

**Universidade Federal de Ouro Preto**

Núcleo de Geotecnia

Programa de Pós-Graduação em Geotecnia  
PPGEO

---

Dissertação

---

**Modelagem Numérica de  
Pilha de Rejeito Filtrado  
Reforçada com Geogrelha**

*Ana Clara dos Anjos Torres*

Ouro Preto  
2022



**UFOP**

**ANA CLARA DOS ANJOS TORRES**

# **MODELAGEM NUMÉRICA DE PILHA DE REJEITO FILTRADO REFORÇADA COM GEOGRELHA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira

Coorientador: Prof. Dr. Romero César Gomes

ESCOLA DE MINAS / UFOP

**OURO PRETO**

**2022**

## SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

T693m Torres, Ana Clara dos Anjos.  
Modelagem numérica de pilha de rejeito filtrado reforçada com geogrelha. [manuscrito] / Ana Clara dos Anjos Torres. - 2022.  
220 f.: il.: color., gráf., tab..

Orientador: Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira.  
Coorientador: Prof. Dr. Romero César Gomes.  
Dissertação (Mestrado Acadêmico). Universidade Federal de Ouro Preto. Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia.  
Área de Concentração: Geotecnia.

1. Geossintéticos. 2. Pavimentos de asfalto - Geogrelha. 3. Solos - Solos Reforçados. 4. Rejeitos (metalurgia) - Empilhamento. 5. Rejeitos (metalurgia) - Rejeito Filtrado. I. Ferreira, Lucas Deleon. II. Gomes, Romero César. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624.13

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



## FOLHA DE APROVAÇÃO

Ana Clara dos Anjos Torres

### Modelagem numérica de pilha de rejeito filtrado reforçada com geogrelha

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**

Aprovada em 14 de fevereiro de 2022

#### Membros da banca

Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira - Orientador (Universidade Federal de Ouro Preto)  
Profª. Drª Denise de Carvalho Urashima - (Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais)  
Profª. Drª Delma de Mattos Vidal - (Instituto Tecnológico de Aeronáutica)

O Prof. Dr. Lucas Deleon Ferreira, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito no Repositório Institucional da UFOP em 30/05/2022



Documento assinado eletronicamente por **Lucas Deleon Ferreira, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 09/09/2022, às 10:02, 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](http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **0395486** e o código CRC **DA954EBA**.

# AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelas bênçãos diárias: a vida, a saúde, a família, a força e as oportunidades.

À toda a minha família, em especial à minha mãe e à minha irmã - as minhas primeiras orientadoras - pelo exemplo de força, amor, apoio e torcida incondicionais.

Aos professores orientadores Romero Gomes e Lucas Deleon pela orientação, disponibilidade e todos os ensinamentos.

Aos meus amigos pelo incentivo, companheirismo e encorajamento. Àqueles que influenciaram diretamente a qualidade deste trabalho através de direcionamento, aconselhamento e motivação, em especial à Carla Matos e Daniela Fonseca.

Aos meus colegas e amigos de mestrado, pela união e carinho durante a nossa jornada.

Aos demais professores do NUGEO, pela grande contribuição para o meu desenvolvimento.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e à UFOP pelo suporte e apoio a este trabalho.

*“Foi o tempo que dedicastes à tua rosa que a fez tão importante.”*

*Antoine de Saint-Exupéry (1900 – 1944)*

## RESUMO

Os rejeitos filtrados possuem alto teor de sólidos, o que possibilita sua disposição por meio de processo de compactação e empilhamento, caracterizando tais estruturas com fechamento progressivo, com menor potencial de risco e menores impactos ambientais, quando comparadas aos aterros hidráulicos. É possível ainda que as pilhas de rejeitos sejam reforçadas com geogrelhas para a melhoria das condições de estabilidade e aumento da capacidade de disposição. Este estudo procurou identificar a melhor solução de reforço com geogrelha para uma pilha de rejeitos filtrados de lavagem de bauxita através de análises numéricas no *software* de MEF Plaxis 2D. Foram feitas comparações entre o projeto de uma pilha sem reforço e projetos desta mesma pilha com diferentes propostas de reforços (geogrelhas na fundação e/ou nos taludes da pilha), totalizando 51 configurações diferentes. A pilha foi dividida em zona externa (estrutural) e zona interna (não estrutural). Para as análises elastoplásticas e cálculo de Fator de Segurança (FS), foi feita uma calibração para o modelo constitutivo do rejeito filtrado para as zonas externa e interna. Os critérios para a identificação da melhor solução de reforço para a pilha foram: a garantia de estabilidade externa baseada em FS superiores a 1,5 e a garantia de estabilidade interna a partir do dimensionamento do reforço de acordo com a tração máxima da geogrelha. Dentre os modelos testados, o *Hardening Soil* representou melhor a tendência do comportamento tensão-deformação do rejeito filtrado. A pilha sem reforço apresentou FS satisfatório até 18m de altura na zona externa e 12m na zona interna. Por fim, foi feita uma análise simplificada de custo-benefício das configurações que atenderam a estes quesitos. Dentre as simulações realizadas, a melhor solução identificada foi dimensionada com geogrelhas de resistência nominal à tração igual a 1600 kN/m, com espaçamentos verticais uniformes iguais a 1,00m. O reforço da pilha influenciou diretamente nos deslocamentos horizontais e verticais da estrutura. O reforço apenas na fundação apresentou os menores deslocamentos verticais e horizontais. Os resultados apresentados não devem ser interpretados como uma recomendação de projeto, mas sim como uma avaliação de algumas variáveis de projeto e cada caso deve ser analisado individualmente.

Palavras-chave: geossintéticos; geogrelha; solos reforçados; empilhamento de rejeitos; rejeito filtrado.

# ABSTRACT

The filtered tailings have a high solids content, which makes it possible to dispose of them through compaction and stacking process, characterizing such structures with progressive closure, less risk potential, and lower environmental impacts, when compared to hydraulic fill dams. It is also possible that the tailings stacks are reinforced with geogrid to improve stability conditions and increase disposal capacity. This study aimed to identify the best geogrid reinforcement solution for a stack of filtered tailings of washed bauxite through numerical analysis in the FEM Plaxis 2D software. Comparisons were made between the design of a stack without reinforcement and designs of the same stack with different proposals for reinforcements (geogrids on the foundation and/or on the stack slopes), totaling 51 different configurations. The stack was divided into an external (structural) zone and an internal (non-structural) zone. For the elastoplastic analysis and Factor of Safety (FS) calculation, a calibration was performed for the constitutive model of the filtered tailings for the external and internal zones. The criteria for identifying the best reinforcement solution for the stack were the guarantee of external stability based on FS greater than 1.5 and the guarantee of internal stability from the reinforcement dimensioning according to the maximum tension of the geogrid. Among the constitutive models tested, the Hardening Soil best represented the strain-strain behavior trend of the filtered tailings. The stack without reinforcement presented satisfactory FS up to 18m in height in the external zone and 12m in the internal zone. Finally, a simplified cost-benefit analysis of the configurations that met these requirements was performed. Among the simulations performed, the best solution identified was designed with geogrids with a nominal tensile strength equal to 1600 kN/m, with uniform vertical spacing equal to 1.00 m. The stack reinforcement directly influenced the horizontal and vertical displacements of the structure. The reinforcement only at the foundation showed the smallest vertical and horizontal displacements. The results presented should not be interpreted as a design recommendation, but rather as an assessment of some design variables, so each case must be analyzed individually.

Keywords: geosynthetics; geogrid; reinforced soils; dry stacking; filtered tailings.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diferentes estados dos rejeitos (Adaptado de Gomes <i>et al.</i> , 2016).....	26
Figura 2.2 - Mecanismo da filtração mecânica (Adaptado de Wang <i>et al.</i> , 2014).....	27
Figura 2.3 - Formação da torta durante a filtração (Adaptado de Bomax, 2020).....	28
Figura 2.4 – Componentes e funcionamento de um filtro-prensa típico (Bomax, 2020).....	28
Figura 2.5 – Representação de barreira capilar (Izzo <i>et al.</i> , 2013).....	30
Figura 2.6 – Pilhas de rejeito de bauxita filtrado (Tessarotto, 2015) .....	31
Figura 2.7 – Exemplos de granulometrias de rejeitos finos filtrados (Lupo e Hall, 2010) .....	32
Figura 2.8 – Exemplos de trajetórias de tensões de rejeitos finos filtrados (Lupo e Hall, 2010) .....	32
Figura 2.9 – Porosidade típica do rejeito com o aumento da profundidade da pilha (Lupo e Hall, 2010).....	33
Figura 2.10 – Seção transversal típica de pilha (Lupo e Hall, 2010) .....	34
Figura 2.11 – Resistência não drenada x teor de umidade de amostras de rejeito filtrado (Ulrich, 2019) .....	36
Figura 2.12 – Elementos constituintes das geogrelhas: uniaxial e biaxial típica (esquerda) e multiaxial (direita) (Adaptado de Teixeira, 2003).....	41
Figura 2.13 – Exemplos de geogrelha (Huesker, 2020) .....	41
Figura 2.14 – Mecanismos de ruptura de aterros sobre solos moles e aplicação de geossintético para reforço da fundação (adaptado de BS 8006-1, 2010) .....	43
Figura 2.15 – Exemplo de geogrelha em múltiplas camadas para reforço de aterros (Holtz, 2001).....	43
Figura 2.16 – Fatores geométricos e natureza da interface solo-geogrelha em ensaios de arrancamento (Adaptado de Palmeira, 2018 e Koerner, 2013) .....	44
Figura 2.17 – Esquema dos ensaios de cisalhamento direto (esquerda) e arrancamento (direita) (Teixeira, 2003) .....	44
Figura 2.18 – Mecanismos de interação entre geogrelha e solo em uma estrutura de contenção em solo reforçado (Palmeira, 2018) .....	45
Figura 2.19 – Influência da rigidez ou carga de tração ao longo do comprimento do geossintético em ensaios de arrancamento (Palmeira, 2018) .....	45
Figura 2.20 – Curva carga-deformação em um geossintético (Palmeira, 2018) .....	47

Figura 2.21 – Modelo elástico perfeitamente plástico (Plaxis, 2020) .....	55
Figura 2.22 – Resposta do material durante a consolidação isotrópica (adaptado de Fine, 2014).....	57
Figura 2.23 – Relação tensão-deformação hiperbólica correspondente ao carregamento primário para ensaio triaxial drenado (adaptado de Plaxis, 2020) .....	60
Figura 2.24 – Definição de Eoedref em resultados de ensaios oedométricos (adaptado de Plaxis, 2020).....	60
Figura 3.1 – Fluxograma da metodologia.....	62
Figura 3.2 – <i>Layout</i> da pilha de rejeito filtrado sequenciada em etapas construtivas .....	64
Figura 3.3 – Curvas $\sigma_d$ x $\epsilon_a$ de ensaio triaxial CIU do rejeito filtrado .....	67
Figura 3.4 – Curvas $\sigma_d$ x $\epsilon_a$ de ensaio triaxial CID do rejeito filtrado.....	67
Figura 3.5 – Modelagem numérica para calibração do modelo constitutivo do rejeito filtrado (a) Etapa de adensamento; (b) Etapa de cisalhamento e (c) Malha deformada segundo o modelo de Mohr-Coulomb .....	68
Figura 3.6 – Malha de elementos finitos gerada pelo Plaxis 2D para a pilha sem reforço .....	68
Figura 3.7 – Malha de elementos finitos gerada pelo Plaxis 2D para uma das análises com reforço dos taludes, sem refinamento .....	69
Figura 3.8 – Malha de elementos finitos gerada pelo Plaxis 2D para uma das análises com reforço dos taludes, com refinamento nas regiões do reforço .....	69
Figura 3.9 – Lençol freático considerado no modelo .....	69
Figura 3.10 – Sequência construtiva utilizada na modelagem numérica .....	70
Figura 4.1 – Curvas $\sigma_d$ x $\epsilon_a$ de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo Mohr-Coulomb .....	71
Figura 4.2 – Curvas $\sigma_d$ x $\epsilon_a$ de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo <i>Cam-Clay</i> Modificado .....	72
Figura 4.3 – Curvas $\sigma_d$ x $\epsilon_a$ de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo <i>Hardening Soil</i> .....	73
Figura 4.4 – Curvas $\sigma_d$ x $\epsilon_a$ de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o segundo cenário do modelo <i>Hardening Soil</i> .....	75
Figura 4.5 – Curvas $\sigma_d$ x $\epsilon_a$ de calibração do rejeito filtrado da zona externa para o modelo <i>Cam-Clay</i> Modificado .....	76

Figura 4.6 – Curvas $\sigma_d$ x $\epsilon_a$ de calibração do rejeito filtrado da zona externa para o modelo <i>Hardening Soil</i> .....	77
Figura 4.7 – Geometria da análise A (sem reforço) .....	82
Figura 4.8 – Geometria da análise B1 (com reforço contínuo em toda a fundação) .....	82
Figura 4.9 – Geometria da análise B2 (com reforço contínuo em toda a fundação) .....	82
Figura 4.10 – Geometria da análise B3 (com reforço contínuo em toda a fundação) .....	83
Figura 4.11 – Geometria da análise B4 (com reforço contínuo em parte da fundação).....	83
Figura 4.12 – Geometria da análise B5 (com reforço de fundação em seções específicas) .....	83
Figura 4.13 – Geometria da análise C1 (com reforço nos taludes) .....	83
Figura 4.14 – Geometria da análise C2 (com reforço nos taludes) .....	83
Figura 4.15 – Geometria da análise C3 (com reforço nos taludes) .....	84
Figura 4.16 – Geometria da análise C4 (com reforço nos taludes) .....	84
Figura 4.17 – Geometria da análise C5 (com reforço nos taludes) .....	84
Figura 4.18 – Geometria da análise C6 (com reforço nos taludes) .....	84
Figura 4.19 – Geometria da análise C7 (com reforço nos taludes) .....	84
Figura 4.20 – Geometria da análise C8 (com reforço nos taludes) .....	85
Figura 4.21 – Geometria da análise C9 (com reforço nos taludes) .....	85
Figura 4.22 – Geometria da análise C10 (com reforço nos taludes) .....	85
Figura 4.23 – Geometria da análise C11 (com reforço nos taludes) .....	85
Figura 4.24 – Geometria da análise C12 (com reforço nos taludes) .....	85
Figura 4.25 – Geometria da análise D1 (com reforço em seção específica da fundação e nos taludes) .....	86
Figura 4.26 – Geometria da análise D2 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes) .....	86
Figura 4.27 – Geometria da análise D3 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes) .....	86
Figura 4.28 – Geometria da análise D4 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes) .....	86
Figura 4.29 – Geometria da análise D5 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes) .....	86
Figura 4.30 – Geometria da análise D6 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes) .....	87
Figura 4.31 – Geometria da análise D7 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes) .....	87

Figura 4.32 – Fator de Segurança por etapa construtiva para a pilha sem reforço.....	88
Figura 4.33 – Zonas de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 1 .....	88
Figura 4.34 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 2.....	88
Figura 4.35 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 3.....	89
Figura 4.36 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 4.....	89
Figura 4.37 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 5.....	89
Figura 4.38 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 6.....	89
Figura 4.39 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 7.....	89
Figura 4.40 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 8.....	90
Figura 4.41 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 9.....	90
Figura 4.42 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 10.....	90
Figura 4.43 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 11.....	90
Figura 4.44 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 12.....	90
Figura 4.45 – Fator de Segurança por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação. .....	91
Figura 4.46 – Tração máxima ( $T_{m\acute{a}x}$ ) na geogrelha por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação .....	92
Figura 4.47 – Verificação do fator de segurança global (estabilidade externa) por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação .....	93
Figura 4.48 – Fator de Segurança por etapa construtiva para a pilha com reforço dos taludes	94
Figura 4.49 – Fator de Segurança por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação e dos taludes .....	95
Figura 4.50 – Tração máxima na geogrelha por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação e dos taludes.....	96
Figura 4.51 – Verificação do fator de segurança global por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação e dos taludes.....	97
Figura 4.52 – Deslocamentos verticais x Etapa construtiva.....	98
Figura 4.53 – Deslocamentos horizontais x Etapa construtiva.....	98
Figura 4.54 – Custos e razão benefício/custo por análise.....	101

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Classificação dos rejeitos (adaptado de Ulrich, 2019) .....	26
Tabela 2.2 - Valores típicos de $FR_{dm}$ para geogrelhas (Palmeira, 2018).....	49
Tabela 2.3 - Valores mínimos de $FR_{fl}$ para geossintéticos na ausência de resultados de ensaios de fluência (Palmeira, 2018).....	49
Tabela 2.4 – Modelos constitutivos disponíveis no Plaxis 2D v. 20.0.0.119 (adaptado de Plaxis, 2020) .....	54
Tabela 3.1 - Parâmetros de entrada do material para o modelo <i>Cam-Clay</i> Modificado .....	65
Tabela 3.2 - Parâmetros de entrada dos materiais para o modelo Mohr-Coulomb .....	66
Tabela 4.1 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo Mohr-Coulomb .....	72
Tabela 4.2 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo <i>Cam-Clay</i> Modificado .....	73
Tabela 4.3 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo <i>Hardening Soil</i> .....	74
Tabela 4.4 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o segundo cenário do modelo <i>Hardening Soil</i> .....	74
Tabela 4.5 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona externa para o modelo <i>Cam-Clay</i> Modificado .....	76
Tabela 4.6 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona externa para o modelo <i>Hardening Soil</i> .....	77
Tabela 4.7 - Parâmetros de entrada dos materiais para o modelo <i>Hardening Soil</i> .....	78
Tabela 4.8 - Parâmetros de entrada das geogrelhas consideradas nas análises numéricas.....	79
Tabela 4.9 – Resumo das análises realizadas no Plaxis 2D para a delimitação da região de reforço – Pilha sem reforço e pilha com reforço da fundação .....	80
Tabela 4.10 – Resumo das análises realizadas no Plaxis 2D para a delimitação da região de reforço – Pilha com reforço dos taludes .....	80
Tabela 4.11 – Resumo das análises realizadas no Plaxis 2D para a delimitação da região de reforço – Pilha com reforço dos taludes .....	81

Tabela 4.12 – Resumo de novas simulações para o dimensionamento do reforço da fundação .....	92
Tabela 4.13 – Espaçamentos de geogrelha para o reforço da fundação da pilha .....	93
Tabela 4.14 – Resumo das análises realizadas no Plaxis 2D para o dimensionamento do reforço da fundação e dos taludes.....	96
Tabela 4.15 – Espaçamentos de geogrelha para o reforço da fundação e dos taludes da pilha	97
Tabela 4.16 – Áreas de rejeito filtrado na zona externa da pilha na seção analisada.....	99
Tabela 4.17 – Quantidades e custos de execução do reforço da pilha.....	100

# LISTA DE SÍMBOLOS, SIGLAS E UNIDADES

2D	Duas Dimensões
%	Porcentagem
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Al(OH) <sub>3</sub>	Gibbsita
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Alumina
AlO(OH)	Diásporo
AlO(OH)	Boehmita
$C_c$	Índice de compressão
$C_s$	Índice de dilatação
CCM	Modelo <i>Cam-Clay</i> Modificado
CID	Ensaio triaxial consolidado drenado
CIU	Ensaio triaxial consolidado não drenado
cm	Centímetro
CO <sub>2</sub>	Dióxido de carbono
$c$	Coesão
D <sub>50</sub>	Diâmetro efetivo
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
$E_{50}^{ref}$	Rigidez secante em ensaio triaxial drenado padrão
$E_{oed}^{ref}$	Rigidez tangente para carregamento oedométrico primário
$E_{ur}^{ref}$	Rigidez de descarga e recarga
$e_0$	Índice de vazios inicial
$\varepsilon_a$	Deformação axial
E	Módulo de elasticidade
$e$	Índice de vazios
EA <sub>1</sub>	Rigidez à tração na direção do plano do modelo no Plaxis 2D
$\varepsilon_{max}$	Deformação na ruptura
$FR_{amb}$	Fator de Redução para mecanismos de degradação decorrentes do ambiente de instalação do geossintético
$FR_{dm}$	Fator de Redução para dano mecânico

$FR_{fl}$	Fator de Redução para a fluência do geossintético
$FR_{global}$	Fator de Redução global de resistência à tração
$FR_{mat}$	Fator de Redução relacionado às incertezas quanto ao produto utilizado
FS	Fator de Segurança
$\varphi$	Ângulo de atrito
g	Grama
GCL	<i>Geosynthetic Clay Liner</i> - Geocomposto Bentonítico
GG	Geogrelha
GGB	Geogrelha soldada
GGE	Geogrelha extrudada
GGW	Geogrelha tecida
$\gamma$	Peso específico
H	Horizontal (declividade de talude)
HS	Modelo <i>Hardening Soil</i>
IBRAM	Instituto Brasileiro de Mineração
IGS	Associação Brasileira de Geossintéticos
IL	Índice de Liquidez
$J$	Rigidez à tração
$J_{\varepsilon}$	Rigidez secante
k	Coefficiente de permeabilidade
$K_0$	Coefficiente de empuxo no repouso
kg	Quilograma
$\kappa$	Inclinação da linha de dilatação
$\lambda$	Inclinação da linha de consolidação normal
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
$M_{CS}$	Inclinação da linha de estado crítico
m	Metro
MC	Modelo Mohr-Coulomb
MDF	Método das Diferenças Finitas
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEL	Método de Equilíbrio Limite
mm	Milímetro



$\mu\text{m}$	Micrômetro
$M$	Fator de redução dos valores de coesão ( $c$ ) e tangente do ângulo de atrito ( $\tan \varphi$ )
$m$	Dependência entre a rigidez e o nível da tensão
$N_{P,2}$	Força linear máxima à tração na direção fora do plano do modelo no Plaxis 2D
$N$	Newton
$N_{p,1}$	Força linear máxima à tração na direção do plano do modelo no Plaxis 2D
OCR	Razão de pré-adensamento
$p_r$	Tensão de referência para a rigidez
PA	Pará
Pa	Pascal
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PET	Poliéster
POP	Tensão de pré-adensamento
PP	Polipropileno
$\rho$	Massa específica
$\psi$	Ângulo de dilatância
$R_u$	Razão de poropressão
$S_u$	Resistência não drenada
$\sigma_d$	Tensão desviadora
s	Segundo
SDV	Sistema de Detecção de Vazamento
SICRO	Sistema de Custos Referenciais de Obras
$\sigma$	Tensão normal
$\sigma'$	Tensão efetiva
$\sigma_m^{eff}$	Tensão média efetiva
$S$	Resistência ao cisalhamento
$T_{max}$	Resistência à tração obtida em ensaio
$T_{disp}$	Resistência à tração disponível
$T_{max}$	Resistência à tração
$T_{ref}$	Resistência à tração de referência
$\tau$	Tensão cisalhante

V	Vertical (declividade de talude)
$\omega$	Teor de umidade
$\nu_c$	Coeficiente elástico de Poisson no descarregamento
$\nu_{ur}$	Coeficiente de Poisson para carga e descarga
$\nu$	Coeficiente de Poisson
ZE	Zona Externa
ZI	Zona Interna

# SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1.....</b>	<b>19</b>
<b>1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO DO TEMA .....</b>	<b>19</b>
<b>1.2. JUSTIFICATIVA .....</b>	<b>21</b>
<b>1.3. OBJETIVOS.....</b>	<b>21</b>
<b>1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....</b>	<b>22</b>
<b>CAPÍTULO 2.....</b>	<b>23</b>
<b>2.1. PILHA DE REJEITOS FILTRADOS .....</b>	<b>23</b>
<b>2.2. GEOGRELHAS .....</b>	<b>39</b>
<b>2.3. MODELAGEM NUMÉRICA .....</b>	<b>49</b>
2.4.1 Plaxis 2D .....	51
2.4.2. Modelo Mohr-Coulomb .....	55
2.4.3. Modelo <i>Cam-Clay</i> Modificado .....	57
2.4.4. Modelo <i>Hardening Soil</i> .....	59
<b>CAPÍTULO 3.....</b>	<b>62</b>
<b>3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO SIMULADO .....</b>	<b>64</b>
<b>3.2. PARÂMETROS DOS MATERIAIS.....</b>	<b>65</b>
<b>3.3. CALIBRAÇÃO DO MODELO CONSTITUTIVO DO REJEITO FILTRADO</b>	<b>66</b>
<b>3.4. ANÁLISE NUMÉRICA .....</b>	<b>68</b>
<b>CAPÍTULO 4.....</b>	<b>71</b>
<b>4.1. CALIBRAÇÃO DO MODELO CONSTITUTIVO DO REJEITO FILTRADO</b>	<b>71</b>
4.1.1. Calibração do rejeito filtrado para a zona interna .....	71
4.1.2. Calibração do rejeito filtrado para a zona externa.....	75

<b>4.2. PARÂMETROS DOS MATERIAIS.....</b>	<b>77</b>
4.2.1. Rejeito filtrado.....	77
4.2.2. Geogrelha .....	78
<b>4.3. ANÁLISES NUMÉRICAS.....</b>	<b>79</b>
4.3.1. Pilha sem reforço.....	87
4.3.2. Solução 1: Pilha com reforço da fundação.....	91
4.3.3. Solução 2: Pilha com reforço dos taludes .....	93
4.3.4. Solução 3: Pilha com reforço da fundação e dos taludes .....	94
4.3.5. Deslocamentos verticais e horizontais .....	97
4.3.6. Análise da relação benefício x custo do reforço .....	99
<b>CAPÍTULO 5.....</b>	<b>102</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>105</b>
<b>APÊNDICE .....</b>	<b>111</b>
<b>ANEXO.....</b>	<b>218</b>

# CAPÍTULO 1

---

## INTRODUÇÃO

### 1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO DO TEMA

A geração de rejeitos de mineração é um produto do processo de beneficiamento de minérios e demanda o planejamento e monitoramento de sistemas de disposição que afetam, em diferentes níveis, a segurança e o meio ambiente. No Brasil, as rupturas trágicas e recentes de barragens têm direcionado o setor minerário e órgãos de fiscalização às mudanças na maneira de lidar com os rejeitos de mineração.

Segundo o IBRAM (2016), a técnica mais comumente utilizada para a disposição de rejeitos é a de aterros hidráulicos (reservatórios delimitados por diques ou barragens), cuja problemática, segundo Peixoto (2012), está relacionada ao confinamento de água residual do processo de beneficiamento no interior das estruturas de contenção. Por isso, para minimizar os impactos socioeconômicos e ambientais relacionados à técnica de aterro hidráulico, as técnicas alternativas de disposição precisam ser direcionadas a rejeitos cujo teor de sólidos seja aumentado através de processos de desaguamento. Além do aumento da segurança das estruturas de contenção destes rejeitos, há otimização das áreas de disposição dos rejeitos e a recuperação de parte da água do processo. Estes fatores tendem a facilitar o processo de fechamento dos depósitos e minimizar os impactos ambientais na região do empreendimento minerário.

Davies *et al.* (2010) classifica os rejeitos de mineração de acordo com a concentração de sólidos, sendo: em polpa, espessados, pasta ou torta. O rejeito em polpa é caracterizado por possuir baixo teor de sólidos, apresentando consistência fluida, enquanto as tortas são produtos do desaguamento por filtro (à vácuo ou de pressão), possuem alto teor de sólidos e não são segregáveis. Portanto, dentre as técnicas de desaguamento, a filtração é parte de um processo capaz de aumentar significativamente o teor de sólidos, gerando uma torta que pode ser compactada e empilhada.

Segundo Davies (2011), a quantidade de material encontrado na literatura de orientação sobre rejeitos filtrados era praticamente inexistente em 2011, quando comparado a outros rejeitos espessados. Mais recentemente, Ulrich (2019) afirmou que a tecnologia de rejeitos filtrados foi implementada com sucesso apenas em um número limitado de operações de mineração de taxa de produção relativamente baixa. Há quase uma década, Davies (2011) já apontava que a legislação cada vez mais exigente e a diminuição da disponibilidade de água provavelmente impulsionariam a adoção ampliada da tecnologia, situação verificada atualmente em empreendimentos minerários no Brasil.

O empilhamento a seco ou *dry stacking* pode ser planejado a partir de diferentes considerações de projeto e consiste, resumidamente, na construção de aterros compactados de rejeitos filtrados úmidos ou secos que são alteados em etapas construtivas sequenciais considerando geometrias que possibilitem a estabilidade dos taludes construídos. Estas estruturas contam ainda com sistemas de drenagem profunda e superficiais e proteção superficial dos taludes para reduzir a possibilidade de processos erosivos. Nestas estruturas, é possível, ainda, que as pilhas de rejeitos sejam reforçadas com geossintéticos para melhoria das condições de estabilidade e aumento da capacidade de disposição de rejeitos nestas áreas (Davies, 2011).

De acordo com Bouazza (2010) e Christopher (2014), os geossintéticos possuem uma ampla gama de aplicações e são materiais bastante convenientes às necessidades em obras geotécnicas, devido ao controle de qualidade durante a sua fabricação, a rápida instalação e a sua capacidade de substituir certos materiais naturais sob custo competitivo. Os geossintéticos que podem ser utilizados como reforço em obras geotécnicas são: geocélulas, geocompostos, geofibras, geogrelhas, geotêxteis e geotiras (Palmeira, 2018). No Brasil, a terminologia referente aos tipos de geossintéticos existentes e suas definições é estabelecido pela NBR-ISO 10318 (ABNT, 2021). A geogrelha aparenta ser uma alternativa para o reforço e a estabilização de pilhas de rejeito de mineração, já que possui elementos predominantemente resistentes à tração.

Nesse contexto, esta pesquisa verifica a possibilidade de tornar um projeto de pilha de rejeito filtrado viável através do reforço com geogrelha, bem como qual seria a melhor configuração do reforço para a estrutura.

O rejeito filtrado utilizado nesta pesquisa refere-se ao rejeito de lavagem de bauxita e os seus parâmetros, bem como os dos materiais de fundação da pilha, são apresentados no item 3.2. O

*layout* de empilhamento utilizado é hipotético e segue as recomendações de projeto encontradas na literatura (Davies, 2011; Lupo e Hall, 2010; Tessarotto, 2015 e Ulrich, 2019) e citadas no item 2.1.

A avaliação do reforço da pilha com geogrelha foi feita por meio de análises numéricas no *software* de Elementos Finitos (MEF) para modelagem bidimensional de projetos geotécnicos Plaxis 2D.

Ressalta-se que esta pesquisa se refere a uma avaliação geral de alguns aspectos relevantes para o reforço e a estabilidade de um empilhamento de rejeitos filtrados e não deve ser interpretada como uma recomendação ou metodologia de dimensionamento de projeto. Cada concepção e dimensionamento de projeto deve ser estudado individualmente.

## **1.2. JUSTIFICATIVA**

Dentro do contexto de empilhamento de rejeitos filtrados, vê-se uma oportunidade de aumento da estabilidade e da capacidade de armazenamento da pilha, resultando em um aumento de estabilidade e confiabilidade da estrutura a partir da utilização de geogrelha como reforço.

O reforço com geogrelha não só traz melhorias à segurança das estruturas, como também pode tornar possível a concepção de certos empilhamentos. Portanto, é de interesse explorar novas possibilidades para estruturas de disposição de rejeitos e para a aplicação das geogrelhas.

## **1.3. OBJETIVOS**

Esta pesquisa tem como objetivo geral estudar soluções de reforço com geogrelha para empilhamentos de rejeito filtrado por meio de análises baseadas em modelos numéricos. Os objetivos específicos são:

- calibrar um modelo constitutivo do rejeito filtrado a ser utilizado na modelagem numérica;
- dimensionar o reforço com geogrelha para as soluções estudadas;
- determinar a solução de reforço dimensionada com melhor benefício em relação ao custo de execução do aterro reforçado.

#### **1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

Esta dissertação é composta por cinco capítulos. O capítulo 1 refere-se à introdução, em que o tema da pesquisa é contextualizado e justificado e os objetivos geral e específicos são explanados.

O capítulo 2 apresenta a revisão da literatura sobre os temas relacionados à pesquisa, a saber: pilha de rejeitos filtrados, geogrelhas e modelagem numérica.

O capítulo 3 descreve a metodologia utilizada para alcançar-se os objetivos apresentados no capítulo 1, o modelo da pilha e os parâmetros dos materiais utilizados nas simulações numéricas.

O capítulo 4 apresenta os resultados e discussões e o capítulo 5 refere-se às conclusões e considerações finais da pesquisa.



# CAPÍTULO 2

---

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. PILHA DE REJEITOS FILTRADOS

De acordo com Oliveira-Filho e Abrão (2015), o processo de filtração de rejeitos, comumente, consiste no espessamento (por meio de espessadores) da lama proveniente do processo de beneficiamento até uma determinada consistência e, posteriormente, o material espessado é submetido a um processo de filtração para um maior teor de sólidos deste material. O teor de umidade do rejeito filtrado é de extrema relevância para o projeto de manejo e disposição deste material. A água recuperada nestes processos, normalmente, é capitada por sistemas de recirculação de água e reintroduzida ao processo de beneficiamento.

A comparação entre a disposição de rejeitos em consistência de polpa, espessado ou filtrado, o material filtrado apresenta o maior custo de instalação e operação, mas apresenta a menor sensibilidade de custo ao alterar-se os parâmetros de entrada e os itens associados ao fechamento, quando economias significativas podem ser alcançadas (Carneiro e Fourie, 2020).

De acordo com Leonida (2020), uma solução de rejeitos filtrados, provavelmente, precisa de cerca de dez anos para ser competitiva e compensar o investimento nos transportadores e equipamento de filtração. Um dos maiores equívocos de algumas minerações é tentar aplicar a tecnologia em toda a produção de rejeito. Uma solução parcial, onde 20 a 30% do fluxo de rejeitos é desaguado, é uma boa maneira de se familiarizar com a tecnologia e pode ajudar a minimizar os riscos associados, fornecendo mais tempo para o estabelecimento de soluções a longo prazo. Enquanto isso, a quantidade de água e energia economizada pelo desaguamento de parte dos rejeitos é significativa, ajudando a compensar rapidamente o alto investimento. Provavelmente, o maior mercado para a tecnologia de rejeitos filtrados são as minas que estão estendendo a sua vida operacional e procurando estender a vida útil das estruturas de disposição de rejeitos. Ainda de acordo com Leonida (2020), apenas 5% dos rejeitos gerados globalmente em 2018 foram desaguados para criar rejeitos espessados ou pastas e menos de 1% foram

filtrados para empilhamento. Contudo, estima-se que até 2025, a parcela de rejeitos que são desaguados aumentará para 13%. A indústria de mineração é bastante conservadora, dificilmente se move em direção a uma nova tecnologia. Mas existem muitas estruturas de disposição de rejeitos próximas à capacidade máxima, sem opção de serem aumentadas. E os rejeitos filtrados são a melhor solução para essas aplicações.

Segundo o IBRAM (2016), o processo de empilhamento é antigo e muito utilizado para a disposição econômica de rejeitos de produção da alumina (lama vermelha).

De acordo com Kinnarinen *et al.* (2018), o rejeito de lavagem de bauxita é a maior fração de resíduo gerado na indústria de alumina. O descarte deste rejeito em forma de torta é um método emergente, onde o teor de sólidos é elevado a 70% ou mais, em peso, por filtros-prensa ou filtros de tambor hiperbárico. É a técnica preferida para a destinação do rejeito de bauxita, considerando as questões ambientais juntamente com o possível aproveitamento futuro dos sólidos (Kinnarinen *et al.*, 2015). Antes da década de 1970, o descarte era feito em lagoas ou diretamente no mar (Power *et al.*, 2011).

De acordo com o IBRAM (2016), os principais resíduos gerados pela mineração são o resíduo sólido de extração (denominado estéril) e do beneficiamento (denominado rejeito). Os maiores coletores de água na maioria das minas são as estruturas e reservatórios de disposição de rejeitos, onde a água está perdida à evaporação ou à infiltração, ou é armazenada com os rejeitos. Segundo Gunson *et al.* (2012), a combinação da pré-concentração de minério e o descarte de rejeitos desaguados podem reduzir drasticamente o consumo de água no local da mina.

A água é utilizada em várias aplicações nas atividades de mineração, como na flotação, moagem, peneiramento, limpeza, lavagem, supressão de poeira, água de vedação e mistura de reagentes. Reduzir o consumo de água nas atividades de mineração é um requisito fundamental para tornar a indústria de mineração mais sustentável. Existem várias maneiras de reduzir as perdas de água nos processos minerários, como por exemplo, a instalação de drenos internos nas estruturas de disposição de rejeitos, uso de hidrociclones para separar frações dos rejeitos durante a disposição e coberturas flutuantes em bacias, para diminuir a evaporação. Além disso,

em muitos casos, é possível reciclar a água para a pulverização dos focos de poeira, sem nenhum impedimento (Gunson *et al.*, 2012).

De acordo com Fiscor (2010), a melhor maneira de definir o sistema de disposição a ser implantado é olhar para o local de disposição, determinar as necessidades da instalação e visualizar o processo de trás pra frente. A seleção da tecnologia de disposição de rejeitos é apenas a primeira etapa na implantação de uma solução para o armazenamento de rejeitos. Ulrich (2019) afirma que não existe uma tecnologia adequada para todas as aplicações. Cada projeto deve ser abordado individualmente e as tecnologias escolhidas ou descartadas de acordo com seus méritos para o local específico.

De acordo com Roshdieh *et al.* (2019), com o avanço das tecnologias de desaguamento de rejeitos, principalmente de rejeitos mais finos e ultrafinos (lamas com 70% a 90% de finos), as soluções de equipamentos e sistemas têm sido cada vez mais tecnicamente confiáveis e economicamente viáveis, quando comparadas à tecnologia de aterro hidráulico (aplicada em barragens). Atualmente, o mercado dispõe das seguintes tecnologias de desaguamento de rejeitos:

- espessadores de alta densidade ou de geração de pasta;
- filtração a vácuo para rejeitos grossos;
- filtração sob pressão para rejeitos finos (lamas/ultrafinos);
- desenvolvimento de floculantes eficazes, capazes de oferecer desaguamento significativo dos rejeitos;
- centrifugação e
- sistemas de contenção de resíduos (SCR) combinados com floculantes.

Segundo Gomes *et al.* (2016), diante do avanço tecnológico, a lama de rejeitos é apenas parte de um conjunto de estados de rejeitos disponíveis para o projetista moderno de disposição de rejeitos. Para os projetos em que o rejeito sem lama é vantajoso para as condições de licenciamento e operação, os rejeitos filtrados são uma excelente alternativa.

Ulrich (2019) afirma que a classificação dos rejeitos baseada na tensão de escoamento pode ser mais útil que a estabelecida com base no teor de sólidos, para fins de desempenho da disposição.

A correlação entre as duas classificações está apresentada na Tabela 2.1, onde a tensão de escoamento foi determinada por meio de Vane Test (ensaio da palheta).

Tabela 2.1- Classificação dos rejeitos (adaptado de Ulrich, 2019)

Classificação dos rejeitos	Tensão de escoamento (Pa)	Teor de sólidos típico (%)
Lamas	<5 a 20	<50
Espessados	20 a 100	50 a 70
Pasta	100 a 800	70 a 85
Filtrados	>800	>85

A Figura 2.1 esquematiza os diferentes estados dos rejeitos em função da saturação e outros aspectos.

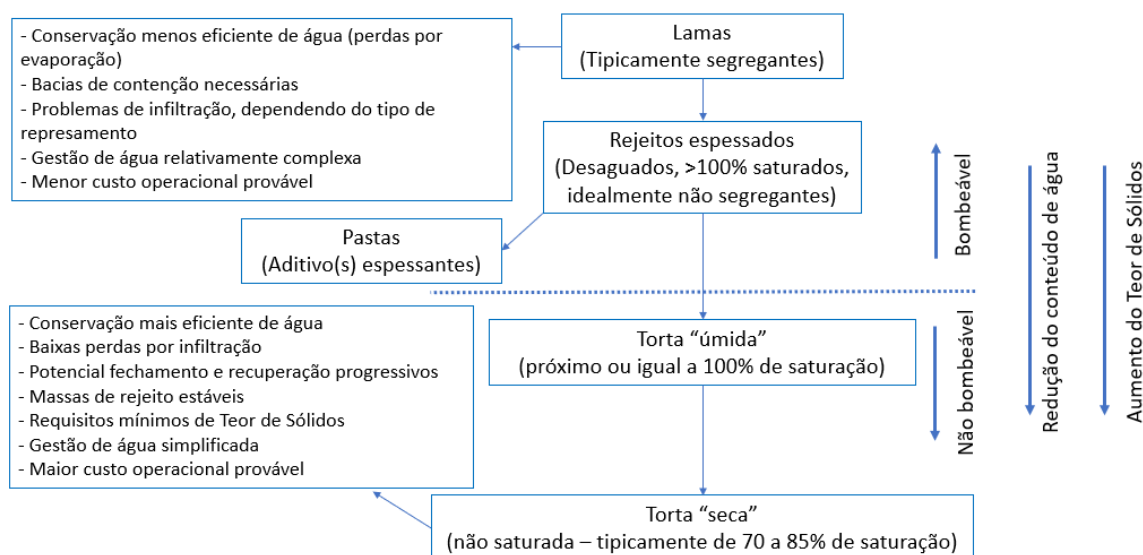


Figura 2.1 – Diferentes estados dos rejeitos (Adaptado de Gomes *et al.*, 2016)

De acordo com Nery (2013), Lupo e Hall (2010) e Kwan *et al.* (2011), as principais vantagens da disposição de rejeitos filtrados sobre a disposição de lamas, espessados e pastas são: maior recuperação de água do processo; a possibilidade de ser estocado em pilhas compactadas; alta densidade de rejeito disposto, aumentando a capacidade do depósito; maior estabilidade da pilha, portanto, menor potencial de risco; redução de impactos ambientais e o fechamento progressivo das pilhas, à medida em que são construídas, reduzindo o período de monitoramento e os custos de fechamento e de recuperação. E, de acordo com Lupo e Hall (2010), as desvantagens são: custo elevado de aquisição e manutenção dos filtros; o rejeito

filtrado deve ser transportado até o local de disposição e deve ser compactado para a construção de geometrias empilháveis.

A tecnologia de rejeitos filtrados consiste em aumentar o teor de sólidos dos rejeitos antes de sua disposição final e posteriormente armazená-los em pilhas sem estruturas de contenção (Oldecop *et al.*, 2017). Guimarães (2011) define a filtração como uma técnica de desaguamento, sendo o processo de separação de sólidos em uma suspensão aquosa mediante a passagem da polpa através de um filtro que retém os sólidos (formando a torta) e permite a passagem do líquido (denominado filtrado). Segundo Davies (2011), os rejeitos podem ser filtrados a úmido (*wet cake*) ou a seco (*dry cake*). O rejeito filtrado a úmido apresenta grau de saturação de 100% e o filtrado a seco, de 70 a 85%.

Uma das principais vantagens da filtração sob pressão é a produção de tortas com maior teor de sólidos, em comparação às demais formas de filtração (Guimarães, 2011). Na filtração sem saída, o material de alimentação é forçado a passar por elementos filtrantes por meio da introdução de um gradiente de pressão positiva através do filtro via vácuo, gás hiperbárico, ou prensa mecânica (Figura 2.2), que drena o líquido enquanto retém uma torta sólida na câmara do filtro, que mais tarde é retida para descarte ou reaproveitamento (Figura 2.3). A parte líquida da solução (ou filtrado) é drenada através de canais presentes nas placas filtrantes (Bomax, 2020 e Wang *et al.*, 2014).

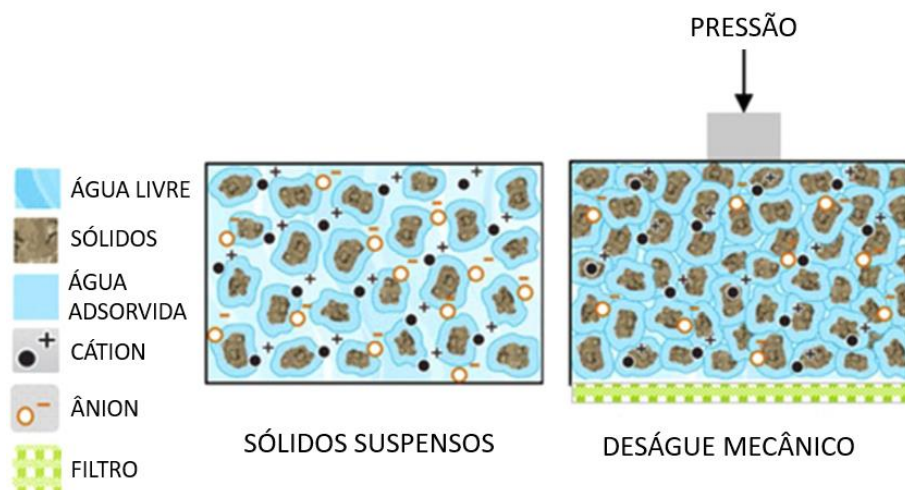


Figura 2.2 - Mecanismo da filtração mecânica (Adaptado de Wang *et al.*, 2014)

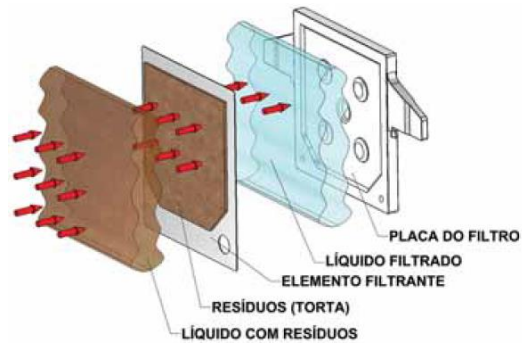


Figura 2.3 - Formação da torta durante a filtração (Adaptado de Bomax, 2020)

As placas de filtração, geralmente fabricadas com polipropileno injetado, concentram uma área de filtração elevada em pequeno espaço físico de instalação. Além dos rejeitos de mineração, os filtros-prensa podem ser utilizados para deságue de efluentes industriais, lodos sanitários e suspensões industriais (Bomax, 2020). A Figura 2.4 apresenta um modelo típico de filtro-prensa, o esquema de funcionamento e os seus componentes, a saber: A) placa de encosto fixa; B) placa de filtração; C) placa de encosto móvel; D) placa de sustentação do sistema de fechamento; E) sistema hidráulico de fechamento; F) sistema pneumático; G) bomba de alimentação; H) bandeja para a coleta de pingos.

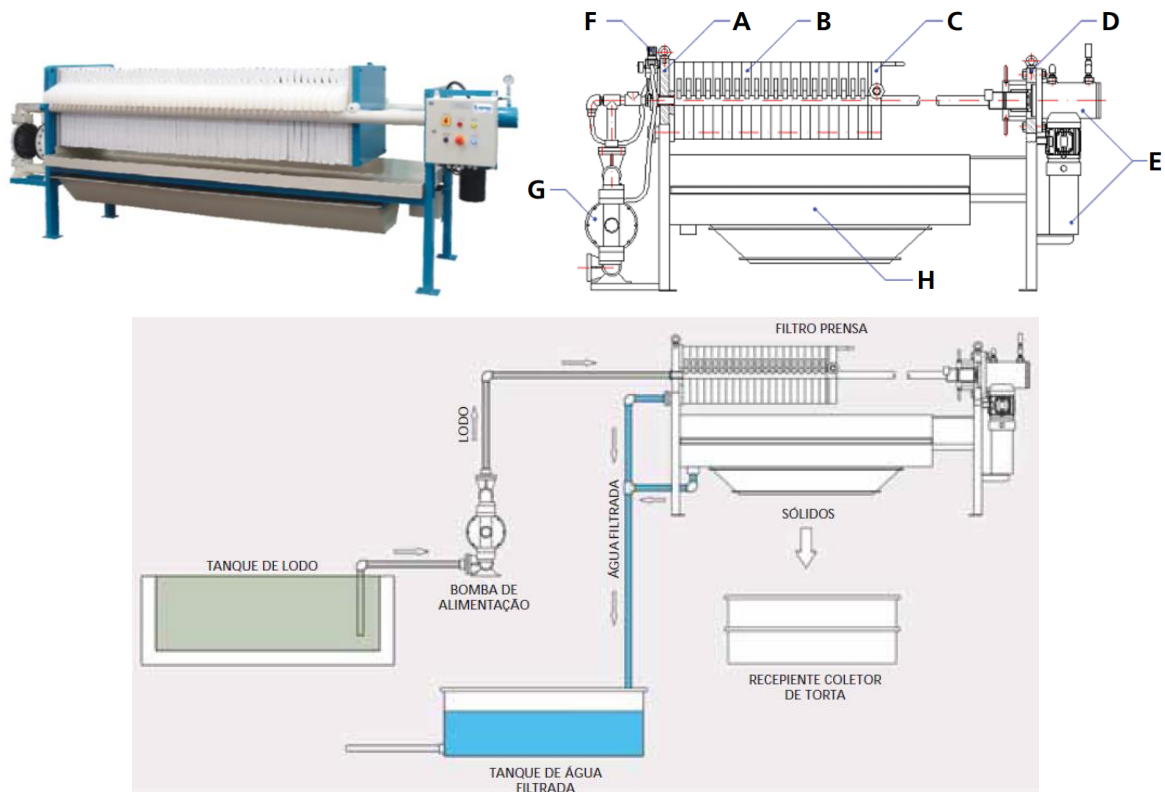


Figura 2.4 – Componentes e funcionamento de um filtro-prensa típico (Bomax, 2020)

Segundo Ulrich (2019), a filtração é a melhor tecnologia disponível para armazenamento de rejeitos. Essa tecnologia está deixando de ser utilizada em um número limitado de operações de taxa de produção relativamente baixa (6000 toneladas por dia) e passando a ser utilizada em operações de altas taxas de produção (superior a 50000 toneladas por dia).

Segundo Lupo e Hall (2010), para o desenvolvimento de projetos de pilha ou *dry stacking* (empilhamento a “seco”), é importante considerar as características do material filtrado, bem como as condições operacionais e de manuseio.

Segundo Gomes *et al.* (2016), quanto maior o teor de sólidos, maior é o custo de transporte dos rejeitos. No entanto, à medida que o teor de sólidos aumenta, os rejeitos são mais indicados para a construção de estruturas mais autossustentáveis, como pilhas. Testes piloto realizados com rejeitos filtrados são essenciais, pois o comportamento de cada material é único. É importante antecipar a variabilidade da mineralogia ao longo da vida do projeto. Os rejeitos filtrados são transportados, dispostos e compactados formando uma pilha insaturada, densa e estável, sem necessidade de retenção física. O grau ideal de saturação é geralmente entre 60% e 80%.

Segundo Lupo e Hall (2010), a filtração de rejeitos através de correias de vácuo ou prensas mecânicas avança o processo de consolidação dos rejeitos, que pode levar muito tempo para ser alcançado com o descarte tradicional, para formar uma torta. A torta de filtro geralmente tem uma consistência de areia úmida ou areia siltosa, com características geotécnicas e propriedades hidráulicas passíveis de empilhamento e compactação. Embora engrossadas, as lamelas podem formar praias com declividade de 3% a 6%, enquanto os rejeitos filtrados podem ser estáveis em pilhas de 20% a 30% (ou mais) de declividade, quando compactados. O produto filtrado resultante é um insaturado (muitas vezes entre 50% e 75% de saturação), de baixa compressibilidade e baixa condutividade hidráulica.

Segundo Lupo e Hall (2010), a estabilidade da estrutura de armazenamento de rejeitos depende parcialmente do aumento da resistência devido à sucção. Logo, a condição insaturada deve ser sempre preservada. Além disso, é essencial limitar o teor de umidade no momento da disposição dos rejeitos em pilhas e evitar a infiltração da água da chuva para que o processo de compactação destes materiais seja realizado de maneira adequada.

Oldecop *et al.* (2017) realizou testes de coluna com rejeitos filtrados para estudar a probabilidade de infiltração de água nas camadas da pilha. As colunas tinham um metro de altura e, em uma delas, uma camada de cascalho de estéril britado foi intercalada entre as camadas de rejeitos. Neste caso, o efeito barreira capilar se desenvolveu na interface camada de rejeito-rocha estéril. Este efeito é aproveitado no projeto da pilha por evitar a infiltração de água da chuva nas camadas inferiores, mantendo-a próxima à superfície superior do depósito para facilitar a evaporação e preservando a condição insaturada do depósito.

Uma barreira capilar é um sistema composto por duas camadas de materiais com granulometrias diferentes (um material de granulometria mais fina sobre outra mais grossa) (Figura 2.5). A inclinação e o grau de compactação são os parâmetros que influenciam a eficiência da barreira capilar. A permeabilidade hidráulica não saturada na camada capilar (superior) é menor que na camada de bloqueio capilar (inferior) e a inclinação mínima de 10° a 20° é necessária para permitir o fluxo livre de água na camada capilar. Seu primeiro efeito é a retenção de água na camada superior e o segundo, o fluxo livre horizontal da água na mesma camada. Izzo *et al.* (2013) estudou a aplicabilidade de rejeitos finos de mineração pré-tratados mecânica e biologicamente para a construção de barreira capilar durante o fechamento de aterros sanitários. Segundo ele, a barreira de rejeitos pode funcionar de maneira equivalente àquela construída com solo, sendo o fenômeno de retenção o mais significativo. Este estudo demonstra que um aspecto de suma importância no processo de disposição de rejeitos desaguados em pilhas é a possibilidade de formação de camadas pouco permeáveis intercaladas com camadas mais permeáveis no interior da pilha, possibilitando a formação de bolsões de água suspensos no interior do maciço compactado que são de difícil identificação. Situação que resultará em regiões com possibilidade de surgências na face dos taludes, e regiões de instabilidade na estrutura. Dessa forma, dentro do controle de compactação da estrutura deve-se atentar para as diferenças granulométricas dos materiais que serão compactados.

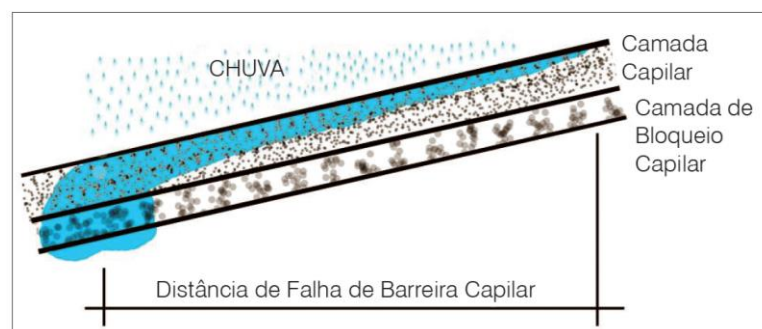


Figura 2.5 – Representação de barreira capilar (Izzo *et al.*, 2013)



Segundo Tessarotto (2015), as tortas desaguadas podem ser facilmente armazenadas em épocas de chuva, para posterior retomada e compactação na pilha. A Figura 2.6 apresenta exemplos de disposição de rejeito desaguado em filtro prensa da digestão de bauxita para a produção de alumina (*red mud*). Uma das dificuldades relacionadas ao empilhamento de rejeitos desaguados está associada ao controle de compactação das camadas empilhadas, destaca-se entre os fatores intervenientes no processo a garantia de um determinado desvio de umidade em relação à umidade ótima, sendo essa, por sua vez, influenciada por condições climáticas. Portanto, a possibilidade de armazenamento destes materiais para posterior compactação estará associada a taxa de produção de rejeitos e ao período chuvoso na região onde será executado o empilhamento. Desta forma, a replicação de experiências exitosas nem sempre será possível.



Figura 2.6 – Pilhas de rejeito de bauxita filtrado (Tessarotto, 2015)

A escolha da melhor alternativa de disposição dos rejeitos requer uma profunda avaliação geotécnica dos possíveis rejeitos gerados, dos processos de desaguamento, avaliação da localização da planta, da lavra e do local de disposição e taxa diária de volume gerado dos rejeitos e estéreis da lavra. É necessário considerar os custos de transporte e da água recuperada, além das exigências ambientais. Roshdieh *et al.* (2019) estudou um caso em que a localização de um concentrador foi um fator significativo na otimização do *layout* geral da mina e do esquema de disposição de rejeitos.

Segundo Lupo e Hall (2010), os projetos de pilha de rejeitos filtrados não são limitados a rejeitos de baixo teor de finos. Projetos de rejeitos filtrados com alto teor de finos foram concluídos com sucesso. A Figura 2.7 ilustra a granulometria de rejeitos finos cuja filtração foi bem-sucedida, devido aos avanços nos processos e equipamentos de filtração. E a Figura 2.8 ilustra as trajetórias de tensões de alguns dos rejeitos apresentados na Figura 2.7, demonstrando o comportamento destes materiais quando submetidos a níveis de tensões relacionados ao

processo de empilhamento. Por meio dessa análise apresentada por Lupo e Hall (2010) percebe-se a importância do estudo do comportamento desses materiais de acordo com os níveis de tensão previstos no projeto de empilhamento, sendo este nível dependente das alturas dos aterros. A influência do nível de tensões está associada ao comportamento contrátil ou expansivo destes materiais.

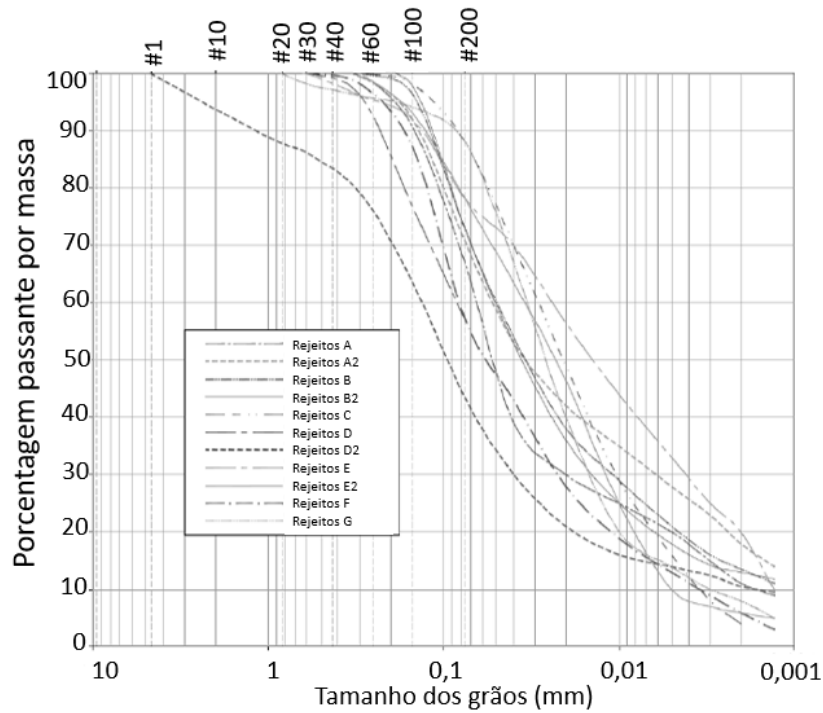


Figura 2.7 – Exemplos de granulometrias de rejeitos finos filtrados (Lupo e Hall, 2010)

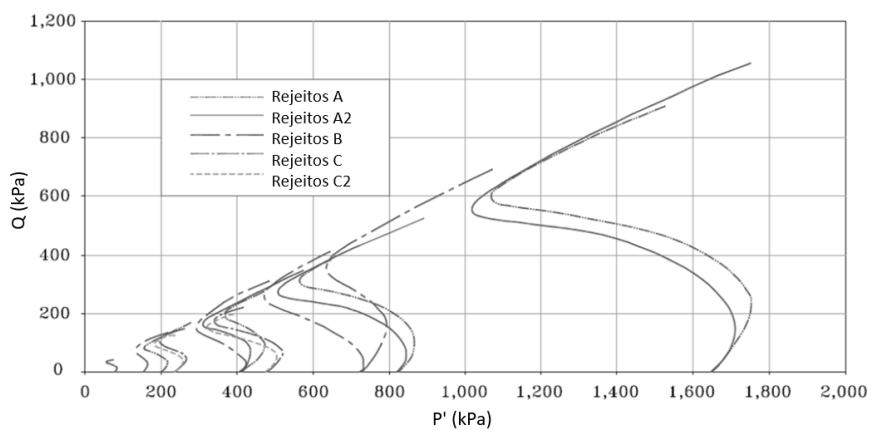


Figura 2.8 – Exemplos de trajetórias de tensões de rejeitos finos filtrados (Lupo e Hall, 2010)

O comportamento tensão-deformação e a permeabilidade de rejeitos de mineração são influenciados por sua composição mineralógica e granulométrica, densidade, compacidade ou grau de compactação, nível de tensões conforme apontam estudos como os desenvolvidos por

Pressoti (2002), Santos (2004), Pereira (2005), Bittar (2006), Lupo e Hall (2010), Miranda (2018), Arruda (2019), Chácara (2020), Coelho (2021). Todos estes parâmetros são relevantes para a análise de estabilidade dos taludes da pilha de rejeitos, contudo, o controle destas variáveis durante o processo de empilhamento é complexo. Primeiramente, pelo próprio conceito construtivo do empilhamento que, diferentemente de um aterro compactado onde há um controle e separação dos materiais compactados de acordo com suas características geotécnicas, o empilhamento de rejeitos é dependente da frente de lavra (que muda de acordo com características geológicas do material lavrado) e do processo de beneficiamento. Deste modo, o rejeito empilhado apresenta heterogeneidades que influenciarão nas características de drenagem (permeabilidade) e estabilidade da pilha (granulometria, composição mineralógica, e parâmetros de resistência e compressibilidade). A Figura 2.9 apresenta a variabilidade da porosidade de um material empilhado de acordo com a profundidade da pilha.

De acordo com Lupo e Hall (2010), a condutividade hidráulica dos rejeitos finos tende a ser baixa, normalmente inferior a  $1 \times 10^{-6}$  cm/s, mas depende da quantidade de finos, densidade e mineralogia do material. A baixa condutividade hidráulica saturada minimiza a infiltração através da pilha.

Em um empilhamento, os parâmetros estimados do material poderão sofrer variações, tornando-se necessários estudos para a identificação da variabilidade e do comportamento do material empilhado. Parâmetros de compressibilidade e, conseqüentemente, de resistência e permeabilidade estarão sujeitos a alterações ao longo do tempo.

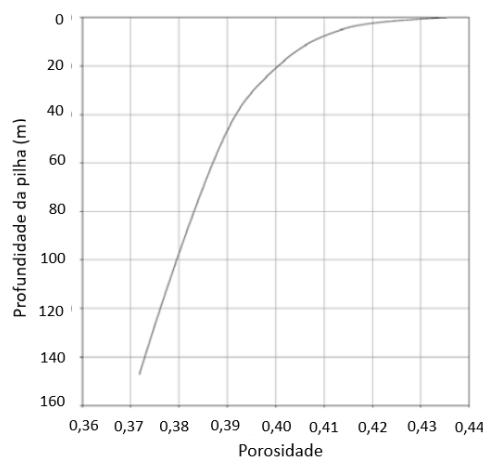


Figura 2.9 – Porosidade típica do rejeito com o aumento da profundidade da pilha (Lupo e Hall, 2010)

Se os rejeitos filtrados forem altamente compressíveis, à medida em que a altura da pilha aumenta, a porosidade pode diminuir ao ponto em que os rejeitos se tornem saturados. Uma vez que isso acontece em uma região da pilha, qualquer carregamento adicional (como um alteamento) pode dar origem a excessos de poropressão, o que pode causar instabilidade da pilha. Portanto, é importante quantificar a compressibilidade dos rejeitos e o desenvolvimento de saturação precisa ser tratado em projeto para que a estabilidade não seja comprometida. Segundo Ulrich (2019), se zonas de rejeitos saturados podem ocorrer e existe o potencial para liquefação, a compactação adicional dos rejeitos filtrados pode ser necessária.

Durante a operação da pilha, devem ser tomadas providências para lidar com rejeitos excessivamente úmidos, caso ocorram condições adversas na planta de filtração. É uma boa prática, em geral, compactar os rejeitos insaturados ao longo da extremidade à jusante da pilha, formando uma zona estrutural. Atrás desta zona estrutural compactada, os rejeitos podem ser dispostos com baixa ou nenhuma compactação, inclusive rejeitos excessivamente úmidos (Figura 2.10). Além disso, o teor de umidade também pode influenciar no *layout* e na locação da planta de filtração.

Essa zona estrutural precisa ser projetada com base em análises de estabilidade para conter e suportar os materiais adjacentes, considerando a resistência do material e a existência de solicitações estáticas e sísmicas. Bermas de enrocamento podem aumentar a estabilidade, como explicitado por Kwan *et al.* (2011). O zoneamento das pilhas imita projetos de barragens de rejeitos convencionais de construção a jusante, a montante, ou à linha central, a depender da direção em que a zona estrutural (rejeito filtrado compactado) é alteada. A construção a jusante requer cálculos cuidadosos do balanço de massas depositadas.

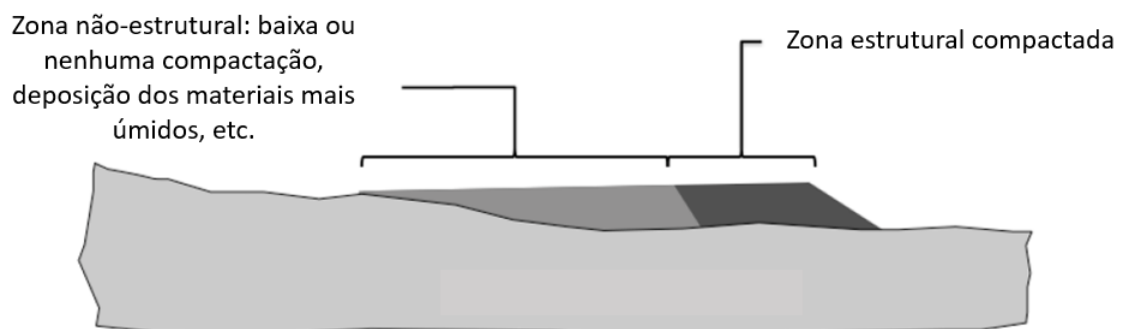


Figura 2.10 – Seção transversal típica de pilha (Lupo e Hall, 2010)

De acordo com Lupo e Hall (2010), outra boa prática para controlar rejeitos compressíveis é depositá-los em vários pontos distribuídos em toda a instalação, reduzindo efetivamente a taxa de empilhamento. A experiência de operações reais de pilhas não saturadas mostra que a infiltração através da pilha não é um problema significativo, desde que o controle de gestão de água seja adequado. Para a maioria das instalações de pilhas de rejeitos filtrados, grande parte da precipitação escorre da superfície (devido à baixa condutividade hidráulica dos rejeitos) e pode ser coletada pelos canais de águas superficiais. É prudente projetar a superfície superior da pilha com material graduado para drenar a água durante a estação chuvosa para regiões de estabilidade menos críticas, como as zonas estruturais, por exemplo.

O sistema de drenagem pode ser adaptado ao longo do projeto, com o objetivo de melhorar uma instalação de baixo desempenho. Esses drenos devem ser projetados para atender aos critérios de filtro e drenagem e podem ser areia e cascalho ou material geossintético (Ulrich, 2019).

Segundo Davies (2011), o teor de umidade desejado para o rejeito filtrado deve facilitar a construção dos aterros e atender aos critérios de estabilidade de taludes. Sendo este parâmetro frequentemente alterado devido as variações climáticas (ligeiramente mais seco para climas mais úmidos e ligeiramente mais úmido para climas mais secos) e para operações de maior rendimento, onde pilhas de rejeitos filtrados empregam equipamentos de compactação maiores (onde pode ser mais apropriado consultar o teor de umidade ideal do Proctor Modificado). Neste contexto, torna-se necessária a utilização de aterros experimentais para a adequação dos parâmetros operacionais da pilha e estabelecimento de medidas de controle de compactação orientadas por ensaios laboratoriais.

Ainda de acordo com Davies (2011), para rejeitos com elevado teor de argila, o tempo e o custo de filtração podem tornar impraticável a produção de uma torta com umidade próxima àquela baseada em Proctor. Assim, para esses rejeitos (que geralmente possuem condutividade hidráulica saturada igual ou inferior a  $1 \times 10^{-5}$  cm/s), o teor de umidade alvo pode ser direcionado para a trabalhabilidade do material, ou seja, para permitir que a superfície de rejeitos seja trafegável durante o processo de construção dos aterros.

Vardanega e Haigh (2014, *apud* Ulrich, 2019) desenvolveram uma correlação, Equação 2.2, entre a resistência ao cisalhamento não drenada de um solo ( $S_u$ ) e seu índice de liquidez ( $IL$ ), obtido pela Equação 2.1.

$$IL = (\omega - LP)/(LL - LP) \quad (2.1)$$

$$S_u = 1,7 * 35^{(1-IL)} \text{ kPa para } 0,2 < IL < 1,1 \quad (2.2)$$

Onde:

$\omega$ : teor de umidade do solo;

$LP$ : teor de umidade do solo no limite de plasticidade;

$LL$ : teor de umidade do solo no limite de liquidez;

$IP$ : índice de plasticidade ( $IP = LL - LP$ ).

Ulrich (2019) utilizou a Equação 2.2 para uma análise preliminar da influência da variação do teor de umidade na resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) de algumas amostras de rejeitos filtrados, sendo esta análise apresentada na Figura 2.11, na qual observa-se que a variação do teor de umidade tem maior impacto na queda da resistência não drenada para os rejeitos com menores índices de plasticidade.

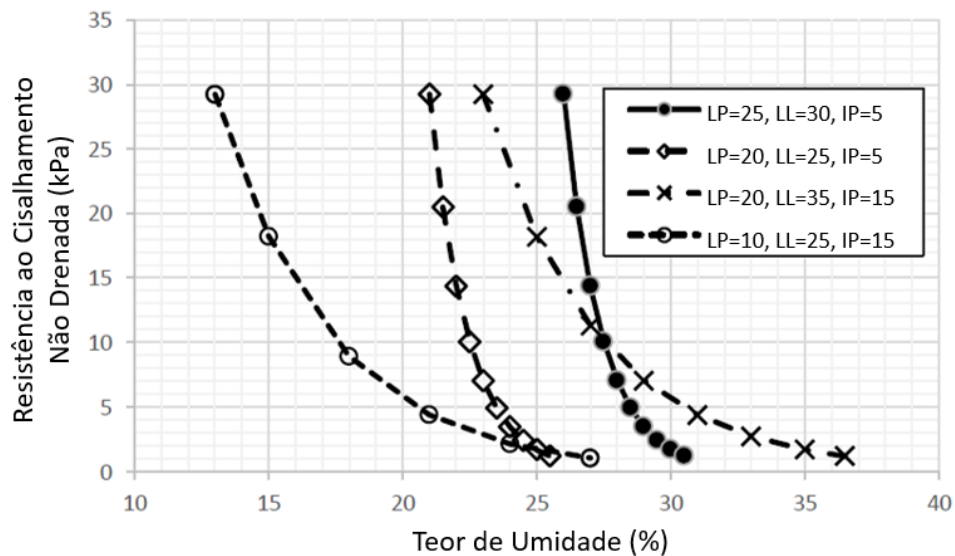


Figura 2.11 – Resistência não drenada x teor de umidade de amostras de rejeito filtrado (Ulrich, 2019)

Segundo Ulrich (2019), em climas úmidos ou frios, pode ser necessário diminuir o teor de umidade alvo no processo de controle de compactação, para compensar a umidade do ambiente. Considerando as possíveis alterações climáticas no ambiente de disposição de rejeitos, é prudente incluir um represamento convencional que permita a disposição emergencial de rejeitos durante os períodos de manutenção dos filtros, em períodos chuvosos ou quando as tortas possuem umidade excessiva, como apresentado anteriormente. Por outro lado, para tortas com teor de umidade abaixo do teor de umidade alvo, a umidade excessiva pode ser eliminada por qualquer atividade que aumente a área de superfície para a evaporação.

Os procedimentos podem não ser executadas como o planejado e a melhor saída é empregar a abordagem observacional desde o início do projeto, para conter resultados operacionais insatisfatórios. Esta abordagem significa projetar para o desempenho mais provável, compreender os desvios e ter soluções para combatê-los (Ulrich, 2019). Os pontos a serem observados visualmente incluem protuberâncias ou declives nas encostas externas ou o aparecimento de rachaduras na pilha.

Segundo Robertson *et al.* (2017), a construção de aterros com materiais potencialmente soltos e não saturados está se tornando cada vez mais comum, como pilhas de rejeito filtrado de alturas significativas (superiores a 100 m) em estado úmido e compactação insuficiente. Em solos não saturados, os vazios são preenchidos com fluido e ar, resultando em forças de sucção, situação semelhante também ocorre em rejeitos filtrados. As sucções aumentam as tensões efetivas ( $\sigma'$ ) no solo em comparação com os solos saturados. Portanto, em regiões e projetos onde a falta de saturação pode ser mantida, os efeitos benéficos da sucção podem ser valiosos para melhorar o desempenho da estrutura.

Davies e Veillette (2006) publicaram um estudo de caso em que uma pilha de rejeitos filtrados foi construída em uma área em que o inverno é bastante rigoroso, quando a neve e o gelo afetam potencialmente a colocação e a compactação do material. A solução encontrada foi o zoneamento da pilha, ou seja, o rejeito foi compactado no verão, formando a zona estrutural e a zona não estrutural, composta por rejeitos depositados durante os períodos úmidos. O sistema de drenagem foi propositalmente superdimensionado, com trincheiras de enrocamento separado do rejeito por uma série de filtros granulares.

Davies (2011) pontua alguns aspectos de suma importância a serem considerados em projetos de empilhamento de rejeito filtrado, como:

- Alocar a pilha em região que evite o transporte de poeira pelos ventos predominantes; evitar local em região de descarga de água subterrânea; estudar um local que otimize o transporte do rejeito filtrado (um erro comum é alocar a instalação da mesma forma de um represamento de lama);
- Embora a umidade possa variar de 1 a 2% para baixo (desvio de umidade tolerável) daquela ideal por Proctor Normal (em climas mais úmidos) e a 1% acima (em climas mais secos), à medida em que as pilhas são alteadas e os equipamentos de compactação utilizados são mais robustos, é provável que as umidades consistentes com o Proctor Modificado sejam mais apropriadas;
- Normalmente existem dois sistemas de drenagem em pilhas de rejeitos filtrados: um de coleta e desvio de água sem contato (água de superfície natural e subterrânea que não entrou em contato com os rejeitos) e um de coleta e desvio de água com contato (água de infiltração, superfície e subterrânea que entrou em contato com os rejeitos);
- Especialmente em ambientes mais úmidos, a distância de transporte, estratégia de colocação e esforço de compactação e trabalhos adicionais para fechamento e recuperação fazem uma grande diferença no custo unitário de instalação de uma pilha não saturada;
- O zoneamento é essencial para uma pilha de rejeitos eficiente. Ter a capacidade de lidar com um material ligeiramente fora das especificações remove muitas restrições;
- Se houver compactação e manutenção adequada dos teores de umidade desejados, a infiltração será insignificante. É mais interessante aplicar recursos em sistemas de drenagem superficiais. As lonas são uma maneira excelente de fornecer proteção de curto prazo contra a erosão, em áreas de chuvas intensas;
- O elemento de fechamento mais importante é um plano de gerenciamento de escoamento superficial. O material de cobertura precisa resistir à erosão do escoamento, evitar poeira e permitir a recuperação vegetal da área e
- Uma área de armazenamento temporário para um a três dias é de grande valor para fornecer flexibilidade operacional. Esta área deve ser próxima à planta de filtração, para que o rejeito possa ser reintroduzido rapidamente no processo.



Em relação à umidade de compactação mencionada por Davies (2011), cabe a discussão acerca da importância da construção de aterros experimentais, a fim de determinar a umidade ótima de compactação, que, na prática, representaria a melhor relação custo/benefício do projeto de empilhamento. Cabe ressaltar também que as características de compactação serão determinadas considerando as propriedades definidas no projeto de solos reforçados.

Rejeitos filtrados também podem ser armazenados em regiões sujeitas a subsidência, como foi estudado por Zhang *et al.* (2017). Os resultados dos estudos de viabilidade e estabilidade da construção de grande escala em região de subsidência de mineração de carvão mostraram que a instalação tem menor probabilidade de falha, infiltração e alcance de impacto que um represamento de rejeitos convencional. Contudo, a disposição de rejeitos em regiões sujeitas a estes fenômenos necessita de estudos relacionados à estabilidade de fundação destas estruturas.

## **2.2. GEOGRELHAS**

A norma brasileira NBR ISO 10318-1 Geossintéticos Parte 1: termos e definições (ABNT, 2021a) define o geossintético como um produto em que ao menos um de seus componentes é produzido a partir de um polímero sintético ou natural, sob a forma de tira, manta ou estrutura bidimensional, utilizado em contato com o solo ou outros materiais.

São produtos com controle de qualidade industrial e amplamente disponíveis, com propriedades mecânicas e hidráulicas capazes de suportar solicitações extremas. Isso permite a realização de obras com menor custo e mais segurança, em termos de carregamentos aplicados e proteção ao meio ambiente (IGS, 2020). Conforme a norma ABNT (2021a) os geossintéticos podem ter uma ou mais das seguintes funções:

- Drenagem: coleta e condução de águas pluviais, águas subterrâneas e outros fluidos;
- Filtração: restrição da passagem sem controle de partículas do solo ou outro material, permitindo a passagem do fluido em movimento pelo ou no interior de um geossintético;
- Proteção: prevenção ou limitação de danos em um dado material;
- Reforço: uso do comportamento tensão-deformação de um geossintético para melhorar o comportamento mecânico de um solo ou outro material de construção;
- Separação: prevenção à mistura de dois materiais adjacentes, de naturezas diferentes;

- Controle de erosão superficial: prevenir ou evitar os movimentos do solo ou de outras partículas na superfície;
- Barreira: prevenir ou limitar a migração de fluidos;
- Alívio de tensões: para retardar o desenvolvimento de trincas em pavimentos asfálticos, pela redistribuição das tensões que surgem no pavimento danificado.
- Estabilização: melhoria do comportamento mecânico de um material granular solto, através da inclusão de uma ou mais camadas de geossintéticos.

Segundo a norma ABNT (2021a), os geossintéticos geotêxtil, geogrelha, geotira e geobarras são exemplos de elementos resistentes à tração, ou seja, possuem a função de reforço de solos. As geogrelhas possuem estrutura polimérica plana constituída por uma malha aberta e regular de elementos de tração completamente conectados, que podem ser unidos por extrusão, solda ou entrelaçamento, cujas aberturas são maiores que os elementos constituintes. As principais características das geogrelhas são a alta resistência à tração, boa interação solo/geogrelha, alta resistência a danos de instalação, além de serem inertes e não-contaminantes (Quispe, 2008). De acordo com o processo de produção, as geogrelhas podem ser classificadas em:

- geogrelha extrudada (GGE): produzida por extrusão e estiramento. Estiramentos em sentido único produzem geogrelhas unidirecionais e estiramentos nos dois sentidos originam geogrelhas bidimensionais;
- geogrelha soldada (GGB): os elementos de tração transversais e longitudinais são soldados nas juntas;
- geogrelha tecida (GGW): os elementos de tração transversais e longitudinais são tecidos ou tricotados nas juntas.

Atualmente, os materiais classificados como geogrelhas recebem, no Brasil, a simbologia GGR conforme orientação da norma técnica NBR ISO 10318-2 (ABNT, 2021b).

Geogrelhas uniaxiais são anisotrópicas em termos de resistência e rigidez à tração, com a resistência em uma direção (geralmente a normal à direção do eixo do rolo) significativamente maior que na outra. Geogrelhas biaxiais apresentam os mesmos valores ou valores próximos de resistência e rigidez à tração nas direções normal e paralela ao eixo do rolo. Já as geogrelhas multiaxiais apresentam valores próximos de resistência e rigidez à tração em três direções

(Figura 2.12) (Palmeira, 2018).

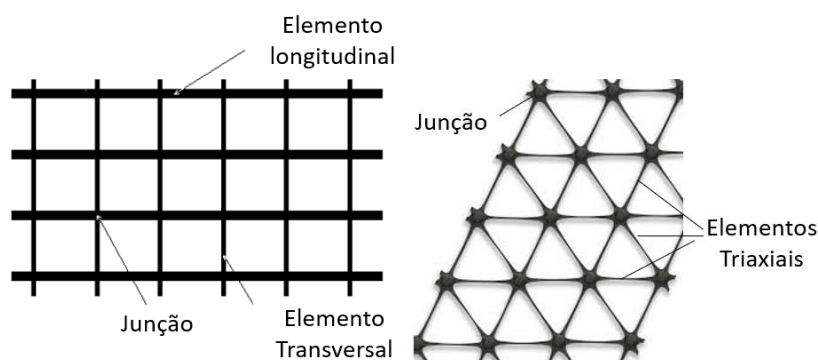


Figura 2.12 – Elementos constituintes das geogrelhas: uniaxial e biaxial típica (esquerda) e multiaxial (direita) (Adaptado de Teixeira, 2003)

As aberturas das geogrelhas promovem o imbricamento com o solo envolvente. Os polímeros empregados na fabricação de geogrelhas são, geralmente, o polietileno de alta densidade (PEAD), o poliéster (PET) e o polipropileno (PP). O tipo de polímero afeta as diversas características de comportamento dos geossintéticos, principalmente aquelas de longo prazo (Teixeira, 2003). A Figura 2.13 exemplifica a diversidade de geogrelhas existentes no mercado atual.

Segundo Koerner (2005), em geral, as geogrelhas são mais resistentes que os geotêxteis e seu emprego é quase que exclusivamente dirigido para reforço, sendo as principais aplicações: reforço de taludes e muros de contenção; reforço para execução de aterros sobre solos moles; separação e reforço em rodovias não pavimentadas e ferrovias; reforço de pavimento asfáltico, em conjunto com gabiões para construção de muros reforçados com controle de erosão e em conjunto com geotêxteis ou geomembranas, formando os denominados geocompostos (Quispe, 2008).

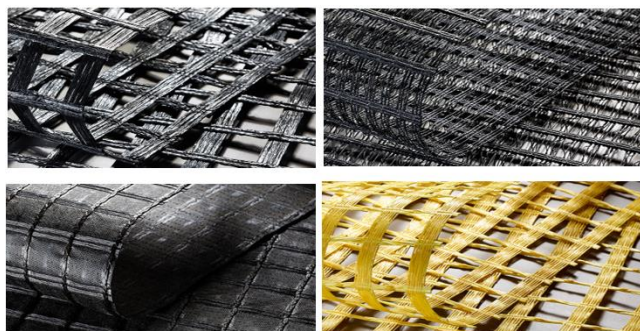


Figura 2.13 – Exemplos de geogrelha (Huesker, 2020)

De acordo com a norma técnica NBR 16920-1 Muros e taludes em solos reforçados - Parte 1: solos reforçados em aterros (ABNT, 2021), solos reforçados são maciços terrosos que possuem reforços resistentes à tração, que melhoram as suas características mecânicas. A inclusão de geossintéticos ou elementos metálicos confere aos maciços as condições essenciais de resistência interna e estabilidade, limitando os deslocamentos.

As estruturas de solo reforçadas são também referidas como estruturas de solo mecanicamente estabilizadas. O reforço aumenta a tensão de cisalhamento na massa de solo alterando o padrão de distribuição das tensões no maciço (Clayton *et al.*, 1993, *apud* Quispe, 2008).

De acordo com a NBR 16920-1 (ABNT, 2021), os projetos de reforço de maciços terrosos com geossintéticos devem conter as seguintes especificações:

- o tipo de geossintético de reforço;
- a resistência à tração característica na direção principal de tracionamento;
- a resistência à tração disponível da direção principal de tracionamento;
- os fatores de redução e condições de projeto considerados;
- o fator de interação entre o solo e o reforço considerado e
- demais propriedades, a critério do projetista.

Para a aplicação em aterros sobre solos moles, por exemplo, os geotêxteis e as geogrelhas podem ser efetivamente utilizados, reduzindo os recalques diferenciais no solo de fundação, devido à sua baixa capacidade de carga, prevenindo a ruptura rotacional, o deslizamento lateral, a extrusão da fundação e a ruptura global (BS 8006-1, 2010), representadas na Figura 2.14.

De acordo com Holtz (2001), as geogrelhas também são utilizadas como auxiliares de compactação em aterros (Figura 2.15). Neste caso, tiras de geogrelha são colocadas nas bordas inclinadas de aterros para fornecer confinamento lateral. Mesmo quantidades modestas de reforço reduzem a erosão superficial dos aterros inclinados. Em alguns casos, geotêxteis não tecidos espessos, com capacidades de drenagem plana permitem dissipação rápida de poropressão em solos coesivos compactados.

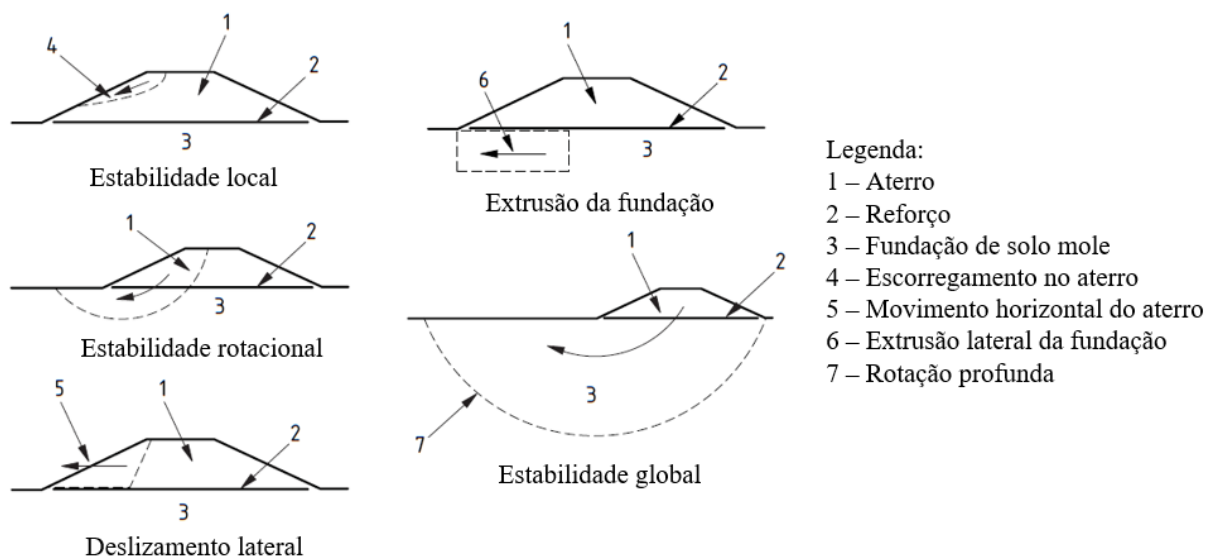


Figura 2.14 – Mecanismos de ruptura de aterros sobre solos moles e aplicação de geossintético para reforço da fundação (adaptado de BS 8006-1, 2010)

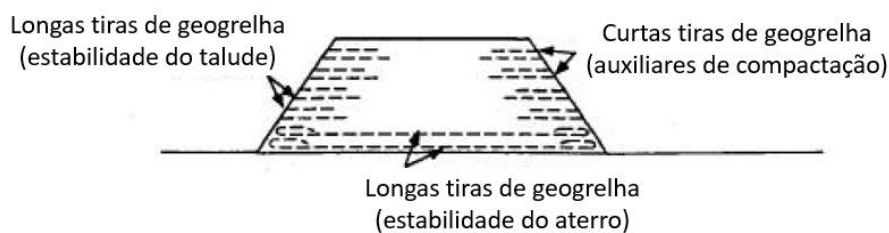
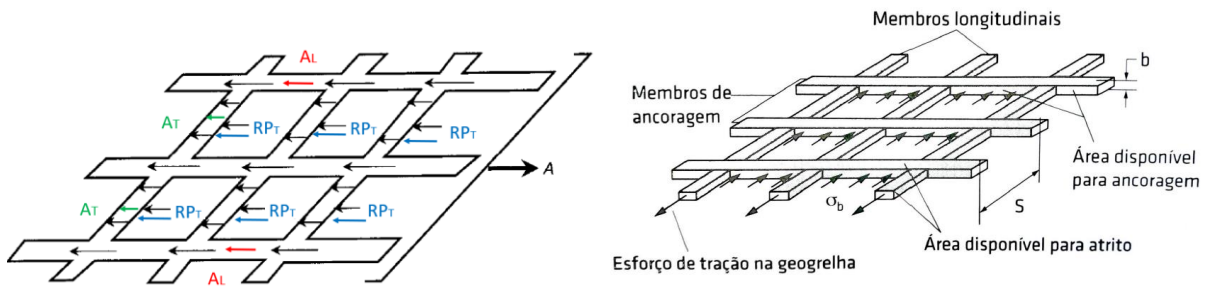


Figura 2.15 – Exemplo de geogrelha em múltiplas camadas para reforço de aterros (Holtz, 2001)

De acordo com a NBR 16920-1 (ABNT, 2021), a modelagem numérica do maciço reforçado analisa a distribuição de tensões e deformações em estruturas de solos reforçados, sendo possível a simulação de métodos construtivos, geometrias complexas, propriedades do solo, do reforço e da interface.

As propriedades mecânicas de interação solo-geogrelha são de grande importância para os projetos de solos reforçados. A interação solo-geogrelha é resultante do efeito combinado entre o atrito entre o solo e a superfície da geogrelha e a resistência passiva oferecida pelo solo aos elementos transversais da geogrelha (Figura 2.16). As tensões mobilizadas na interface solo-reforço dependem de fatores como a natureza do solo, a orientação e a rigidez do reforço, as tensões confinantes, a natureza da interface e os mecanismos de interação solo-reforço (Teixeira, 2003).



Legenda: A: força total de arrancamento;  
 AL: Resistência de atrito nos membros longitudinais;  
 AT: Resistência de atrito nos membros transversais e  
 RPT: Resistência passiva nos membros transversais.

Figura 2.16 – Fatores geométricos e natureza da interface solo-geogrelha em ensaios de arrancamento (Adaptado de Palmeira, 2018 e Koerner, 2013)

Os ensaios de laboratório mais usados para determinar as resistências de interface são os de arrancamento e de cisalhamento direto (Figura 2.17). Estes ensaios diferem entre si pela forma em que os esforços são aplicados no geossintético e pelos mecanismos de ruptura. Apesar de ser conveniente para os estudos de interação solo-geotêxtil, o ensaio de cisalhamento direto não se mostra adequado ao estudo de interação solo-geogrelha. Já o ensaio de arrancamento, simula bem o comportamento de geogrelhas ao serem solicitadas numa estrutura de solo reforçado.

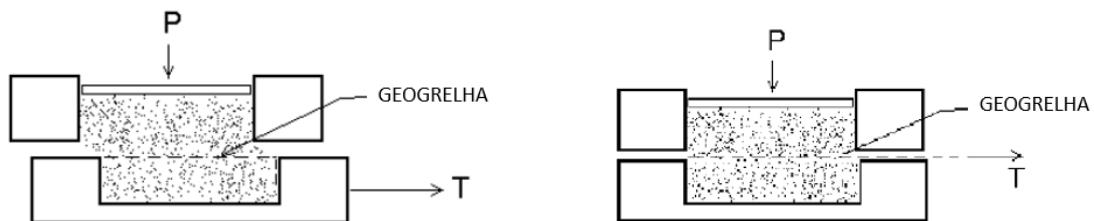


Figura 2.17 – Esquema dos ensaios de cisalhamento direto (esquerda) e arrancamento (direita) (Teixeira, 2003)

De acordo com Palmeira (2018), os dois ensaios simulam a interação solo-reforço em diferentes regiões de uma estrutura de solo reforçado (Figura 2.18). O ensaio de cisalhamento direto poderia simular as regiões em que o reforço intercepta a Zona de plastificação e as regiões em que ocorrem rupturas mais superficiais, com deslizamento do solo sobre parte da camada de reforço, devido a atuação de sobrecargas localizadas (o que ocorre em regiões superiores na estrutura reforçada). Já o ensaio de arrancamento poderia simular as condições das regiões de ancoragem, onde o reforço é submetido ao arrancamento.

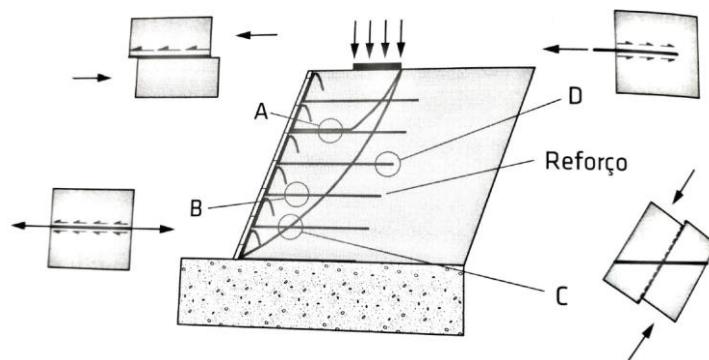


Figura 2.18 – Mecanismos de interação entre geogrelha e solo em uma estrutura de contenção em solo reforçado (Palmeira, 2018)

No caso de solos coesivos, o ensaio de arrancamento sob diferentes valores de tensão normal permite também a estimativa da adesão entre o solo e o geossintético e o estabelecimento de uma envoltória de resistência na interface solo-geossintético, semelhantemente ao realizado em ensaios de cisalhamento direto. A rigidez à tração do reforço e o valor da tensão normal podem influenciar os resultados de ensaios de arrancamento. Para reforços extensíveis (baixa rigidez à tração), ocorrerá o processo de ruptura progressiva, de modo que somente parte do geossintético seja efetivamente tracionado (Figura 2.19).

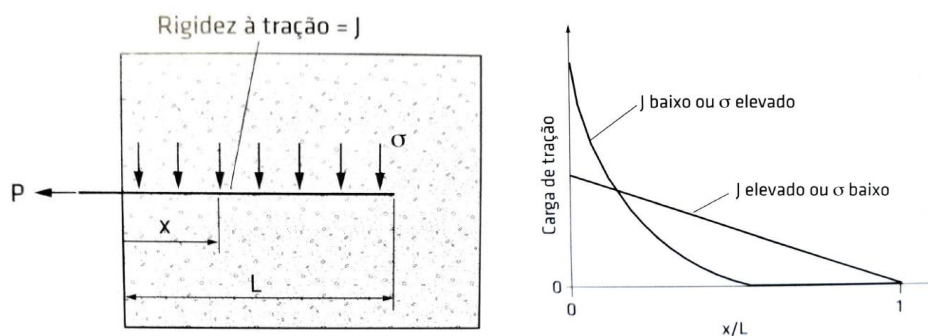


Figura 2.19 – Influência da rigidez ou carga de tração ao longo do comprimento do geossintético em ensaios de arrancamento (Palmeira, 2018)

De acordo com Teixeira (2003), os ensaios de arrancamento de geogrelha inseridas em solos granulares e em solos coesivos geralmente apresentam resultados discrepantes, o que se deve, principalmente, ao tamanho dos grãos que preenchem os vazios das geogrelhas. A análise da resistência ao arrancamento de solos granulares é feita sob condições drenadas, pois são consideradas apenas as parcelas devido ao atrito e à resistência passiva do solo, desprezando-se a adesão de interface e as poropressões. Solos granulares bem graduados oferecem, ainda, resistência maior do que os solos mal graduados. Já em solos coesivos, a análise para condições

de curto prazo (não drenadas) e de longo prazo (drenadas) deve ser avaliada em cada projeto, pois a variação do teor de umidade impacta significativamente na resistência ao arrancamento. Durante os ensaios, é necessário mensurar os deslocamentos ao longo do comprimento do reforço, visto que as pressões neutras variam com o tempo, ao longo do contato solo-geogrelha. Sendo assim, a dissipação das poropressões ao longo da geogrelha ensaiada também deve ser medida, para melhor avaliação dos parâmetros de arrancamento.

A resistência ao cisalhamento também é influenciada pela densidade e confinamento do solo. Solos coesivos compactos também dilatam a baixas e médias tensões de confinamento. Se a dilatância é restringida, a tensão de confinamento ao longo do reforço é elevada até o estado crítico, quando a ruptura ocorre sem variação de volume.

Altay *et al.* (2019) realizou ensaios de arrancamento de geogrelha em solos coesivos com diferentes teores de umidade. Os resultados indicaram que as maiores resistências ao arrancamento ocorreram para as amostras cujo teor de umidade estava próximo ou igual à umidade ótima do solo, quando o estado de maior densidade do solo é alcançado. Além disso, os resultados revelaram maiores resistências mobilizadas na interface solo coesivo-geogrelha do que no próprio contato solo-solo.

De acordo com Palmeira (2018), ao variar a inclinação do reforço em relação ao plano central da caixa em ensaios de cisalhamento direto, observa-se um ganho máximo de resistência ao cisalhamento para uma inclinação do reforço com a vertical em torno de 30°. Este é, aproximadamente, o ângulo que os reforços horizontais fazem com a normal ao plano de ruptura em uma estrutura de solo reforçado, enfatizando a vantagem de as camadas de reforço serem instaladas na horizontal (direção na qual tendem a ocorrer as deformações máximas de tração).

Muitas das propriedades físicas das geogrelhas, incluindo o tipo de estrutura, dimensões das tiras, tipo de junção, tamanho da abertura, espessura e densidade, podem ser mensurados diretamente (Koerner, 2013). As propriedades mecânicas dos geossintéticos são muito importantes em obras em que serão utilizados como reforço. Segundo Palmeira (2018), para materiais com seções transversais descontínuas, como as geogrelhas, não faz sentido a definição de tensões normais a tais seções, sendo mais conveniente trabalhar com a força mobilizada por unidade de largura normal à sollicitação. Além da resistência à tração ( $T_{max}$ ) e da deformação na



ruptura ( $\epsilon_{\max}$ ), outra grandeza fundamental em obras de reforço é a rigidez à tração ( $J$ ) da geogrelha, definida como a razão entre a força de tração e a deformação correspondente. É comum a utilização da rigidez secante ( $J_{\epsilon}$ ) a uma deformação (geralmente 1%, 2% ou 5%), já que o comportamento à tração de materiais poliméricos é não linear (Figura 2.20).

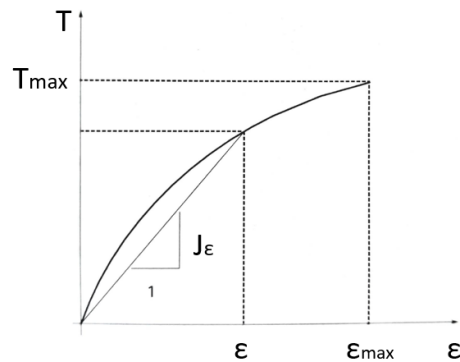


Figura 2.20 – Curva carga-deformação em um geossintético (Palmeira, 2018)

Ao projetar-se uma geogrelha para uma estrutura de solo reforçado, é necessário definir com precisão duas propriedades: o comportamento tensão-deformação de longo prazo e a interação solo-geogrelha de longo prazo. Como as geogrelhas são constituídas por polímeros, as suas características de tensão-deformação são dependentes do tempo e as propriedades de longo prazo devem ser baseadas em um programa de testes de duração suficiente que possa ser extrapolado para a vida exigida do projeto (maior que cem anos), com base nas características do polímero. O comportamento tensão-deformação deve levar em consideração a fluência, danos de instalação, degradação biológica, degradação química e conexões estruturais. A avaliação também deve levar em conta as dimensões de longo prazo, a rigidez da nervura e a resistência de qualquer revestimento que possa ser incorporado à geogrelha (Carroll e Curtis, 1991).

Em projetos de solo reforçado com geossintético, a resistência à tração de projeto é determinada a partir da aplicação de um fator de redução global sobre a resistência característica do reforço. Este fator global é geralmente desmembrado em fatores parciais de redução que consideram a perda de resistência decorrente de danos mecânicos, degradação biológica e deformações por fluência. Os fatores de redução têm como objetivo minorar a resistência índice definida por ensaios de tração simples e fornecida pelos fabricantes. O fator de redução por danos mecânicos, que prepondera sobre os demais nos projetos de reforço, pode ser definido pela alteração da estrutura do geossintético durante o manuseio e a instalação do material, durante a

compactação do solo adjacente e durante as solicitações iniciais de serviço (Sieira e Sayão, 2008).

De acordo com Palmeira (2018), a resistência à tração disponível do geossintético ( $T_{disp}$ ) pode ser dada por:

$$T_{disp} = \frac{T_{ref}}{FR_{dm} \cdot FR_{amb} \cdot FR_{mat}} \quad (2.3)$$

Onde:

$FR_{dm}$ : Fator de redução para dano mecânico;  $FR_{amb}$ : Fator de redução para mecanismos de degradação decorrentes do ambiente de instalação do geossintético (o valor mínimo usualmente adotado é 1,1) e  $FR_{mat}$ : Fator de redução relacionado às incertezas quanto ao produto utilizado (o valor mínimo usualmente adotado é 1,1).

A resistência de referência de um geossintético ( $T_{ref}$ ) é determinada através de ensaios de fluência e garante que o reforço não romperá por fluência durante a vida útil do projeto. Na ausência de resultados de ensaio de fluência satisfatórios, o valor de  $T_{ref}$  pode ser estimado por:

$$T_{ref} = \frac{T_{max}}{FR_{fl}} \quad (2.4)$$

Onde:

$T_{max}$ : resistência à tração obtida em ensaio que melhor represente as condições de carregamento em que o geossintético será submetido na obra e  $FR_{fl}$ : Fator de redução para a fluência do geossintético.

A Tabela 2.2 e a Tabela 2.3 apresentam valores típicos de  $FR_{dm}$  e  $FR_{fl}$ , para o dimensionamento de geogrelha para projetos de estruturas de solo reforçado.

Tabela 2.2 - Valores típicos de  $FR_{dm}$  para geogrelhas (Palmeira, 2018)

Tipos de aterro	$D_{max}$ (mm) <sup>(1)</sup>	$FR_{dm}$	
		$T_{max} \leq 50kN/m$ <sup>(2)</sup>	$T_{max} > 50kN/m$
Pedras	< 200	1,20-1,70	1,10-1,50
Pedregulhos	< 100	1,15-1,50	1,15-1,25
Areias	< 2	1,10-1,25	1,05-1,20
Argilas	< 0,06	1,05-1,15	1,05-1,10

Notas: (1)  $D_{max}$  (mm): diâmetro máximo de grãos de aterros bem graduados e (2)  $T_{max}$ : resistência à tração da geogrelha.

Tabela 2.3 - Valores mínimos de  $FR_{fl}$  para geossintéticos na ausência de resultados de ensaios de fluência (Palmeira, 2018)

Referência	Valores mínimos de $FR_{fl}$			
	Poliéster	Poliamida	Polipropileno	Polietileno
Koerner (1998)	2,0 a 2,5	2,0 a 2,5	3,0 a 4,0	3,0 a 4,0
Den Hoedt (1986)	2,0	2,5	4,0	4,0
Lawson (1986)	1,5 a 2,5	1,5 a 2,5	2,5 a 5,0	2,5 a 5,0

### 2.3. MODELAGEM NUMÉRICA

Segundo Aguilera (2009), o método de análise de estabilidade que era mais utilizado nos projetos de mineração, à época, era o Método de Equilíbrio Limite (MEL), que permite a determinação do fator de segurança do talude, utilizando as propriedades de resistência dos materiais e a visualização da Zona de plastificação, facilitando a interpretação dos resultados. Porém, o MEL possui algumas limitações, como: é baseado apenas numa análise estática, supõe tensões uniformemente distribuídas e os modelos de falha que utiliza são muito simples.

As análises do MEL consistem em determinar se existe resistência no maciço para suportar as tensões de cisalhamento que tendem a provocar deslizamentos e rupturas, através da equação (2.5). Segundo Pacheco (2005), a experiência acumulada ao longo dos anos tem demonstrado que o MEL é rápido, preciso e simples conforme apresentado na Equação 2.5.

$$FS = \frac{S}{\tau} \quad (2.5)$$

Onde:

FS: Fator de segurança; S: Resistência ao cisalhamento e  $\tau$ : Tensão cisalhante atuante.

O fator de segurança é associado diretamente à resistência ao cisalhamento que, na maioria das situações geotécnicas, pode ser a maior fonte de incertezas. O MEL considera que o fator de segurança é o mesmo em todos os pontos da superfície potencial de ruptura e introduz hipóteses para complementar as equações de equilíbrio, já que o número de incógnitas é geralmente superior ao número de equações da estática. A maioria dos MEL, portanto, subdivide a porção superior à superfície potencial de ruptura em fatias, analisando-se o equilíbrio de forças em cada fatia, isoladamente (Pacheco, 2005). No MEL, o solo é admitido como material rígido perfeitamente plástico, supõe tensões uniformemente distribuídas e os modelos de falha que utiliza são simples. Além disso, não distingue o comportamento dos materiais em situações de escavação ou aterro, por exemplo, que pode ser simulado pela aplicação de métodos numéricos (Quispe, 2008; Aguilera, 2009).

Os modelos numéricos são programas computacionais que representam o comportamento mecânico de um maciço com certas condições iniciais (como tensões *in situ*, níveis d'água, condições de contorno e modificações induzidas, como escavação ou aterro) cujo resultado pode apresentar uma situação de equilíbrio ou de colapso (Lorig e Varona, 2001). O maior benefício deste tipo de análise é a possibilidade de determinar as variações de tensão-deslocamento (Sjoeberg, 1999), indicando possíveis problemas de instabilidade gerados em cada etapa de construção, o que é interessante em situações de geometria ou geologia estrutural complexa, ou maciços que contém materiais de baixa resistência (Aguilera, 2009).

As análises numéricas são geralmente realizadas a partir de dois métodos: Método dos Elementos Finitos (MEF) e Método das Diferenças Finitas (MDF) (Fajardo, 2014). Nos dois métodos, a área do problema é dividida e discretizada num grupo de elementos. A solução é baseada em aproximações numéricas das equações de equilíbrio, tensão/deformação e deformação/deslocamento. Estes modelos são chamados contínuos e não representam a trajetória de falha, mas determinam os locais onde há concentração de tensões e deformações dentro do modelo (Aguilera, 2009). Quanto mais próximo da situação de deslizamento iminente, maior o esforço computacional e o tempo para a solução do sistema de equações não lineares (Pacheco, 2005).

No MDF, a substituição das derivadas por diferenças finitas leva a um sistema de equações algébricas de equilíbrio que relacionam as variáveis envolvidas nos pontos nodais. A resolução

dá lugar a uma solução discreta do problema, que só será conhecida nos pontos nodais que constituem a malha de diferenças finitas. O MDF permite a formulação de equações nas quais o valor da variável em um nó é função dos valores nos nós vizinhos (Fajardo, 2014).

