra que a combinação entre análises hidráulicas, deformacionais e de estabilidade, em regime transiente, permite uma avaliação mais realista do comportamento do talude, contribuindo para projetos mais seguros, econômicos e tecnicamente fundamentados.

5.1. Sugestões para pesquisas futuras

- 1) Avaliação do espaçamento entre DHPs: O presente estudo concentrou-se na influência do comprimento dos DHPs no comportamento hidráulico e na estabilidade global. Estudos futuros podem investigar a influência do espaçamento horizontal e vertical entre drenos, avaliando sua interação hidráulica, eficiência de dissipação de poropressões e impacto no fator de segurança, especialmente em análises acopladas de fluxo transiente.

- 2) Análise paramétrica da permeabilidade do solo: A eficiência dos DHPs está diretamente associada à permeabilidade do maciço. Pesquisas futuras podem explorar diferentes valores de condutividade hidráulica, incluindo solos estratificados ou anisotrópicos, de forma a avaliar a sensibilidade da redução de poropressões e dos deslocamentos em função das características hidráulicas do solo.
- 3) Comparação entre regimes permanente e transiente: Embora o fluxo transiente represente de forma mais realista a evolução temporal da drenagem, estudos comparativos entre análises em regime permanente e transiente podem quantificar diferenças nos fatores de segurança, nos deslocamentos e no tempo necessário para a estabilização hidráulica do maciço.
- 4) Estudo da eficiência dos DHPs sob condições de recarga hídrica: A introdução de eventos de chuva ou recarga hídrica no modelo transiente permitiria avaliar a eficiência dos DHPs em condições críticas, como períodos de precipitação intensa, analisando a capacidade do sistema de drenagem em limitar o aumento de poropressões.
- 5) Análise tridimensional do problema: A modelagem em duas dimensões, embora amplamente utilizada, não captura efeitos tridimensionais associados à geometria real dos drenos e à variação espacial das condições hidráulicas. Estudos futuros podem empregar análises 3D para avaliar diferenças nos padrões de fluxo, poropressão e estabilidade global.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro, 2009.

BASTOS, I. G. Estabilização de encostas através de drenagem profunda: estudo de um caso de estabilização com um túnel de drenagem. Dissertação (Mestrado em Engenharia) — Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

BISHOP, A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Géotechnique*, London, v. 5, n. 1, p. 7–17, 1955.

BJERRUM, L. Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, v. 93, n. SM5, p. 3–49, 1967.

BUDHU, M. Foundations and earth retaining structures. Hoboken: John Wiley & Sons, 2011

CUENTAS, R. E. S. Análise da estabilidade dinâmica de taludes de solo. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

CUNHA, M. A. et al. Ocupação de encostas. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

DAS, B. M. Fundamentos de engenharia geotécnica. 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2016.

DOBEREINER, L.; VAZ, L. F. Drenagem em taludes. In: INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (IPT). Taludes de corte e aterro: estabilidade e técnicas de estabilização. São Paulo: IPT, 1998.

DUNCAN, J. M. Soil slope stability analysis. In: TURNER, A. K.; SCHUSTER, L. R. (Ed.). Landslides: investigation and mitigation. Washington, DC: Transportation Research Board, 1996a. p. 337–371.

DUNCAN, J. M. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 122, n. 7, p. 577–596, 1996b.

DUTRA, V. A. S. Projeto de estabilização de taludes e estruturas de contenção englobando dimensionamento geotécnico e estrutural. TCC (Graduação em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

FELLENIUS, W. Calculation of the stability of earth dams. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 2., 1936, Washington. Proceedings... Washington: ICOLD, 1936.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Soil mechanics for unsaturated soils. New York: John Wiley & Sons, 1993.

FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 31, n. 4, p. 521–532, 1994.

GERSCOVICH, D. M. S. Estabilidades de taludes. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GODOY, N. S. Correlações entre SPT e propriedades geotécnicas dos solos. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 1., 1984, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 1984.

GRIFFITHS, D. V.; LANE, P. A. Slope stability analysis by finite elements. *Géotechnique*, v. 49, n. 3, p. 387–403, 1999.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. 2. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1984.

HILLEL, D. Environmental soil physics. San Diego: Academic Press, 1997.

HUERTAS, E. J. Análise numérica de estabilidade de taludes pelo método dos elementos finitos. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO (IPT). Taludes de corte e aterro: estabilidade e técnicas de estabilização. São Paulo: IPT, 1998.

JANBU, N. Stability analysis of slopes with dimensionless parameters. Harvard Soil Mechanics Series, Cambridge, n. 46, 1957.

JANBU, N. Application of composite slip surfaces for stability analysis. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1954, Stockholm. Proceedings... Stockholm, 1954.

LU, N.; LIKOS, W. J. Unsaturated soil mechanics. Hoboken: John Wiley & Sons, 2004.

MASSAD, F. Obras de terra: curso básico de geotecnia. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MILLER, E. E.; LOW, P. F. Threshold gradient for water flow in clay systems. Soil Science Society of America Proceedings, v. 27, n. 6, p. 605–609, 1963.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, v. 15, n. 1, p. 79–93, 1965.

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, L. Finite element analysis in geotechnical engineering: theory. London: Thomas Telford, 1999.

RICO, A.; CASTILLO, H. La ingeniería de suelos en las vías terrestres. México: Limusa, 1974. v. 1, p. 399–452.

ROJAS, E. Análise numérica da estabilidade de taludes em solos não saturados. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) — Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014

SARMA, S. K. Stability analysis of embankments and slopes. Géotechnique, v. 23, n. 3, p. 423–433, 1973.

SARMA, S. K. Stability analysis of embankments and slopes: general slip surface. Géotechnique, v. 29, n. 3, p. 291–298, 1979.

SHIOI, Y.; FUKUI, J. Application of N-value to design of foundations. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. Proceedings... Amsterdam, 1982.

SPENCER, E. A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, v. 17, n. 1, p. 11–26, 1967.

TAYLOR, D. W. *Fundamentals of soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1948.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Correlações entre SPT e parâmetros de deformabilidade. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 4., 1996, São Paulo. Anais... São Paulo: ABMS, 1996.

TEIXEIRA, A. H.; KANJI, M. A. Estabilização do escorregamento da encosta da Serra do Mar na área da cota 500 da Via Anchieta. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4., Rio de Janeiro, 1970. Anais... Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1970. v. 1, tema 1, p. 33–53.

TOMINAGA, L. K. Avaliação de metodologias de análise de risco a escorregamentos: aplicação de um ensaio em Ubatuba, SP. Dissertação (Mestrado) — Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

TORRES FILHO, R. J. A.; ANDRADE, V. C. Comparação entre análises determinísticas e probabilísticas de estabilidade de taludes em barragens: estudo de caso. TCC (Graduação em Engenharia Civil) — Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2015

VAN GENUCHTEN, M. T. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, v. 44, p. 892–898, 1980.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. *Géotechnique*, 1999.