No MEF, os dados de campo podem variar dentro de cada elemento de acordo com interpolações previamente estabelecidas, produzindo um conjunto de equações algébricas que representam a solução aproximada do problema. Os programas baseados no MEF geralmente criam matrizes de rigidez individuais dos elementos (método implícito), enquanto o MDF, utilizando algoritmo de integração explícito, não gera tais matrizes (Itasca, 2019). O fator de segurança é calculado através da redução progressiva dos parâmetros de resistência ou, alternativamente, pelo aumento progressivo do carregamento externo, até a ruptura do talude. A redução dos parâmetros dos solos envolvidos é feita por meio das Equações (2.6) e (2.7).

$$c^* = \frac{c}{M} \quad (2.6)$$

$$\tan^* \varphi = \frac{\tan \varphi}{M} \quad (2.7)$$

Onde:

$M$ : fator que reduz os valores de coesão ( $c$ ) e tangente do ângulo de atrito ( $\tan \varphi$ ) em análises não lineares sucessivas, até a ruptura do talude (quando  $M = FS$ ).

O fator de segurança global é, portanto, igual ao fator pelo qual os parâmetros de resistência devem ser reduzidos, de maneira que a solução não apresente mais convergência numérica ou apresente grandes deformações em regiões do modelo. Este valor é bastante próximo daquele calculado por métodos de equilíbrio limite, com a vantagem de não ser necessária uma definição antecipada das superfícies potenciais de ruptura a serem verificadas (Quispe, 2008; Pacheco, 2005).

#### **2.4.1 Plaxis 2D**

O processo de simulação numérica do empilhamento de rejeitos foi executado através do programa Plaxis 2D. Segundo o manual do Plaxis (2020), o Plaxis 2D é um *software* de Elementos Finitos (MEF) para modelagem bidimensional de projetos geotécnicos, através do

cálculo de tensões, poropressões e análise de deformações, fluxo e estabilidade para condições drenadas e não drenadas.

O *software* possui dois módulos, o *input* e o *output*. O *input* é o módulo pré-processador, aonde a geometria do modelo é definida pelo usuário, bem como o modelo constitutivo dos materiais e as suas propriedades. A malha de elementos triangulares finitos de 6 ou 15 nós é gerada automaticamente nesse módulo, podendo ser refinada pelo usuário nas regiões do modelo de maior interesse na análise. O estado inicial de tensões e as condições de contorno para análise de fluxo também são inseridas nesse módulo. Na última etapa do módulo *input*, é possível sequenciar as etapas de construção simuladas pelo modelo, tais quais escavação, aterros, aplicação de cargas, alteração no fluxo de água, reforços, entre outros, permitindo a avaliação dos deslocamentos causados pelos estados de tensões calculados, através da ativação e desativação dos elementos do modelo correspondentes. Para cada estágio construtivo, define-se o tipo de cálculo a ser realizado, sendo este plástico (análise elastoplástica drenada ou não drenada, desconsiderando-se a consolidação dos materiais), de consolidação (análise dependente do tempo de deformação e excesso de poropressão) ou de Fator de Segurança (cálculo do fator de segurança global por meio do método de redução de resistência, em que a malha não é mais atualizada durante a análise). A depender do tipo de cálculo, define-se também as etapas de cálculo, tempos de adensamento e parâmetros de controle numérico, tais como o número máximo de iterações e passos de cálculo.

O Fator de Segurança é calculado a partir da redução dos parâmetros de resistência específicos do critério de falha do modelo constitutivo dos materiais.

O *output* é o módulo pós-processador que permite a visualização dos resultados dos cálculos através da interface gráfica do modelo para a malha de elementos gerada, tais como os deslocamentos e deformações, tensões totais e efetivas, tensões cisalhantes, propressão, sucção, fator  $R_u$ , saturação, regiões de plastificação, além dos parâmetros e demais valores de entrada informados no módulo *input*. Além disso, o *output* possui a plataforma *curves* que possibilita a plotagem de gráficos que apresentam os resultados ao longo dos cálculos realizados pelo *software* para as diversas variáveis relacionadas à análise, incluindo fator de segurança/passos de cálculo, tensão-deformação, carga-deslocamento e poropressão/tempo para cada etapa construtiva ou para pontos nodais e pontos de tensão (pontos de Gauss) selecionados

anteriormente, no módulo *input*.

Neste programa, a modelagem de estruturas geotécnicas reforçadas é simulada através da inserção de elementos especiais no modelo e associá-los a interfaces de interação com o material adjacente. As interfaces estão disponíveis para simular a interação solo-estrutura, através dos valores de ângulo de atrito e adesão desenvolvidos na interface entre os materiais. O *software* permite o comportamento ortotrópico da geogrelha e é definido através da sua rigidez à tração na direção do plano do modelo ( $EA_1$ ) e da força linear máxima à tração também na direção do plano do modelo ( $N_{p,1}$ ).

Lorig e Varona (2001), Fajardo (2014), Quispe (2008) e Aguilera (2009) descrevem os principais itens que compõe a análise estática através da modelagem numérica:

- Condições iniciais

São as condições existentes na região antes da intervenção a qual deseja-se modelar. Podem ser obtidas pelo *software* com base na solução de equilíbrio considerando-se apenas o peso específico dos materiais e as demais condições podem ser inseridas pelo usuário, como o campo de tensões *in situ* e as condições de percolação de água. Quando apenas os valores das tensões verticais são conhecidos, as tensões horizontais são calculadas com base no coeficiente de empuxo no repouso  $K_0$  definido pela teoria da elasticidade linear com base no coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), Equação 2.8.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (2.8)$$

- Condições de contorno

O intuito da modelagem é representar parte de um meio real em um domínio de interesse, criando-se contornos artificiais. A estes contornos, podem ser aplicados condições de deslocamentos. Os deslocamentos na base do modelo são sempre fixados na direção vertical e horizontal, a fim de evitar a rotação do mesmo.

Existem duas maneiras de caracterizar as poropressões nos modelos. Uma é baseada numa

análise completa de fluxo para a posterior aplicação dos valores de poropressão na malha. A outra e mais utilizada é a inserção de uma linha freática no modelo, a partir da qual o *software* calcula as poropressões como sendo o produto da profundidade vertical de água pelo peso específico da água (no caso hidrostático). Araújo (2006) estudou a influência dos materiais na superfície freática dos modelos numéricos de uma barragem de rejeitos. Ele concluiu que a superfície freática é mais influenciada pelas diferenças de permeabilidade nas regiões internas definidas em projeto, como o dique de partida e os drenos, do que com os rejeitos do processo de beneficiamento.

- Modelos Constitutivos

A Tabela 2.4 apresenta os modelos constitutivos disponibilizados no Plaxis 2D e indicações sobre a aplicação de cada um deles.

Tabela 2.4 – Modelos constitutivos disponíveis no Plaxis 2D v. 20.0.0.119 (adaptado de Plaxis, 2020)

Modelo	Aplicação	Exemplo de aplicação
Elástico linear ( <i>Linear Elastic Model</i> )	Embora não seja adequado para modelar materiais geotécnicos, ele pode ser usado para modelar volumes rígidos no solo	Concreto e formações rochosas intactas
Mohr-Coulomb ( <i>Linear Elastic Perfectly-Plastic Mohr-Coulomb Model</i> )	Recomenda-se usar este modelo para uma primeira análise do problema considerado	Aplicado de forma generalizada para solos, rochas e concreto
<i>Jointed Rock Model</i> ( <i>Anisotropic Elastic-Plastic Model</i> )	Pode ser aplicado à rocha intacta que contém planos de fraqueza, onde são definidas propriedades elásticas reduzidas	Escavações em camadas estratificadas
Endurecimento Plástico do Solo ( <i>Hardening Soil Model</i> )	Considera o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e leis de endurecimento volumétrico	Solos não orgânicos, escavações, fundações, aterros, problemas de interação solo-estrutura e túneis



Modelo	Aplicação	Exemplo de aplicação
Endurecimento Plástico do Solo com Rigidez de Pequenas Deformações ( <i>Hardening Soil with Small-Strain Stiffness</i> )	Modificação do <i>Hardening Soil</i> que considera o aumento da rigidez dos solos em pequenas deformações, sob baixos níveis de tensões	Solos não orgânicos, escavações, fundações, aterros, problemas de interação solo-estrutura e túneis
<i>Modified Cam-Clay Model</i>	Materiais cuja deformabilidade e resistência são funções da variação de volume	Argilas normalmente adensadas
<i>Soft Soil Model</i>	Modelagem do comportamento à compressão de solos moles	Argilas normalmente consolidadas, turfas e sedimentos
<i>Soft Soil Creep Model</i>	Considera os efeitos da compressão secundária em solos moles, para aplicação em problemas de assentamento de fundações e aterros	Argilas normalmente consolidadas, turfas e sedimentos

#### 2.4.2. Modelo Mohr-Coulomb

O modelo de Mohr-Coulomb é um modelo linear elástico perfeitamente plástico que pode ser usado como uma primeira análise do comportamento do solo. A parte elástica linear do modelo é baseada na lei de elasticidade linear isotrópica de Hooke, enquanto a parte plástica do modelo é baseada no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, em que ocorrem deformações irreversíveis do material. Portanto, no modelo elastoplástico, as deformações e taxas de deformação são decompostas em parte elástica e parte plástica (Figura 2.21).

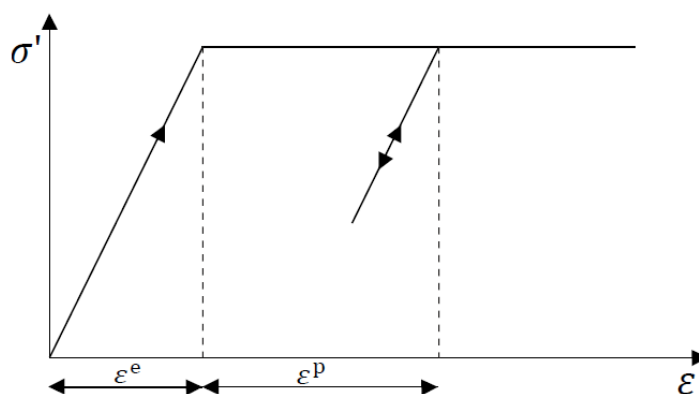


Figura 2.21 – Modelo elástico perfeitamente plástico (Plaxis, 2020)

O início da plastificação do material pode ser considerado como o ponto de escoamento representado pela curva de tensão-deformação de ensaios simples como tração, compressão e cisalhamento. Para ensaios sob condições biaxiais de tensão, estabelece-se uma curva de escoamento e, para ensaios tridimensionais, podem-se construir superfícies de escoamento (apresentadas matematicamente pelo critério de escoamento).

Segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a ruptura ocorre quando a tensão cisalhante ( $\tau$ ) e a tensão normal ( $\sigma$ ) atuantes em um elemento do material satisfazem a seguinte relação linear, conforme a Equação 2.9.

$$|\tau| - \sigma \tan \varphi - c = 0 \quad (2.9)$$

Onde:

$\tau$ : tensão cisalhante;

$\sigma$ : tensão normal;

$\varphi$ : ângulo de atrito do solo e

$c$ : coesão do solo.

Para a definição de um modelo de Mohr-Coulomb, além da massa específica  $\rho$ , são necessários cinco parâmetros: dois elásticos (módulo de elasticidade  $E$  e o módulo de Poisson  $\nu$ ) e três parâmetros relacionados com o comportamento plástico (coesão  $c$ , ângulo de atrito  $\varphi$  e o ângulo de dilatância  $\psi$ ). Nas análises numéricas, o ângulo de dilatância é empregado para corrigir variações volumétricas muito negativas (expansão), previstas pelo modelo de Mohr-Coulomb. Argilas fortemente pré-adensadas tendem a apresentar pouca dilatância. Em areias, a dilatância depende da densidade relativa e do ângulo de atrito (para  $\varphi < 30^\circ$ , o ângulo de dilatância pode ser considerado nulo e para  $\varphi > 30^\circ$ ,  $\psi = \varphi - 30^\circ$ ).

Observa-se que um ângulo de dilatância positivo em condições drenadas implica que o material expande continuamente sem atingir a condição de estado crítico, o que é irreal. Em condições não-drenadas, a dilatância positiva associada ao impedimento da variação de volume leva ao surgimento de poropressões negativas, ou seja, sucção. Portanto, uma análise não drenada em termos de tensões efetivas pode levar à superestimação da resistência ao cisalhamento do solo.

### 2.4.3. Modelo *Cam-Clay* Modificado

O modelo *Cam-Clay* Modificado foi originalmente desenvolvido para condições de carregamentos triaxiais, para analisar a relação tensão-deformação do material drenado, de acordo com a Teoria da Elastoplasticidade. Através da mecânica dos estados críticos, estuda-se o comportamento da deformação irreversível pelo endurecimento ou amolecimento em termos da tensão efetiva (Jiménez, 2019).

De acordo com Plaxis (2020) e Fine (2014), a superfície de cedência é suave, sem a possibilidade de desenvolver tensões de tração. O modelo permite a simulação direta do endurecimento ou suavização da deformação de solos normalmente adensados ou sobreadensados, uma relação não linear da deformação volumétrica para a tensão média efetiva e condições limite da plasticidade ideal.

Ao utilizar-se o modelo *Cam-Clay* Modificado, o solo pode ser deformado plasticamente sem colapsar até alcançar o estado crítico. O solo continua a deformar-se em cisalhamento, assumindo plasticidade ideal, sem variações de  $e$  e  $\sigma_m^{eff}$ . Após o relaxamento, assume-se uma resposta linear do solo. O modelo expressa a alteração no índice de vazios ( $e$ ) em função do logaritmo da tensão média efetiva ( $\sigma_m^{eff}$ ) (Figura 2.22).

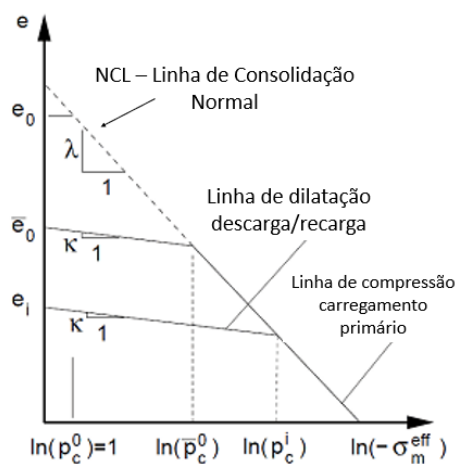


Figura 2.22 – Resposta do material durante a consolidação isotrópica (adaptado de Fine, 2014)

Os parâmetros  $\kappa$  e  $\lambda$  podem ser obtidos de ensaios oedométricos simples ou estimados a partir das seguintes equações:

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} \quad (2.10)$$

$$\kappa = 1,3 \times \frac{1 - \nu_c}{1 + \nu} \times C_s \quad (2.11)$$

Onde:

$\lambda$ : inclinação da linha de consolidação normal;

$C_c$ : índice de compressão unidimensional;

$\kappa$ : inclinação da linha de dilatação;

$\nu_c$ : coeficiente elástico de Poisson no descarregamento;

$\nu$ : coeficiente pseudo-elástico de Poisson e

$C_s$ : índice de dilatação unidimensional.

De acordo com Das e Sobhan (2017), os índices de compressão e dilatação podem ser estimados a partir de correlações, tais quais:

- Método de Hough (1957) - aplicável para argilas brasileiras:

$$C_c = 0,0046(LL - 9) \quad (2.12)$$

- Método de Hough (1957) – solos com baixa plasticidade:

$$C_c = 0,75(e_0 - 0,5) \quad (2.13)$$

- Método de Nishida (1956) - aplicável para todas as argilas:

$$C_c = 1,15(e_0 - 0,27) \quad (2.14)$$

- Método de Skempton (1944) – argilas amolgadas:

$$C_c = 0,007(LL - 7) \quad (2.15)$$

- Das e Sobhan (2017):

$$C_s = \frac{1}{5} a \frac{1}{10} C_c \quad (2.16)$$

Onde:

$LL$ : limite de liquidez do solo e

$e_0$ : índice de vazios inicial do solo.

Para a utilização do modelo *Cam-Clay* Modificado, faz-se necessária também a definição dos três parâmetros seguintes:

$OCR$ : razão de pré-adensamento;

$e_0$ : índice de vazios inicial;

$M_{CS}$ : inclinação da linha de estado crítico, determinada através da equação:

$$M_{CS} = \frac{6 \times \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (2.17)$$

Onde  $\varphi$  é o ângulo de atrito interno para volume constante que corresponde ao estado crítico.

#### **2.4.4. Modelo *Hardening Soil***

O modelo *Hardening Soil* é um modelo constitutivo avançado para simular o comportamento de diferentes tipos de solo. Ao contrário de um modelo elástico perfeitamente plástico, a superfície de escoamento de um modelo plástico de endurecimento não é fixa no espaço da tensão principal, mas pode se expandir, devido à deformação plástica. Dois tipos de endurecimento podem ser distintos: por cisalhamento e por compressão. O endurecimento por cisalhamento é utilizado para modelar deformações plásticas irreversíveis causadas por carregamentos primários. E o endurecimento por compressão é utilizado para modelar deformações plásticas irreversíveis causadas por compressões primárias em carregamentos oedométricos ou isotrópicos.

O solo apresenta redução da rigidez quando submetido a um carregamento primário, enquanto desenvolvem-se deformações plásticas irreversíveis. A relação observada entre a deformação axial e a tensão desviadora pode ser aproximada à uma hipérbole, no caso de um ensaio triaxial drenado. Porém, o endurecimento do solo substitui o modelo hiperbólico pois baseia-se na teoria da plasticidade, inclui a dilatação do solo e considera um limite de rendimento da deformação volumétrica plástica medida na compressão isotrópica.

Para a aplicação do modelo *Hardening Soil*, são necessários cinco parâmetros básicos: rigidez secante em ensaio triaxial drenado padrão ( $E_{50}^{ref}$ ), rigidez tangente para carregamento oedométrico primário ( $E_{oed}^{ref}$ ), rigidez de descarga e recarga ( $E_{ur}^{ref}$ ), dependência entre a rigidez e o nível da tensão ( $m$ ) e coeficiente de Poisson para carga e descarga ( $\nu_{ur}$ : valor padrão do Plaxis = 0,2). O modelo segue o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, ou seja, também é necessária a entrada dos parâmetros  $c$ ,  $\phi$  e  $\psi$ . Os valores padrão do *software* Plaxis para  $E_{oed}^{ref}$  e  $E_{ur}^{ref}$  são:

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} / 1,25 \quad (2.18)$$

$$E_{ur}^{ref} = 3 \times E_{50}^{ref} \quad (2.19)$$

A Figura 2.23 e a Figura 2.24 apresentam a definição dos parâmetros  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  e  $E_{oed}^{ref}$ . Uma das vantagens do modelo *Hardening Soil* é que a partir da definição do valor de  $E_{50}^{ref}$ , o próprio modelo ajusta a rigidez do solo de acordo com o nível de tensões existente.

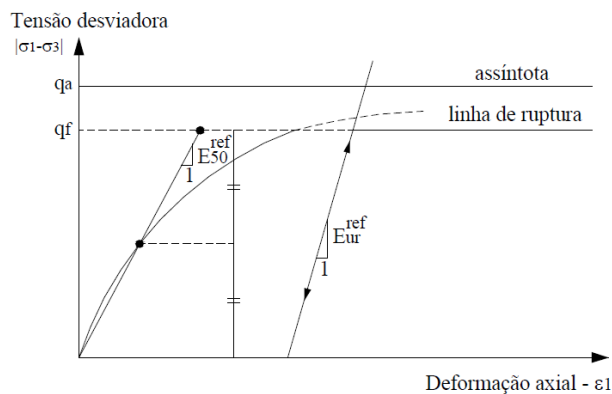


Figura 2.23 – Relação tensão-deformação hiperbólica correspondente ao carregamento primário para ensaio triaxial drenado (adaptado de Plaxis, 2020)

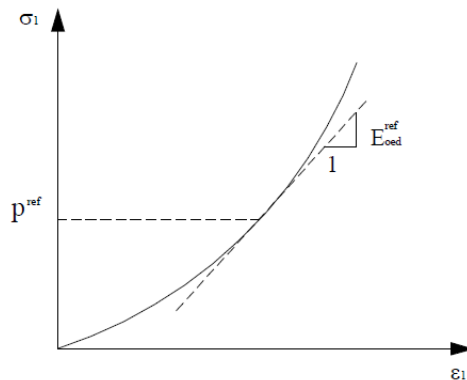


Figura 2.24 – Definição de  $E_{oed}^{ref}$  em resultados de ensaios oedométricos (adaptado de Plaxis, 2020)

No *software* Plaxis 2D, três parâmetros alternativos podem ser informados ao invés de  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  e  $m$  (o valor da dependência entre a rigidez e o nível da tensão “ $m$ ” é automaticamente definido como um). São eles: índice de compressão ( $C_c$ ), índice de dilatação ou expansão ( $C_s$ ) e índice de vazios inicial ( $e_0$ ). A relação entre esses parâmetros é dada por:

$$C_c = \frac{2,3 \times (1 + e_0) \times p_r}{E_{oed}^{ref}} \quad (2.20)$$

$$C_s = \frac{2,3 \times (1 + e_0) \times (1 + \nu_{ur}) \times (1 - 2 \times \nu_{ur}) \times p_r}{(1 - \nu_{ur}) \times E_{ur}^{ref} \times K_0} \quad (2.21)$$

Onde:

$p_r$ : tensão de referência para a rigidez (valor padrão do Plaxis = 100 kN/m<sup>2</sup>);

$K_0$ : coeficiente tensão lateral.

# CAPÍTULO 3

## METODOLOGIA

A Figura 3.1 apresenta o fluxograma da metodologia utilizada para responder ao problema de pesquisa e alcançar os objetivos apresentados no capítulo 1.

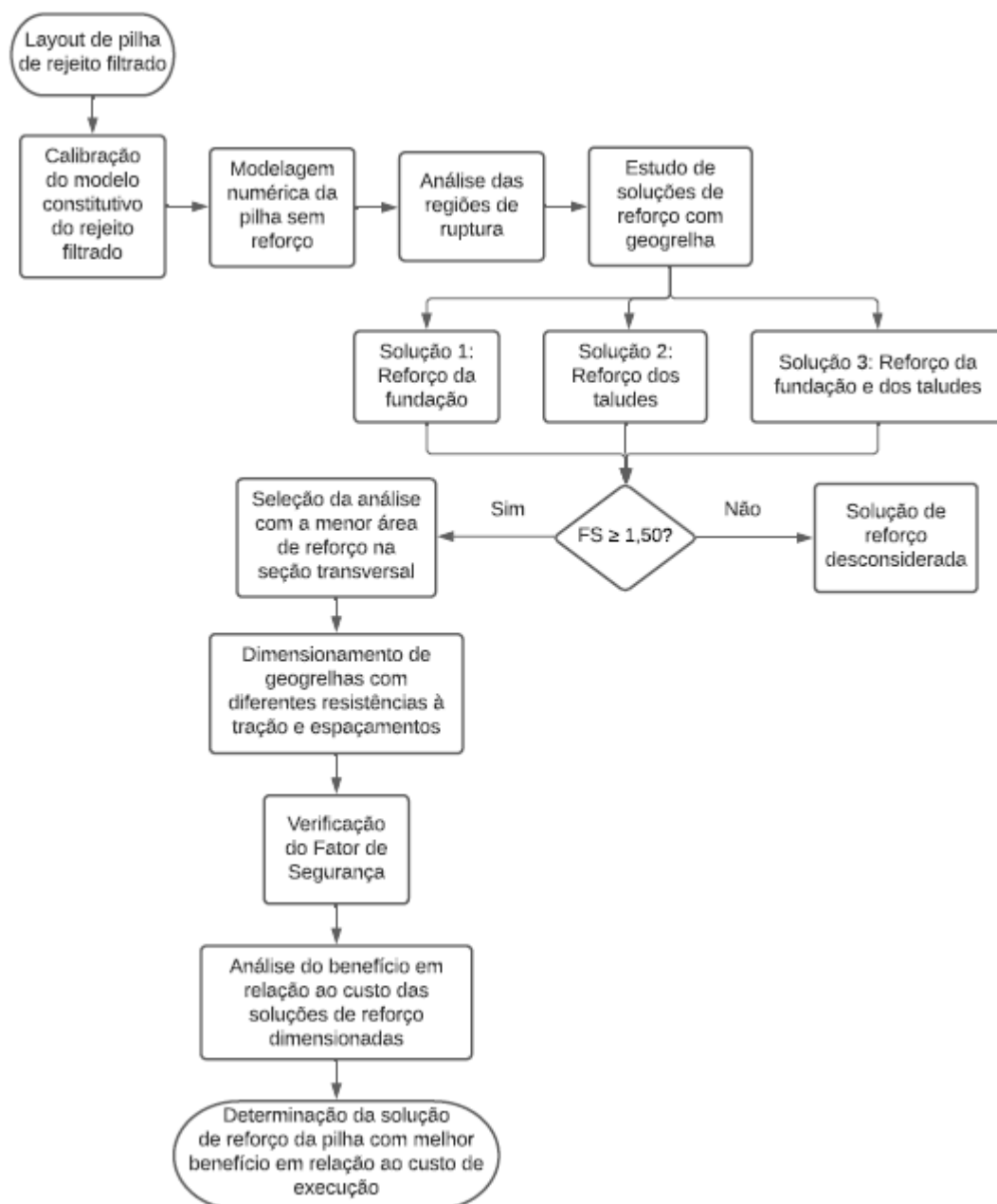


Figura 3.1 – Fluxograma da metodologia



O *layout* da pilha de rejeito filtrado está descrito no item 3.1. Foi necessário calibrar o modelo constitutivo do rejeito de lavagem de bauxita filtrado, tanto para a zona externa quanto para a zona interna da pilha. O método para a calibração é apresentado no item 3.3 e os resultados, nos itens 4.1.1 e 4.1.2.

Os parâmetros dos materiais de fundação são apresentados no item 3.2. Já os cálculos e os resultados dos fatores de redução e das resistências à tração das geogrelhas utilizadas nas análises são apresentados no item 4.2.2.

As considerações sobre a malha gerada para o modelo e a sequência construtiva da pilha e são explicadas no item 3.4. A primeira análise refere-se à pilha sem reforço, para que fossem identificadas as zonas de plastificação por etapa construtiva da pilha. A partir dessas regiões, foi possível determinar soluções de reforço que envolviam: escavação e aterro da fundação com o próprio rejeito filtrado, além da instalação de geogrelha (solução 1); reforço de alguns taludes da pilha (solução 2) ou as duas soluções associadas (solução 3). As características das análises estão sintetizadas no item 4.3.

Para cada uma das três soluções, foram testadas diferentes áreas de reforço e comprimentos de geogrelha, com o objetivo de verificar quais soluções atendem ao Fator de Segurança mínimo adotado para este estudo, ou seja,  $FS \geq 1,50$ . As análises que não atenderam ao critério de  $FS \geq 1,50$  foram desconsideradas e, dentre as que atenderam, foi escolhida aquela de menor área de reforço por solução (1, 2 e 3) para o dimensionamento do reforço. Nesta etapa do estudo, foram realizadas 25 análises, cujos resultados e discussões serão apresentados no item 4.3.

Para o dimensionamento do reforço, foram consideradas geogrelhas de resistência nominal à tração de 300 kN/m a 1600 kN/m na direção do plano do modelo e espaçamentos de 40cm a 200cm. A resistência nominal das geogrelha segue valores encontrados em catálogos de fabricantes. A definição dos espaçamentos das geogrelhas foi feita manualmente, com precisão de 10cm ou 5cm, dividindo-se a altura dos aterros por quantidades sucessivas a serem testadas de geogrelhas. Por exemplo, o aterro da fundação possui 7m de profundidade, logo, foram testadas de 5 geogrelhas (espaçamento igual a 175cm) a 19 geogrelhas (espaçamento aproximadamente igual a 40cm), considerando-se geogrelha na base e no topo da fundação. Não foi possível discretizar a malha do modelo ao inserir geogrelhas com espaçamentos

inferiores a 40cm. Após o dimensionamento, foram realizadas análises de estabilidade para a verificação do fator de segurança. Nesta etapa do estudo, foram realizadas 26 análises, cujos resultados e discussões também serão apresentados no item 4.3.

No total, foram realizadas 51 análises e 25 serão apresentadas no Apêndice (correspondentes à etapa de teste das regiões de reforço e comprimentos de geogrelha). As 26 análises correspondentes ao dimensionamento das geogrelhas não serão apresentadas devido ao volume de informação e à ilegibilidade das imagens para geogrelhas com pequenos espaçamentos.

Por fim, dentre as análises verificadas, foi determinada aquela com o melhor benefício em relação ao custo de execução do reforço. Os resultados e discussões da análise de benefício e custo são apresentados no item 4.3.6.

### 3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO SIMULADO

O modelo do empilhamento de rejeito filtrado foi concebido a partir das premissas apresentadas no item 2.1. O *layout* considera o zoneamento da pilha em zona externa (ou zona estrutural) e zona interna (ou zona não estrutural). Conceitualmente, a zona externa é constituída pela disposição de rejeito insaturado com controle de compactação durante os períodos de estiagem e a zona interna é composta de rejeito disposto com baixa ou nenhuma compactação, em períodos chuvosos. A Figura 3.2 apresenta a configuração da fundação e do empilhamento sequenciado em 12 etapas construtivas alternadas entre zonas externa e interna.

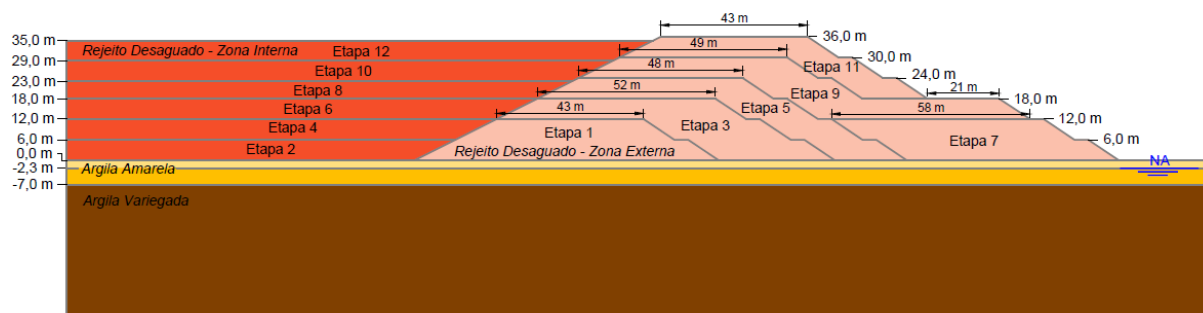


Figura 3.2 – *Layout* da pilha de rejeito filtrado sequenciada em etapas construtivas

O dique inicial (etapa 1) possui 43m de crista e 12m de altura. A zona externa da pilha, em sua configuração final, possui 36 metros de altura e comprimento de crista igual a 43 metros. Cada

patamar da zona externa possui 4 metros de comprimento e 6 metros de altura. A inclinação do talude de montante é igual a 1V:2H e a dos taludes de jusante é de 1V:1,5H. Esta inclinação permite o fechamento progressivo da pilha a partir de um sistema de drenagem superficial auxiliado pela construção de uma barreira capilar nos taludes das etapas 1, 3 e 5, por exemplo, e a proteção superficial dos taludes das etapas 7, 9 (primeiro patamar) e 11 com revestimento vegetal.

A fundação é constituída de argila amarela e argila variegada e o nível d'água foi considerado na elevação 182m, a 2,3m da base da pilha. Por simplificação do modelo, tomou-se como premissa o fato de que as poropressões na base da zona externa da pilha estão dissipadas. Portanto, o modelo simulado não conta com sistema de drenagem interno, de acordo com os aspectos pontuados por Davies (2011) e apresentados no item 2.1.

Não foram consideradas para as simulações o efeito de compactação e tráfego de veículos no processo de alteamento nem o tratamento da fundação da pilha quanto à estanqueidade. Destaca-se, porém, a importância do dimensionamento de elementos para a estanqueidade de acordo com recomendações e normalização técnicas, como por exemplo, a IGS Brasil 004 (2016).

### 3.2. PARÂMETROS DOS MATERIAIS

Para os materiais de fundação, foram utilizados os parâmetros estudados por Pinto (2019) que realizou a calibração do modelo constitutivo dos mesmos materiais de fundação presentes nesta pesquisa.

A Tabela 3.1 e a Tabela 3.2 apresentam os parâmetros de acordo com seu modelo constitutivo. A distinção entre as camadas de argila amarela deu-se pelo nível d'água a 2,3m da base da pilha.

Tabela 3.1 - Parâmetros de entrada do material para o modelo *Cam-Clay* Modificado

Material	Tipo de drenagem	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$\lambda$	$\kappa$	$v'_{ur}$	$M_{CS}$	k (m/s)	POP (kPa)
Argila Amarela (de 0m a -2,3m)	<i>Drained</i>	17,70	1,28	0,100	0,017	0,2	1,35	8,00E-8	43

Tabela 3.2 - Parâmetros de entrada dos materiais para o modelo Mohr-Coulomb

Material	Tipo de drenagem	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$E_{oed}$ (kPa)	$\nu'$	$S_u$ (kPa)	$k$ (m/s)
Argila Amarela (de -2,3m a -7m)	<i>Undrained (B)</i>	17,70	1,28	30.000	0,495	60	8,00E-8
Argila Variiegada	<i>Undrained (B)</i>	18,40	0,90	100.000	0,495	200	5,75E-8

### 3.3. CALIBRAÇÃO DO MODELO CONSTITUTIVO DO REJEITO FILTRADO

Com base nos dados de ensaios triaxiais CIU (Figura 3.3) e CID (Figura 3.4) do rejeito filtrado, alguns modelos constitutivos foram testados para a validação daquele que melhor representasse o comportamento ao cisalhamento do material sob o estado de tensões para o qual foi modelado.

Para isso, foi feita a simulação dos ensaios triaxiais no Plaxis 2D, modelando-se um corpo de prova axissimétrico para análise elastoplástica sequenciada em etapas inicial, de adensamento e de cisalhamento.

Os parâmetros do rejeito filtrado a ser modelado na zona externa da pilha foram calibrados a partir dos dados de ensaios triaxiais CID e os parâmetros do rejeito filtrado a ser modelado na zona interna da pilha foram calibrados a partir dos dados de ensaios triaxiais CIU.

Para a etapa de adensamento, em ambos os ensaios, aplicou-se uma tensão confinante vertical e lateral correspondente à de ensaio e a análise foi realizada com comportamento drenado.

Para a etapa de cisalhamento, aplicou-se a mesma tensão confinante lateral da etapa anterior e acrescida da tensão desviadora, na direção vertical. Nesta etapa, foi conferido o comportamento drenado à simulação CID e não drenado à simulação CIU e os deslocamentos do modelo foram zerados em relação à análise da etapa de adensamento.

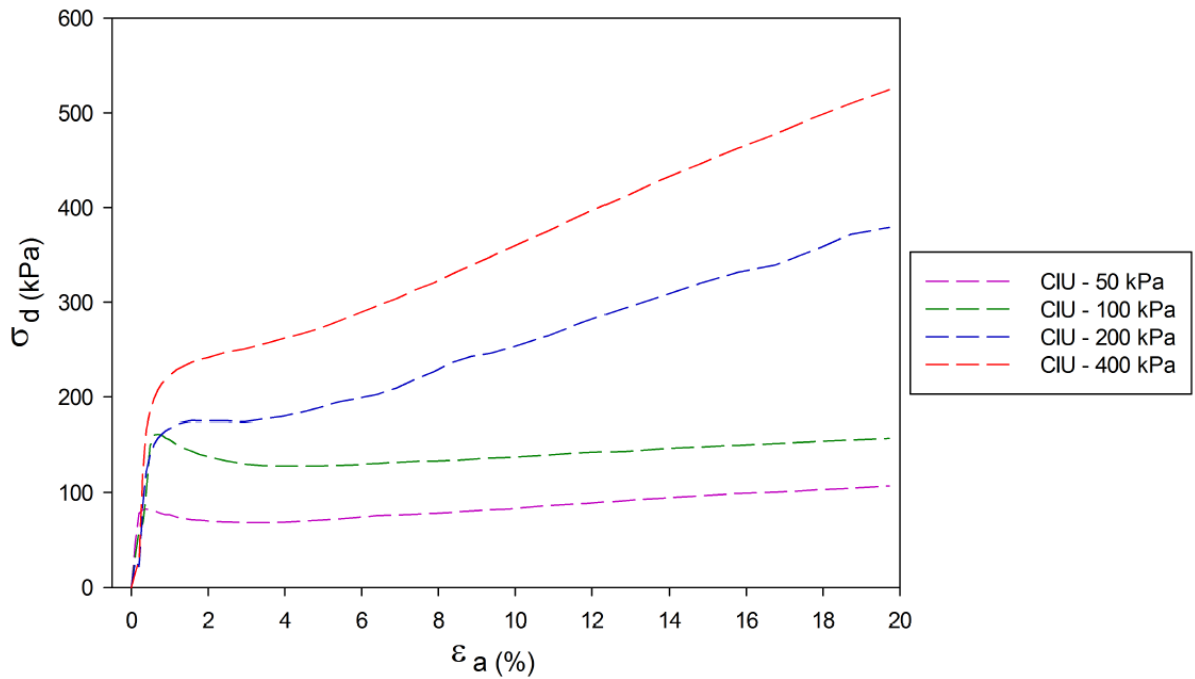


Figura 3.3 – Curvas  $\sigma_d$  x  $\epsilon_a$  de ensaio triaxial CIU do rejeito filtrado

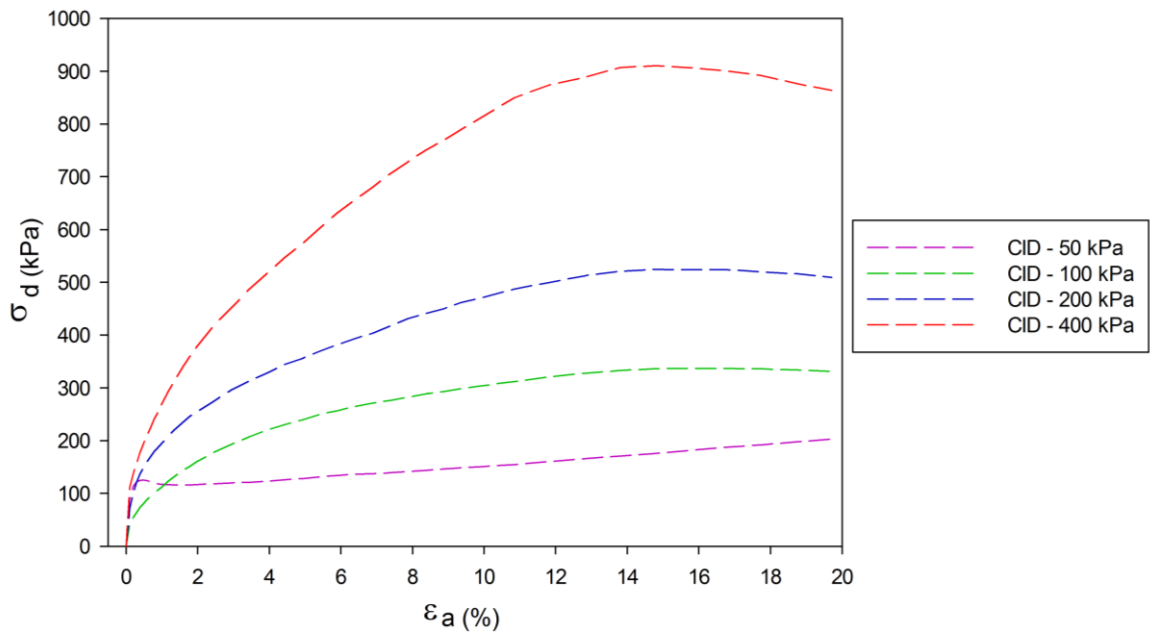


Figura 3.4 – Curvas  $\sigma_d$  x  $\epsilon_a$  de ensaio triaxial CID do rejeito filtrado

Um ponto nodal foi selecionado próximo ao eixo de simetria no topo do modelo para o acesso aos valores resultantes de tensão-deformação das análises. As análises foram realizadas para quatro tensões confinantes distintas: 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Após a conversão dos valores de deformação para porcentagem e de tensão total para tensão desviadora, foi possível plotar as curvas tensão desviadora (kPa) x deformação axial (%) que, por sua vez,

foram comparadas às curvas resultantes dos ensaios CID e CIU existentes. A Figura 3.5 ilustra as etapas de adensamento, cisalhamento e a malha deformada após a análise do modelo Mohr-Coulomb na simulação do ensaio CIU. Para a calibração do modelo a ser considerado para o rejeito filtrado, foram testados os modelos Mohr-Coulomb (MC), *Cam-Clay* Modificado (CCM) e *Hardening Soil* (HS).

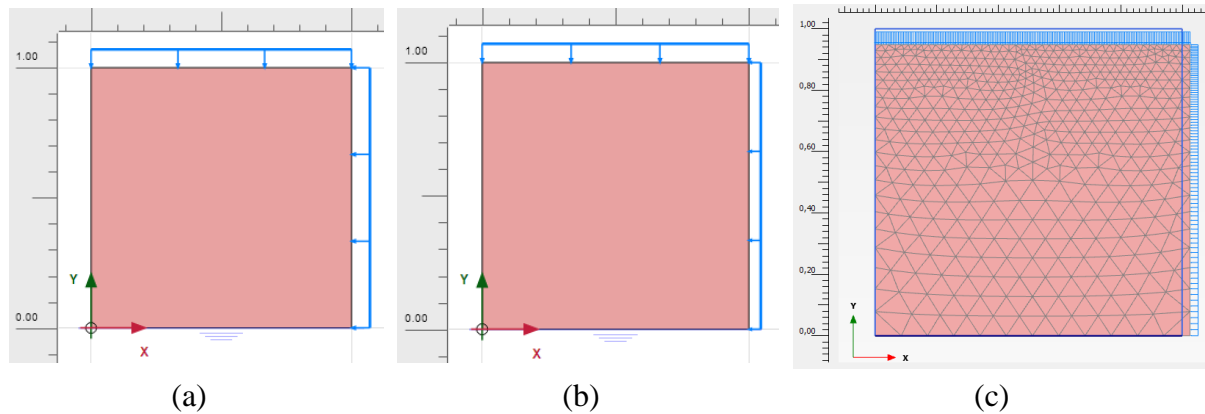


Figura 3.5 – Modelagem numérica para calibração do modelo constitutivo do rejeito filtrado  
 (a) Etapa de adensamento; (b) Etapa de cisalhamento e (c) Malha deformada segundo o modelo de Mohr-Coulomb

### 3.4. ANÁLISE NUMÉRICA

O *layout* apresentado na Figura 3.2 foi inserido no Plaxis 2D e, em todas as análises, a malha fina foi gerada automaticamente para todo o modelo (Figura 3.6), sendo refinada nas regiões do reforço. A geogrelha foi ancorada em todas as faces laterais das regiões reforçadas. As poligonais entre os reforços foram demarcadas manualmente para a função de refinamento em terceiro nível, com a opção de refinamentos de malha aprimorados selecionada. A partir da Figura 3.7 e Figura 3.8 é possível visualizar a diferença entre a malha fina e a malha fina refinada nas regiões do reforço. Após a geração da malha, foi inserido o lençol freático na elevação 182m, a 2,3m da base da pilha (Figura 3.9). As deformações foram horizontalmente impedidas na base e nas laterais do modelo e verticalmente fixadas na base do modelo.

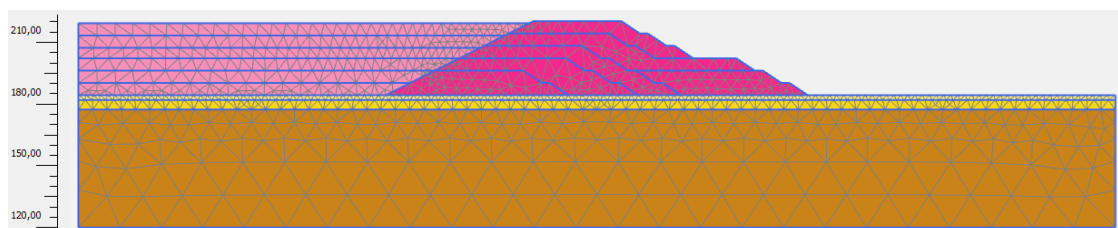


Figura 3.6 – Malha de elementos finitos gerada pelo Plaxis 2D para a pilha sem reforço

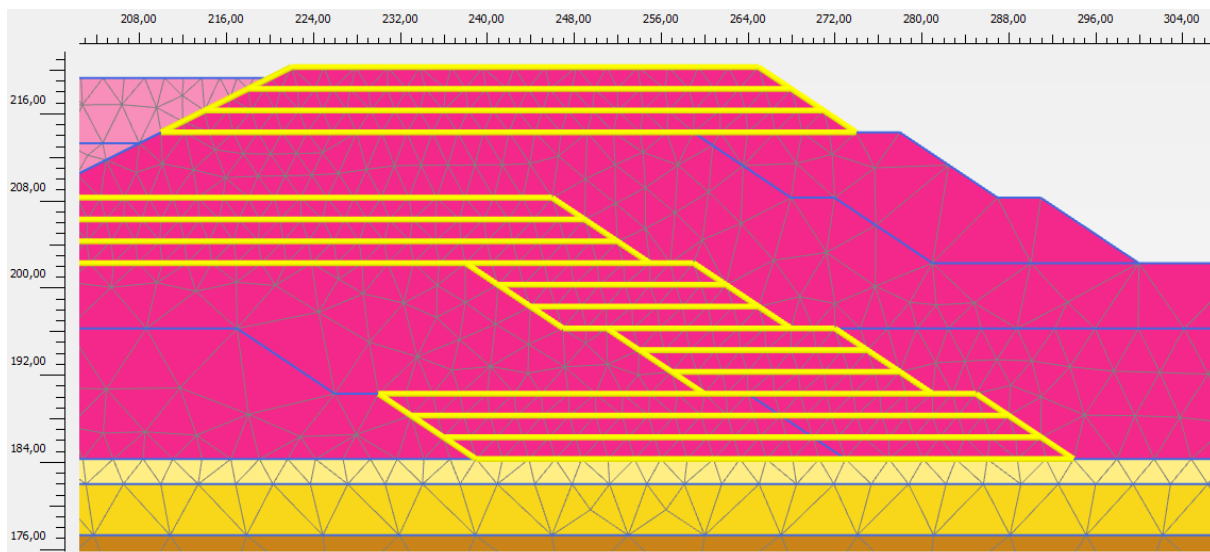


Figura 3.7 – Malha de elementos finitos gerada pelo Plaxis 2D para uma das análises com reforço dos taludes, sem refinamento

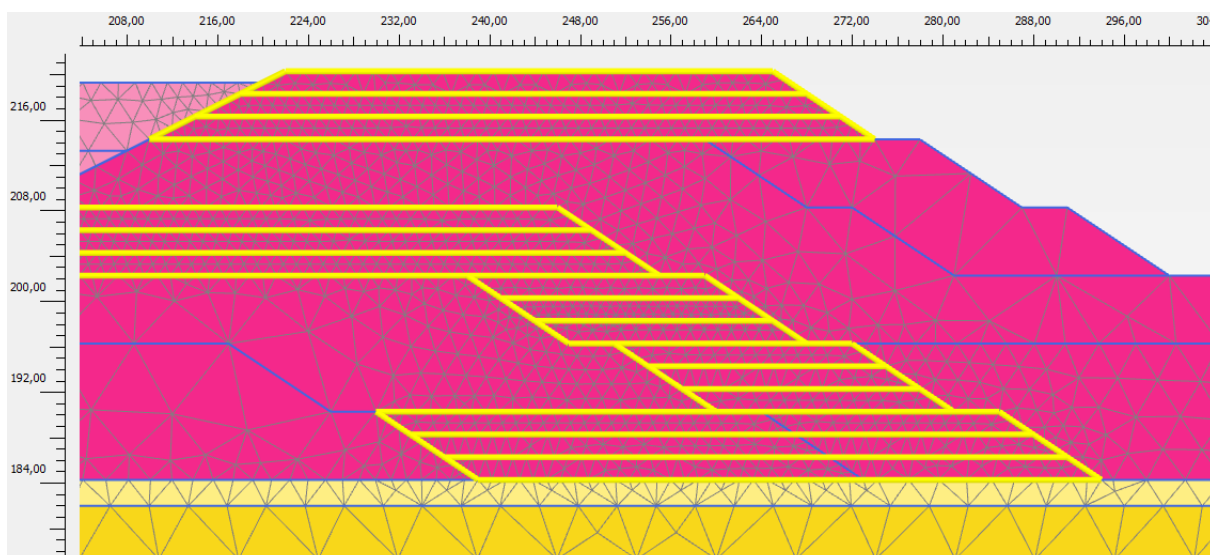


Figura 3.8 – Malha de elementos finitos gerada pelo Plaxis 2D para uma das análises com reforço dos taludes, com refinamento nas regiões do reforço

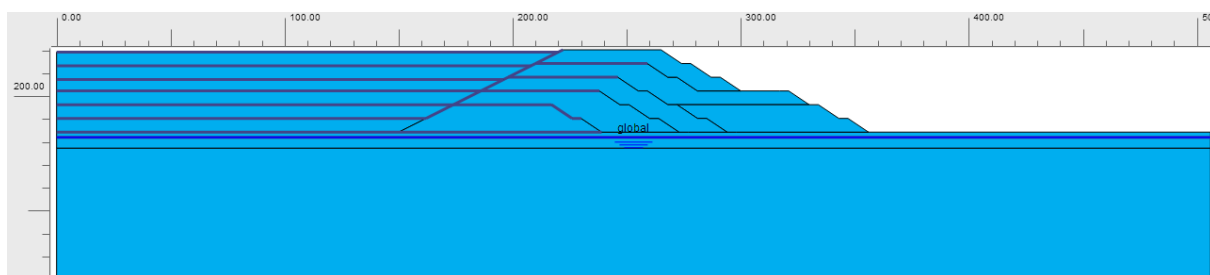


Figura 3.9 – Lençol freático considerado no modelo

Em todos os cenários, a pilha foi modelada em 12 etapas construtivas, sequenciadas de acordo com a Figura 3.10. A partir da etapa inicial, cada etapa construtiva consistiu em uma análise

elastoplástica e uma análise de cálculo de Fator de Segurança.

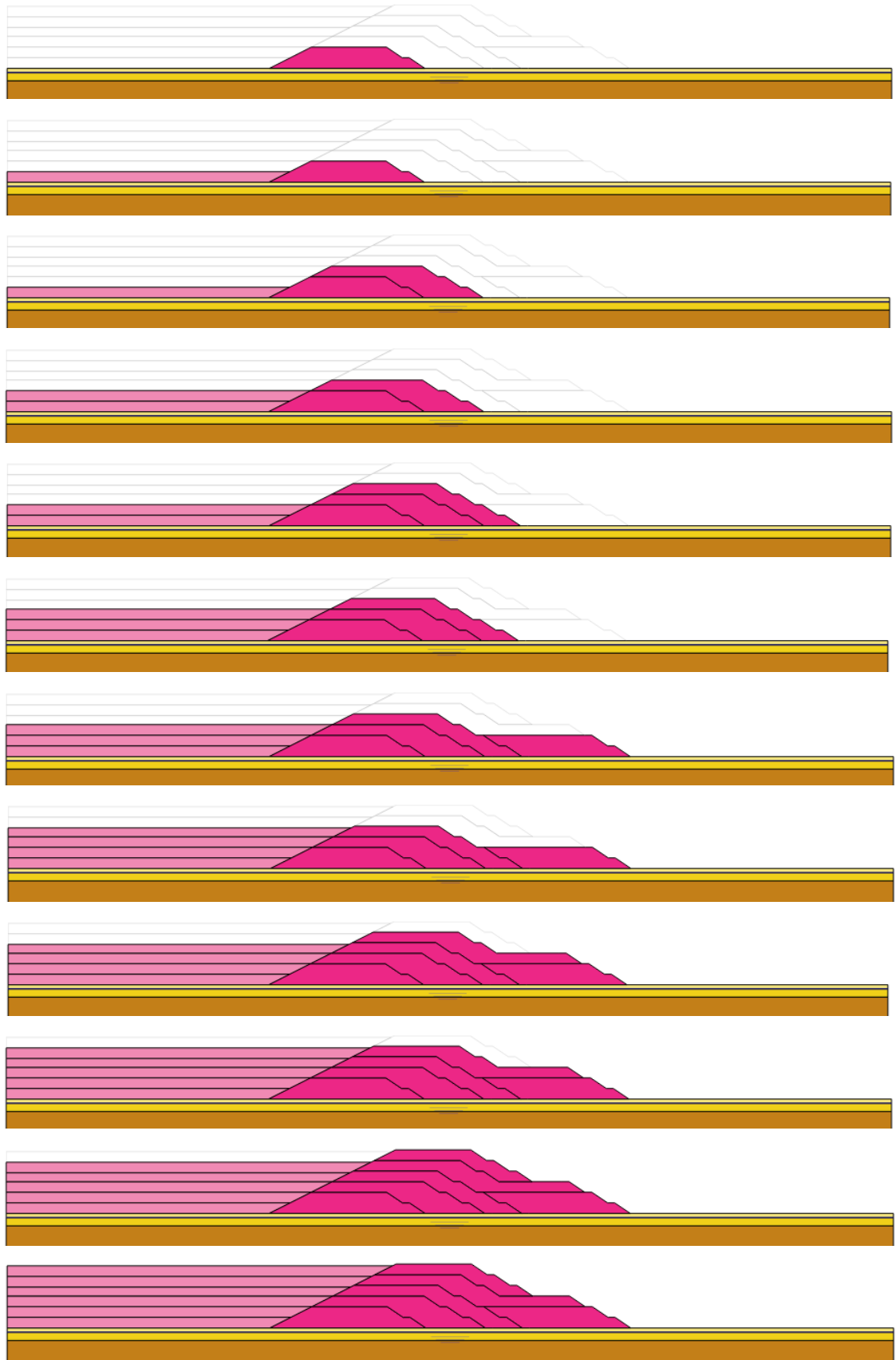


Figura 3.10 – Sequência construtiva utilizada na modelagem numérica



# CAPÍTULO 4

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo apresenta os resultados e discussões da calibração do modelo constitutivo do rejeito filtrado, os parâmetros do rejeito filtrado e da geogrelha utilizados na modelagem numérica, das análises realizadas no Plaxis 2D e do benefício em relação ao custo das soluções de reforço estudadas.

### 4.1. CALIBRAÇÃO DO MODELO CONSTITUTIVO DO REJEITO FILTRADO

#### 4.1.1. Calibração do rejeito filtrado para a zona interna

- **Mohr-Coulomb**

A Figura 4.1 apresenta o resultado da calibração do rejeito filtrado para o modelo Mohr-Coulomb e a Tabela 4.1 apresenta os parâmetros considerados na simulação do ensaio triaxial para a calibração.

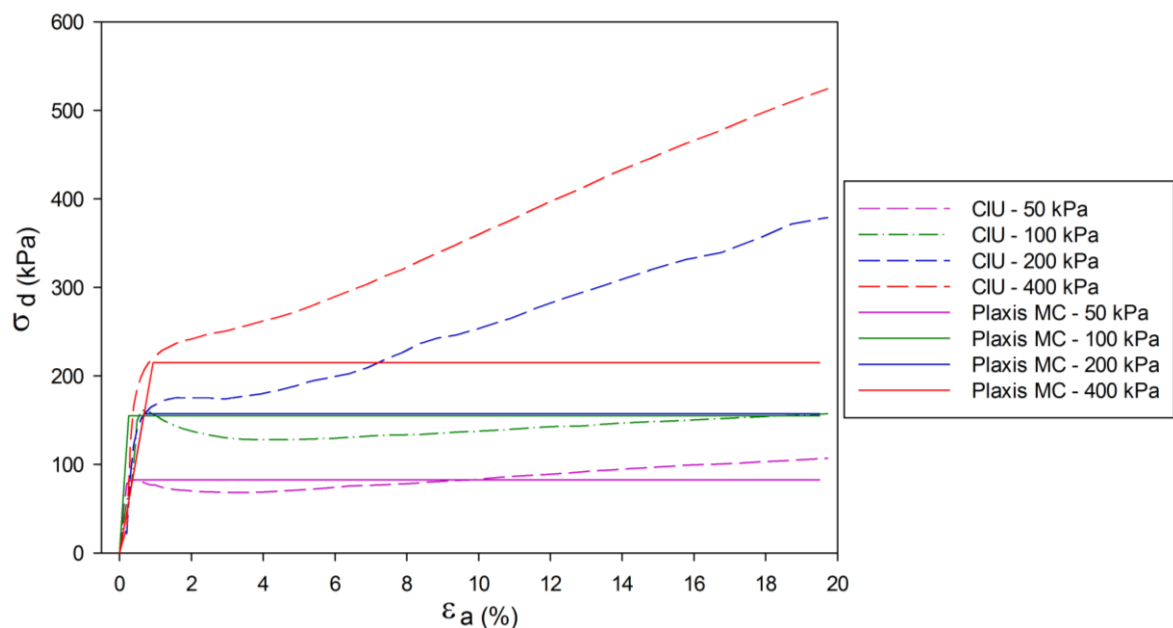


Figura 4.1 – Curvas  $\sigma_d$  x  $\epsilon_a$  de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo Mohr-Coulomb

Tabela 4.1 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo Mohr-Coulomb

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$E'$ (kPa)	$\nu'$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$k$ (m/s)
18,00	0,7	20.000	0,3	15	30	5E-9

O gráfico indica que o modelo perfeitamente plástico é uma aproximação razoável para o comportamento do material sob baixas tensões confinantes (50 kPa e 100 kPa). Porém, a pilha considerada na modelagem numérica possui 36 metros de altura de rejeito filtrado, cujo peso específico equivale a 18 kN/m<sup>3</sup>. Considerando  $K_0=0,5$ , a tensão confinante máxima *in situ* seria em torno de 320 kPa. E, para as tensões de 200 kPa e 400 kPa, o modelo Mohr-Coulomb superestima as deformações, tornando-se bastante conservador para esta aplicação.

- **Cam-Clay Modificado**

Para a calibração do modelo *Cam-Clay* Modificado, os parâmetros  $\lambda$ ,  $\kappa$  e  $M_{CS}$  foram estimados a partir das equações (2.10), (2.11), (2.12), (2.16 e (2.17, considerando-se LL (Limite de Liquidez) igual a 60%,  $\nu_c = \nu = 0,3$  e  $\phi = 15^\circ$ . A Figura 4.2 apresenta o resultado da calibração do rejeito filtrado para o modelo *Cam-Clay* Modificado e a Tabela 4.2 apresenta os parâmetros considerados na simulação do ensaio triaxial para a calibração.

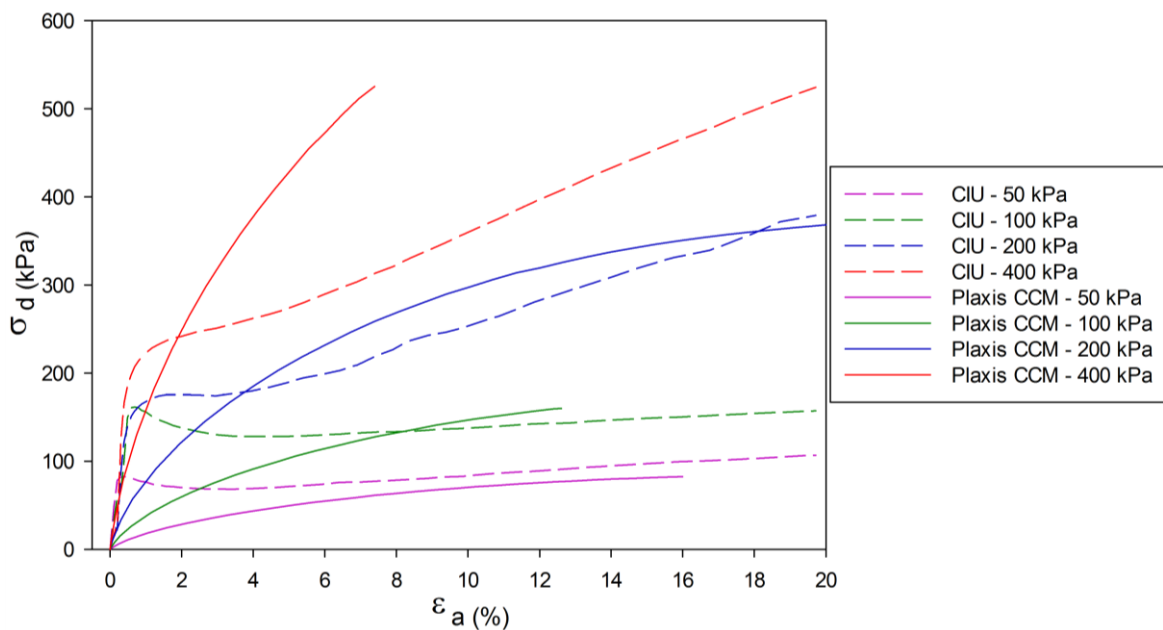


Figura 4.2 – Curvas  $\sigma_d \times \epsilon_a$  de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo *Cam-Clay* Modificado

Tabela 4.2 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo *Cam-Clay* Modificado

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$\lambda$	$\kappa$	$v'$	$M_{CS}$	$k$ (m/s)	OCR
18,00	0,7	0,100	0,014	0,3	1,2	5E-9	1,00

O gráfico indica que o modelo *Cam-Clay* Modificado não representa o comportamento do material para pequenas deformações, mas representa a tendência do comportamento para deformações acima de 8% e para tensões confinantes de até 200 kPa. Porém, o modelo não é representativo para o material sob a tensão confinante de 400 kPa (próxima à de campo e considerada na modelagem numérica), pois diverge da tendência registrada pelo ensaio CIU, subestimando as deformações de campo.

- ***Hardening Soil***

A calibração do modelo *Hardening Soil* no Plaxis 2D foi feita a partir da inserção dos parâmetros alternativos  $C_c$  e  $C_s$ , estimados através das equações (2.14 e (2.16, considerando-se  $e_0=0,7$ . Ressalta-se que a aplicação destas equações em materiais para os quais não foram propostas, tais como os rejeitos de mineração, são necessários estudos que comprovem sua validade. No presente estudo, esse procedimento foi adotado apenas para adequação da análise. A Figura 4.3 apresenta o resultado da calibração do rejeito filtrado para o modelo *Hardening Soil*.

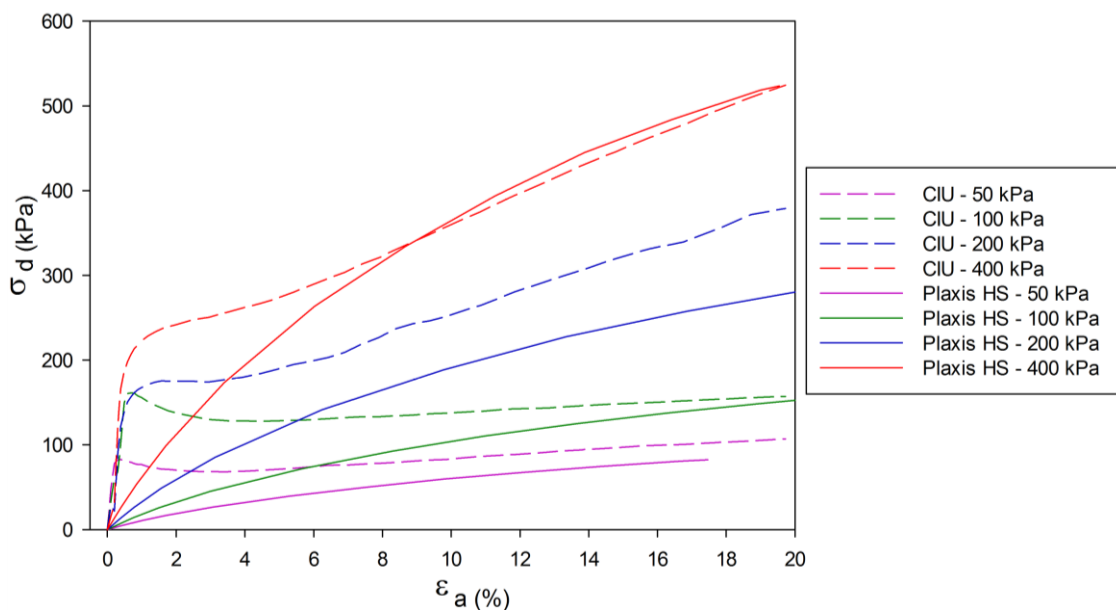


Figura 4.3 – Curvas  $\sigma_d \times \epsilon_a$  de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo *Hardening Soil*

A Tabela 4.3 apresenta os parâmetros considerados na simulação do ensaio triaxial para a calibração.

Tabela 4.3 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o modelo *Hardening Soil*

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$C_C$	$C_S$	$c'_{ref}$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$v'_{ur}$	$k$ (m/s)	OCR
18,00	0,7	0,4945	0,0989	15	30	0,30	5E-9	1,00

Conforme pode ser observado no gráfico, o modelo é conservador para pequenas deformações, sob todas as tensões confinantes testadas. Para deformações acima de 6%, além de apresentar certo grau de conservadorismo em relação às deformações de campo para as tensões confinantes de até 200 kPa, o modelo segue a tendência do comportamento tensão-deformação do material, principalmente para a tensão confinante de 400 kPa (próxima à tensão de campo e considerada na modelagem numérica).

Considerou-se um segundo cenário de calibração para o modelo *Hardening Soil*, no qual foram inseridos os valores de  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  e  $E_{oed}^{ref}$ , ao invés dos parâmetros alternativos  $C_C$  e  $C_S$ . O objetivo desta calibração era conferir maior rigidez ao material a fim de aproximar as linhas de ruptura representadas pelo modelo e pelo ensaio. Para isso, assumiu-se o valor de 1.500 kPa para  $E_{50}^{ref}$  e os valores de  $E_{ur}^{ref}$  e  $E_{oed}^{ref}$  foram calculados a partir das equações (2.18) e (2.19). O valor de 1.500 kPa para  $E_{50}^{ref}$  corresponde aos valores de 0,3258 para  $C_C$  e 0,06455 para  $C_S$  que, por sua vez, são próximos aos valores obtidos das correlações apresentadas nas equações (2.15) e (2.16):  $C_C=0,371$  e  $C_S$  entre 0,0371 e 0,0742.

A Tabela 4.4 apresenta os parâmetros do rejeito filtrado considerados na simulação do ensaio triaxial para o segundo cenário de calibração do modelo *Hardening Soil* e a Figura 4.4 apresenta o resultado da calibração.

Tabela 4.4 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o segundo cenário do modelo *Hardening Soil*

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$E_{50}^{ref}$ (kPa)	$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	$c'_{ref}$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$v'_{ur}$	$k$ (m/s)	OCR
18,00	0,7	1.500	1.200	4.500	15	30	0,30	5E-9	1,00

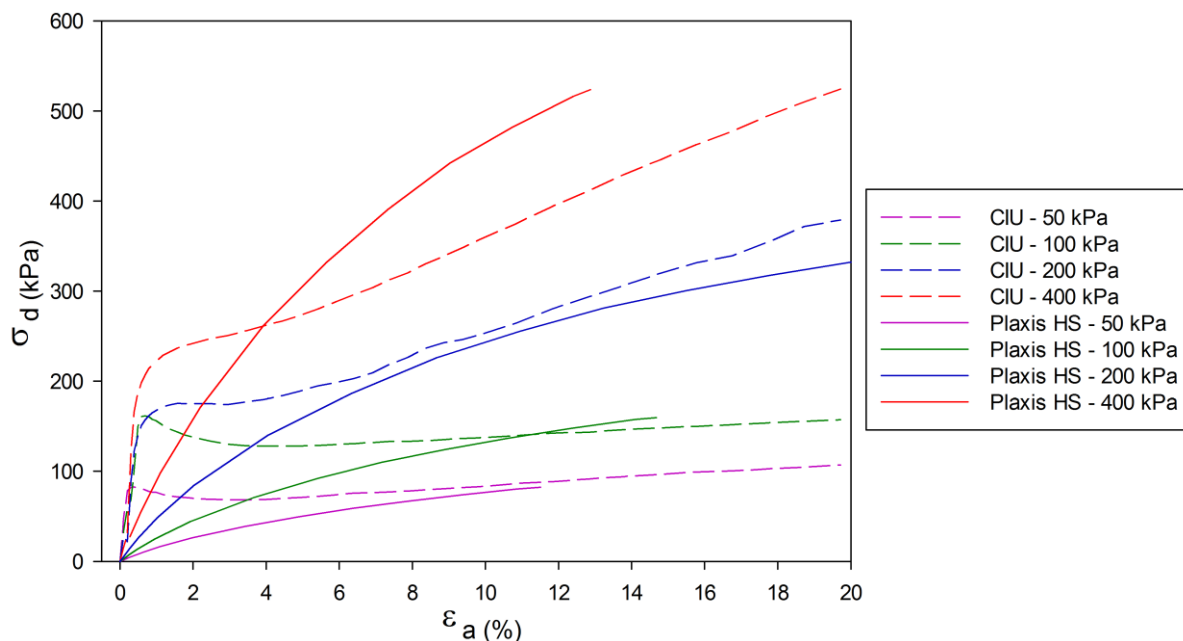


Figura 4.4 – Curvas  $\sigma_d$  x  $\epsilon_a$  de calibração do rejeito filtrado da zona interna para o segundo cenário do modelo *Hardening Soil*

A partir do gráfico acima, pode-se observar que o segundo cenário de calibração do modelo representa melhor o comportamento tensão-deformação do material para as tensões confinantes de até 200 kPa, em comparação ao cenário anterior. Porém, essa calibração subestima as deformações do material acima de 4%, para tensão confinante de 400 kPa (próxima à tensão de campo e considerada na modelagem numérica). Portanto, dentre as avaliações realizadas, o primeiro cenário de calibração do modelo *Hardening Soil*, com a entrada de parâmetros alternativos  $C_c$  e  $C_s$ , representa melhor as deformações na região mais suscetível aos efeitos do empilhamento de rejeito filtrado.

#### 4.1.2. Calibração do rejeito filtrado para a zona externa

- ***Cam-Clay Modificado***

Para a calibração do modelo *Cam-Clay Modificado*, os parâmetros  $\lambda$ ,  $\kappa$  e  $M_{CS}$  foram estimados a partir das equações (2.10), (2.11), (2.13), (2.16) e (2.17, considerando-se LL (Limite de Liquidez) igual a 60%,  $\nu_c = \nu = 0,3$  e  $\varphi = 15^\circ$ ). A Tabela 4.5 apresenta os parâmetros do rejeito filtrado considerados na simulação do ensaio triaxial para a calibração do modelo *Cam-Clay Modificado* e a Figura 4.5 apresenta o resultado da calibração.

Tabela 4.5 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona externa para o modelo *Cam-Clay* Modificado

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$\lambda$	$\kappa$	$v'$	$M_{CS}$	$k$ (m/s)	OCR
18,00	0,7	0,065	0,00455	0,3	1,2	5E-9	1,00

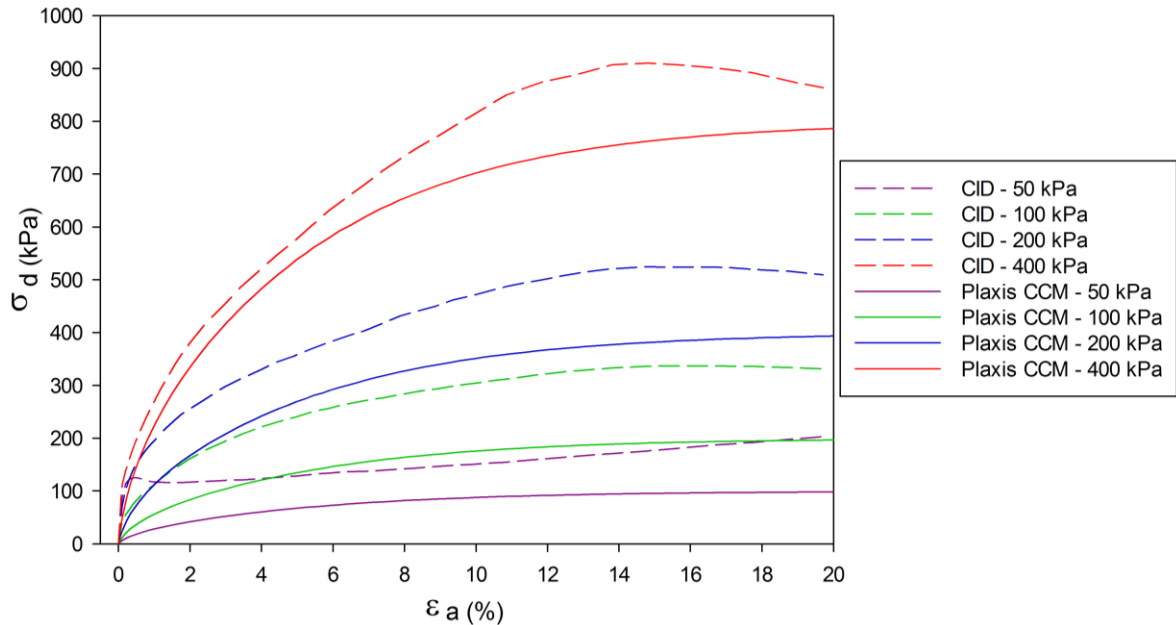


Figura 4.5 – Curvas  $\sigma_d \times \epsilon_a$  de calibração do rejeito filtrado da zona externa para o modelo *Cam-Clay* Modificado

O gráfico indica que o modelo *Cam-Clay* Modificado representa a tendência do comportamento tensão-deformação do material, apesar da visível superestimação das deformações de campo.

- ***Hardening Soil***

Para a calibração do modelo *Hardening Soil*, o valor de  $E_{50}^{ref}$  foi estimado a partir dos dados dos ensaios CID e pela definição apresentada pela Figura 2.23. Definido o valor de  $E_{50}^{ref}$ , os valores de  $E_{ur}^{ref}$  e  $E_{oed}^{ref}$  foram calculados a partir das equações (2.18) e (2.19). O valor de 5.000 kPa para  $E_{50}^{ref}$  corresponde aos valores de 0,09775 para  $C_c$  e 0,01936 para  $C_s$  que, por sua vez, são próximos aos valores obtidos pelas correlações apresentadas nas equações (2.14 e (2.16).

A Tabela 4.6 apresenta os parâmetros do rejeito filtrado considerados na simulação do ensaio triaxial e a Figura 4.6 apresenta o resultado da calibração.

Tabela 4.6 - Parâmetros de calibração do rejeito filtrado da zona externa para o modelo *Hardening Soil*

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$E_{50}^{ref}$ (kPa)	$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	$c'_{ref}$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\nu'_{ur}$	k (m/s)	OCR
18,00	0,7	5.000	4.000	15.000	15	30	0,30	5E-9	1,00

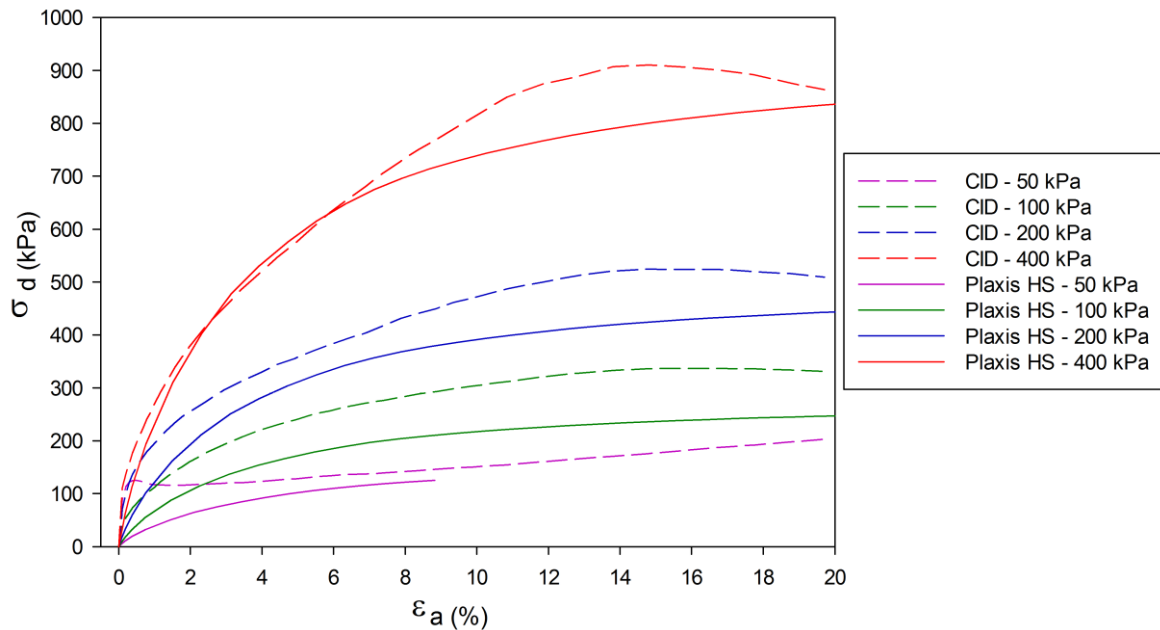


Figura 4.6 – Curvas  $\sigma_d \times \varepsilon_a$  de calibração do rejeito filtrado da zona externa para o modelo *Hardening Soil*

O gráfico indica que o modelo *Hardening Soil* também representa a tendência do comportamento tensão-deformação do material, apesar da visível superestimação das deformações de campo. Porém, o modelo HS mostrou-se mais ajustado comparado ao modelo CCM, sendo, portanto, utilizado para a modelagem do material.

## 4.2. PARÂMETROS DOS MATERIAIS

A seguir, estão apresentadas as propriedades do rejeito filtrado para a zona externa e interna e da geogrelha adotados no modelo simulado.

### 4.2.1. Rejeito filtrado

De acordo com a Figura 3.2, os materiais geotécnicos considerados nas análises são: rejeito filtrado da zona externa, rejeito filtrado da zona interna, argila amarela (camada de 0m a -2,3m), argila amarela (camada de -2,3m a -7,0m) e argila variegada.

Para o rejeito filtrado das zonas interna e externa, foram considerados os parâmetros utilizados na calibração do modelo *Hardening Soil*, de acordo com os itens 4.1.1 e 4.1.2, respectivamente. O peso específico do rejeito da zona interna foi considerado reduzido em função do grau de compactação do material e tipo de drenagem foi considerado como *Undrained B*, em que a rigidez é definida em termos de propriedades efetivas, a resistência é definida como resistência ao cisalhamento não drenada e os excessos de poropressão são calculados (Tabela 4.7).

Tabela 4.7 - Parâmetros de entrada dos materiais para o modelo *Hardening Soil*

	Rejeito Filtrado da Zona Externa	Rejeito Filtrado da Zona Interna
Tipo de drenagem	<i>Drained</i>	<i>Undrained (B)</i>
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,00	17,50
$e_0$	0,7	0,7
$E_{50}^{ref}$ (kPa)	5.000	-
$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	4.000	-
$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	15.000	-
$C_c$	-	0,4945
$C_s$	-	0,0989
$c'$ ref (kPa)	15	15
$\varphi'$ (°)	30	30
$v'_{ur}$	0,30	0,30
$k$ (m/s)	5,00E-09	5,00E-09
OCR	1,00	1,00

#### 4.2.2. Geogrelha

Para a modelagem numérica da pilha de rejeito filtrado reforçada, foram utilizadas geogrelhas uniaxiais de poliéster (PET), de resistências nominais à tração iguais a 300 kN/m, 400 kN/m, 600 kN/m, 800 kN/m, 1000 kN/m, 1200 kN/m, 1400 kN/m e 1600 kN/m. Foram considerados os seguintes fatores de redução parciais e o cálculo do fator de redução global da resistência à tração da geogrelha está exposto na equação (4.1):

- $FR_{ft} = 2,00$ , de acordo com a Tabela 2.3 para geogrelha de poliéster;
- $FR_{dm} = 1,15$ , de acordo com a Tabela 2.2 para aterros de granulometria de argila e
- $FR_{amb} = FR_{mat} = 1,20$ , de acordo com o item 2.2 (valores mínimos iguais a 1,10).



$$FR_{global} = FR_{fl} \times FR_{dm} \times FR_{amb} \times FR_{mat} = 3,312 \quad (4.1)$$

A Tabela 4.8 apresenta as geogrelhas consideradas nas análises de reforço da pilha de rejeito filtrado, identificadas de acordo com a sua resistência nominal à tração (a identificação de resistências segue a seguinte proposta: GG 300/50 significa que a resistência é de 300 kN/m na direção do plano do modelo e de 50 kN/m na direção fora do plano do modelo) e os respectivos valores de rigidez à deformação de 5% ( $J_{\varepsilon 5\%}$ ).

A rigidez à deformação de 5% ( $J_{\varepsilon 5\%}$ ) foi definida com base no padrão observado no catálogo do fabricante, apresentado no Anexo. E a resistência à tração no plano do modelo ( $N_{P,1}$ ) foi calculado a partir do  $FR_{global}$  e das equações (2.3) e (2.4). De acordo com a norma técnica NBR 16757-1: Geossintéticos – Requisitos para aplicação - Parte 1 - Geotêxteis e produtos correlatos (ABNT, 2020), as geogrelhas devem ser disponibilizadas aos projetistas juntamente com uma declaração de desempenho apresentando os valores médios e de tolerância assegurados pelo fabricante para as características de controle das funções desempenhadas pelo material.

Tabela 4.8 - Parâmetros de entrada das geogrelhas consideradas nas análises numéricas

Geogrelha	$J_{\varepsilon 5\%}$ (kN/m)	$N_{P,1}$ (kN/m)
GG 300/50	3.000	90,58
GG 400/50	4.000	120,77
GG 600/50	6.000	181,16
GG 800/100	8.000	241,55
GG 1000/100	10.000	301,93
GG 1200/100	12.000	362,32
GG 1400/100	14.000	422,71
GG 1600/100	16.000	483,09

### 4.3. ANÁLISES NUMÉRICAS

A pilha de rejeito filtrado e a sua fundação foram modeladas no Plaxis 2D a partir da geometria apresentada na Figura 3.2 e dos parâmetros apresentados nos itens 3.1, 3.2 e 4.2. De acordo com a metodologia apresentada no capítulo 3, o primeiro grupo de análises refere-se à delimitação da região de reforço da pilha, dentro de quatro cenários distintos:

- A. Pilha sem reforço
- B. Pilha com reforço da fundação
- C. Pilha com reforço dos taludes
- D. Pilha com reforço da fundação e dos taludes

Após o primeiro grupo de análises, foi selecionada a análise com menor área de reforço na seção por solução de reforço (1, 2 e 3) e com Fator de Segurança Global igual ou superior ao mínimo considerado ( $FS \geq 1,50$ ). Com isso, foi realizado o segundo grupo de análises, para o dimensionamento da geogrelha com diferentes resistências à tração e diferentes espaçamentos para as análises selecionadas do primeiro grupo, baseando-se nos resultados de tração máxima na geogrelha em cada análise. Por fim, os fatores de segurança das análises do segundo grupo foram verificados para  $FS \geq 1,50$ .

As tabelas a seguir resumem as análises realizadas para a delimitação da região de reforço.

Tabela 4.9 – Resumo das análises realizadas no Plaxis 2D para a delimitação da região de reforço – Pilha sem reforço e pilha com reforço da fundação

Análise	Região do reforço	Profundidade da escavação e aterro (m)	Comprimento médio da escavação na seção (m)	Geogrelha	Espaçamento entre geogrelhas (m)
A	Sem reforço	-	-	-	-
B1	Escavação da argila amarela (taludes de 1V:1,5H) e aterro com rejeito filtrado (Zona Externa)	1	230,5	GG 600/50	1
B2		3	236,5	GG 600/50	1
B3		7	230,5	GG 600/50	2
B4		7	122	GG 600/50	2
B5		7	60	GG 600/50	2

Tabela 4.10 – Resumo das análises realizadas no Plaxis 2D para a delimitação da região de reforço – Pilha com reforço dos taludes

Análise	Região do reforço	Geogrelha	Espaçamento entre geogrelhas (m)
C1	Último patamar da zona externa 3 (etapa construtiva 5)	GG 600/50	2
C2	Último patamar da zona externa 3 (etapa construtiva 5)	GG 1000/100	2
C3	Último patamar da zona externa 3 (etapa construtiva 5)	GG 1600/100	2
C4	Último patamar da zona externa 3 (etapa construtiva 5)	GG 1600/100	1

Análise	Região do reforço	Geogrelha	Espaçamento entre geogrelhas (m)
C5	Último patamar das zonas externas 3 e 6 (etapas construtivas 5 e 11)	GG 1600/100	1
C6	Último patamar das zonas externas 3 e 6 (etapas construtivas 5 e 11)	GG 600/50	1
C7	Primeiro patamar da zona externa 1 (etapa construtiva 1) e último patamar das zonas externas 3 e 6 (etapas construtivas 5 e 11)	GG 600/50	2
C8	Primeiro patamar da zona externa 2 (etapa construtiva 3), toda a zona externa 3 (etapa construtiva 5) e último patamar da zona externa 6 (etapa construtiva 11)	GG 600/50	2
C9	Primeiro patamar das zonas externas 2, 3 e 4 (etapas construtivas 3, 5 e 7) e último patamar das zonas externas 3 e 6 (etapas construtivas 5 e 11)	GG 600/50	2
C10	Primeiro patamar das zonas externas 2, 3 e 4 (etapas construtivas 3, 5 e 7), e último patamar da zona externa 3 (etapa construtiva 5)	GG 600/50	2
C11	Primeiro patamar das zonas externas 2, 3 e 4 (etapas construtivas 3, 5 e 7), e último patamar da zona externa 6 (etapa construtiva 11)	GG 600/50	2
C12	Primeiro patamar das zonas externas 2, 3 e 4 (etapas construtivas 3, 5 e 7)	GG 600/50	2
	Último patamar das zonas externas 3 e 6 (etapas construtivas 5 e 11)	GG 600/50	1

Tabela 4.11 – Resumo das análises realizadas no Plaxis 2D para a delimitação da região de reforço – Pilha com reforço dos taludes

Análise	Região do reforço	Profundidade da escavação e aterro (m)	Comprimento médio da escavação na seção (m)	Geogrelha	Espaçamento entre geogrelhas (m)
D1	Primeiro patamar das zonas externas 3 e 6 (etapas construtivas 5 e 11)	7	19,5	GG 600/50	2
D2	Primeiro patamar das zonas externas 3 e 6 (etapas construtivas 5 e 11)	7	19,5	GG 600/50	2
		7	74,5	GG 600/50	2

Análise	Região do reforço	Profundidade da escavação e aterro (m)	Comprimento médio da escavação na seção (m)	Geogrelha	Espaçamento entre geogrelhas (m)
D3	Primeiro patamar das zonas externas 3 e 6 (etapas construtivas 5 e 11)	7	19,5	GG 600/50	2
		7	60	GG 600/50	2
		7	19,5	GG 600/50	2
D4	Primeiro patamar da zona externa 6 (etapa construtiva 11)	7	19,5	GG 600/50	2
		7	60	GG 600/50	2
		7	19,5	GG 600/50	2
D5	Primeiro patamar das zonas externas 3 e 6 (etapas construtivas 5 e 11)	7	19,5	GG 600/50	2
		7	19,5	GG 600/50	2
D6	Primeiro patamar das zonas externas 3 e 6 (etapas construtivas 5 e 11)	7	60	GG 600/50	2
		7	19,5	GG 600/50	2
D7	Primeiro patamar da zona externa 3 (etapa construtiva 5)	7	60	GG 600/50	2
		7	19,5	GG 600/50	2

O *layout* de cada análise é apresentado da Figura 4.7 a Figura 4.31.

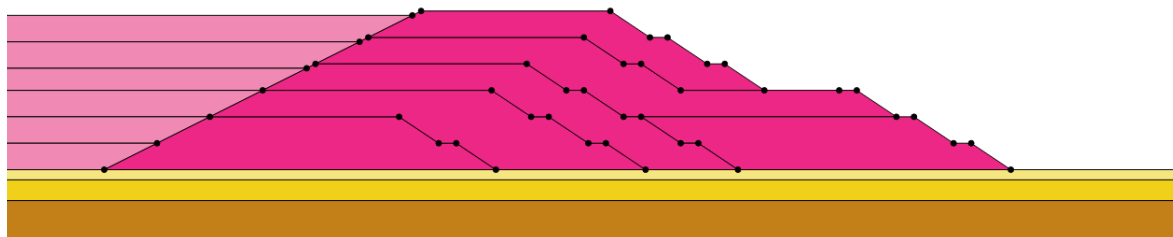


Figura 4.7 – Geometria da análise A (sem reforço)

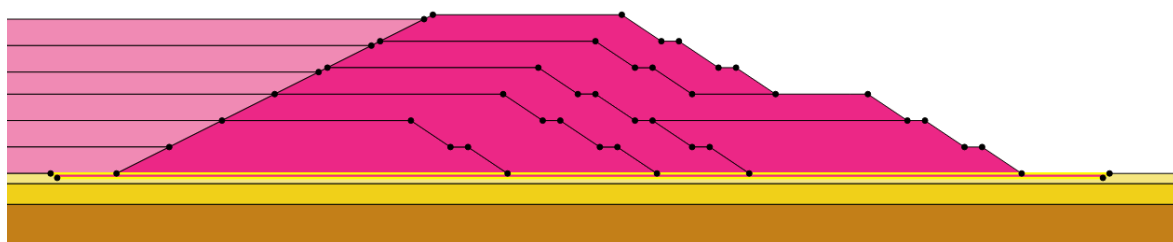


Figura 4.8 – Geometria da análise B1 (com reforço contínuo em toda a fundação)

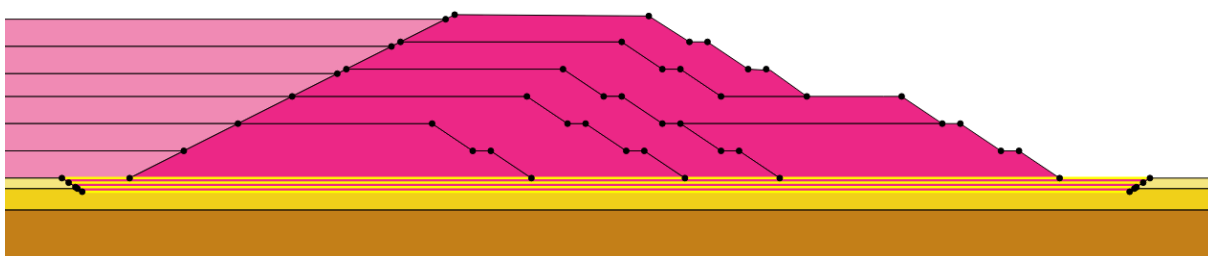


Figura 4.9 – Geometria da análise B2 (com reforço contínuo em toda a fundação)

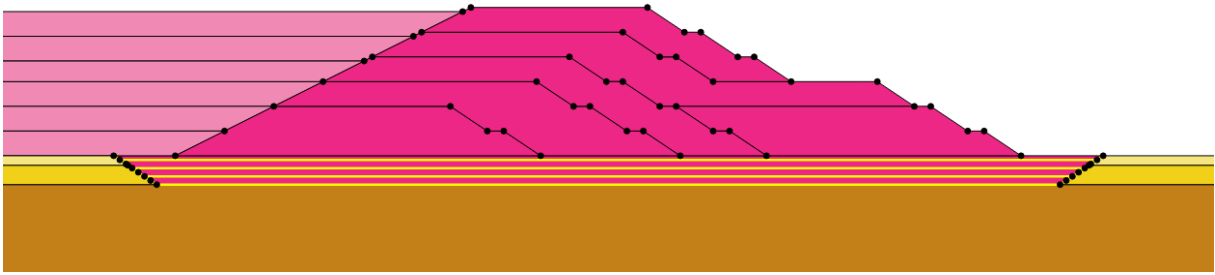


Figura 4.10 – Geometria da análise B3 (com reforço contínuo em toda a fundação)

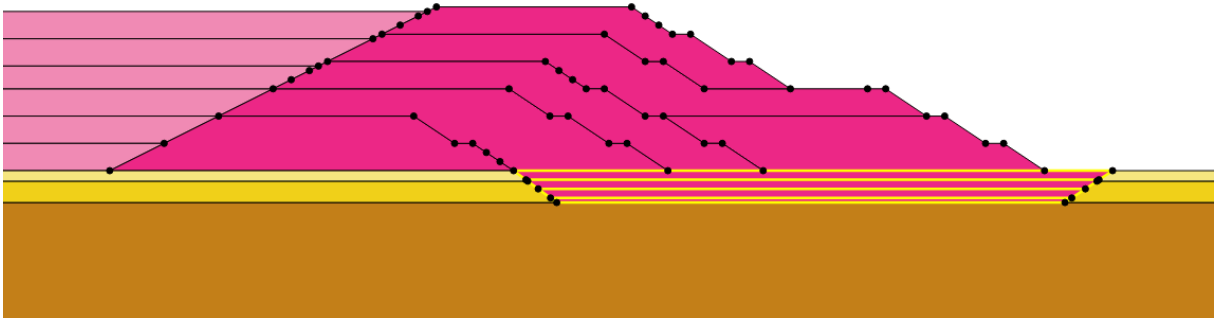


Figura 4.11 – Geometria da análise B4 (com reforço contínuo em parte da fundação)

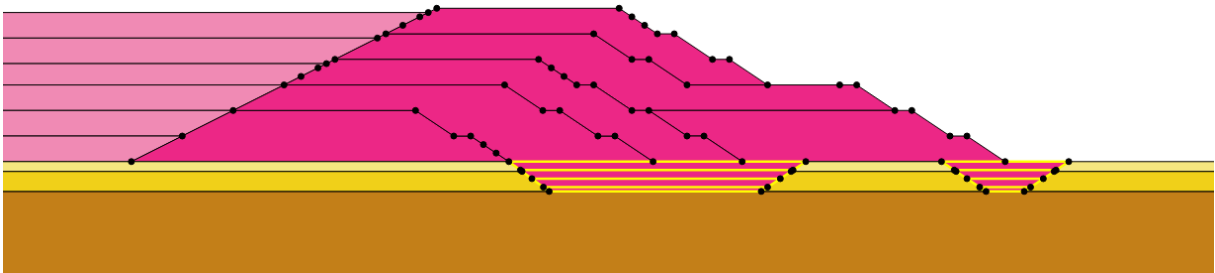


Figura 4.12 – Geometria da análise B5 (com reforço de fundação em seções específicas)

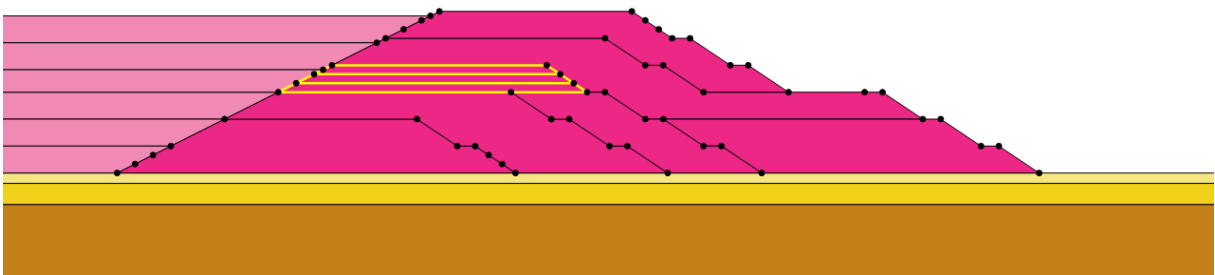


Figura 4.13 – Geometria da análise C1 (com reforço nos taludes)

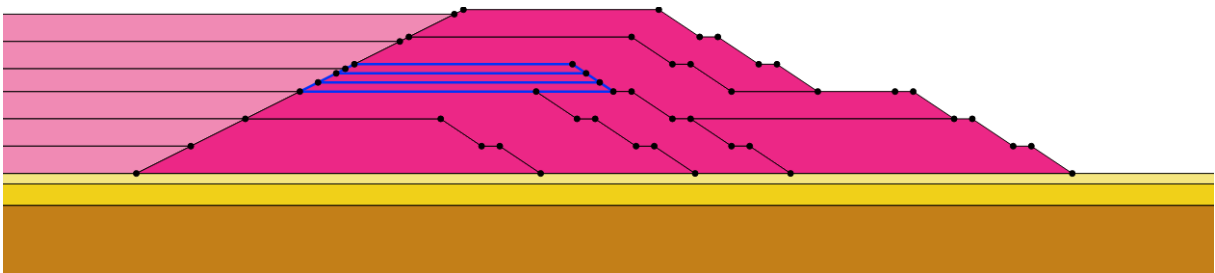


Figura 4.14 – Geometria da análise C2 (com reforço nos taludes)

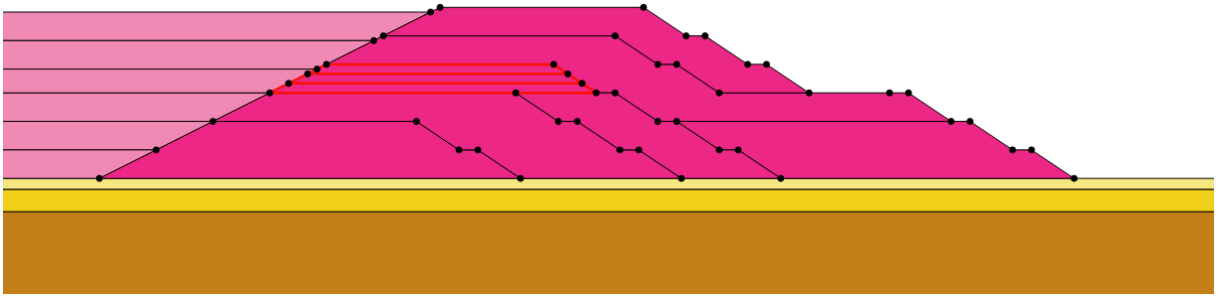


Figura 4.15 – Geometria da análise C3 (com reforço nos taludes)

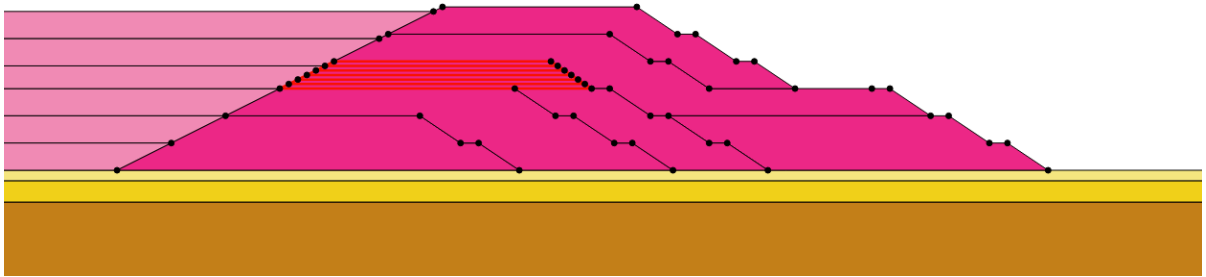


Figura 4.16 – Geometria da análise C4 (com reforço nos taludes)

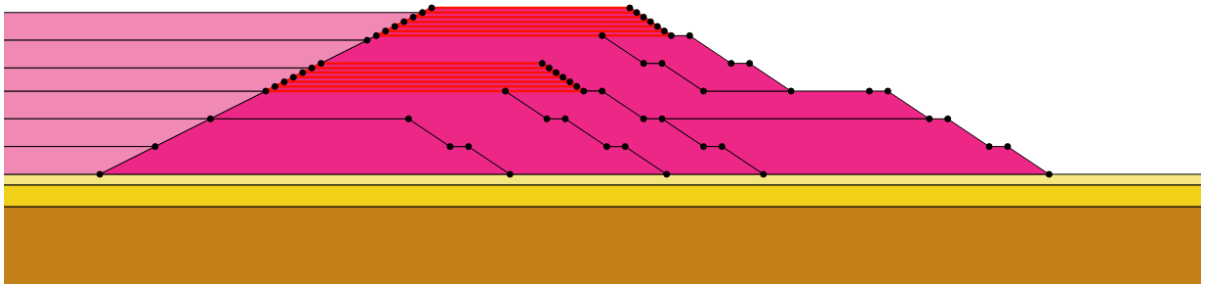


Figura 4.17 – Geometria da análise C5 (com reforço nos taludes)

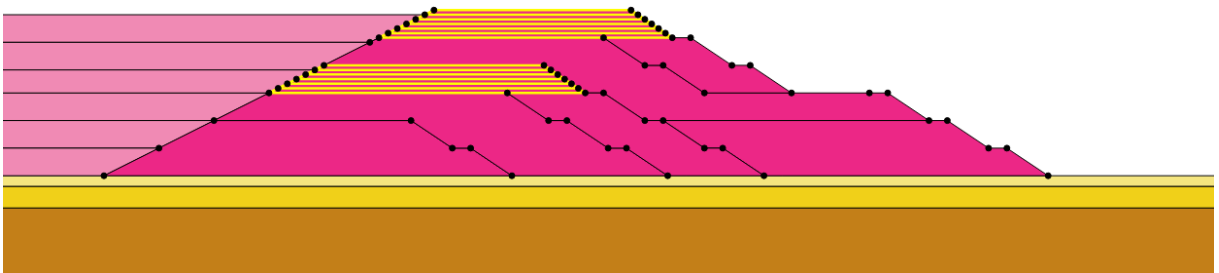


Figura 4.18 – Geometria da análise C6 (com reforço nos taludes)

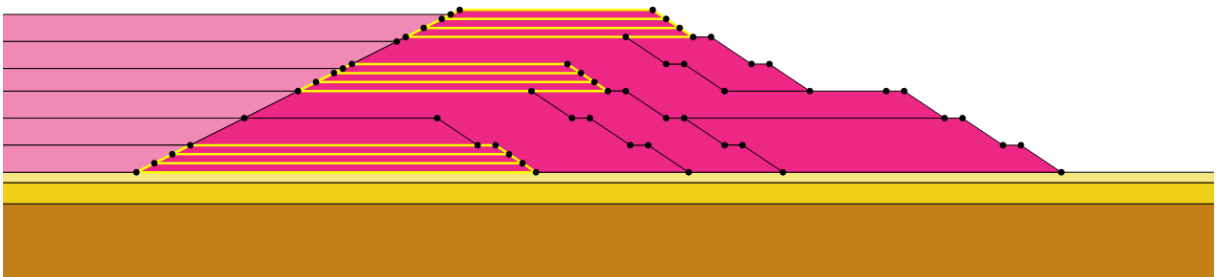


Figura 4.19 – Geometria da análise C7 (com reforço nos taludes)

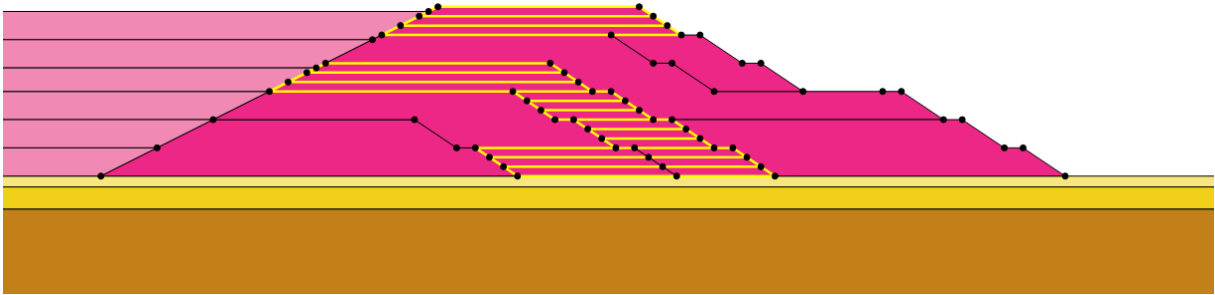


Figura 4.20 – Geometria da análise C8 (com reforço nos taludes)

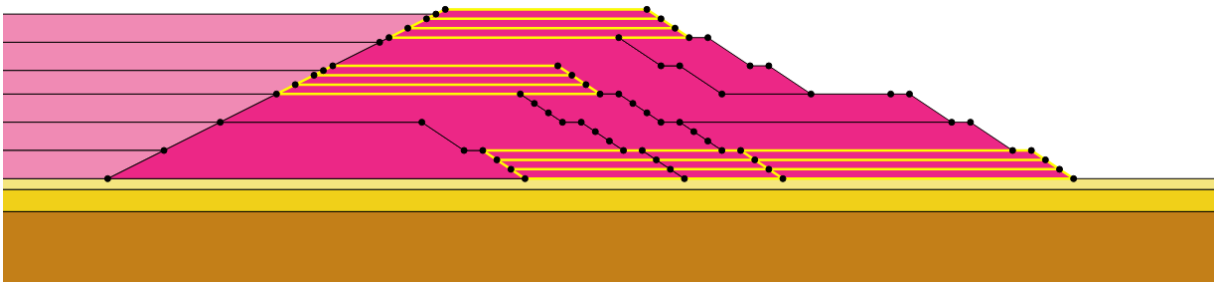


Figura 4.21 – Geometria da análise C9 (com reforço nos taludes)

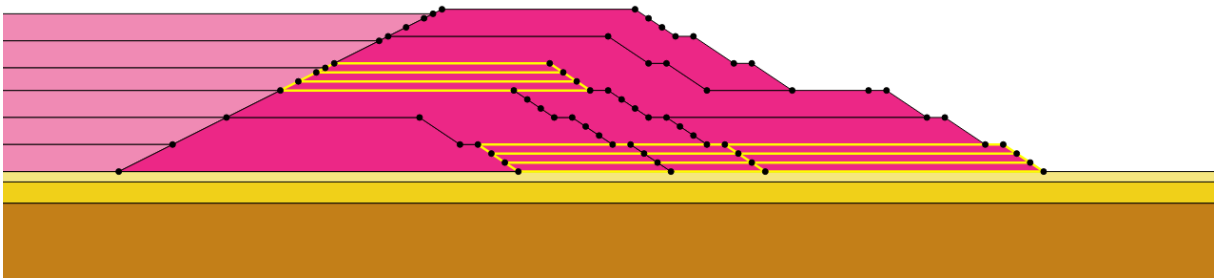


Figura 4.22 – Geometria da análise C10 (com reforço nos taludes)

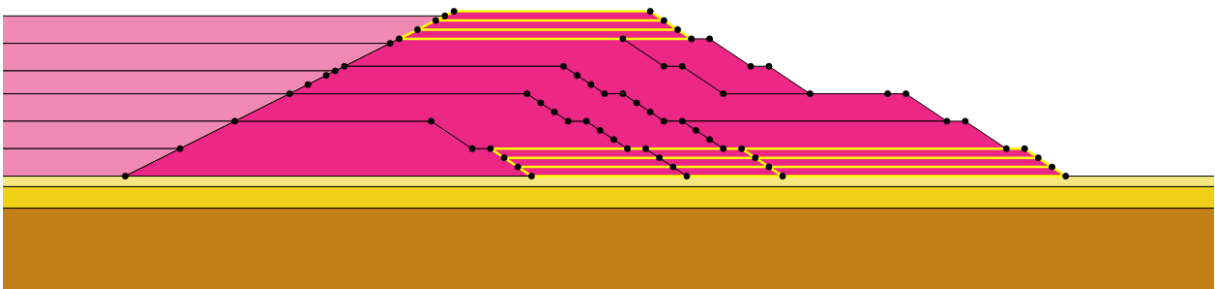


Figura 4.23 – Geometria da análise C11 (com reforço nos taludes)

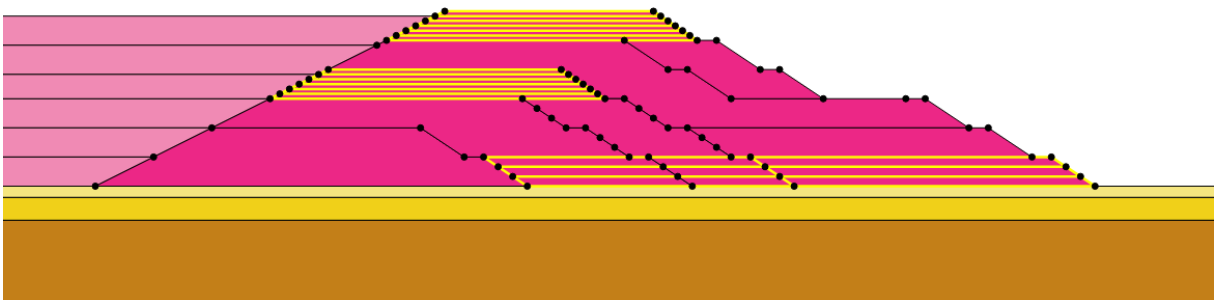


Figura 4.24 – Geometria da análise C12 (com reforço nos taludes)

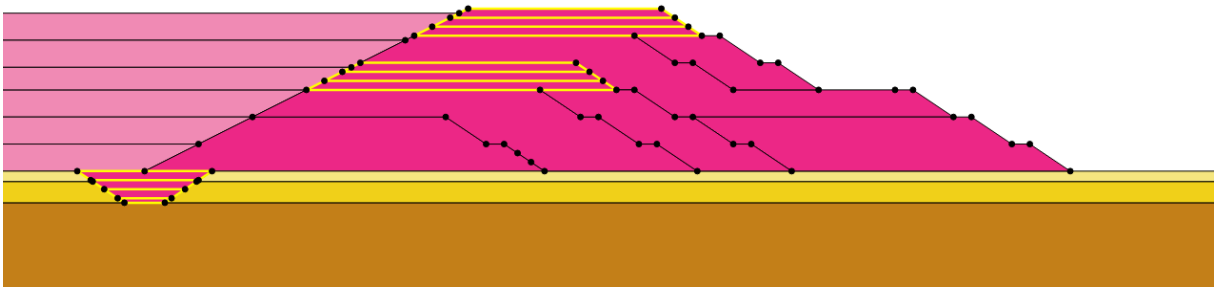


Figura 4.25 – Geometria da análise D1 (com reforço em seção específica da fundação e nos taludes)

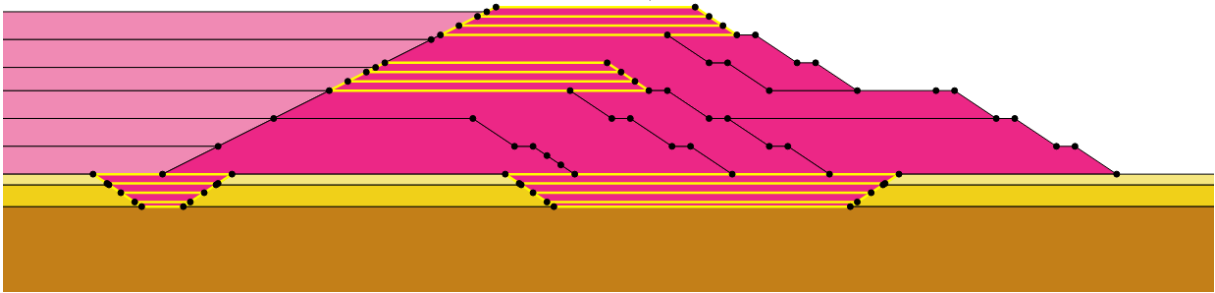


Figura 4.26 – Geometria da análise D2 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes)

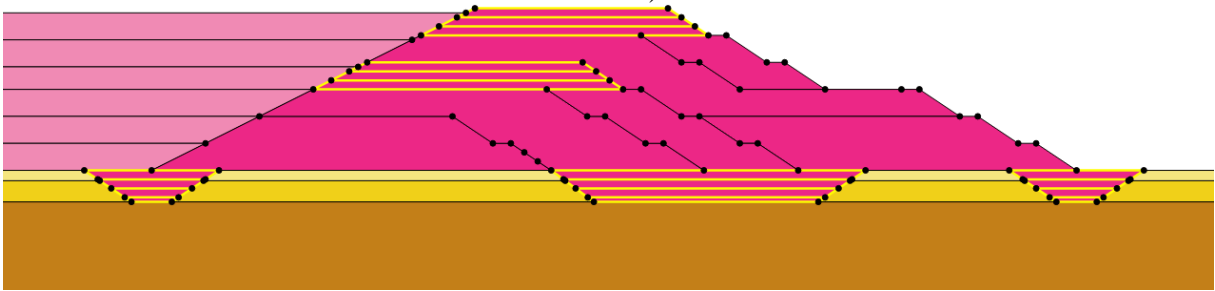


Figura 4.27 – Geometria da análise D3 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes)

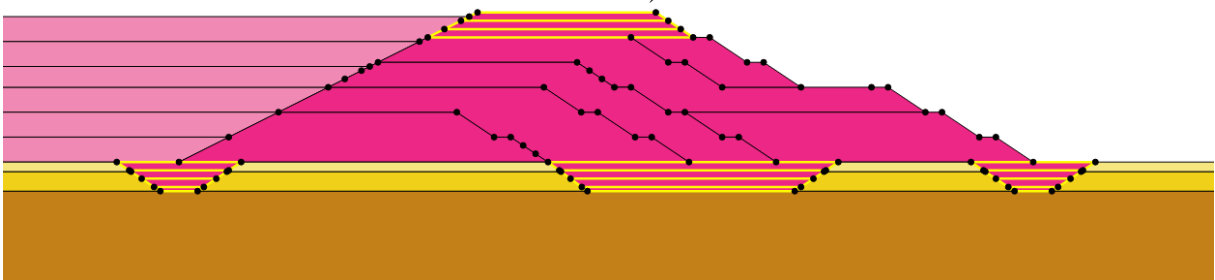


Figura 4.28 – Geometria da análise D4 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes)

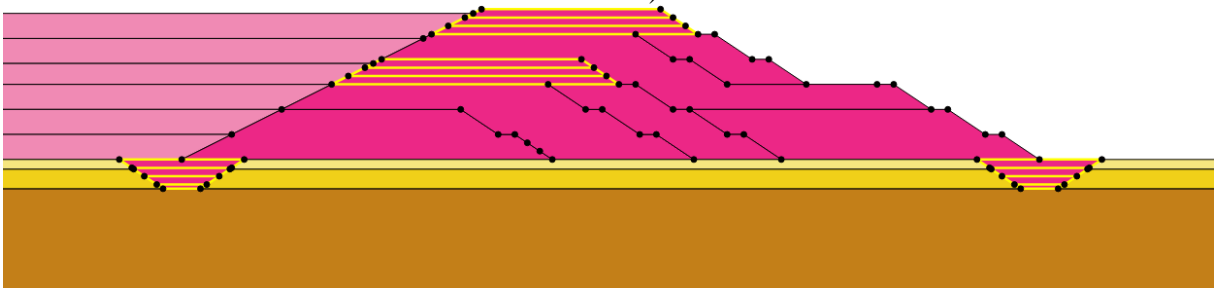


Figura 4.29 – Geometria da análise D5 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes)



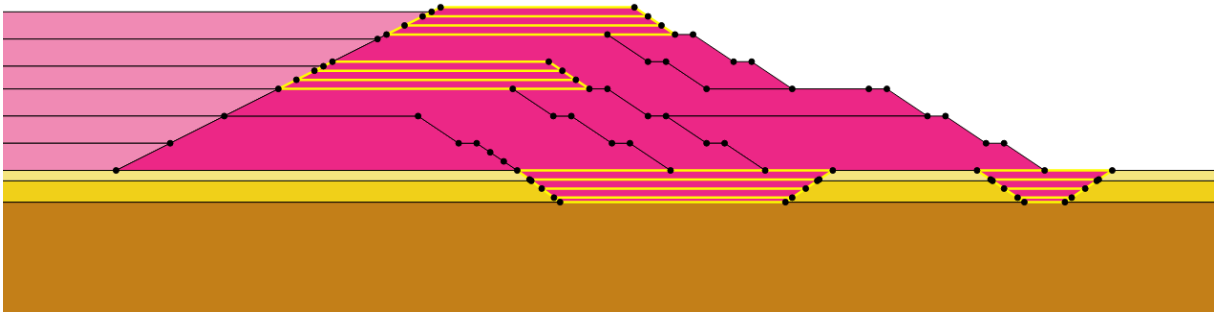


Figura 4.30 – Geometria da análise D6 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes)

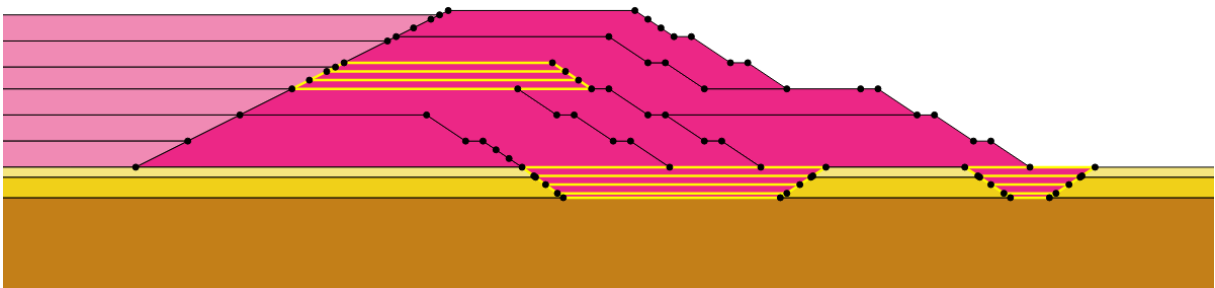


Figura 4.31 – Geometria da análise D7 (com reforço em seções específicas da fundação e nos taludes)

Dos itens 4.3.1 a 4.3.4 estão apresentados e discutidos os resultados das análises listadas anteriormente considerando os seguintes parâmetros: fator de segurança, dimensionamento do reforço (de acordo com às trações máximas na geogrelha) e às deformações verticais e horizontais. O item 4.3.6 apresenta os resultados de benefício em relação ao custo do reforço dimensionado. As imagens de deformação das análises elastoplásticas e das zonas de plastificação correspondentes às análises de cálculo de fator de segurança exportadas da plataforma *output* do Plaxis 2D são apresentadas no apêndice.

#### 4.3.1. Pilha sem reforço

A Figura 4.32 apresenta os fatores de segurança da pilha sem reforço por etapa construtiva (que foram representadas na Figura 3.9). Para o fator mínimo considerado nesta pesquisa (igual a 1,50) a pilha em estudo poderia ser construída até a etapa 4, ou seja, a altura da zona externa seria limitada a 18 metros e a da zona interna, a 12 metros. A elevação do FS nas etapas 7 e 8 é justificada pelo fato do aterro da etapa 7 ser construído como berma de equilíbrio adjacente ao aterro finalizado na etapa 6.

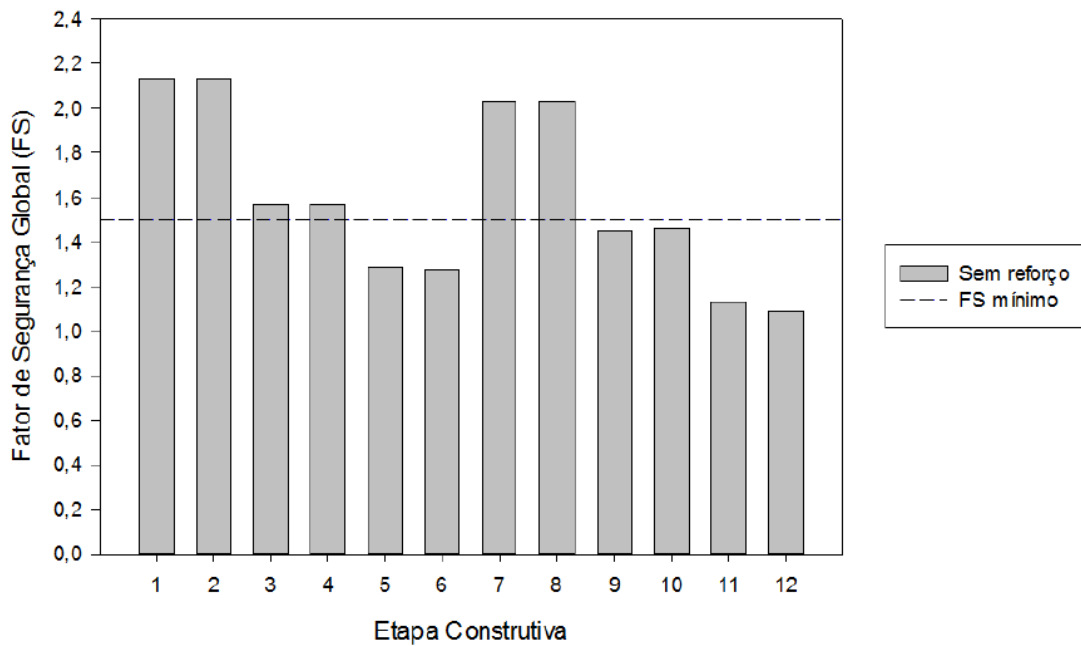


Figura 4.32 – Fator de Segurança por etapa construtiva para a pilha sem reforço

Da Figura 4.33 a Figura 4.44, são apresentadas as zonas de plastificação da pilha sem reforço em cada etapa construtiva. Observa-se que, na etapa 1 as zonas de plastificação ocorrem nos taludes da zona externa enquanto das etapas 2 a 11, a Zona de plastificação ocorre na zona externa e na fundação, no contato entre a argila amarela e a argila variegada.

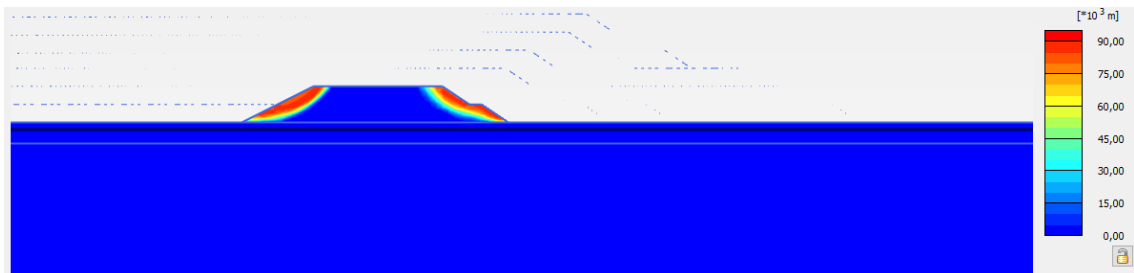


Figura 4.33 – Zonas de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 1

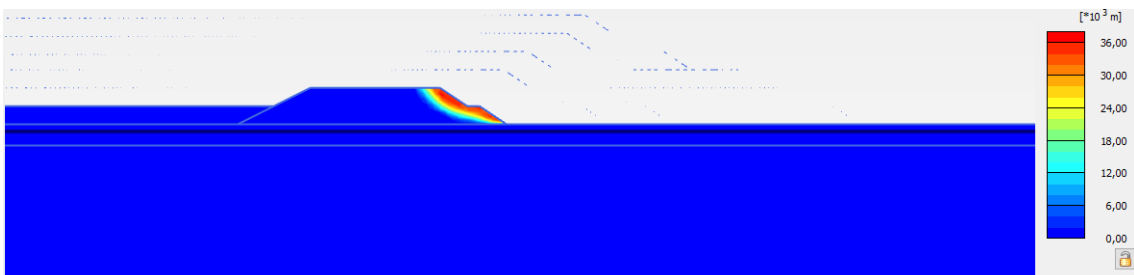


Figura 4.34 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 2

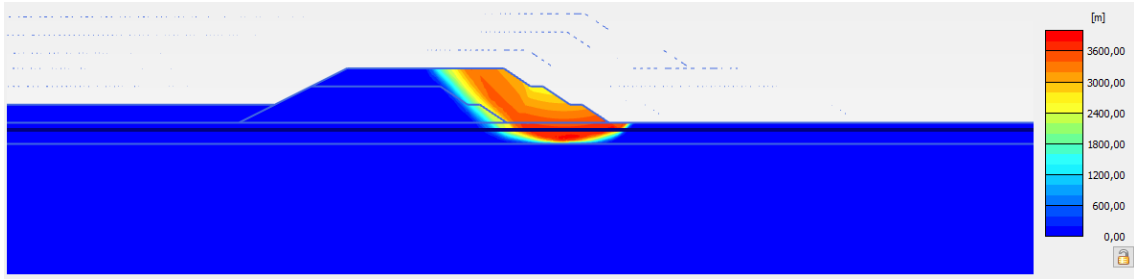


Figura 4.35 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 3

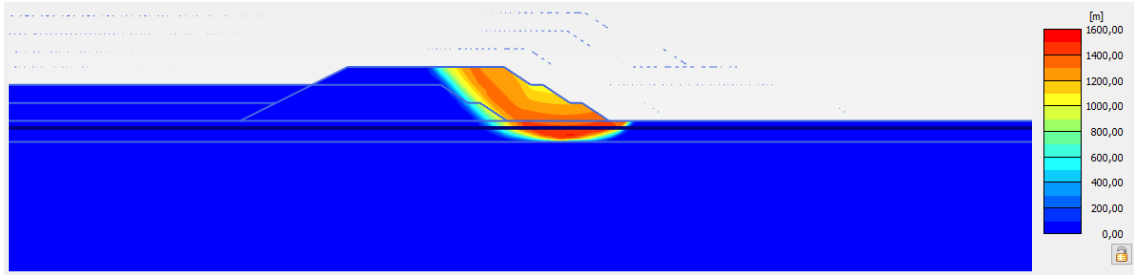


Figura 4.36 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 4

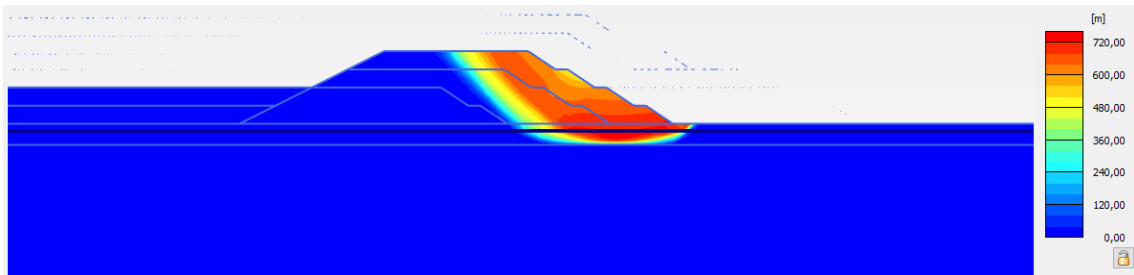


Figura 4.37 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 5

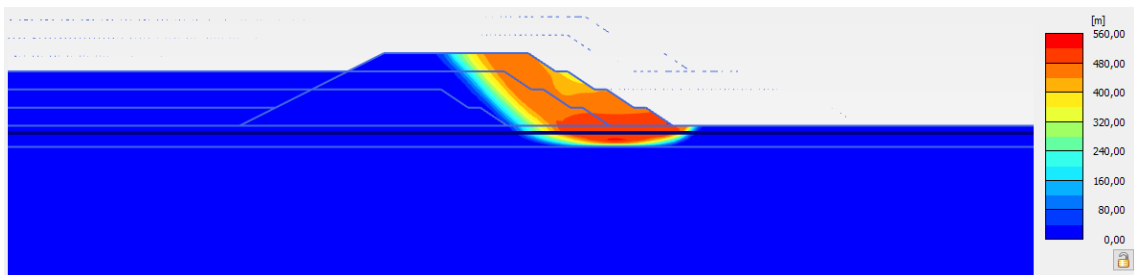


Figura 4.38 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 6

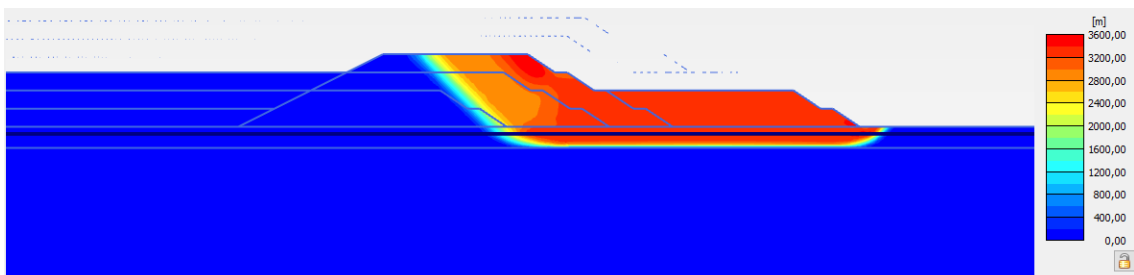


Figura 4.39 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 7

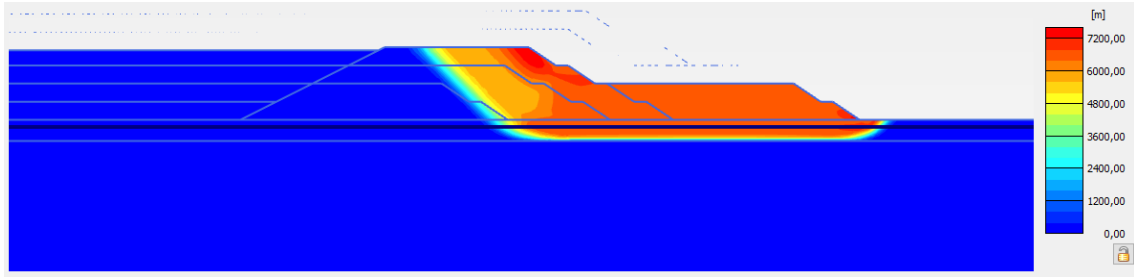


Figura 4.40 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 8

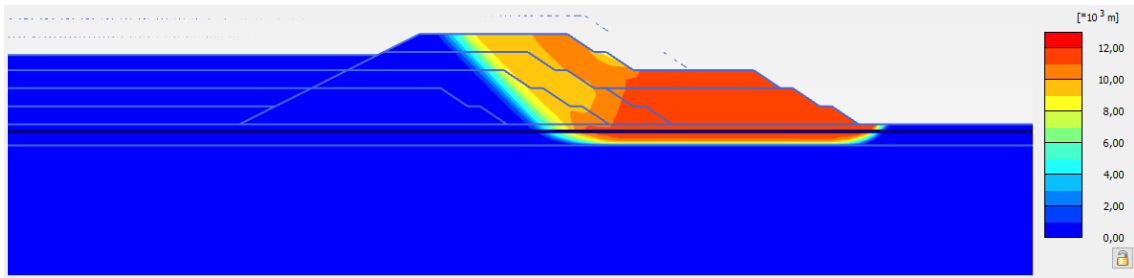


Figura 4.41 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 9

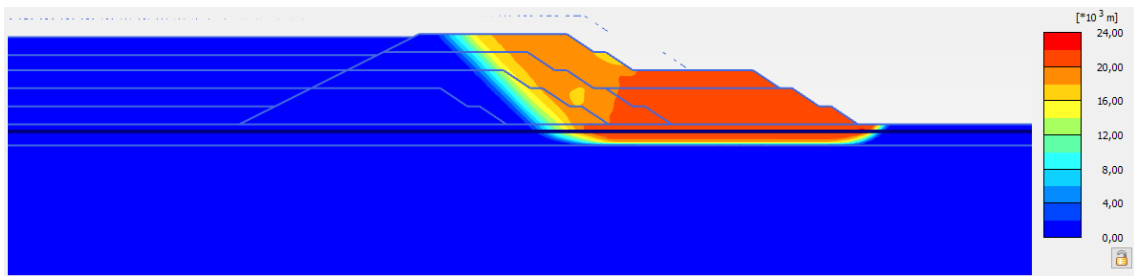


Figura 4.42 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 10

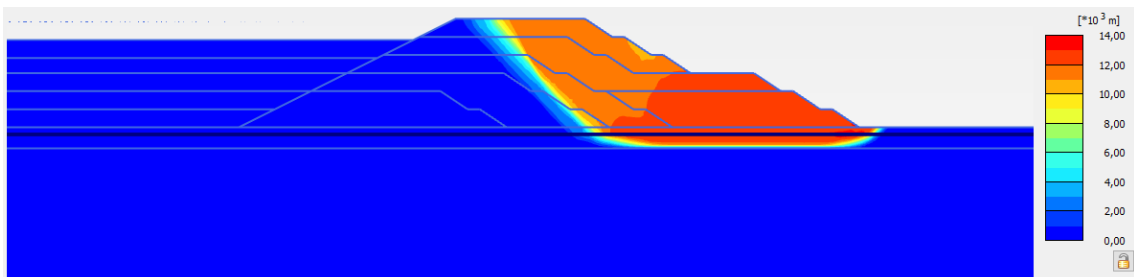


Figura 4.43 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 11

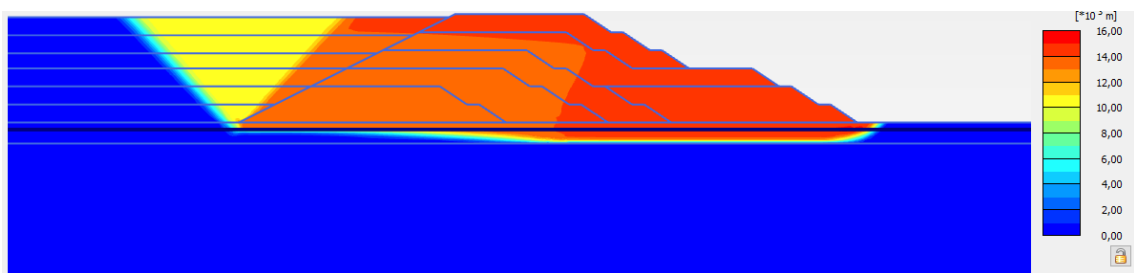


Figura 4.44 – Zona de plastificação da pilha sem reforço – Etapa 12

### 4.3.2. Solução 1: Pilha com reforço da fundação

A Figura 4.45 apresenta os fatores de segurança da pilha sem reforço (análise A) e com reforço da fundação por etapa construtiva (análises B1 a B5), neste caso são apresentadas as análises de estabilidade externa. Estes resultados referem-se às análises descritas na Tabela 4.9 e têm como objetivo a delimitação da região de reforço da pilha, através da avaliação do fator de segurança.

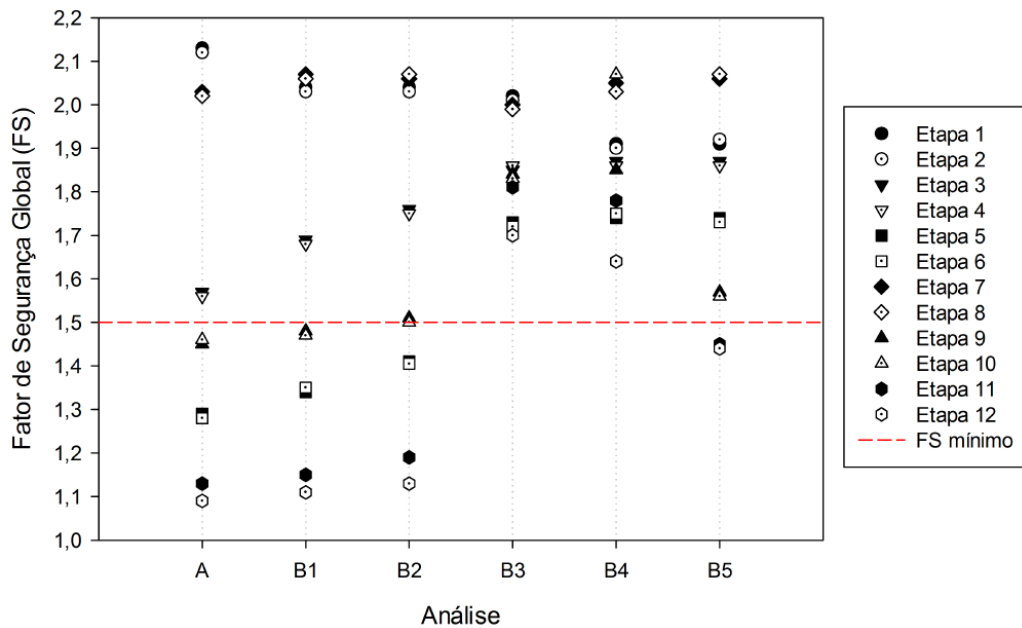


Figura 4.45 – Fator de Segurança por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação.

Observa-se que, dentre as simulações utilizando-se reforço na fundação, apenas as análises B3 e B4 satisfazem o valor mínimo de 1,50 para o fator de segurança global, considerando-se a análise de estabilidade externa, em todas as etapas construtivas da pilha. Para o dimensionamento do reforço, adotou-se como *layout* da região reforçada, a proposta de arranjo apresentada na análise B4, ilustrado pela Figura 4.11, por possuir a menor área de reforço em seção quando comparada à análise B3.

A configuração B4 é caracterizada por um reforço de fundação localizado, aproximadamente, da linha de centro do aterro em direção a jusante do aterro. Contudo, a partir da análise estabilidade interna (considerando os esforços atuantes nas geogrelhas), verificou-se que nesta configuração as tensões máximas atuantes nas geogrelhas ultrapassam as tensões admissíveis ( $T_{adm}$ ) destas, conforme ilustra a Figura 4.46. A partir da Figura 4.46, observa-se que a tração máxima na geogrelha GG 600/50 com espaçamento de 2,0m atingiu a tração admissível

calculada (181,16 kN/m). Neste contexto, novas simulações considerando diferentes espaçamentos e geogrelhas que estão relacionadas na Tabela 4.10, foram executadas a partir da configuração definida na análise B4.

Tabela 4.12 – Resumo de novas simulações para o dimensionamento do reforço da fundação

Análise	Geogrelha	Espaçamento entre geogrelhas (m)
B4	GG 600/50	2,00
B6	GG 400/50	0,40
B7	GG 600/50	0,40
B8	GG 600/50	0,50
B9	GG 800/100	0,50
B10	GG 800/100	0,60
B11	GG 1000/100	0,70
B12	GG 1200/100	0,80
B13	GG 1200/100	0,90
B14	GG 1200/100	1,00
B15	GG 1400/100	1,00
B16	GG 1600/100	1,20
B17	GG 1600/100	1,40
B18	GG 1600/100	2,00

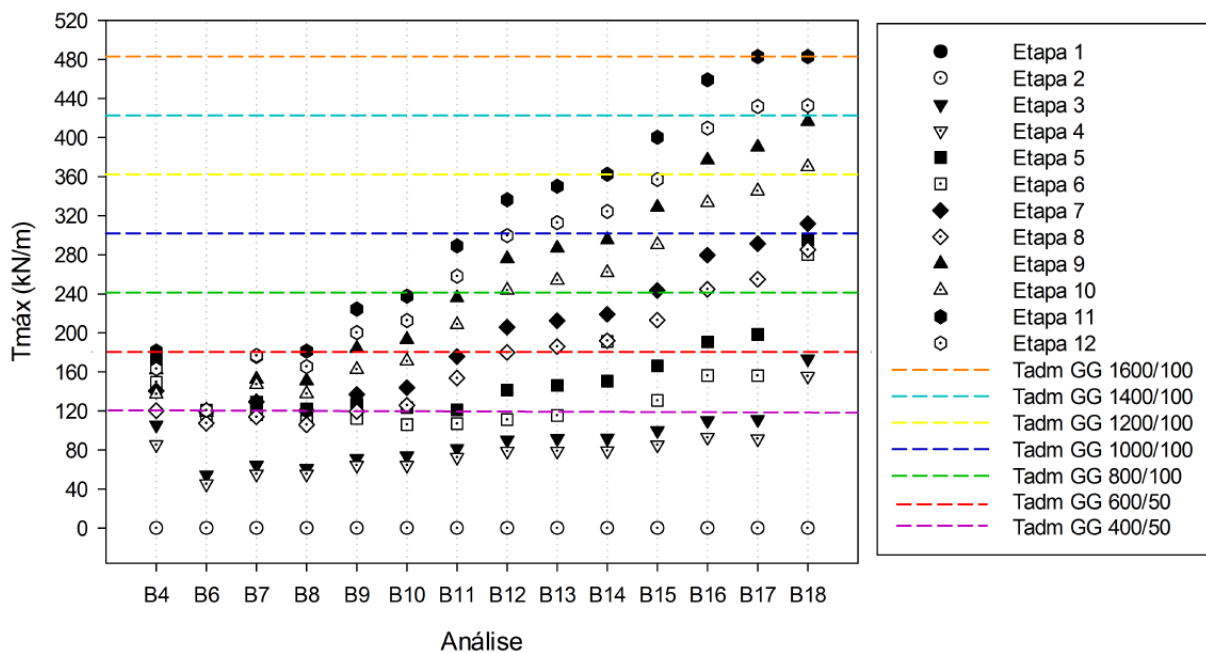


Figura 4.46 – Tração máxima ( $T_{máx}$ ) na geogrelha por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação

A partir do gráfico apresentado na Figura 4.46, observa-se que as análises cujas trações máximas não atingiram as trações admissíveis referentes à geogrelha da análise são a B7, B9, B10, B11, B12, B13, B15 e B16. A Figura 4.47 apresenta a verificação dos fatores de segurança globais destas análises, onde é possível confirmar que todas apresentaram  $FS \geq 1,50$ .

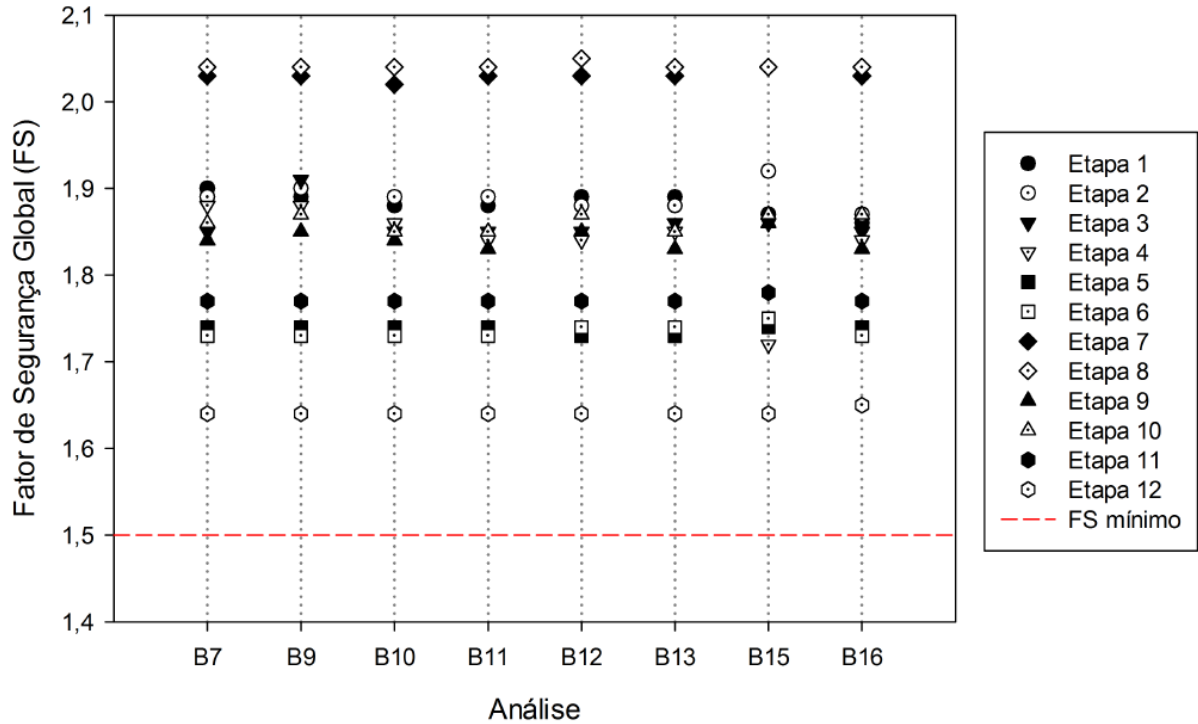


Figura 4.47 – Verificação do fator de segurança global (estabilidade externa) por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação

A Tabela 4.13 sintetiza o dimensionamento dos espaçamentos para a solução de reforço da fundação da pilha, para geogrelha de diferentes resistências à tração.

Tabela 4.13 – Espaçamentos de geogrelha para o reforço da fundação da pilha

Geogrelha	Espaçamento entre geogrelhas (m)
GG 600/50	0,40
GG 800/100	0,60
GG 1000/100	0,70
GG 1200/100	0,90
GG 1400/100	1,00
GG 1600/100	1,20

### 4.3.3. Solução 2: Pilha com reforço dos taludes

A Figura 4.48 apresenta os fatores de segurança da pilha sem reforço (análise A) e com reforço

dos taludes por etapa construtiva (análises C1 a C12) considerando-se a análise de estabilidade externa. Estes resultados referem-se as análises descritas na Tabela 4.9 e têm como objetivo a delimitação da região de reforço da pilha, através da avaliação do fator de segurança.

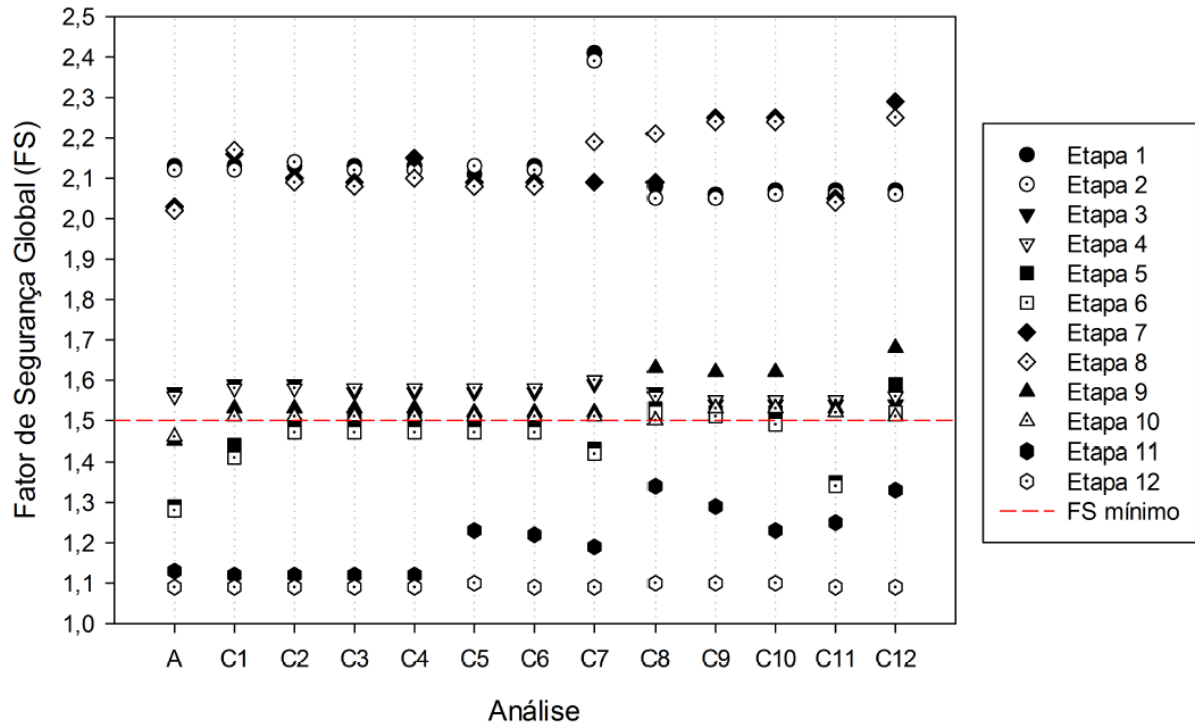


Figura 4.48 – Fator de Segurança por etapa construtiva para a pilha com reforço dos taludes

Observa-se que, dentre as simulações de reforço dos taludes, nenhuma análise satisfaz o valor mínimo de 1,50 para o fator de segurança global em todas as etapas construtivas da pilha. Portanto, o reforço apenas nos taludes da zona externa da pilha não representa uma solução para a sua construção e o dimensionamento das geogrelha não foi realizado nestes casos.

A partir do gráfico, pode-se observar também que o melhor cenário atingido pelo reforço nos taludes da pilha é aquele representado pelas análises C8, C9 e C12, cujo fator de segurança é superior ao mínimo até a etapa construtiva 10. Ou seja, quando reforçada apenas nas regiões representadas por essas análises, a pilha poderia ser construída até a altura de 30 metros.

#### 4.3.4. Solução 3: Pilha com reforço da fundação e dos taludes

A Figura 49 apresenta os fatores de segurança da pilha sem reforço (análise A) e com reforço da fundação e dos taludes por etapa construtiva (análises D1 a D7). Estes resultados referem-se às análises descritas na Tabela 4.9 e têm como objetivo a delimitação da região de reforço da



pilha, através da avaliação do fator de segurança.

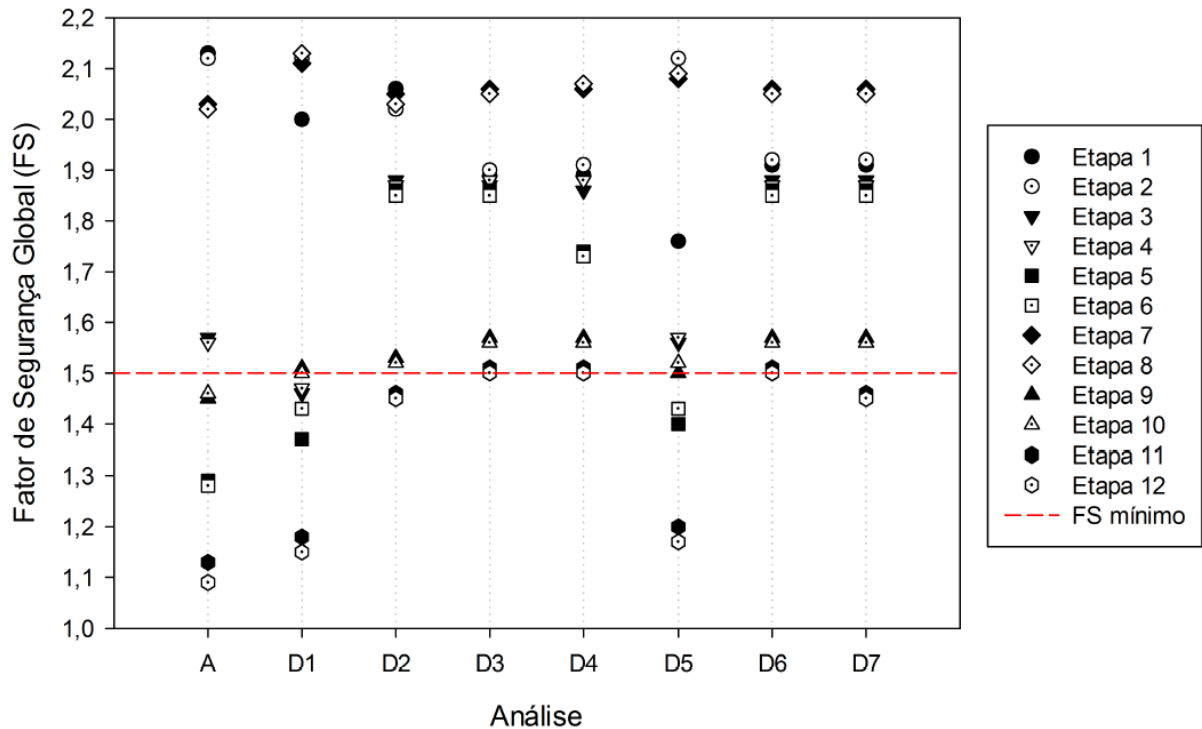


Figura 4.49 – Fator de Segurança por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação e dos taludes

Observa-se que, dentre as simulações de reforço da fundação e dos taludes, apenas as análises D3, D4 e D6 satisfazem o valor mínimo de 1,50 para o fator de segurança global em todas as etapas construtivas da pilha. Para a análise de estabilidade interna e dimensionamento do reforço, adotou-se como *layout* da região de reforço, aquela da análise D4, já que possui a menor área de reforço em relação à área de rejeito da zona externa, quando comparada às análises D3 e D6. O dimensionamento foi feito a partir dos resultados de tração máxima das geogrelhas, com o objetivo de determinar os espaçamentos verticais destas, sendo consideradas diferentes resistências à tração, no *layout* de reforço da análise D4. A Tabela 4.14 resume as análises realizadas e os resultados de tração máxima por análise e por etapa construtiva são apresentados na Figura 4.50, incluindo a análise D4.

Tabela 4.14 – Resumo das análises realizadas no Plaxis 2D para o dimensionamento do reforço da fundação e dos taludes

Análise	Geogrelha	Espaçamento entre geogrelhas (m)
D4	GG 600/50	2,00
D8	GG 400/50	0,40
D9	GG 600/50	0,40
D10	GG 800/100	0,40
D11	GG 1000/100	0,40
D12	GG 1000/100	0,50
D13	GG 1200/100	0,60
D14	GG 1200/100	0,70
D15	GG 1400/100	0,80
D16	GG 1400/100	0,90
D17	GG 1600/100	1,00
D18	GG 1600/100	1,20
D19	GG 1600/100	1,40
D20	GG 1600/100	1,75

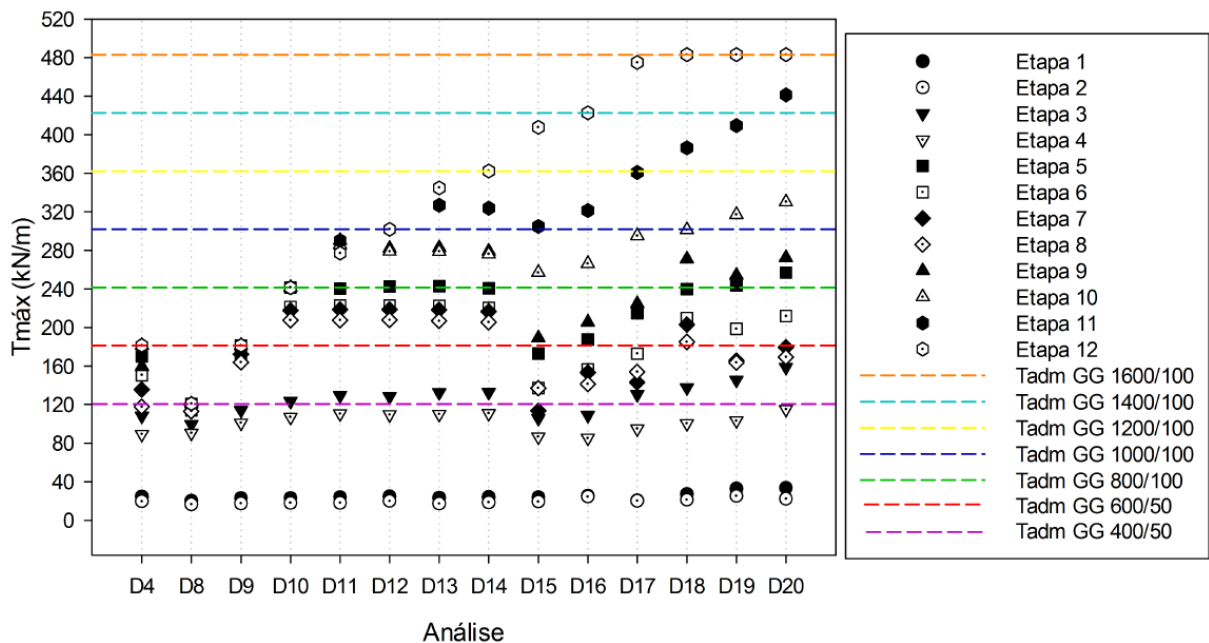


Figura 4.50 – Tração máxima na geogrelha por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação e dos taludes

Por meio da Figura 4.50 observa-se que, embora a análise D4 tenha atendido ao critério de estabilidade externa, a tração máxima na geogrelha GG 600/50 com espaçamento de 2,0m atingiu a tração admissível calculada (181,16 kN/m). A partir do gráfico, observa-se que as

análises cujas trações máximas não atingiram as trações admissíveis referentes à geogrelha da análise são a D11, D13, D15 e D17. A Figura 4.51 apresenta a verificação dos fatores de segurança globais destas análises.

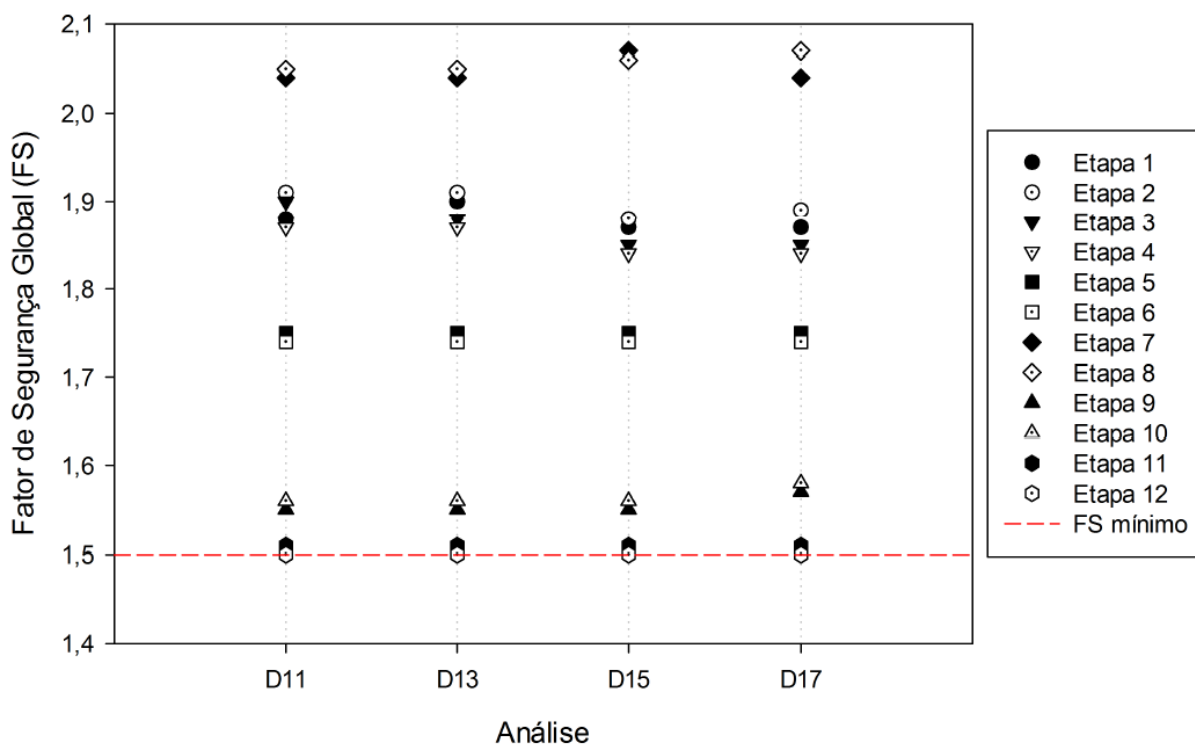


Figura 4.51 – Verificação do fator de segurança global por etapa construtiva para a pilha com reforço da fundação e dos taludes

A Tabela 4.15 sintetiza o dimensionamento dos espaçamentos para a solução de reforço da fundação e dos taludes da pilha, para geogrelha de diferentes resistências à tração.

Tabela 4.15 – Espaçamentos de geogrelha para o reforço da fundação e dos taludes da pilha

Geogrelha	Espaçamento entre geogrelhas (m)
GG 1000/100	0,40
GG 1200/100	0,60
GG 1400/100	0,80
GG 1600/100	1,00

#### 4.3.5. Deslocamentos verticais e horizontais

A Figura 4.52 e a Figura 4.53 apresentam a evolução dos deslocamentos verticais e horizontais de um ponto próximo ao pé da zona externa da pilha, para a análise A (sem reforço), B7 (com reforço dimensionado da fundação) e D11 (com reforço dimensionado da fundação e dos

taludes).

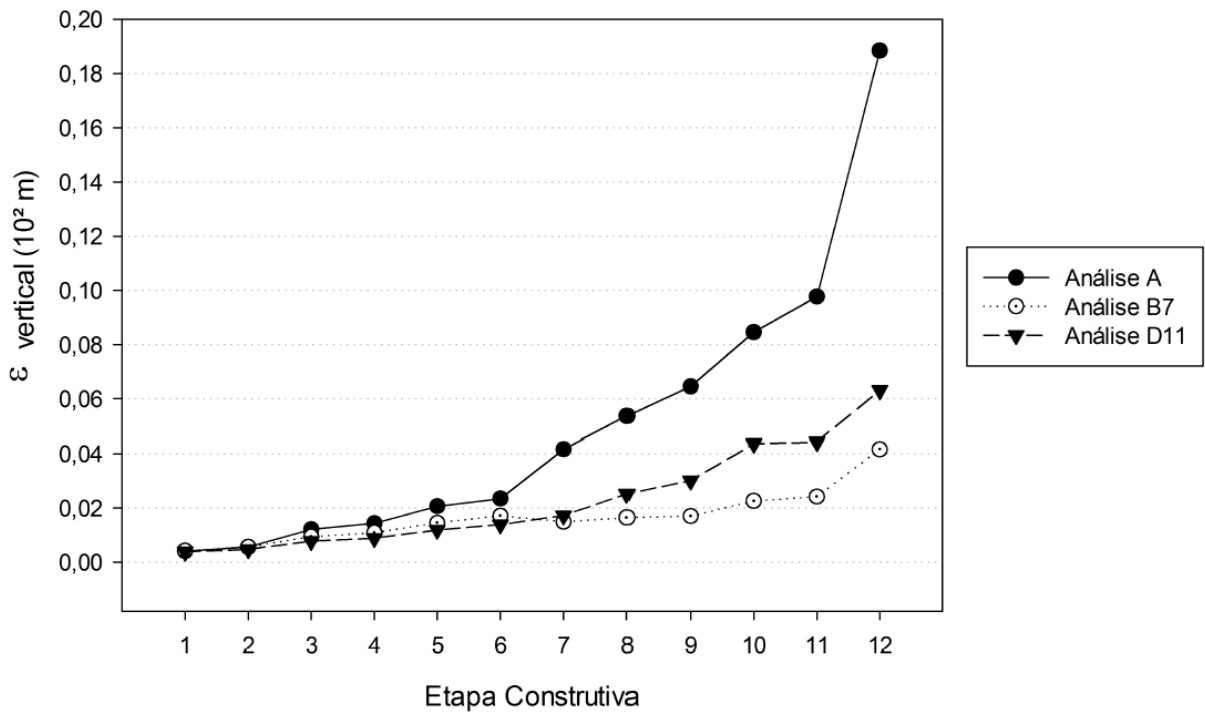


Figura 4.52 – Deslocamentos verticais x Etapa construtiva

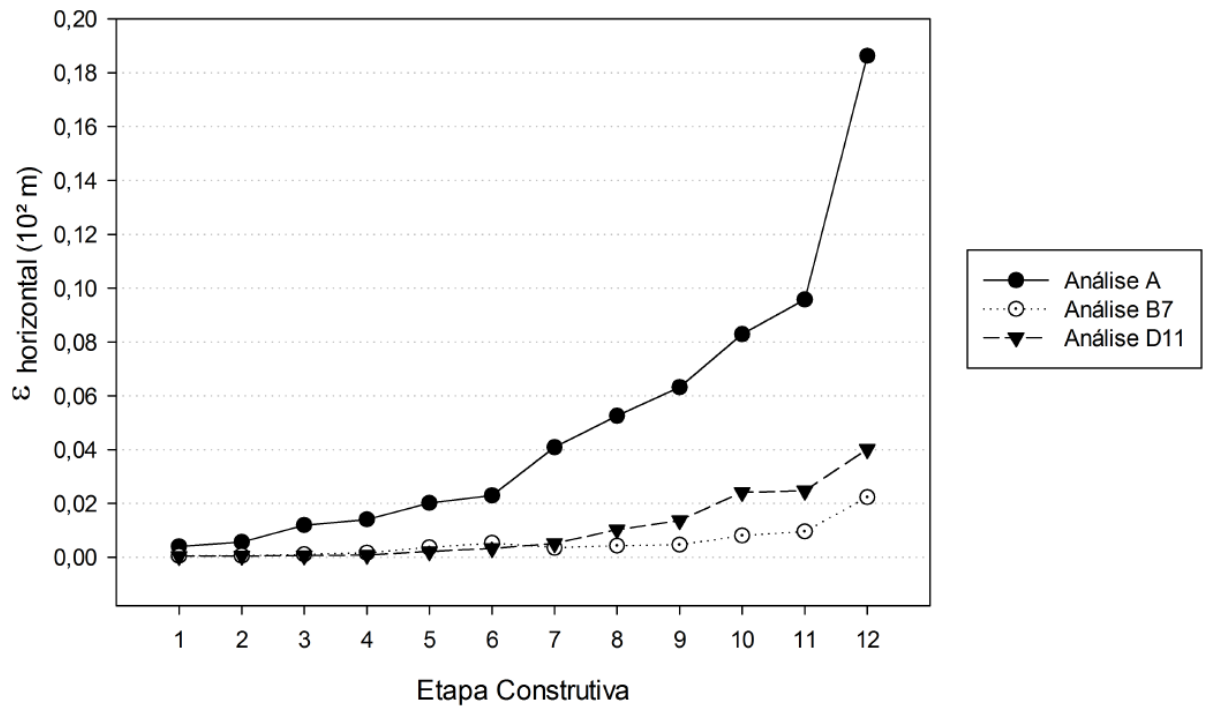


Figura 4.53 – Deslocamentos horizontais x Etapa construtiva

A partir dos gráficos é possível verificar que o reforço da pilha influenciou diretamente nos

deslocamentos horizontais e verticais da estrutura. Enquanto na análise sem reforço, o ponto escolhido deslocou-se 5% em relação à altura do modelo na etapa construtiva 8, na análise com reforço da fundação (B7), o ponto deslocou-se 1,6%. Em relação aos deslocamentos verticais, essa influência fica evidente a partir da etapa construtiva 6, a partir da qual o aumento dos deslocamentos é significativamente menor para as análises com reforço. Já em relação aos deslocamentos horizontais, a influência do reforço é evidente desde a primeira etapa construtiva.

Além disso, observa-se que, dentre as análises com reforço apresentadas, aquela com reforço apenas na fundação (B7) apresentou os menores deslocamentos verticais e horizontais.

#### **4.3.6. Análise da relação benefício x custo do reforço**

Este item apresenta os resultados de custo e benefício da execução do reforço dimensionado nas análises B7, B10, B11, B13, B15, B16, D11, D13, D15 e D17. Ressalta-se que esta análise consiste apenas em um exercício preliminar para a comparação dos custos das soluções propostas. Para uma análise mais consistente de custos, torna-se necessária a definição de parâmetros operacionais de compactação e controle durante a execução dos aterros de rejeitos reforçados. Neste caso, seriam necessários estudos específicos relacionados à compactação e à construção de aterros experimentais, visando o estabelecimento dos procedimentos a serem adotados em campo.

Para o cálculo do benefício em relação ao custo do reforço de cada análise, foram utilizadas as áreas de rejeito da zona externa apresentadas na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Áreas de rejeito filtrado na zona externa da pilha na seção analisada

Análises	Área (m <sup>2</sup> )
B7, B10, B11, B13, B15 e B16	5.336
D11, D13, D15 e D17	5.175

Para o cálculo dos custos, foram considerados os serviços de escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria (argila amarela) e compactação de aterros (rejeito filtrado) para as áreas de reforço da fundação. A Tabela 4.17 apresenta o quantitativo e os custos de execução do

reforço da pilha por análise.

Os serviços e custos unitários dos serviços foram obtidos do Sistema de Custos Referenciais de Obras (SICRO – DNIT) de abril de 2021 e de pesquisa de preço de geogrelhas. Optou-se por apresentar os custos em unidade do custo de execução da geogrelha poliéster GG 600/50. Ou seja, os custos unitários dos serviços representam a proporção direta para o custo da geogrelha GG 600/50 (por exemplo, o custo da execução da geogrelha GG 1600/100 é 4,05 vezes o custo da execução da geogrelha GG 600/50).

Tabela 4.17 – Quantidades e custos de execução do reforço da pilha

		Escavação, carga e transporte de material de 1ª categoria	Compactação de aterros a 100% do Proctor normal	Geogrelha Poliéster GG 300/50 kN/m - fornecimento e instalação	Geogrelha Poliéster GG 600/50 kN/m - fornecimento e instalação	Geogrelha Poliéster GG 800/100 kN/m - fornecimento e instalação	Geogrelha Poliéster GG 1000/100 kN/m - fornecimento e instalação	Geogrelha Poliéster GG 1200/100 kN/m - fornecimento e instalação	Geogrelha Poliéster GG 1400/100 kN/m - fornecimento e instalação	Geogrelha Poliéster GG 1600/100 kN/m - fornecimento e instalação	Custo Total (Unidade de custo da GG 600/50)
Unidade		m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
Custo unitário (Unidade de custo da GG 600/50)		0,04	0,03	1,00	1,59	2,16	2,63	3,10	3,57	4,05	-
Quantidade por análise	B7	854	854	-	2.352	-	-	-	-	-	3.790
	B10	854	854	-	-	1.617	-	-	-	-	3.544
	B11	854	854	-	-	-	1.372	-	-	-	3.664
	B13	854	854	-	-	-	-	1.127	-	-	3.553
	B15	854	854	-	-	-	-	-	1.001	-	3.637
	B16	854	854	-	-	-	-	-	-	882	3.626
	D11	693	693	364	-	-	1.569	-	-	-	4.535
	D13	693	693	364	-	-	-	1.089	-	-	3.788
	D15	693	693	364	-	-	-	-	849	-	3.444
	D17	693	693	364	-	-	-	-	-	689	3.198

A Figura 4.54 apresenta os resultados de custos e da razão benefício/custo por análise. Observa-se que a solução de reforço da pilha apresentada neste estudo com o melhor benefício em

relação ao custo é aquela da análise D17, ou seja, com geogrelha 1600/100 kN/m e espaçamento de 1,00 m.

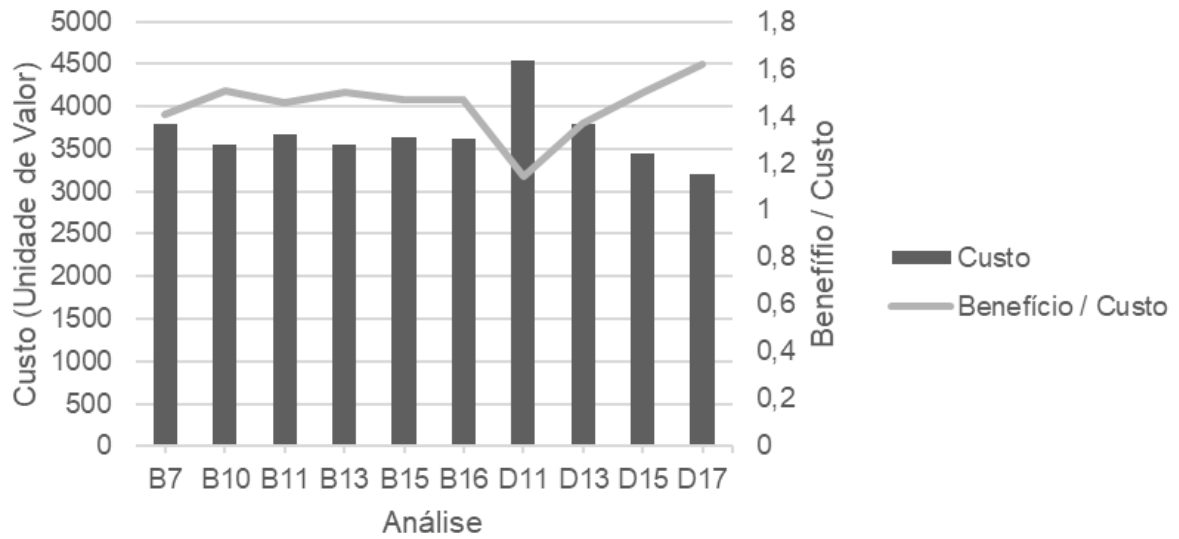


Figura 4.54 – Custos e razão benefício/custo por análise

# CAPÍTULO 5

---

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta pesquisa buscou verificar a possibilidade de tornar um projeto de pilha de rejeito filtrado viável através do reforço com geogrelha, bem como identificar a melhor configuração do reforço para a estrutura. O objetivo geral de estudar soluções de reforço com geogrelha para pilha de rejeito filtrado por meio de modelagem numérica foi atendido, bem como os objetivos específicos (calibrar o modelo constitutivo do rejeito filtrado a ser utilizado na modelagem numérica, dimensionar o reforço com geogrelha para as soluções estudadas e determinar a solução de reforço dimensionada com melhor benefício em relação ao custo de execução do reforço).

Em busca dos objetivos citados anteriormente, foram alcançadas as seguintes conclusões:

- Dentre os modelos constitutivos testados, o *Hardening Soil* representa melhor a tendência do comportamento tensão-deformação do rejeito filtrado de lavagem de bauxita utilizado na pesquisa, tanto para a zona interna quanto para a zona externa da pilha;
- A pilha sem reforço apresentou fator de segurança satisfatório ( $FS \geq 1,50$ ) até a etapa construtiva 4, ou seja, a altura da zona externa seria limitada a 18 metros e a da zona interna, a 12 metros;
- A pilha sem reforço apresentou zonas de plastificação sobretudo na zona externa e na fundação, no contato entre a argila amarela e a argila variegada. Ou seja, as soluções de reforço com geogrelha foram direcionadas para essas regiões;
- Há possibilidades de reforço da fundação (solução 1) e reforço associado da fundação e dos taludes (solução 3), em que o fator de segurança é satisfatório em todas as etapas construtivas da pilha;
- Dentre as simulações realizadas, não há possibilidade de reforço apenas nos taludes da zona externa da pilha (solução 2), em que o fator de segurança seja satisfatório em todas



as etapas construtivas. O fator de segurança atingiu o mínimo apenas até a etapa construtiva 10, ou seja, até a altura de 30 metros;

- O reforço da pilha com geogrelha influenciou diretamente nos deslocamentos horizontais e verticais da estrutura. Comparando-se uma análise com reforço da fundação e outra com reforço da fundação e dos taludes, observou-se que aquela com reforço apenas na fundação apresentou os menores deslocamentos verticais e horizontais;
- A solução de reforço da pilha apresentada neste estudo com o melhor benefício em relação ao custo é aquela da análise D17, ou seja, com geogrelha 1600/100 kN/m e espaçamento de 1,00 m;
- O reforço limitou as regiões de plastificação da zona externa e da fundação em regiões significativamente menores que aquelas resultantes na pilha sem reforço, além de evitar que a região de plastificação atingisse a zona interna da pilha na última etapa construtiva.

A metodologia utilizada na pesquisa (Figura 3.1) foi suficiente para que os objetivos e as conclusões anteriores forem alcançados. Porém, a mesma apresentou algumas limitações, dentre as quais:

- os fatores de interface entre o rejeito e a geogrelha foram desconsiderados nos modelos numéricos realizados;
- o efeito da compactação nos alteamentos foi desconsiderado;
- as soluções de reforço são representativas apenas para os materiais, o *layout* de empilhamento, de fundação e sequência construtiva considerados neste estudo e
- o dimensionamento do reforço foi realizado de maneira simplificada, através de análise de tração máxima nas geogrelhas da seção.

Portanto, tendo em vista as limitações acima, sugerem-se para estudos futuros:

- a realização de modelos físicos e ensaios específicos para a determinação de fatores de interface entre rejeito e geogrelha e a consideração do mesmo através da inserção de elementos de interface nos modelos numéricos;
- a consideração do efeito da compactação do material nos alteamentos;

- a aplicação da metodologia utilizada nesta pesquisa para outros materiais, *layouts* de empilhamento e sequenciamento construtivo e
- a otimização e refinamento do dimensionamento da geogrelha em cada região de reforço da seção, a fim de tornar a solução de reforço menos onerosa possível.

Ressalta-se que a metodologia e os resultados apresentados nesta pesquisa são específicos para uma avaliação geral de alguns aspectos relevantes para o reforço e a estabilidade de um empilhamento de rejeitos filtrados e não devem ser interpretados como uma recomendação de projeto. Desta maneira, cada projeto deve ser estudado e analisado individualmente.

## REFERÊNCIAS

---

AGUILERA, C. E. T. **Aplicação de Métodos de Análise de Estabilidade de Taludes de Grande Altura em Mineração**. 2009. 167 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2009.

ALTAY, G.; KAYADELEN, C.; TAŞKIRAN T.; KAYA, Y. Z. A laboratory study on pull-out resistance of geogrid in clay soil. **Measurement**, Turkey, v. 139, p. 301-307, 2019.

ARRUDA, J., P., A. Análise da influência do teor de ferro no potencial de liquefação de um rejeito de mineração. 2019. 117 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOSSINTÉTICOS (IGS). Os geossintéticos, 2020. Disponível em: <<https://igsbrasil.org.br/material-tecnico/>>.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOSSINTÉTICOS (IGS). Recomendação IGSBrasil IGSR 004: Aplicação de geossintéticos em áreas de disposição de resíduos, 2016. Disponível em < [https://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2020/06/Recomenda %C3%A7%C3%A3o-IGSBrasil-004-2016-Aplica%C3%A7%C3%A3o-de-Geossint%C3%A9ticos-em-%C3%81reas-de-Disposi%C3%A7%C3%A3o-de-Res%C3%ADduos. pdf](https://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2020/06/Recomenda%C3%A7%C3%A3o-IGSBrasil-004-2016-Aplica%C3%A7%C3%A3o-de-Geossint%C3%A9ticos-em-%C3%81reas-de-Disposi%C3%A7%C3%A3o-de-Res%C3%ADduos.pdf)>.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16757-1**: Geossintéticos – Requisitos para aplicação - Parte 1 - Geotêxteis e produtos correlatos. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 16920-1**: Muros e taludes em solos reforçados Parte 1: Solos reforçados em aterros. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR ISO 10318-1**: Geossintéticos Parte 1: termos e definições. Rio de Janeiro, 2021a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR ISO 10318-1**: Geossintéticos Parte 2: símbolos e pictogramas. Rio de Janeiro, 2021b.

BITTAR, R., J. Caracterização tecnológica de rejeitos de fosfato e análises de estabilidade da barragem de rejeitos B5 da Bunge Fertilizantes S/A. 2006. 257 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2006.

BOMAX. Manual filtros-prensa prensamax. Produzido por Bomax do Brasil Equipamentos Industriais Ltda. Disponível em: <[https://www.bomax.com.br/images/catalogo/7\\_Filtros\\_prensa\\_Prensamax/Catalogo-PDF/CatalogoPrensamax.pdf](https://www.bomax.com.br/images/catalogo/7_Filtros_prensa_Prensamax/Catalogo-PDF/CatalogoPrensamax.pdf)>. Acesso em: 10 abr. 2020.

BOUAZZA, A. Foreword to special issue on geosynthetics in mining applications. **Geotextiles and Geomembranes**, Australia, v. 28, 2010.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). **BS 8006-1**: Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. London, 2010.

CARNEIRO, A.; FOURIE, A. Assessing the impacts of uncertain future closure costs when evaluating strategies for tailings management. **Journal of Cleaner Production**, Australia, v. 247, 2020.

CARROL, R. G.; CURTIS, V. C. Geogrid reinforcement in landfill closures. **Geotextiles and Geomembranes**, Georgia, v. 10, p. 89-104, 1991.

CHÁCARA, D., M. Reologia de depósitos de rejeitos espessados de minério de ferro para estudos de dam break. 150 f. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2020.

CHRISTOPHER, B. R. Cost savings by using geosynthetics in the construction of civil works projects. In: **10<sup>th</sup> ICG**, Berlin, 19 p., September 21 to 25, 2014.

CLAYTON, C. R. I.; MILITITSKY, J.; WOODS, R. I. **Earth Pressure and Earth-Retaining Structures**. 2. ed. New Zealand: Chapman & Hall, 1993. 398 p.

COELHO, P., S., C. Caracterização de rejeito de minério de ferro por meio de ensaios de campo e laboratório aplicada à análise de susceptibilidade à liquefação. 2021. 217 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2021.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2017. 612 p.

DAVIES, M. P. Filtered Dry Stacked Tailings – The Fundamentals. In: **Proceedings Tailings and Mine Waste 2011**, Vancouver, 10 p., November 6 to 9, 2011.

DAVIES, M. P.; LUPO, J.; MARTIN, T.; MCROBERTS, E.; MUSSE, M.; RITCHIE, D. Dewatered Tailings Practice – Trends and Observations. In: **Proceedings of Tailings and Mine Waste**, Balkema, 2010.

DAVIES, M. P; VEILLETTE, M. F. Pogo project Alaska - tailings and water management for a cold region mine. In: **Canadian Geotechnical Society Conference 2006**, Canada, 10 p., 2006.

DNIT. **Sistema de Custos Referenciais de Obras – SICRO**. Coordenação Geral de Custos de Infraestrutura. Abril/2021.

FAJARDO, R. I. C. **Previsão Numérica do Comportamento Dinâmico da Barragem de Breapampa no Peru**. 2014. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2014.

FINE. **GEO5 user's guide**. Prague. 2014.

FISCOR, S. Design considerations for a tailings disposal system. **Engineering & Mining Journal**, Jacksonville, v. 209, p. 40-44, 2010.

GOMES, R. B.; TOMI, G.; ASSIS, P. S. Iron ore tailings dry stacking in Pau Branco mine, Brazil. **Journal of Materials Research and Technology**, Brazil, v. 5, n. 4, p. 339-344, 2016.

GUIMARÃES, N. C. **Filtragem de rejeitos de minério de ferro visando a sua disposição em pilhas**. 2011. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalúrgica e de Minas), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 2011.

GUNSON, A. J.; KLEIN, B.; VEIGA, M.; DUNBAR, S. Reducing mine water requirements. **Journal of Cleaner Production**, Vancouver, v. 21, p. 71-82, 2012.

HOLTZ, R. D. Geosynthetics for soil reinforcement. **9<sup>th</sup> Spencer J. Buchanan Lecture**, USA, 20 p. 2001.

HUESKER. Geogrelhas. Disponível em: <<https://www.huesker.com.br/produtos/geossinteticos/geogrelhas.html>>. Acesso em: 11 de abril de 2020.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO (IBRAM). **Gestão e manejo de rejeitos de mineração**, Brasília, 1.ed, 128 p., 2016.

ITASCA. **User's Guide FLAC Version 8.1**. Mineapolis, USA: Itasca Consulting Group Inc., 2019. Disponível em: <<https://www.itascacg.com/software/FLAC>>. Acesso em: 10 de abril de 2020.

IZZO, R. L. S.; MAHLER, C. F.; ROSE, J. L. Barreira capilar construída com resíduo pré-tratado mecânica e biologicamente. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, Rio de Janeiro, v. 18, n. 4, p. 303-312, 2013.

JIMÉNEZ, K. J. **Análise da compactação do solo sob tráfego de máquinas na colheita da cana de açúcar através do método dos elementos finitos**. 2019. 84 f. Dissertação (doutorado em Engenharia Agrícola) – Universidade Federal Rural de Pernambuco, Recife. 2019.

KINNARINEN, T.; HUHTANEN, M.; HOLLIDAY, L.; HÄKKINEN, A. Challenges related to solute analysis of bauxite residue filter cakes. **Minerals Engineering**, UK, v. 120, p. 1-6, 2018.

KINNARINEN, T.; LUBIENIECKI, B.; HOLLIDAY, L.; HELSTO, J.; HÄKKINEN, A. Enabling safe dry cake disposal of bauxite residue by deliquoring and washing with a membrane filter press. **Waste Management & Research**, UK, v.33, n. 3, p. 258-266, 2015.

KOERNER, R. M. **Designing with geosynthetics**. 5 Ed. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2005. 818 p.

KOERNER, R. M. **Landfill closures: geosynthetics, interface friction and new developments**. USA: Library of congress cataloging-in-publication data, v.10, n. 5-6, 2013. 252 p.

KWAN, K.; DAWSON, R.; BOESE, C.; CHURCHER, D. Design of the Eldorado Gold Efemçukuru filtered tailings facility. In: **Proceedings Tailings and Mine Waste 2011**, Vancouver, November 6 to 9, 2011.

LEONIDA, C. How to Make Filtered Tailings Feasible. **Engineering & Mining Journal**, Jacksonville, v. 221, n. 5, p. 42-47, 2020.

LORIG, L.; VARONA, P. Practical Slope-Stability Analysis Using Finite Difference Codes. **4<sup>th</sup> International Conference of Slope Stability in Surface Mining**, Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Littleton, pp. 115-124, 2001.

LUPO, J.; HALL, J. Dry Stack Tailings – Design Considerations. In: **Tailings and mine waste**, Englewood, p. 327-334, 2010.

MIRANDA, T., M. Análise do potencial de liquefação de um rejeito de minério de ferro por meio de ensaios de laboratório e de campo. 2018. 136 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2018.

NERY, K. D. **Caracterização geotécnica e avaliação da compactação de um resíduo da produção de alumina (lama vermelha) desaguado por filtro prensa**. 2013. 143 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Transportes) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

OLDECOP, L.; RODARI, G.; MUÑOZ, J. Atmosphere interaction and capillary barrier in filtered tailings. *Geotechnical and Geological Engineering*, Netherlands, v. 35, n. 4, p. 1803-1817, 2017.

OLIVEIRA-FILHO, W. L., ABRÃO, P. Disposição de rejeitos de mineração. In: ZUQUETTE, L. V. (Org.). **Geotecnia Ambiental**. Rio de Janeiro, 2015.

PACHECO, P. G. M. **Análise Numérica do Fluxo e da Estabilidade de uma Pilha de Lixiviação de Minério de Cobre**. 2005. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2005.

PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. 1 Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018. 294 p.

PEIXOTO, C. L. P. **Proposta de Nova Metodologia de Desaguamento de Rejeitos em Polpa**. 2012. 93 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – NUGEO, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 2012.

PEREIRA, E., L. Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático. 2005. 185 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

PINTO, V. Q. R. Comportamento geotécnico de estéril de bauxita e seu potencial uso como estrato de fundação. 2019. 121 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2019.

PLAXIS. **General Information and Material Models Manual**. Netherlands, 2020.

POWER, G.; GRÄFE, M.; KLAUBER, C. Bauxite residue issues: I. Current management, disposal and storage practices. **Hydrometallurgy**, Australia, v. 108, p. 33-45, 2011.

PRESSOTI, E., S. Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro. 2002. 153 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2002.

QUISPE, E. M. **Análise Dinâmica de um Aterro Reforçado com Geossintéticos**. 2008. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2008.

ROBERTSON, P.; FONSECA, A. V.; ULRICH, B.; COFFIN, J. Characterization of unsaturated mine waste: a case history. **Canadian Geotechnical Journal**, Canada, 41 p., 2017.

ROSHDIEH, A.; SEDDON, K.; MOHEBBI, M.; SHAKERI, K.; NOSRATI, M. Dareth Alou thickened tailings management scheme: design considerations. In: **22<sup>nd</sup> International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings**, Cape Town, p. 89-100, 2019.

SANTOS, A., G. Influência do teor de ferro na condutividade hidráulica saturada de um rejeito de minério de ferro. 2004. 191 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2004.

SIEIRA, A. C. C. F.; SAYÃO, A. S. F. J. Influência do dano na resposta de geogrelha submetidas ao arrancamento. **Revista Escola de Minas**, Ouro Preto, v. 61, n. 4, p. 513-521, 2008.

SJOEBERG, J. **Analysis of Large-Scale Rock Slopes**. 1999. Thesis (Doctoral in Rock Mechanics) - Division of Rock Mechanics, Lulea University of Technology, Lulea.

TEIXEIRA, S. H. C. **Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados**. 2003. 236 f. Dissertação (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2003.

TESSAROTTO, C. Empilhamento a seco para rejeitos de processos minerais (dry stacking). In: **XXVI Encontro Nacional de Tratamento de Minérios e Metalurgia Extrativa**, Poços de Caldas, 18 a 22 de outubro 2015.

ULRICH, B. Practical thoughts regarding filtered tailings. In: **22<sup>nd</sup> International Conference on Paste, Thickened and Filtered Tailings**, Cape Town, p. 71-80, 2019.

VARDANEGA, P. J.; HAIGH, S. K. The undrained strength – liquidity index relationship. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 51, pp. 1073–1086. 2014.

WANG, C.; HARBOTTLE, D.; LIU Q.; XU, Z. Current state of fine mineral tailings treatment: a critical review on theory and practice. **Minerals Engineering**, Canada, v. 58, p. 113-131, 2014.

ZHANG, D.; LI, S.; WANG, X.; HE, Y. Super large-scale filtered tailing disposal on coal-mining subsidence land. **Polish Journal of Environmental studies**, Poland, v. 16, n. 4, p. 1855-1863, 2017.



# APÊNDICE

## RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

- Análise A:

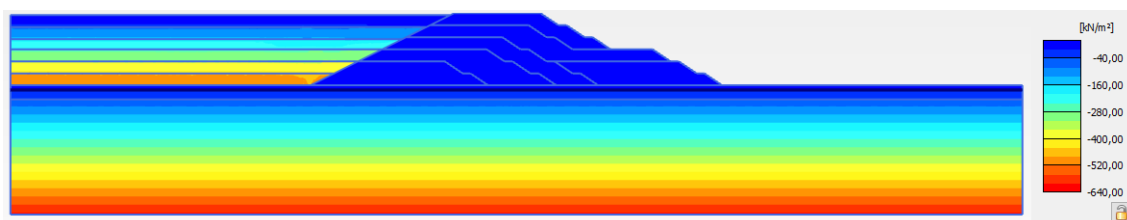


Figura 1 – Poropressões na pilha

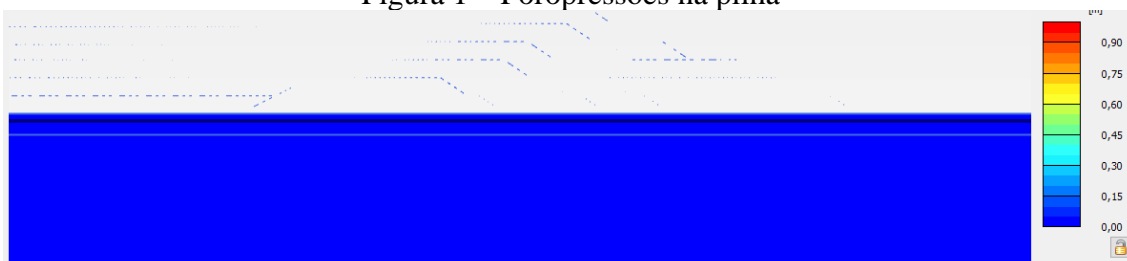


Figura 2 – Deformações – Análise A – Fase Inicial

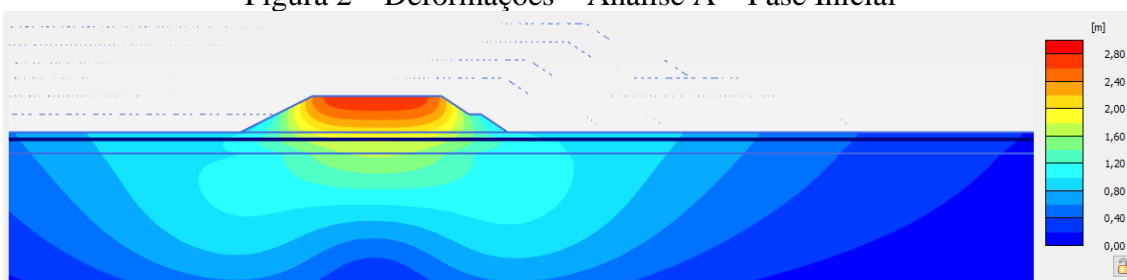


Figura 3 – Deformações – Análise A – Etapa 1

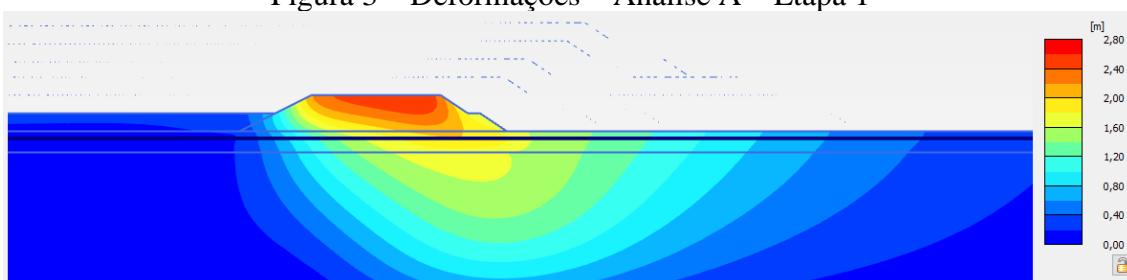


Figura 4 – Deformações – Análise A – Etapa 2

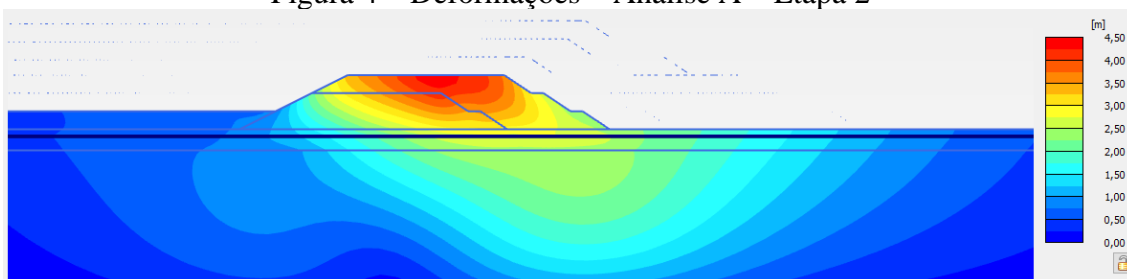


Figura 5 – Deformações – Análise A – Etapa 3

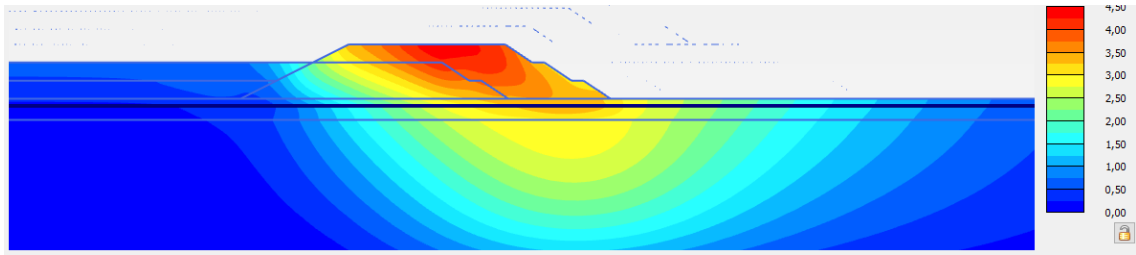


Figura 6 – Deformações – Análise A – Etapa 4

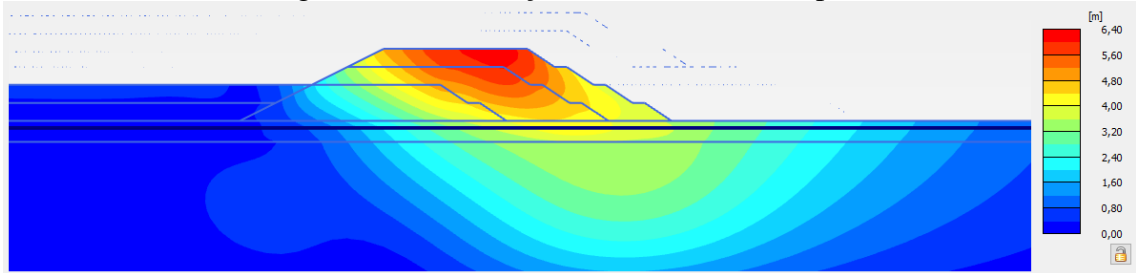


Figura 7 – Deformações – Análise A – Etapa 5

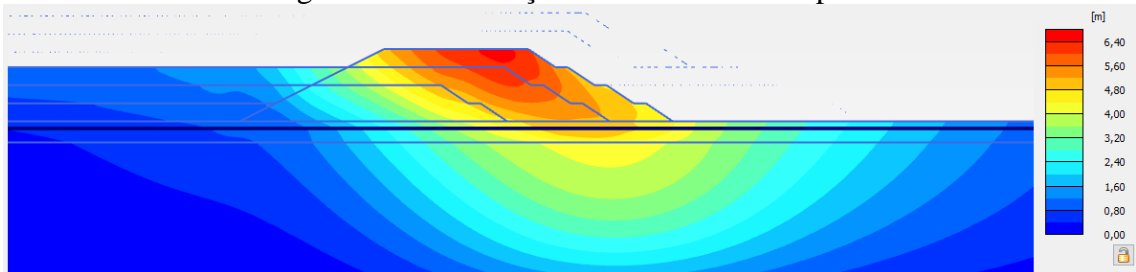


Figura 8 – Deformações – Análise A – Etapa 6

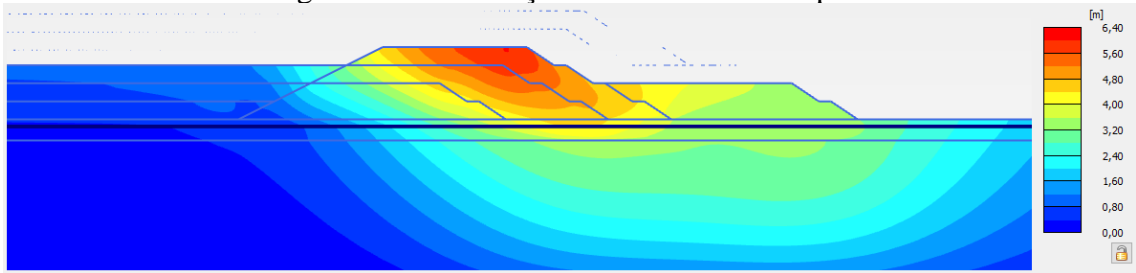


Figura 9 – Deformações – Análise A – Etapa 7

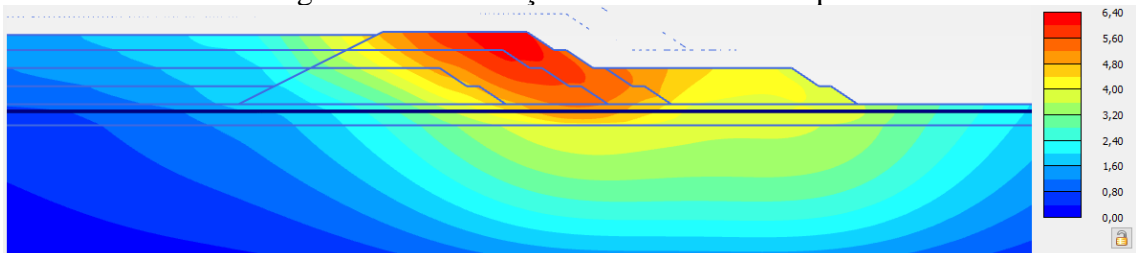


Figura 10 – Deformações – Análise A – Etapa 8

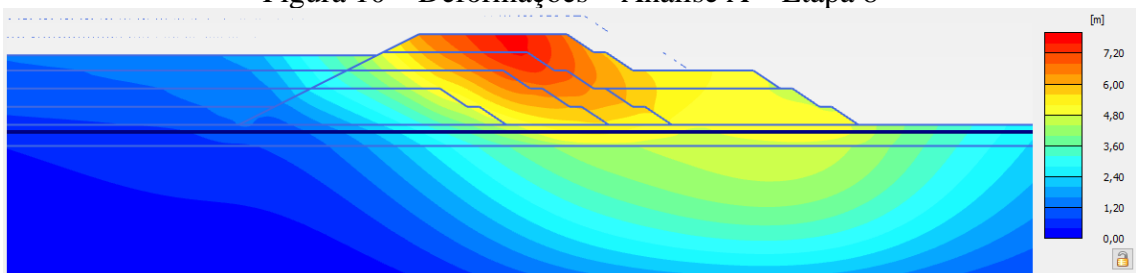


Figura 11 – Deformações – Análise A – Etapa 9

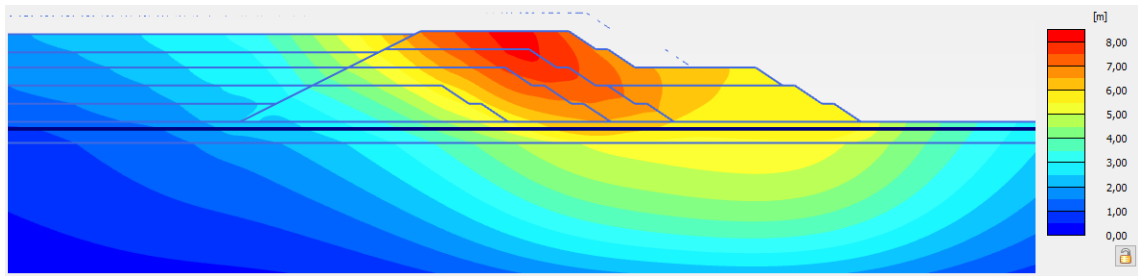


Figura 12 – Deformações – Análise A – Etapa 10

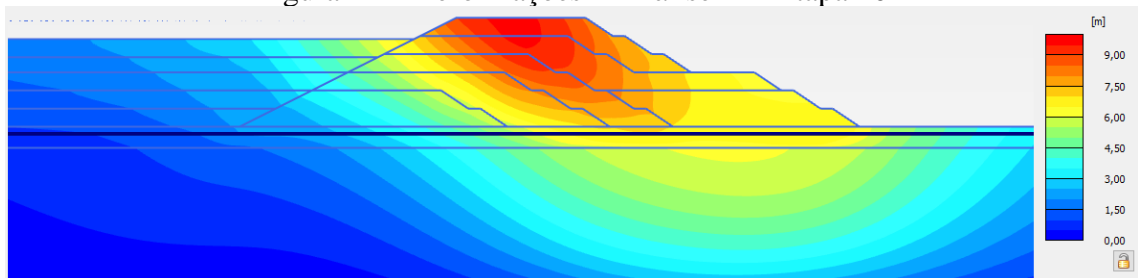


Figura 13 – Deformações – Análise A – Etapa 11

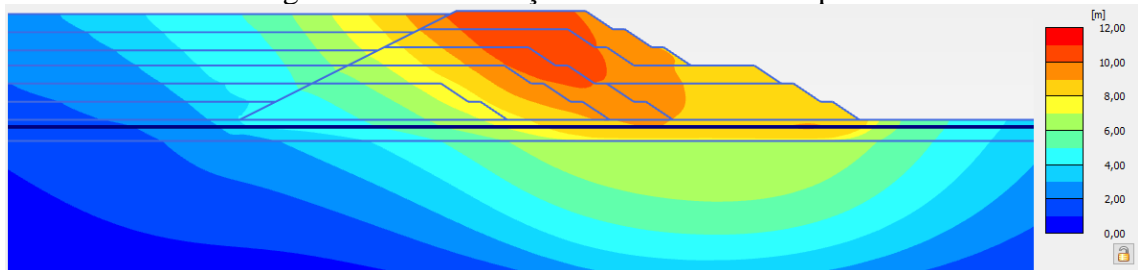


Figura 14 – Deformações – Análise A – Etapa 12

- Análise B1:

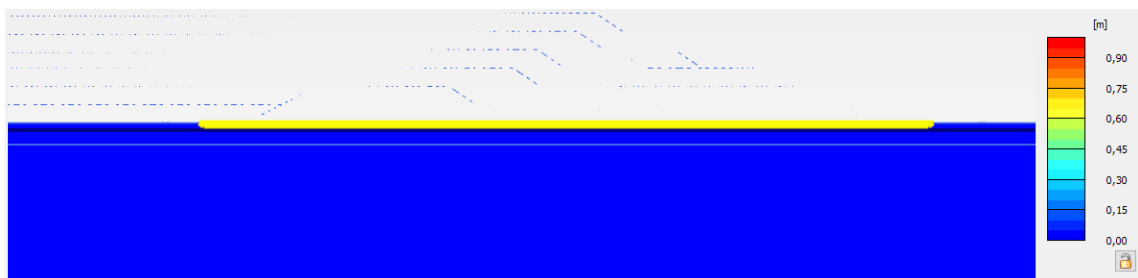


Figura 15 – Deformações – Análise B1 – Fase Inicial

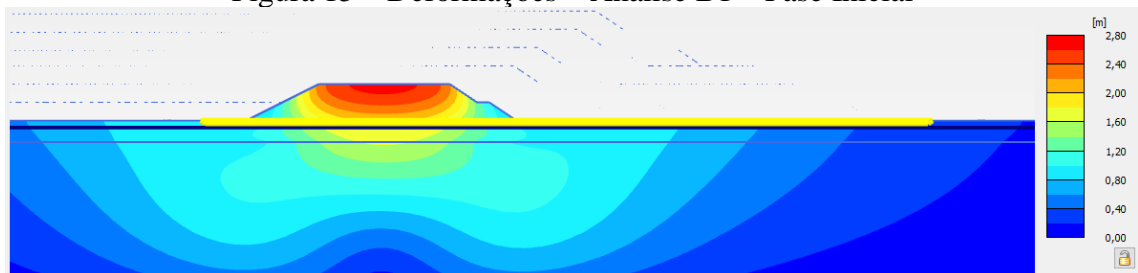


Figura 16 – Deformações – Análise B1 – Etapa 1

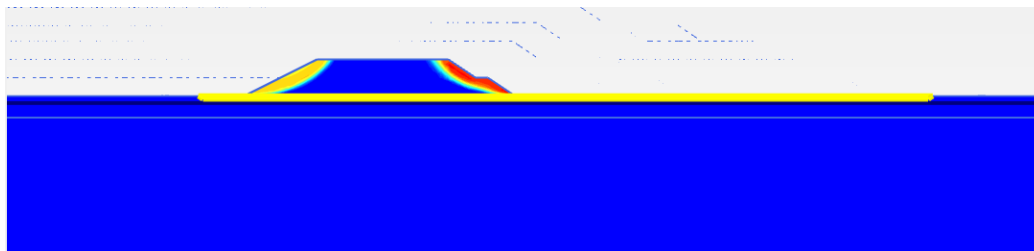


Figura 17 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 1

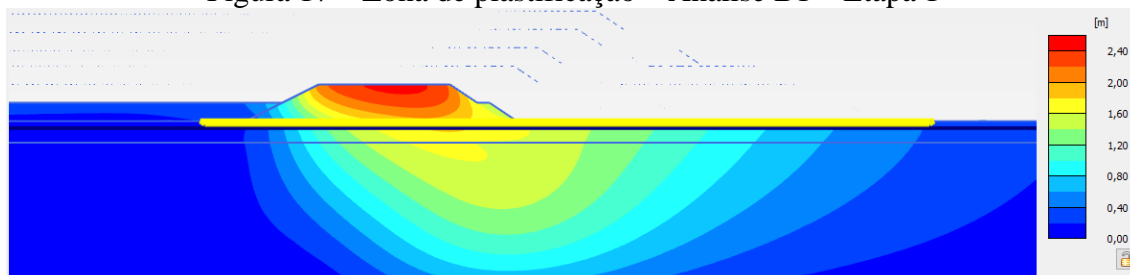


Figura 18 – Deformações – Análise B1 – Etapa 2

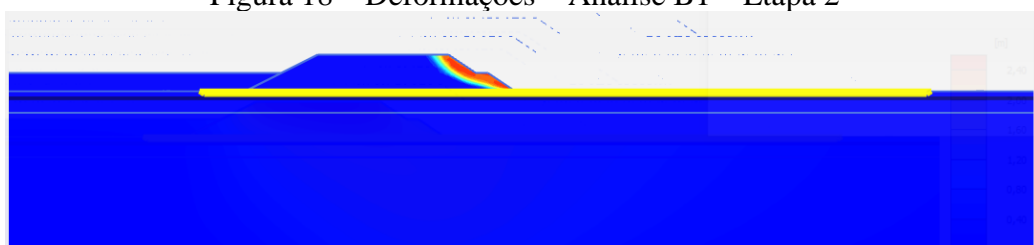


Figura 19 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 2

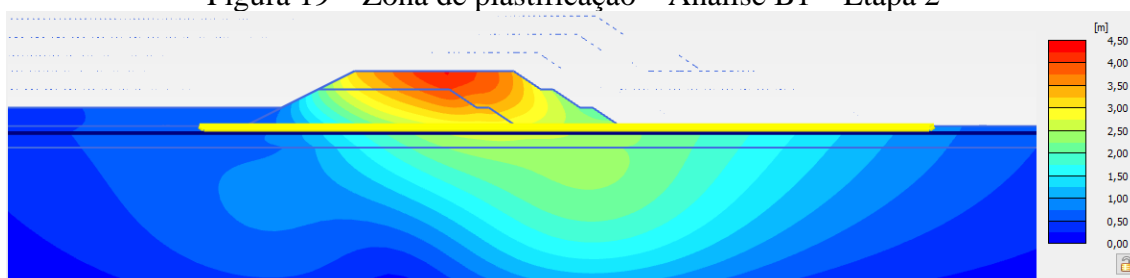


Figura 20 – Deformações – Análise B1 – Etapa 3

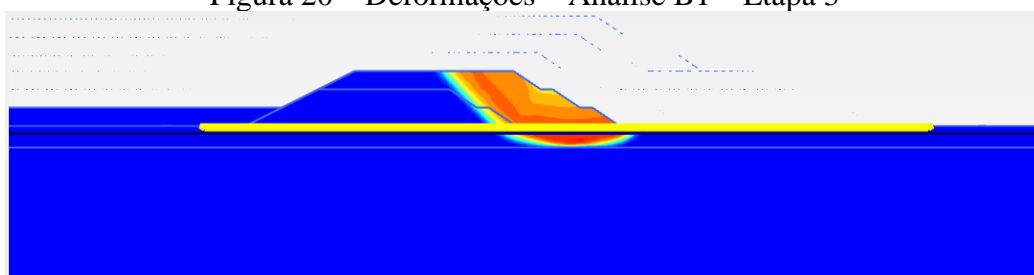


Figura 21 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 3

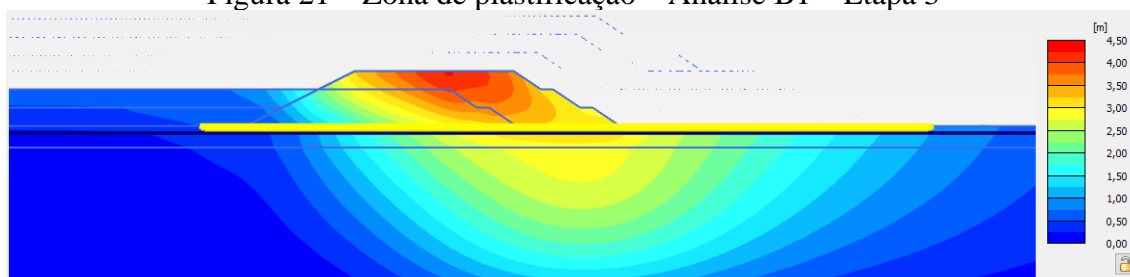


Figura 22 – Deformações – Análise B1 – Etapa 4

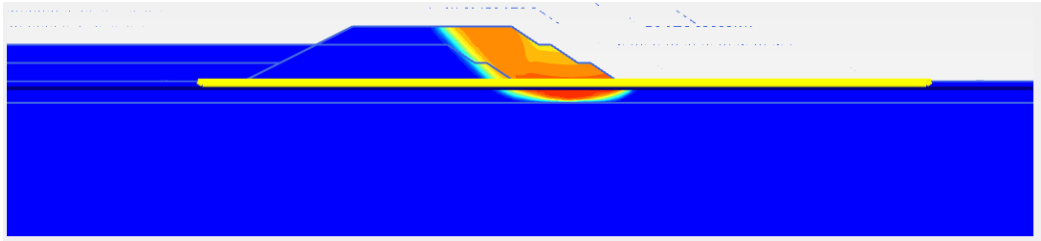


Figura 23 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 4

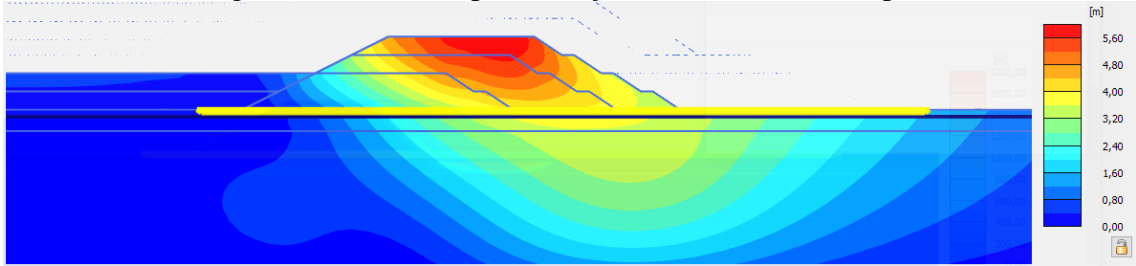


Figura 24 – Deformações – Análise B1 – Etapa 5

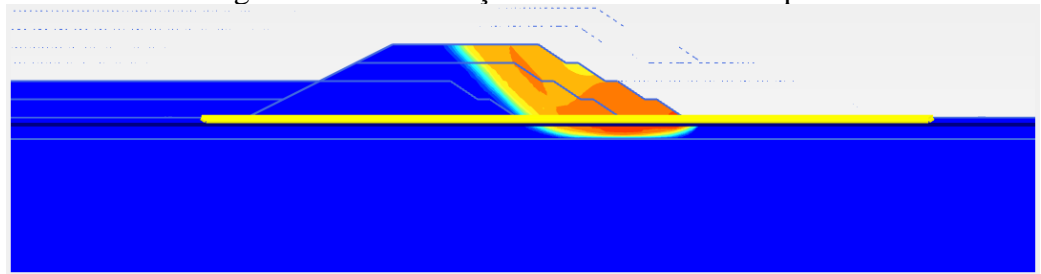


Figura 25 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 5

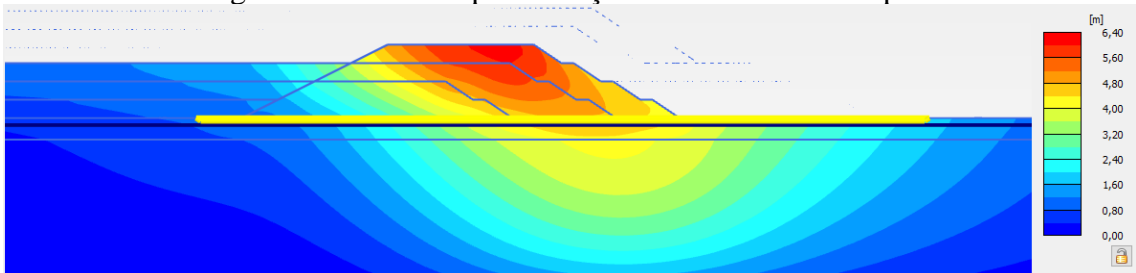


Figura 26 – Deformações – Análise B1 – Etapa 6

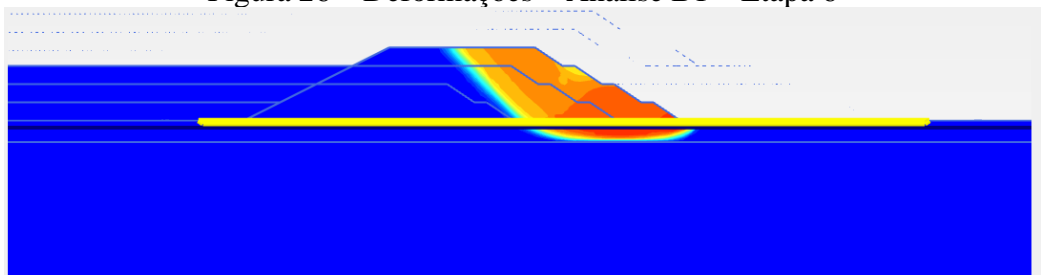


Figura 27 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 6

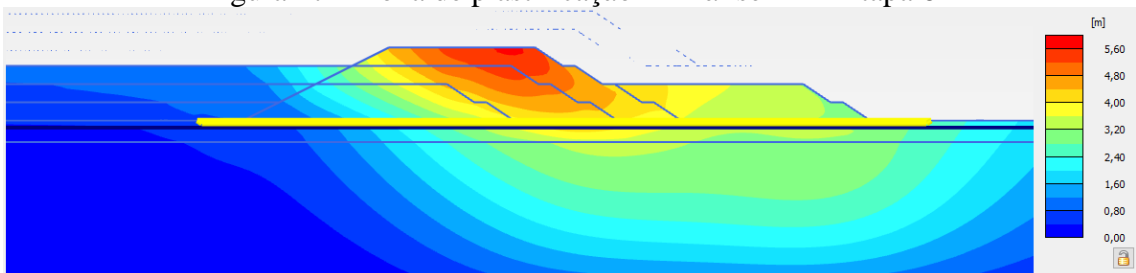


Figura 28 – Deformações – Análise B1 – Etapa 7

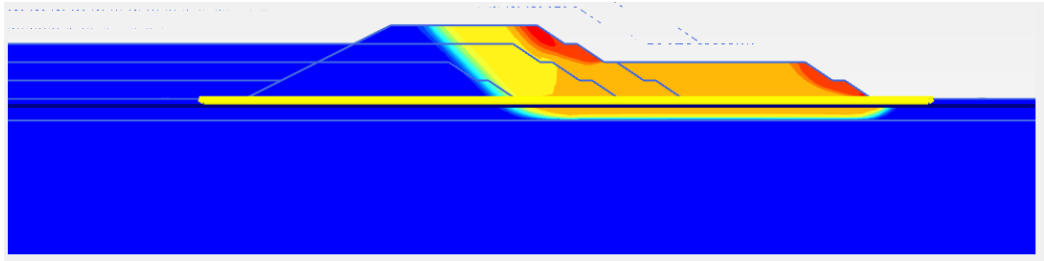


Figura 29 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 7

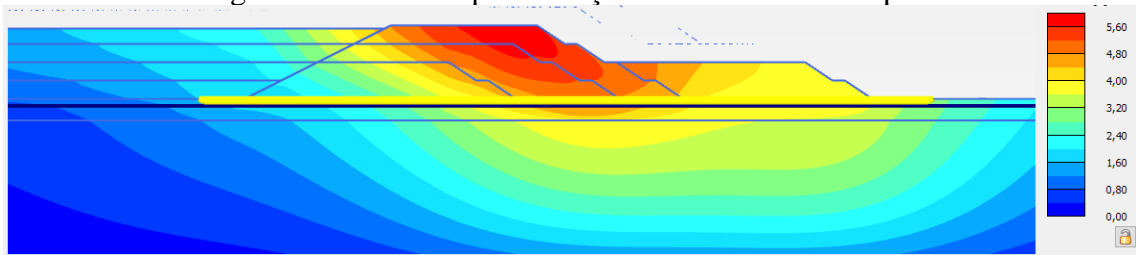


Figura 30 – Deformações – Análise B1 – Etapa 8

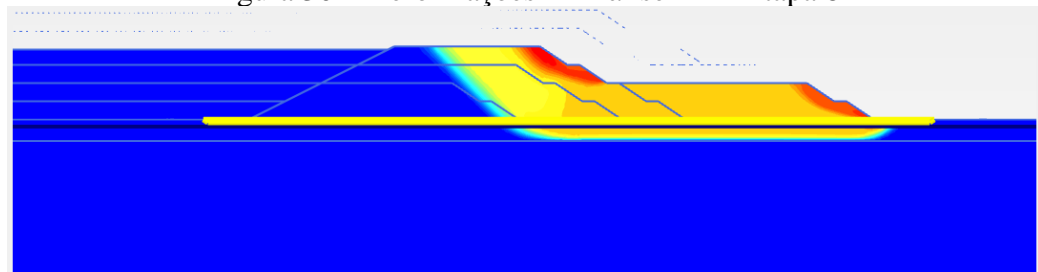


Figura 31 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 8

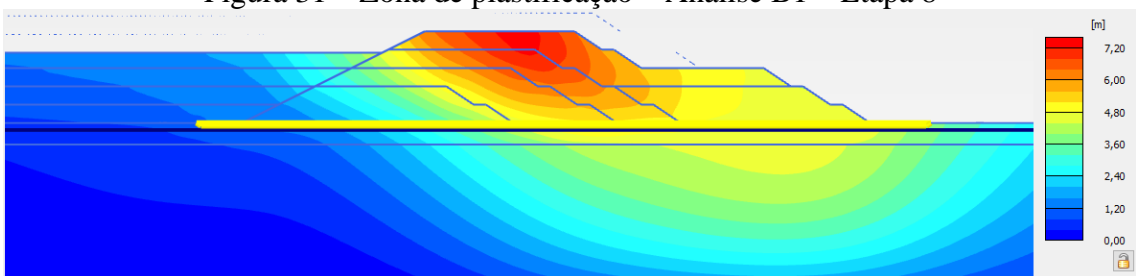


Figura 32 – Deformações – Análise B1 – Etapa 9

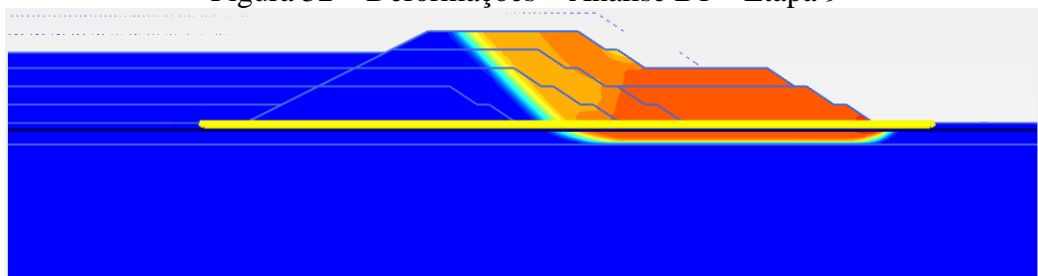


Figura 33 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 9

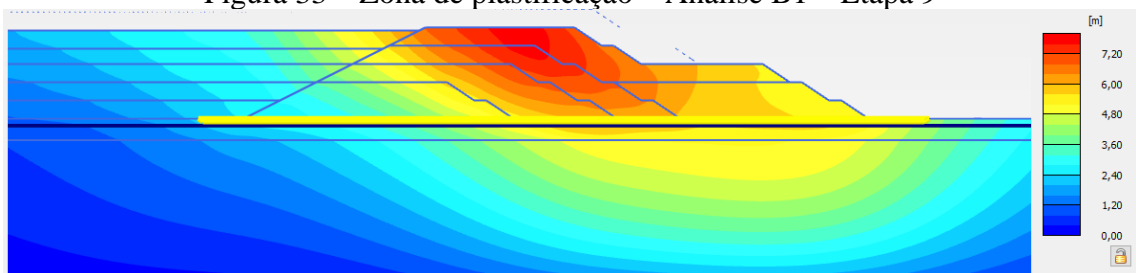


Figura 34 – Deformações – Análise B1 – Etapa 10

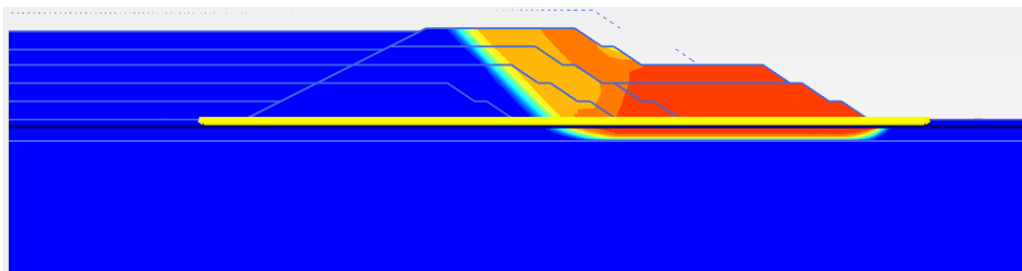


Figura 35 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 10

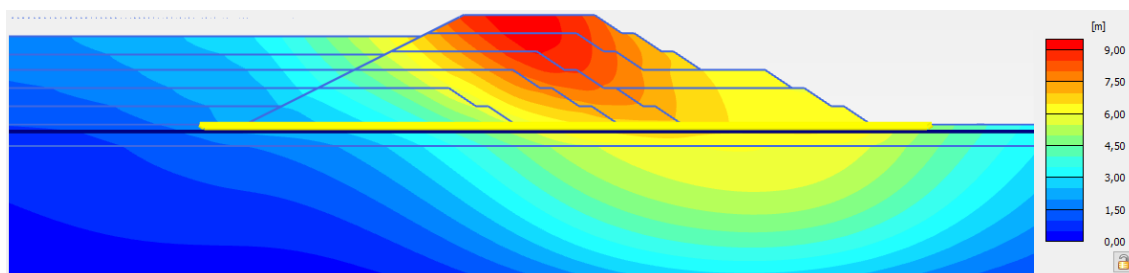


Figura 36 – Deformações – Análise B1 – Etapa 11

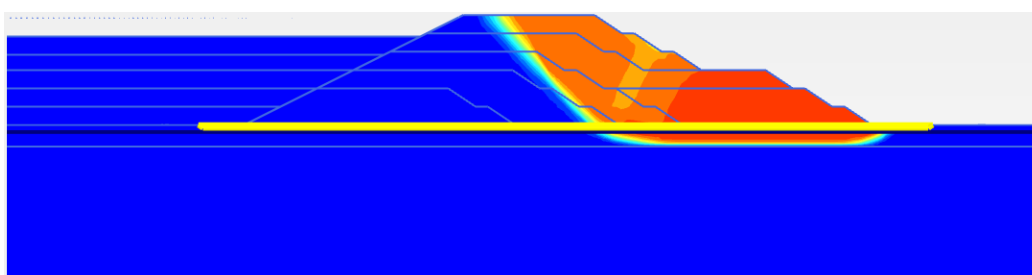


Figura 37 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 11

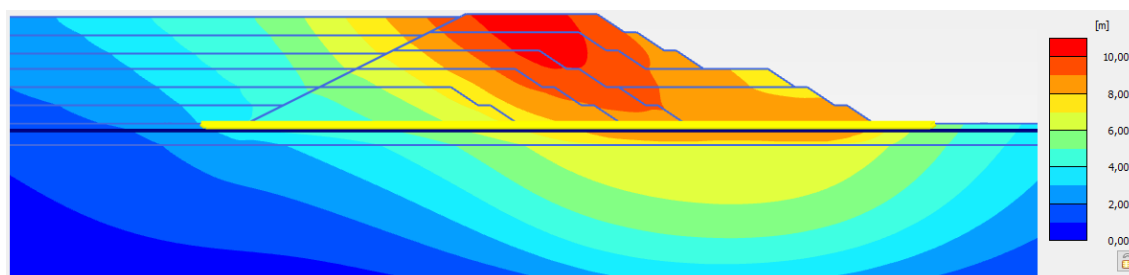


Figura 38 – Deformações – Análise B1 – Etapa 12

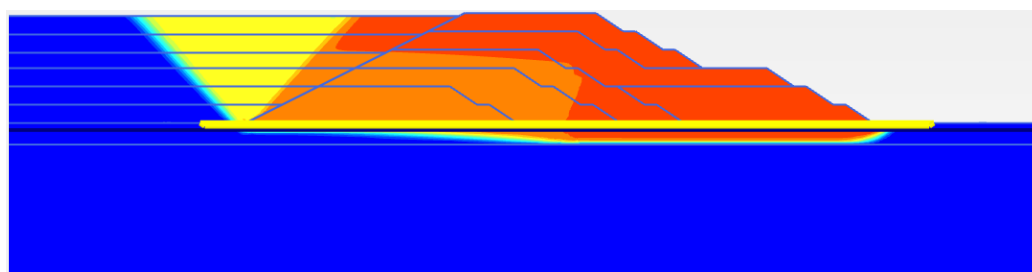


Figura 39 – Zona de plastificação – Análise B1 – Etapa 12

- Análise B2:

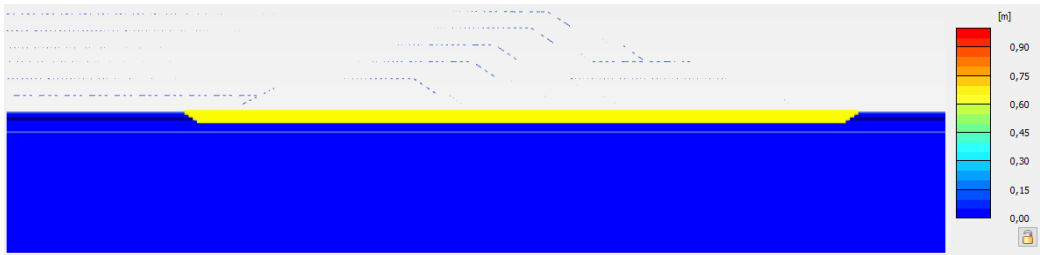


Figura 40 – Deformações – Análise B2 – Fase Inicial

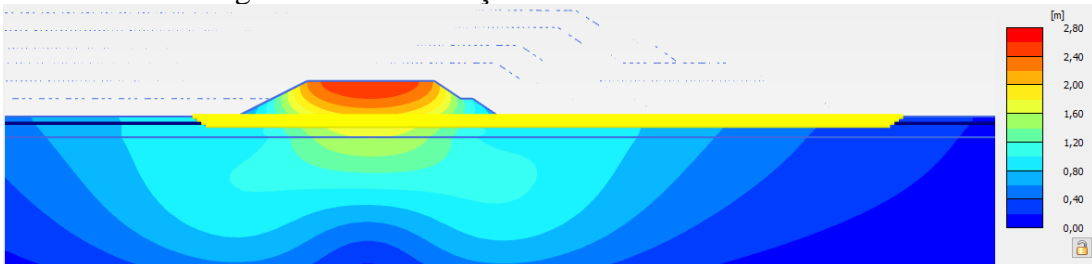


Figura 41 – Deformações – Análise B2 – Etapa 1

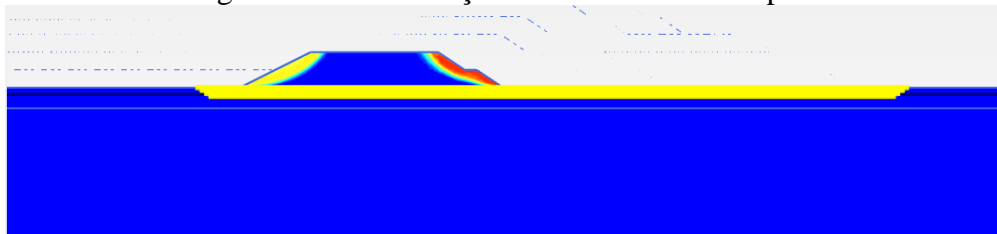


Figura 42 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 1

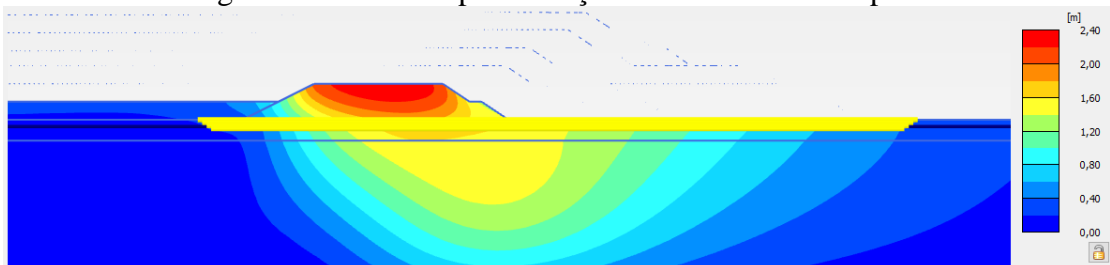


Figura 43 – Deformações – Análise B2 – Etapa 2

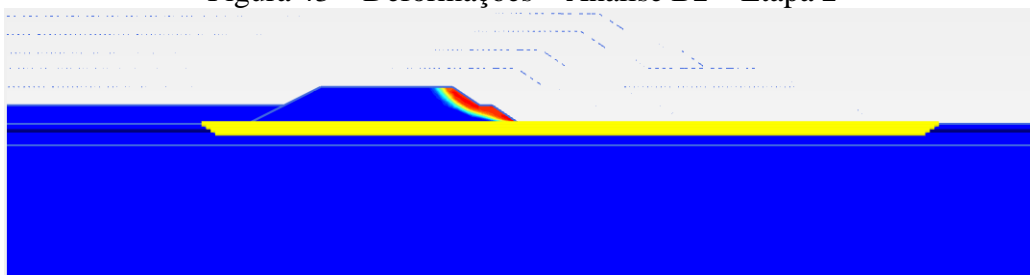


Figura 44 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 2

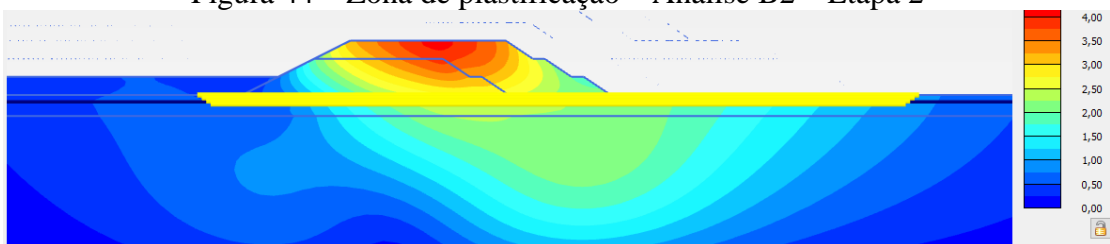


Figura 45 – Deformações – Análise B2 – Etapa 3



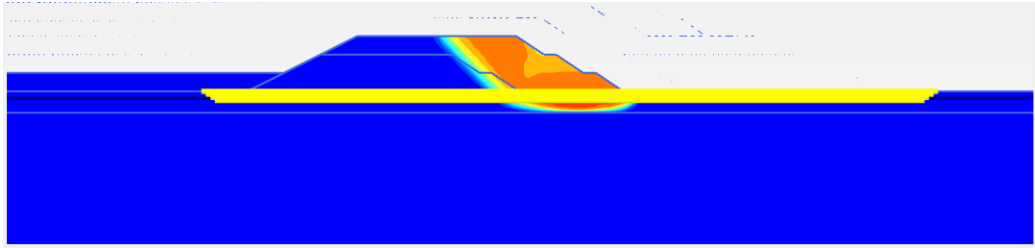


Figura 46 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 3

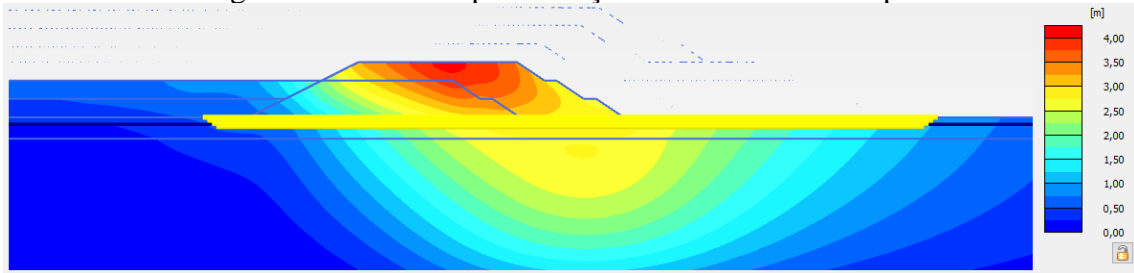


Figura 47 – Deformações – Análise B2 – Etapa 4

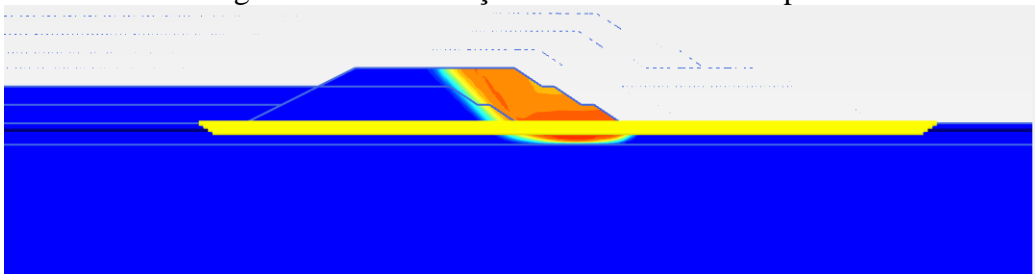


Figura 48 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 4

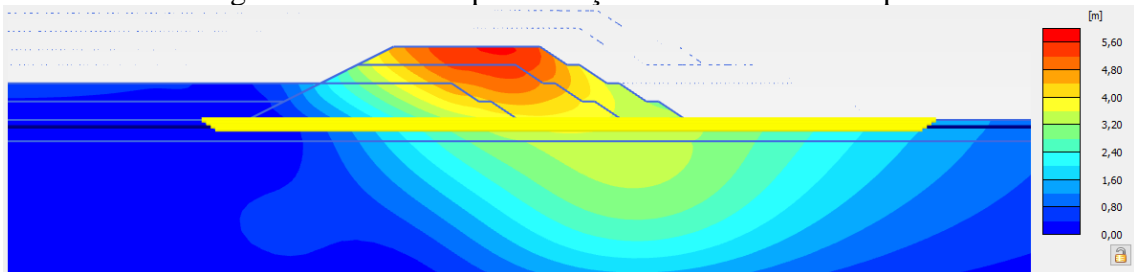


Figura 49 – Deformações – Análise B2 – Etapa 5

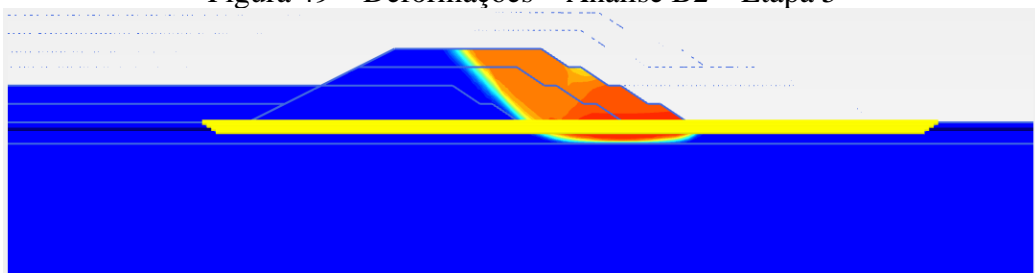


Figura 50 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 5

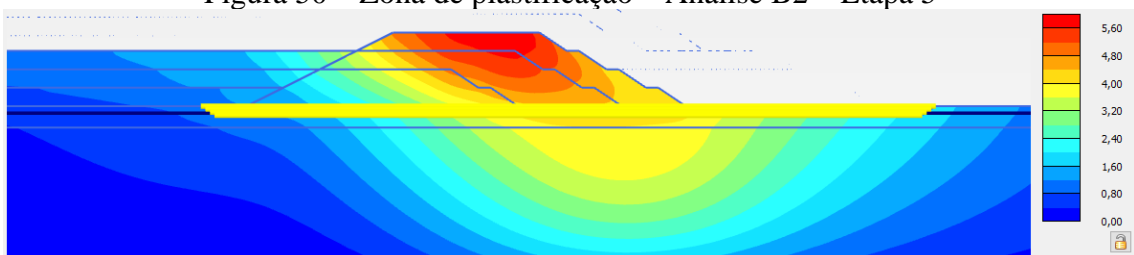


Figura 51 – Deformações – Análise B2 – Etapa 6

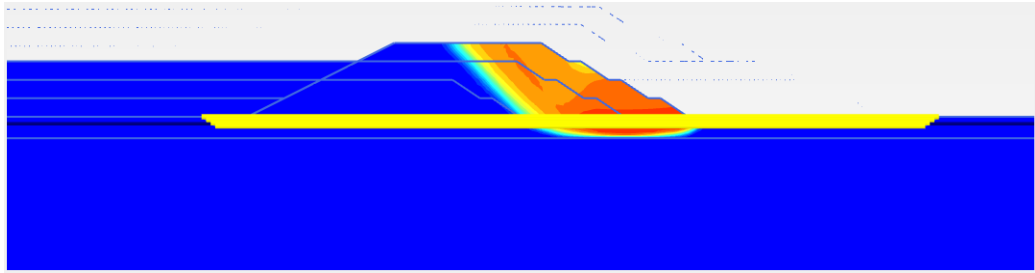


Figura 52 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 6

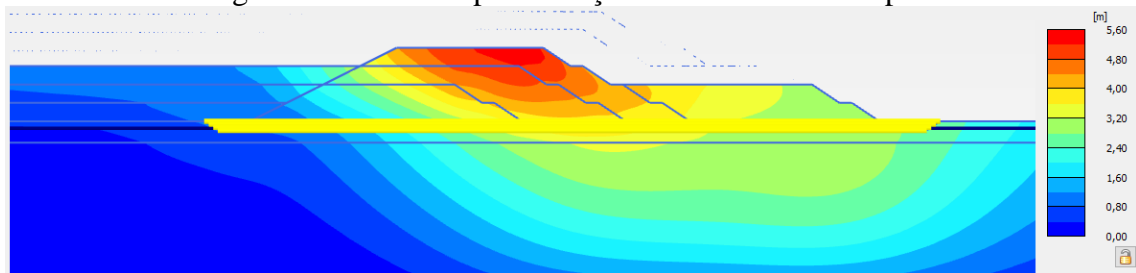


Figura 53 – Deformações – Análise B2 – Etapa 7

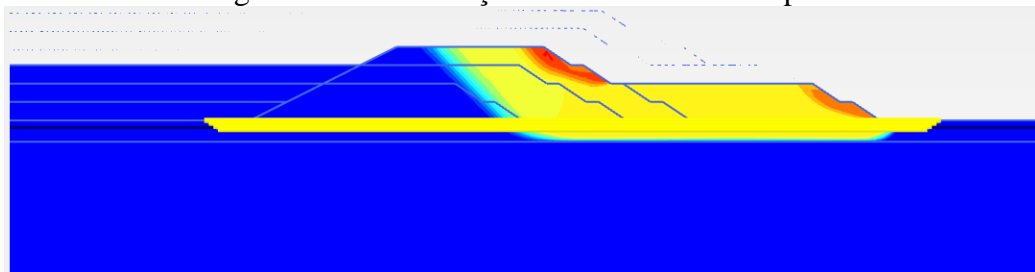


Figura 54 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 7

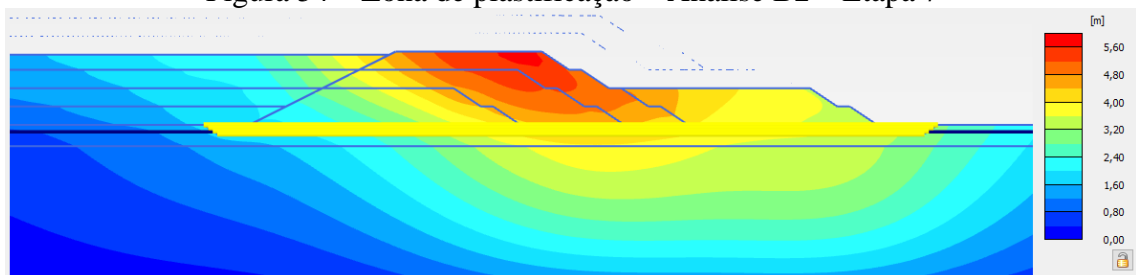


Figura 55 – Deformações – Análise B2 – Etapa 8

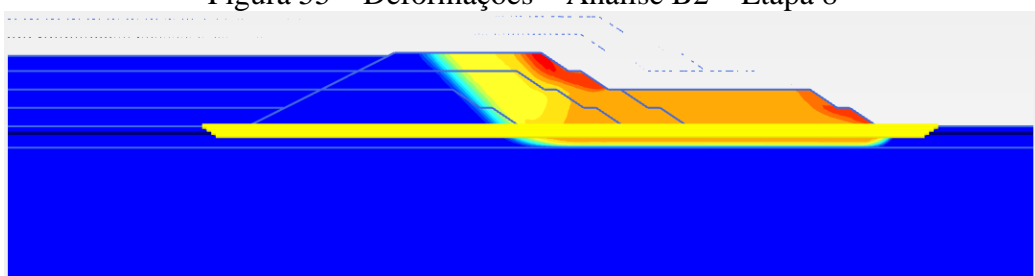


Figura 56 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 8

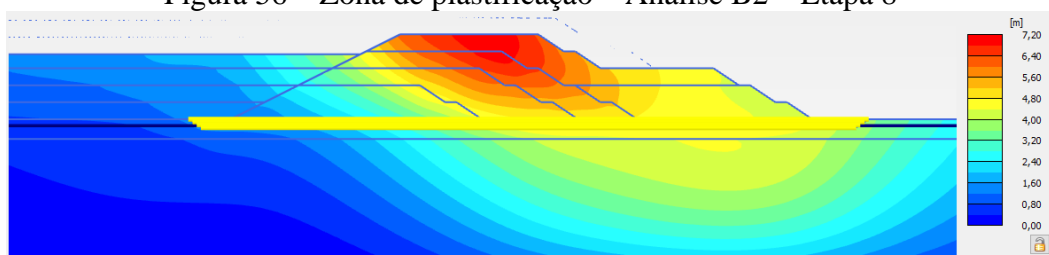


Figura 57 – Deformações – Análise B2 – Etapa 9

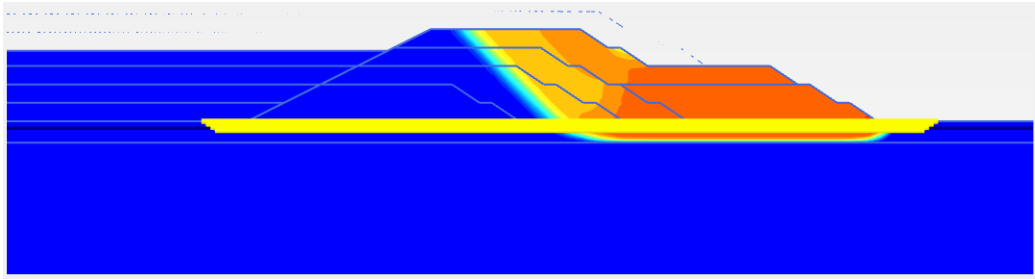


Figura 58 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 9

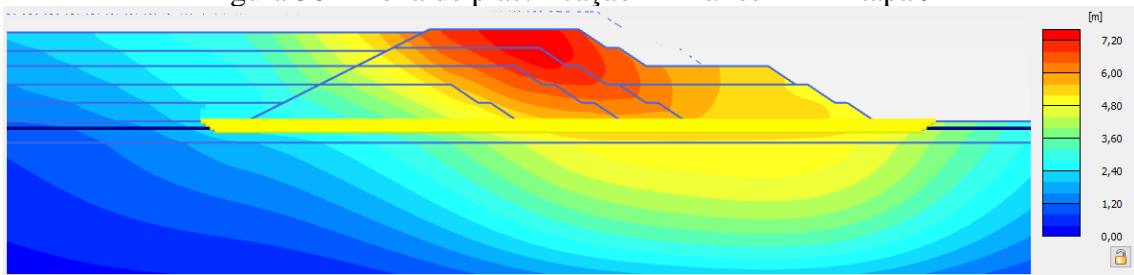


Figura 59 – Deformações – Análise B2 – Etapa 10

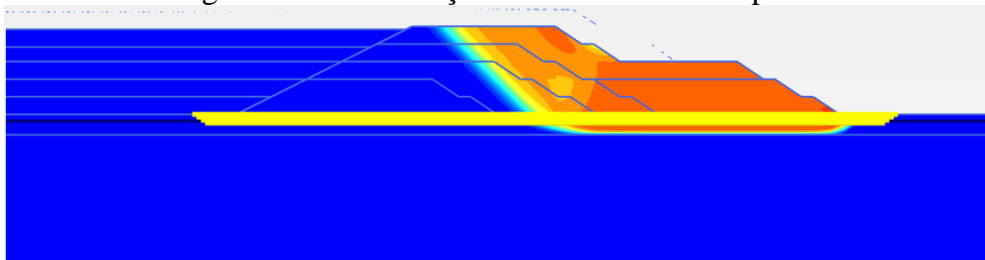


Figura 60 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 10

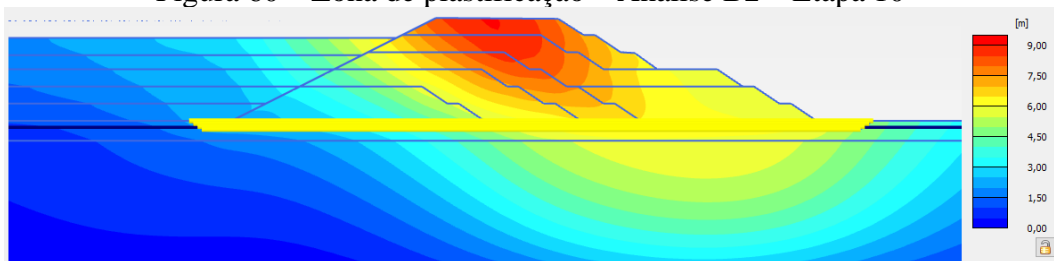


Figura 61 – Deformações – Análise B2 – Etapa 11

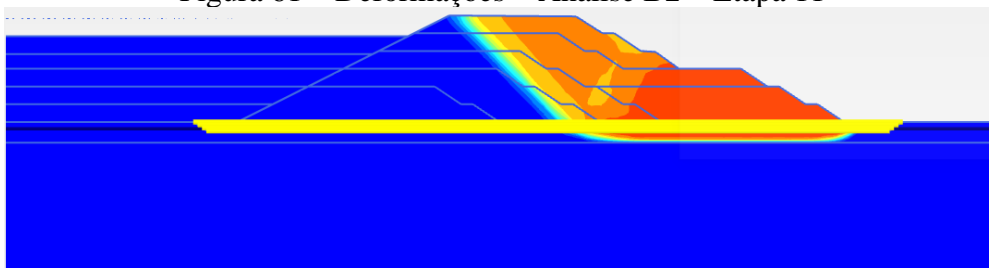


Figura 62 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 11

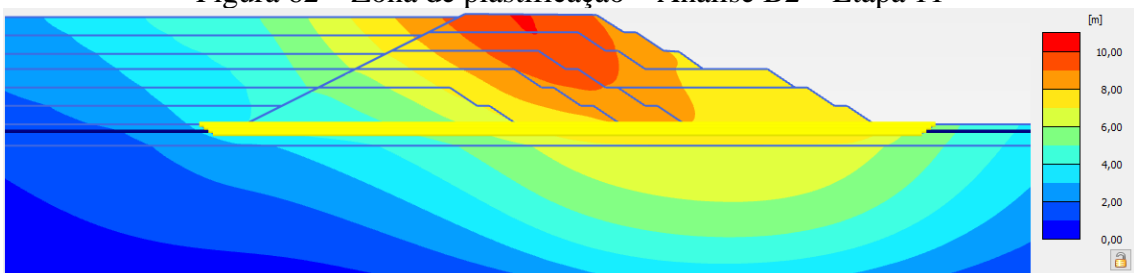


Figura 63 – Deformações – Análise B2 – Etapa 12

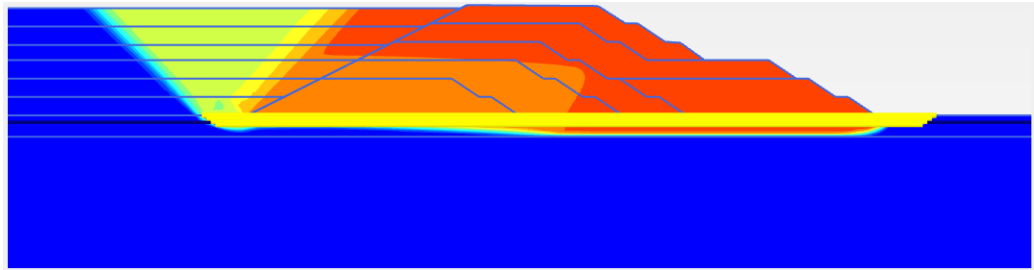


Figura 64 – Zona de plastificação – Análise B2 – Etapa 12

- Análise B3:

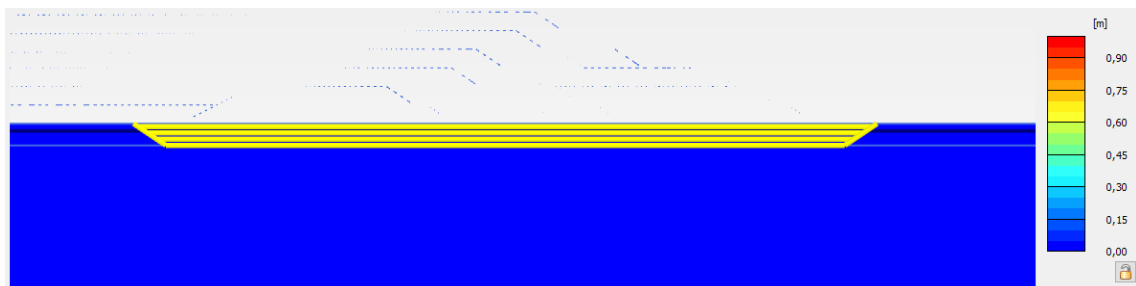


Figura 65 – Deformações – Análise B3 – Fase Inicial

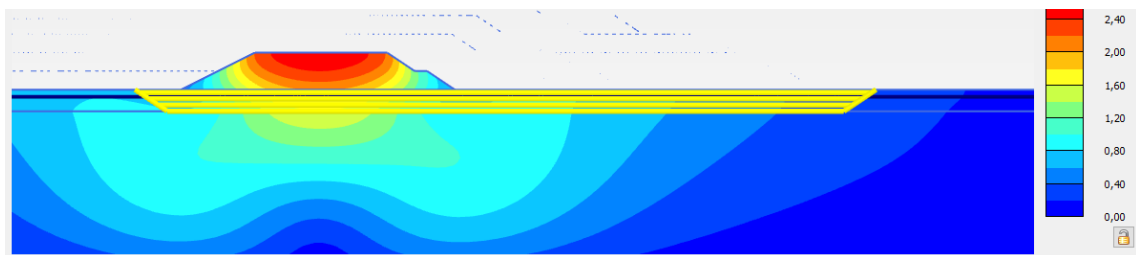


Figura 66 – Deformações – Análise B3 – Etapa 1

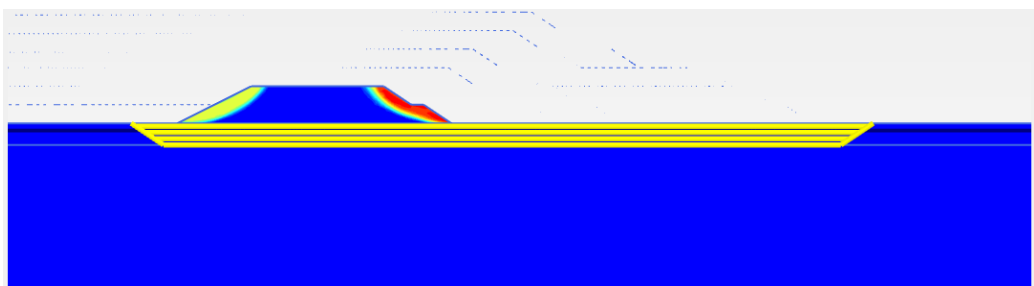


Figura 67 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 1

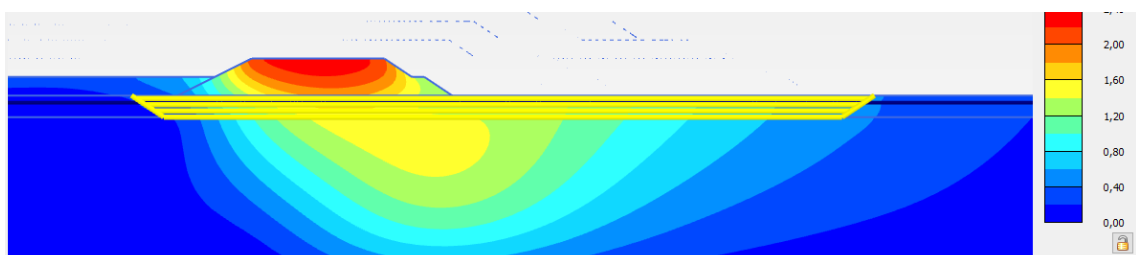


Figura 68 – Deformações – Análise B3 – Etapa 2

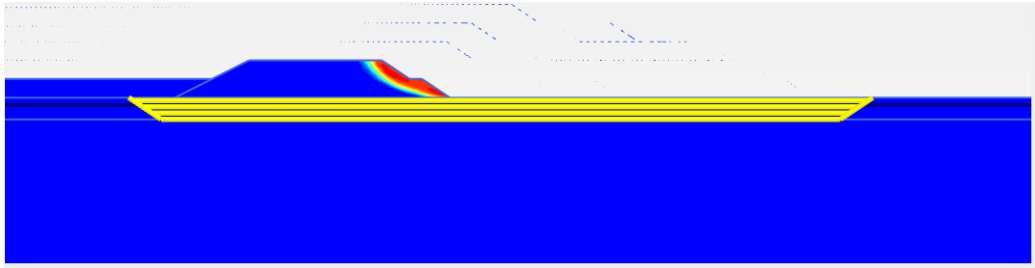


Figura 69 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 2

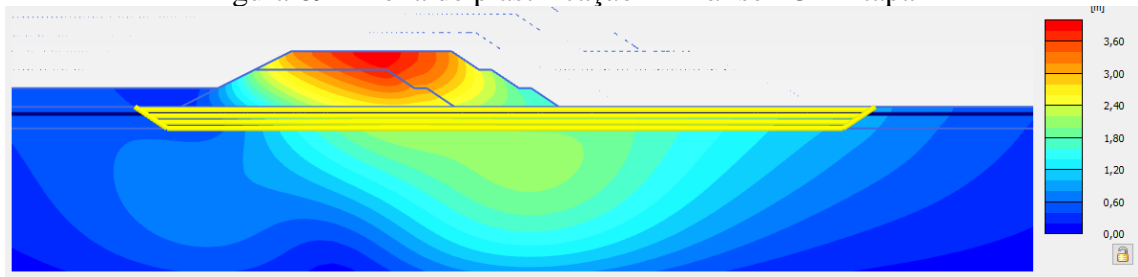


Figura 70 – Deformações – Análise B3 – Etapa 3

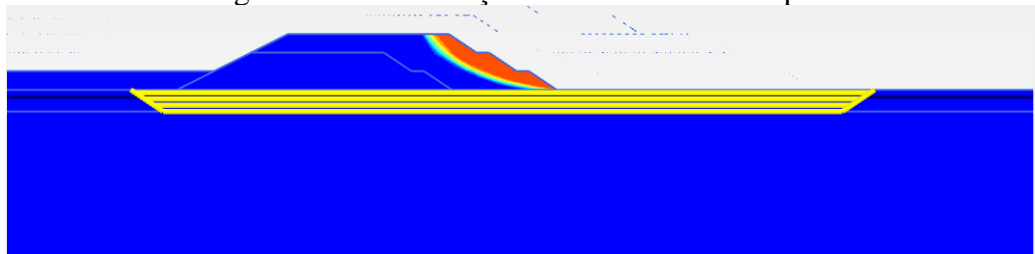


Figura 71 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 3

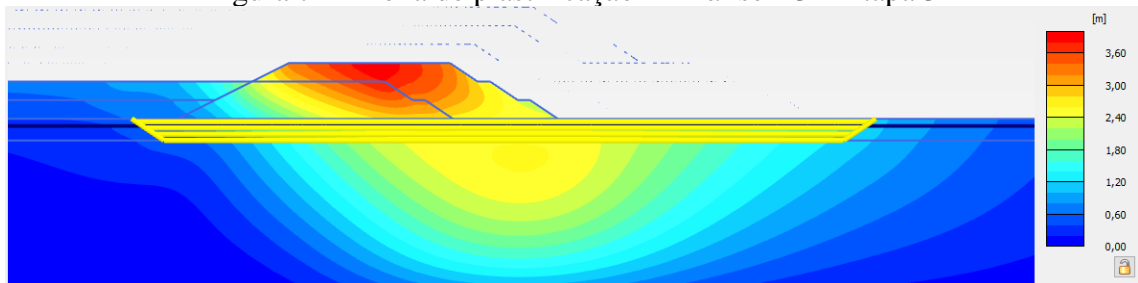


Figura 72 – Deformações – Análise B3 – Etapa 4

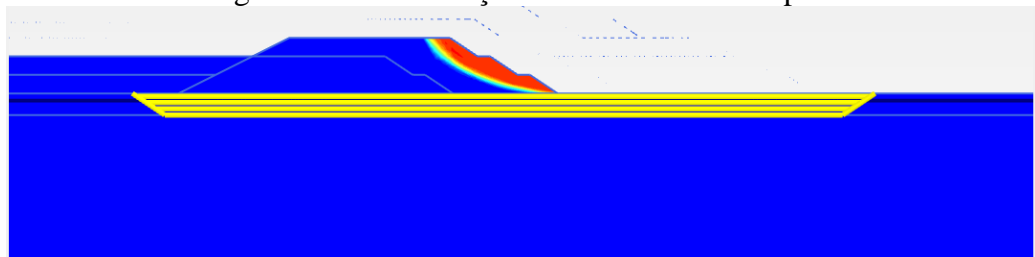


Figura 73 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 4

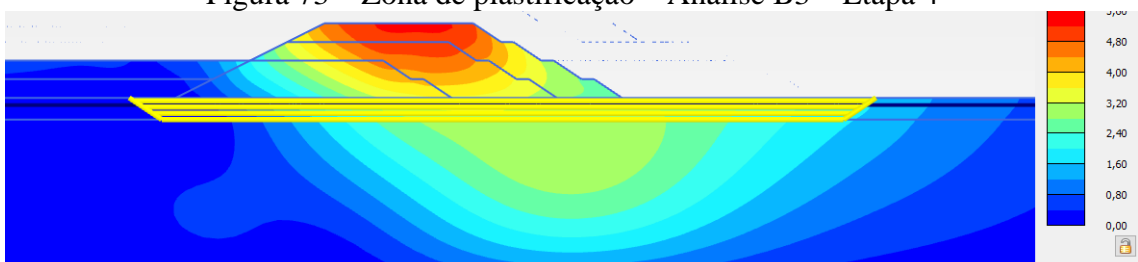


Figura 74 – Deformações – Análise B3 – Etapa 5

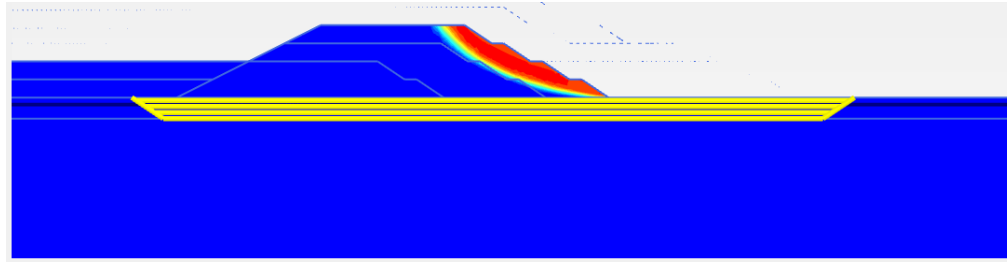


Figura 75 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 5

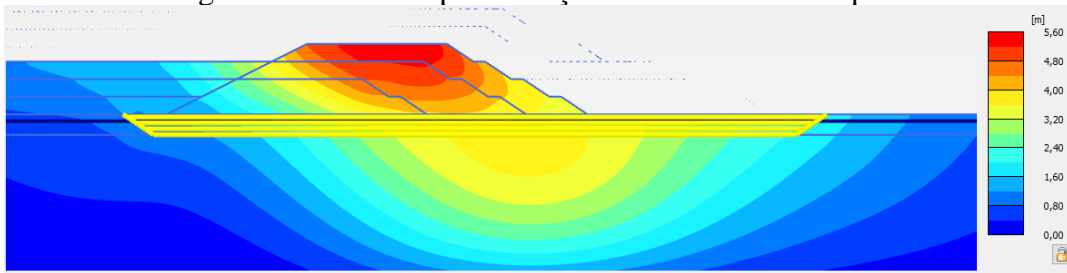


Figura 76 – Deformações – Análise B3 – Etapa 6

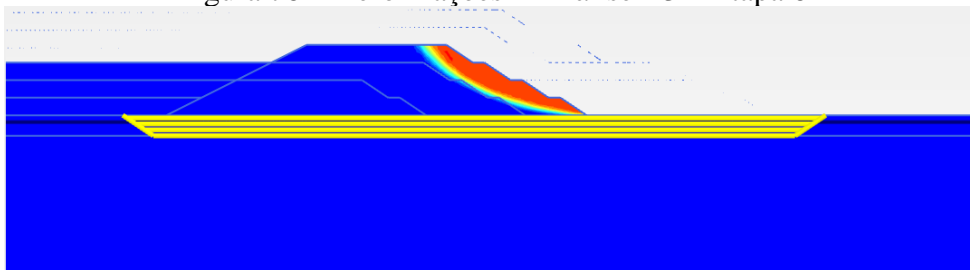


Figura 77 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 6

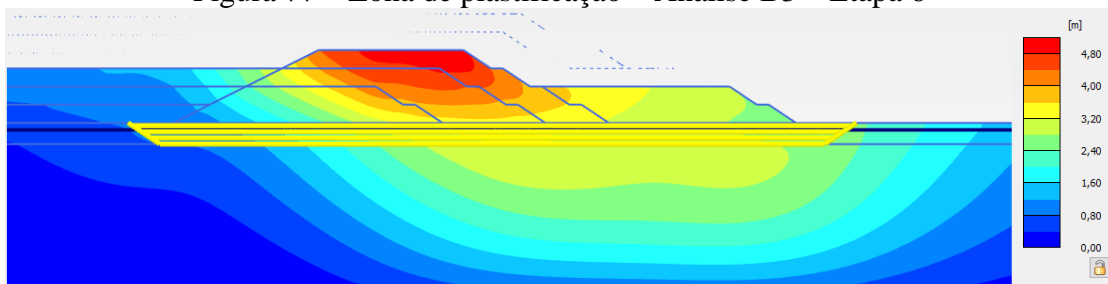


Figura 78 – Deformações – Análise B3 – Etapa 7

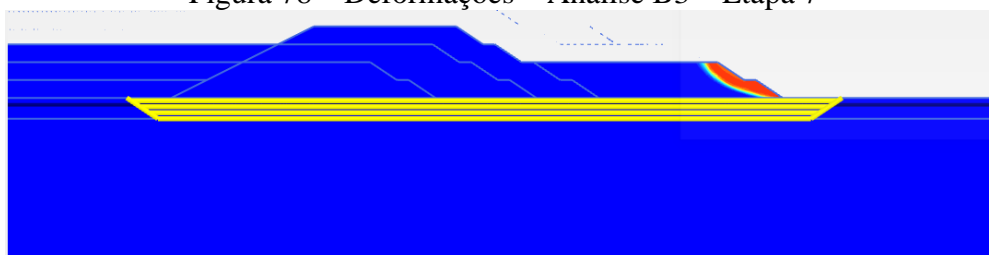


Figura 79 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 7

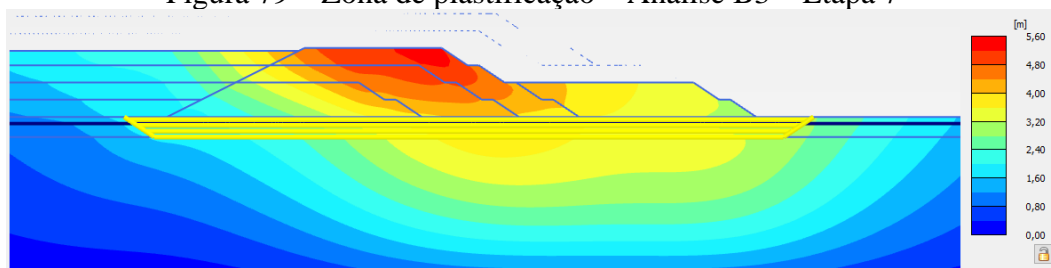


Figura 80 – Deformações – Análise B3 – Etapa 8

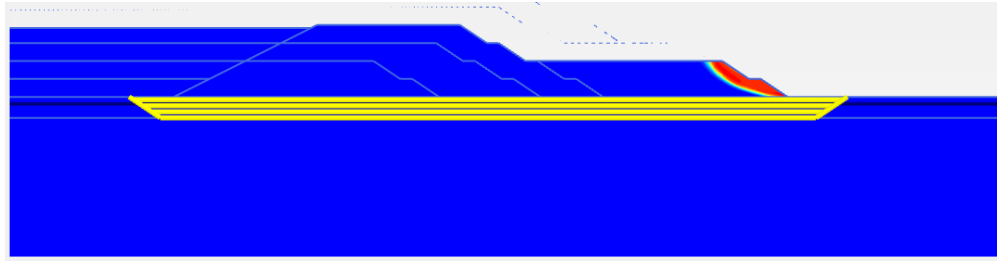


Figura 81 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 8

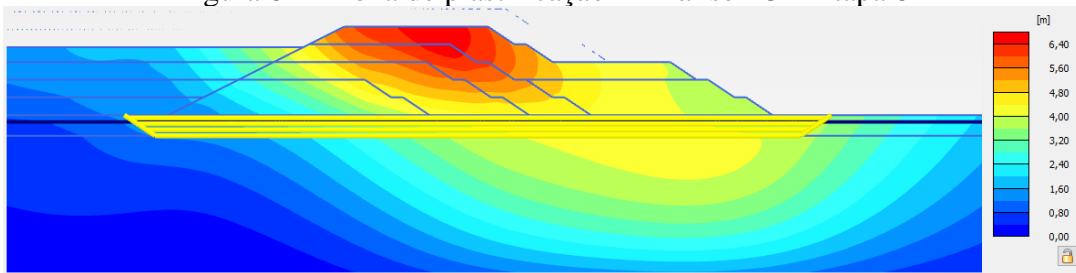


Figura 82 – Deformações – Análise B3 – Etapa 9

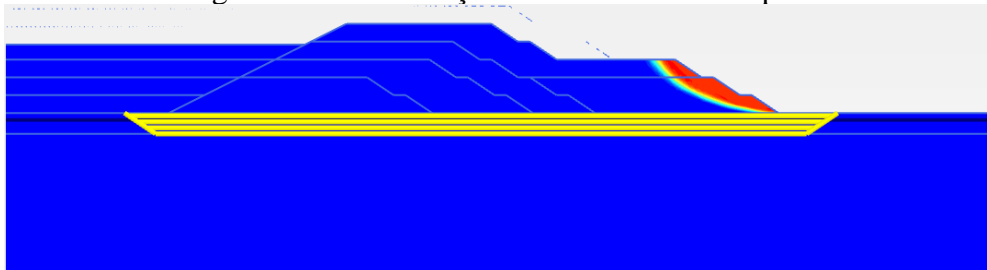


Figura 83 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 9

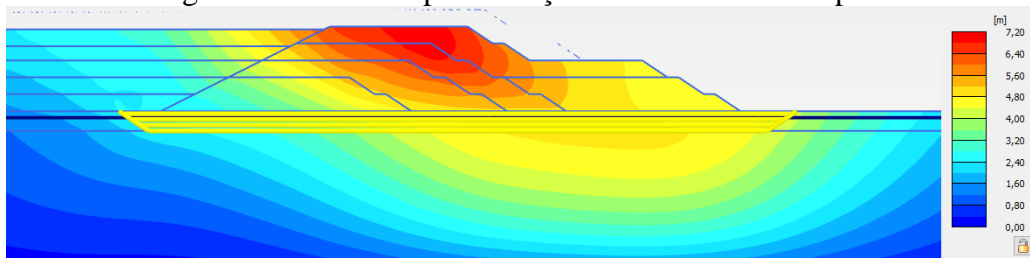


Figura 84 – Deformações – Análise B3 – Etapa 10

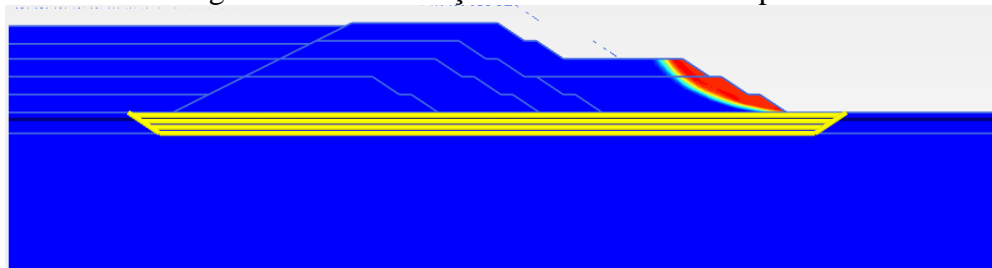


Figura 85 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 10

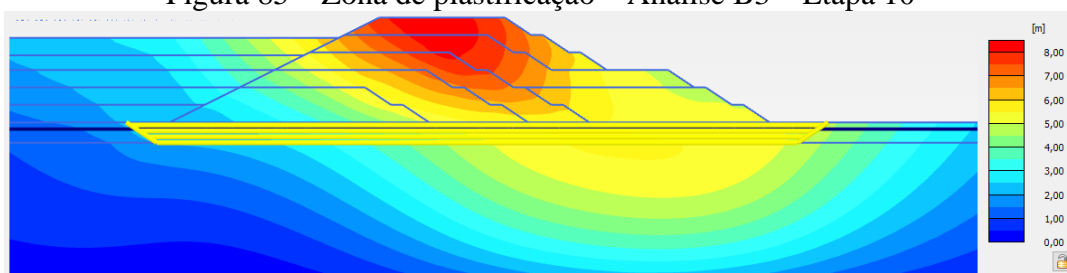


Figura 86 – Deformações – Análise B3 – Etapa 11

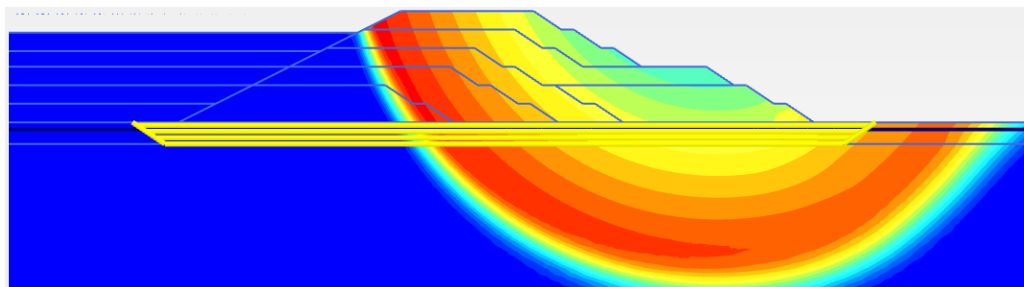


Figura 87 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 11

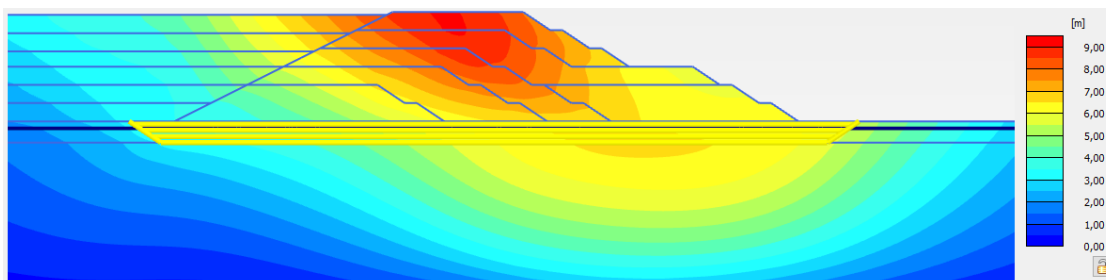


Figura 88 – Deformações – Análise B3 – Etapa 12

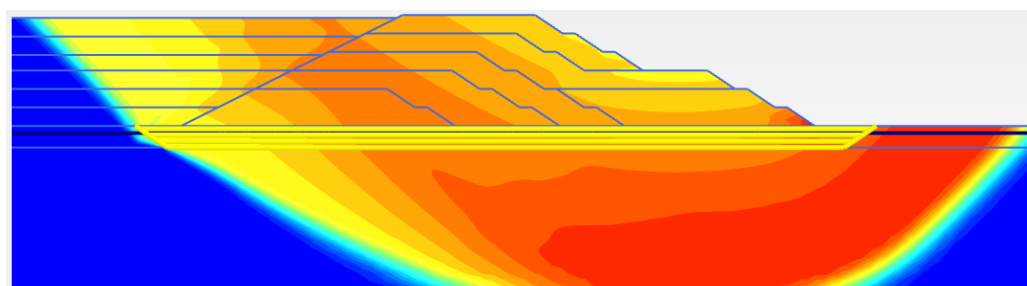


Figura 89 – Zona de plastificação – Análise B3 – Etapa 12

- Análise B4:

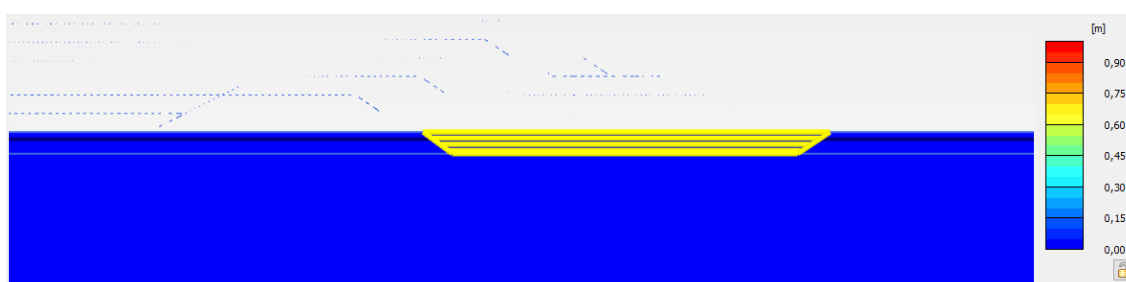


Figura 90 – Deformações – Análise B4 – Fase Inicial

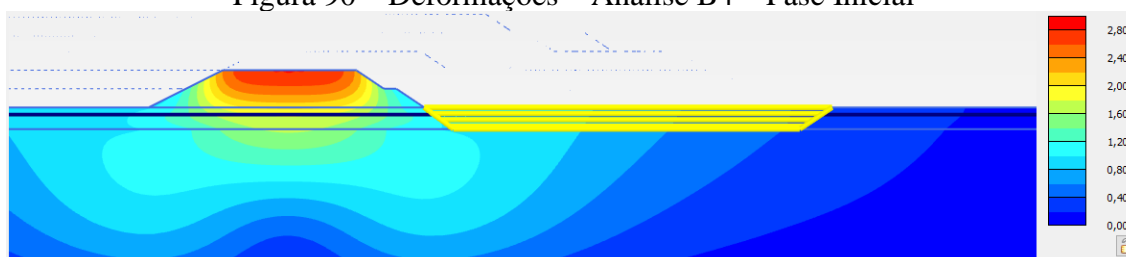


Figura 91 – Deformações – Análise B4 – Etapa 1



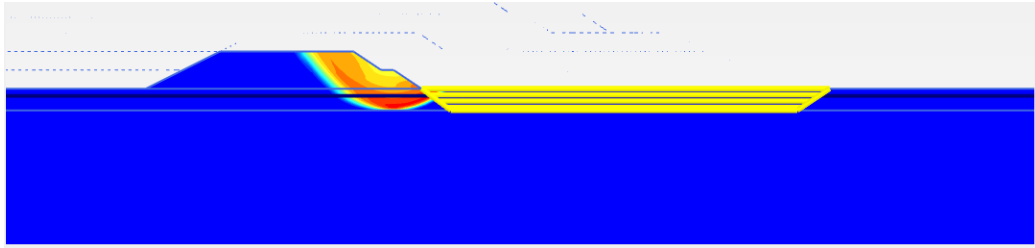


Figura 92 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 1

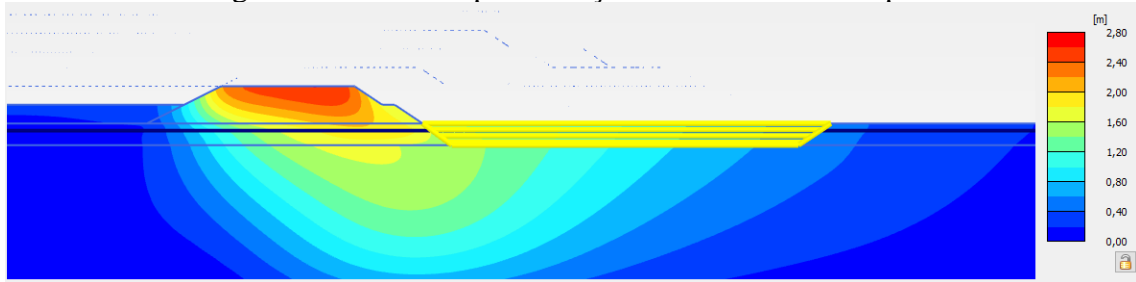


Figura 93 – Deformações – Análise B4 – Etapa 2

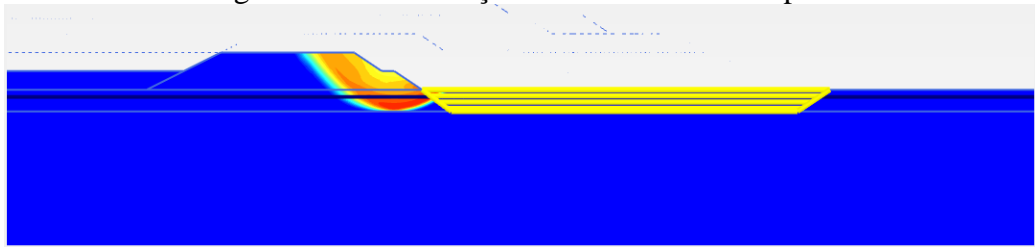


Figura 94 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 2

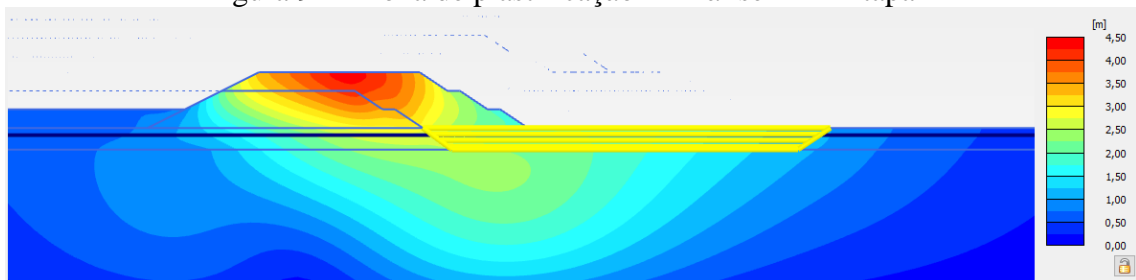


Figura 95 – Deformações – Análise B4 – Etapa 3

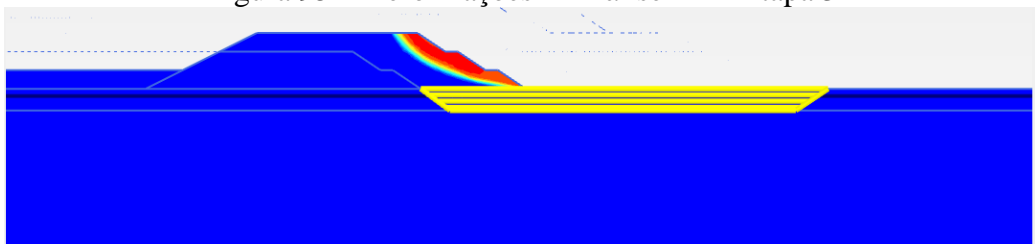


Figura 96 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 3

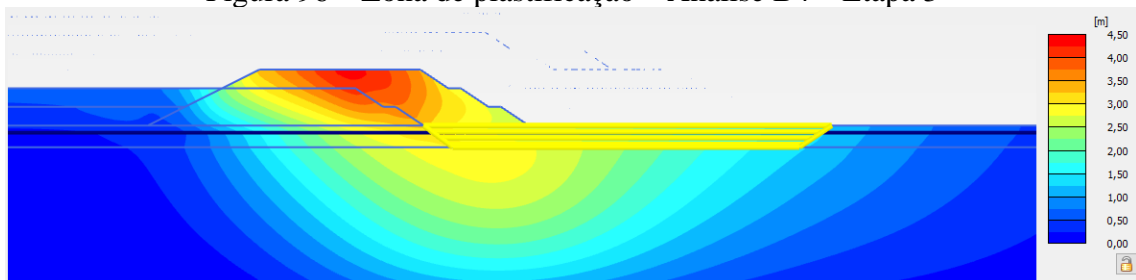


Figura 97 – Deformações – Análise B4 – Etapa 4

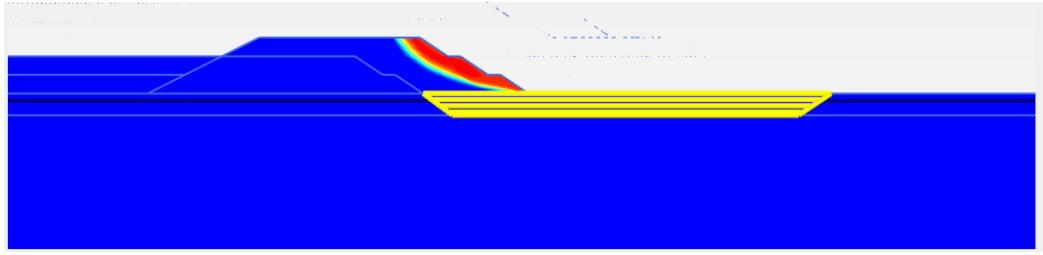


Figura 98 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 4

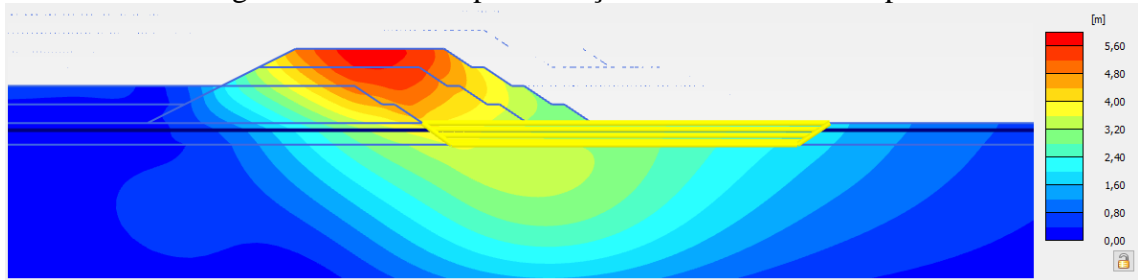


Figura 99 – Deformações – Análise B4 – Etapa 5

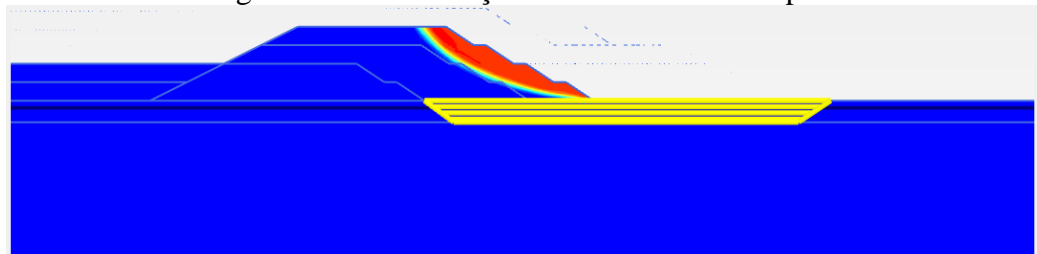


Figura 100 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 5

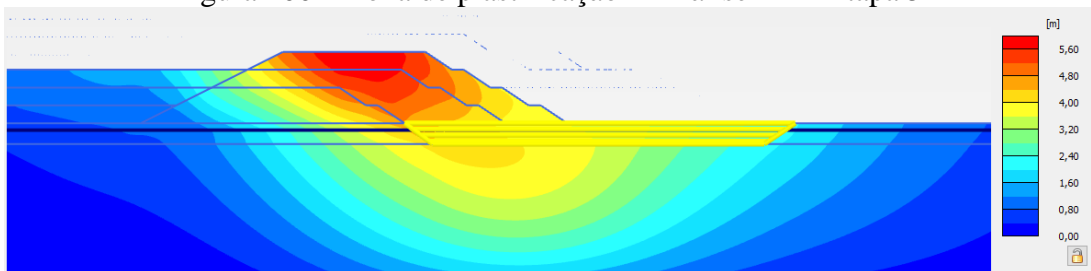


Figura 101 – Deformações – Análise B4 – Etapa 6

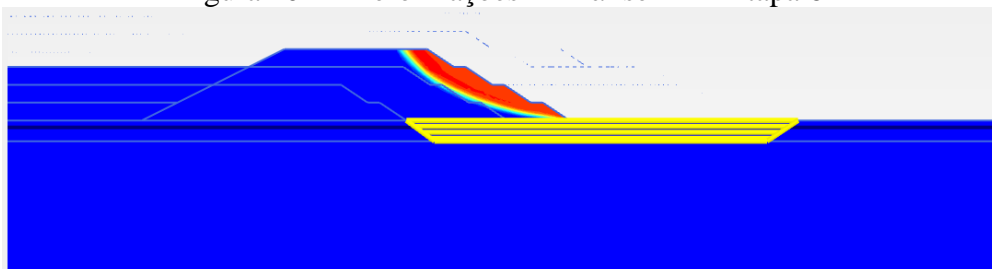


Figura 102 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 6

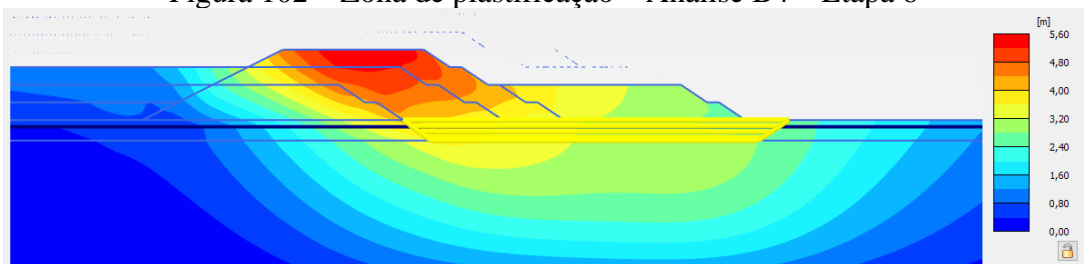


Figura 103 – Deformações – Análise B4 – Etapa 7

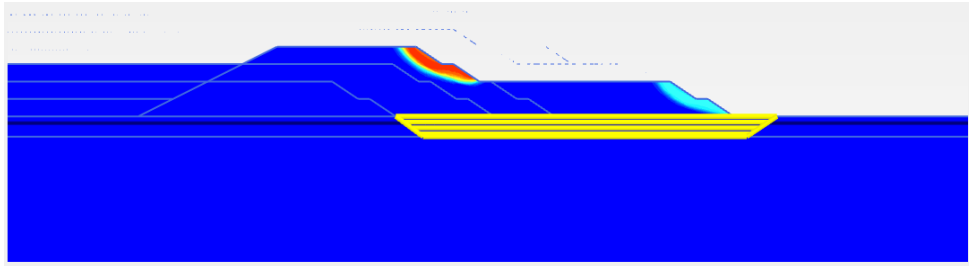


Figura 104 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 7

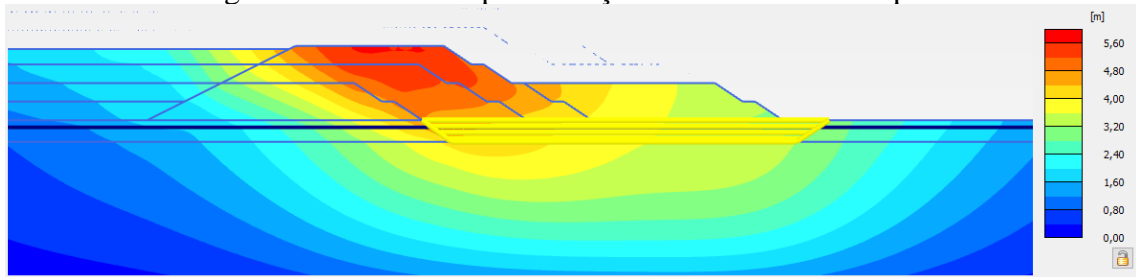


Figura 105 – Deformações – Análise B4 – Etapa 8

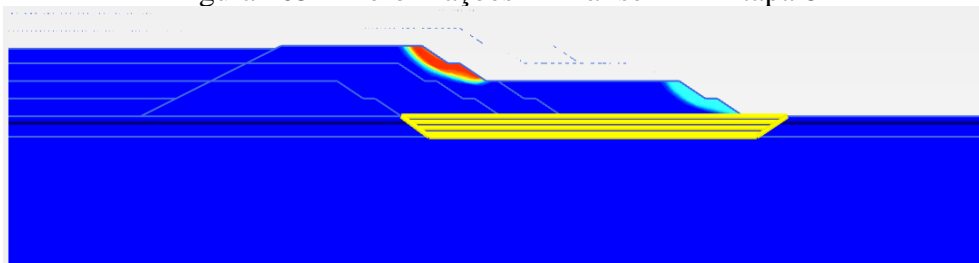


Figura 106 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 8

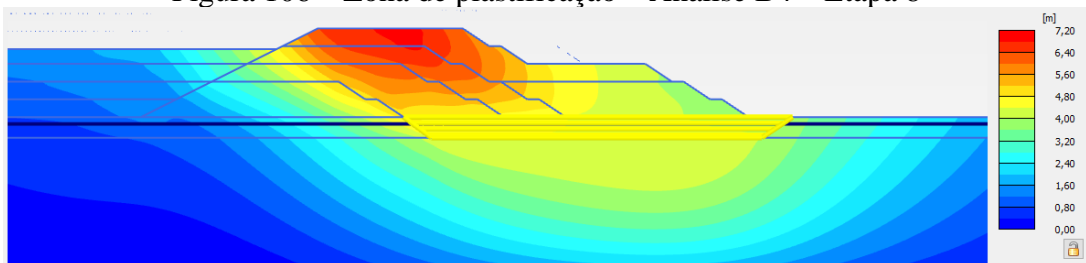


Figura 107 – Deformações – Análise B4 – Etapa 9

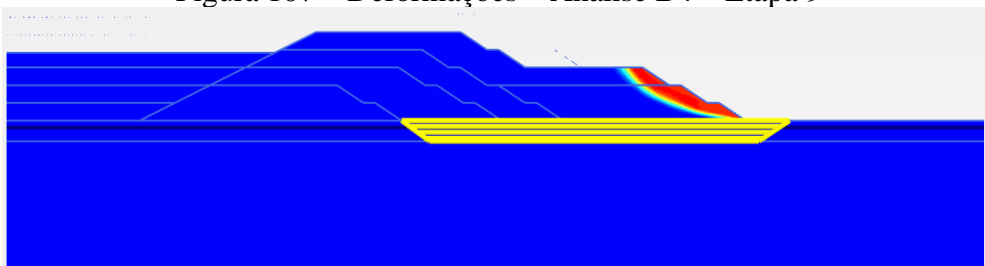


Figura 108 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 9

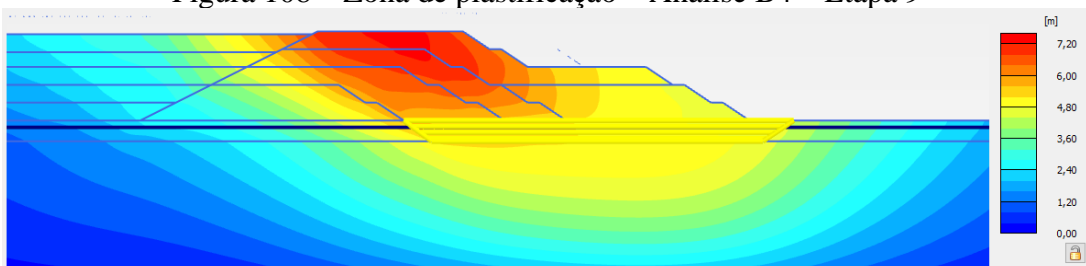


Figura 109 – Deformações – Análise B4 – Etapa 10

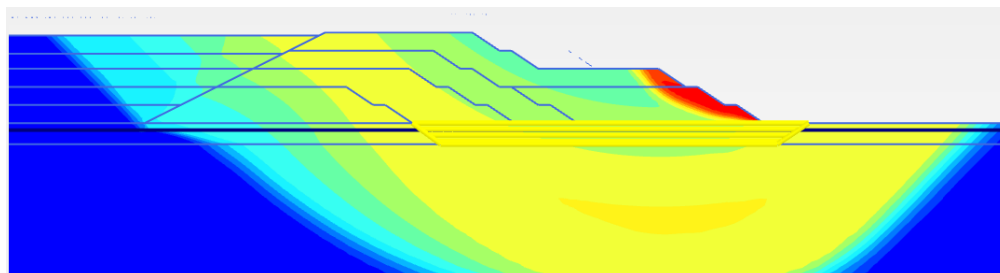


Figura 110 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 10

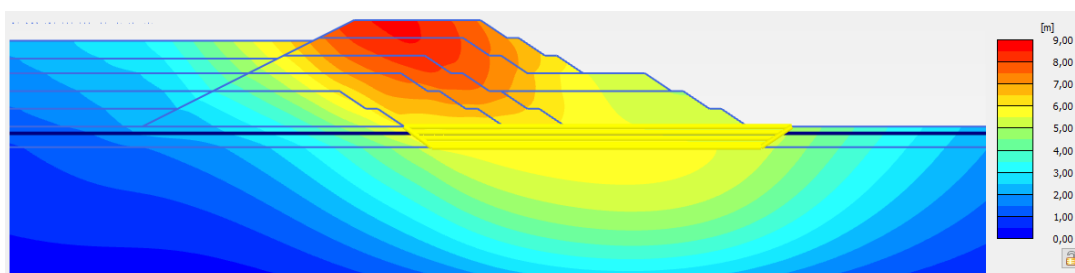


Figura 111 – Deformações – Análise B4 – Etapa 11

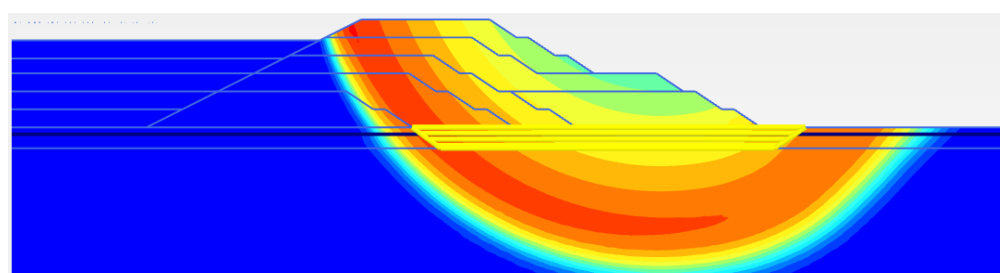


Figura 112 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 11

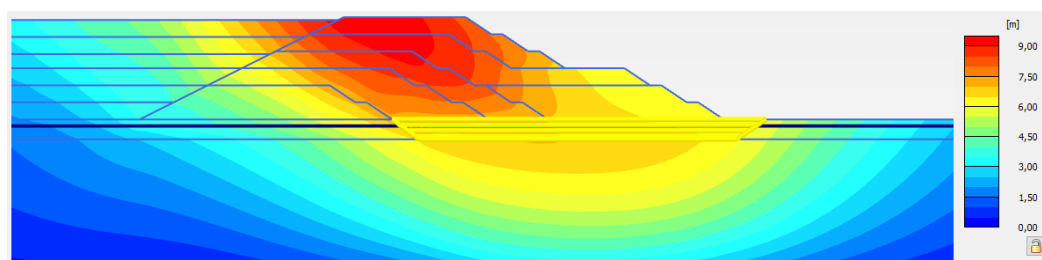


Figura 113 – Deformações – Análise B4 – Etapa 12

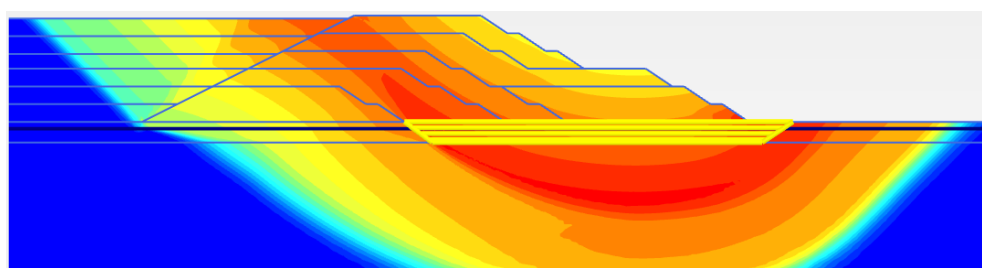


Figura 114 – Zona de plastificação – Análise B4 – Etapa 12

- Análise B5:

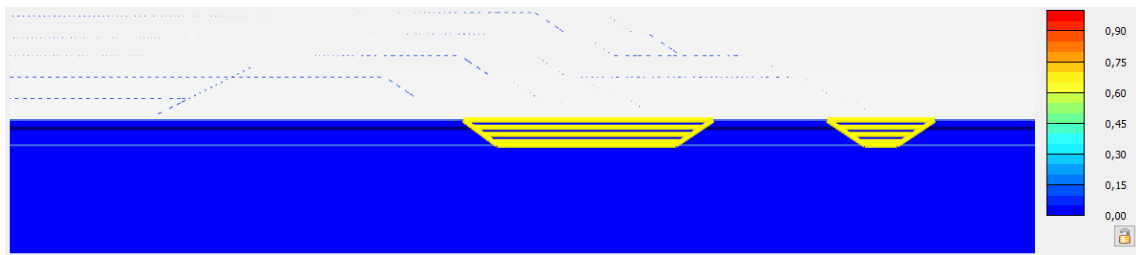


Figura 115 – Deformações – Análise B5 – Fase Inicial

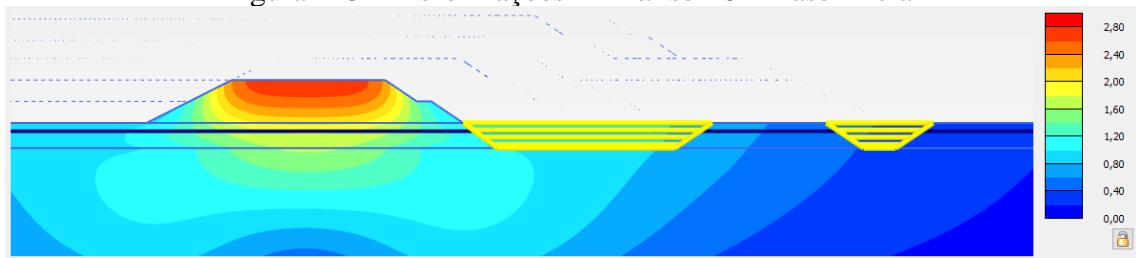


Figura 116 – Deformações – Análise B5 – Etapa 1

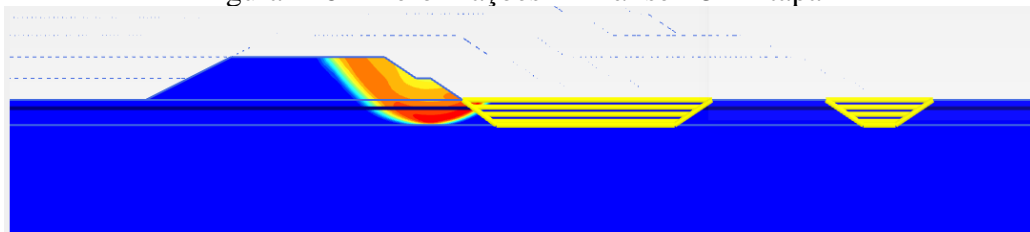


Figura 117 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 1

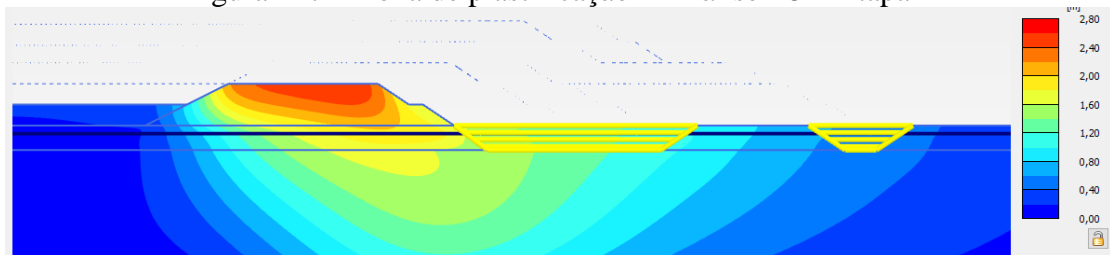


Figura 118 – Deformações – Análise B5 – Etapa 2

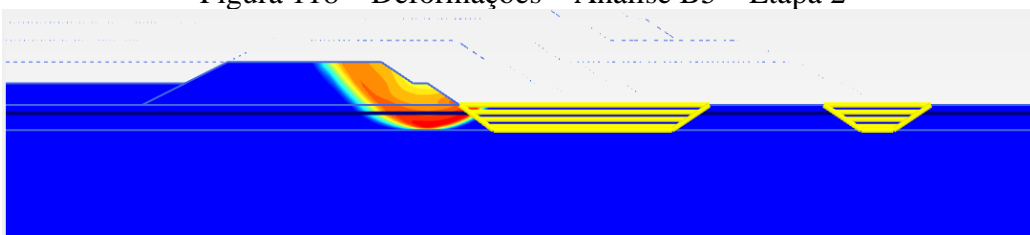


Figura 119 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 2

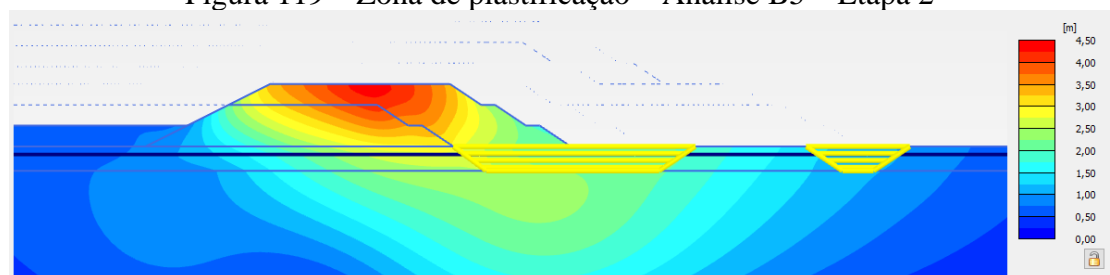


Figura 120 – Deformações – Análise B5 – Etapa 3

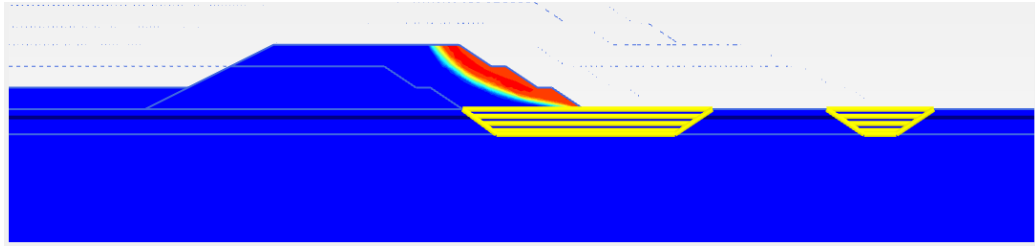


Figura 121 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 3

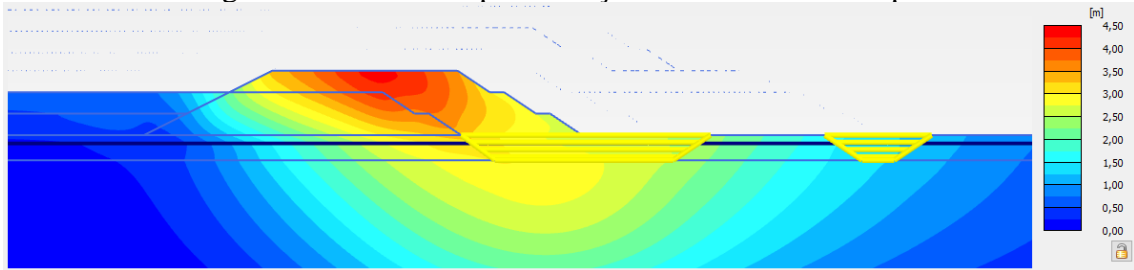


Figura 122 – Deformações – Análise B5 – Etapa 4

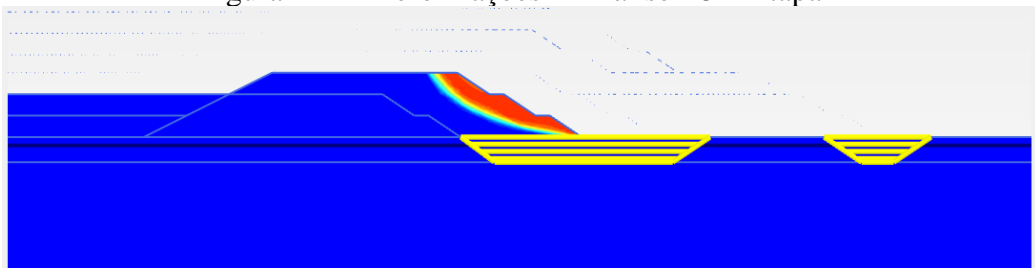


Figura 123 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 4

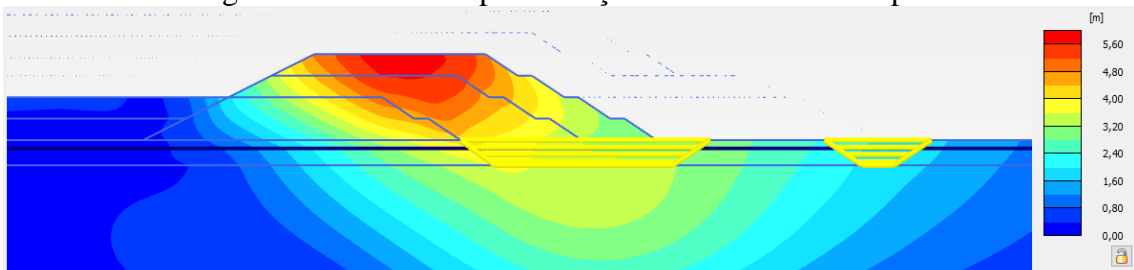


Figura 124 – Deformações – Análise B5 – Etapa 5

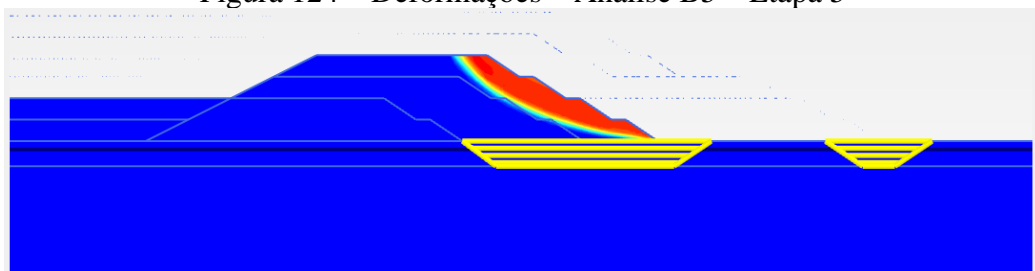


Figura 125 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 5

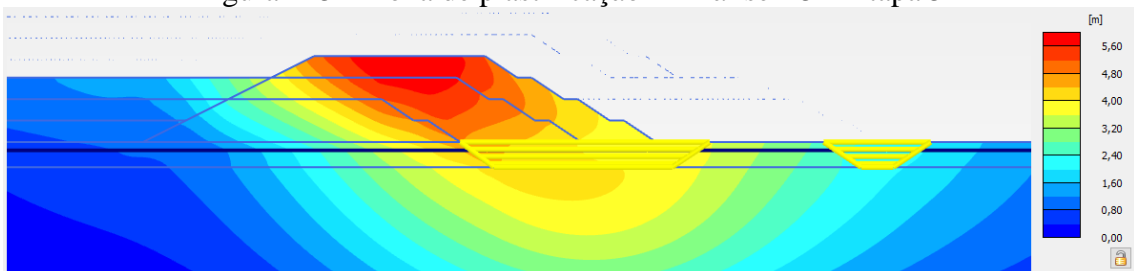


Figura 126 – Deformações – Análise B5 – Etapa 6

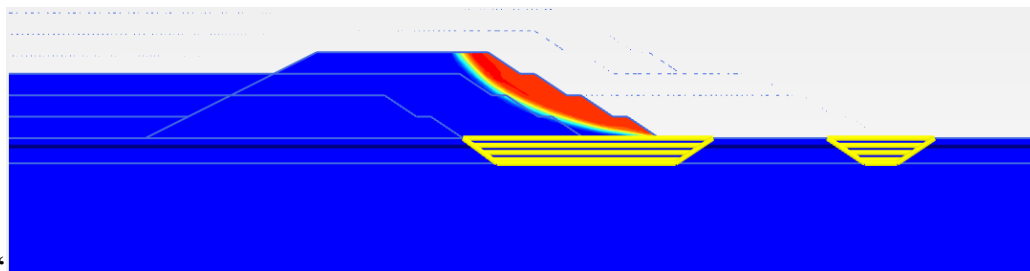


Figura 127 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 6

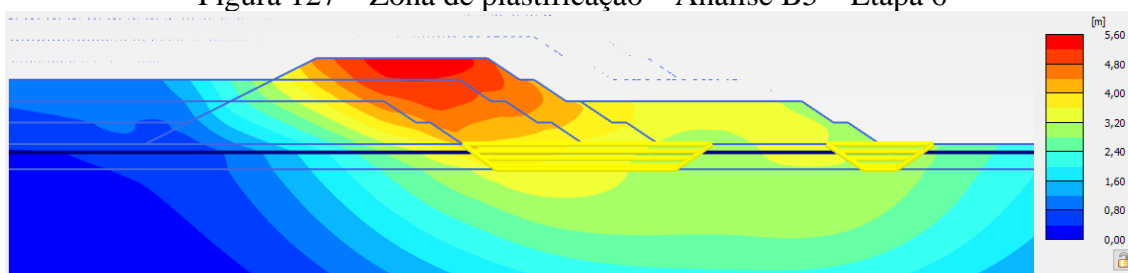


Figura 128 – Deformações – Análise B5 – Etapa 7

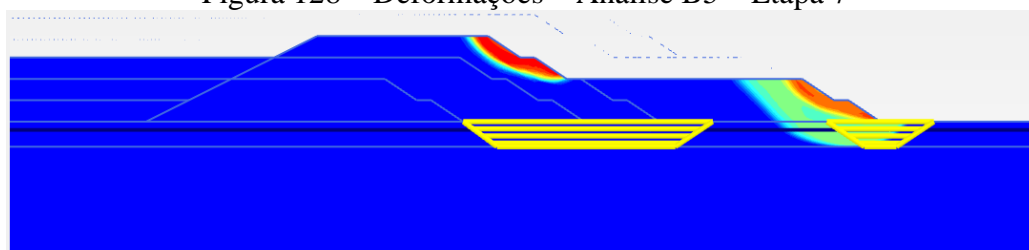


Figura 129 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 7

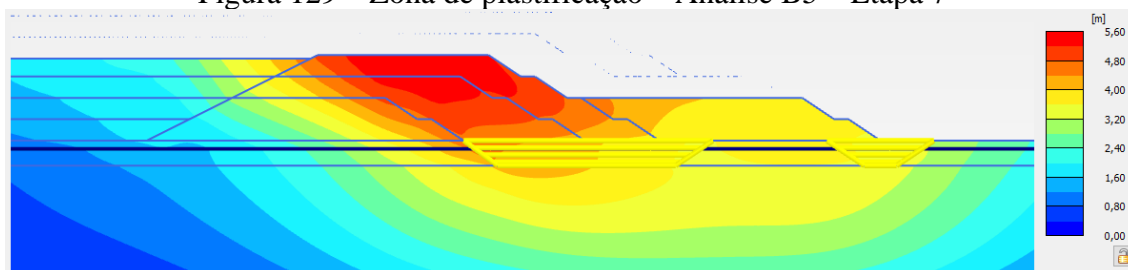


Figura 130 – Deformações – Análise B5 – Etapa 8

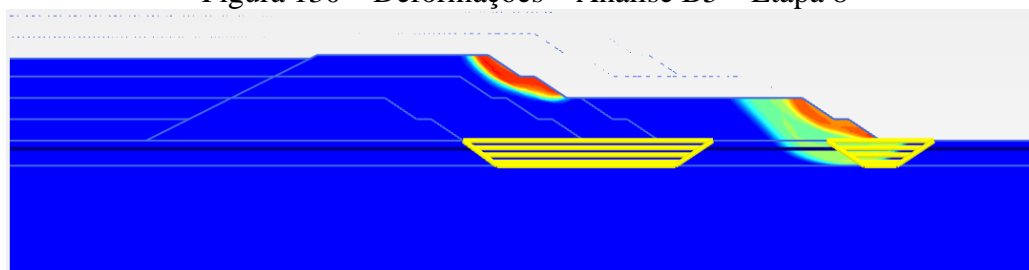


Figura 131 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 8

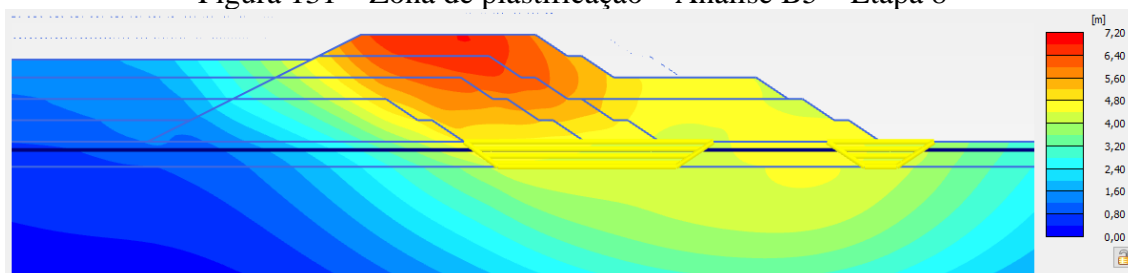


Figura 132 – Deformações – Análise B5 – Etapa 9

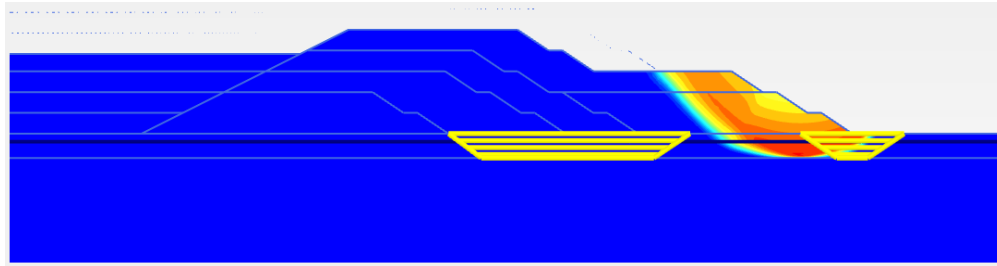


Figura 133 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 9

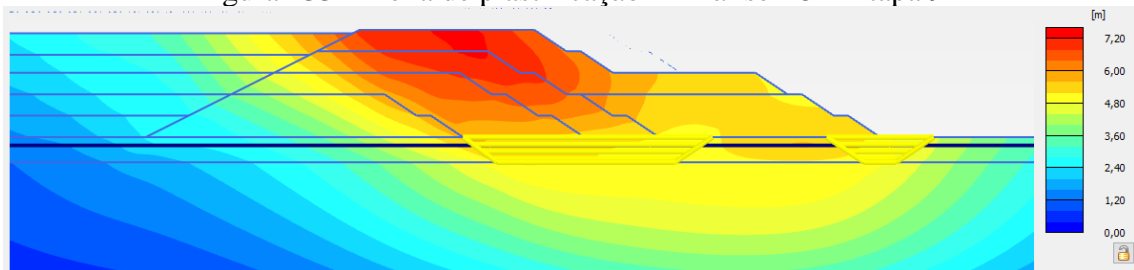


Figura 134 – Deformações – Análise B5 – Etapa 10

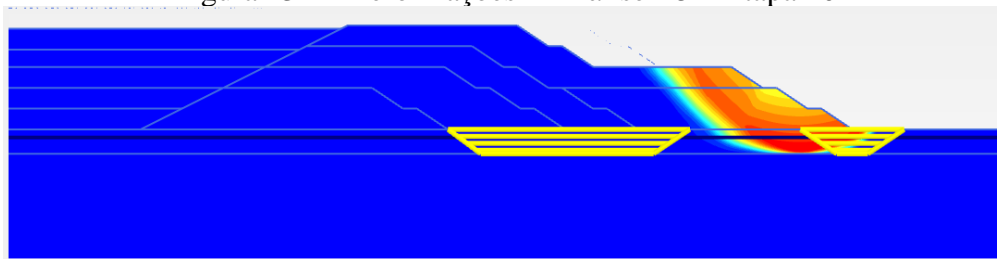


Figura 135 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 10

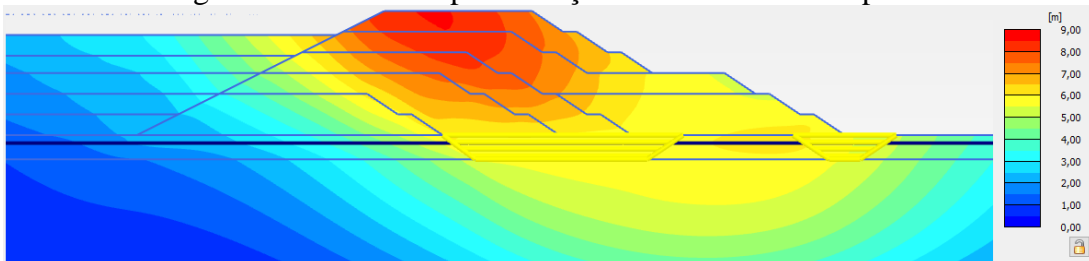


Figura 136 – Deformações – Análise B5 – Etapa 11

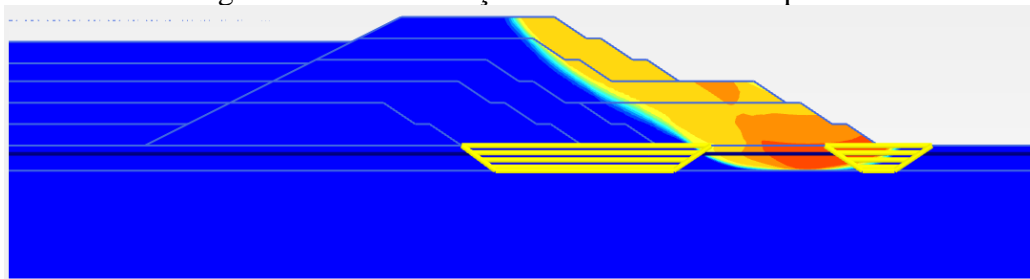


Figura 137 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 11

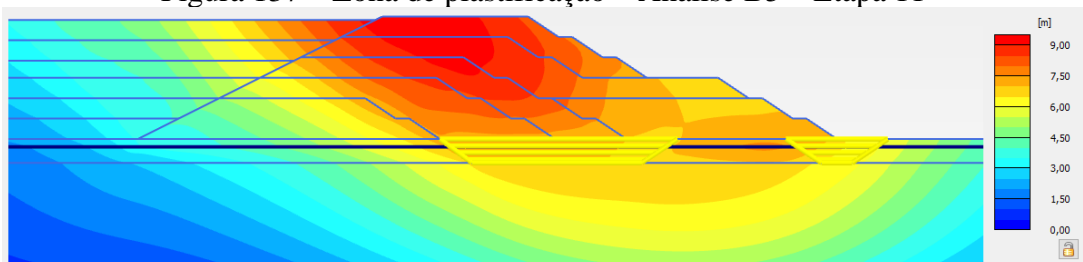


Figura 138 – Deformações – Análise B5 – Etapa 12



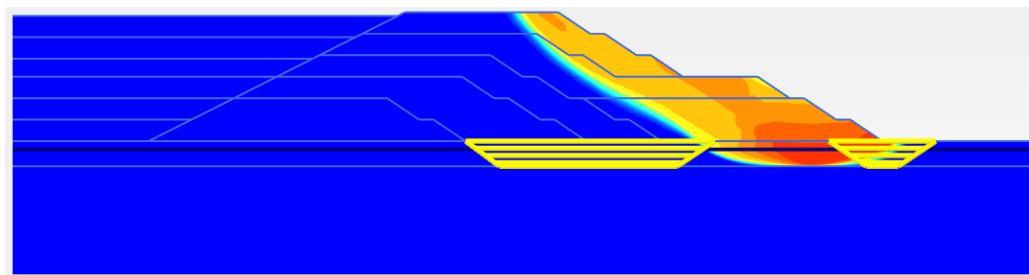


Figura 139 – Zona de plastificação – Análise B5 – Etapa 12

- Análise C1:

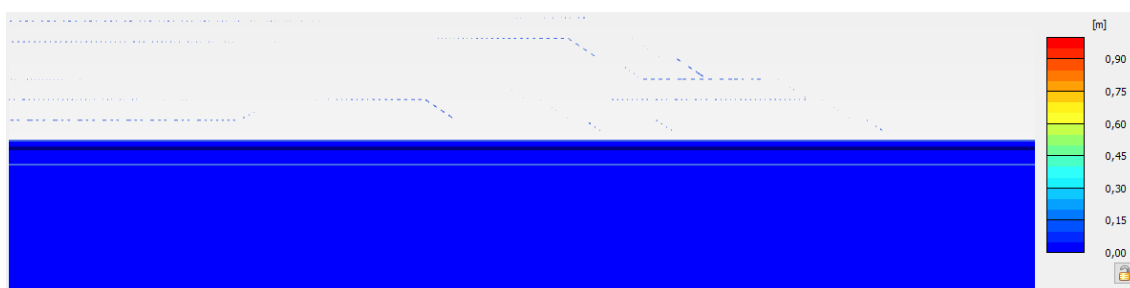


Figura 140 – Deformações – Análise C1 – Fase Inicial

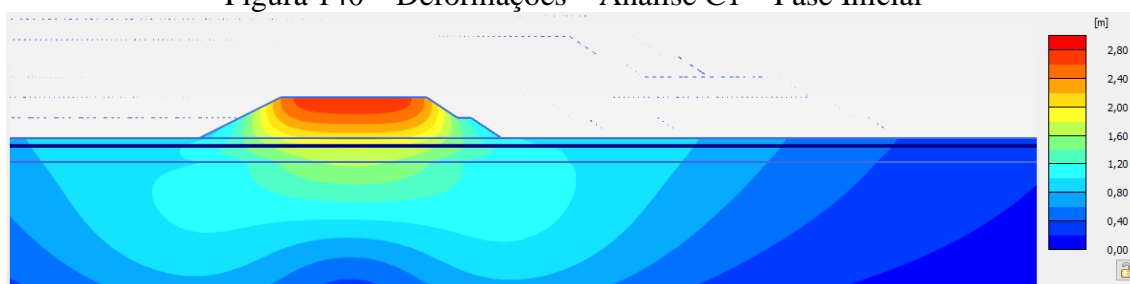


Figura 141 – Deformações – Análise C1 – Etapa 1

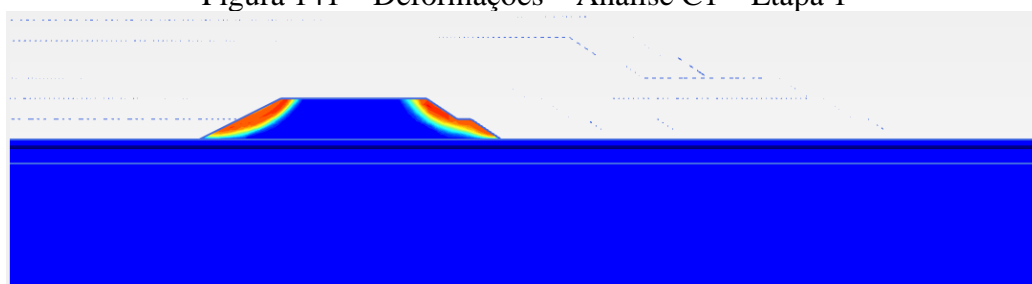


Figura 142 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 1

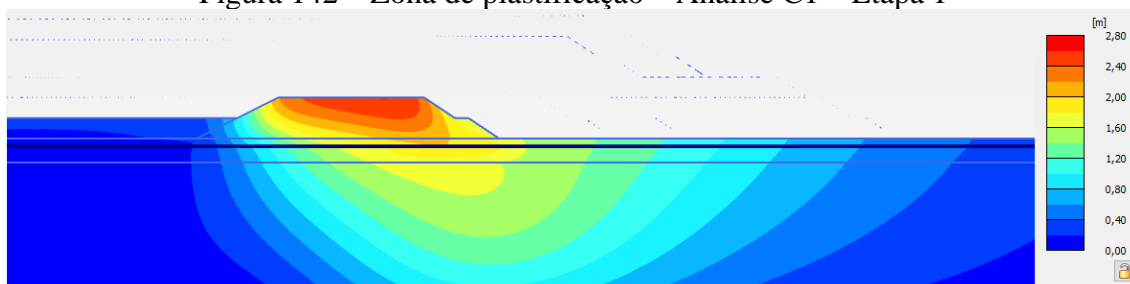


Figura 143 – Deformações – Análise C1 – Etapa 2

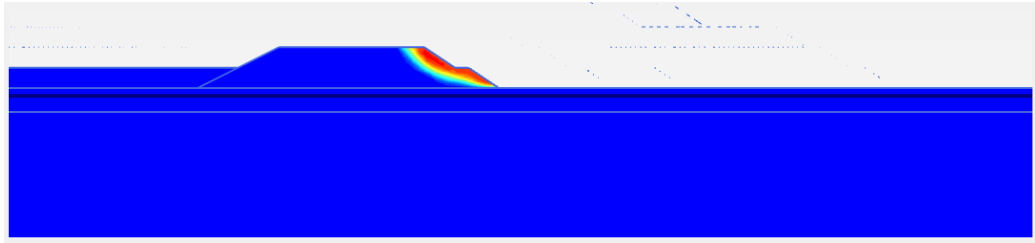


Figura 144 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 2

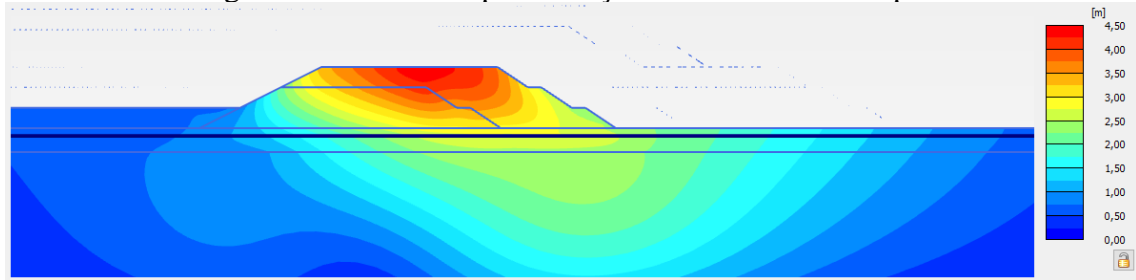


Figura 145 – Deformações – Análise C1 – Etapa 3

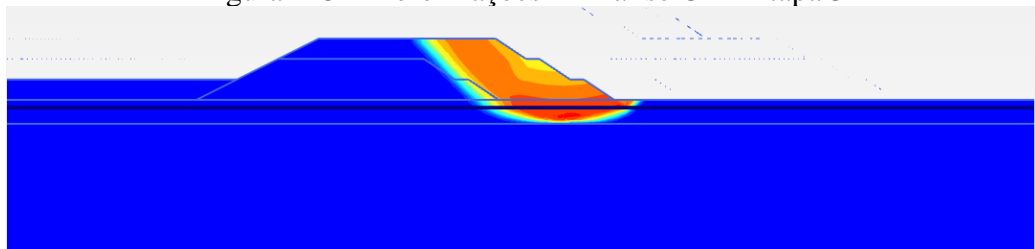


Figura 146 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 3

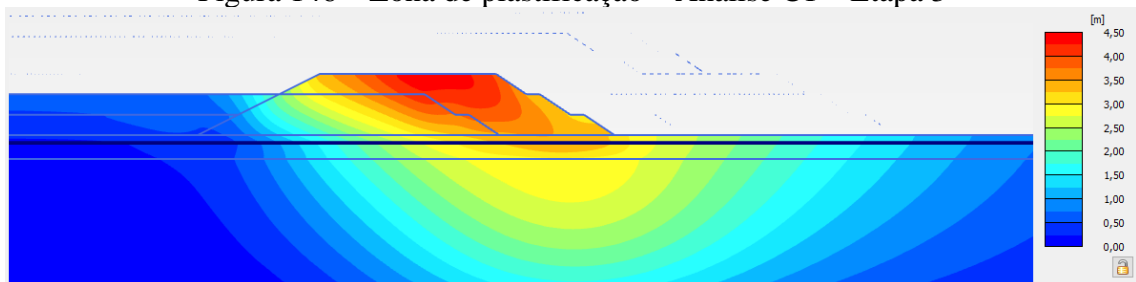


Figura 147 – Deformações – Análise C1 – Etapa 4

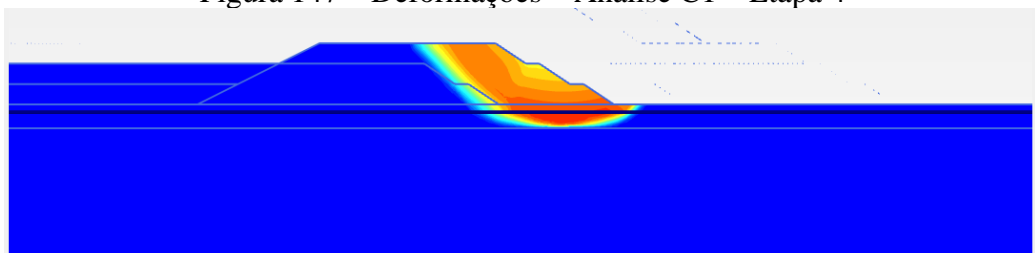


Figura 148 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 4

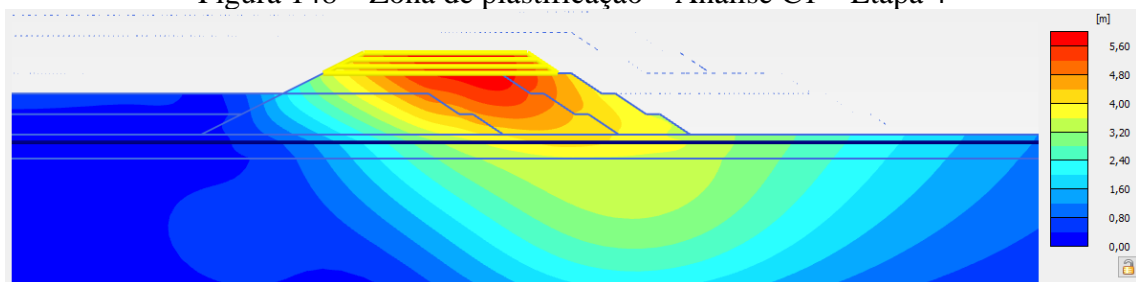


Figura 149 – Deformações – Análise C1 – Etapa 5

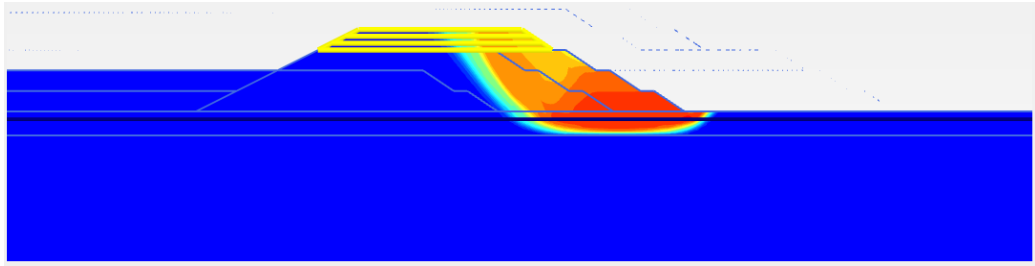


Figura 150 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 5

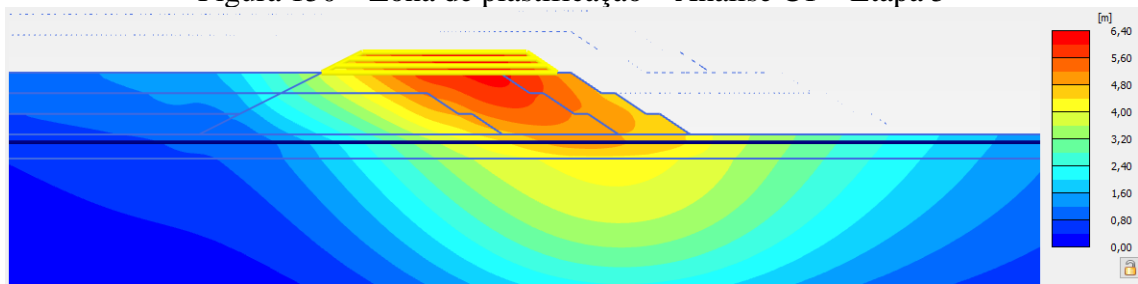


Figura 151 – Deformações – Análise C1 – Etapa 6

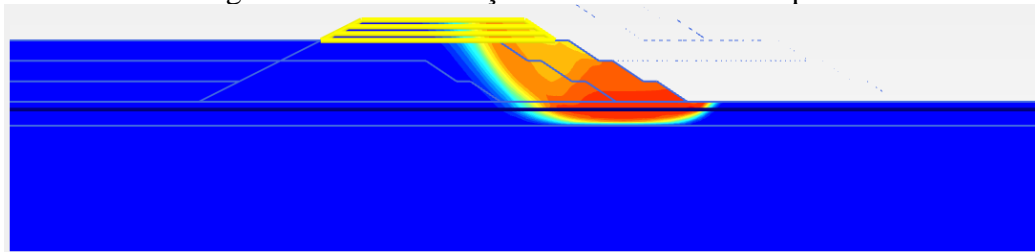


Figura 152 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 6

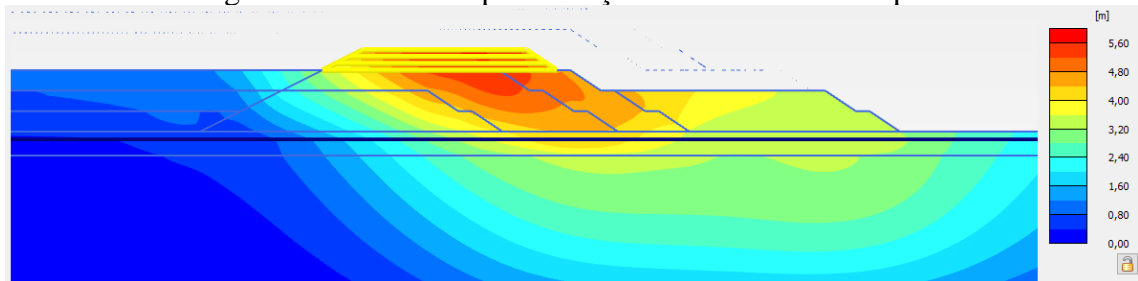


Figura 153 – Deformações – Análise C1 – Etapa 7

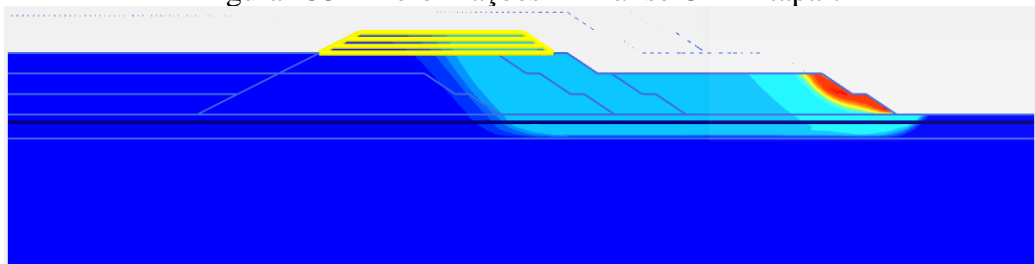


Figura 154 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 7

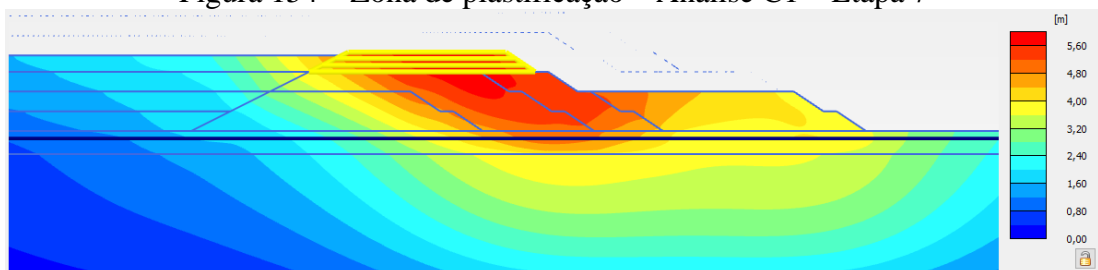


Figura 155 – Deformações – Análise C1 – Etapa 8

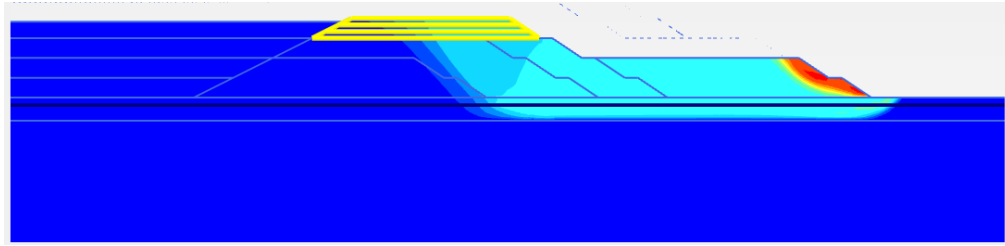


Figura 156 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 8

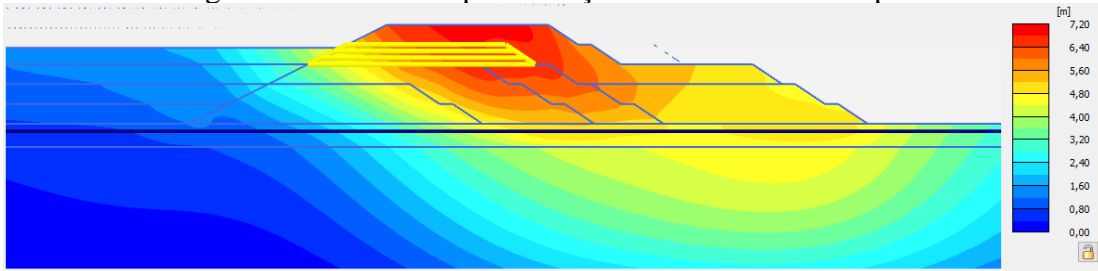


Figura 157 – Deformações – Análise C1 – Etapa 9

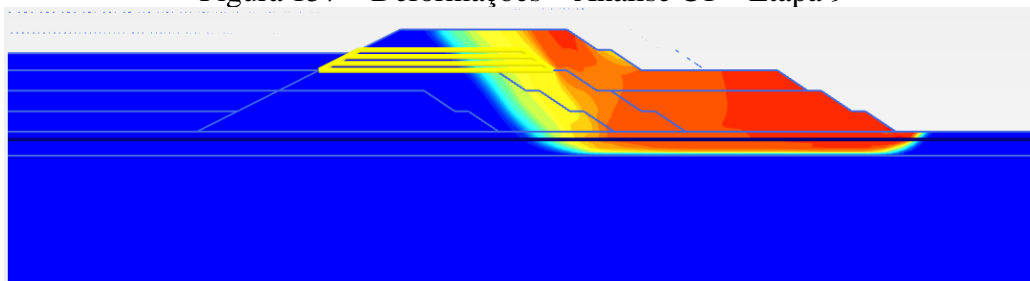


Figura 158 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 9

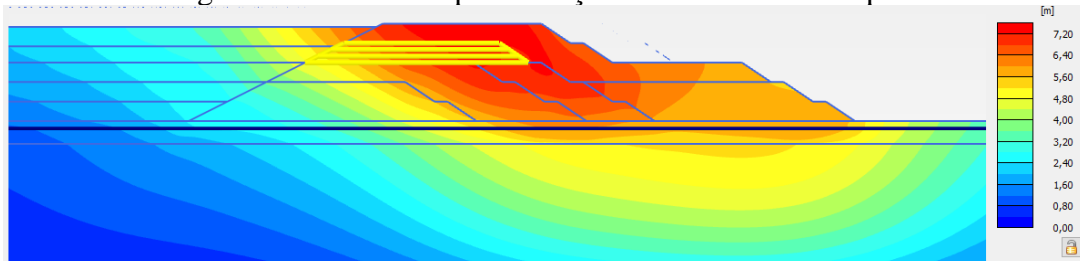


Figura 159 – Deformações – Análise C1 – Etapa 10

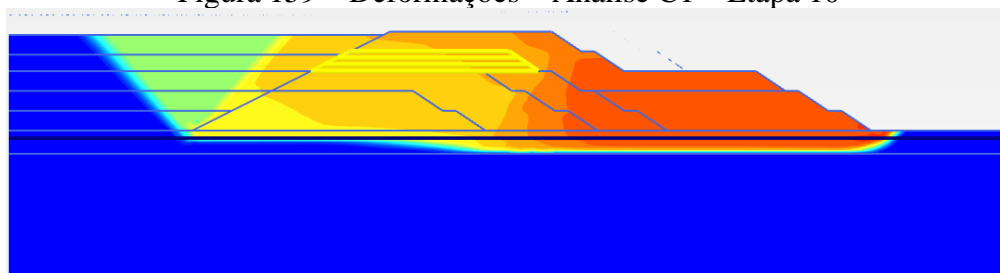


Figura 160 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 10

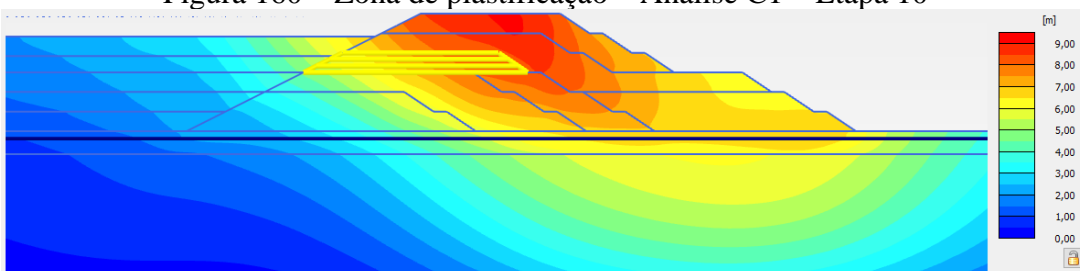


Figura 161 – Deformações – Análise C1 – Etapa 11

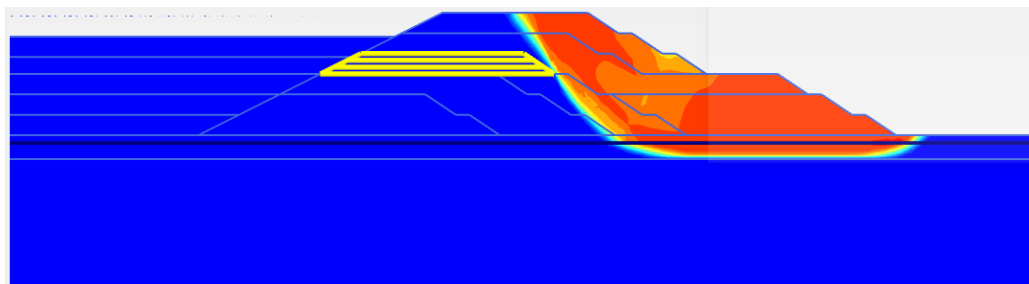


Figura 162 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 11

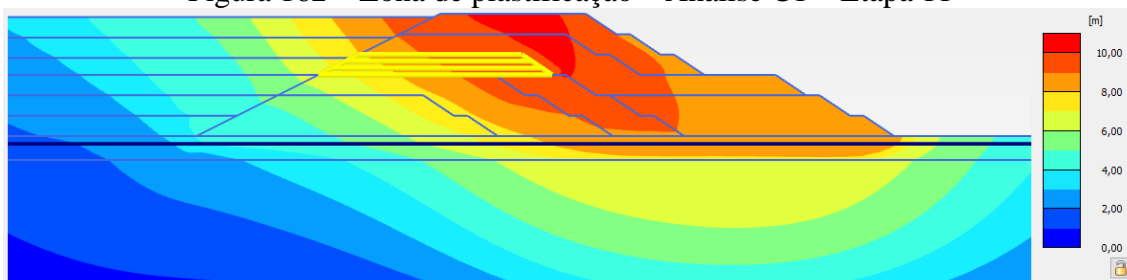


Figura 163 – Deformações – Análise C1 – Etapa 12

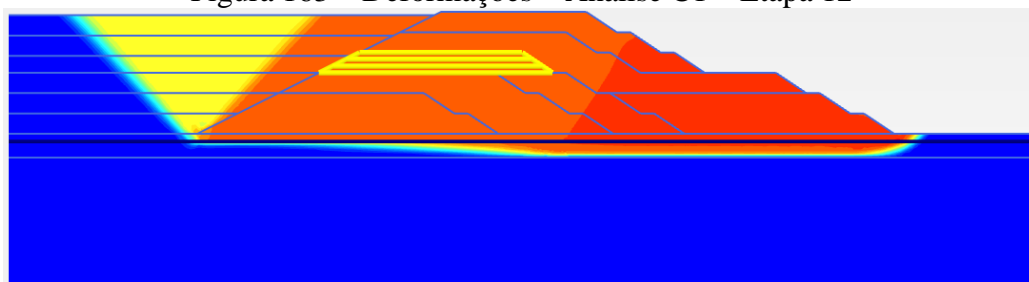


Figura 164 – Zona de plastificação – Análise C1 – Etapa 12

- Análise C2:

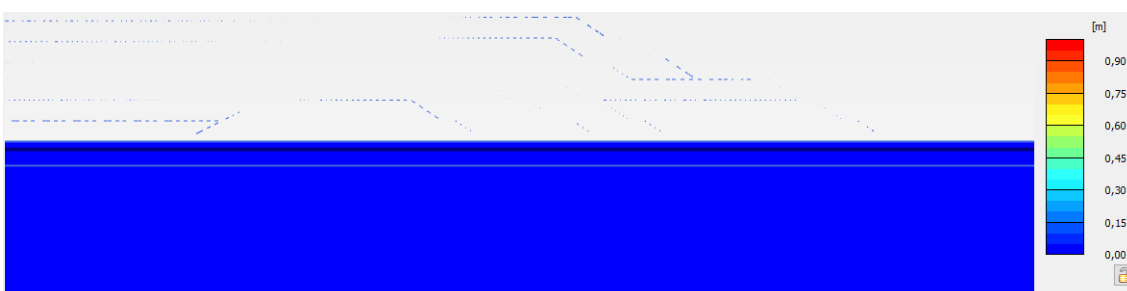


Figura 165 – Deformações – Análise C2 – Fase Inicial

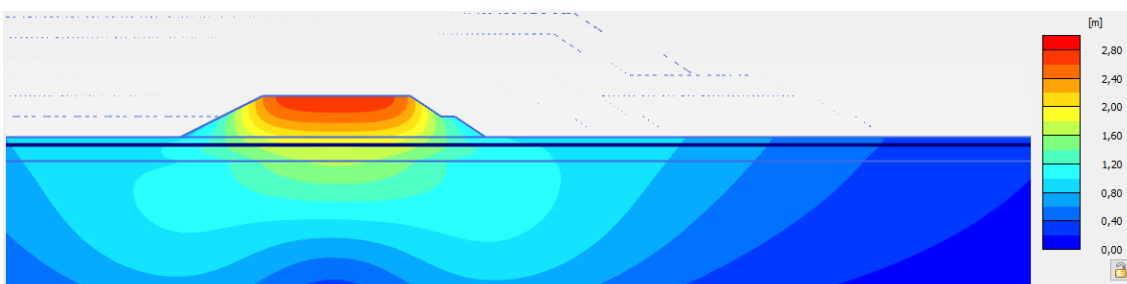


Figura 166 – Deformações – Análise C2 – Etapa 1

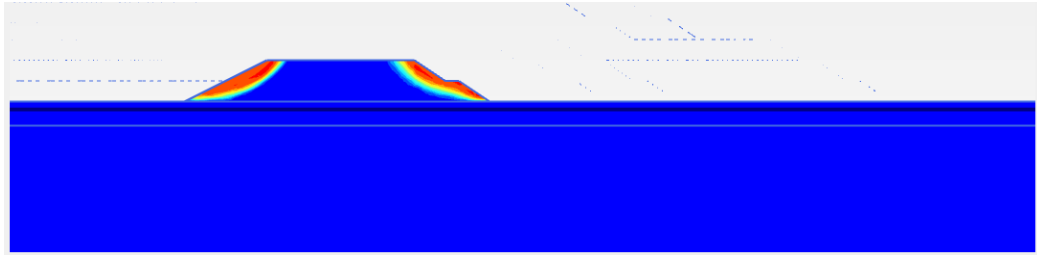


Figura 167 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 1

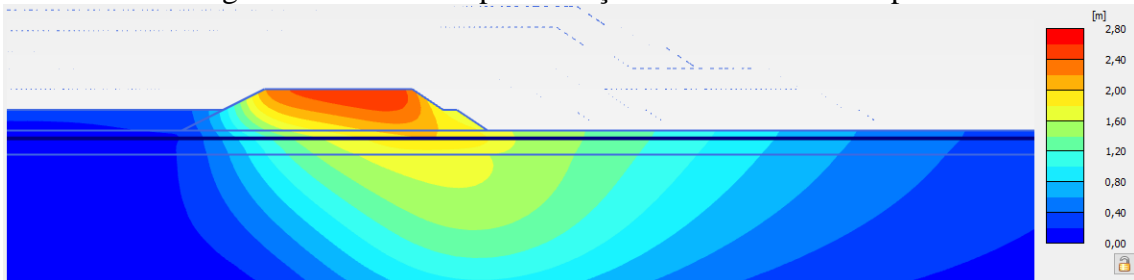


Figura 168 – Deformações – Análise C2 – Etapa 2

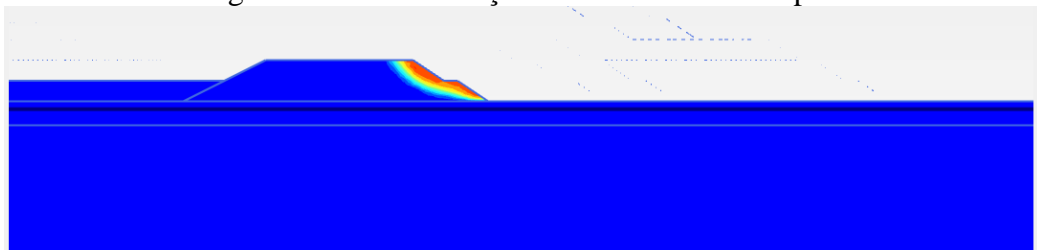


Figura 169 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 2

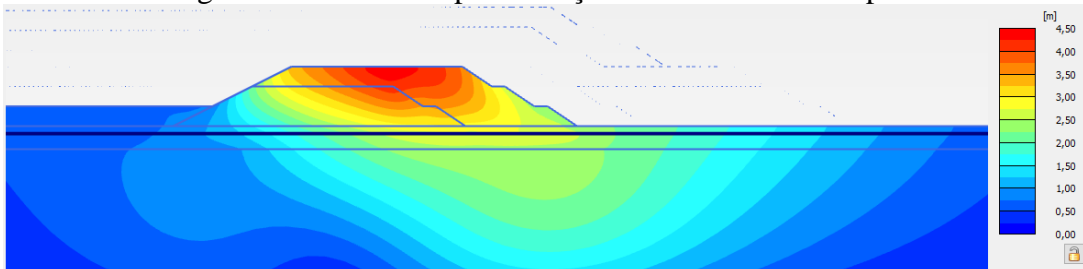


Figura 170 – Deformações – Análise C2 – Etapa 3

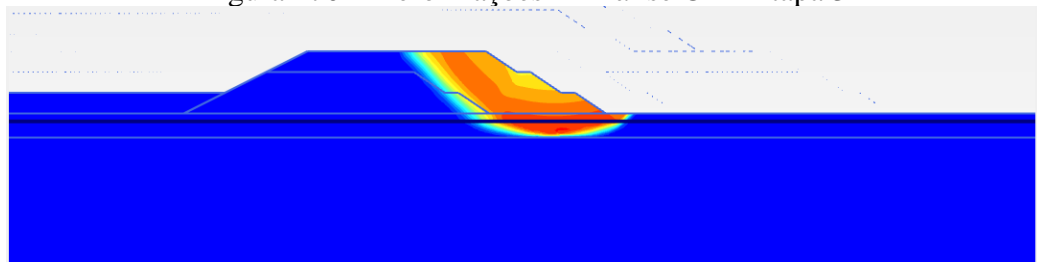


Figura 171 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 3

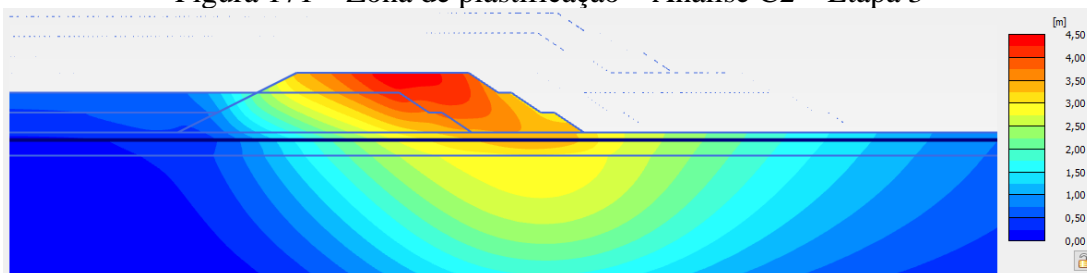


Figura 172 – Deformações – Análise C2 – Etapa 4

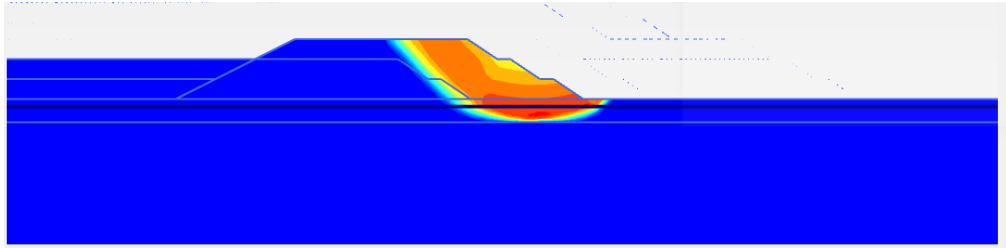


Figura 173 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 4

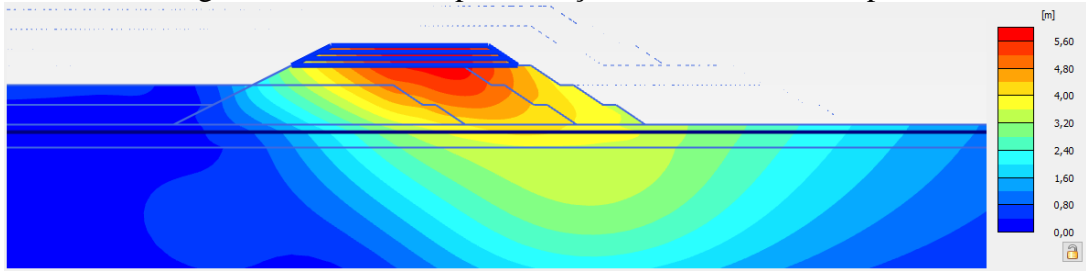


Figura 174 – Deformações – Análise C2 – Etapa 5

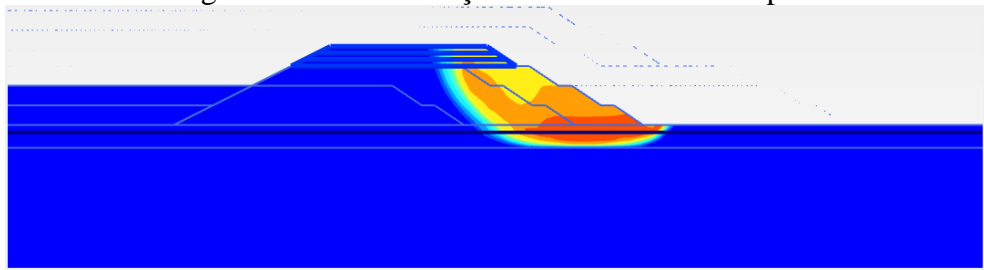


Figura 175 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 5

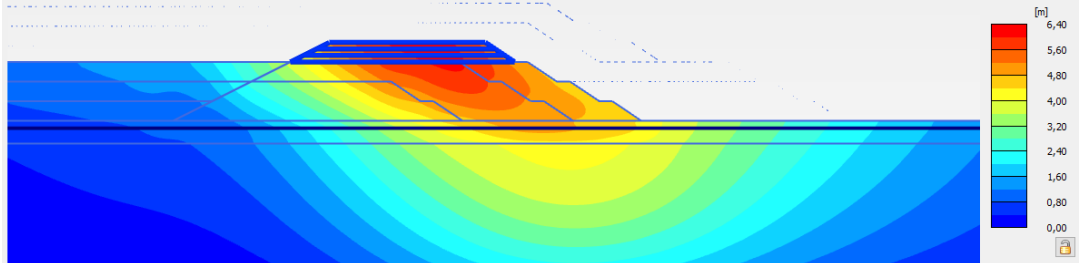


Figura 176 – Deformações – Análise C2 – Etapa 6

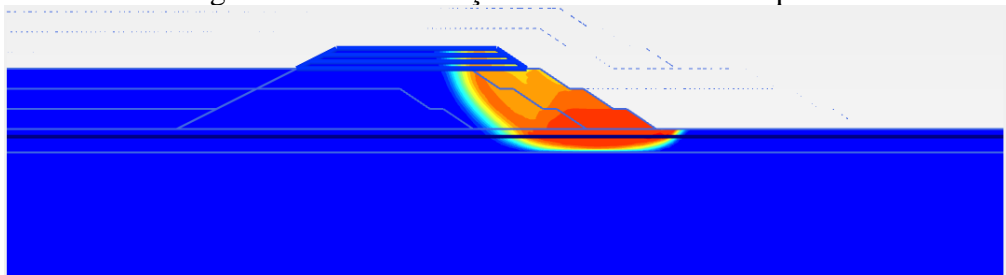


Figura 177 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 6

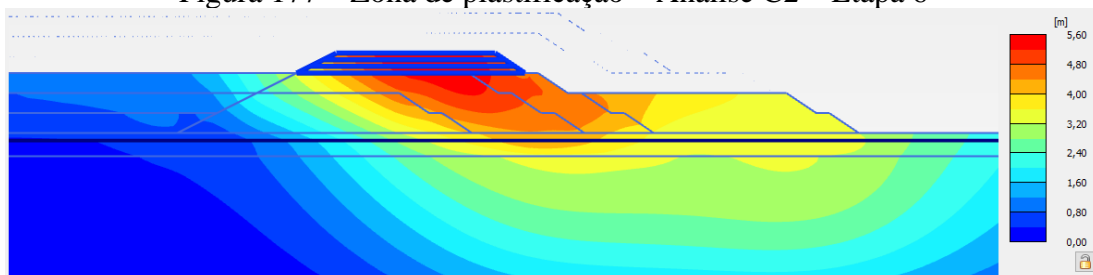


Figura 178 – Deformações – Análise C2 – Etapa 7

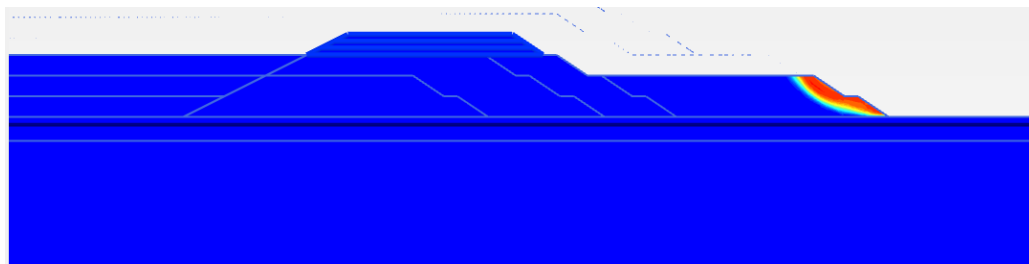


Figura 179 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 7

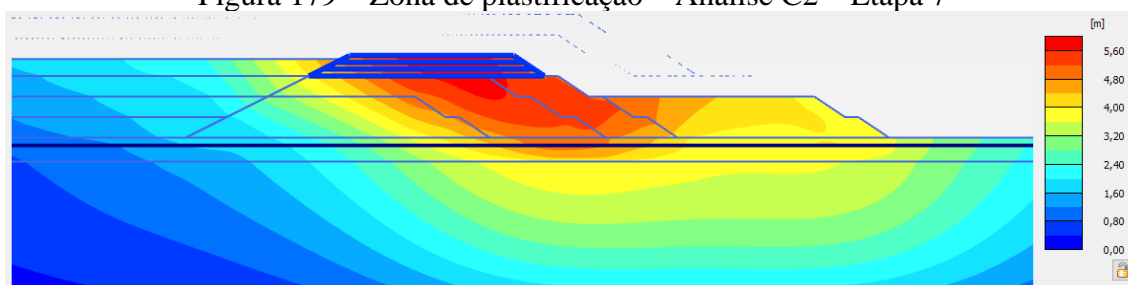


Figura 180 – Deformações – Análise C2 – Etapa 8

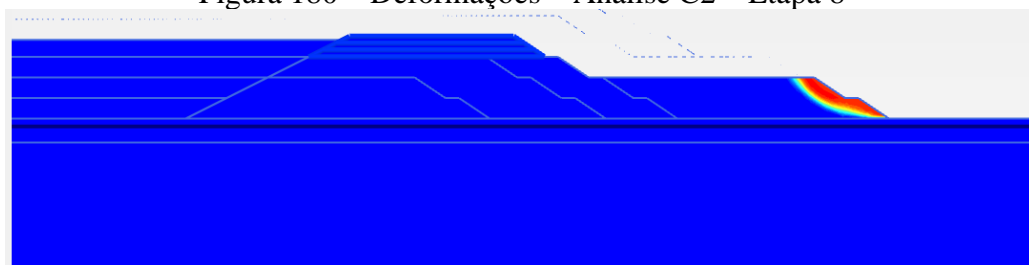


Figura 181 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 8

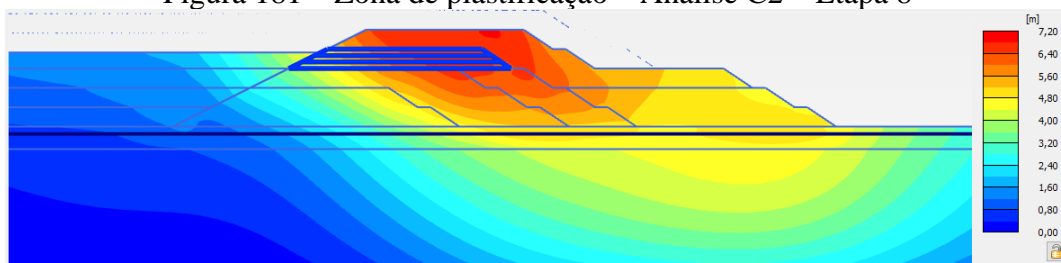


Figura 182 – Deformações – Análise C2 – Etapa 9

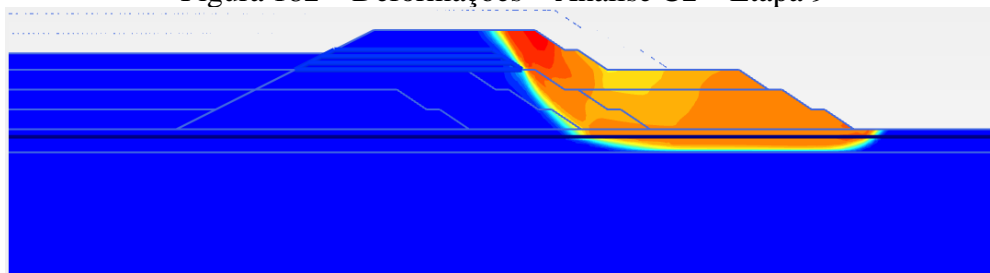


Figura 183 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 9

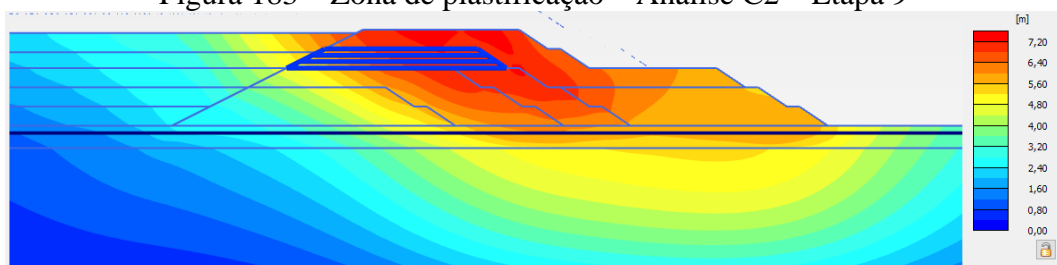


Figura 184 – Deformações – Análise C2 – Etapa 10



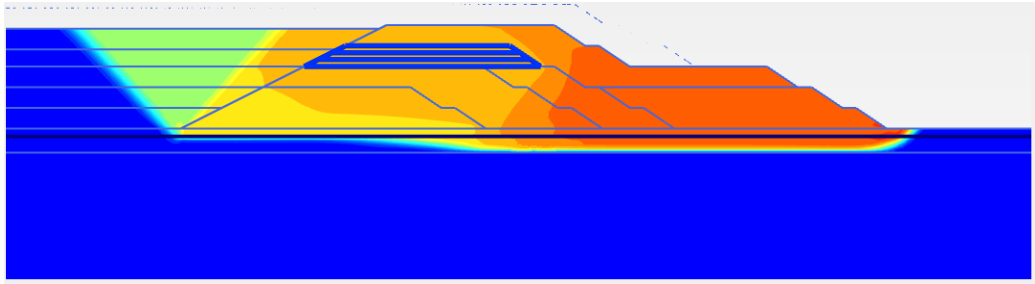


Figura 185 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 10

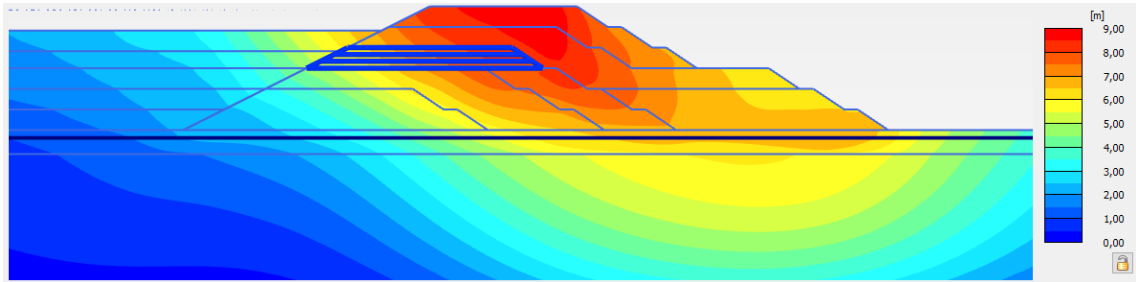


Figura 186 – Deformações – Análise C2 – Etapa 11

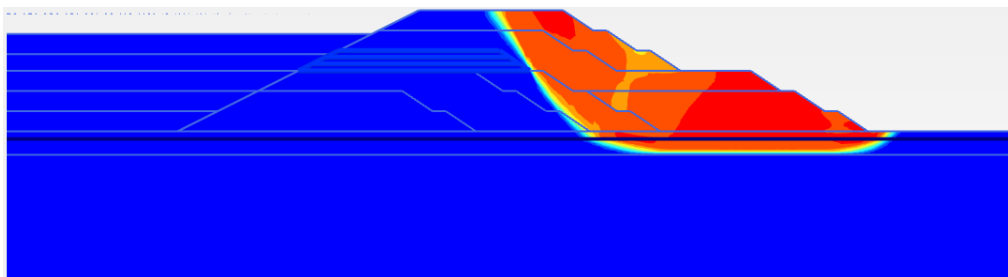


Figura 187 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 11

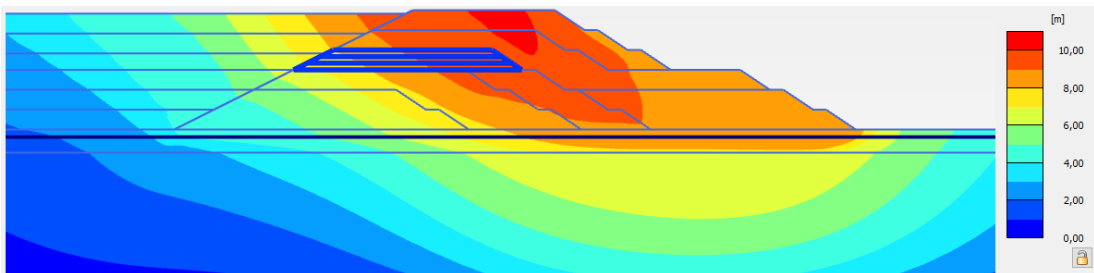


Figura 188 – Deformações – Análise C2 – Etapa 12

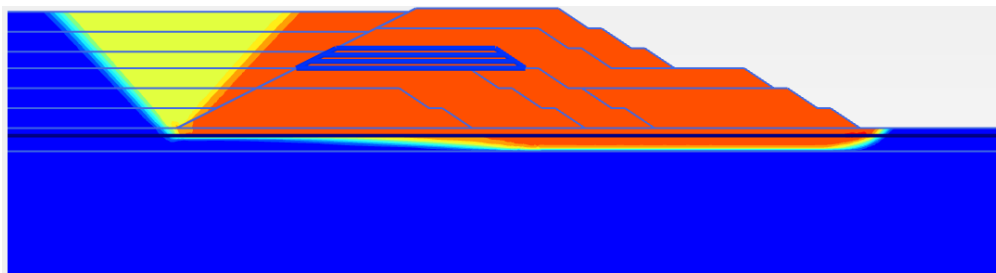


Figura 189 – Zona de plastificação – Análise C2 – Etapa 12

- Análise C3:



Figura 190 – Deformações – Análise C3 – Fase Inicial

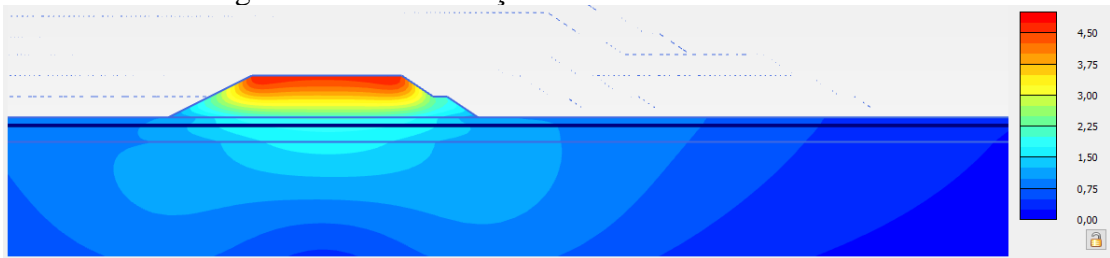


Figura 191 – Deformações – Análise C3 – Etapa 1

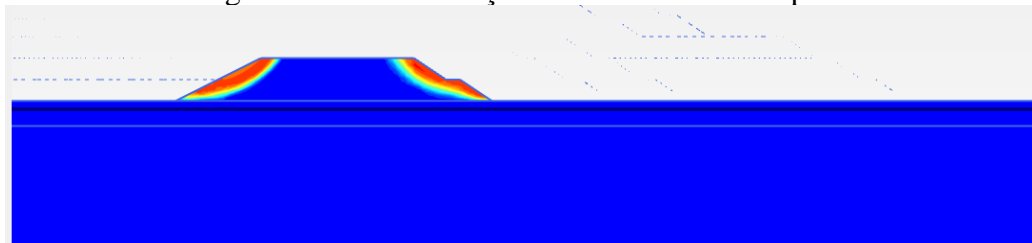


Figura 192 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 1

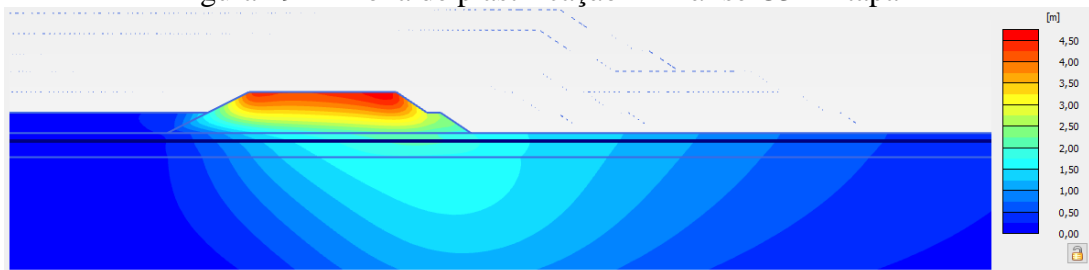


Figura 193 – Deformações – Análise C3 – Etapa 2

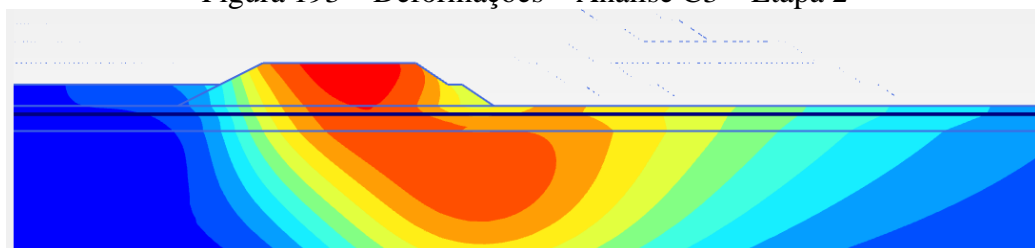


Figura 194 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 2

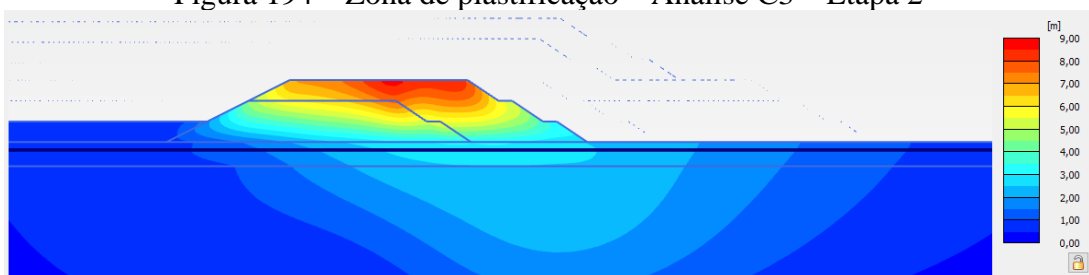


Figura 195 – Deformações – Análise C3 – Etapa 3

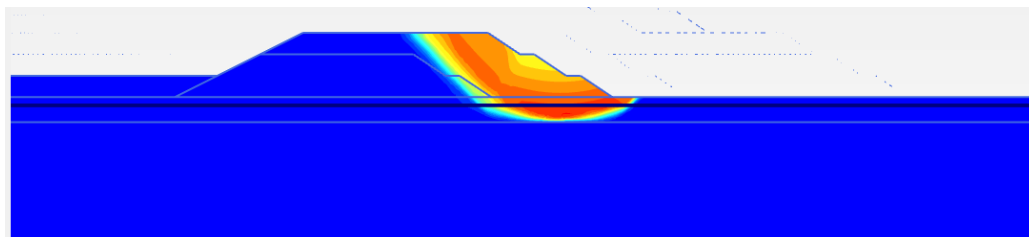


Figura 196 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 3

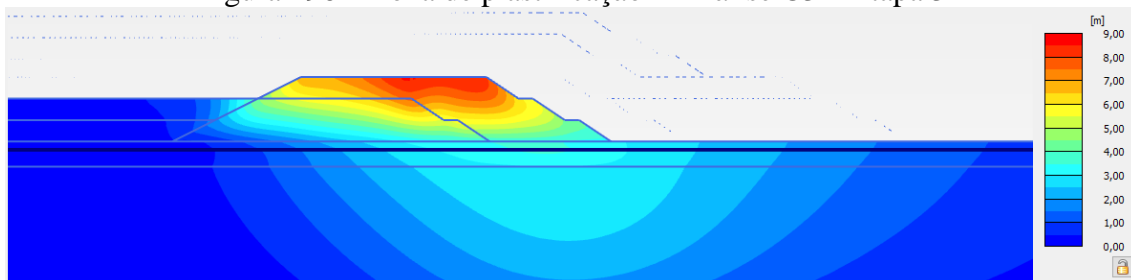


Figura 197 – Deformações – Análise C3 – Etapa 4

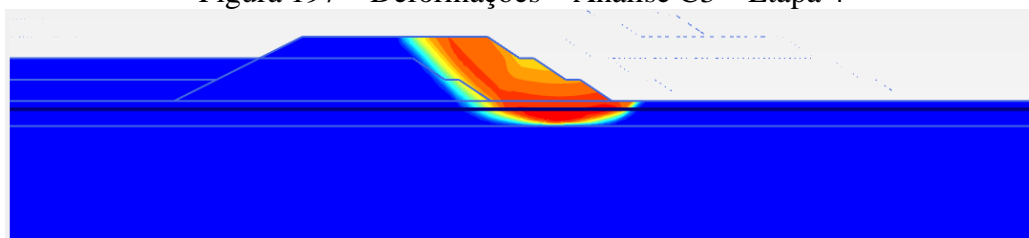


Figura 198 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 4

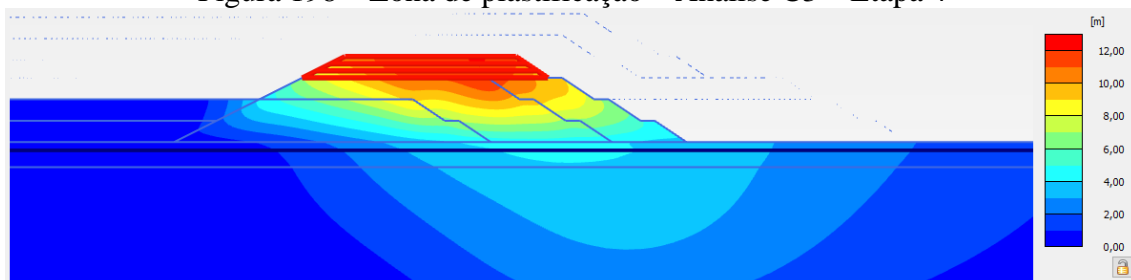


Figura 199 – Deformações – Análise C3 – Etapa 5

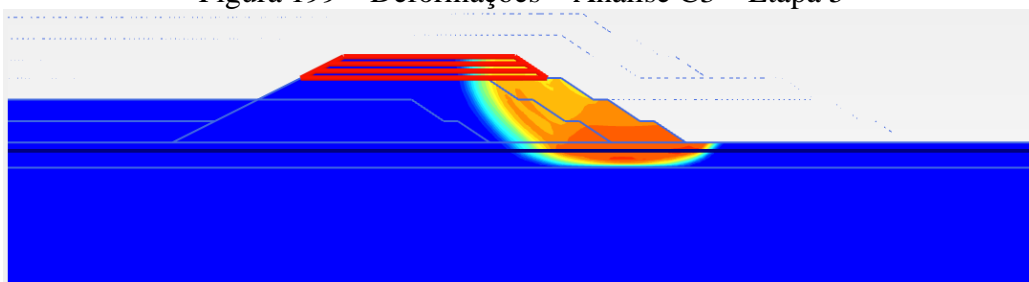


Figura 200 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 5

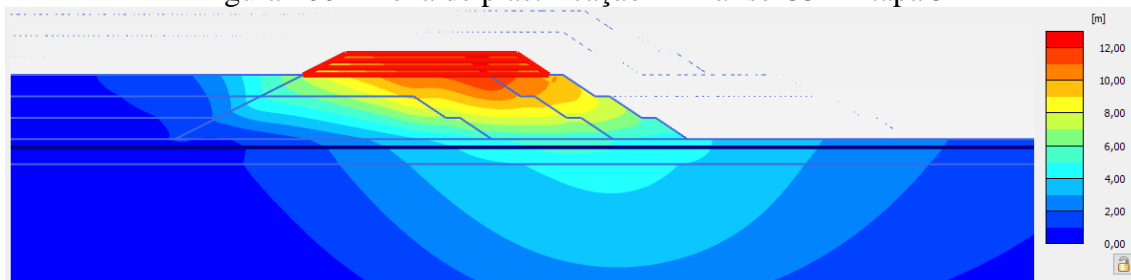


Figura 201 – Deformações – Análise C3 – Etapa 6

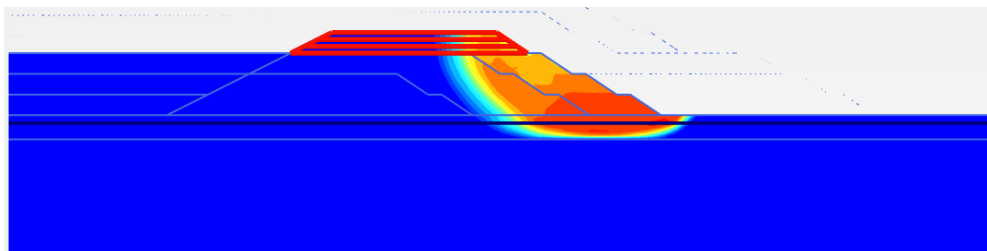


Figura 202 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 6

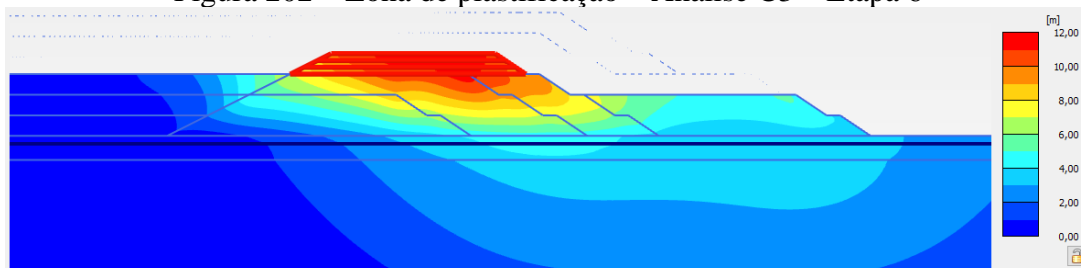


Figura 203 – Deformações – Análise C3 – Etapa 7

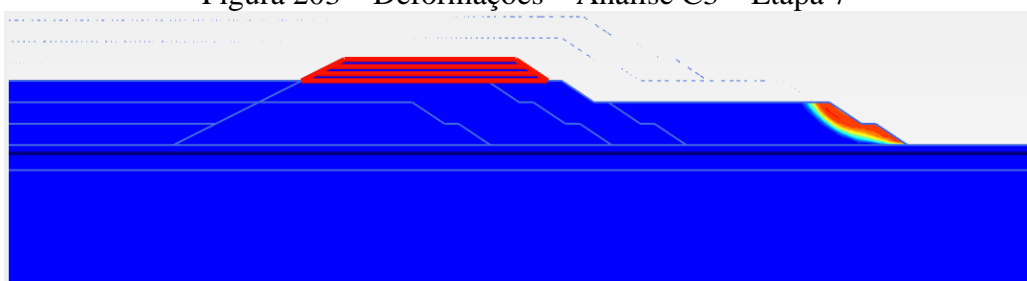


Figura 204 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 7

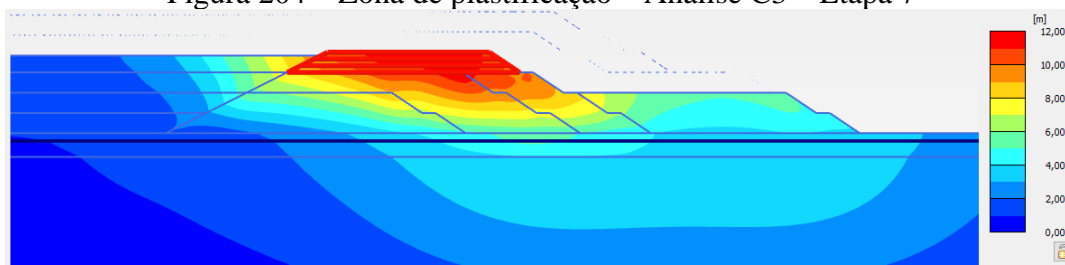


Figura 205 – Deformações – Análise C3 – Etapa 8

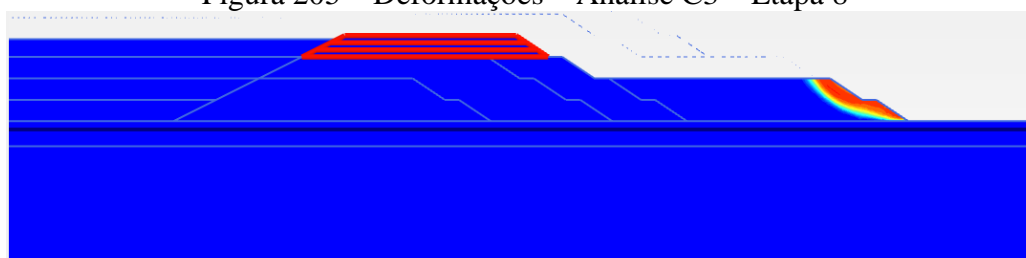


Figura 206 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 8

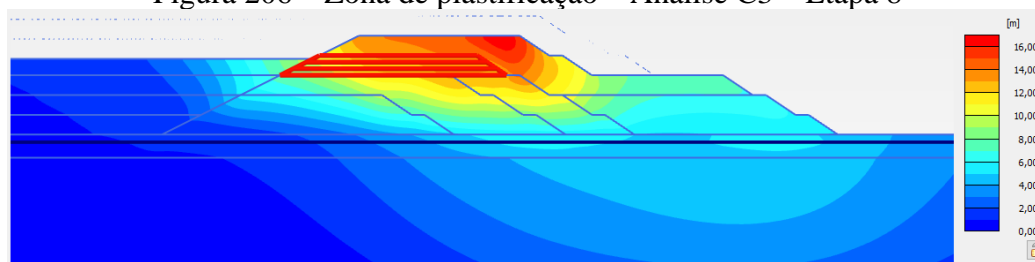


Figura 207 – Deformações – Análise C3 – Etapa 9

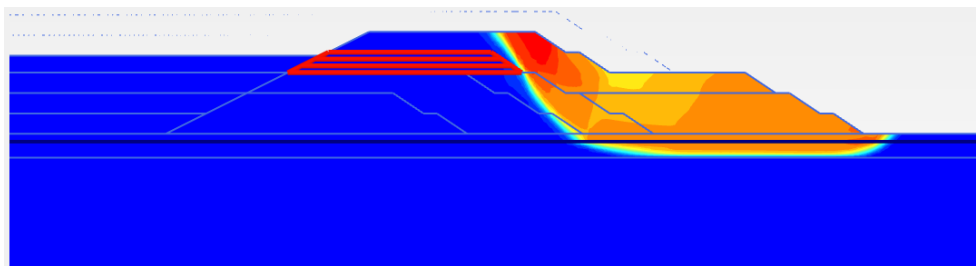


Figura 208 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 9

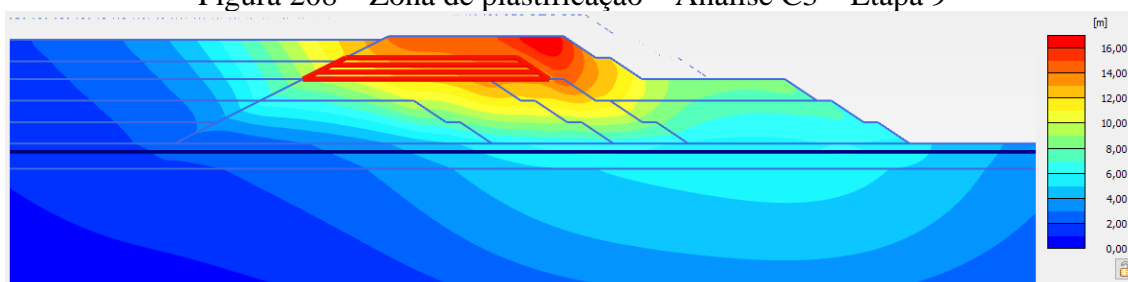


Figura 209 – Deformações – Análise C3 – Etapa 10

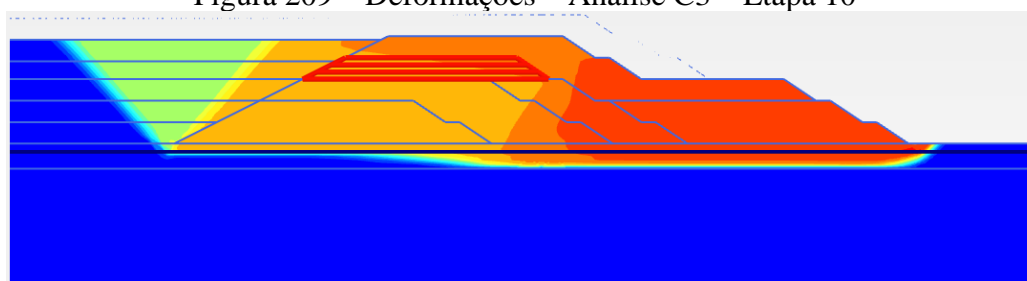


Figura 210 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 10

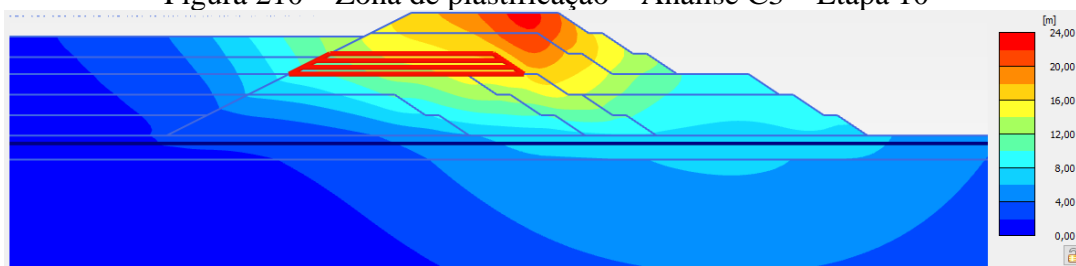


Figura 211 – Deformações – Análise C3 – Etapa 11

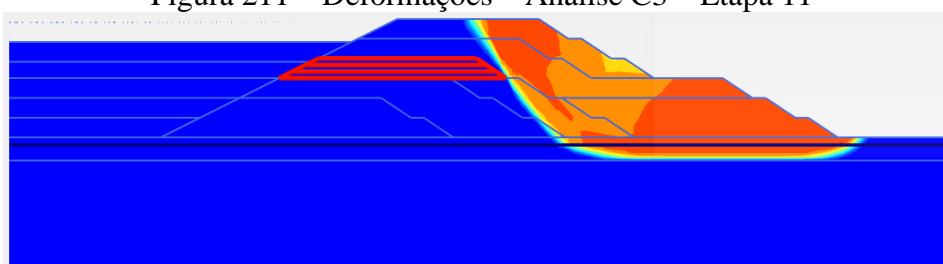


Figura 212 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 11

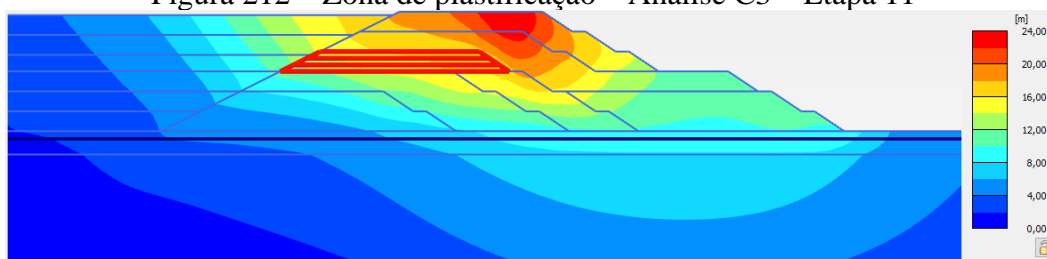


Figura 213 – Deformações – Análise C3 – Etapa 12

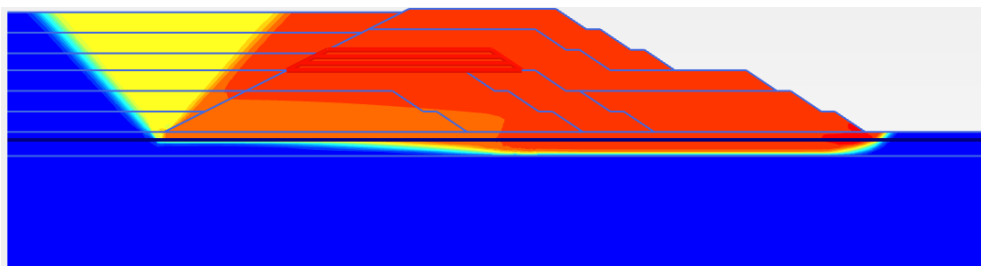


Figura 214 – Zona de plastificação – Análise C3 – Etapa 12

- Análise C4:

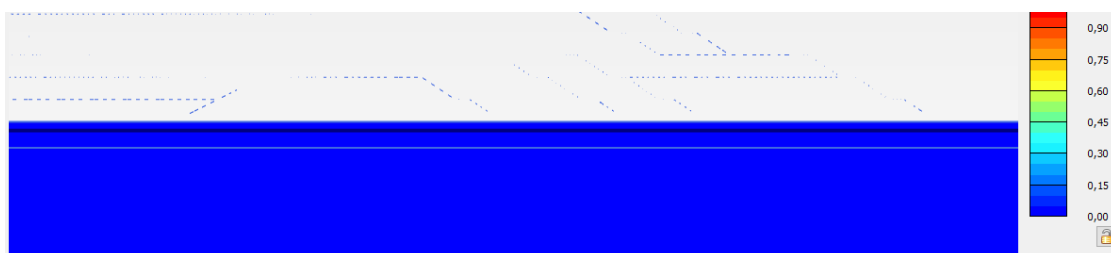


Figura 215 – Deformações – Análise C4 – Fase Inicial

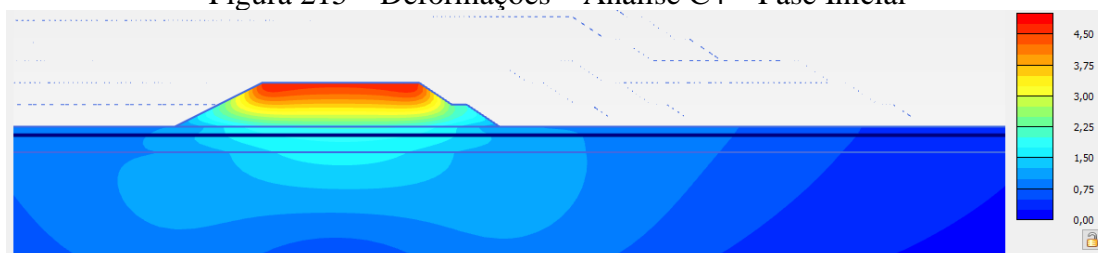


Figura 216 – Deformações – Análise C4 – Etapa 1

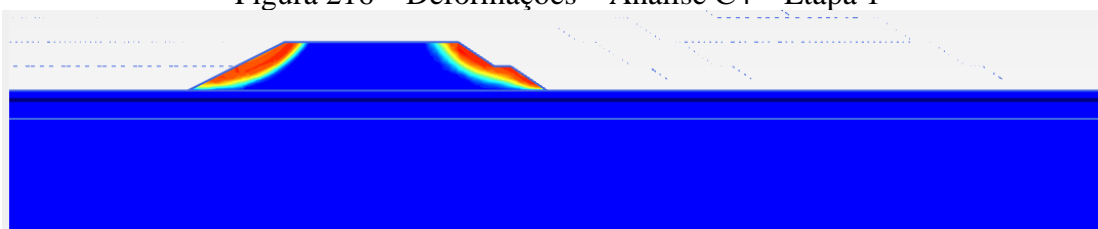


Figura 217 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 1

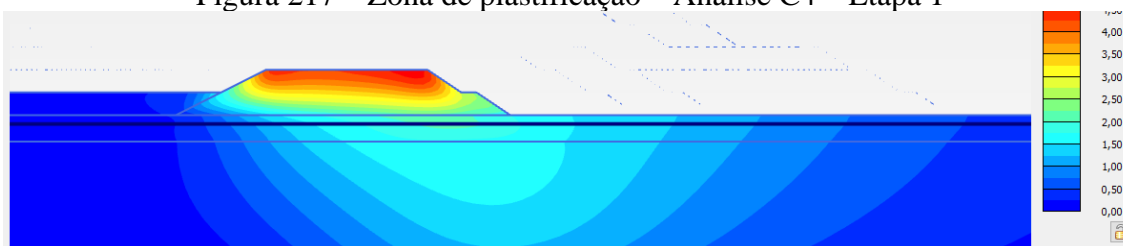


Figura 218 – Deformações – Análise C4 – Etapa 2

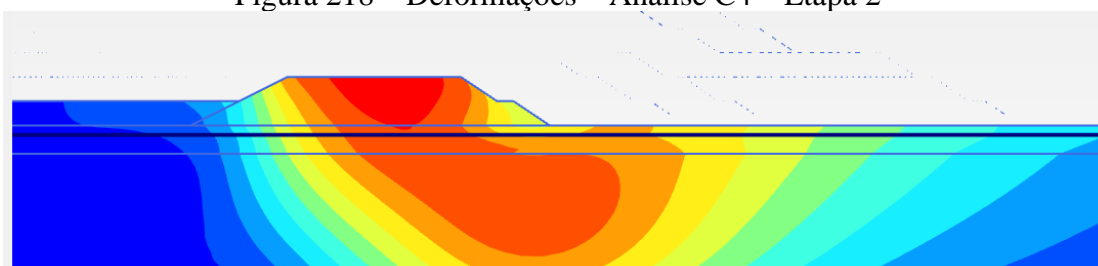


Figura 219 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 2

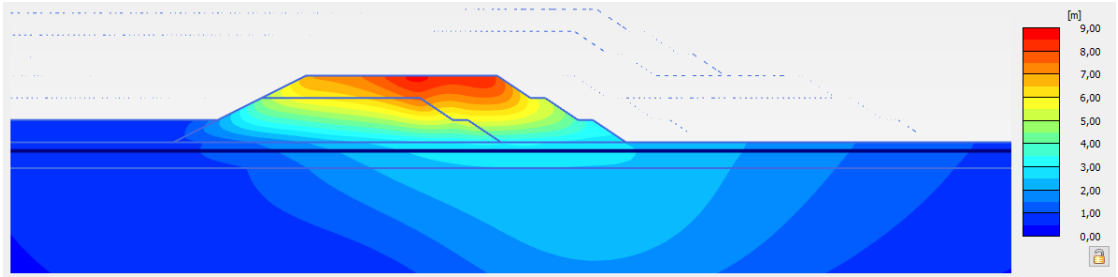


Figura 220 – Deformações – Análise C4 – Etapa 3

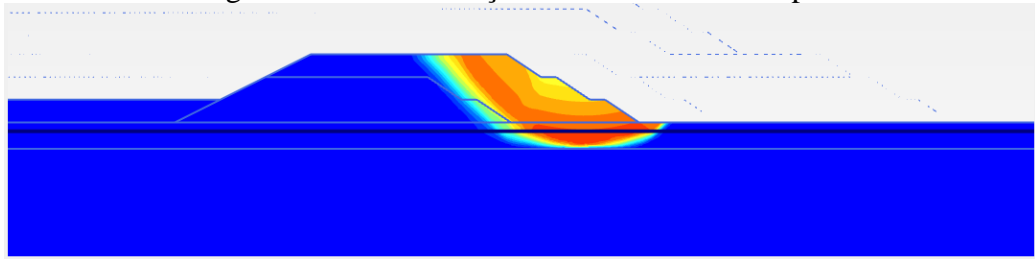


Figura 221 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 3

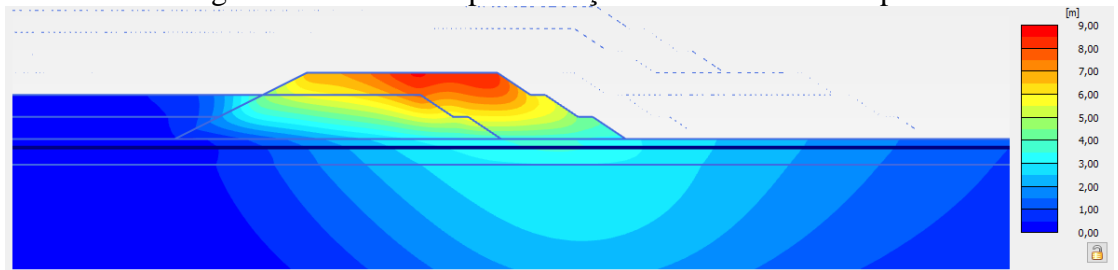


Figura 222 – Deformações – Análise C4 – Etapa 4

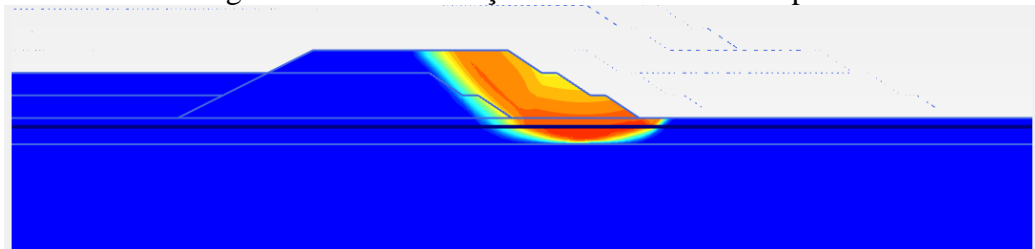


Figura 223 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 4

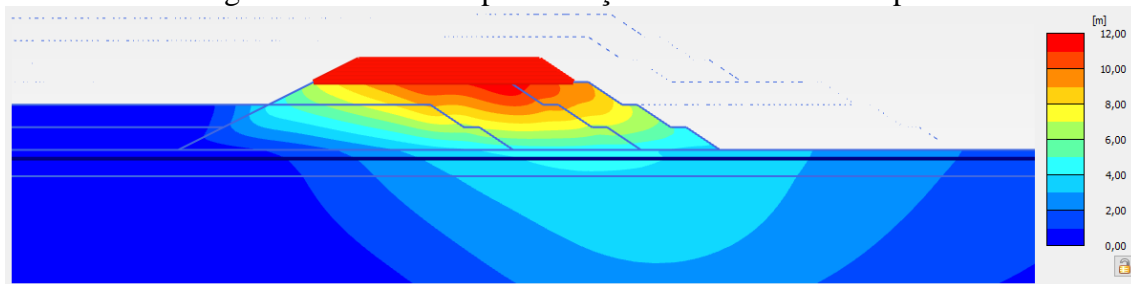


Figura 224 – Deformações – Análise C4 – Etapa 5

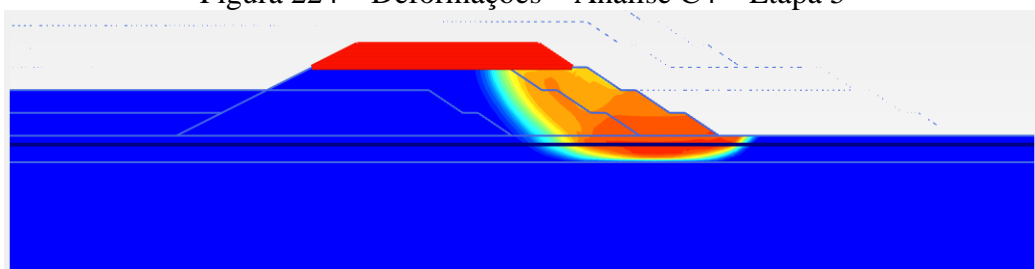


Figura 225 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 5

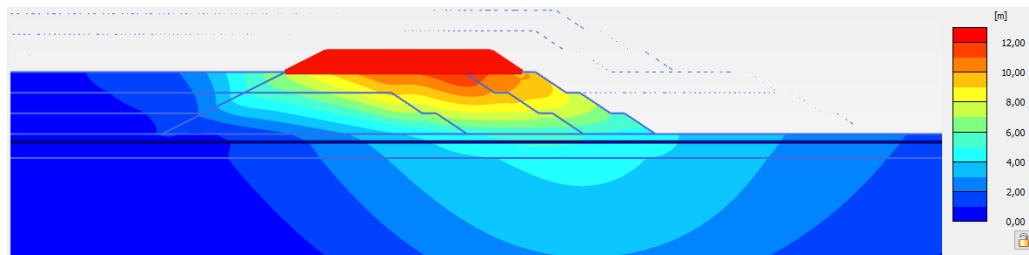


Figura 226 – Deformações – Análise C4 – Etapa 6

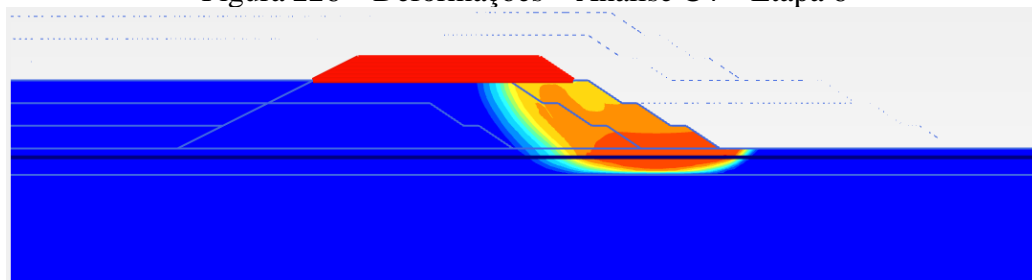


Figura 227 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 6

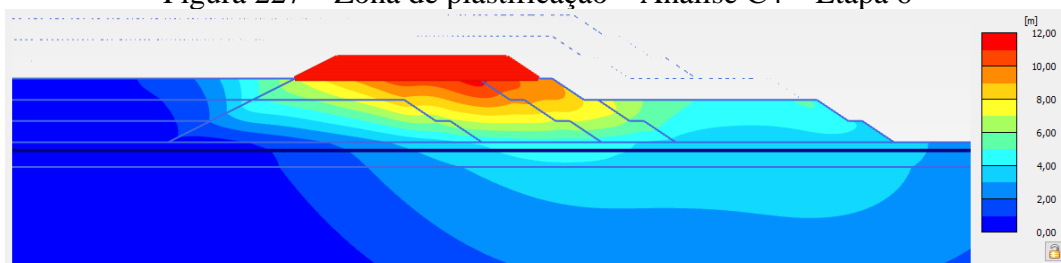


Figura 228 – Deformações – Análise C4 – Etapa 7

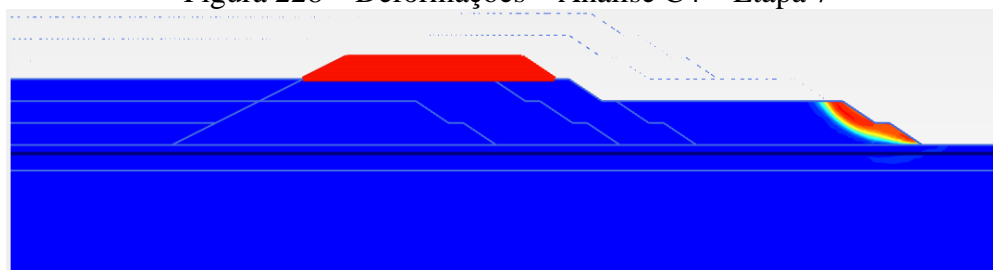


Figura 229 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 7

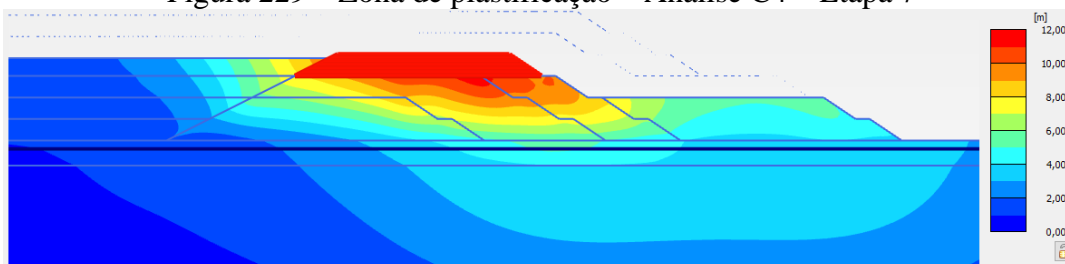


Figura 230 – Deformações – Análise C4 – Etapa 8

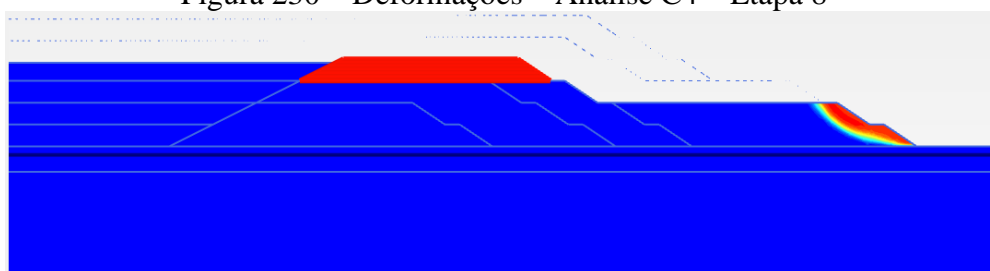


Figura 231 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 8



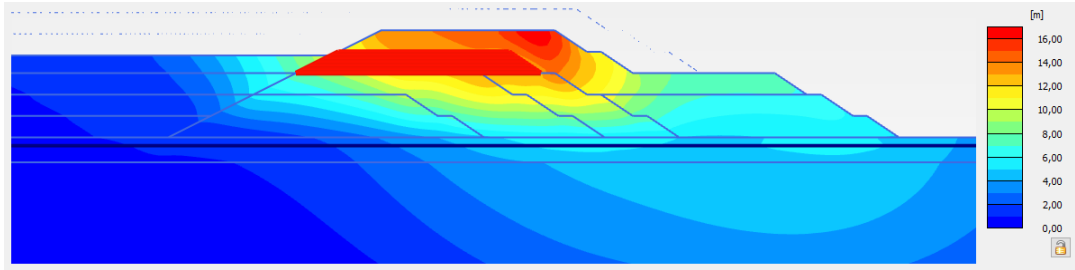


Figura 232 – Deformações – Análise C4 – Etapa 9

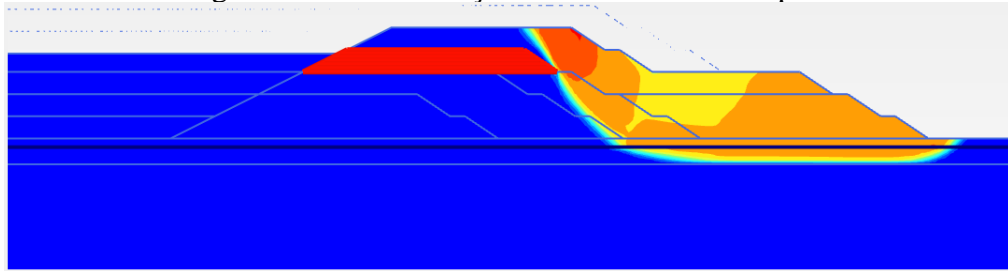


Figura 233 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 9

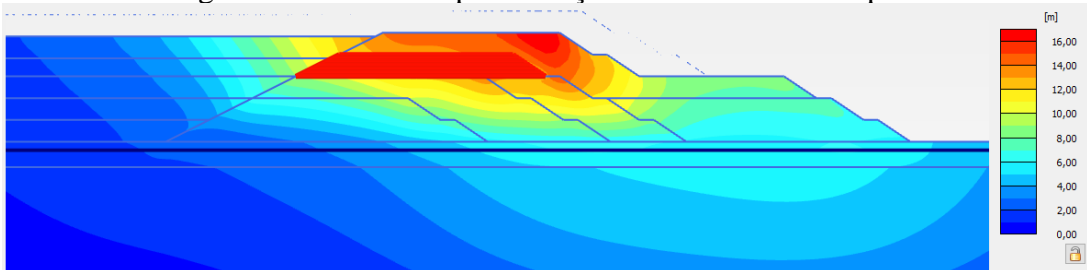


Figura 234 – Deformações – Análise C4 – Etapa 10

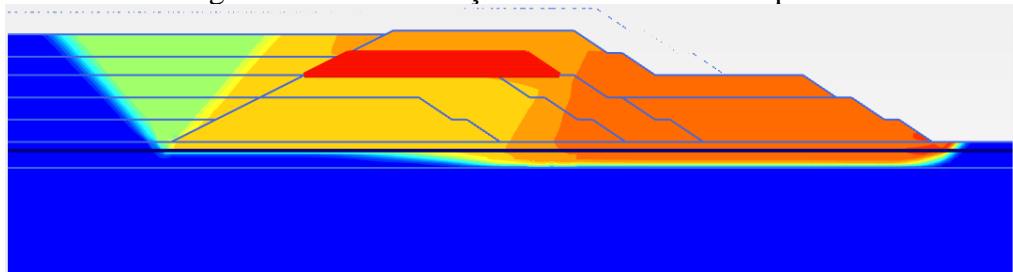


Figura 235 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 10

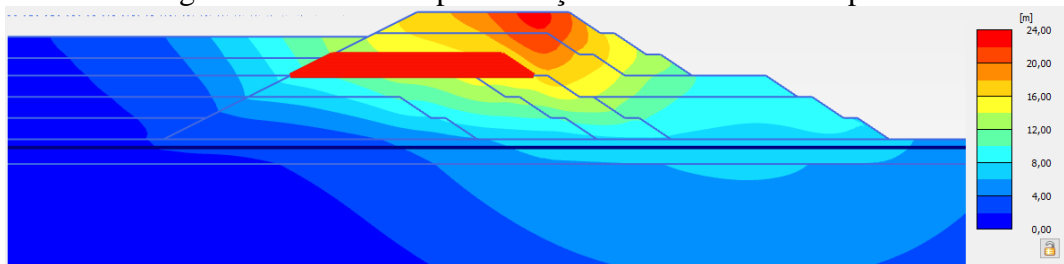


Figura 236 – Deformações – Análise C4 – Etapa 11

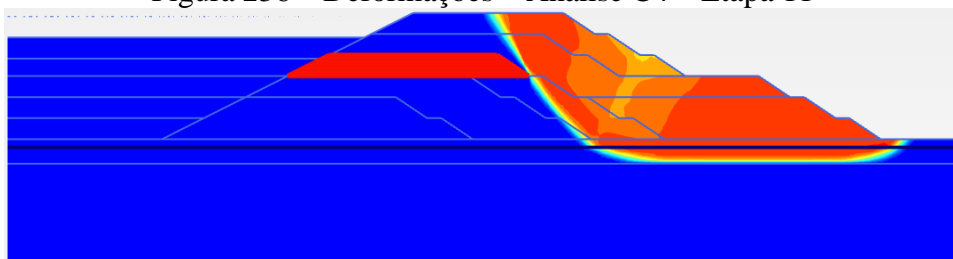


Figura 237 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 11

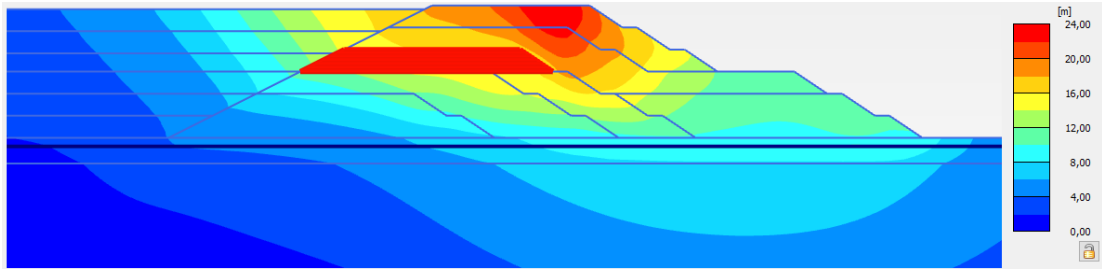


Figura 238 – Deformações – Análise C4 – Etapa 12

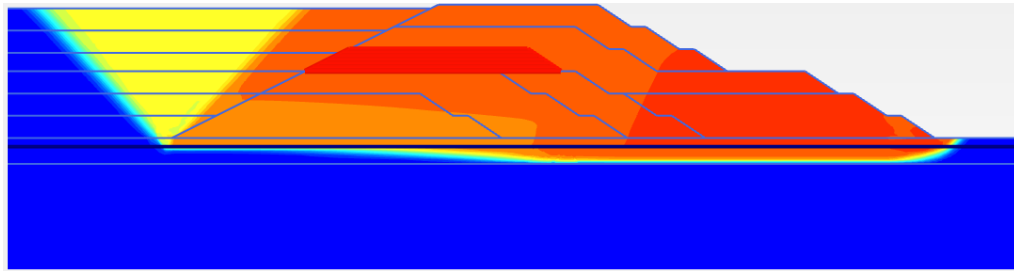


Figura 239 – Zona de plastificação – Análise C4 – Etapa 12

- Análise C5:

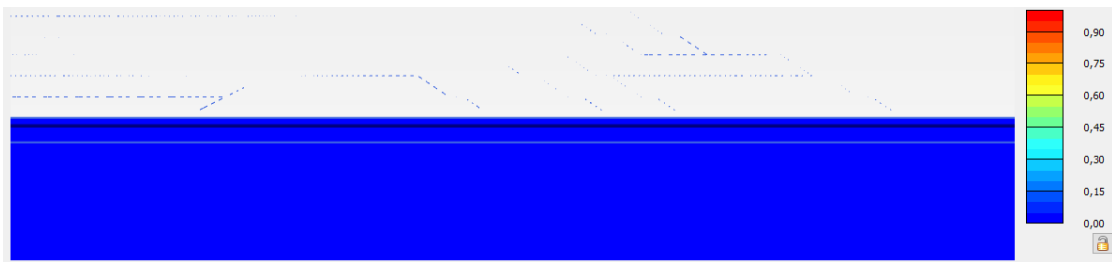


Figura 240 – Deformações – Análise C5 – Fase Inicial

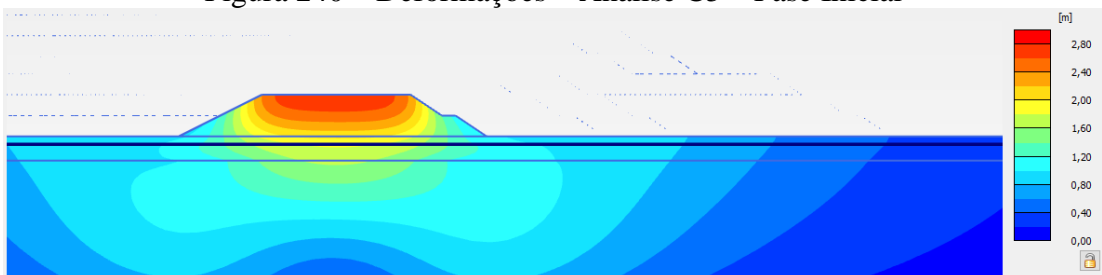


Figura 241 – Deformações – Análise C5 – Etapa 1

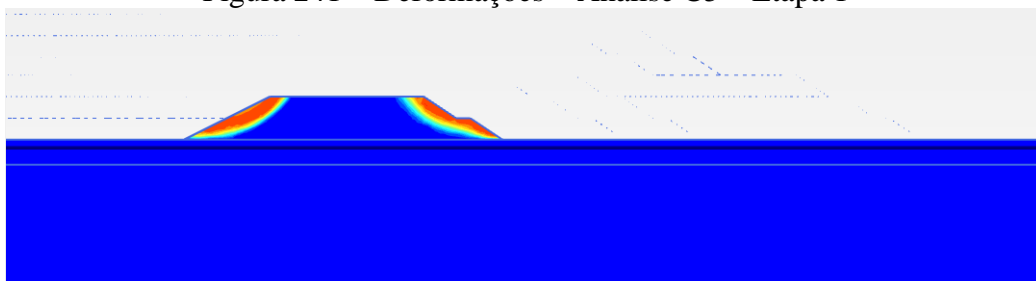


Figura 242 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 1

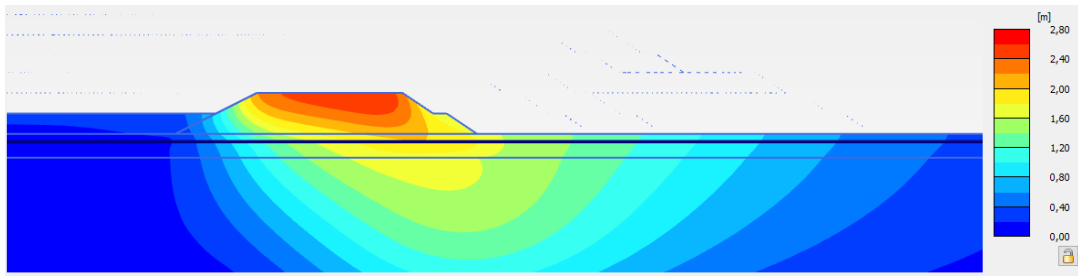


Figura 243 – Deformações – Análise C5 – Etapa 2

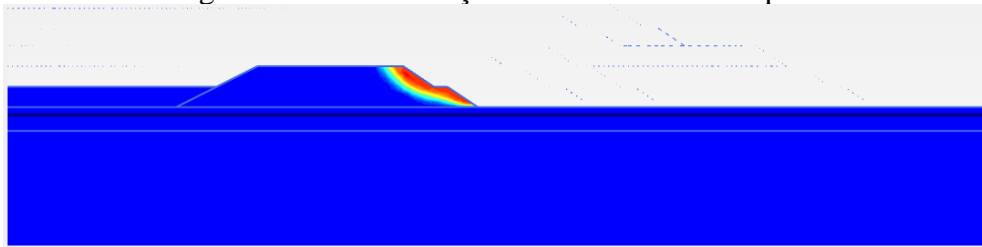


Figura 244 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 2

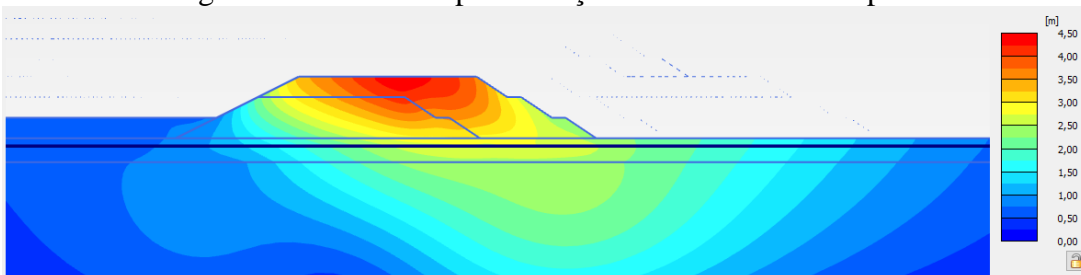


Figura 245 – Deformações – Análise C5 – Etapa 3

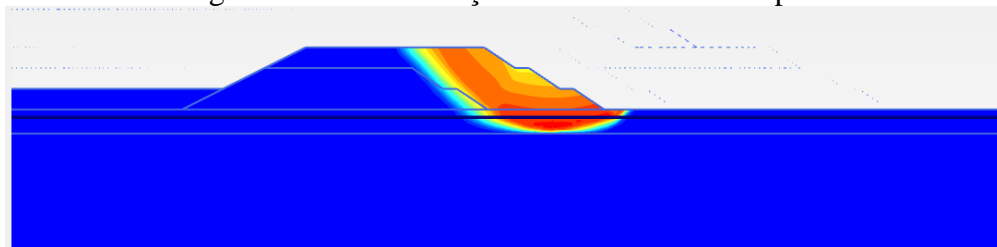


Figura 246 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 3

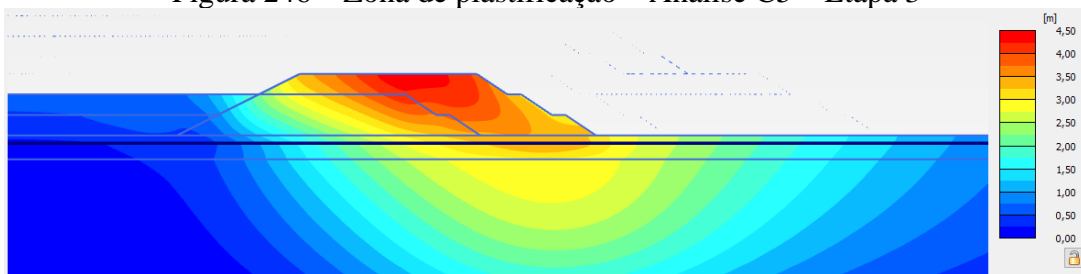


Figura 247 – Deformações – Análise C5 – Etapa 4

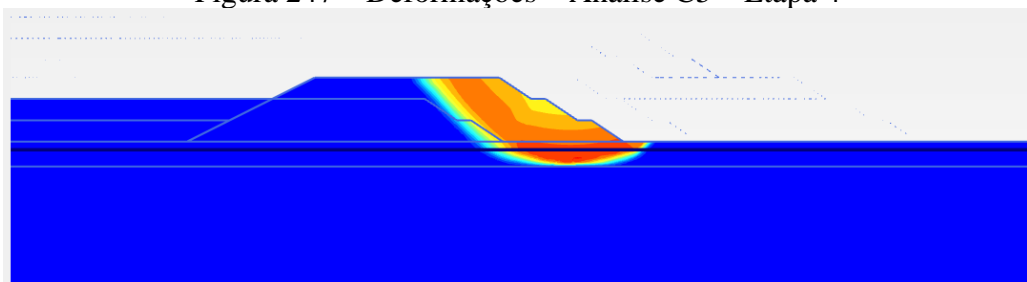


Figura 248 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 4

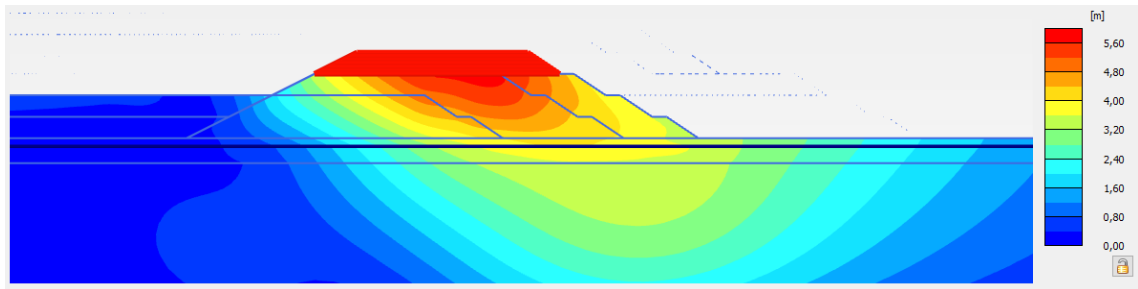


Figura 249 – Deformações – Análise C5 – Etapa 5

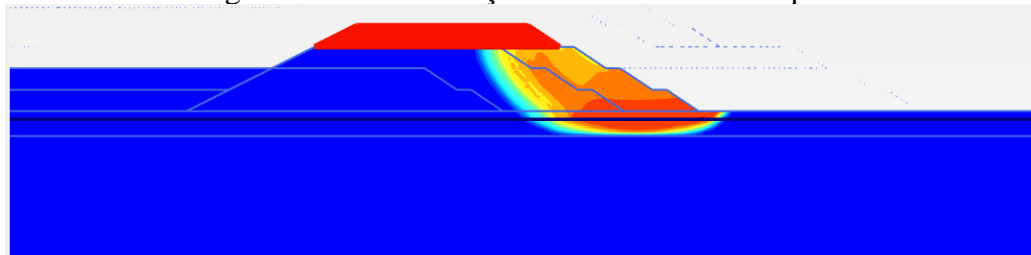


Figura 250 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 5

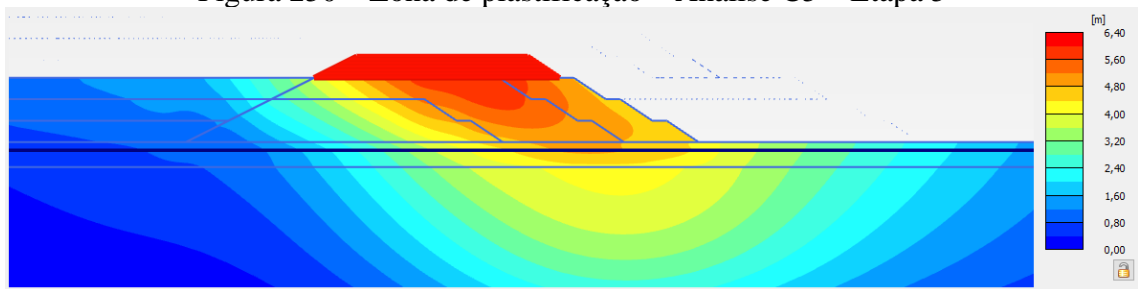


Figura 251 – Deformações – Análise C5 – Etapa 6

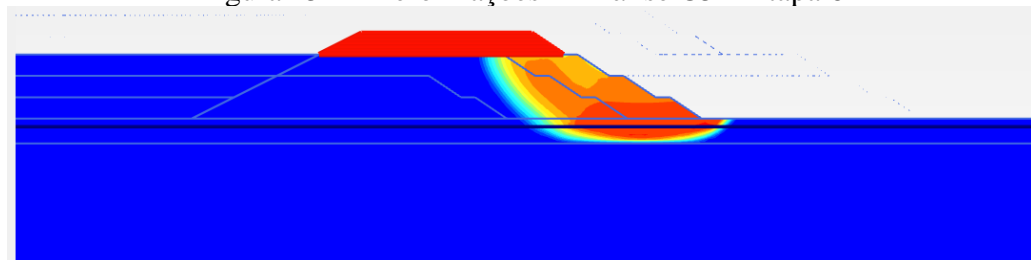


Figura 252 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 6

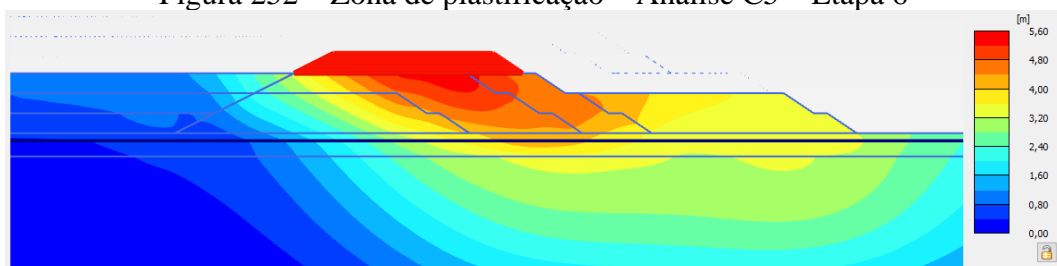


Figura 253 – Deformações – Análise C5 – Etapa 7

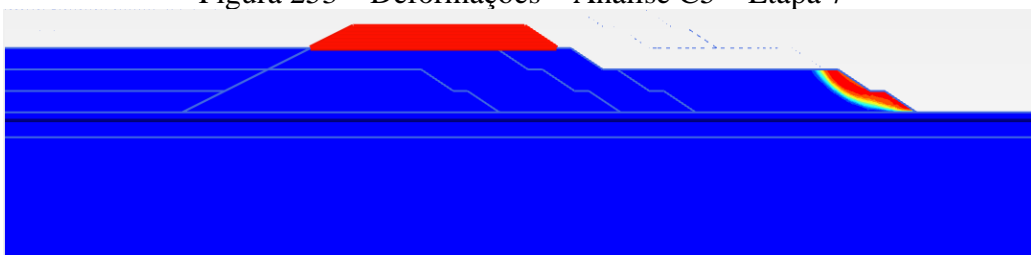


Figura 254 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 7

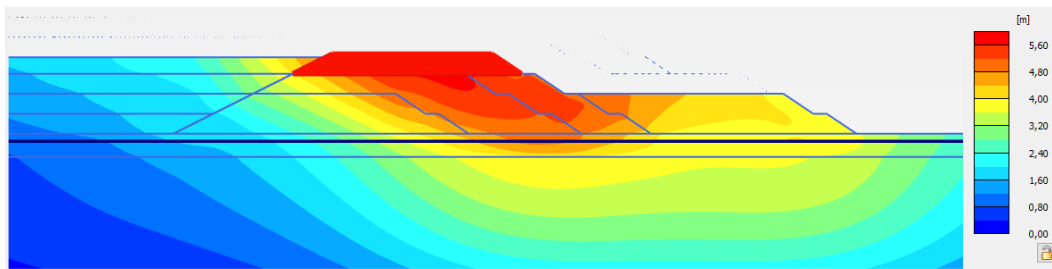


Figura 255 – Deformações – Análise C5 – Etapa 8

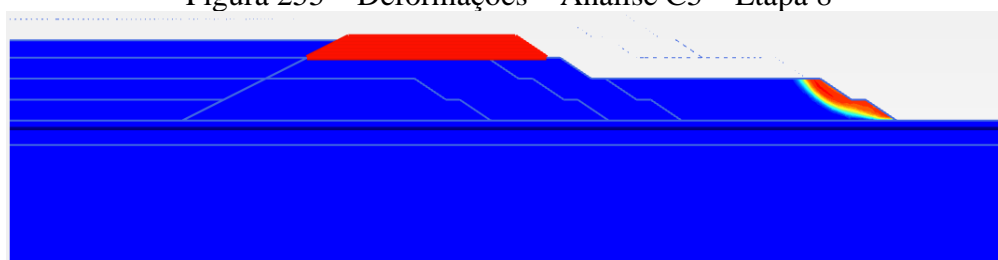


Figura 256 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 8

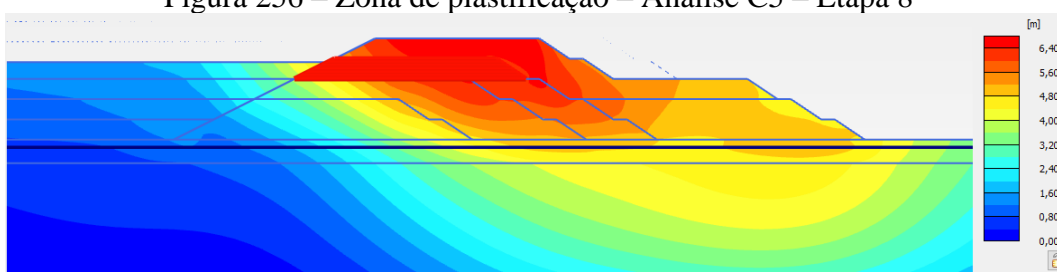


Figura 257 – Deformações – Análise C5 – Etapa 9

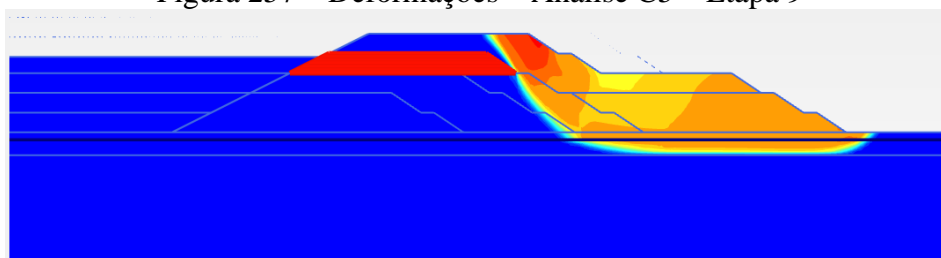


Figura 258 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 9

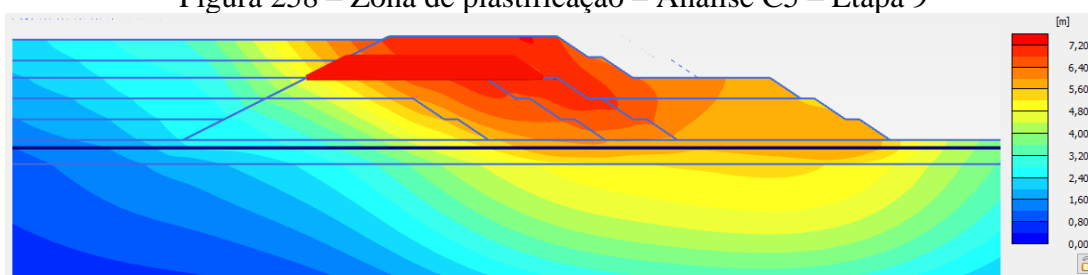


Figura 259 – Deformações – Análise C5 – Etapa 10

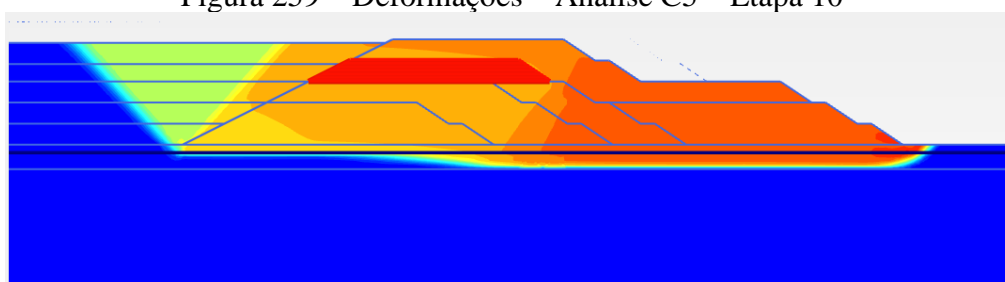


Figura 260 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 10

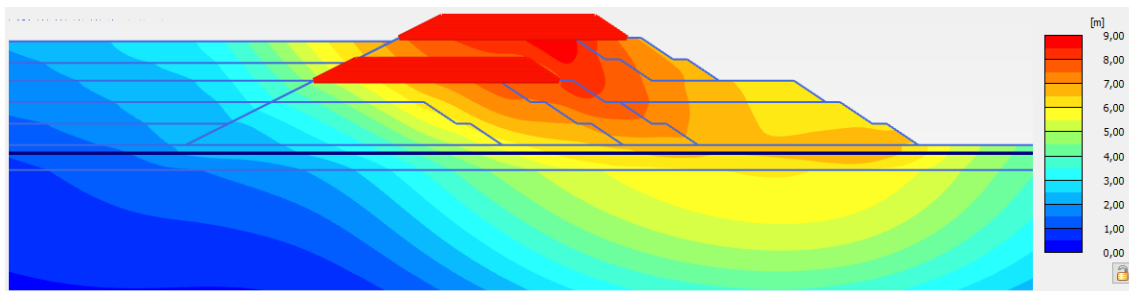


Figura 261 – Deformações – Análise C5 – Etapa 11

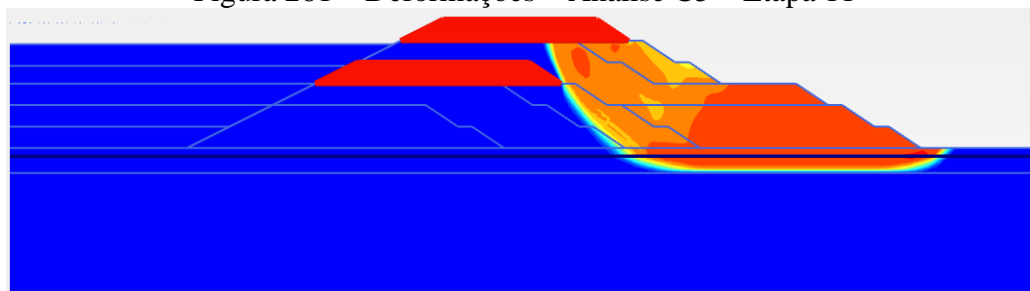


Figura 262 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 11

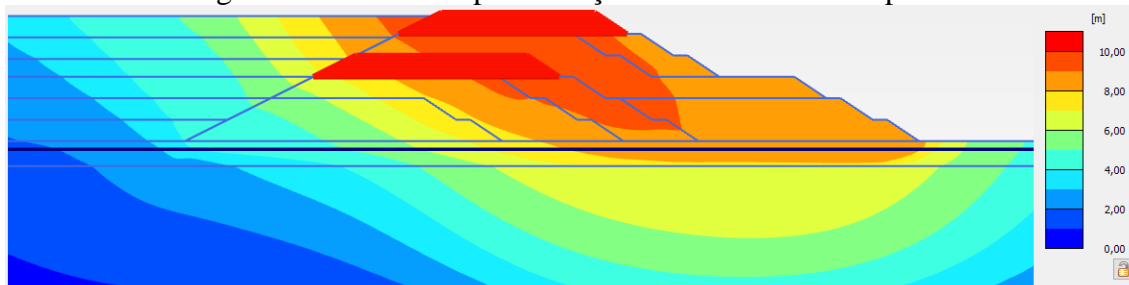


Figura 263 – Deformações – Análise C5 – Etapa 12

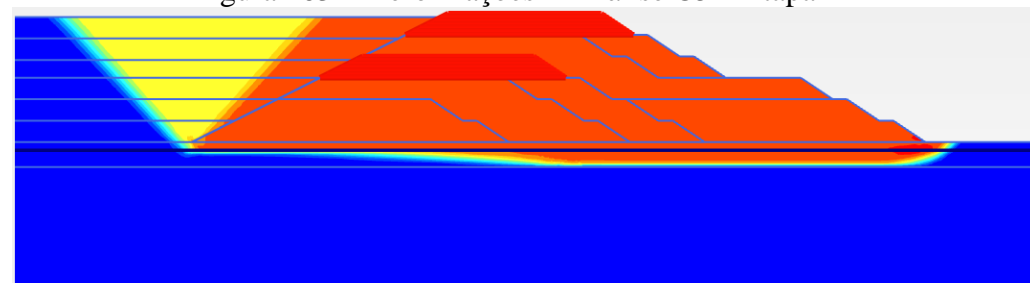


Figura 264 – Zona de plastificação – Análise C5 – Etapa 12

- Análise C6:



Figura 265 – Deformações – Análise C6 – Fase Inicial

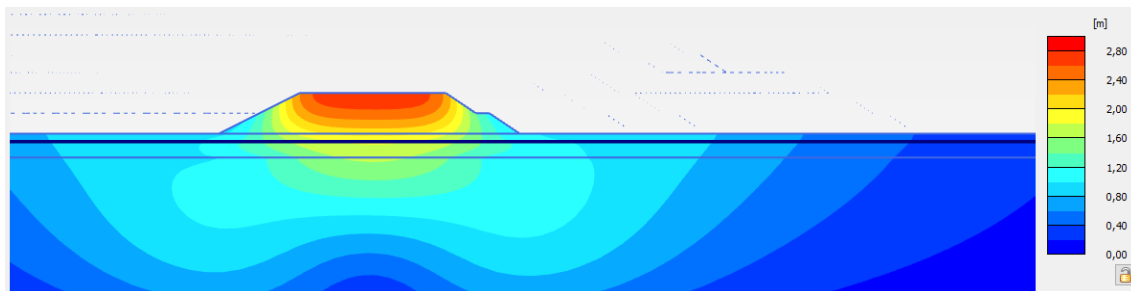


Figura 266 – Deformações – Análise C6 – Etapa 1

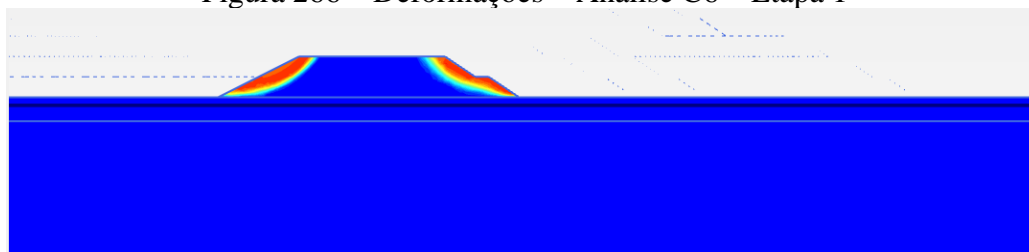


Figura 267 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 1

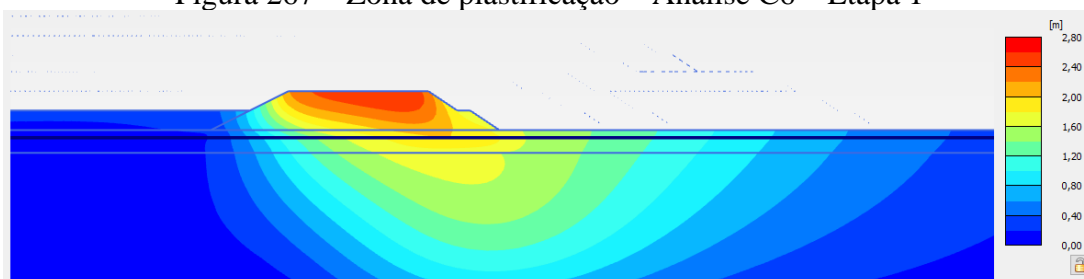


Figura 268 – Deformações – Análise C6 – Etapa 2

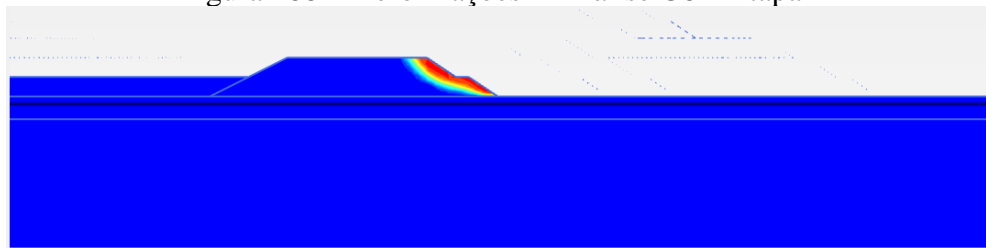


Figura 269 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 2

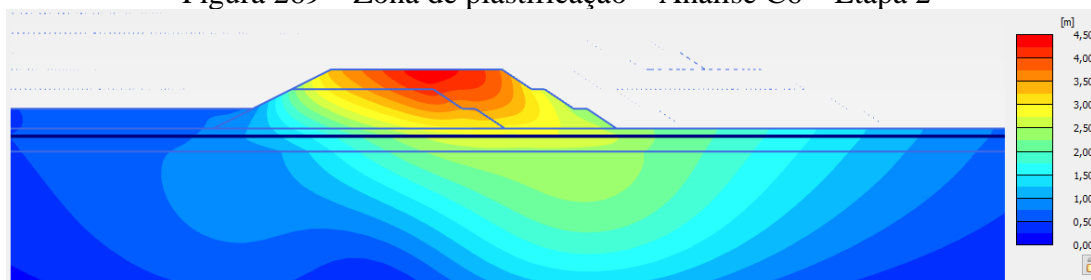


Figura 270 – Deformações – Análise C6 – Etapa 3

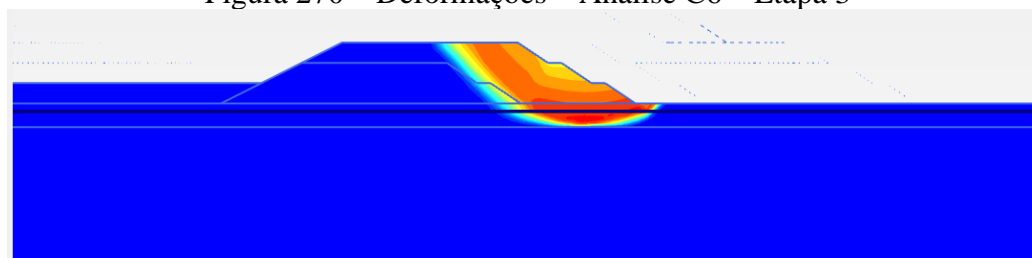


Figura 271 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 3

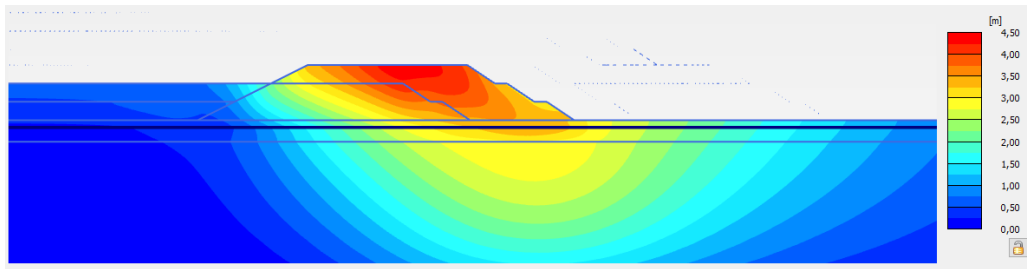


Figura 272 – Deformações – Análise C6 – Etapa 4

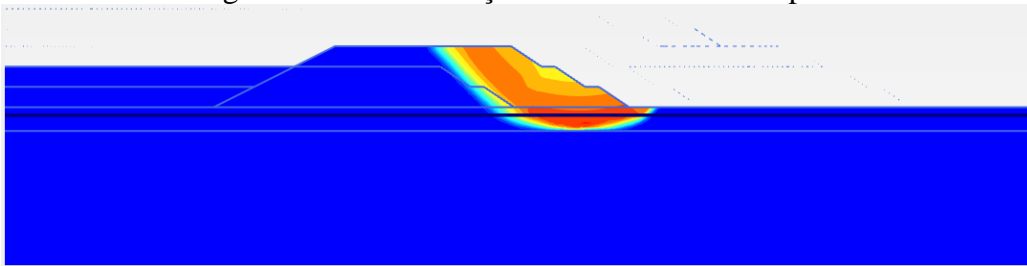


Figura 273 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 4

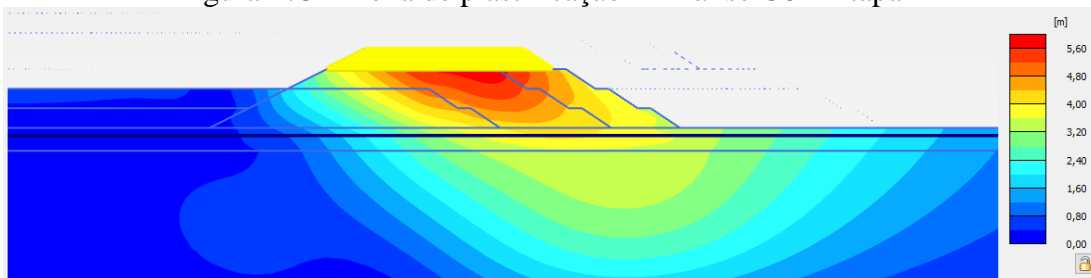


Figura 274 – Deformações – Análise C6 – Etapa 5

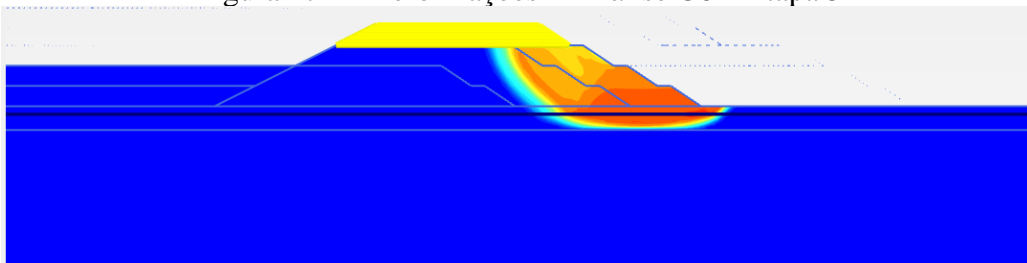


Figura 275 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 5

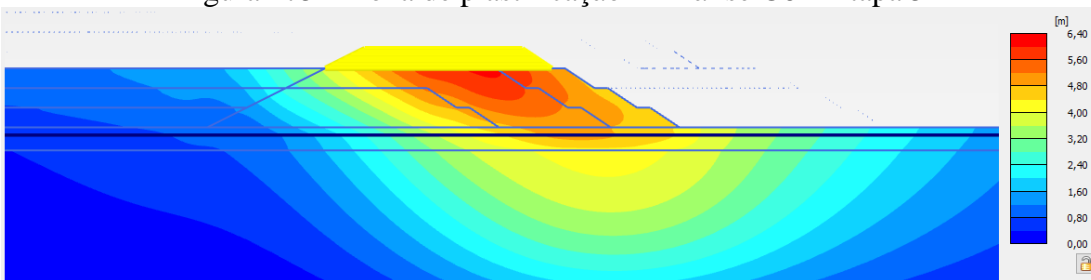


Figura 276 – Deformações – Análise C6 – Etapa 6

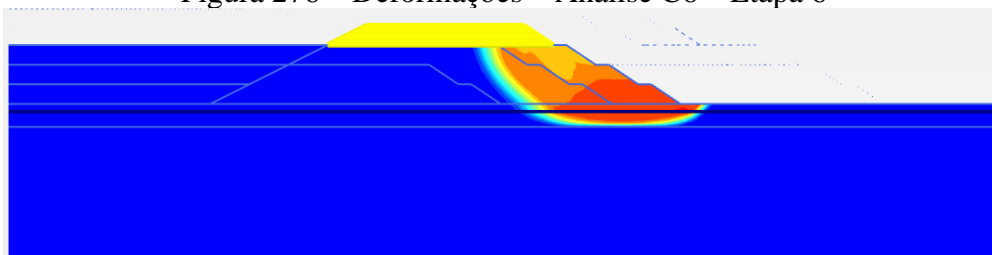


Figura 277 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 6



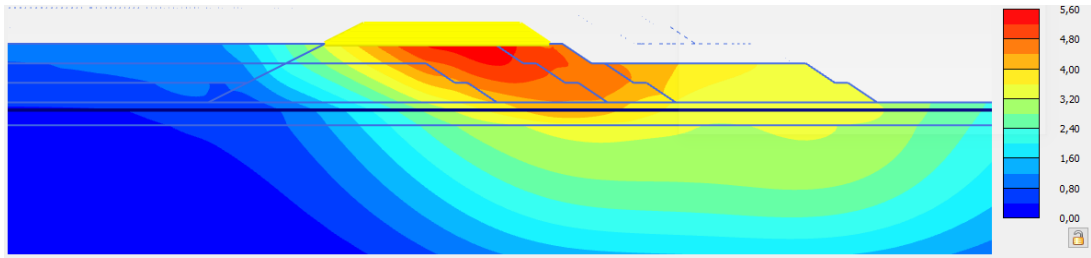


Figura 278 – Deformações – Análise C6 – Etapa 7

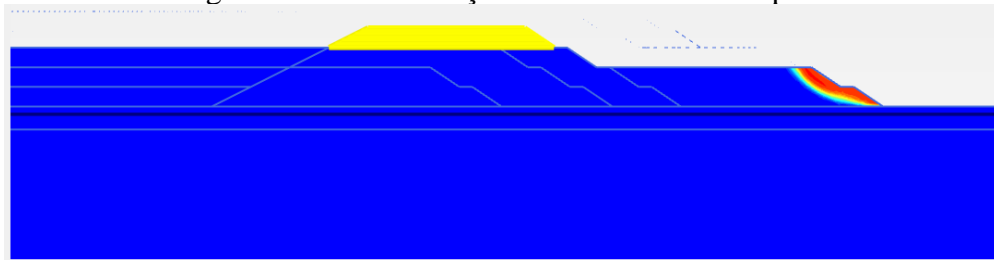


Figura 279 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 7

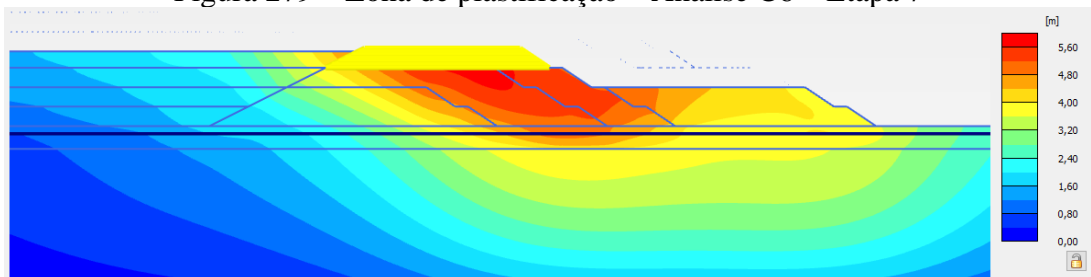


Figura 280 – Deformações – Análise C6 – Etapa 8

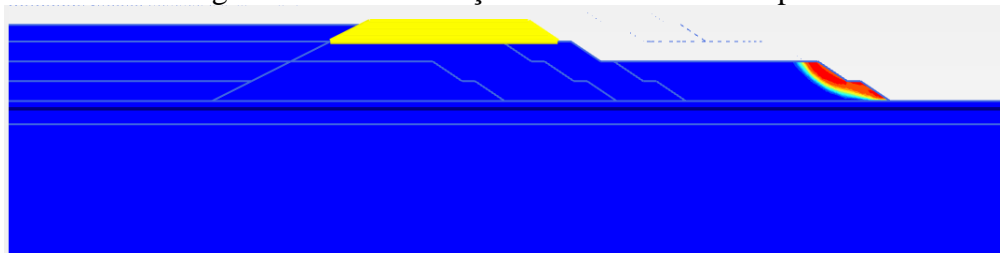


Figura 281 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 8

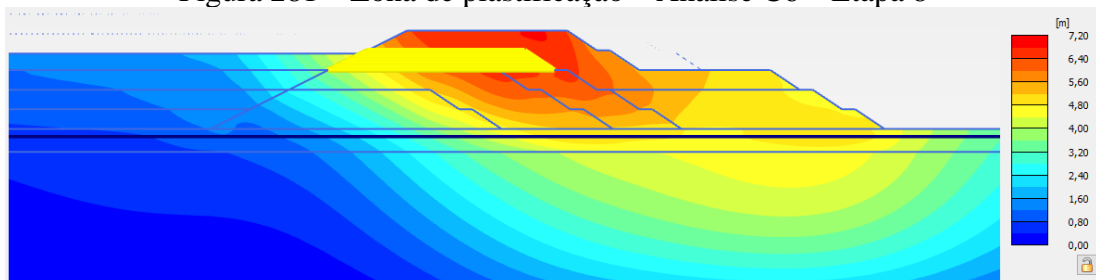


Figura 282 – Deformações – Análise C6 – Etapa 9

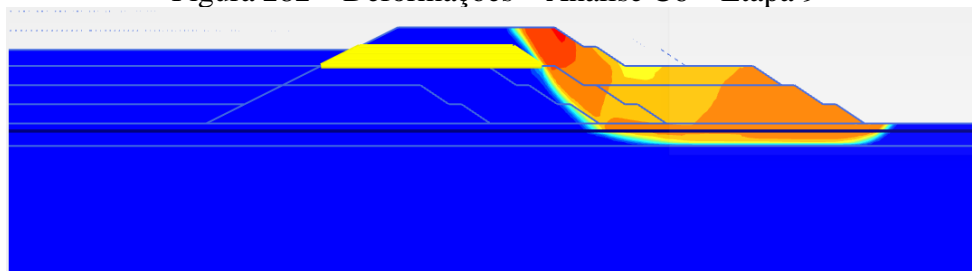


Figura 283 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 9

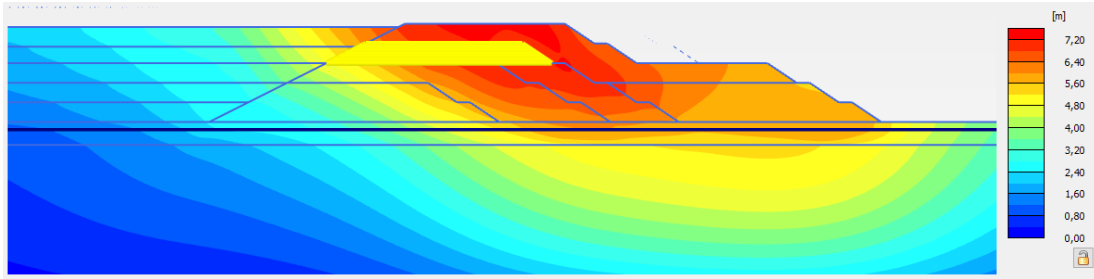


Figura 284 – Deformações – Análise C6 – Etapa 10

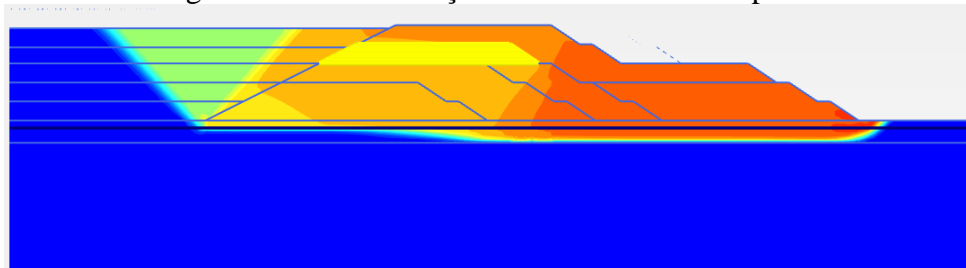


Figura 285 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 10

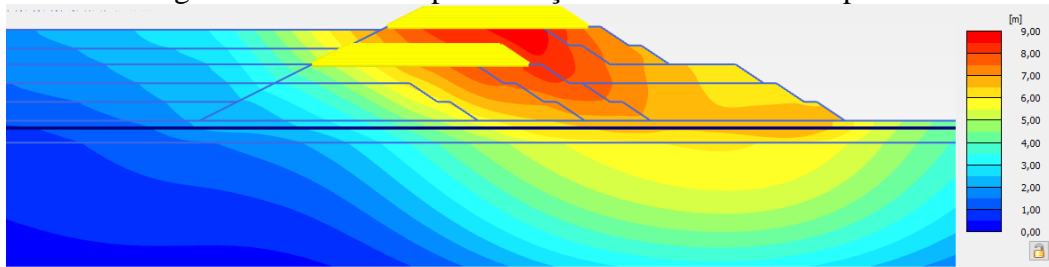


Figura 286 – Deformações – Análise C6 – Etapa 11

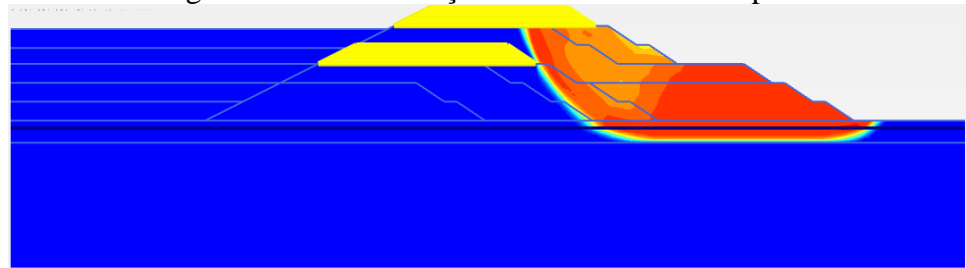


Figura 287 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 11

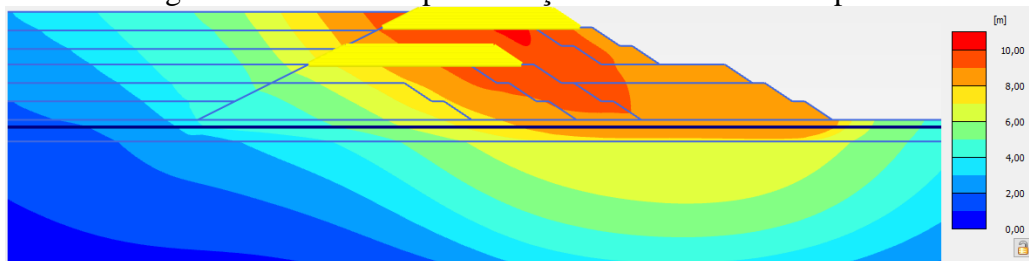


Figura 288 – Deformações – Análise C6 – Etapa 12

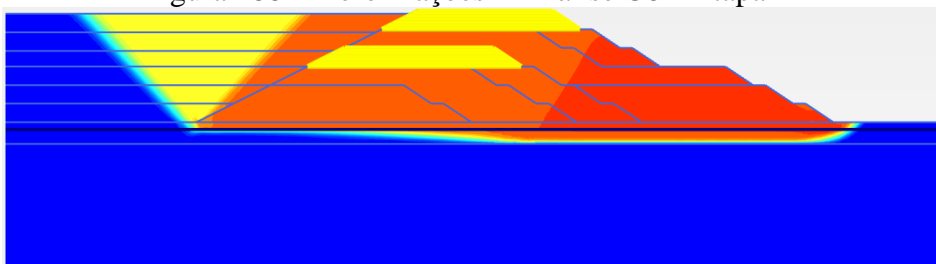


Figura 289 – Zona de plastificação – Análise C6 – Etapa 12

- Análise C7:



Figura 290 – Deformações – Análise C7 – Fase Inicial

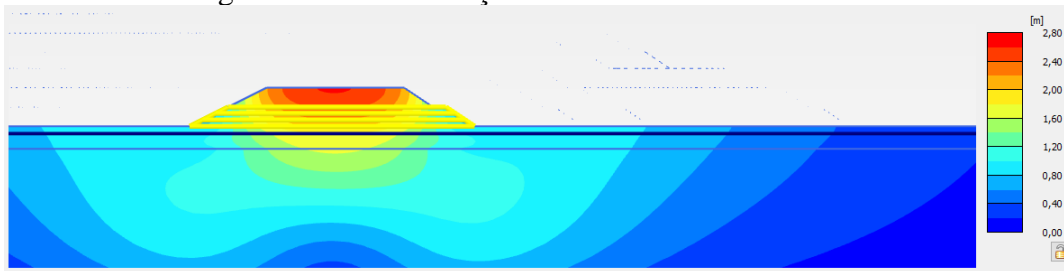


Figura 291 – Deformações – Análise C7 – Etapa 1

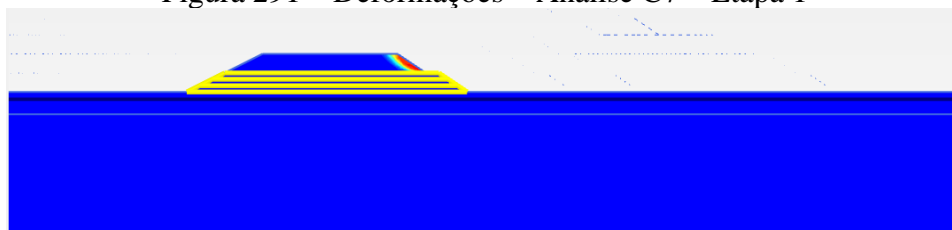


Figura 292 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 1

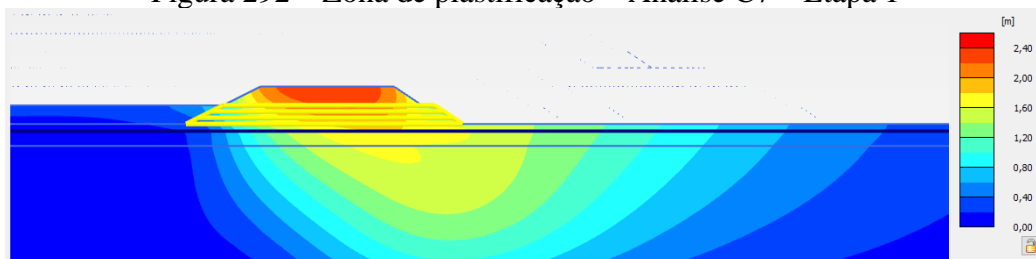


Figura 293 – Deformações – Análise C7 – Etapa 2

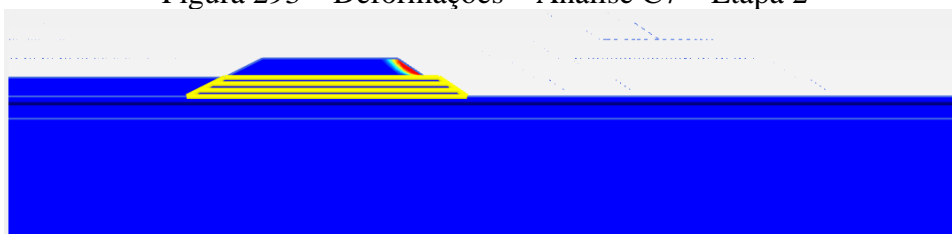


Figura 294 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 2

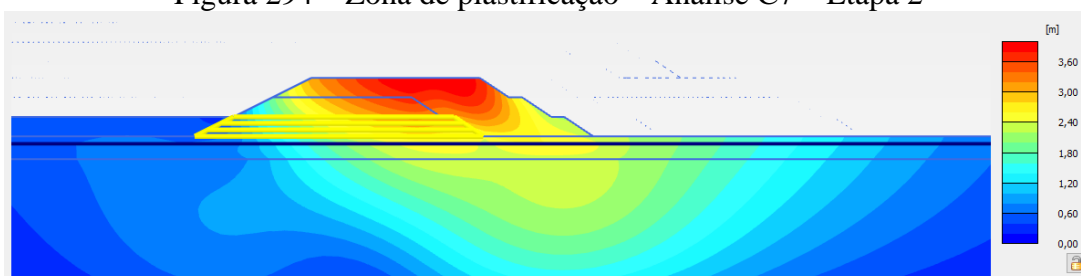


Figura 295 – Deformações – Análise C7 – Etapa 3

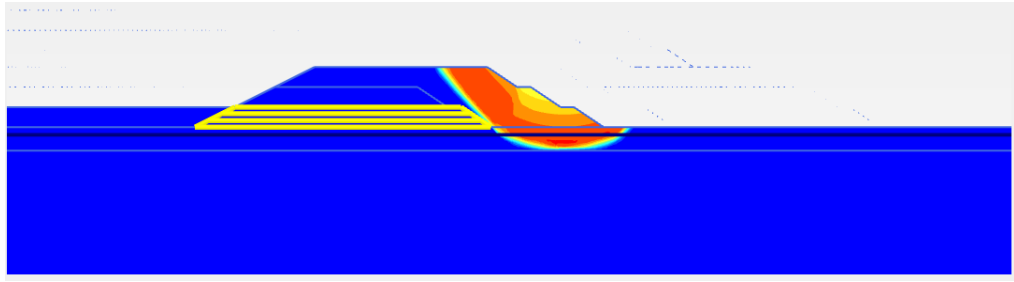


Figura 296 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 3

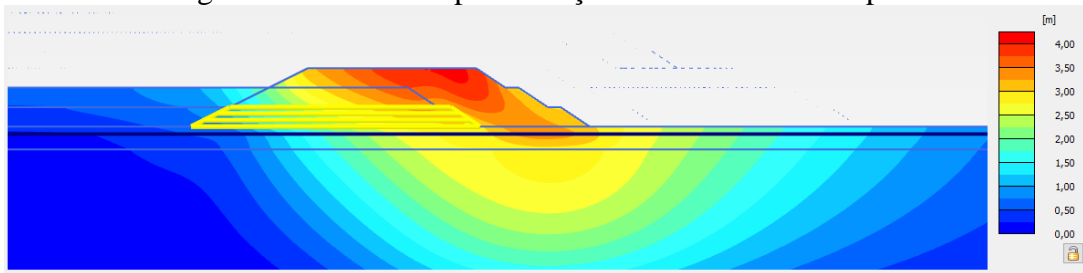


Figura 297 – Deformações – Análise C7 – Etapa 4

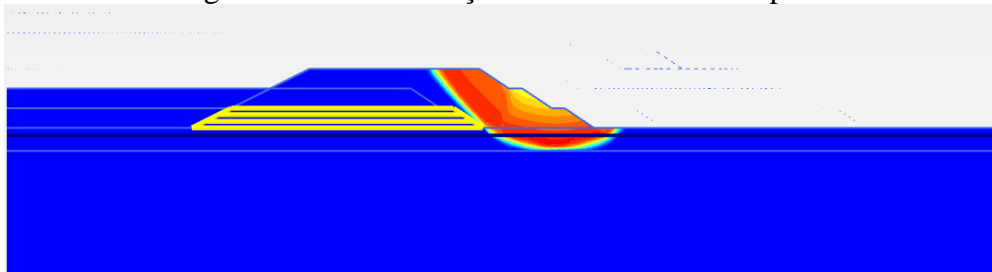


Figura 298 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 4

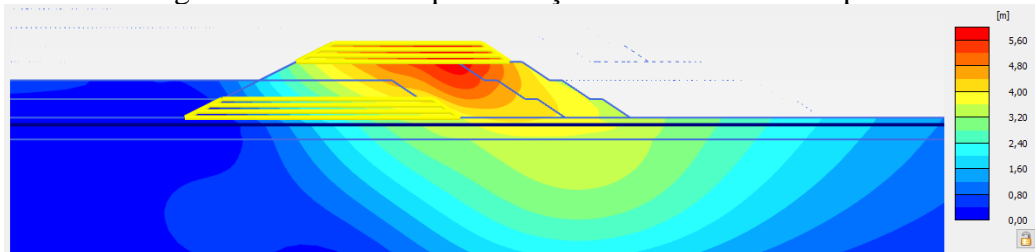


Figura 299 – Deformações – Análise C7 – Etapa 5

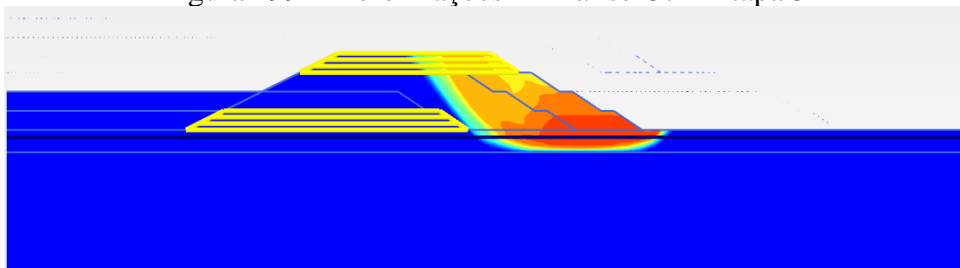


Figura 300 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 5

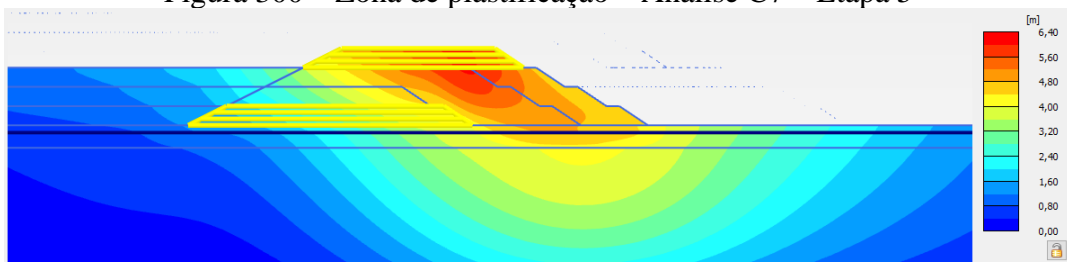


Figura 301 – Deformações – Análise C7 – Etapa 6

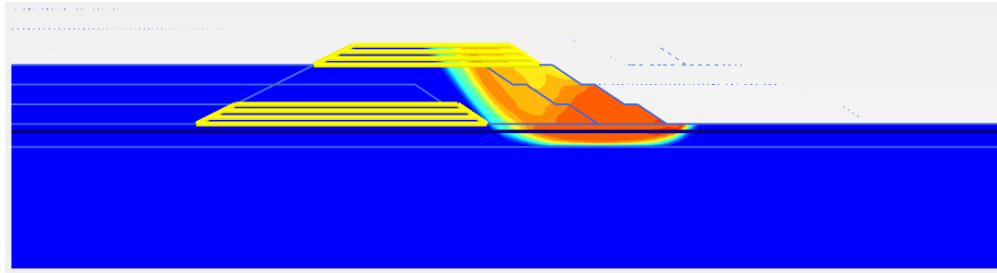


Figura 302 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 6

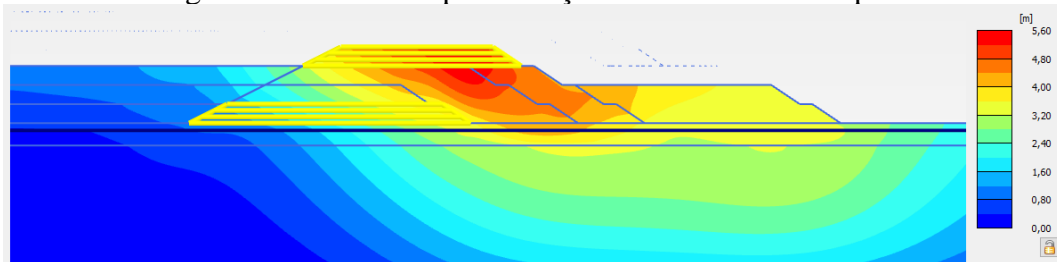


Figura 303 – Deformações – Análise C7 – Etapa 7

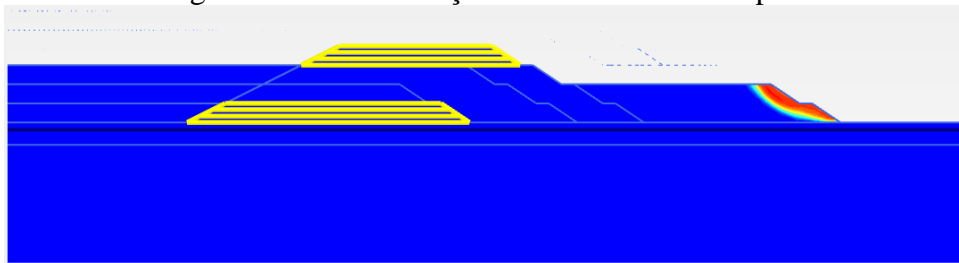


Figura 304 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 7

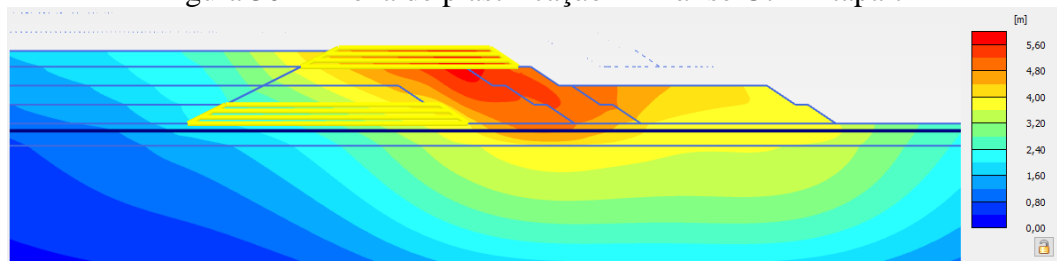


Figura 305 – Deformações – Análise C7 – Etapa 8

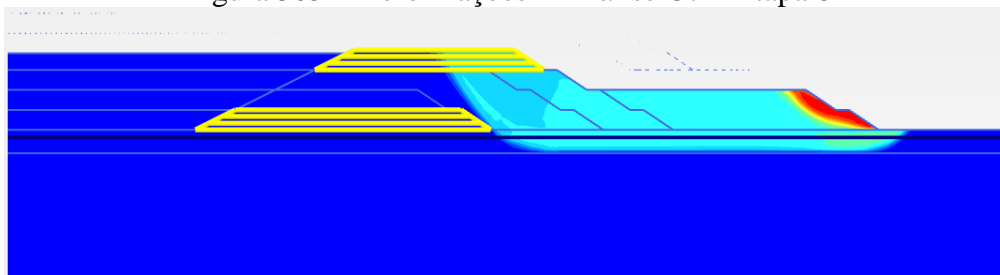


Figura 306 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 8

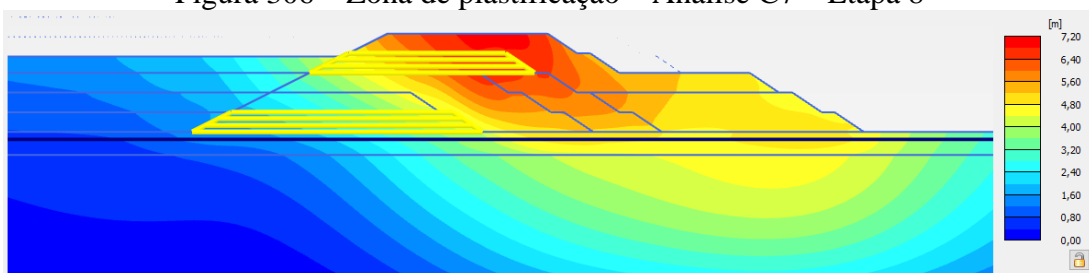


Figura 307 – Deformações – Análise C7 – Etapa 9

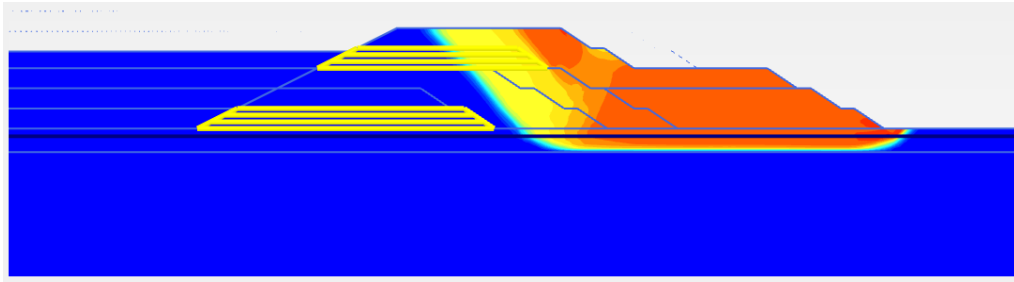


Figura 308 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 9

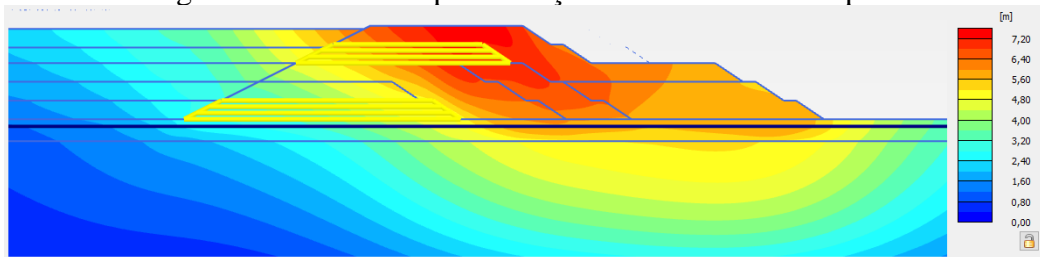


Figura 309 – Deformações – Análise C7 – Etapa 10

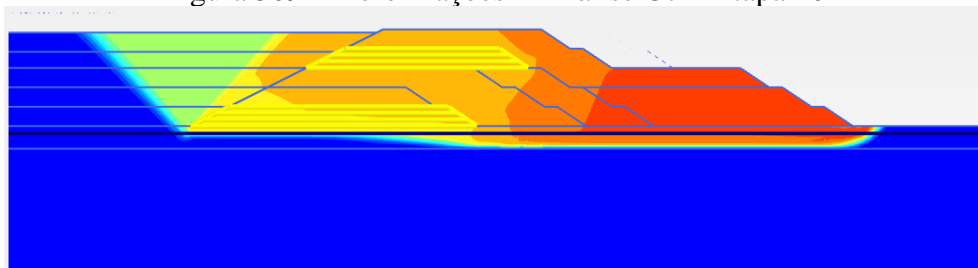


Figura 310 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 10

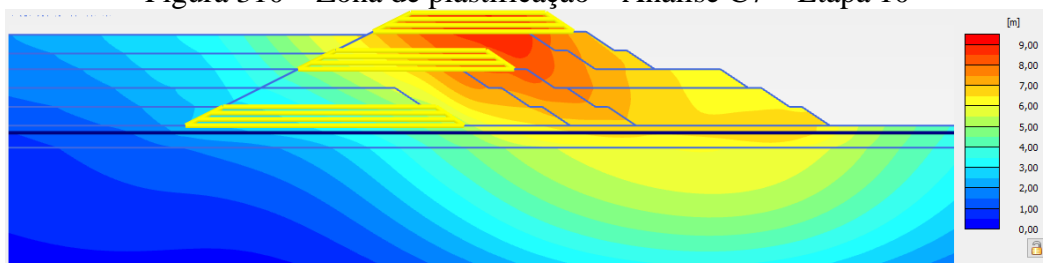


Figura 311 – Deformações – Análise C7 – Etapa 11

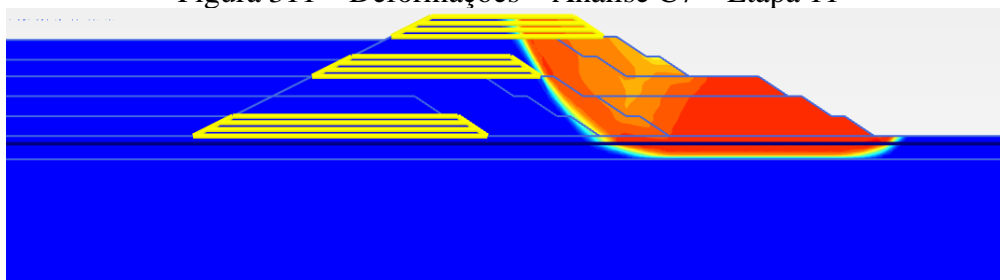


Figura 312 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 11

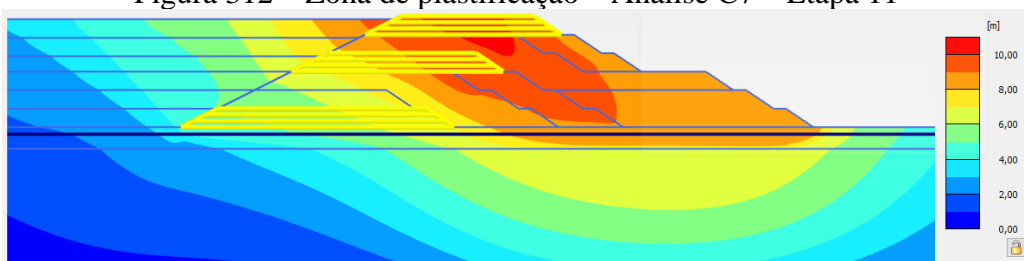


Figura 313 – Deformações – Análise C7 – Etapa 12

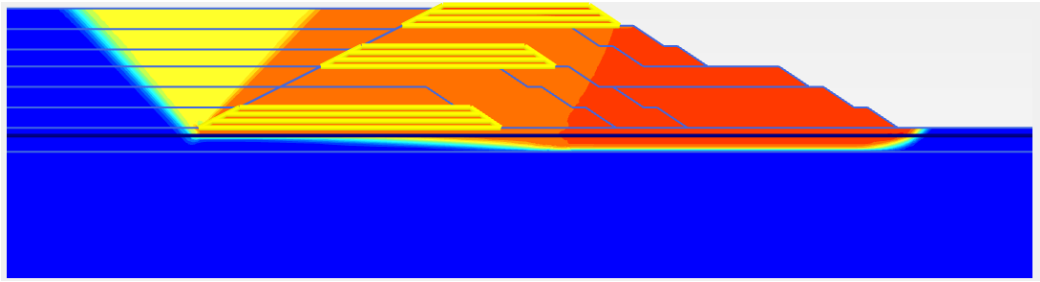


Figura 314 – Zona de plastificação – Análise C7 – Etapa 12

- Análise C8:

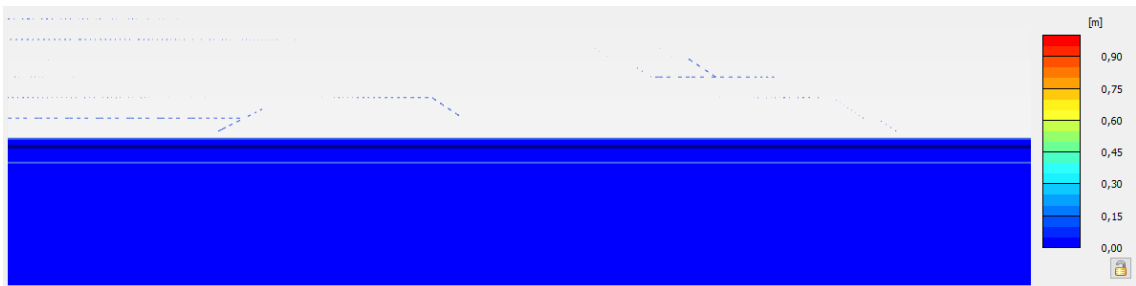


Figura 315 – Deformações – Análise C8 – Fase Inicial

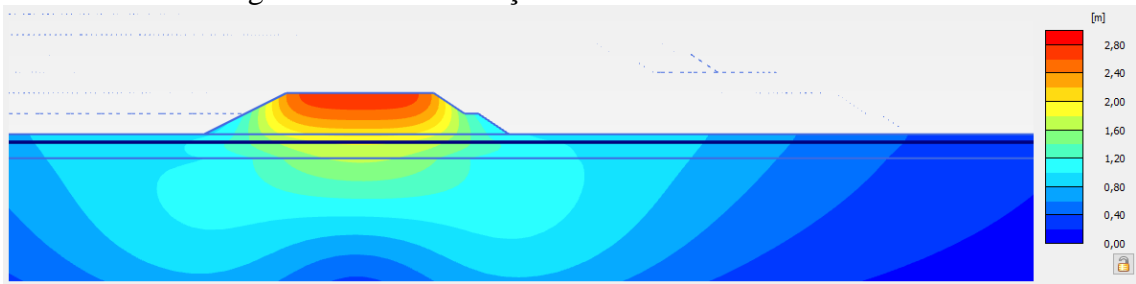


Figura 316 – Deformações – Análise C8 – Etapa 1

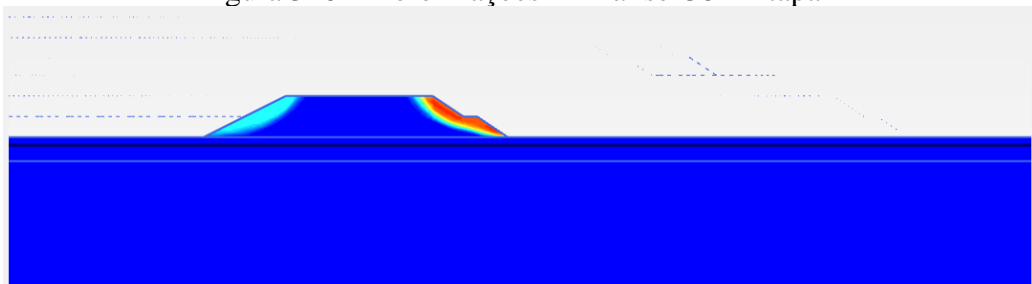


Figura 317 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 1

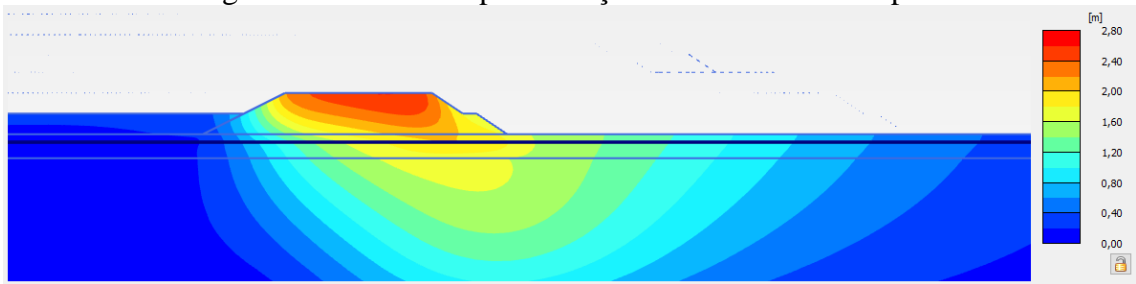


Figura 318 – Deformações – Análise C8 – Etapa 2

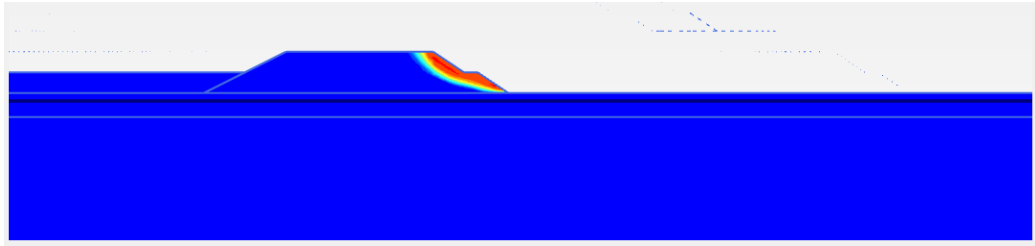


Figura 319 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 2

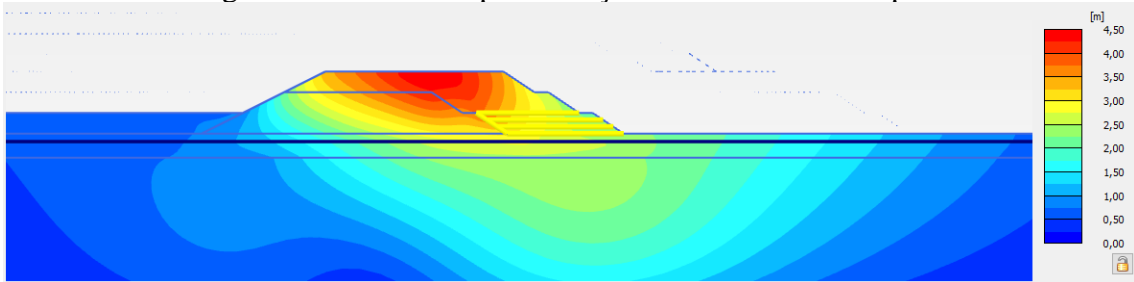


Figura 320 – Deformações – Análise C8 – Etapa 3

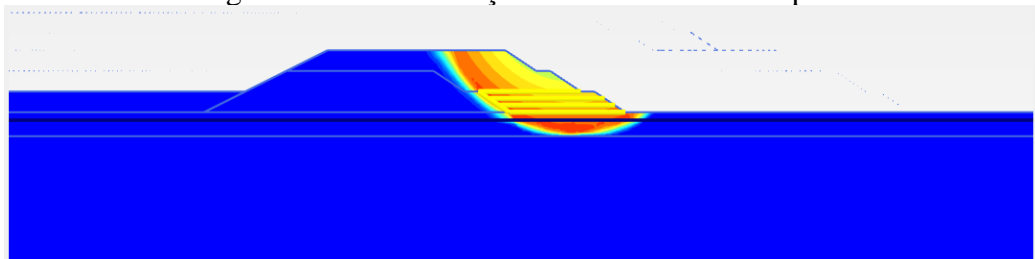


Figura 321 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 3

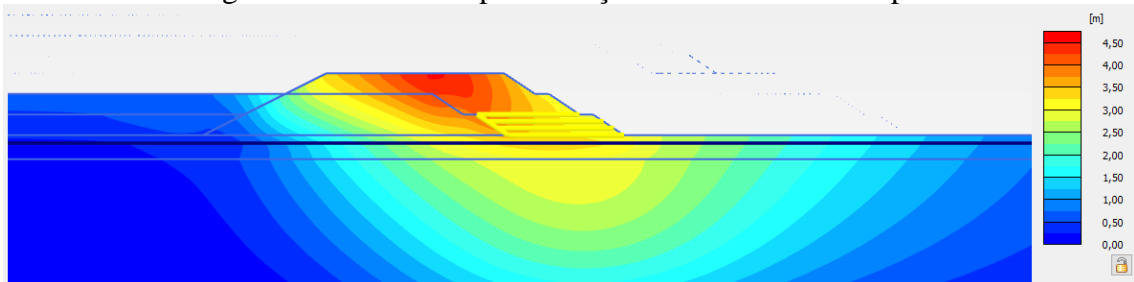


Figura 322 – Deformações – Análise C8 – Etapa 4

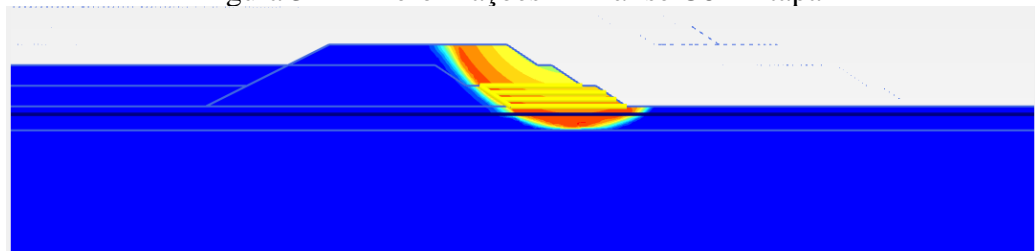


Figura 323 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 4

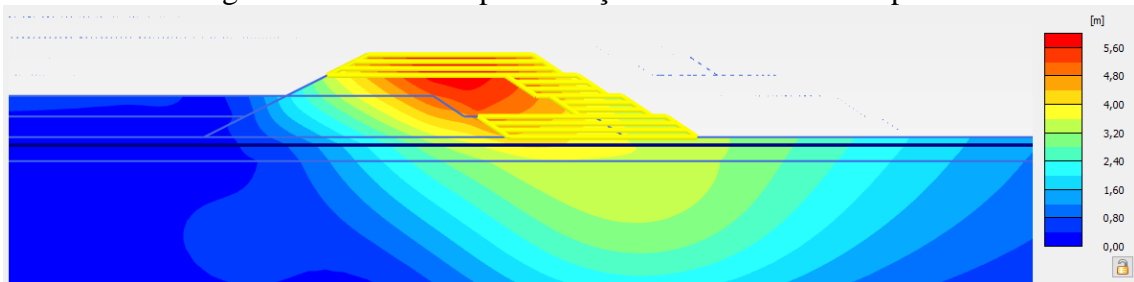


Figura 324 – Deformações – Análise C8 – Etapa 5



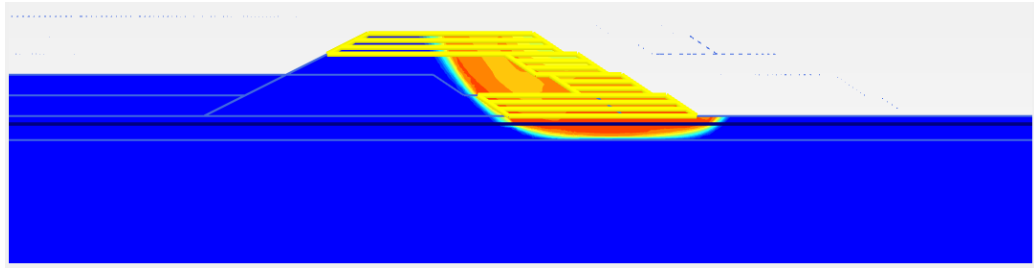


Figura 325 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 5

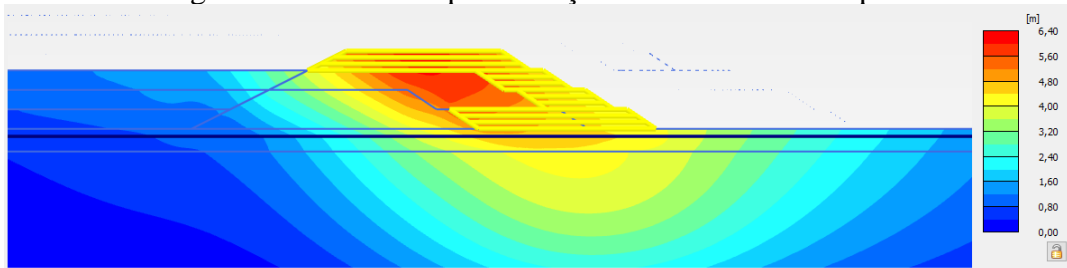


Figura 326 – Deformações – Análise C8 – Etapa 6

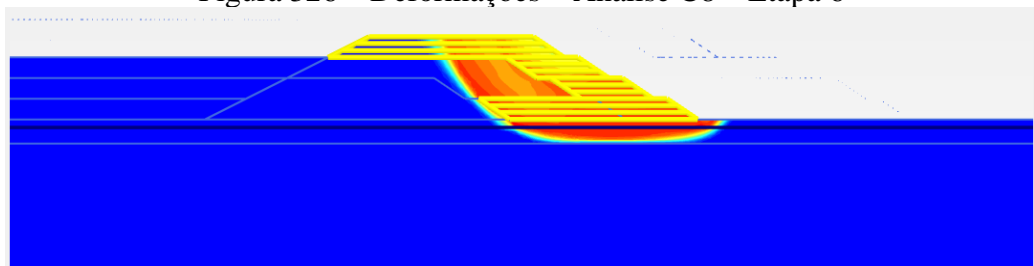


Figura 327 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 6

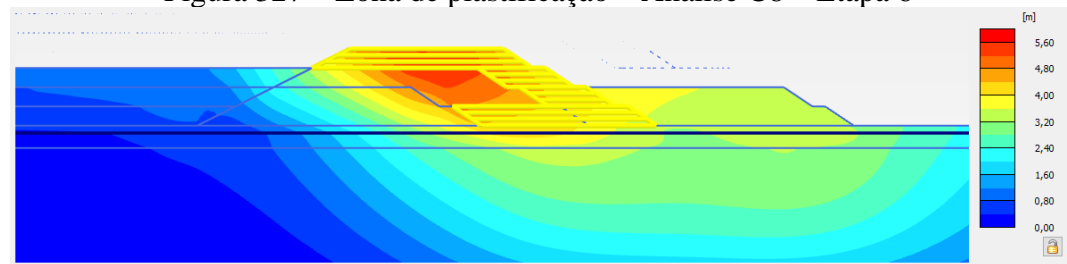


Figura 328 – Deformações – Análise C8 – Etapa 7

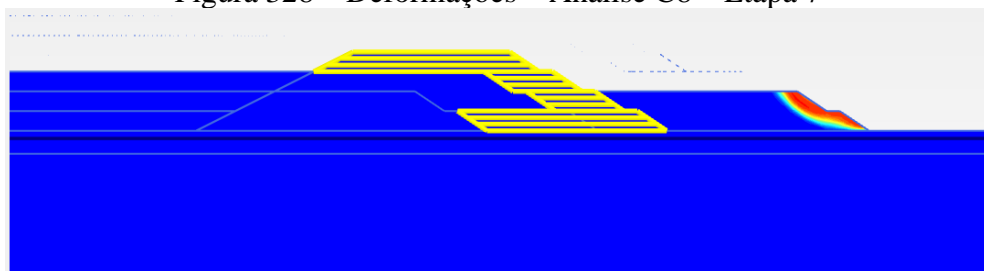


Figura 329 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 7

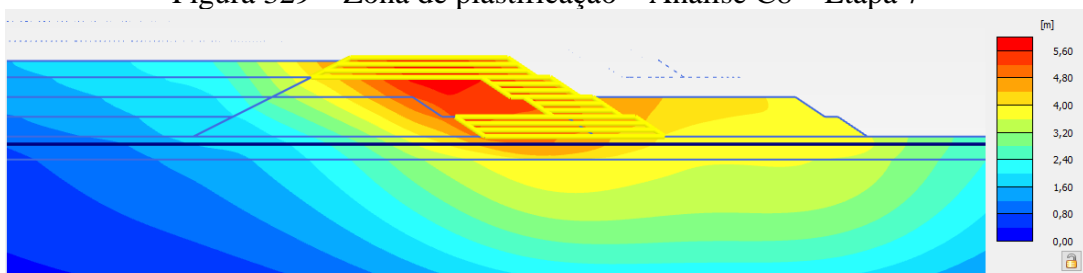


Figura 330 – Deformações – Análise C8 – Etapa 8

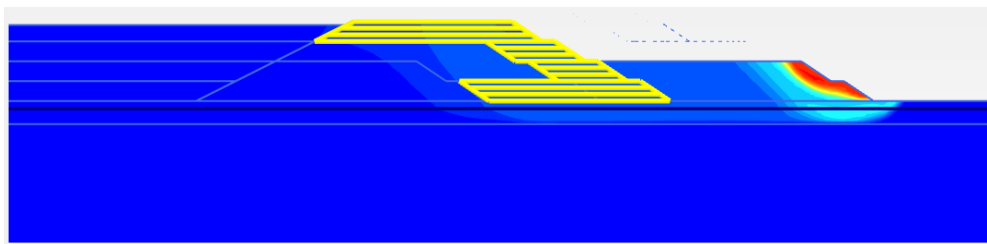


Figura 331 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 8

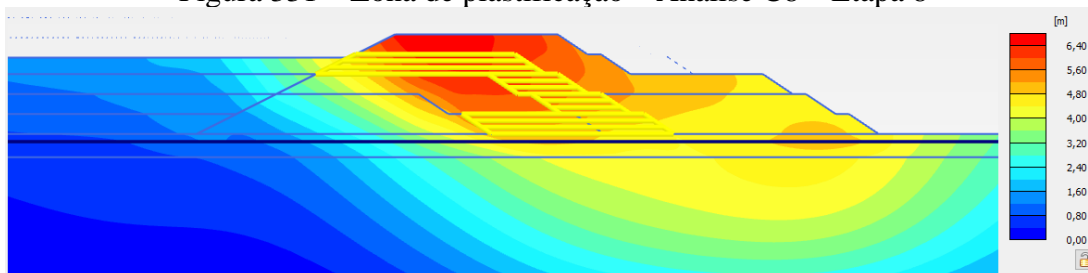


Figura 332 – Deformações – Análise C8 – Etapa 9

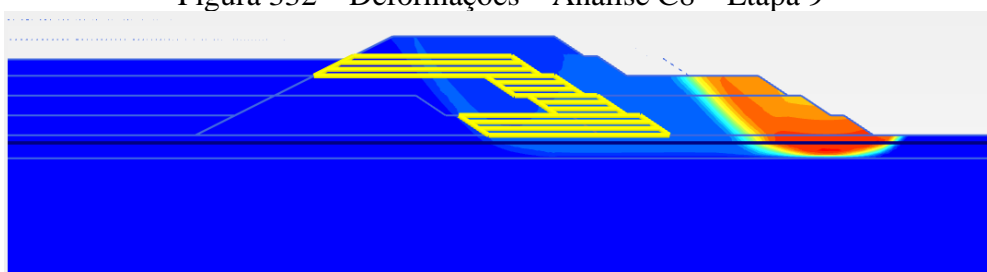


Figura 333 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 9

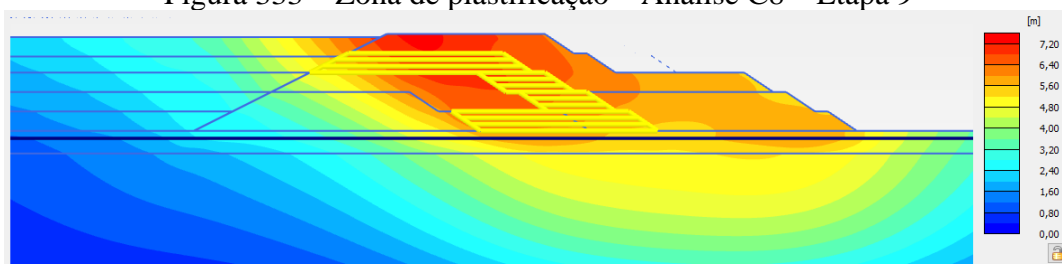


Figura 334 – Deformações – Análise C8 – Etapa 10

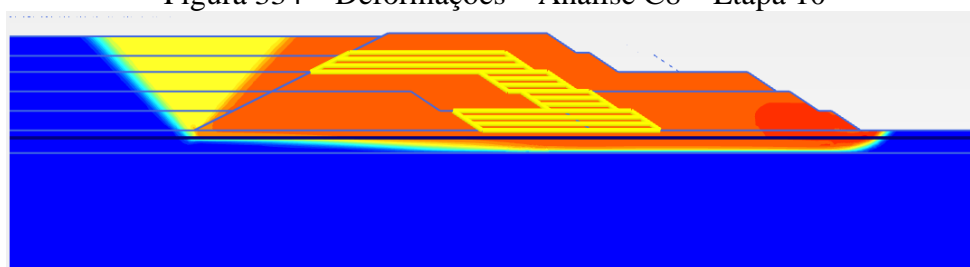


Figura 335 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 10

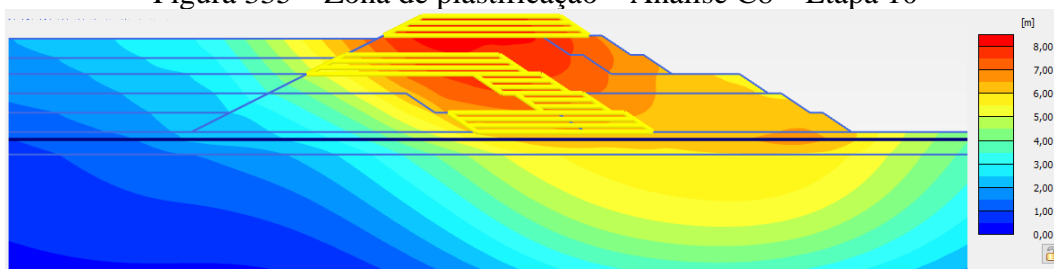


Figura 336 – Deformações – Análise C8 – Etapa 11

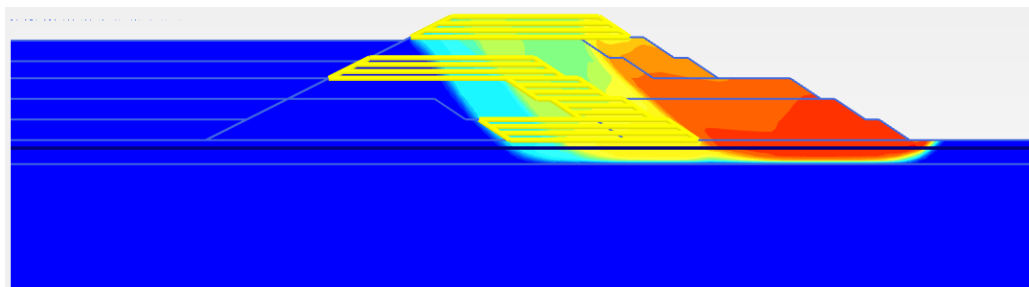


Figura 337 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 11

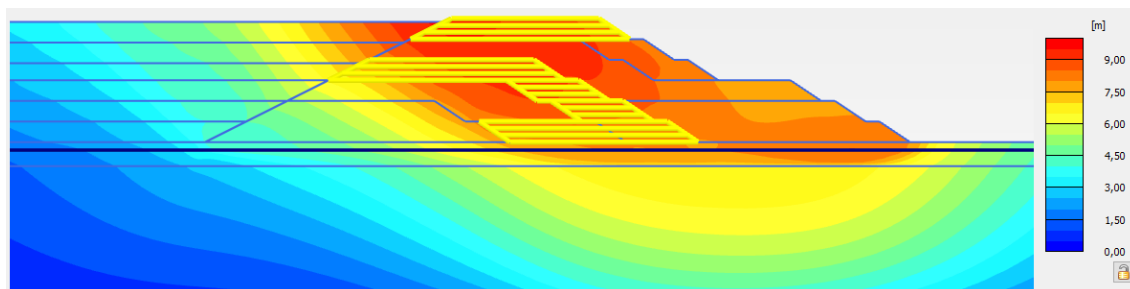


Figura 338 – Deformações – Análise C8 – Etapa 12

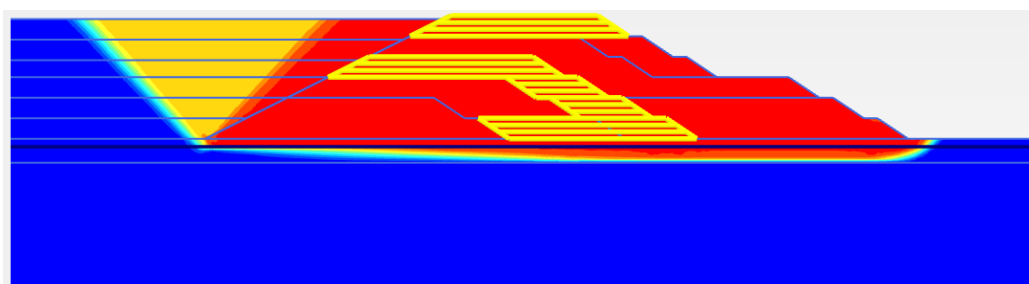


Figura 339 – Zona de plastificação – Análise C8 – Etapa 12

- Análise C9:

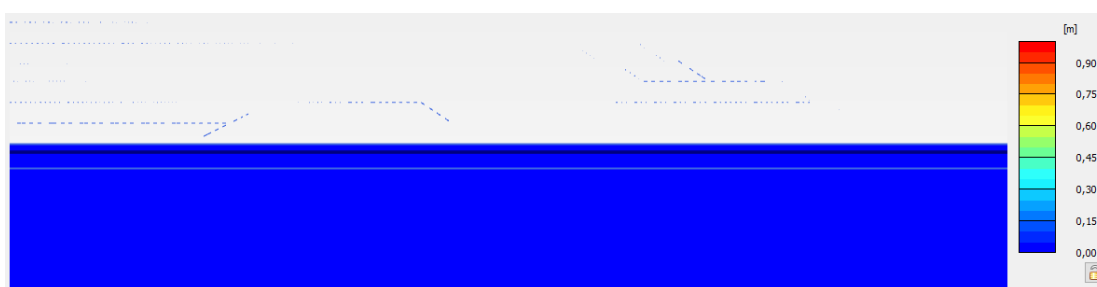


Figura 340 – Deformações – Análise C9 – Fase Inicial

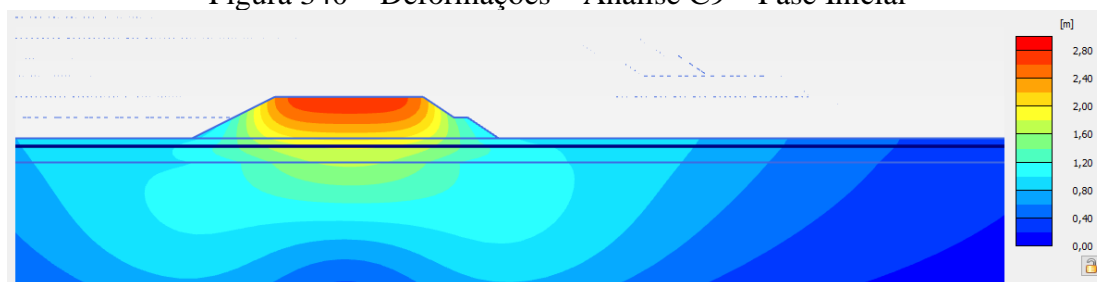


Figura 341 – Deformações – Análise C9 – Etapa 1

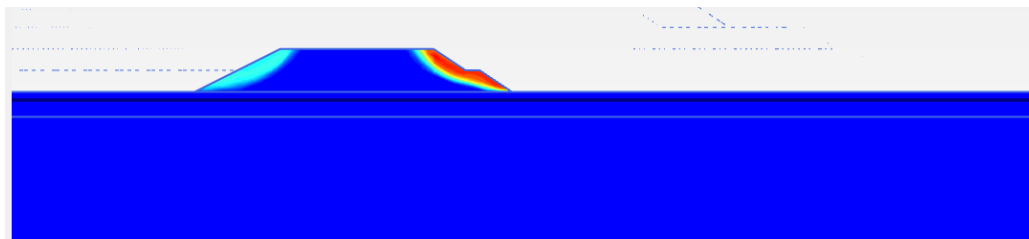


Figura 342 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 1

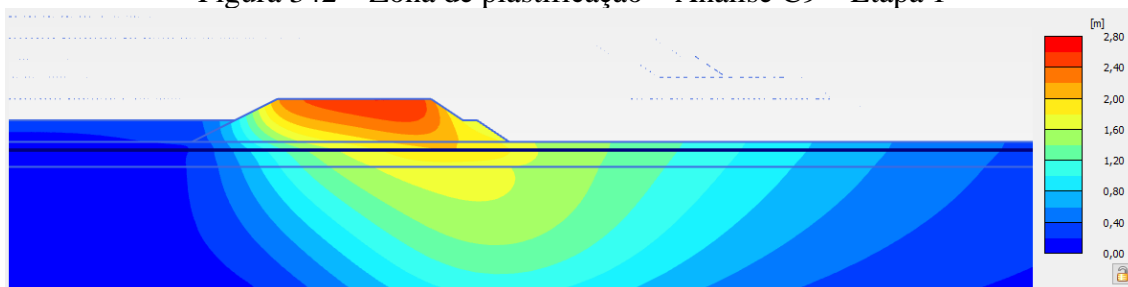


Figura 343 – Deformações – Análise C9 – Etapa 2

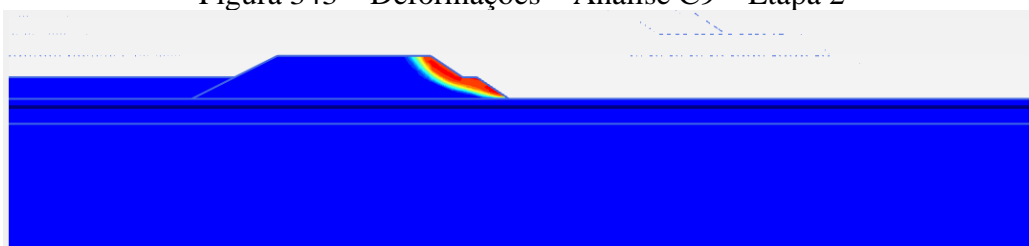


Figura 344 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 2

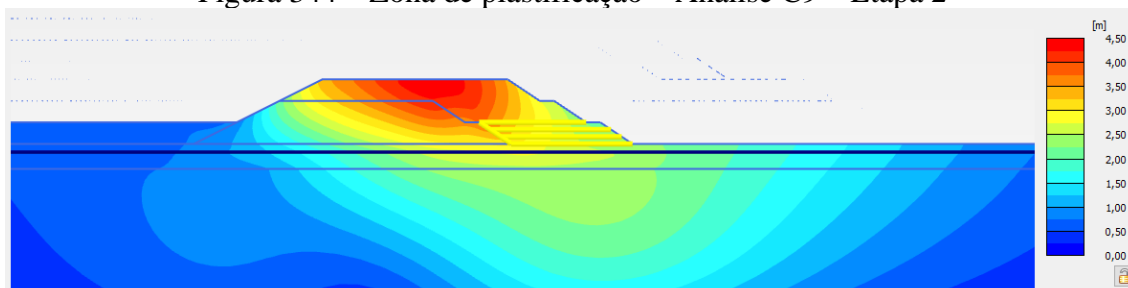


Figura 345 – Deformações – Análise C9 – Etapa 3

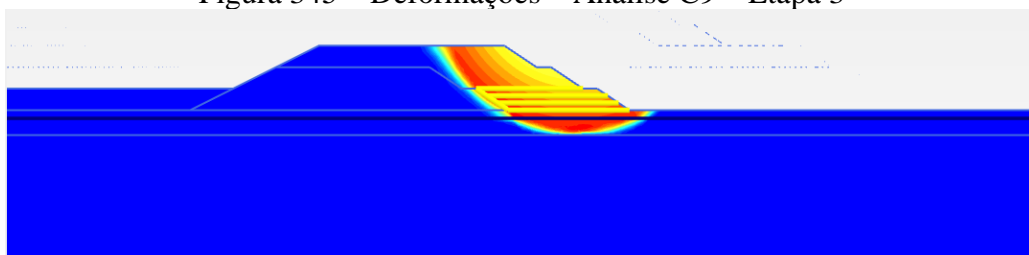


Figura 346 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 3

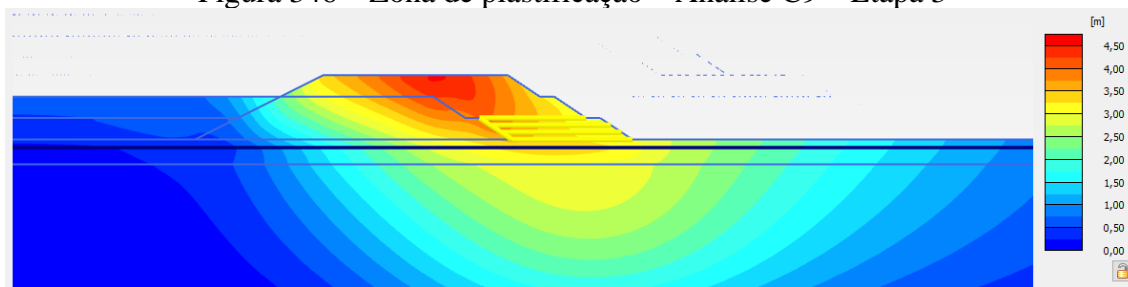


Figura 347 – Deformações – Análise C9 – Etapa 4

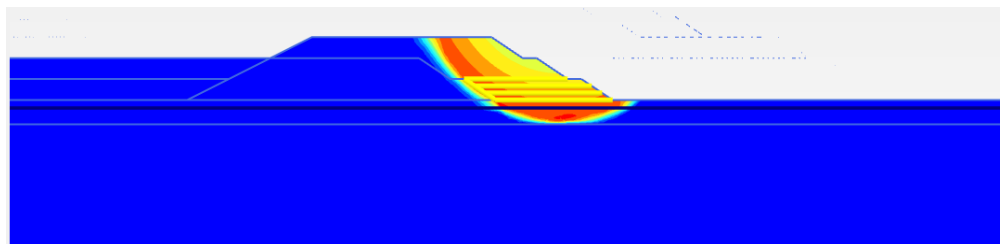


Figura 348 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 4

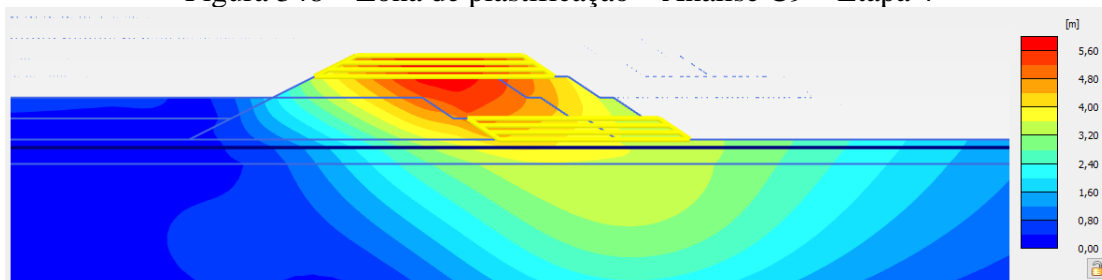


Figura 349 – Deformações – Análise C9 – Etapa 5

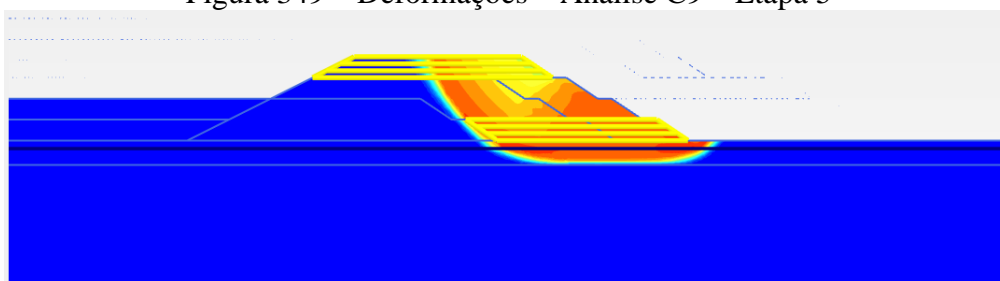


Figura 350 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 5

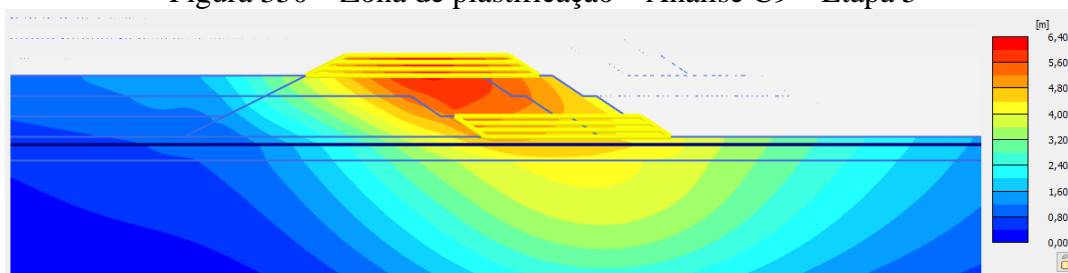


Figura 351 – Deformações – Análise C9 – Etapa 6

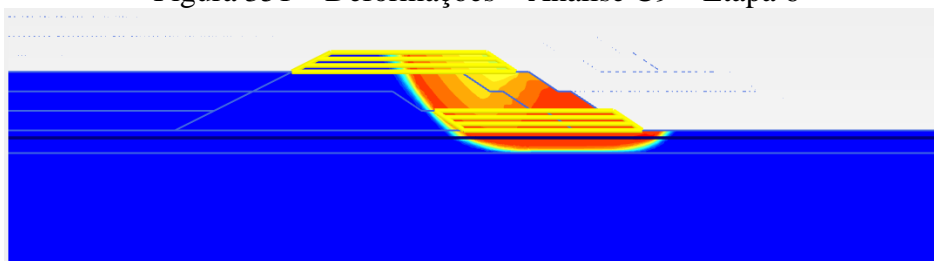


Figura 352 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 6

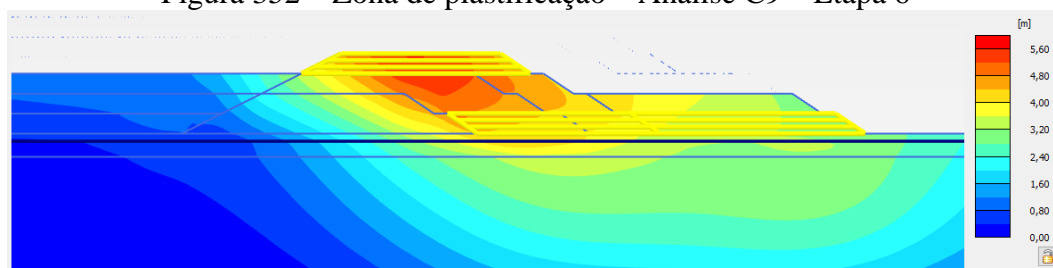


Figura 353 – Deformações – Análise C9 – Etapa 7

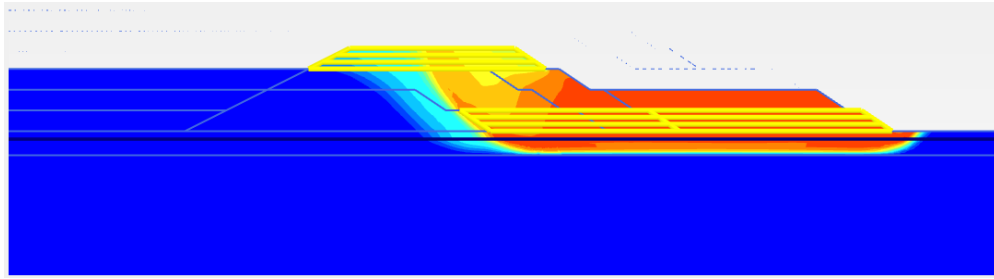


Figura 354 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 7

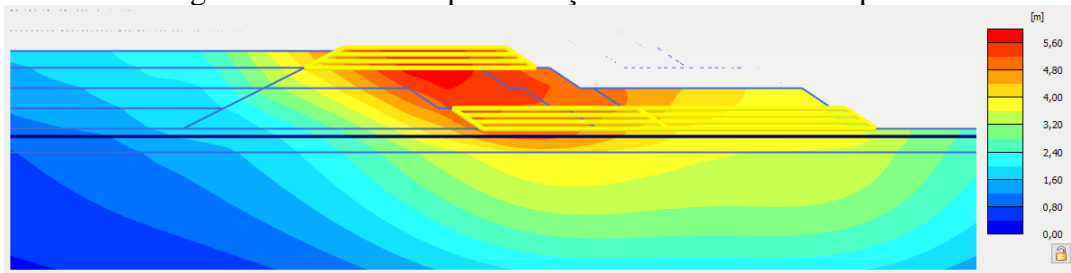


Figura 355 – Deformações – Análise C9 – Etapa 8

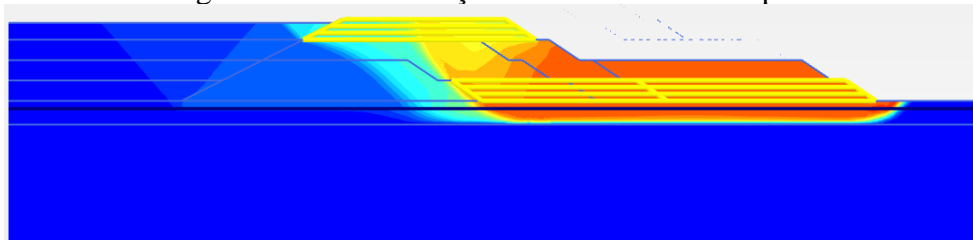


Figura 356 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 8

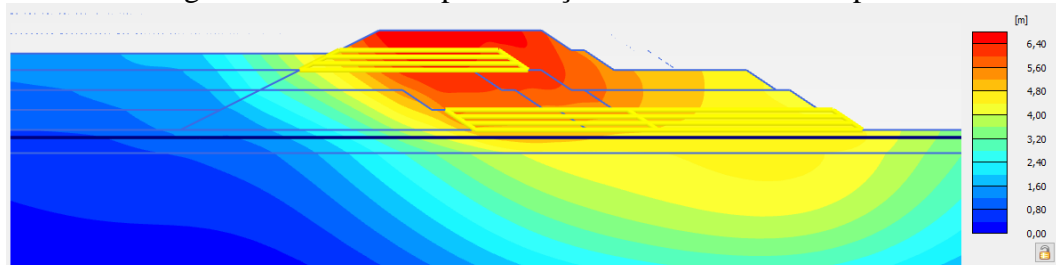


Figura 357 – Deformações – Análise C9 – Etapa 9

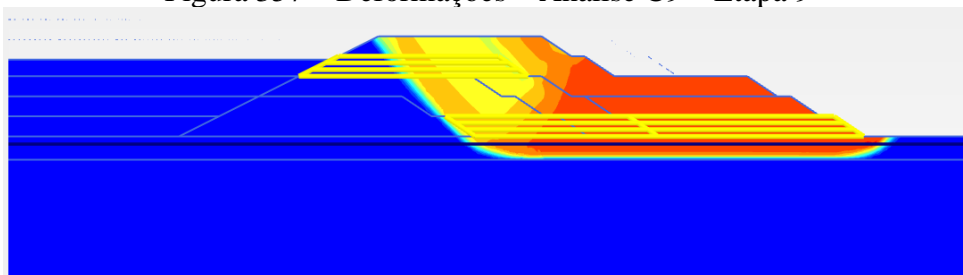


Figura 358 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 9

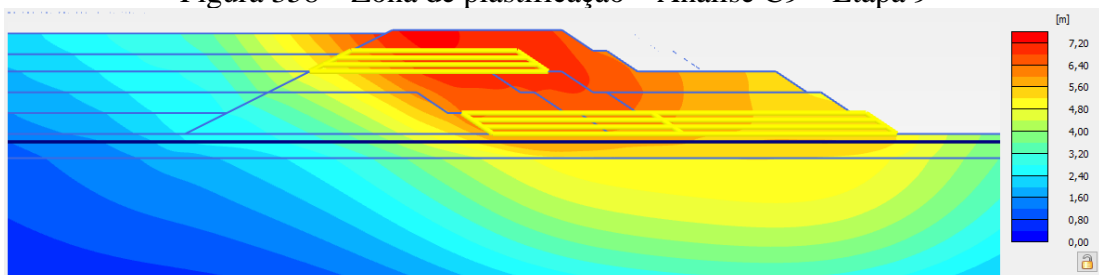


Figura 359 – Deformações – Análise C9 – Etapa 10

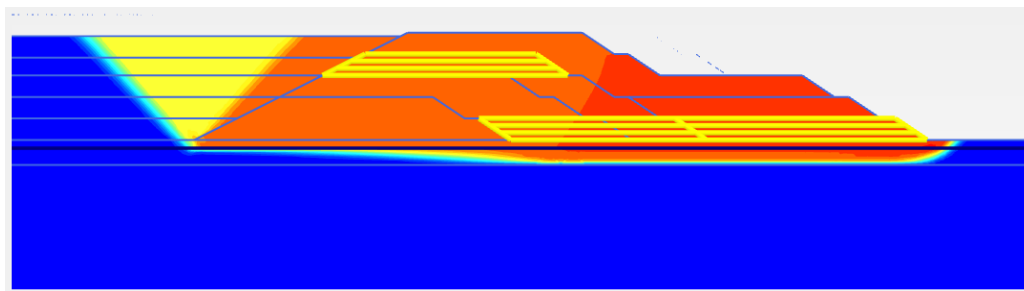


Figura 360 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 10

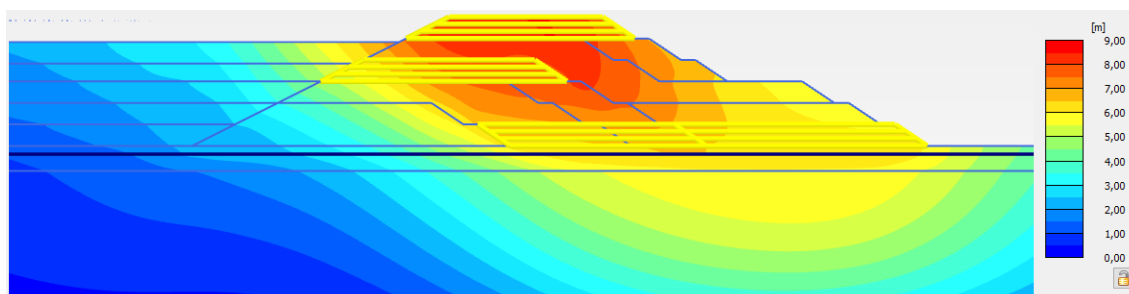


Figura 361 – Deformações – Análise C9 – Etapa 11

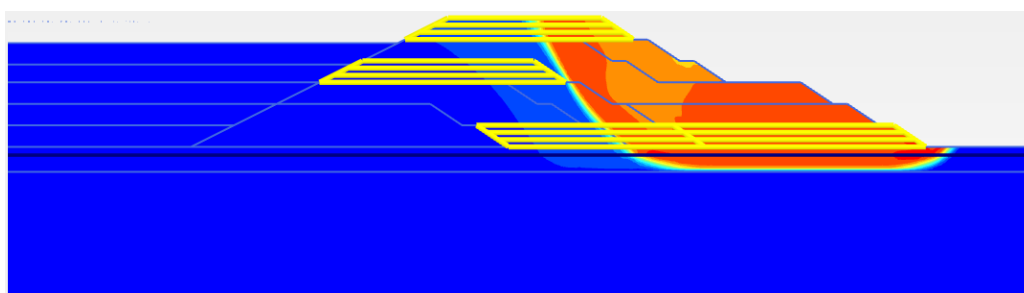


Figura 362 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 11

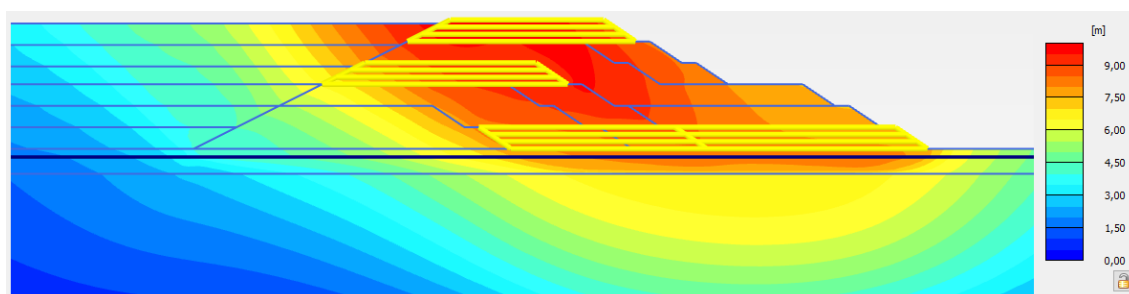


Figura 363 – Deformações – Análise C9 – Etapa 12

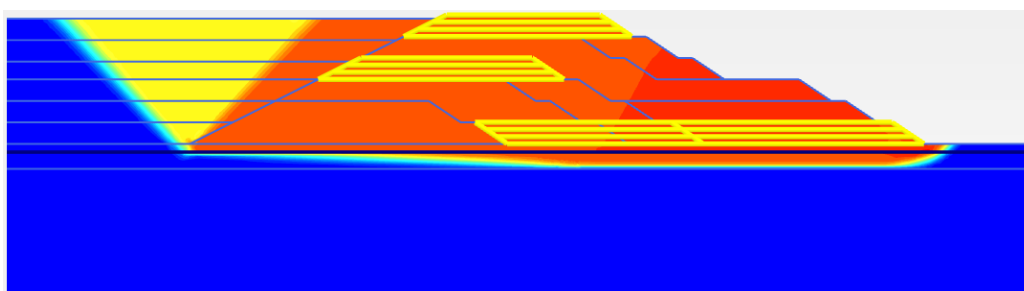


Figura 364 – Zona de plastificação – Análise C9 – Etapa 12

- Análise C10:

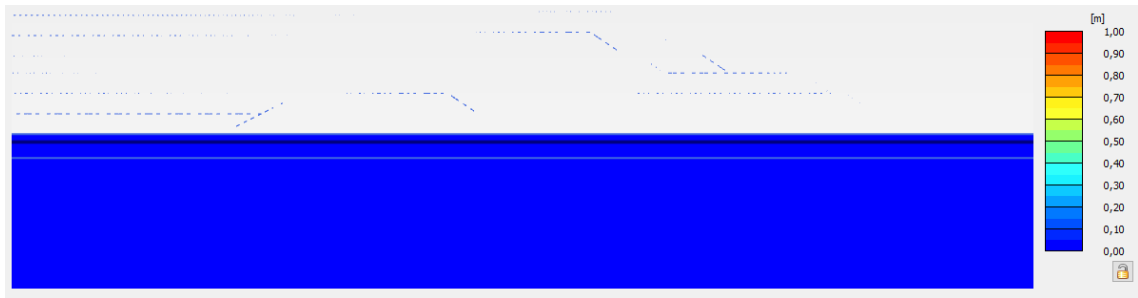


Figura 365 – Deformações – Análise C10 – Fase Inicial

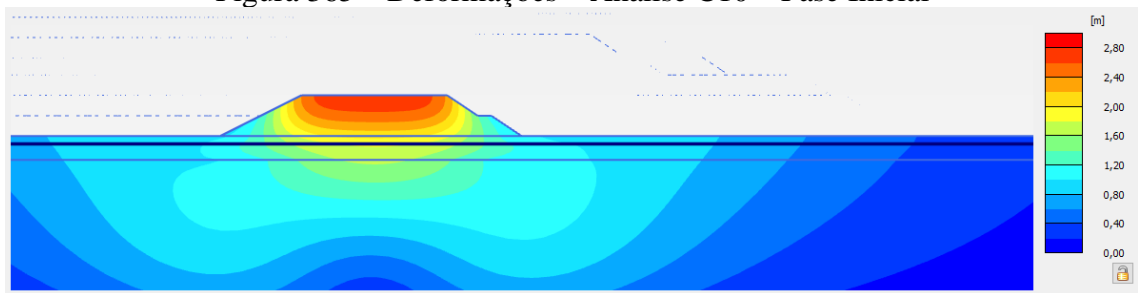


Figura 366 – Deformações – Análise C10 – Etapa 1

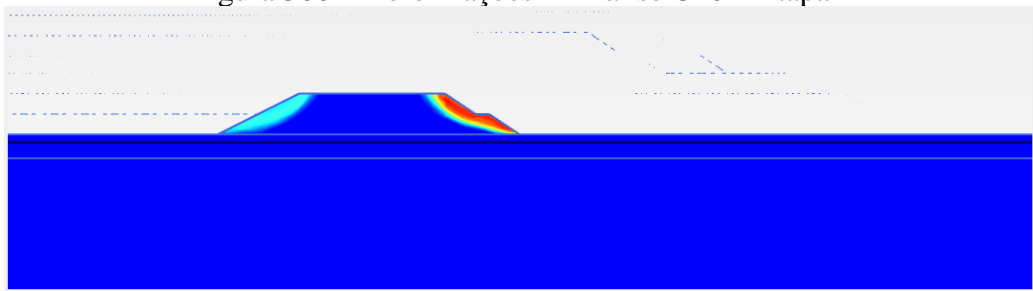


Figura 367 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 1

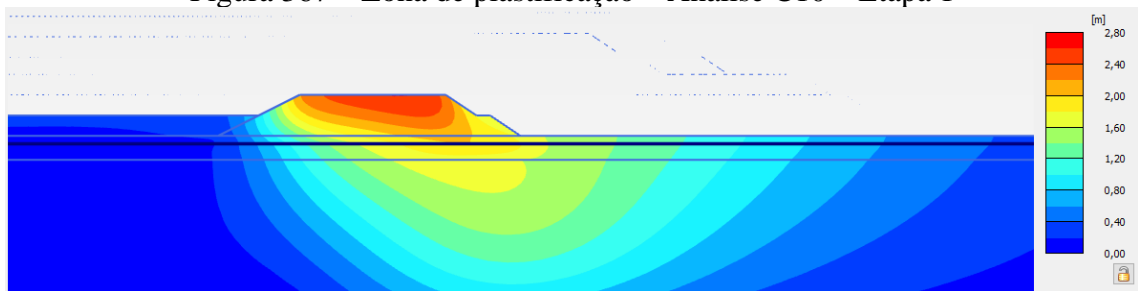


Figura 368 – Deformações – Análise C10 – Etapa 2

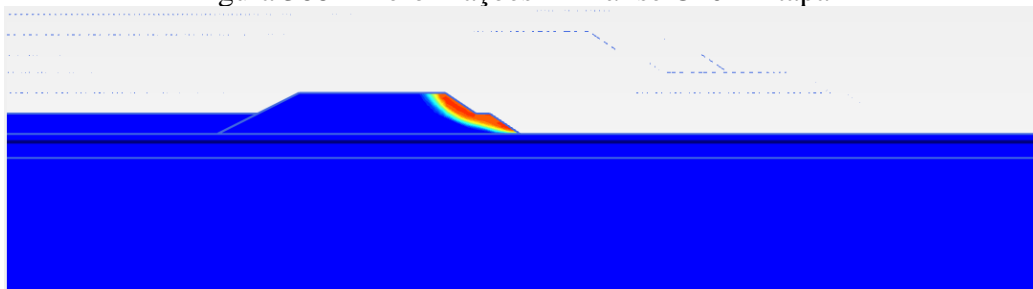


Figura 369 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 2



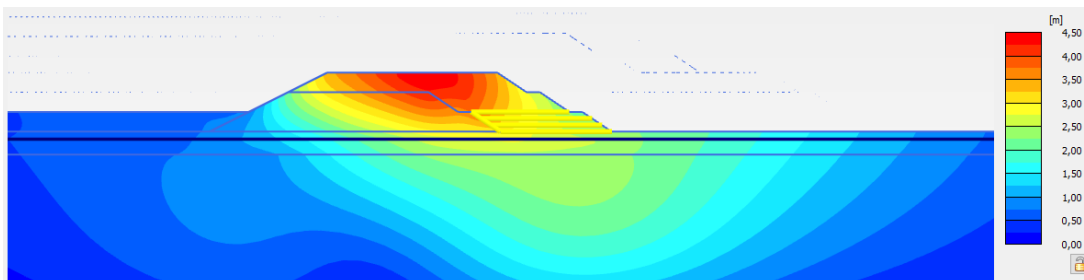


Figura 370 – Deformações – Análise C10 – Etapa 3

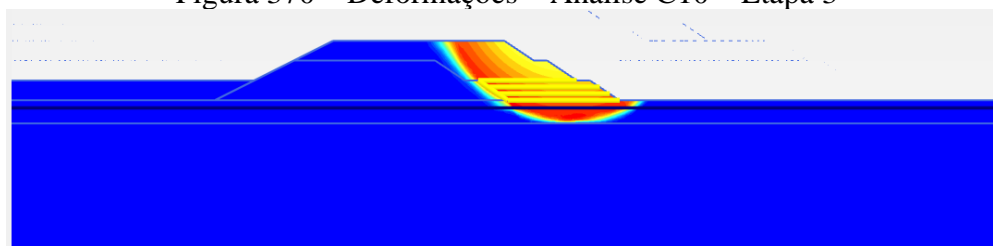


Figura 371 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 3

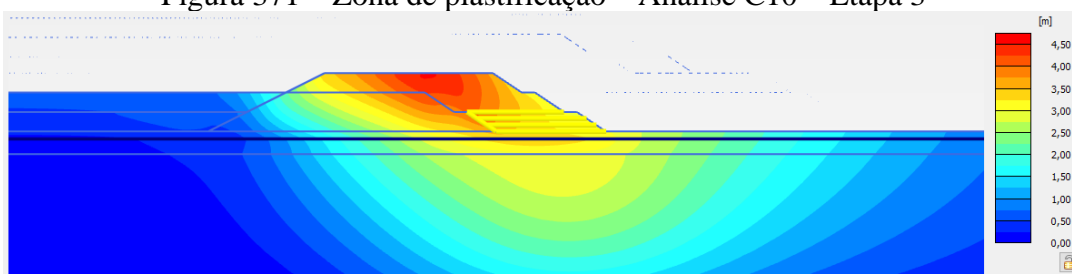


Figura 372 – Deformações – Análise C10 – Etapa 4

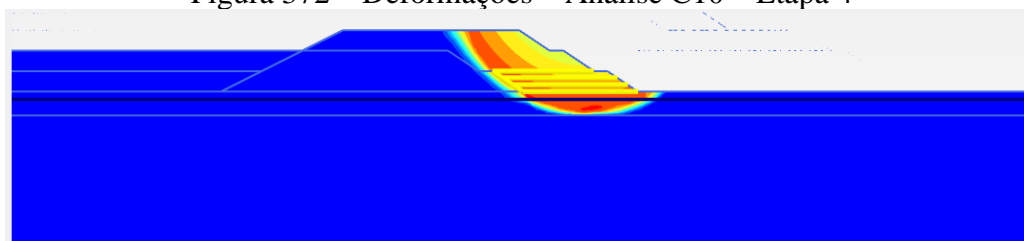


Figura 373 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 4

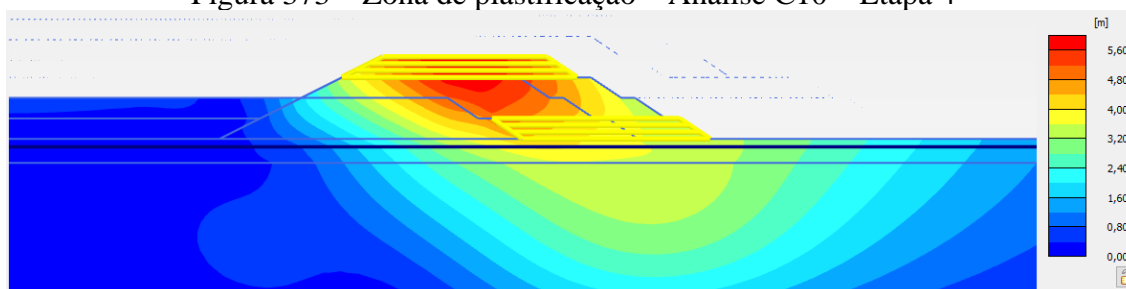


Figura 374 – Deformações – Análise C10 – Etapa 5

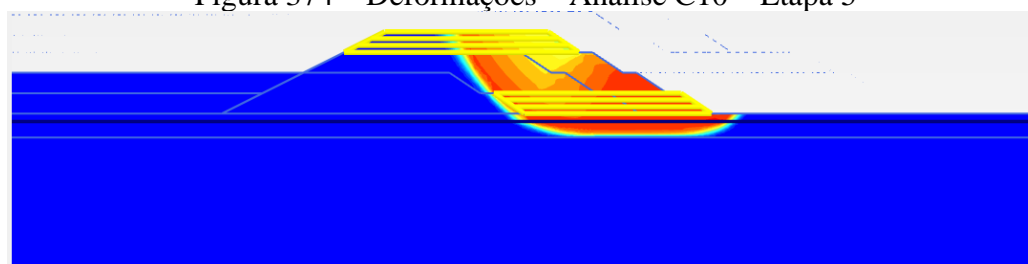


Figura 375 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 5

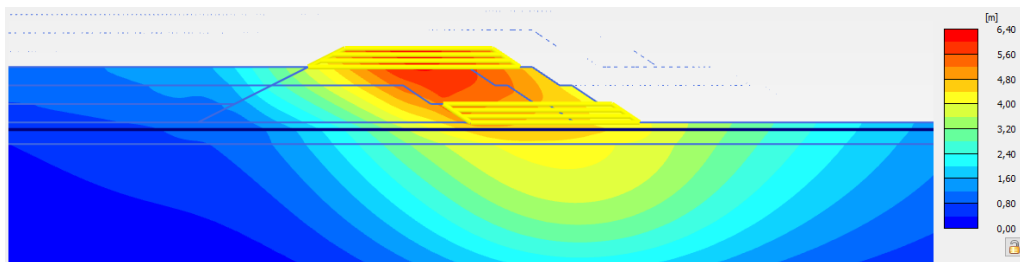


Figura 376 – Deformações – Análise C10 – Etapa 6

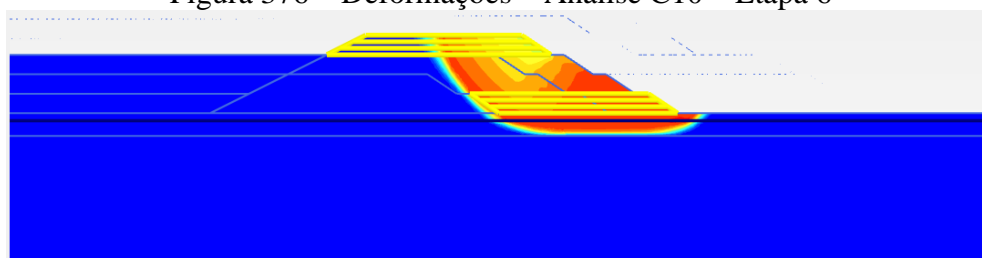


Figura 377 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 6

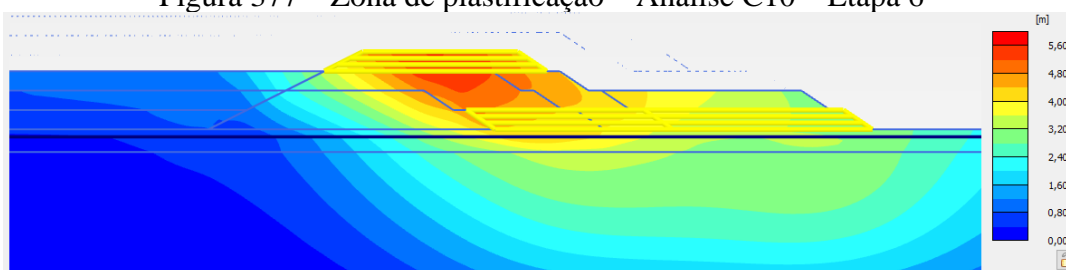


Figura 378 – Deformações – Análise C10 – Etapa 7

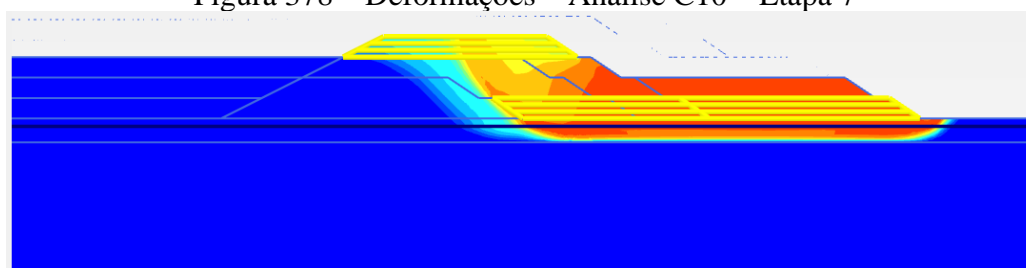


Figura 379 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 7

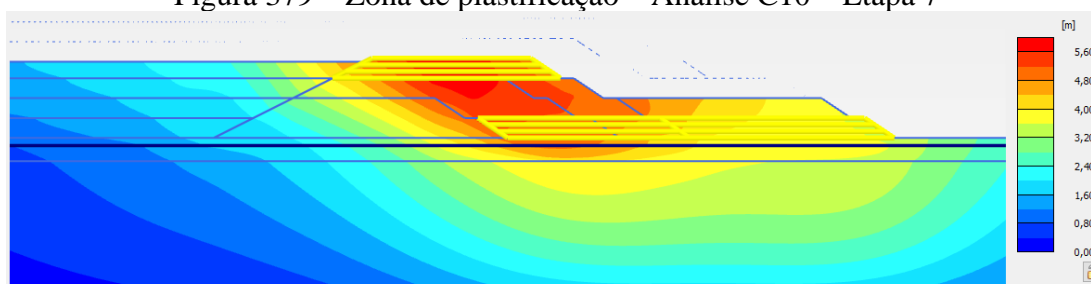


Figura 380 – Deformações – Análise C10 – Etapa 8

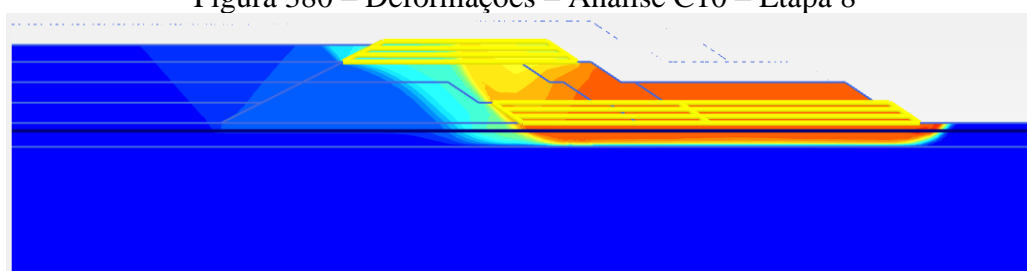


Figura 381 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 8

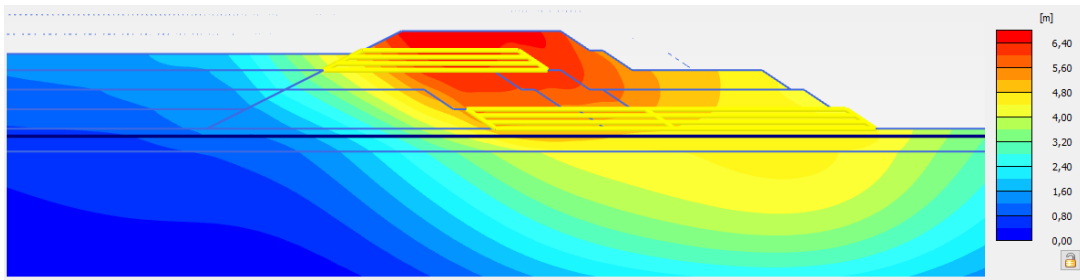


Figura 382 – Deformações – Análise C10 – Etapa 9

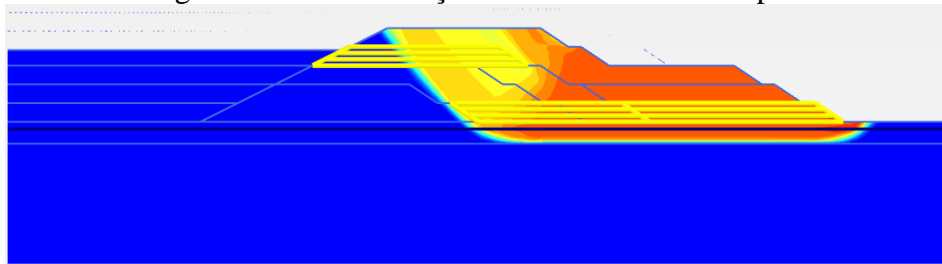


Figura 383 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 9

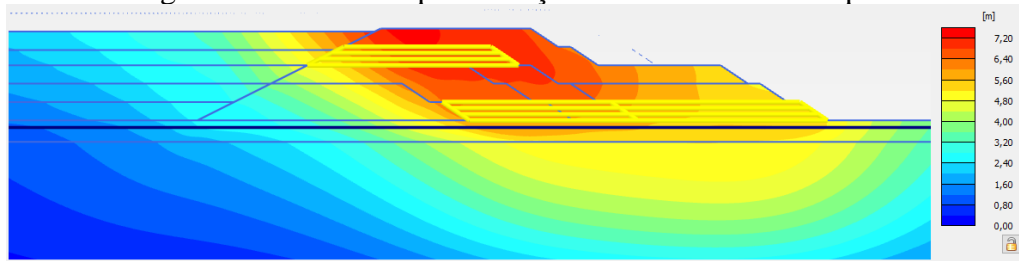


Figura 384 – Deformações – Análise C10 – Etapa 10

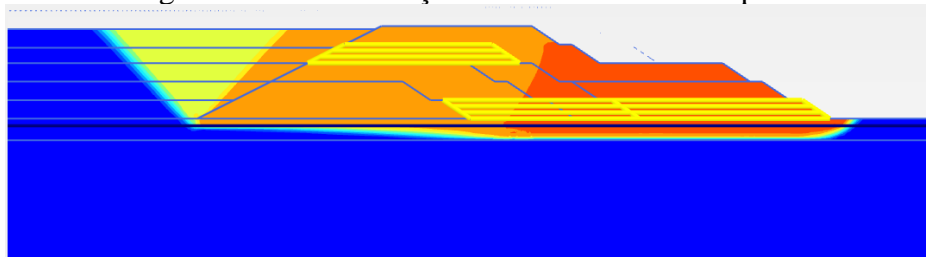


Figura 385 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 10

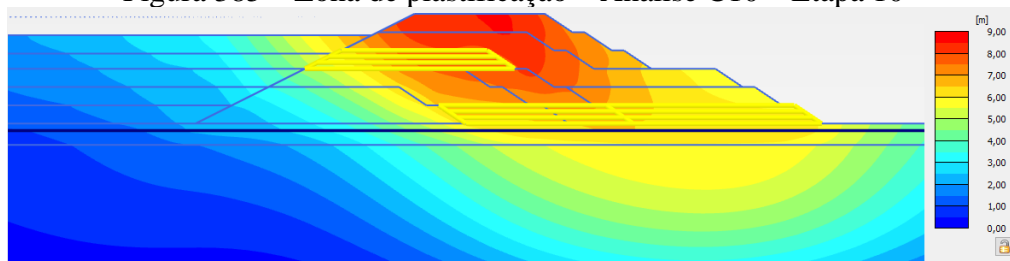


Figura 386 – Deformações – Análise C10 – Etapa 11

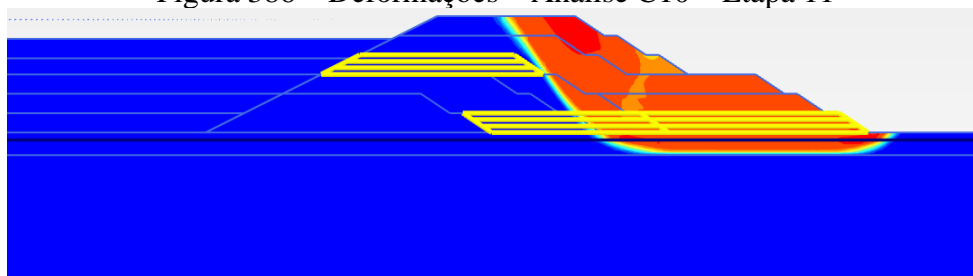


Figura 387 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 11

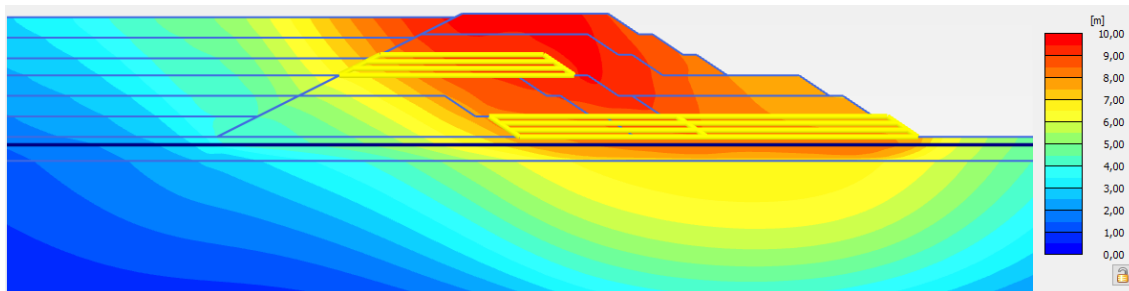


Figura 388 – Deformações – Análise C10 – Etapa 12

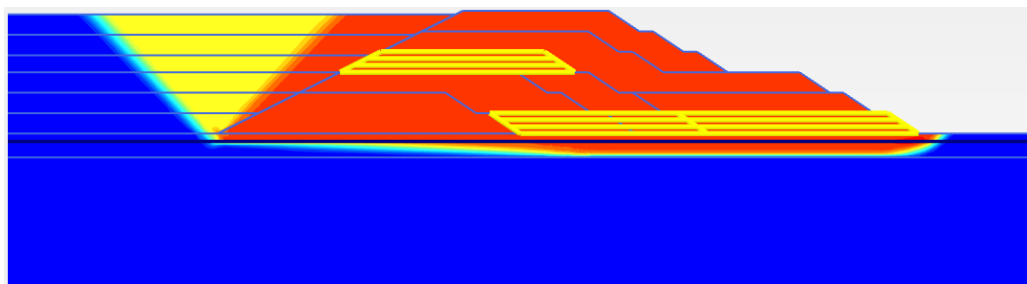


Figura 389 – Zona de plastificação – Análise C10 – Etapa 12

- Análise C11:

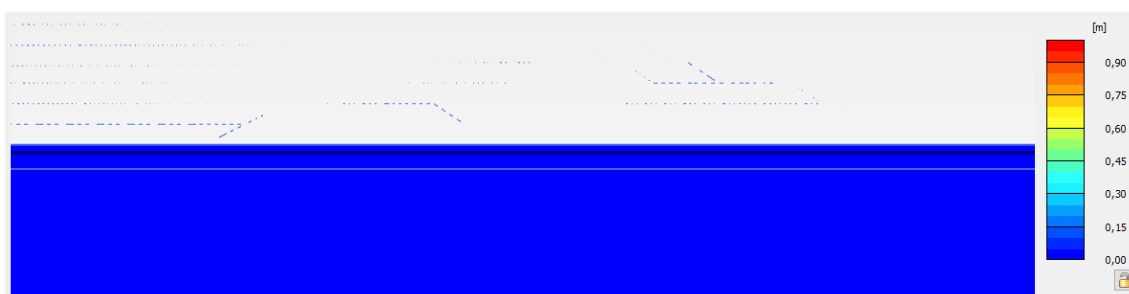


Figura 390 – Deformações – Análise C11 – Fase Inicial

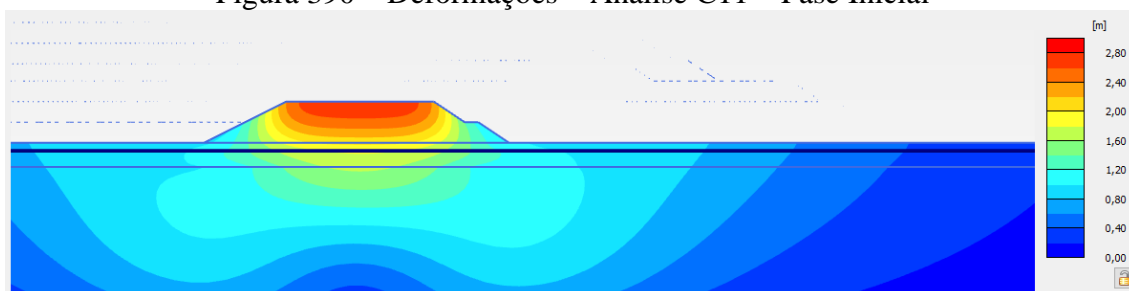


Figura 391 – Deformações – Análise C11 – Etapa 1

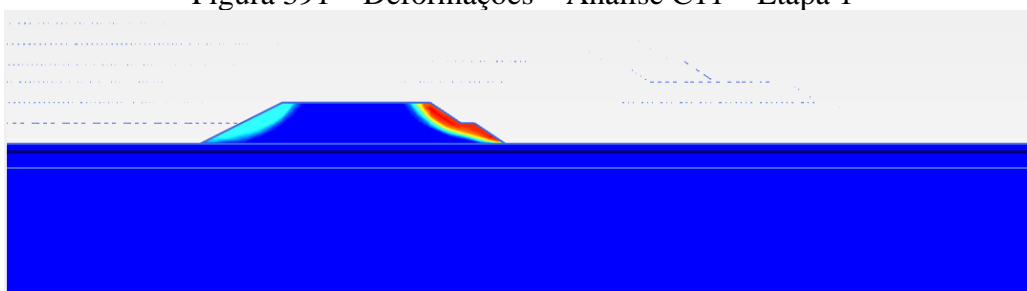


Figura 392 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 1

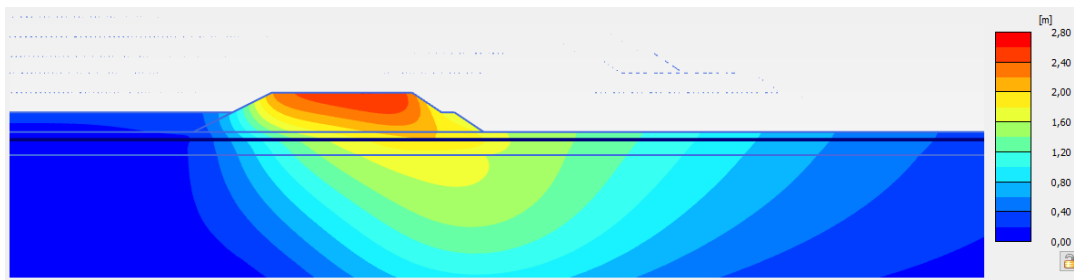


Figura 393 – Deformações – Análise C11 – Etapa 2

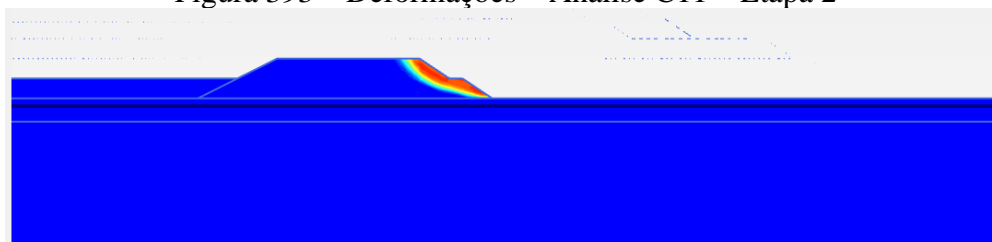


Figura 394 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 2

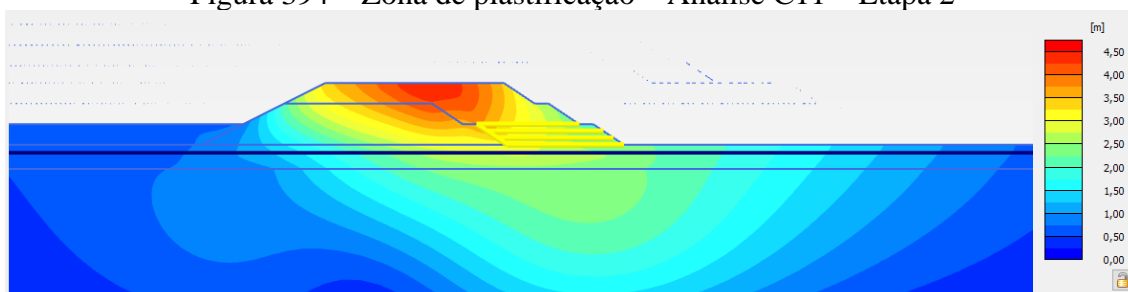


Figura 395 – Deformações – Análise C11 – Etapa 3

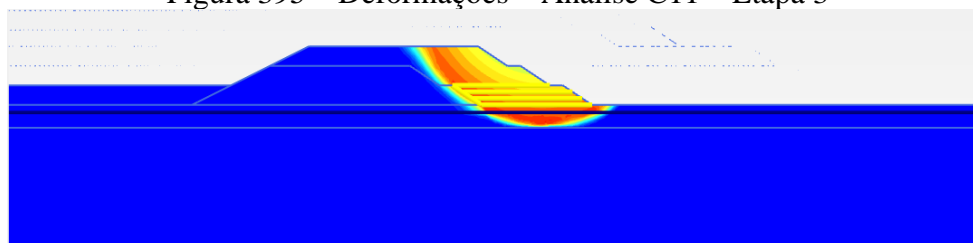


Figura 396 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 3

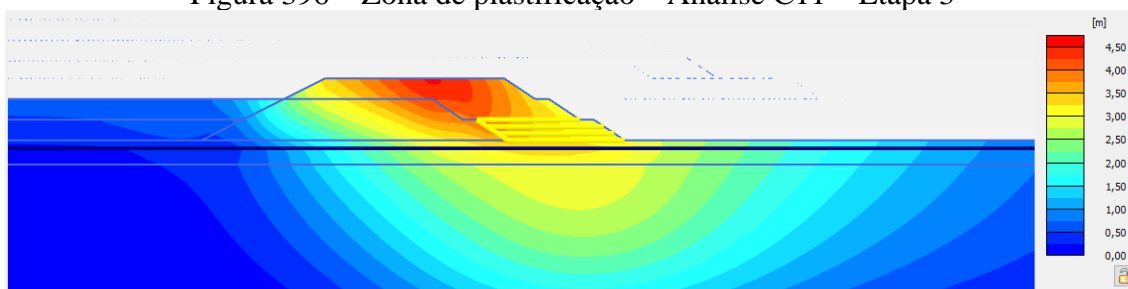


Figura 397 – Deformações – Análise C11 – Etapa 4

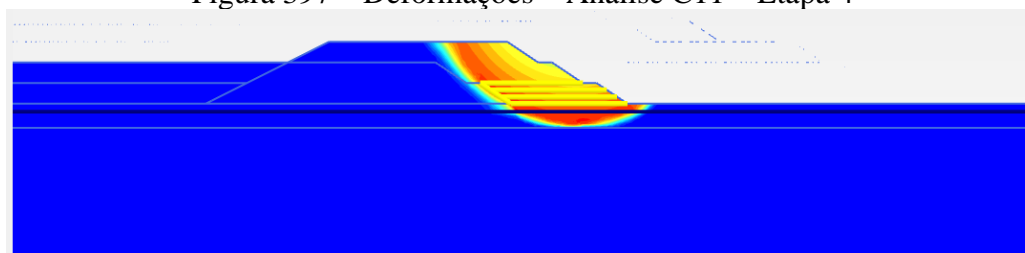


Figura 398 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 4

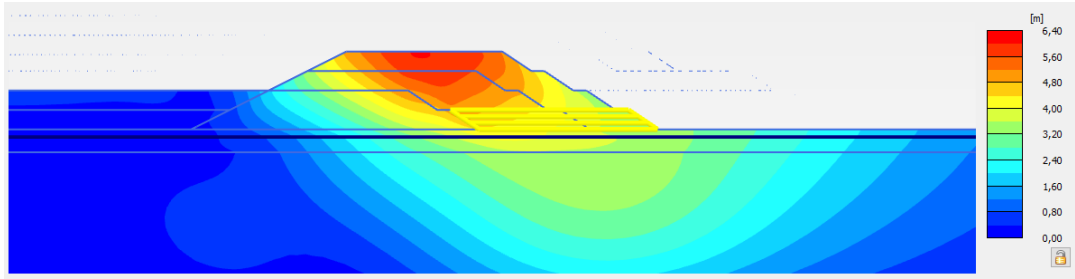


Figura 399 – Deformações – Análise C11 – Etapa 5

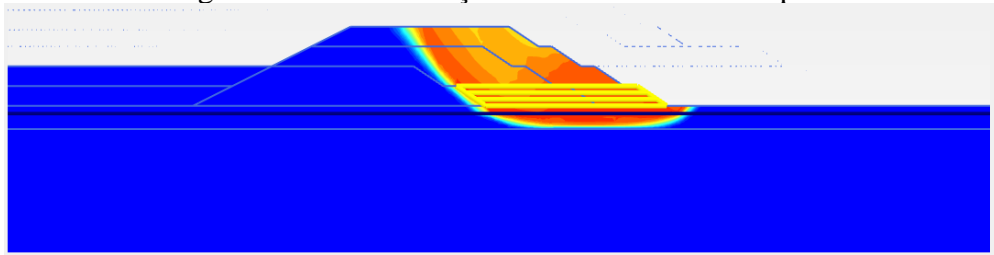


Figura 400 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 5

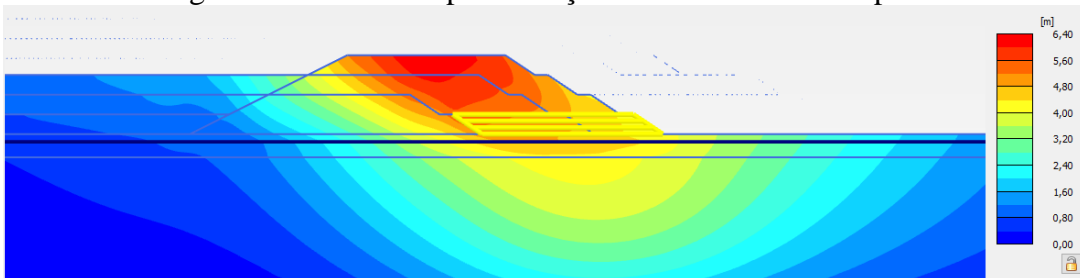


Figura 401 – Deformações – Análise C11 – Etapa 6

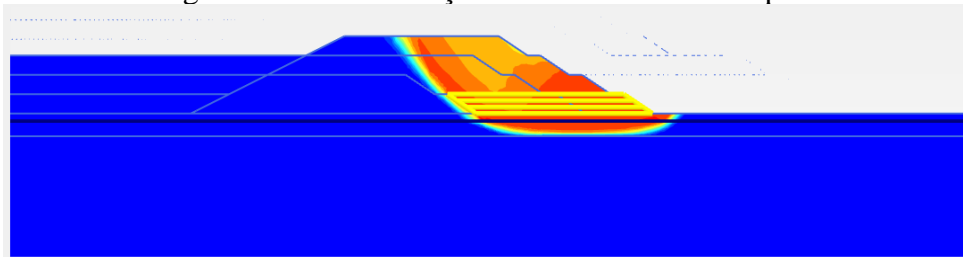


Figura 402 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 6

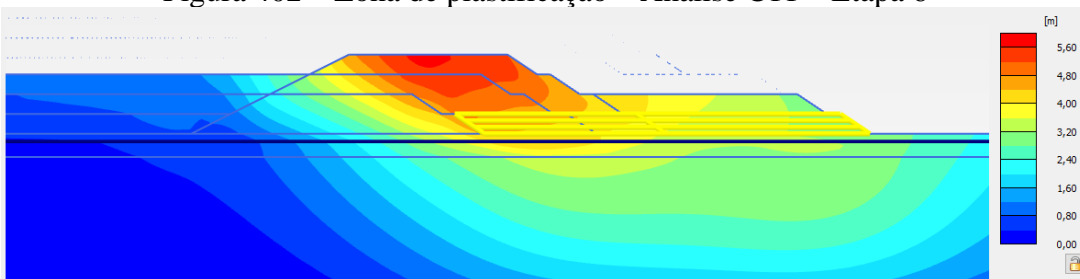


Figura 403 – Deformações – Análise C11 – Etapa 7

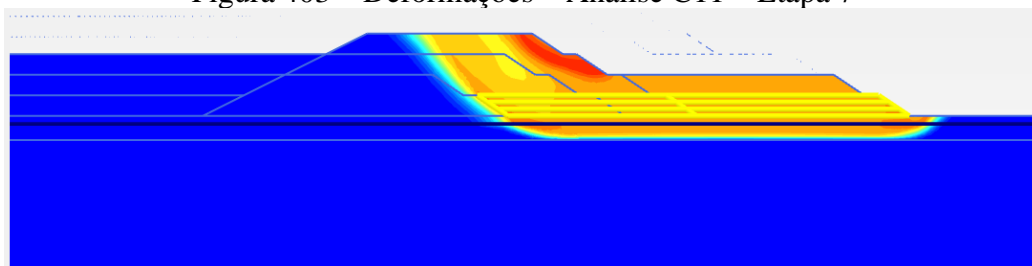


Figura 404 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 7

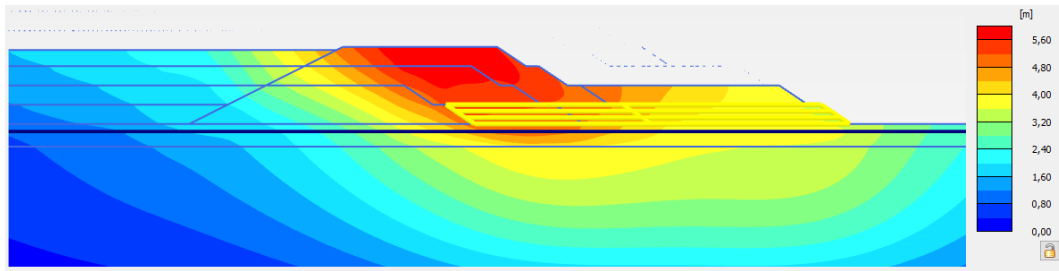


Figura 405 – Deformações – Análise C11 – Etapa 8

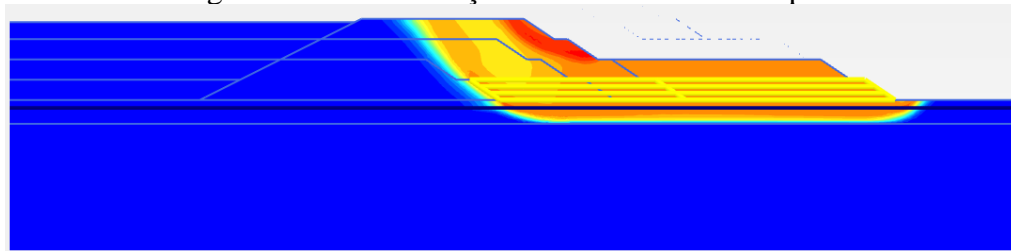


Figura 406 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 8

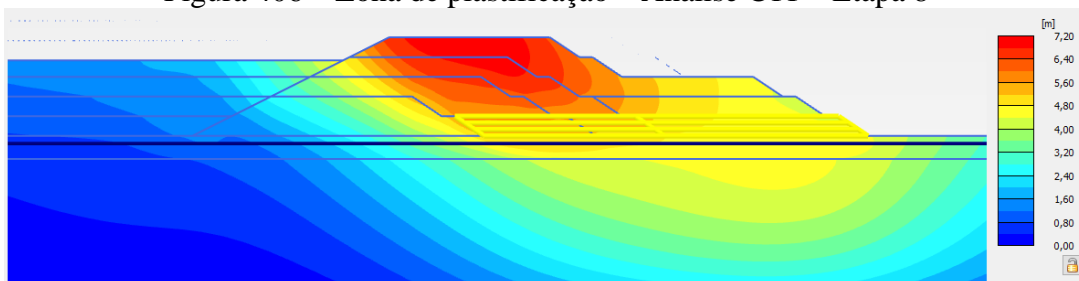


Figura 407 – Deformações – Análise C11 – Etapa 9

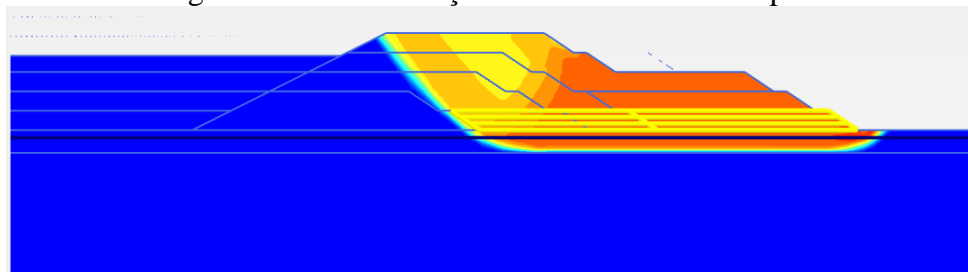


Figura 408 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 9

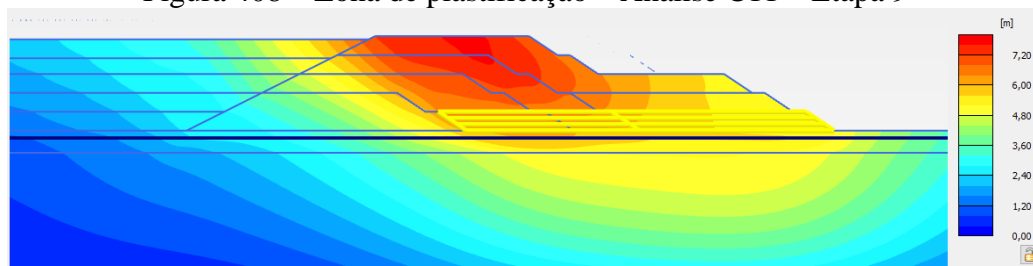


Figura 409 – Deformações – Análise C11 – Etapa 10

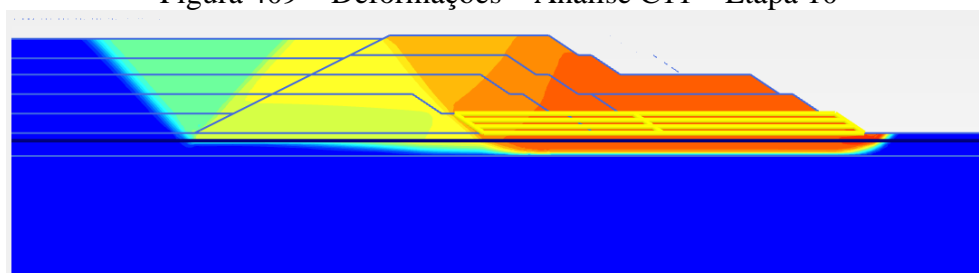


Figura 410 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 10

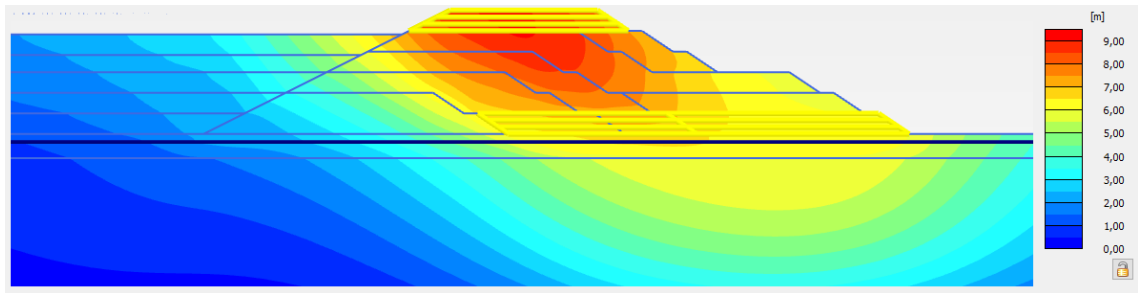


Figura 411 – Deformações – Análise C11 – Etapa 11

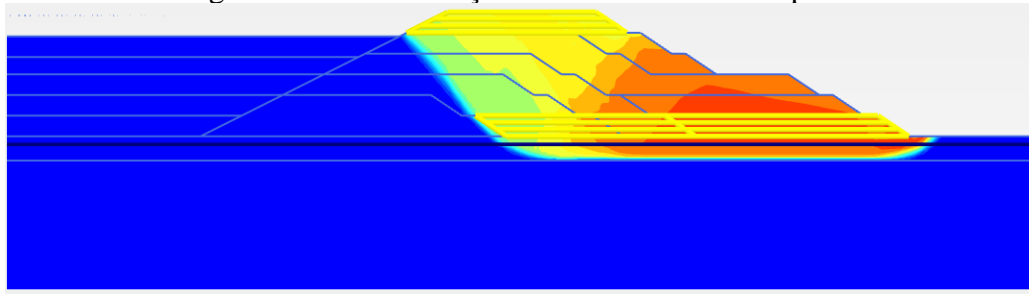


Figura 412 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 11

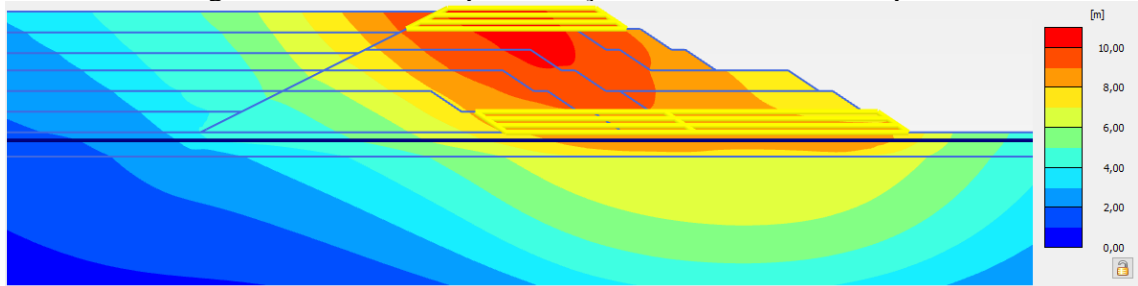


Figura 413 – Deformações – Análise C11 – Etapa 12

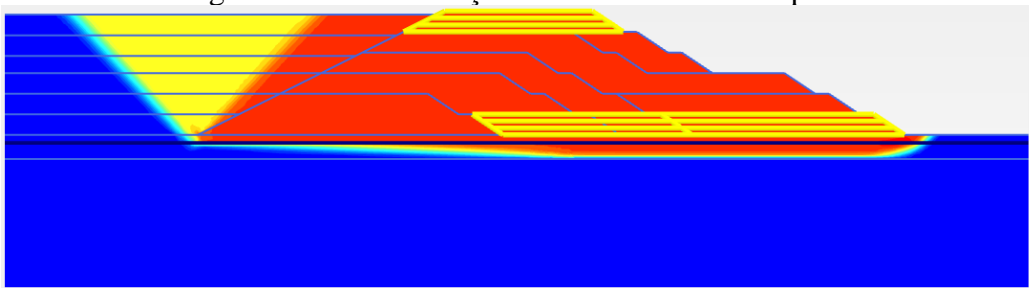


Figura 414 – Zona de plastificação – Análise C11 – Etapa 12

- Análise C12:

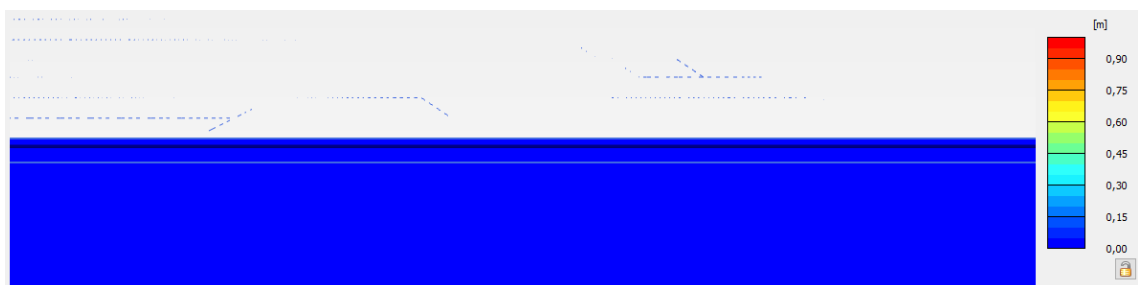


Figura 415 – Deformações – Análise C12 – Fase Inicial



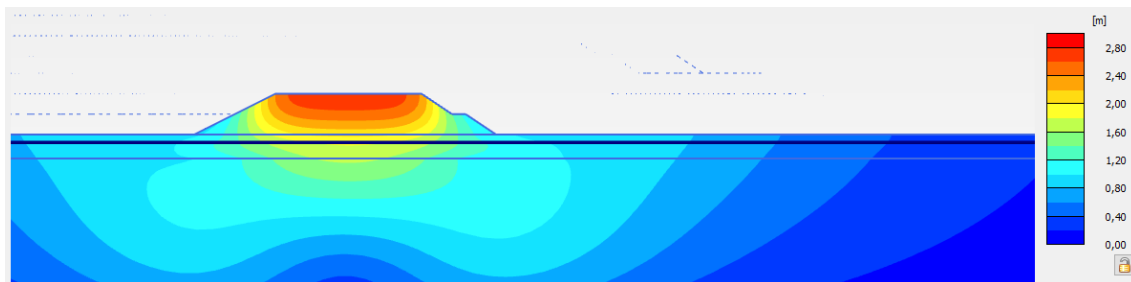


Figura 416 – Deformações – Análise C12 – Etapa 1

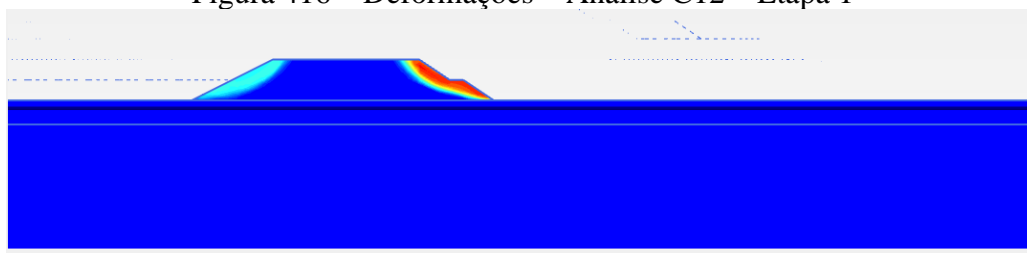


Figura 417 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 1

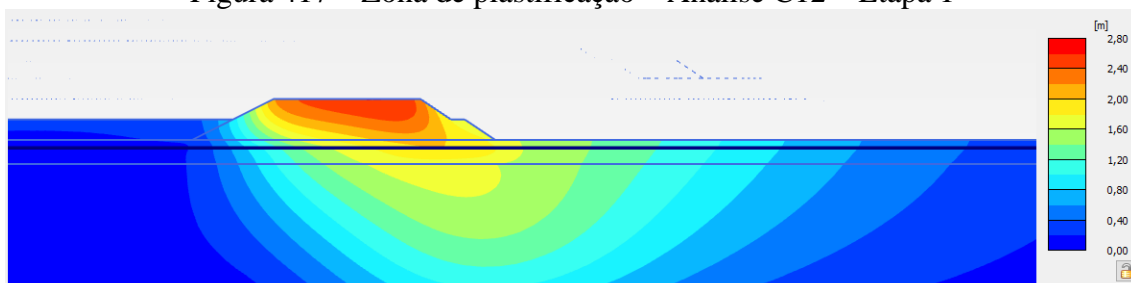


Figura 418 – Deformações – Análise C12 – Etapa 2

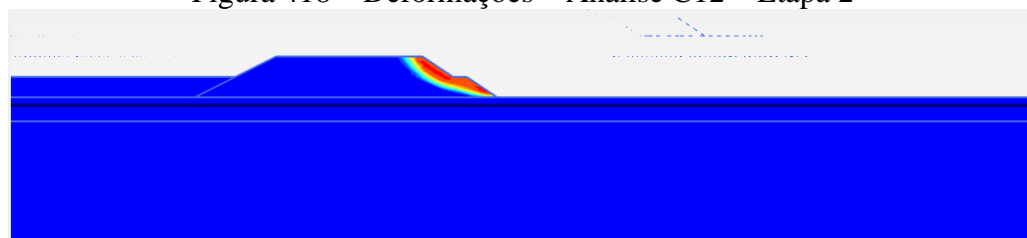


Figura 419 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 2

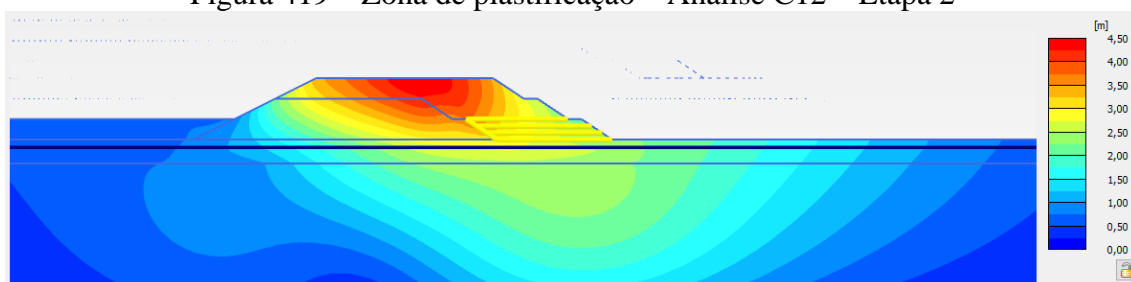


Figura 420 – Deformações – Análise C12 – Etapa 3

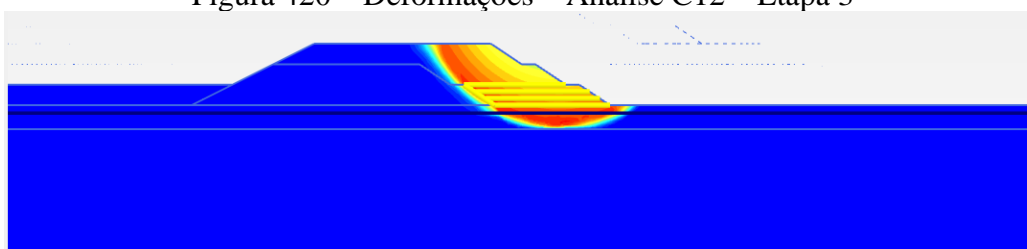


Figura 421 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 3

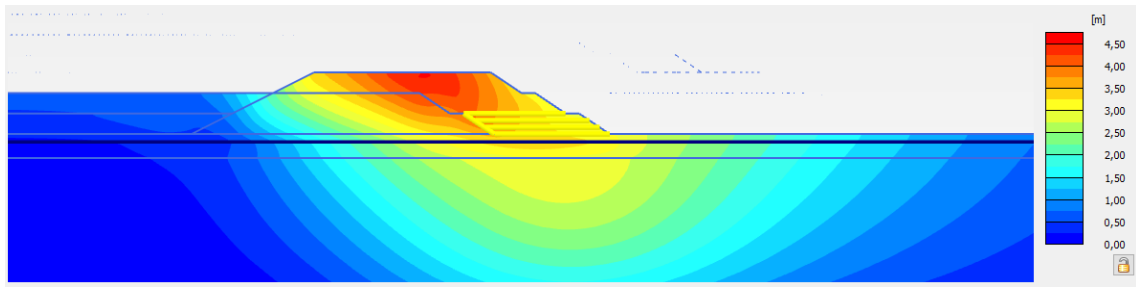


Figura 422 – Deformações – Análise C12 – Etapa 4

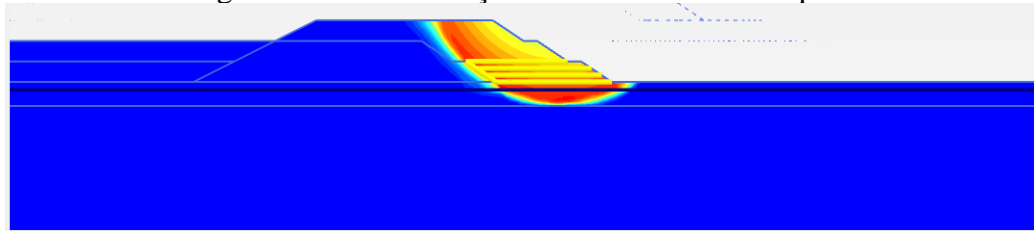


Figura 423 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 4

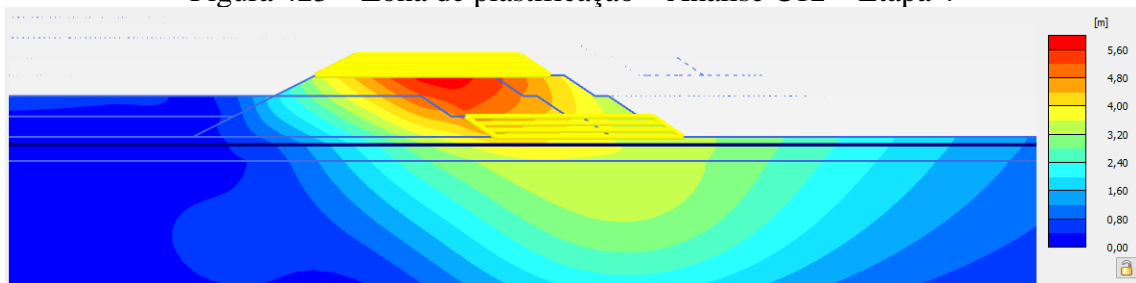


Figura 424 – Deformações – Análise C12 – Etapa 5

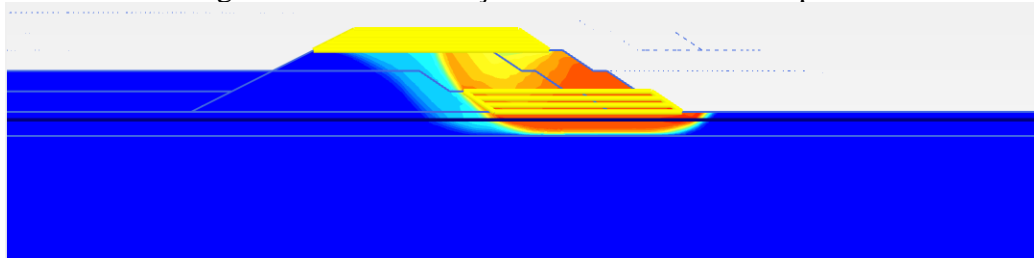


Figura 425 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 5

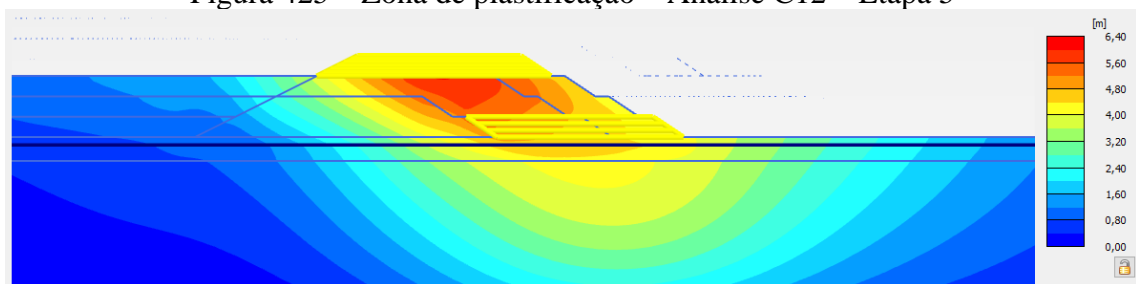


Figura 426 – Deformações – Análise C12 – Etapa 6

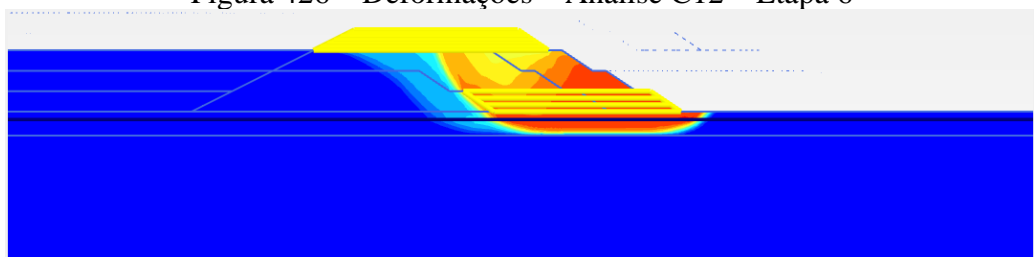


Figura 427 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 6

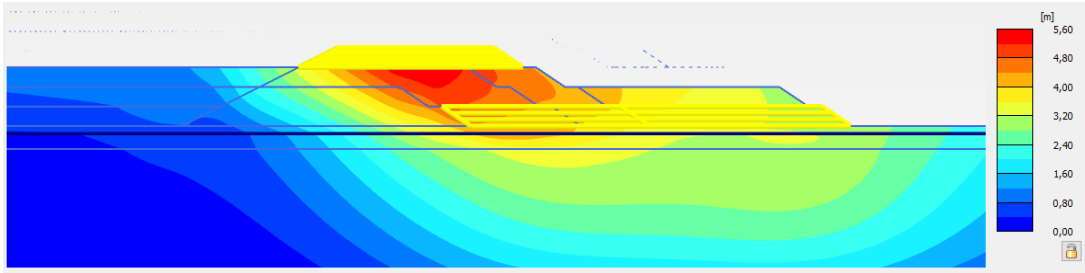


Figura 428 – Deformações – Análise C12 – Etapa 7

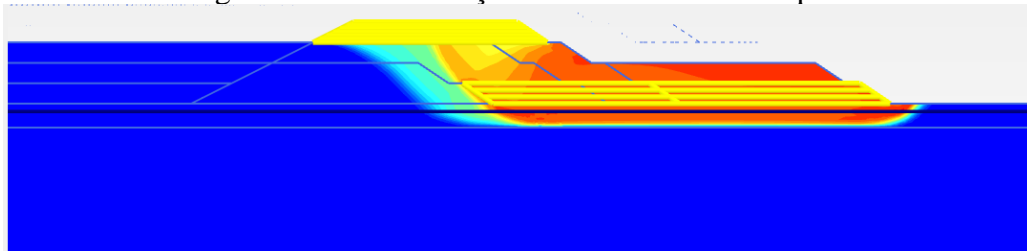


Figura 429 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 7

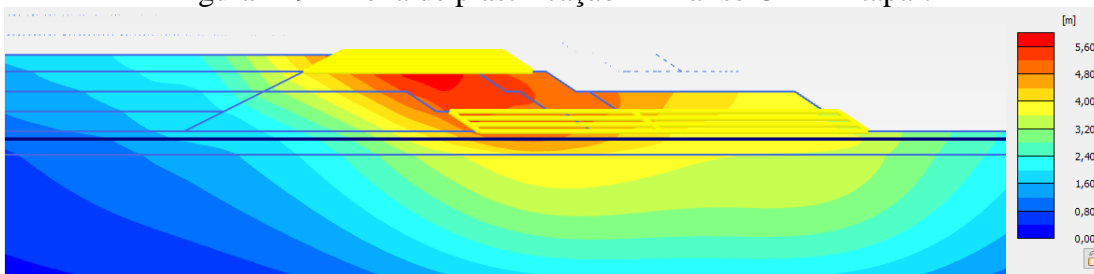


Figura 430 – Deformações – Análise C12 – Etapa 8

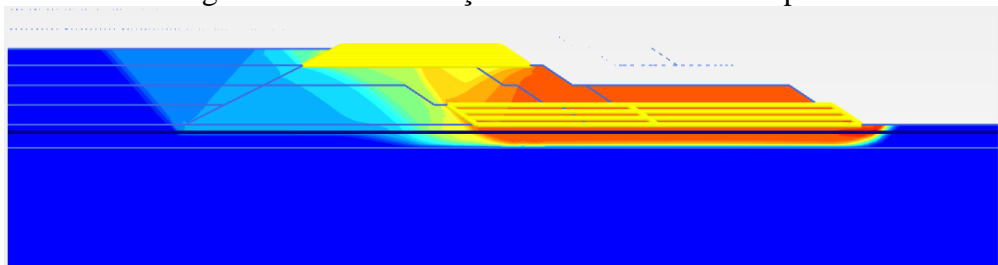


Figura 431 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 8

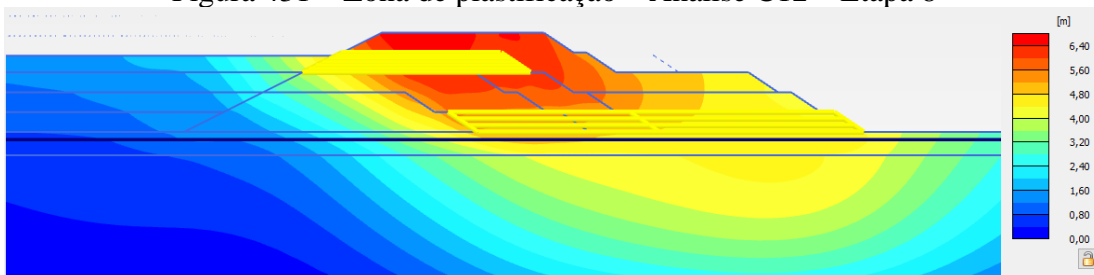


Figura 432 – Deformações – Análise C12 – Etapa 9

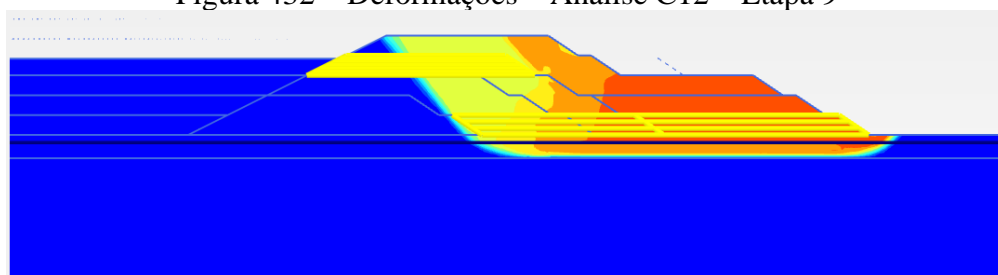


Figura 433 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 9

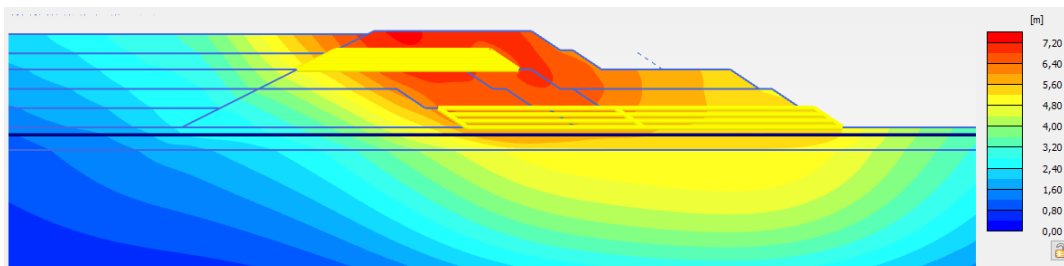


Figura 434 – Deformações – Análise C12 – Etapa 10

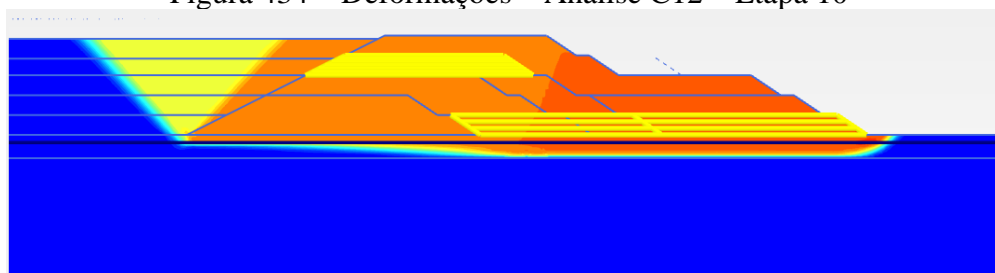


Figura 435 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 10

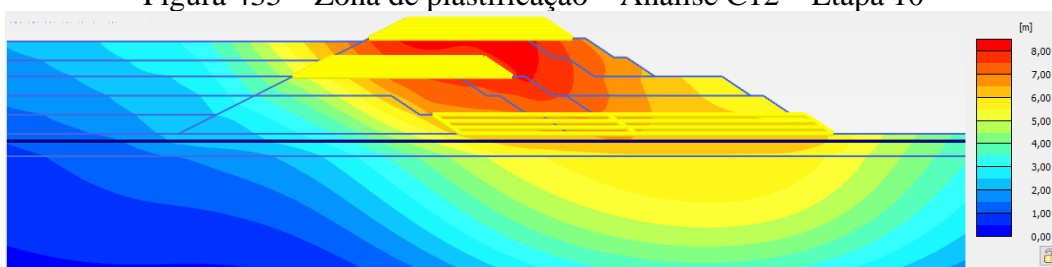


Figura 436 – Deformações – Análise C12 – Etapa 11

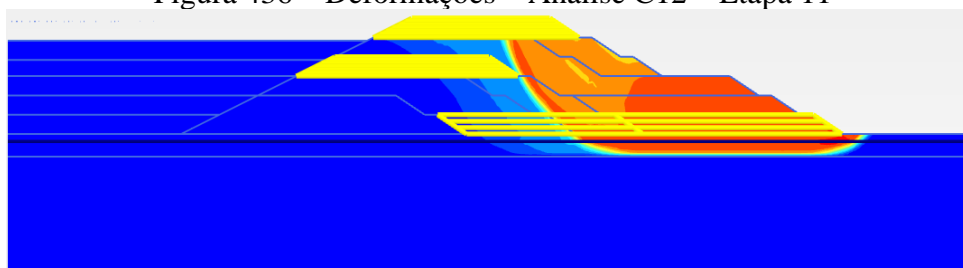


Figura 437 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 11

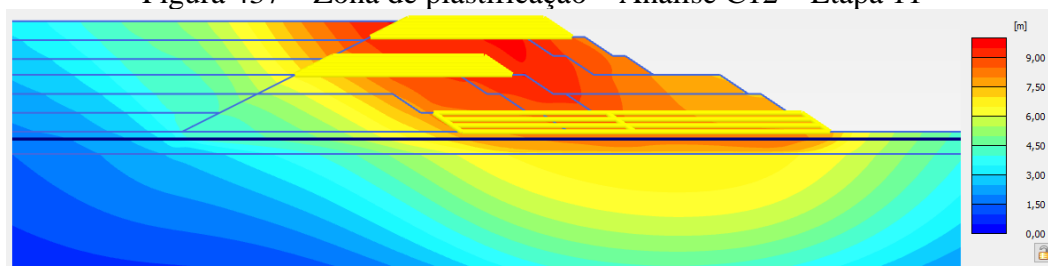


Figura 438 – Deformações – Análise C12 – Etapa 12



Figura 439 – Zona de plastificação – Análise C12 – Etapa 12

- Análise D1:

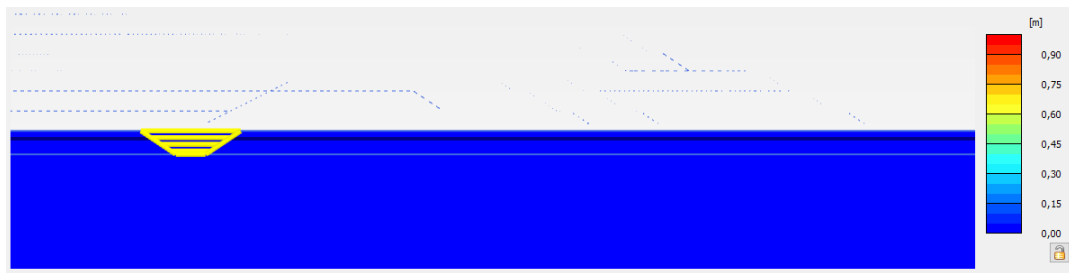


Figura 440 – Deformações – Análise D1 – Fase Inicial

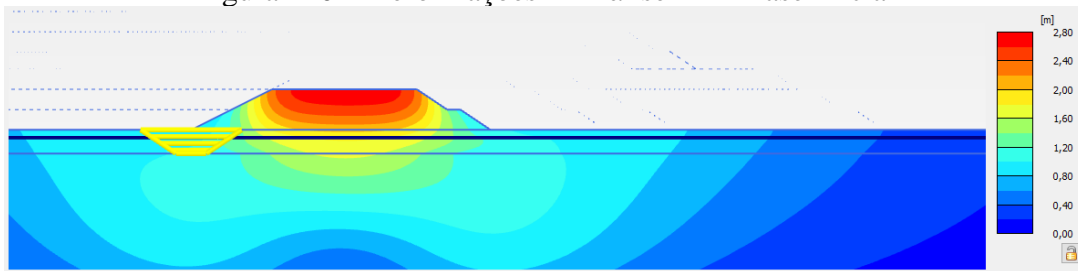


Figura 441 – Deformações – Análise D1 – Etapa 1

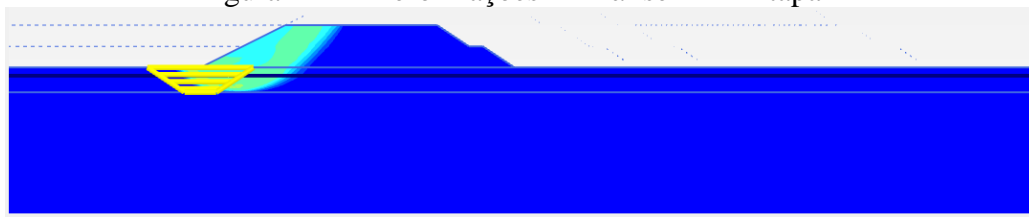


Figura 442 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 1

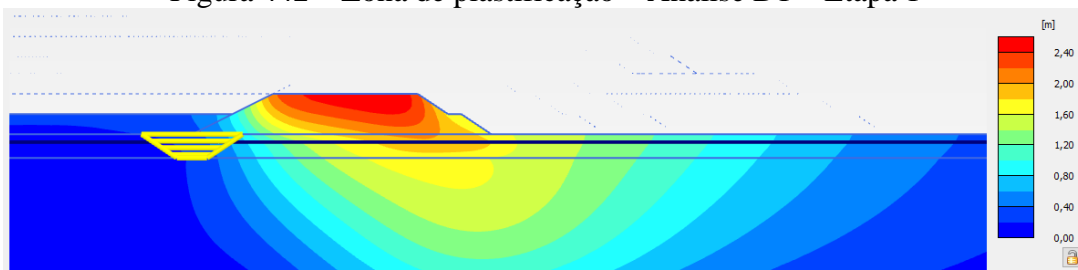


Figura 443 – Deformações – Análise D1 – Etapa 2

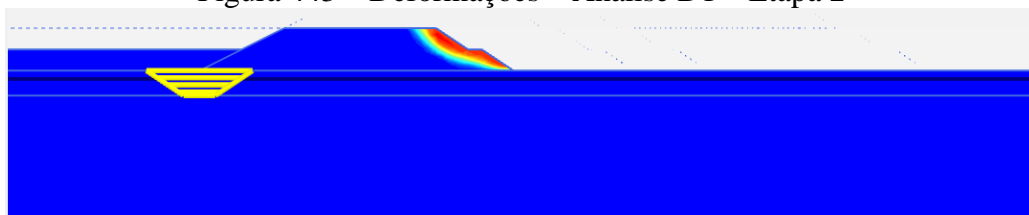


Figura 444 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 2

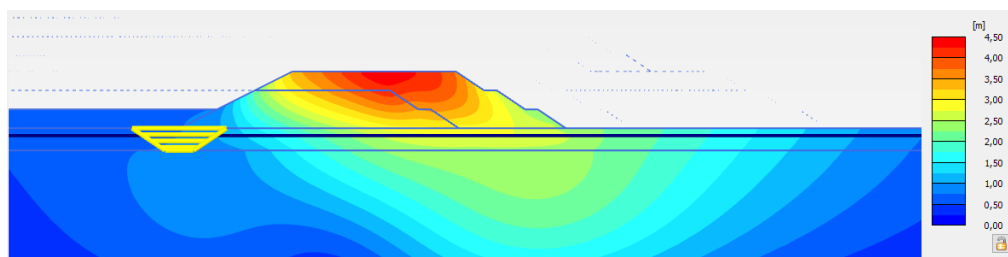


Figura 445 – Deformações – Análise D1 – Etapa 3

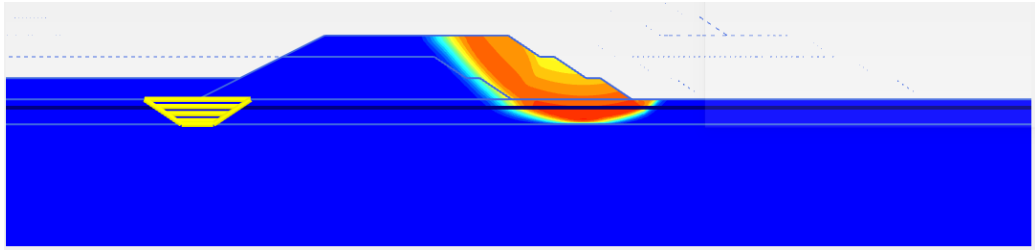


Figura 446 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 3

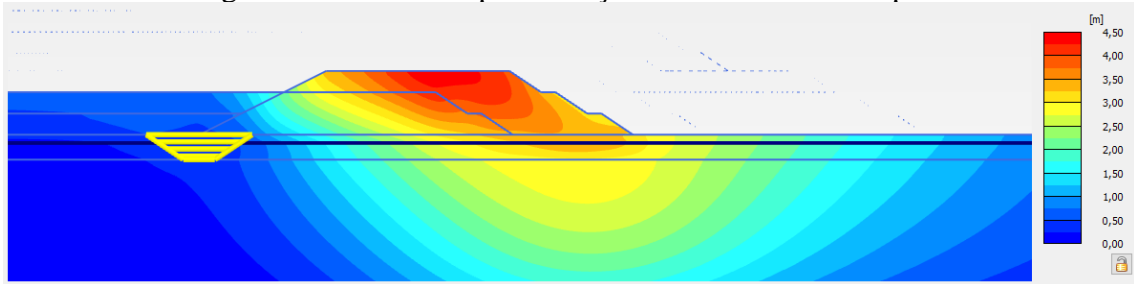


Figura 447 – Deformações – Análise D1 – Etapa 4

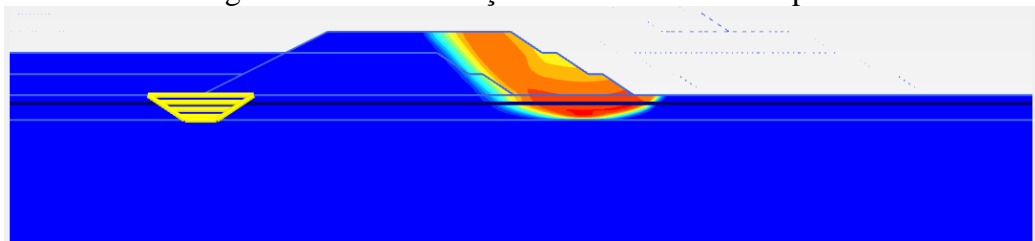


Figura 448 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 4

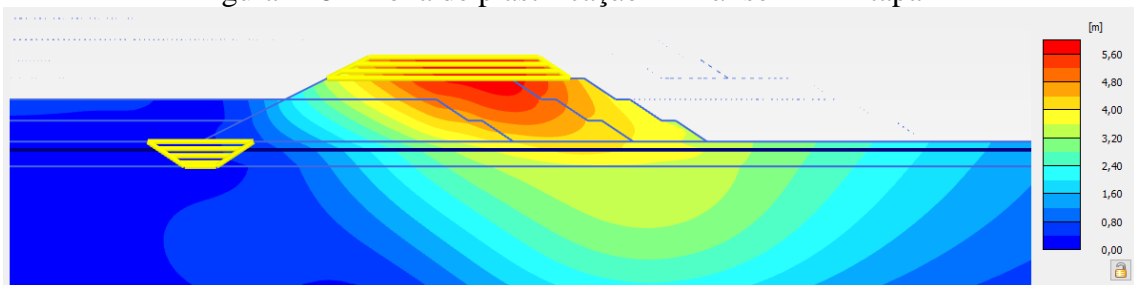


Figura 449 – Deformações – Análise D1 – Etapa 5

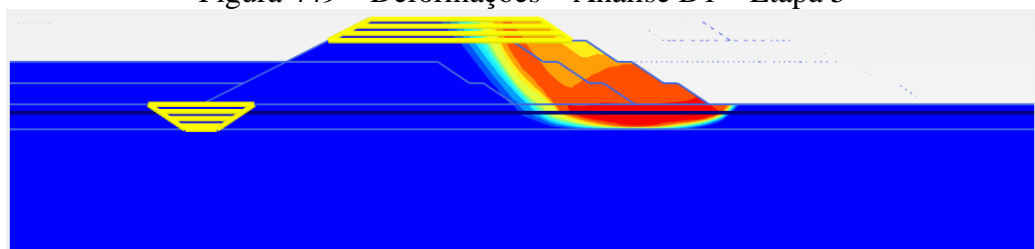


Figura 450 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 5

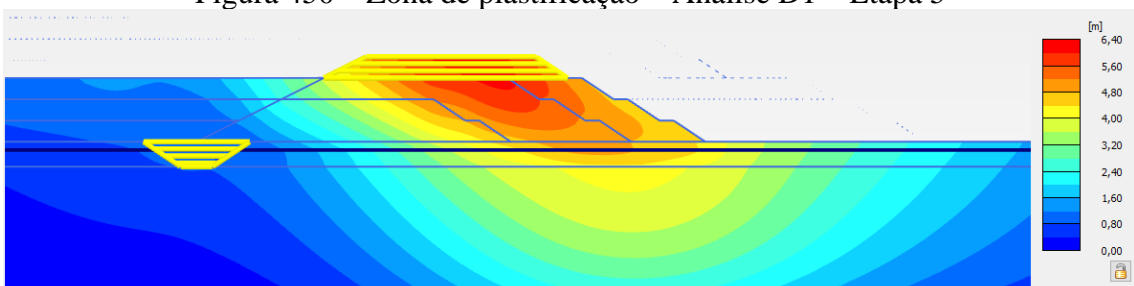


Figura 451 – Deformações – Análise D1 – Etapa 6

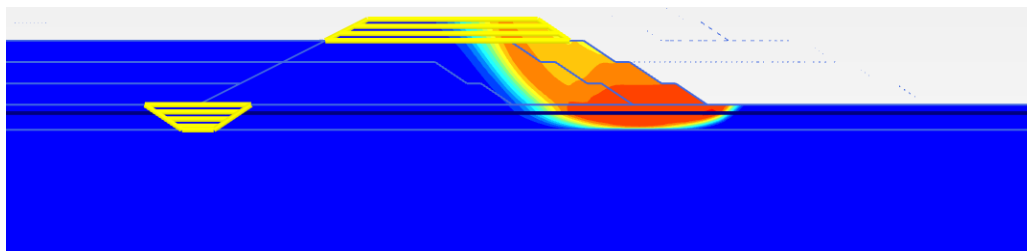


Figura 452 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 6

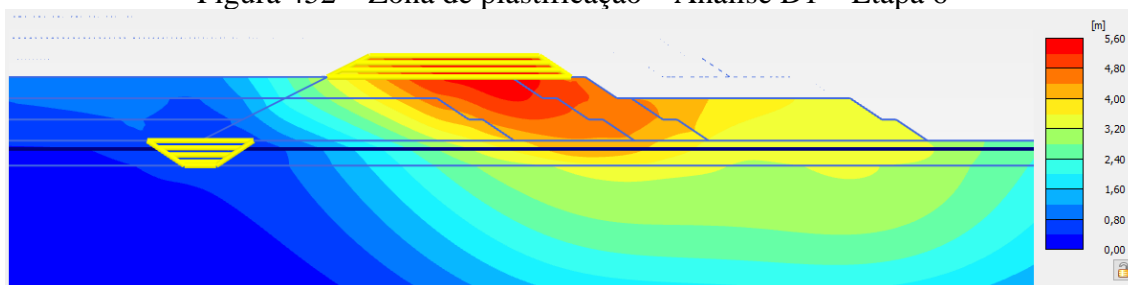


Figura 453 – Deformações – Análise D1 – Etapa 7

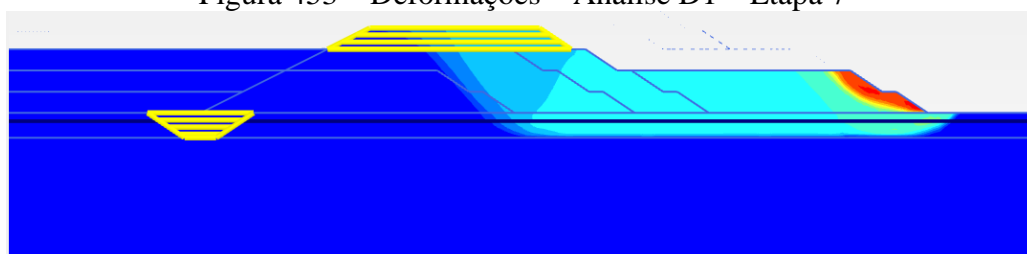


Figura 454 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 7

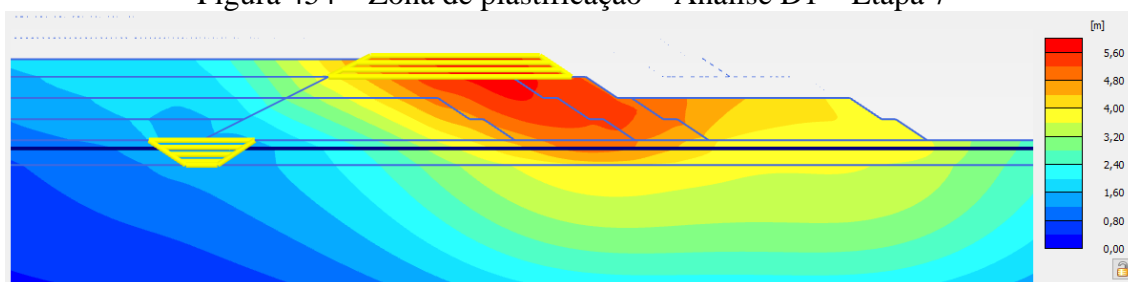


Figura 455 – Deformações – Análise D1 – Etapa 8

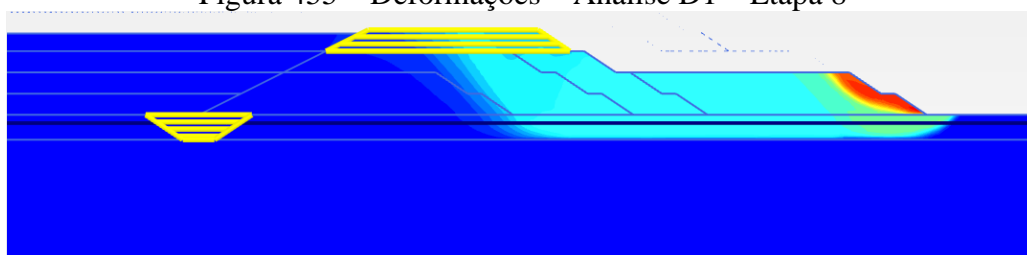


Figura 456 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 8

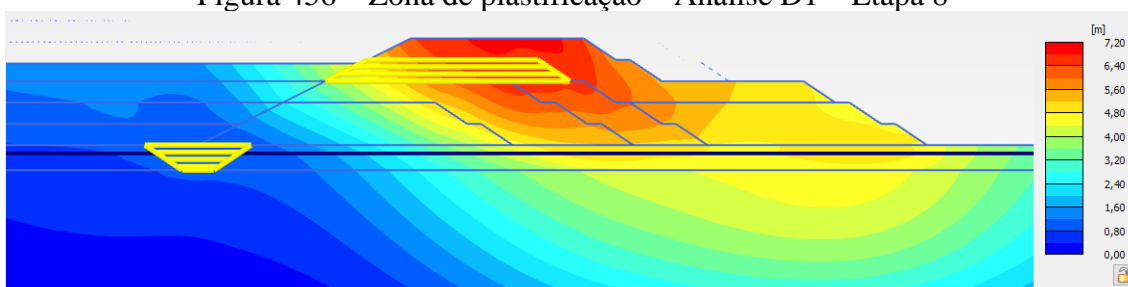


Figura 457 – Deformações – Análise D1 – Etapa 9

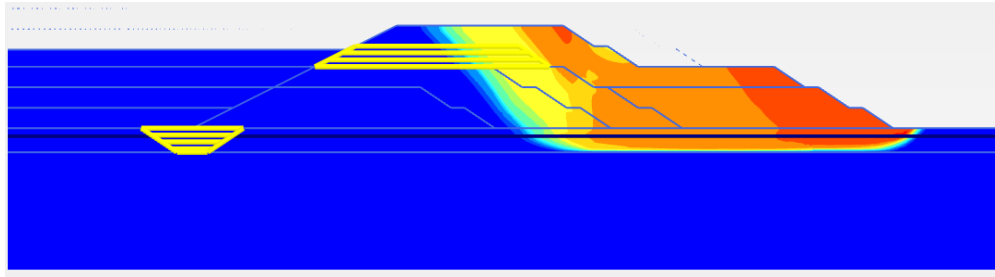


Figura 458 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 9

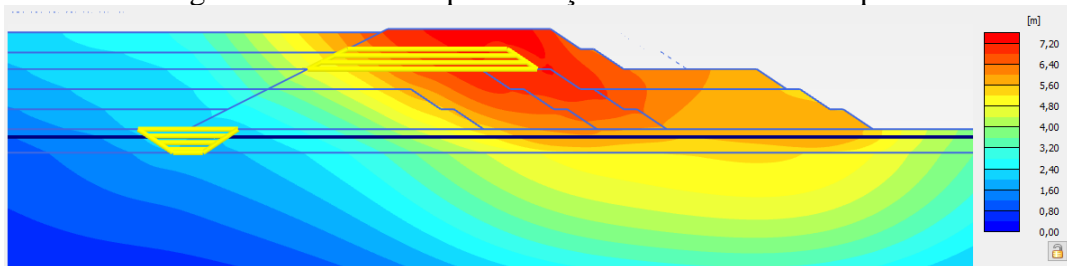


Figura 459 – Deformações – Análise D1 – Etapa 10

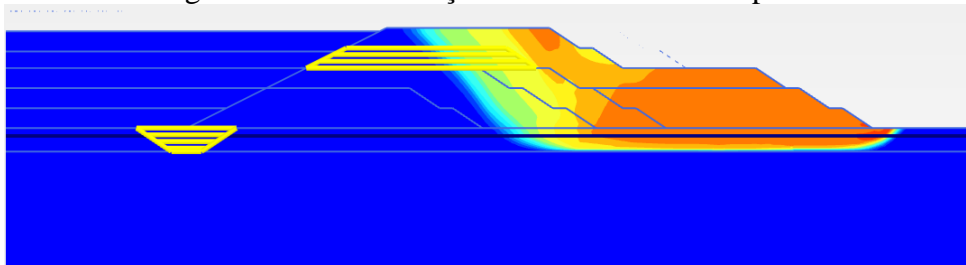


Figura 460 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 10

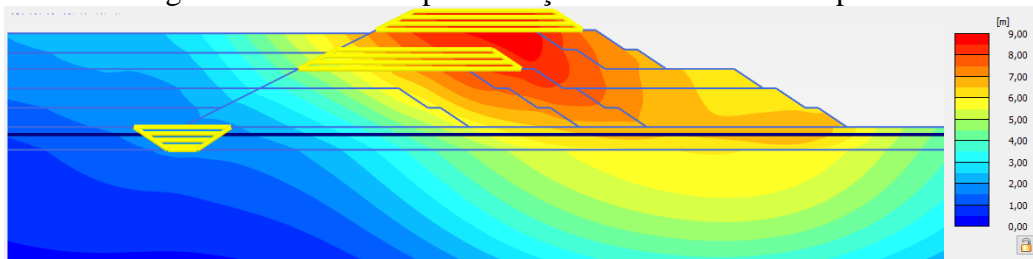


Figura 461 – Deformações – Análise D1 – Etapa 11

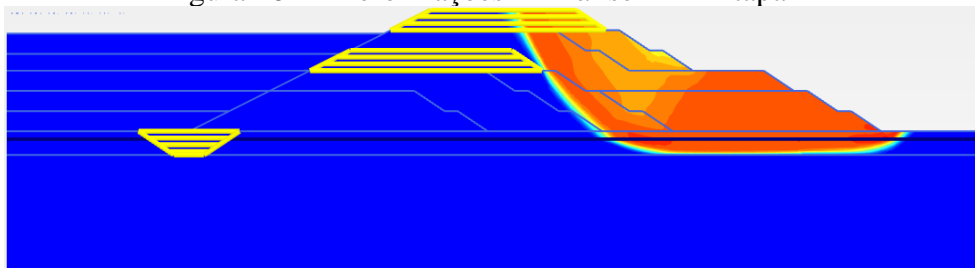


Figura 462 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 11

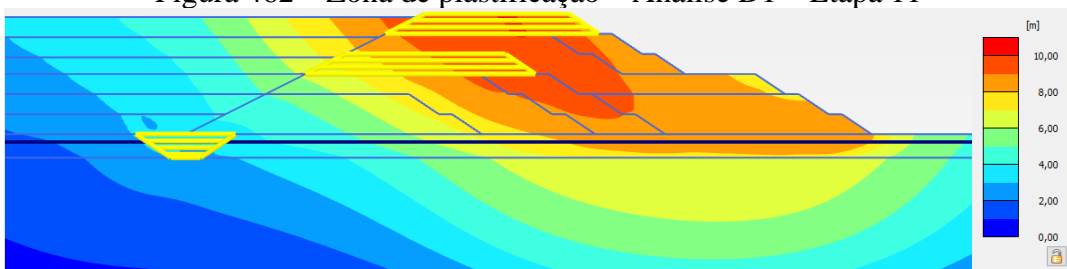


Figura 463 – Deformações – Análise D1 – Etapa 12



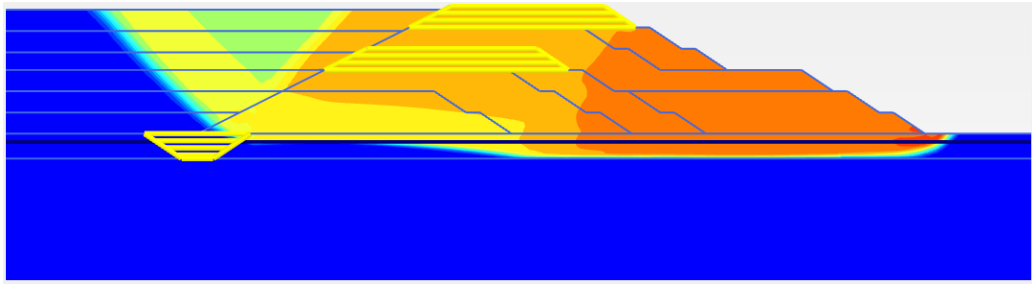


Figura 464 – Zona de plastificação – Análise D1 – Etapa 12

- Análise D2:

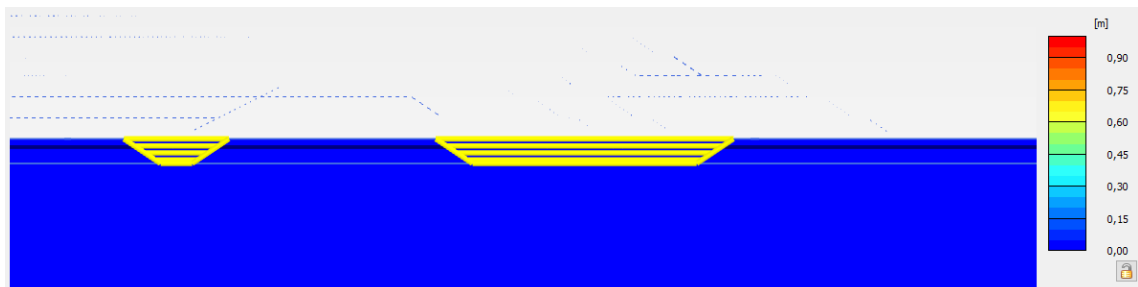


Figura 465 – Deformações – Análise D2 – Etapa 1

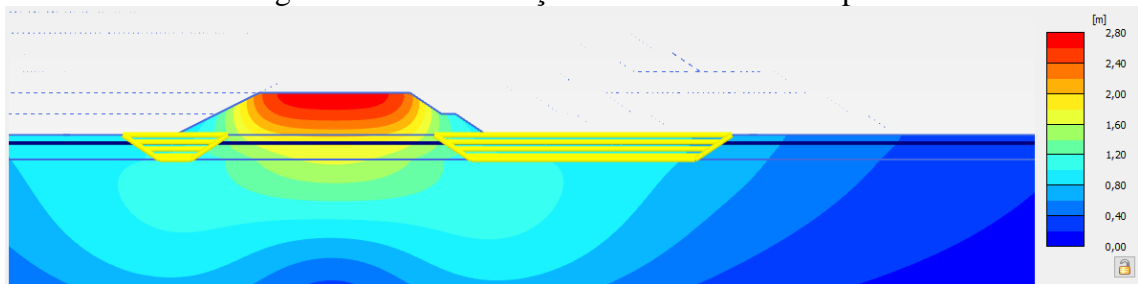


Figura 466 – Deformações – Análise D2 – Etapa 1

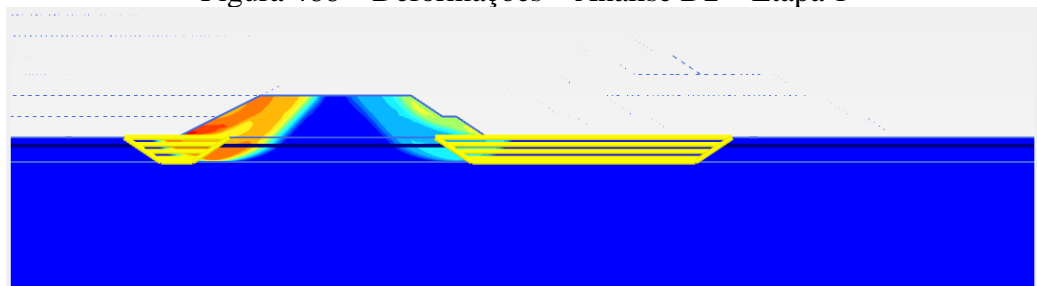


Figura 467 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 1

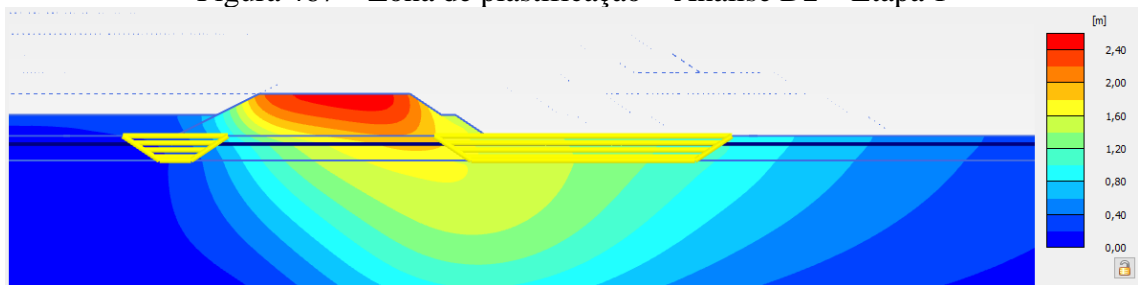


Figura 468 – Deformações – Análise D2 – Etapa 2

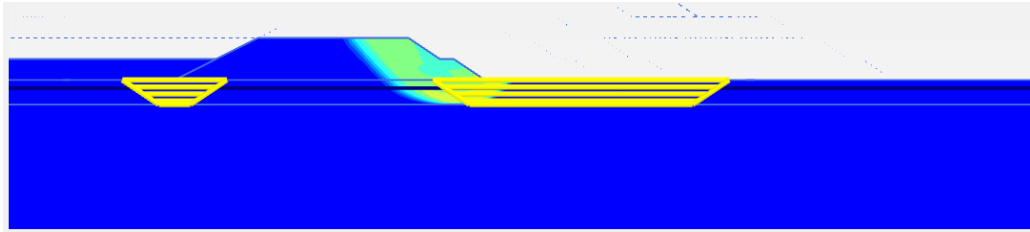


Figura 469 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 2

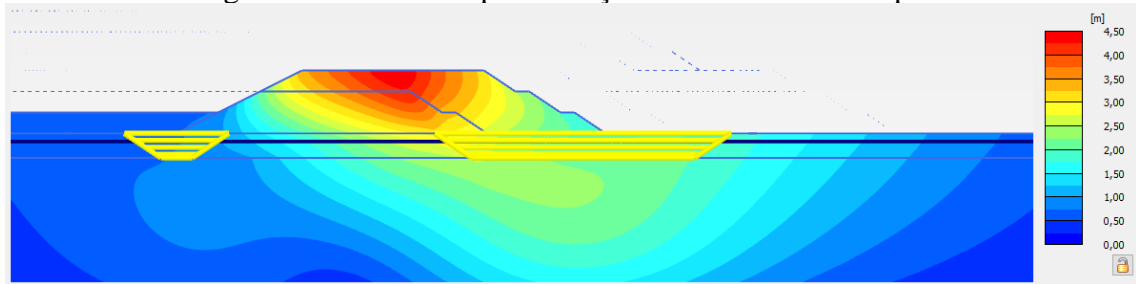


Figura 470 – Deformações – Análise D2 – Etapa 3

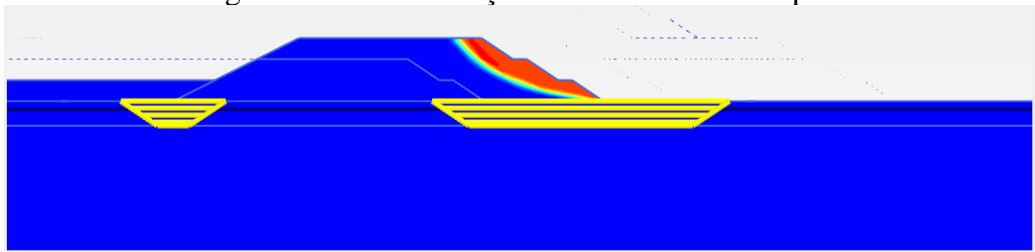


Figura 471 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 3

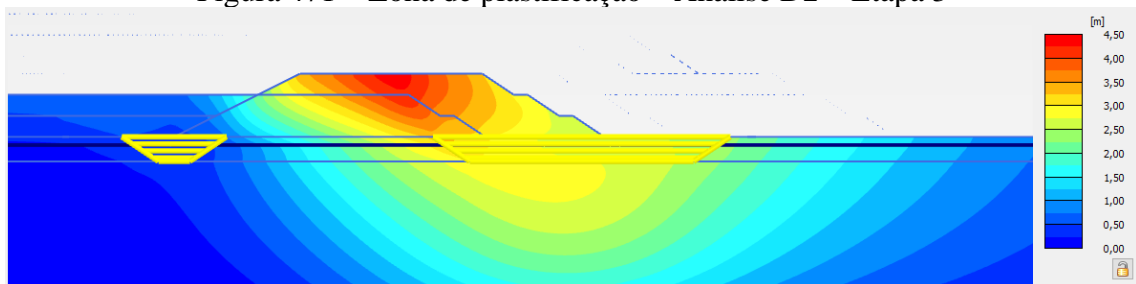


Figura 472 – Deformações – Análise D2 – Etapa 4

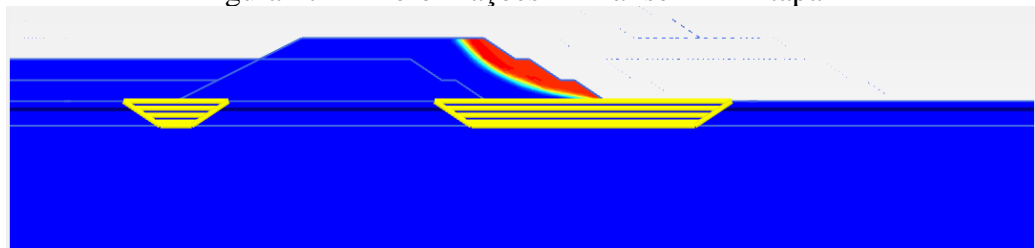


Figura 473 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 4

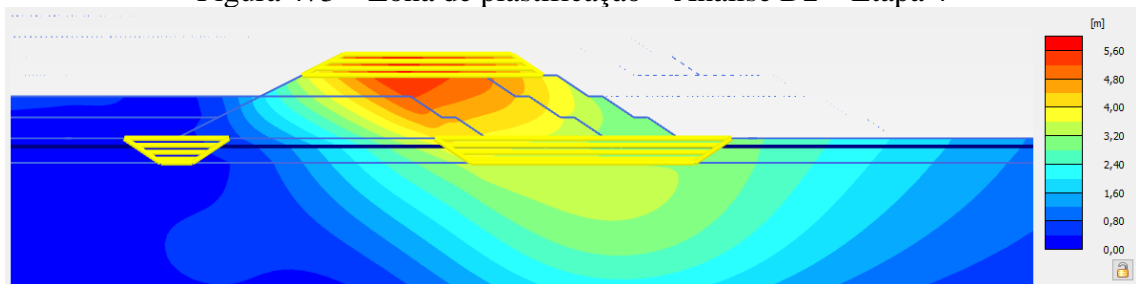


Figura 474 – Deformações – Análise D2 – Etapa 5

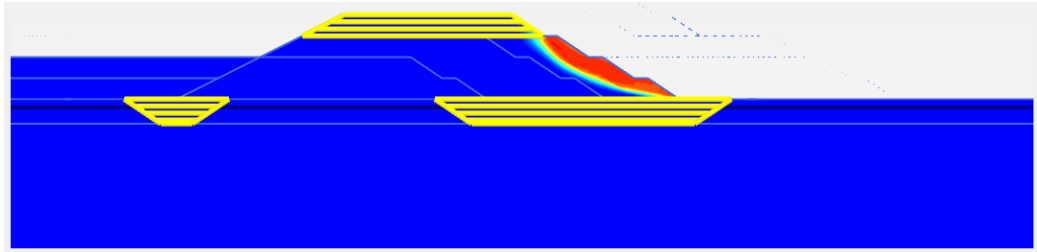


Figura 475 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 5

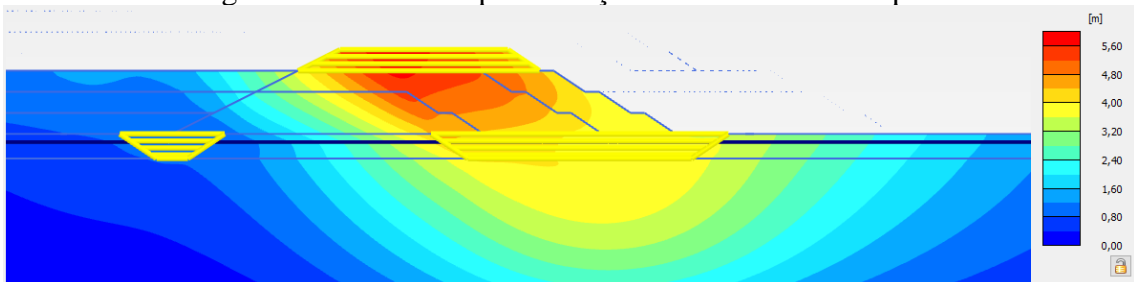


Figura 476 – Deformações – Análise D2 – Etapa 6

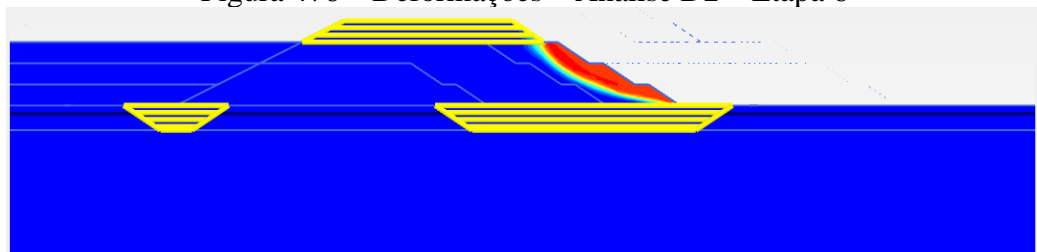


Figura 477 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 6

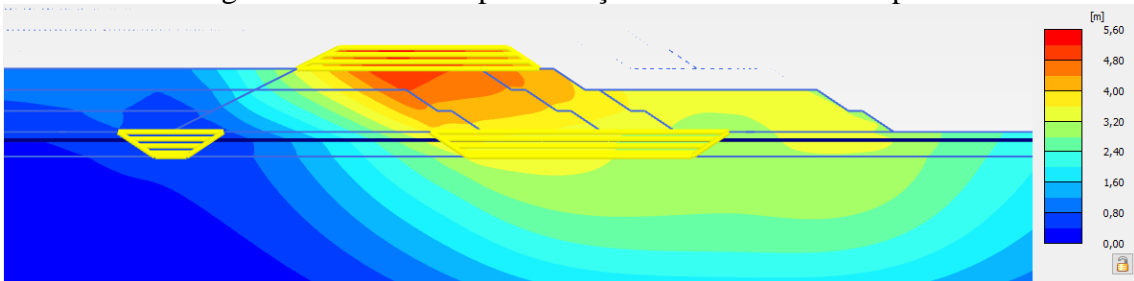


Figura 478 – Deformações – Análise D2 – Etapa 7

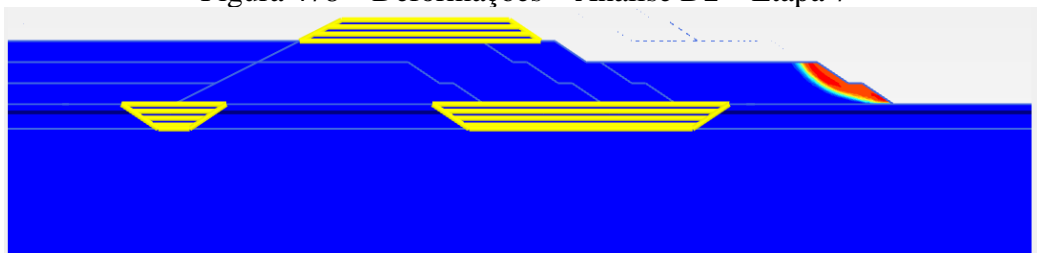


Figura 479 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 7

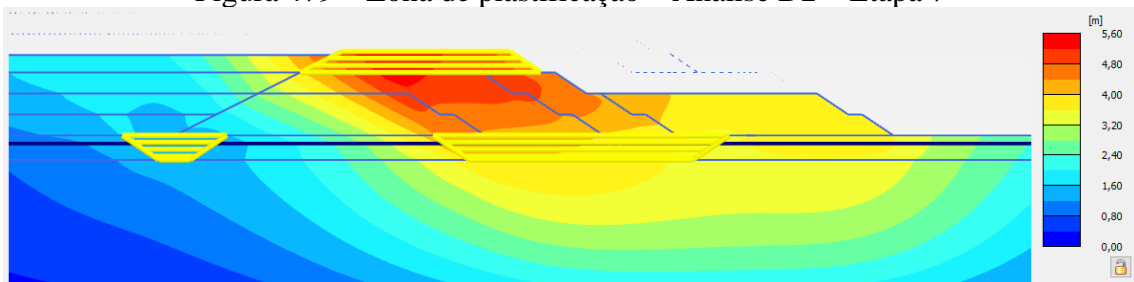


Figura 480 – Deformações – Análise D2 – Etapa 8

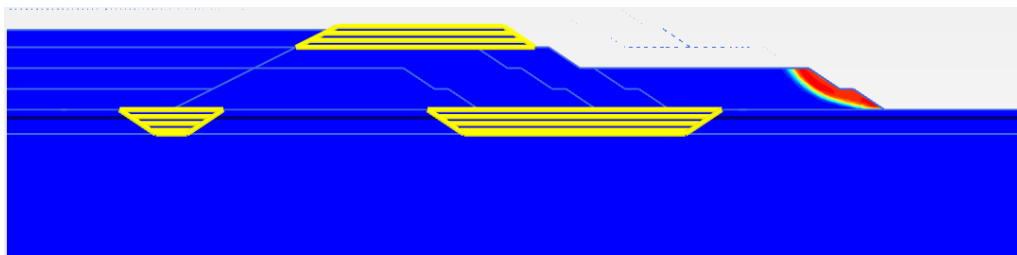


Figura 481 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 8

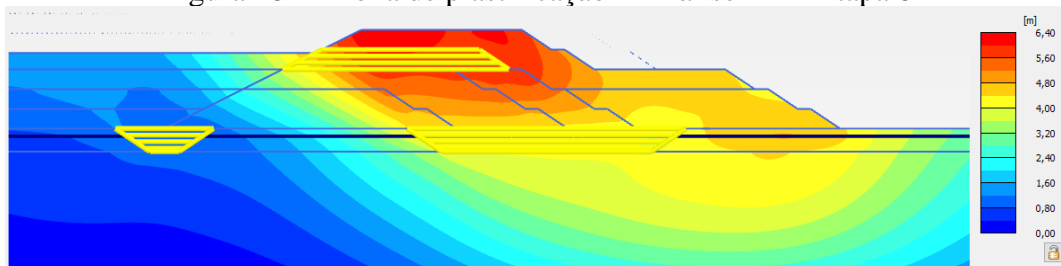


Figura 482 – Deformações – Análise D2 – Etapa 9

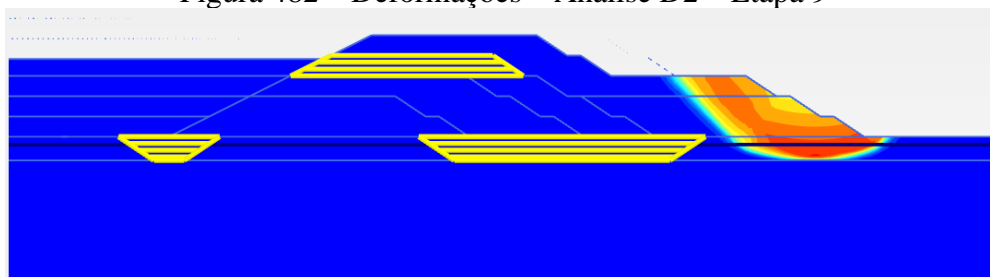


Figura 483 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 9

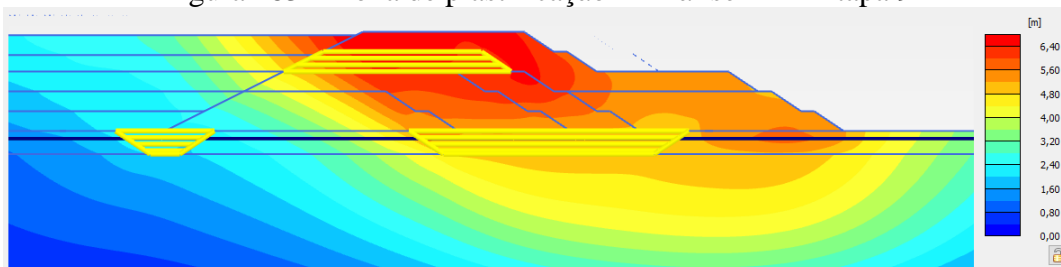


Figura 484 – Deformações – Análise D2 – Etapa 10

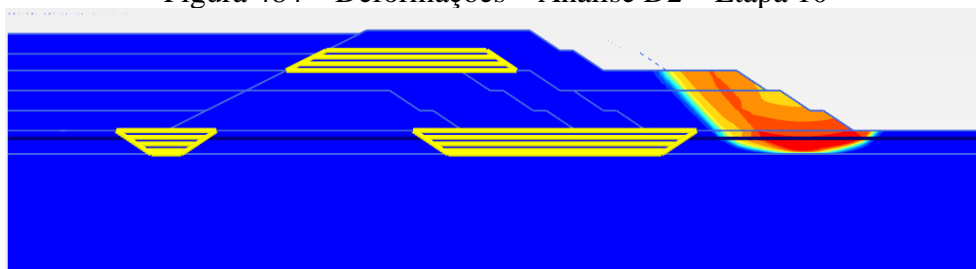


Figura 485 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 10

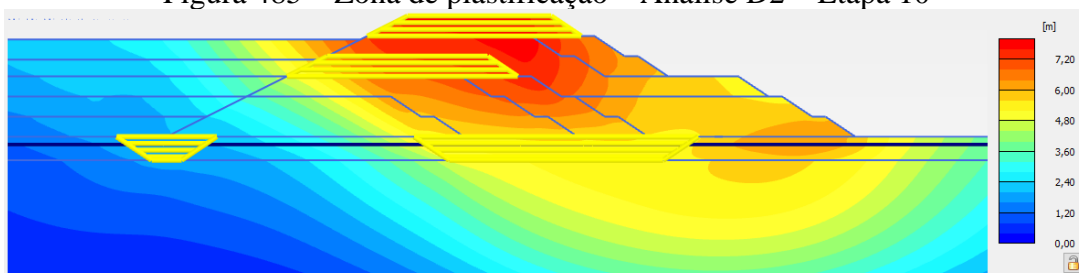


Figura 486 – Deformações – Análise D2 – Etapa 11

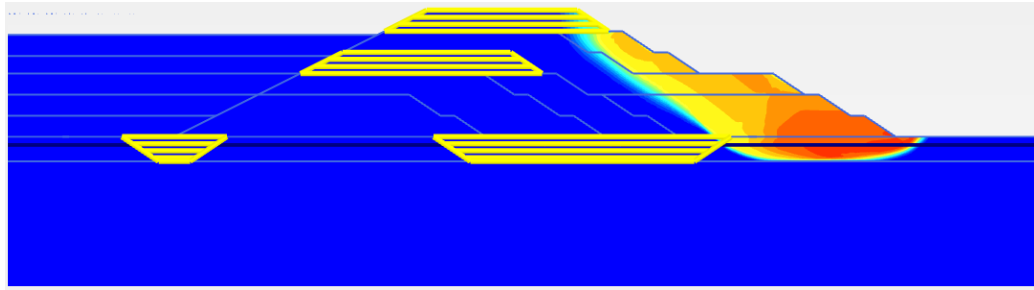


Figura 487 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 11

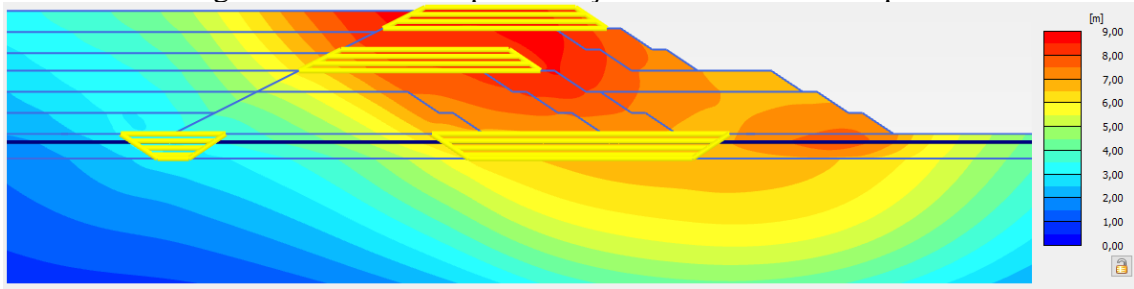


Figura 488 – Deformações – Análise D2 – Etapa 12

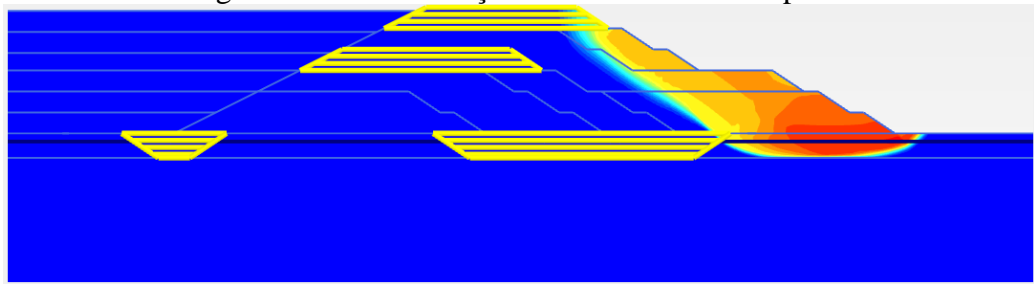


Figura 489 – Zona de plastificação – Análise D2 – Etapa 12

- Análise D3:

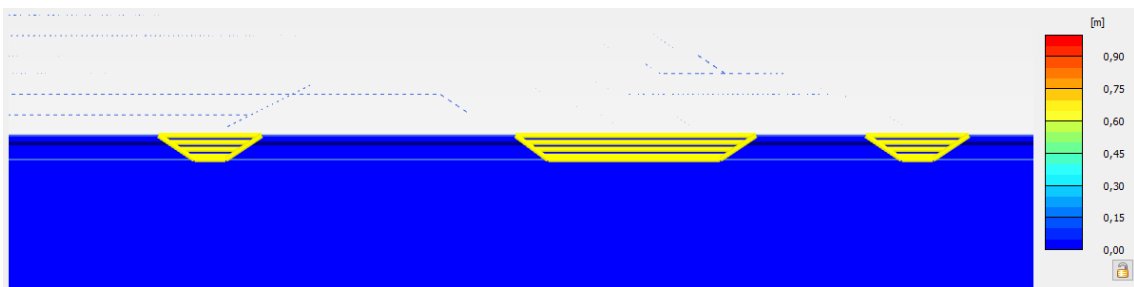


Figura 490 – Deformações – Análise D3 – Fase Inicial

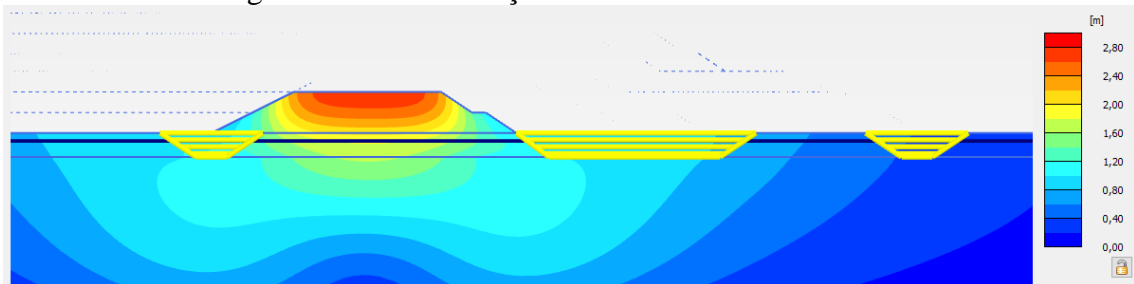


Figura 491 – Deformações – Análise D3 – Etapa 1

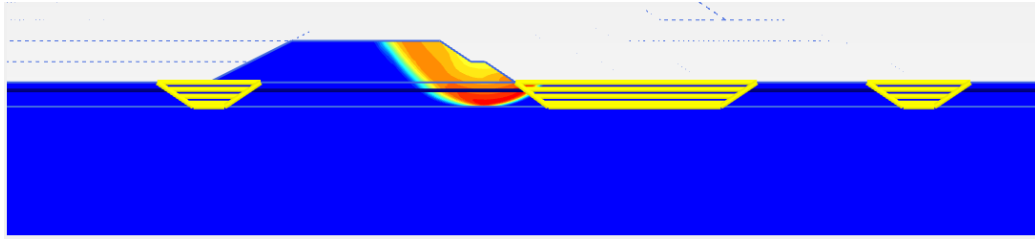


Figura 492 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 1

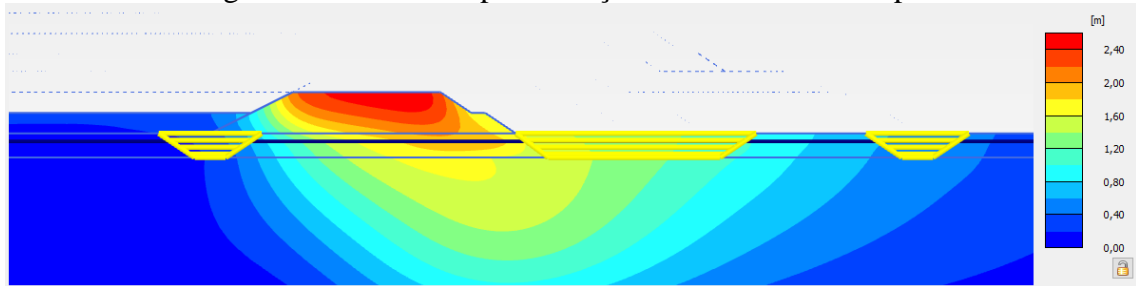


Figura 493 – Deformações – Análise D3 – Etapa 2

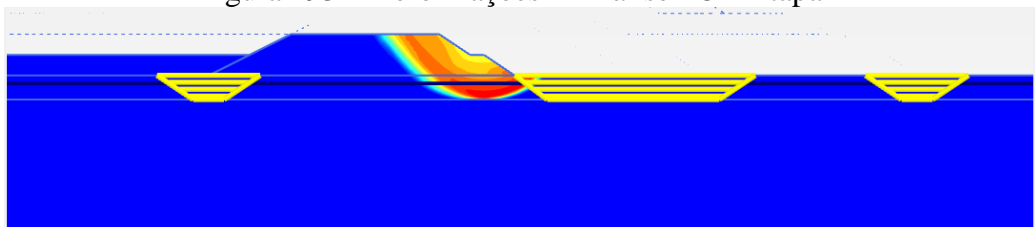


Figura 494 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 2

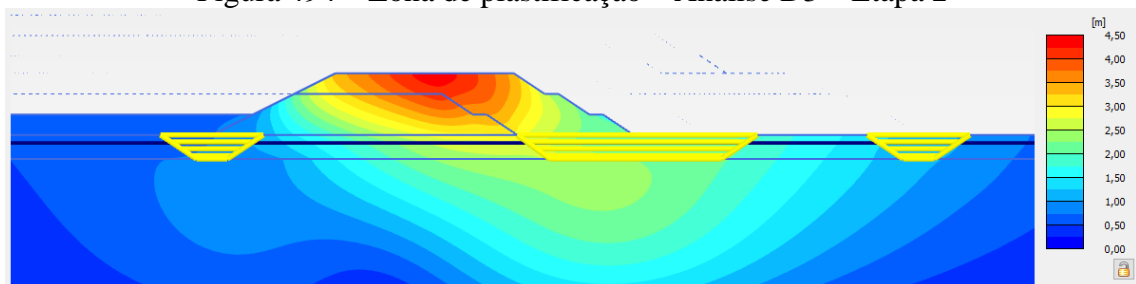


Figura 495 – Deformações – Análise D3 – Etapa 3

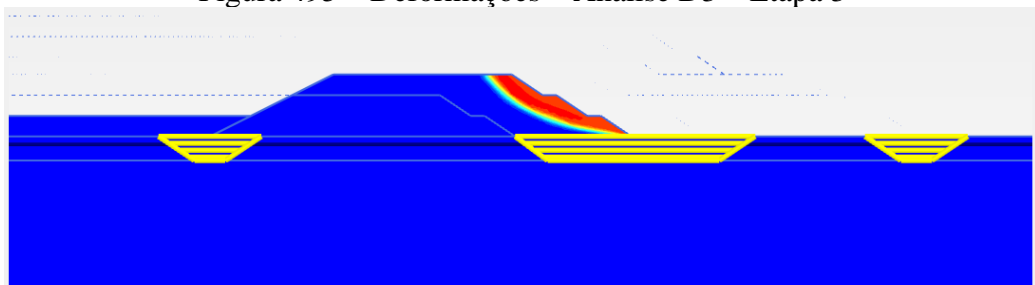


Figura 496 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 3

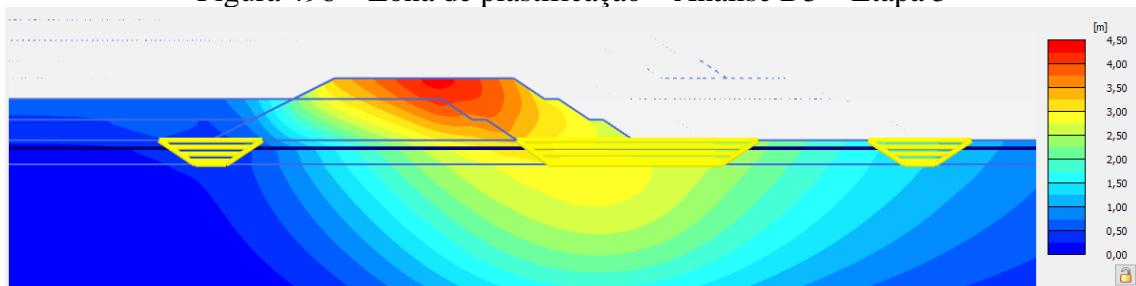


Figura 497 – Deformações – Análise D3 – Etapa 4

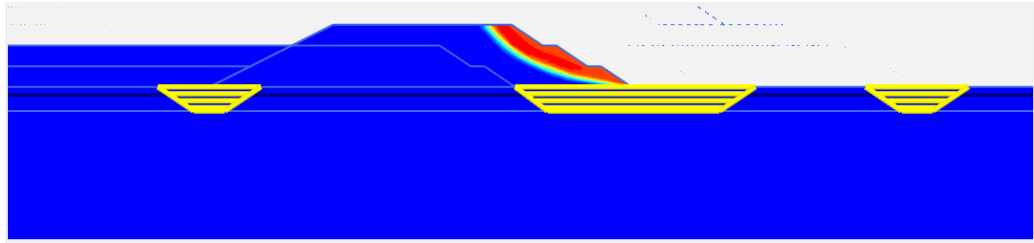


Figura 498 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 4

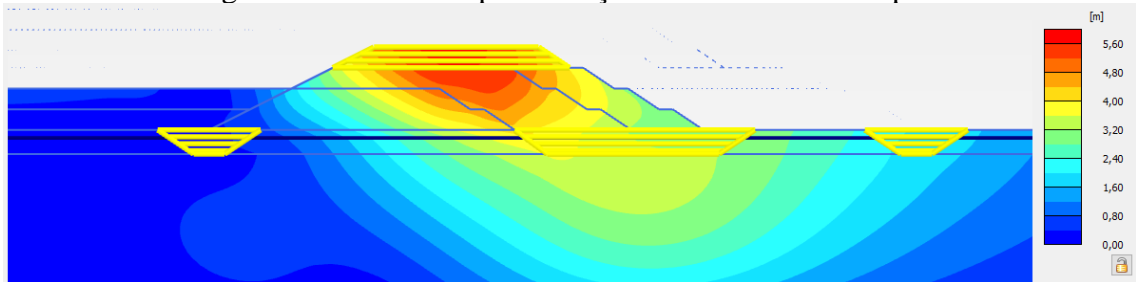


Figura 499 – Deformações – Análise D3 – Etapa 5

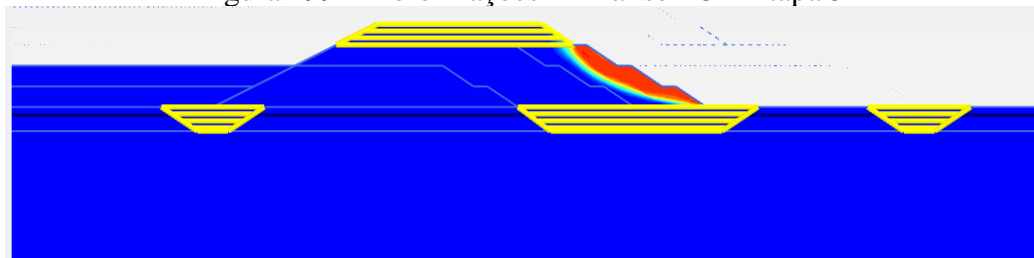


Figura 500 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 5

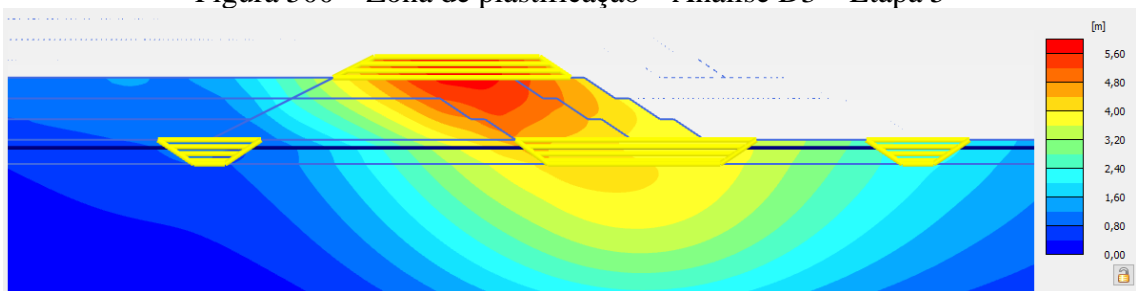


Figura 501 – Deformações – Análise D3 – Etapa 6

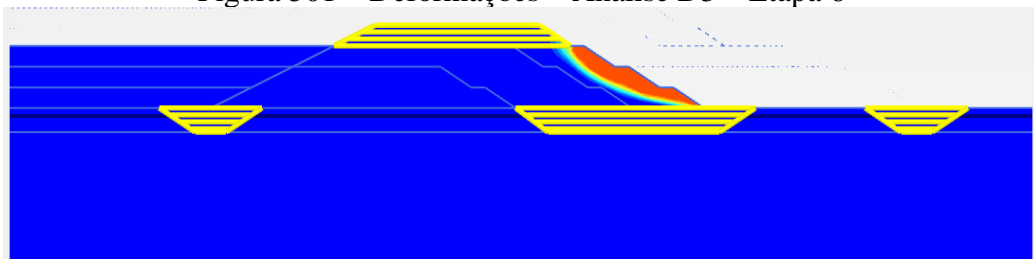


Figura 502 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 6

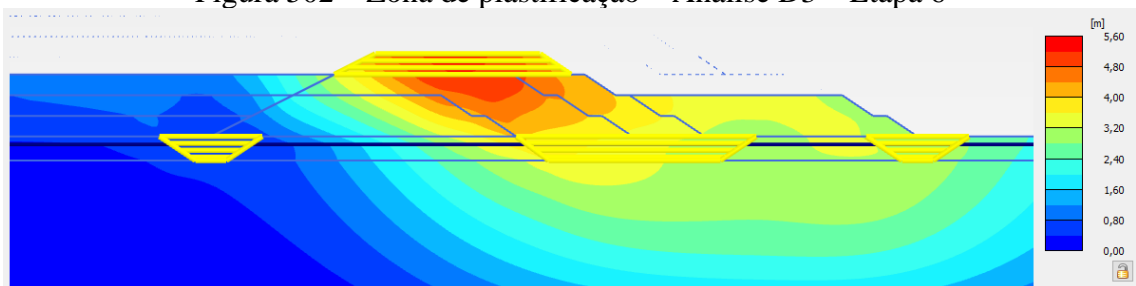


Figura 503 – Deformações – Análise D3 – Etapa 7

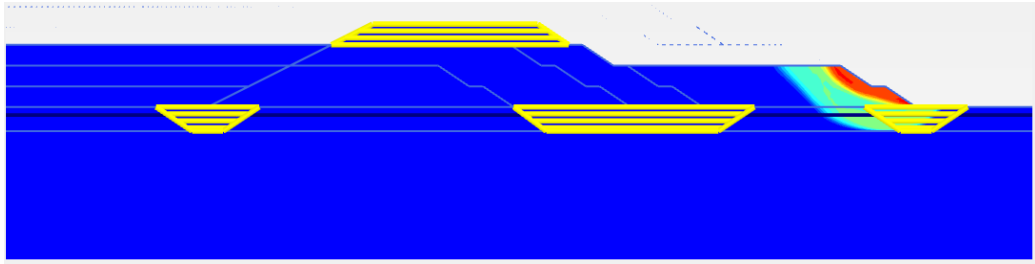


Figura 504 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 7

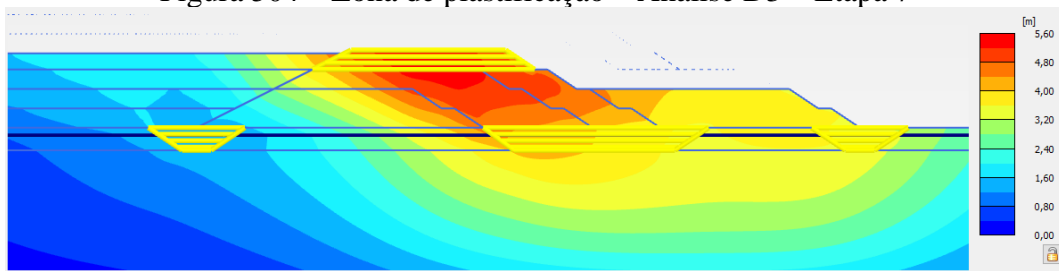


Figura 505 – Deformações – Análise D3 – Etapa 8

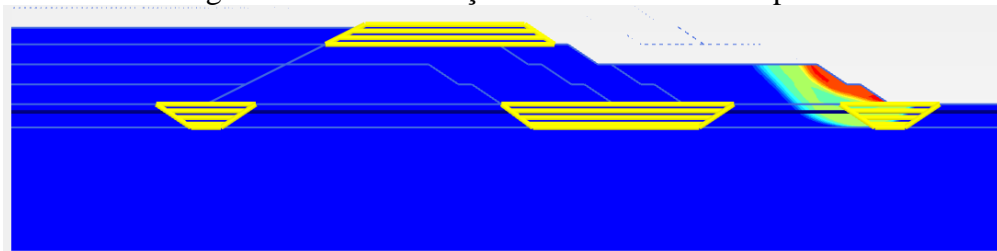


Figura 506 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 8

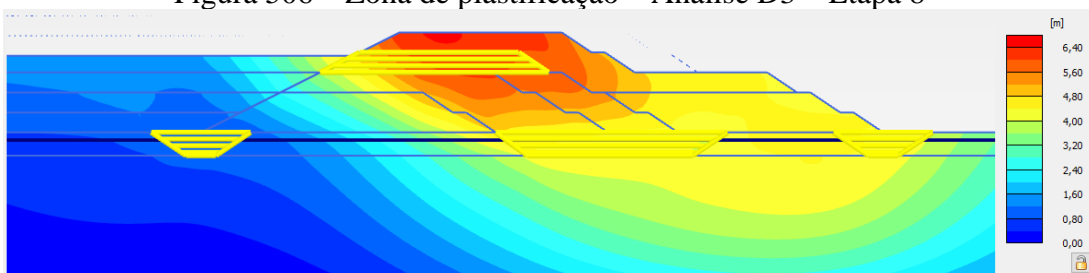


Figura 507 – Deformações – Análise D3 – Etapa 9

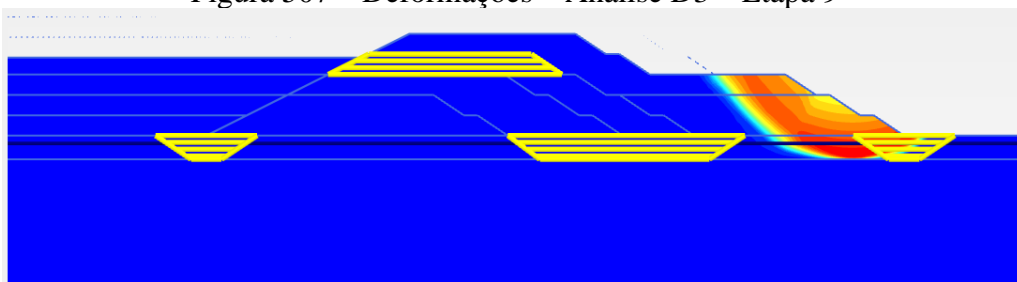


Figura 508 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 9

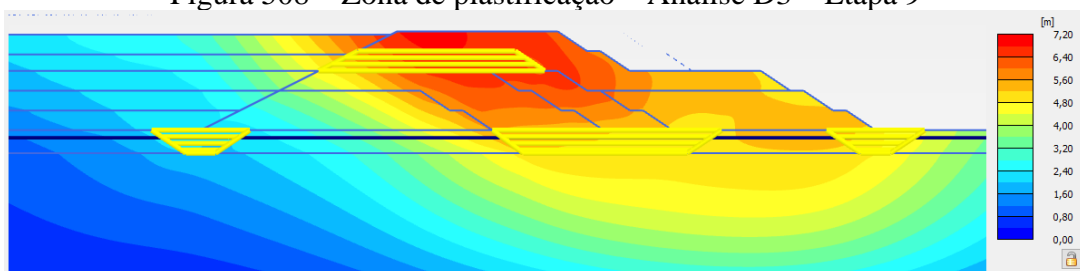


Figura 509 – Deformações – Análise D3 – Etapa 10



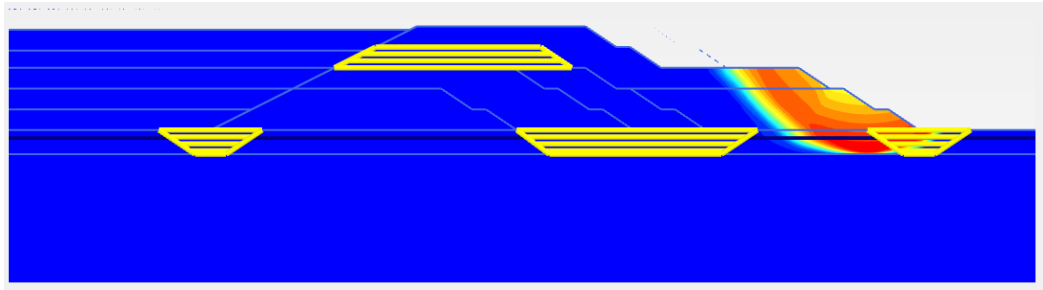


Figura 510 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 10

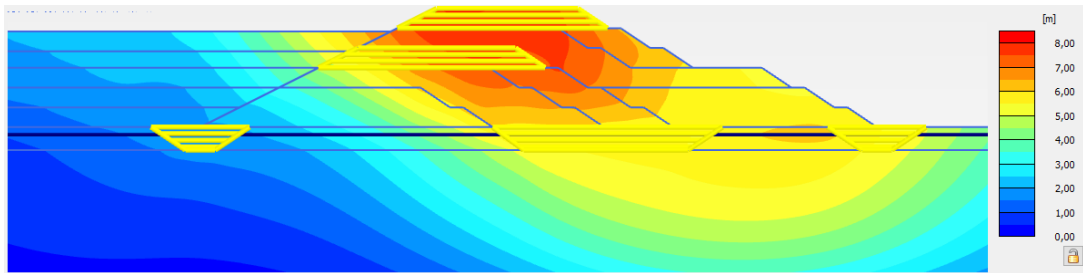


Figura 511 – Deformações – Análise D3 – Etapa 11

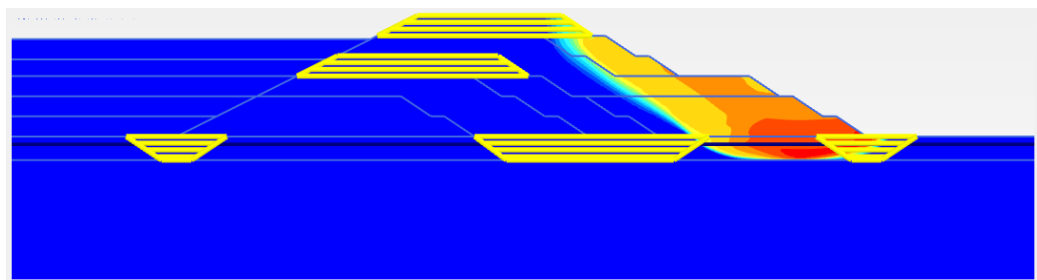


Figura 512 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 11

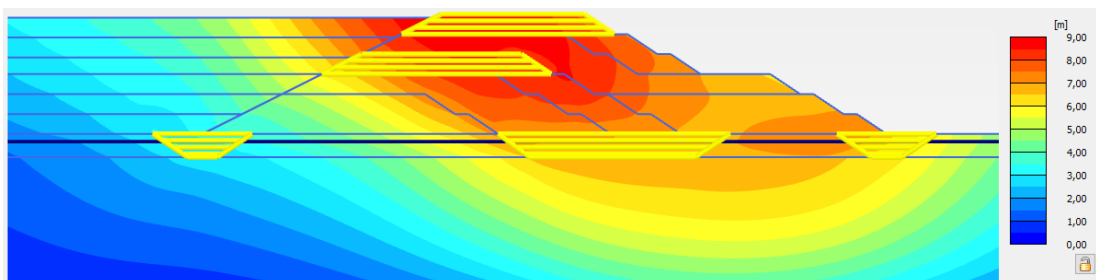


Figura 513 – Deformações – Análise D3 – Etapa 12

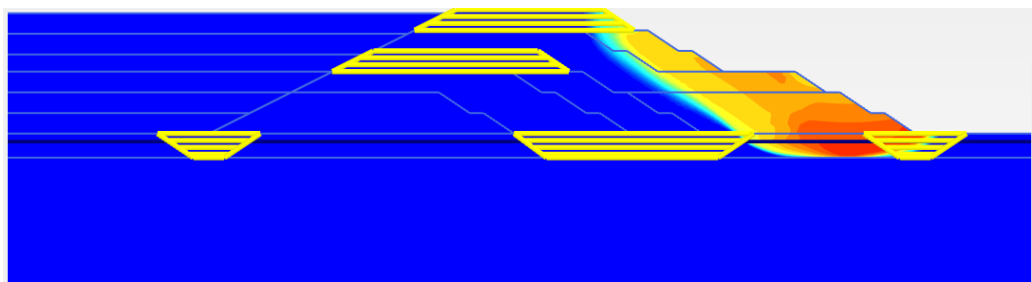


Figura 514 – Zona de plastificação – Análise D3 – Etapa 12

- Análise D4:

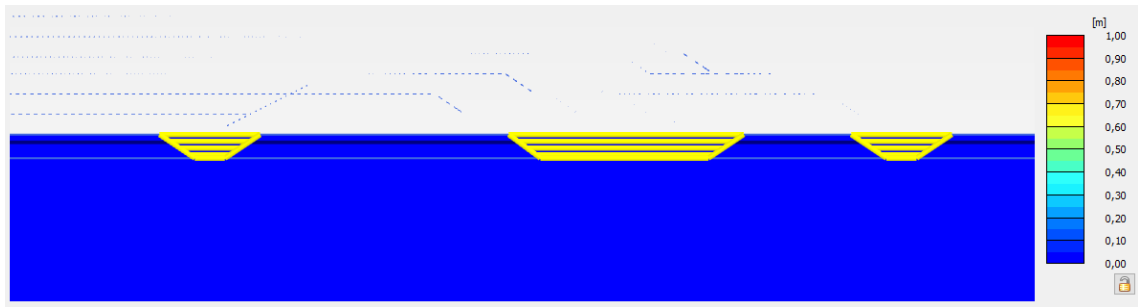


Figura 515 – Deformações – Análise D4 – Fase Inicial

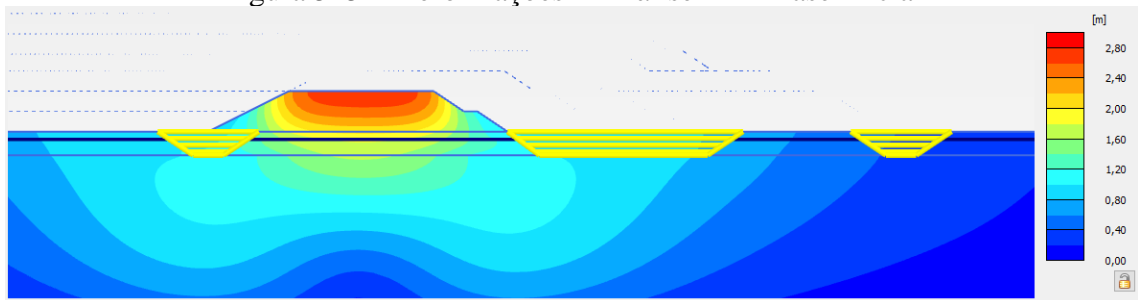


Figura 516 – Deformações – Análise D4 – Etapa 1

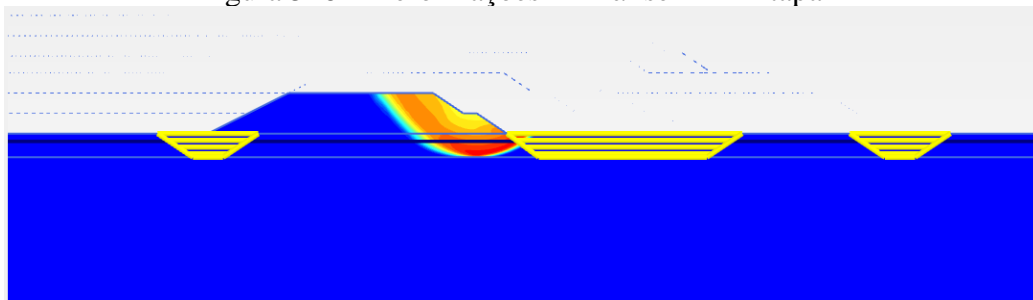


Figura 517 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 1

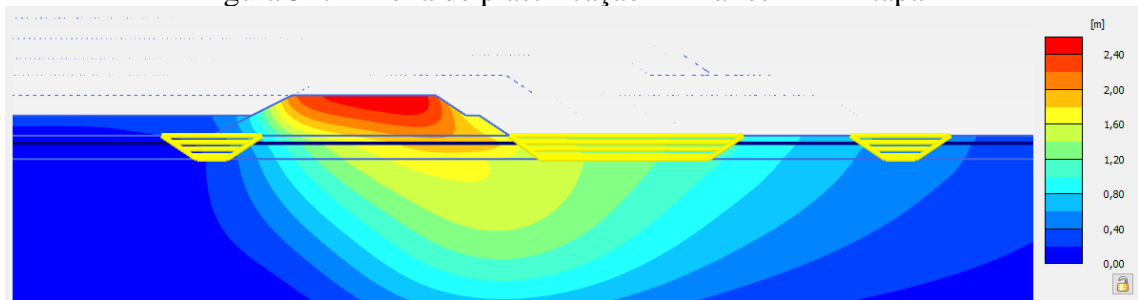


Figura 518 – Deformações – Análise D4 – Etapa 2

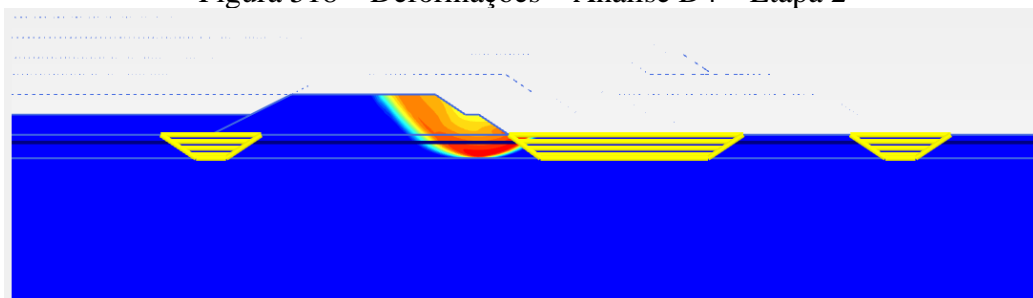


Figura 519 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 2

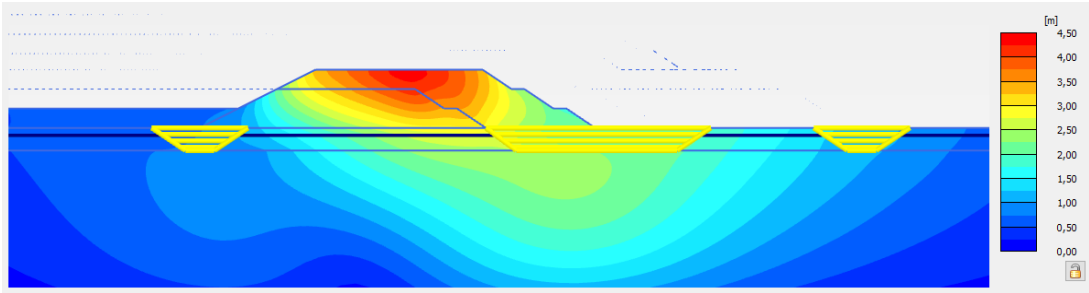


Figura 520 – Deformações – Análise D4 – Etapa 3

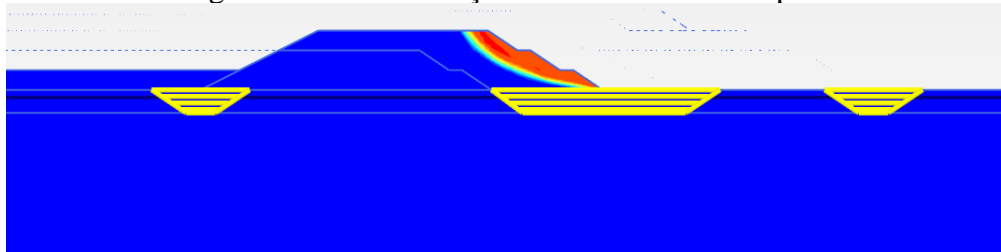


Figura 521 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 3

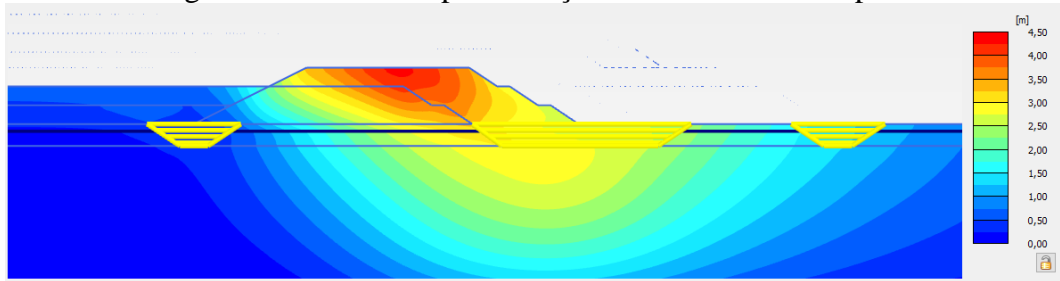


Figura 522 – Deformações – Análise D4 – Etapa 4

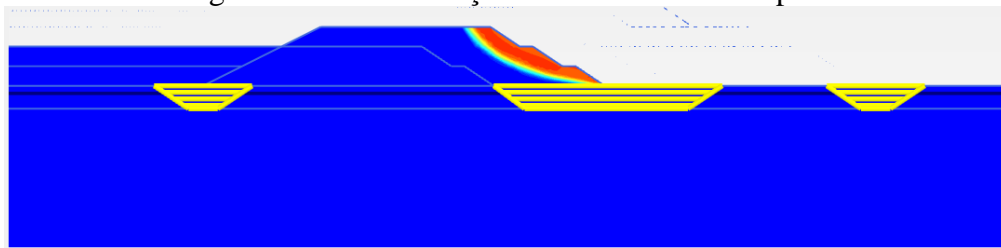


Figura 523 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 4

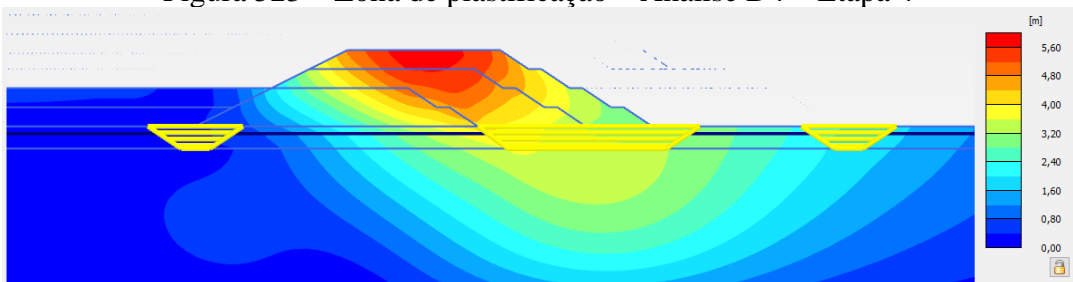


Figura 524 – Deformações – Análise D4 – Etapa 5

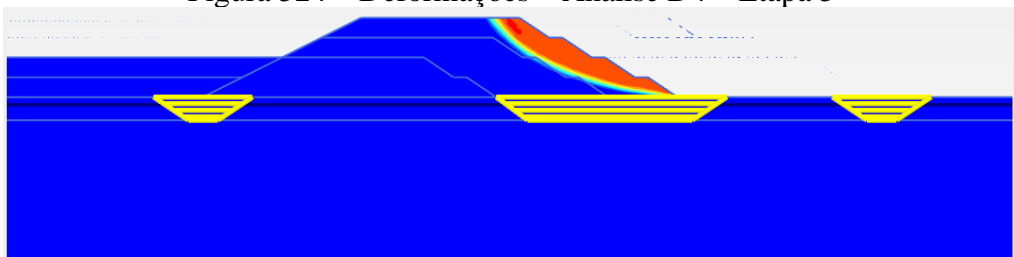


Figura 525 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 5

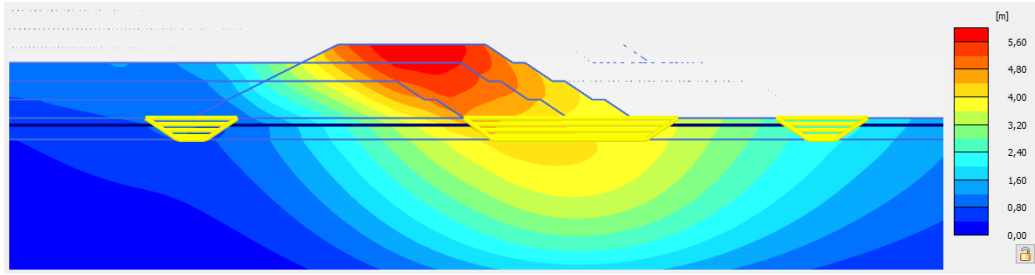


Figura 526 – Deformações – Análise D4 – Etapa 6

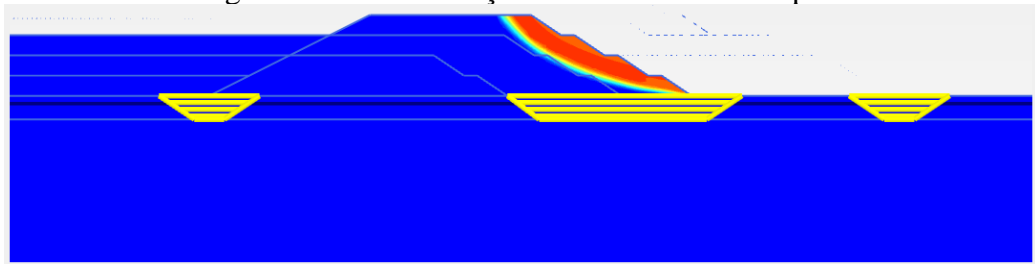


Figura 527 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 6

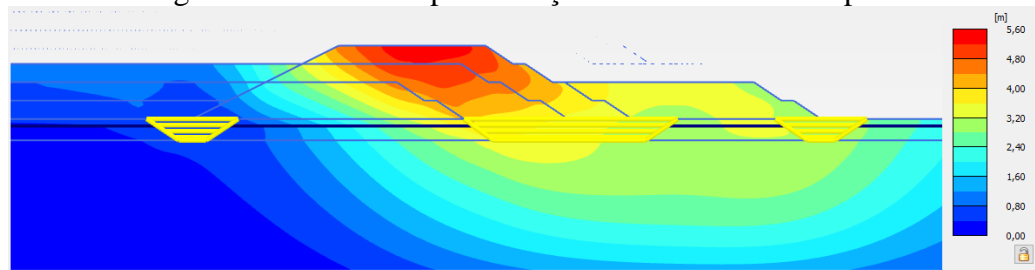


Figura 528 – Deformações – Análise D4 – Etapa 7

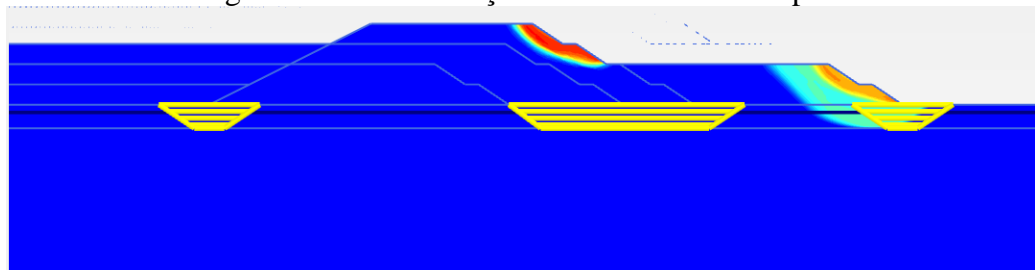


Figura 529 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 7

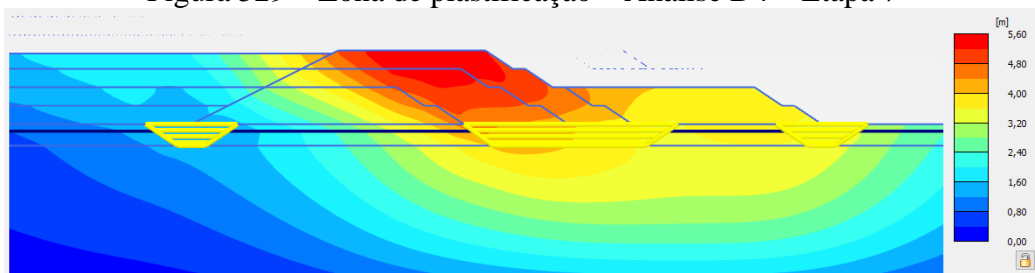


Figura 530 – Deformações – Análise D4 – Etapa 8

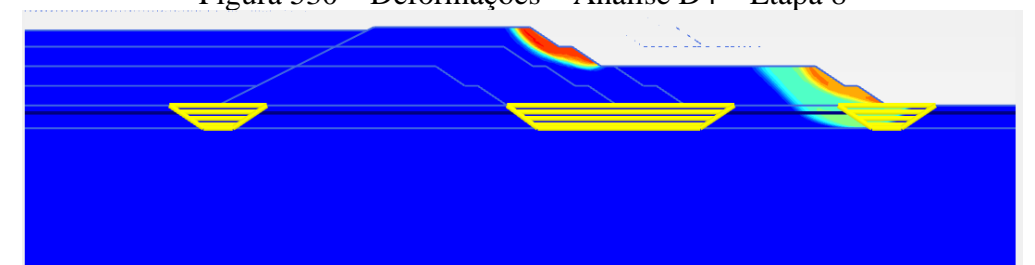


Figura 531 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 8

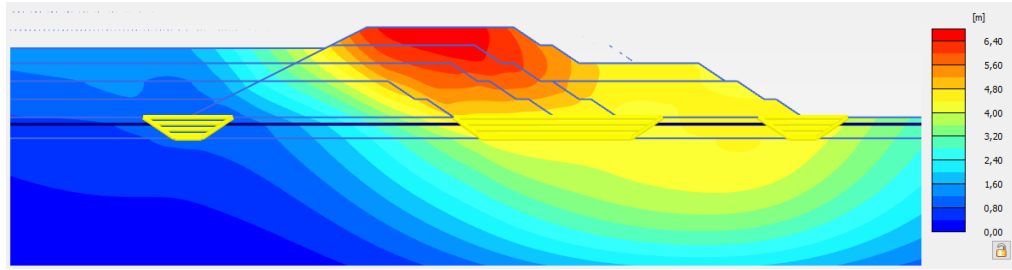


Figura 532 – Deformações – Análise D4 – Etapa 9

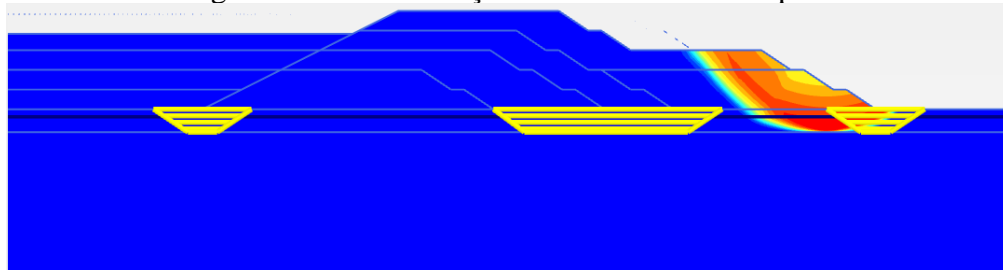


Figura 533 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 9

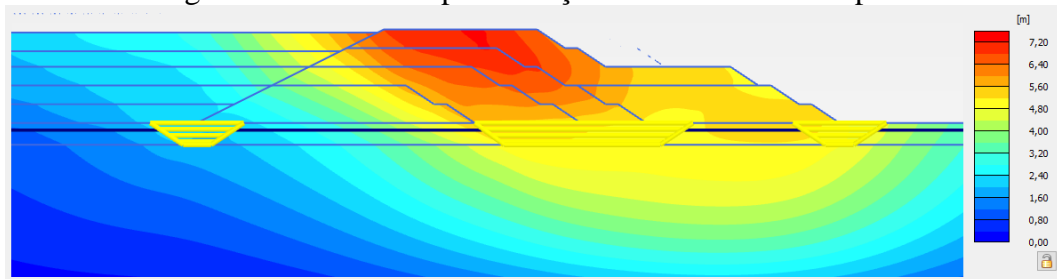


Figura 534 – Deformações – Análise D4 – Etapa 10

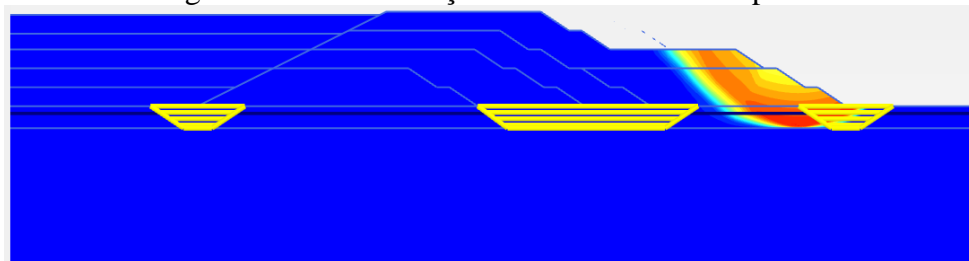


Figura 535 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 10

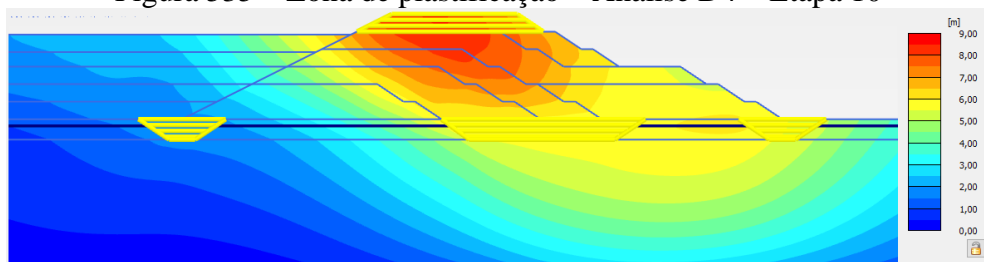


Figura 536 – Deformações – Análise D4 – Etapa 11

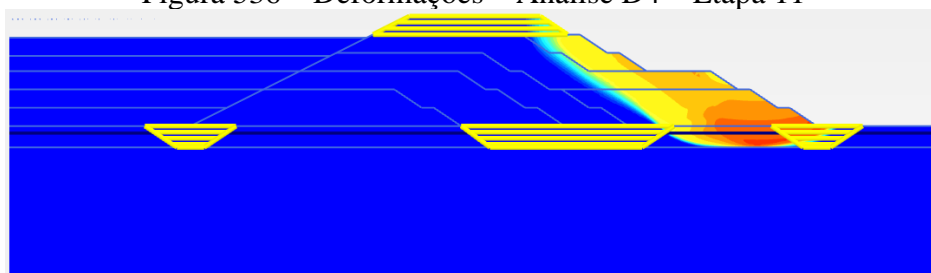


Figura 537 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 11

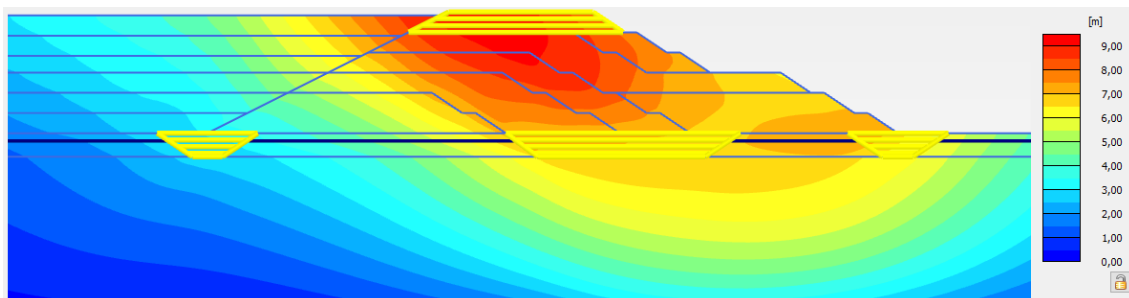


Figura 538 – Deformações – Análise D4 – Etapa 12

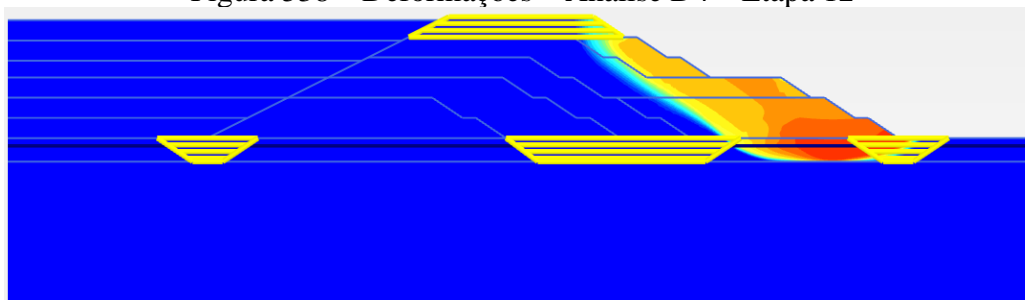


Figura 539 – Zona de plastificação – Análise D4 – Etapa 12

- Análise D5:

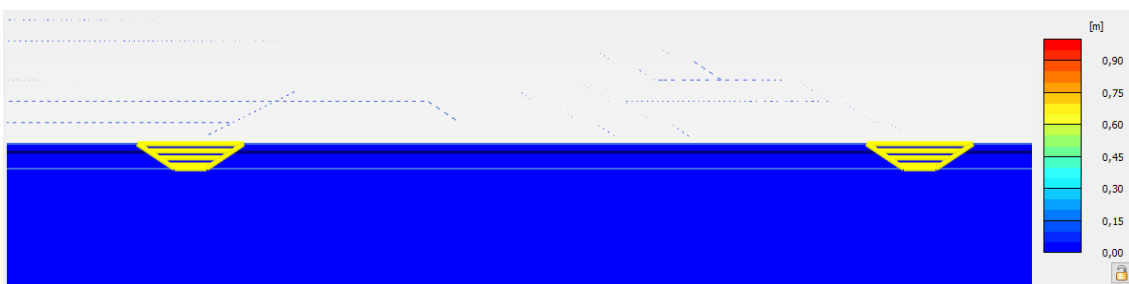


Figura 540 – Deformações – Análise D5 – Fase Inicial

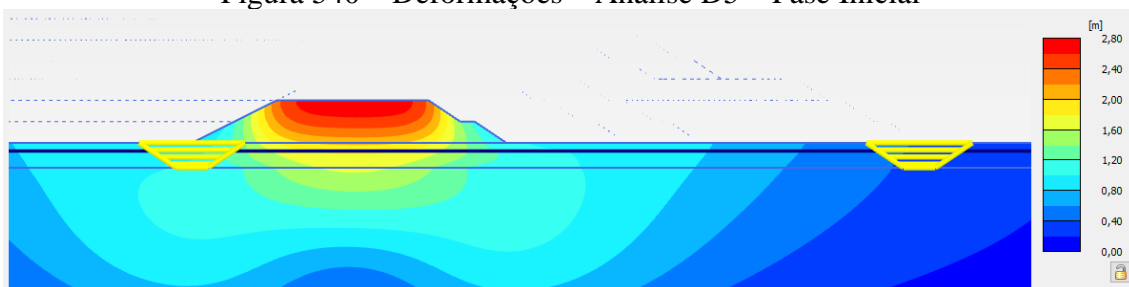


Figura 541 – Deformações – Análise D5 – Etapa 1

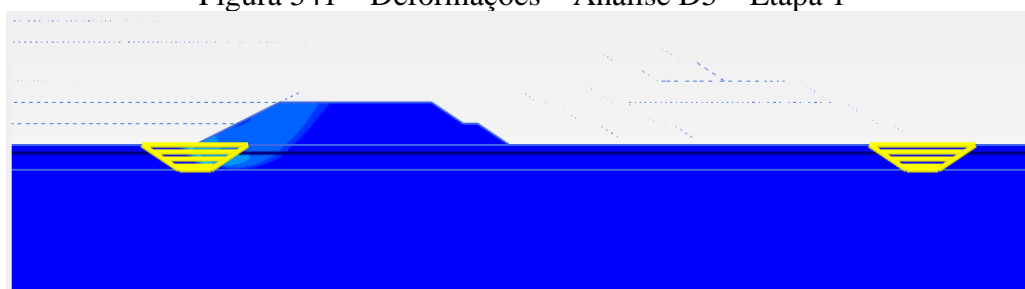


Figura 542 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 1

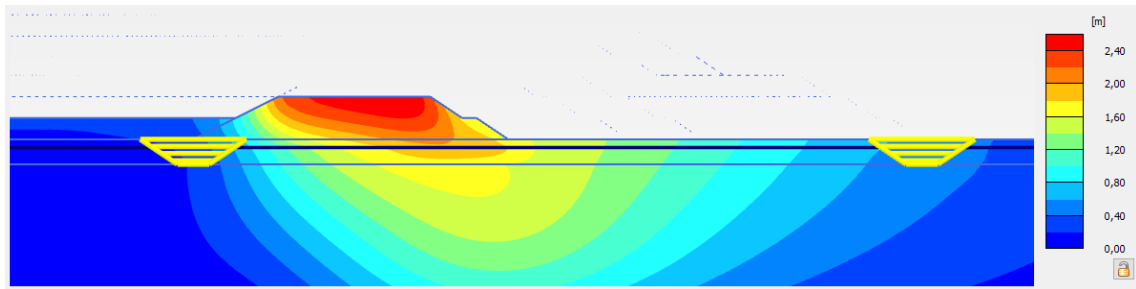


Figura 543 – Deformações – Análise D5 – Etapa 2

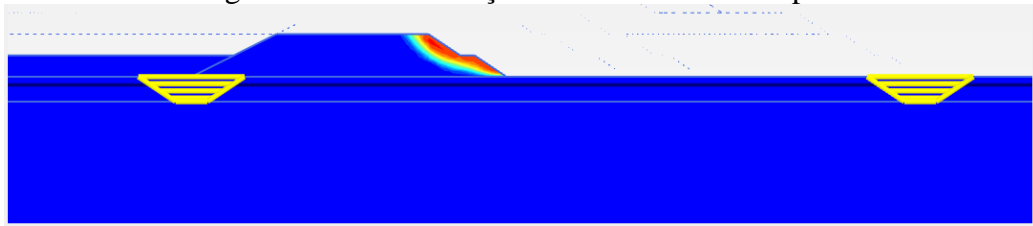


Figura 544 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 2

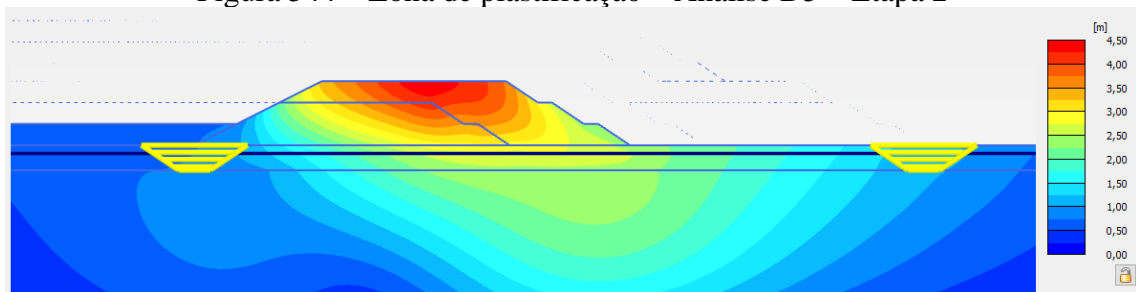


Figura 545 – Deformações – Análise D5 – Etapa 3

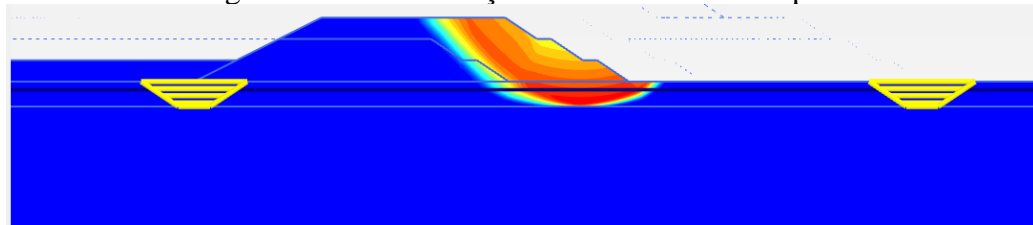


Figura 546 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 3

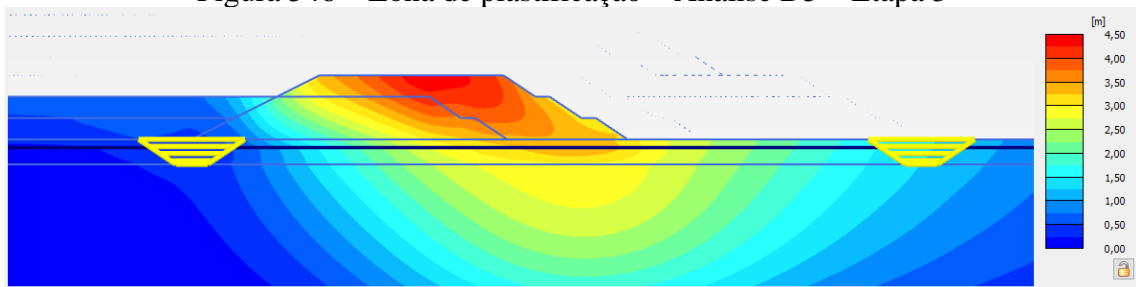


Figura 547 – Deformações – Análise D5 – Etapa 4

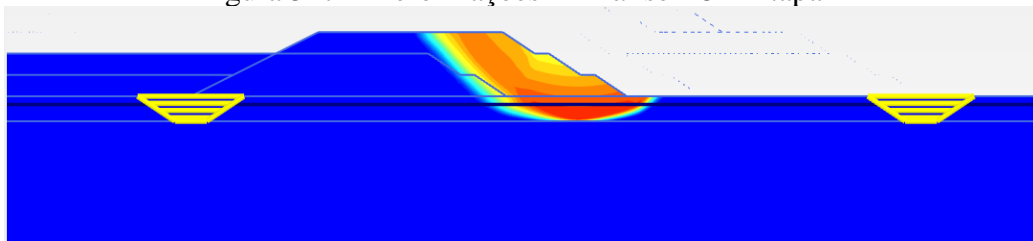


Figura 548 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 4

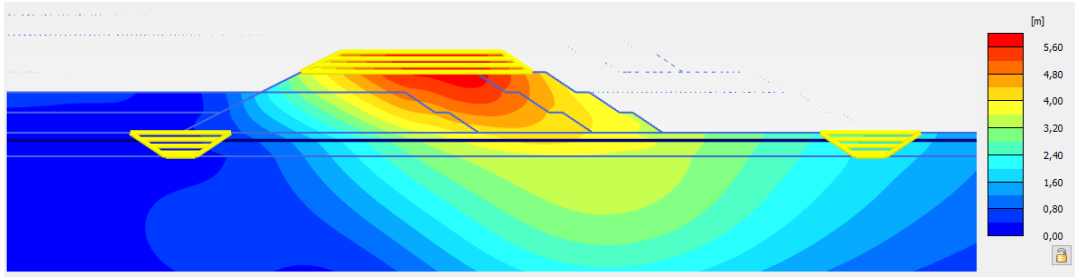


Figura 549 – Deformações – Análise D5 – Etapa 5

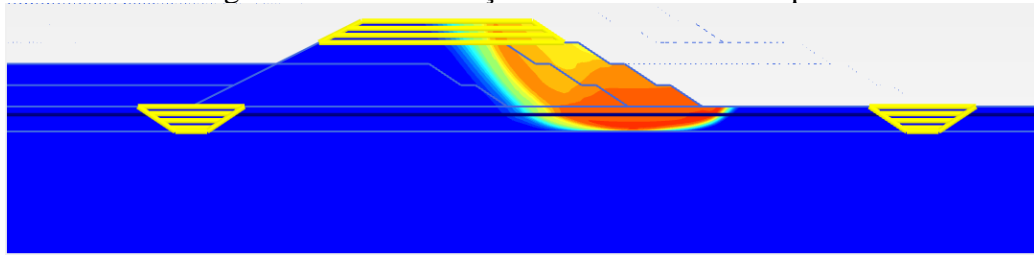


Figura 550 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 5

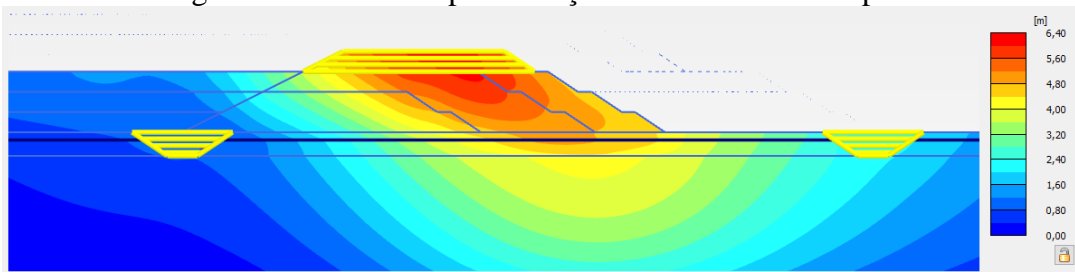


Figura 551 – Deformações – Análise D5 – Etapa 6

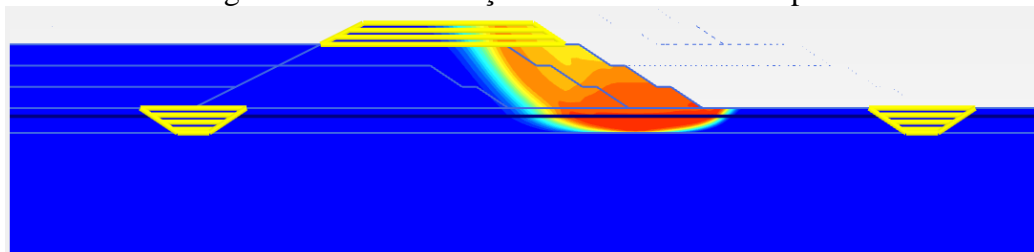


Figura 552 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 6

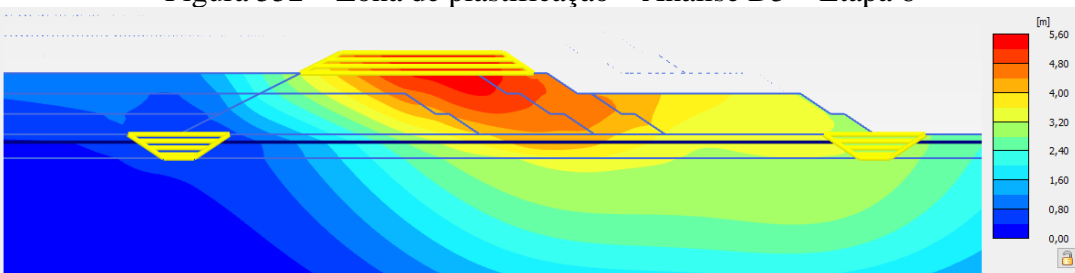


Figura 553 – Deformações – Análise D5 – Etapa 7

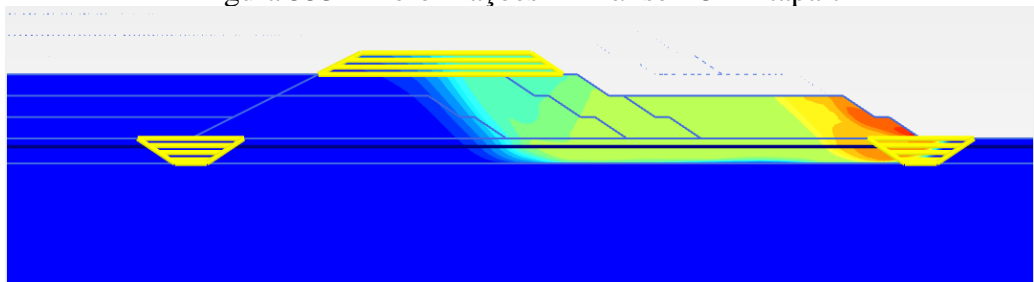


Figura 554 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 7



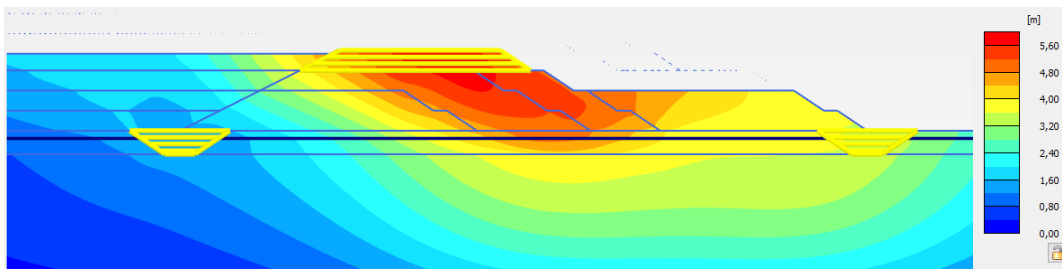


Figura 555 – Deformações – Análise D5 – Etapa 8

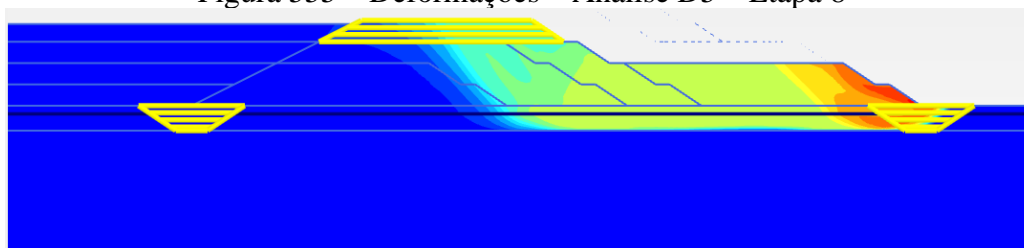


Figura 556 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 8

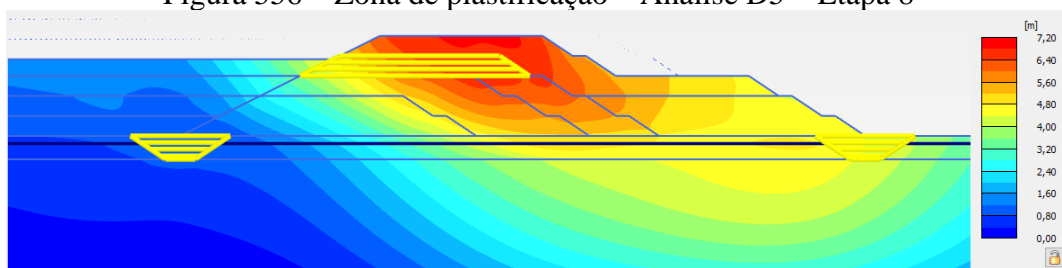


Figura 557 – Deformações – Análise D5 – Etapa 9

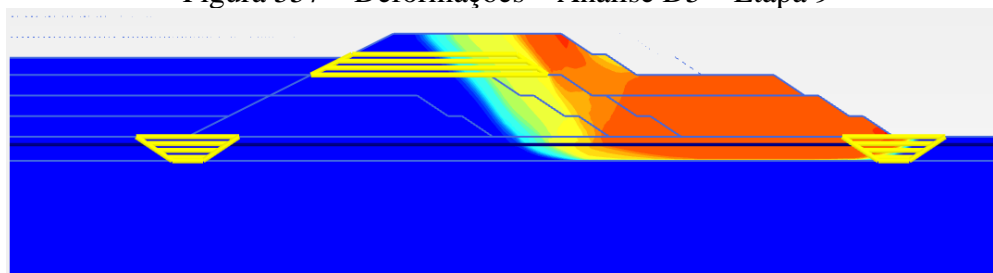


Figura 558 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 9

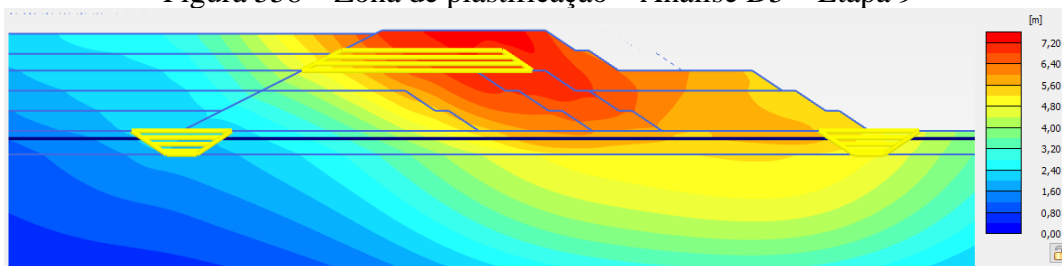


Figura 559 – Deformações – Análise D5 – Etapa 10

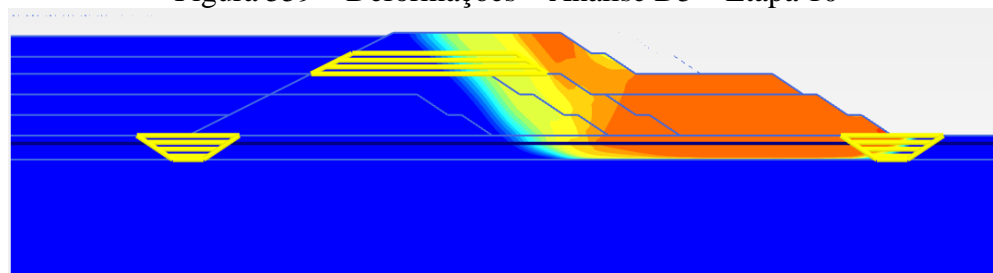


Figura 560 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 10

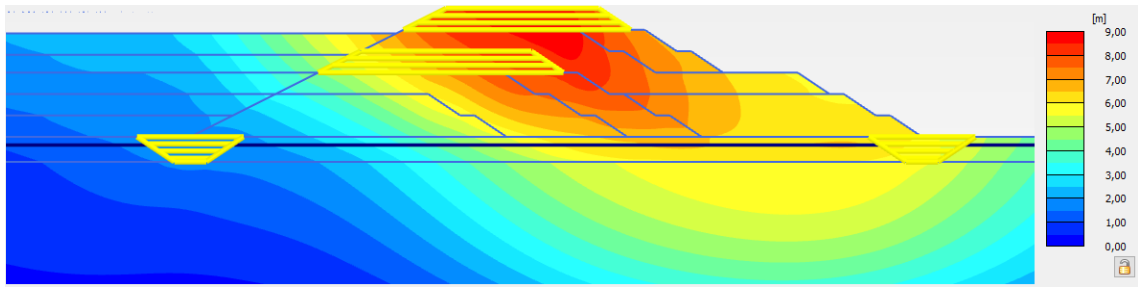


Figura 561 – Deformações – Análise D5 – Etapa 11

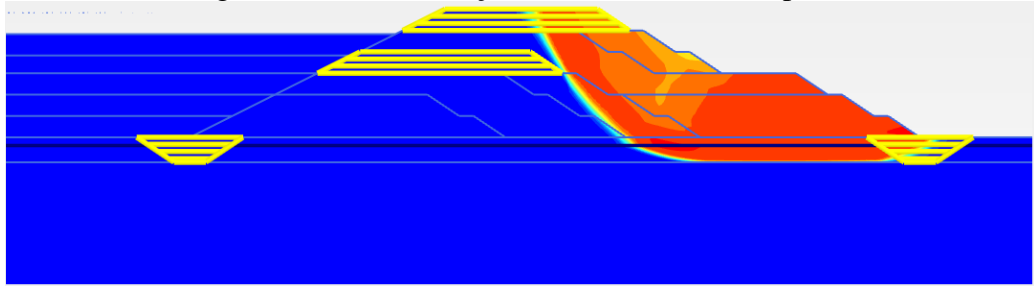


Figura 562 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 11

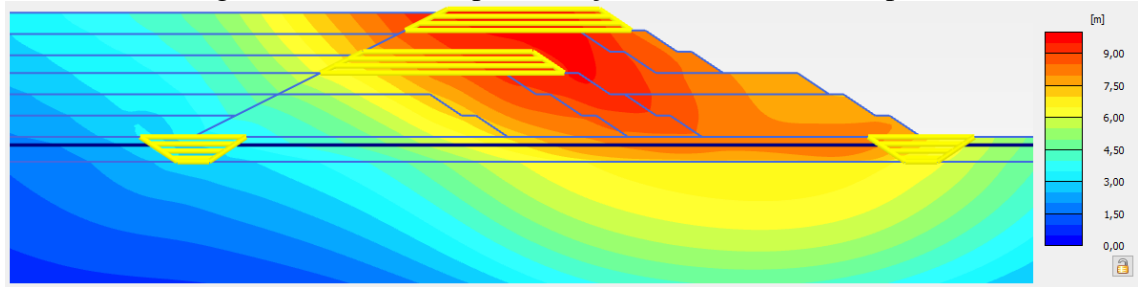


Figura 563 – Deformações – Análise D5 – Etapa 12

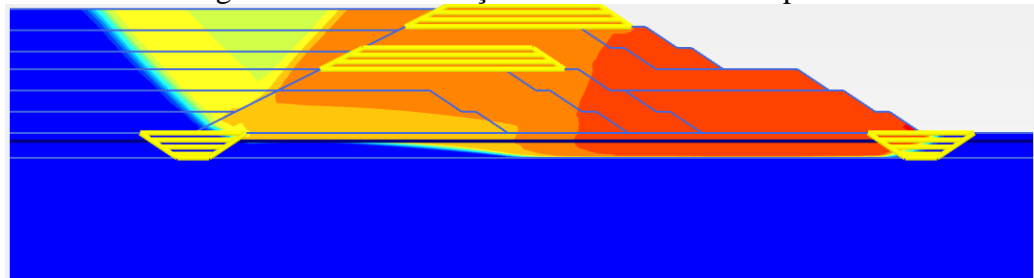


Figura 564 – Zona de plastificação – Análise D5 – Etapa 12

- Análise D6:

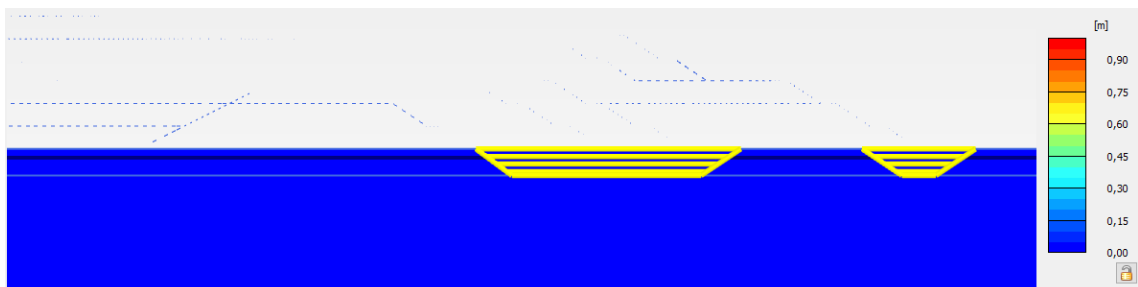


Figura 565 – Deformações – Análise D6 – Fase Inicial

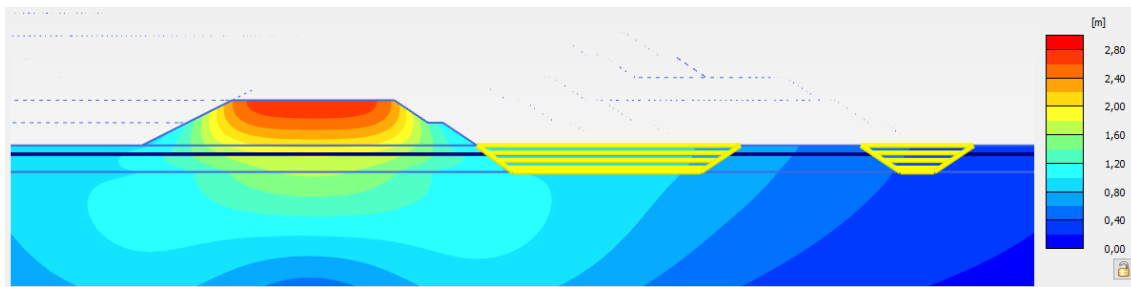


Figura 566 – Deformações – Análise D6 – Etapa 1

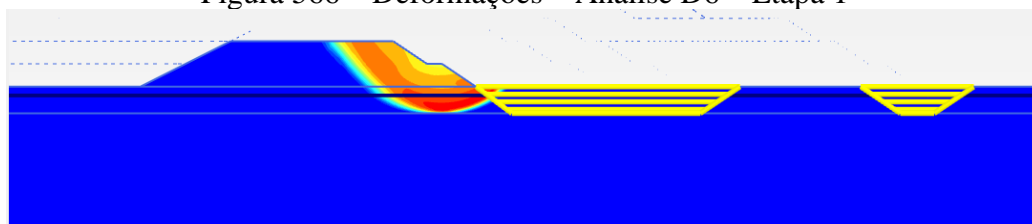


Figura 567 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 1

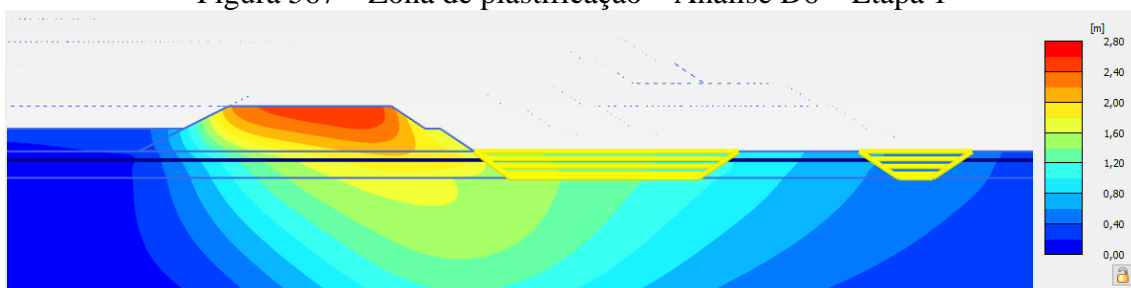


Figura 568 – Deformações – Análise D6 – Etapa 2

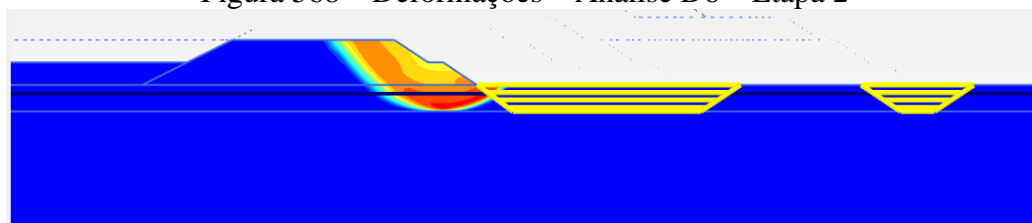


Figura 569 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 2

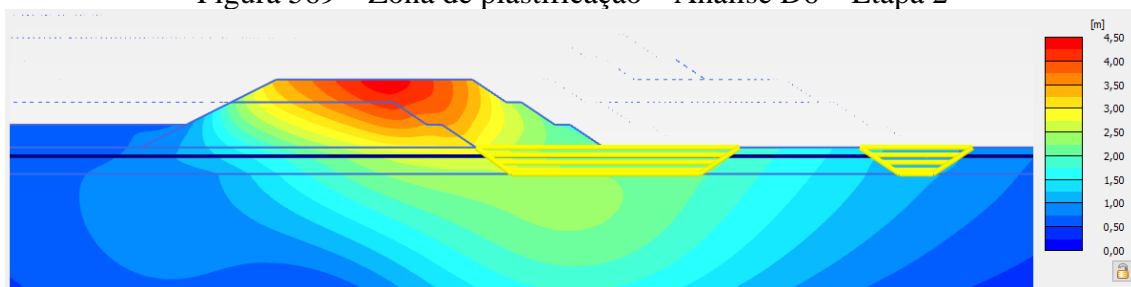


Figura 570 – Deformações – Análise D6 – Etapa 3

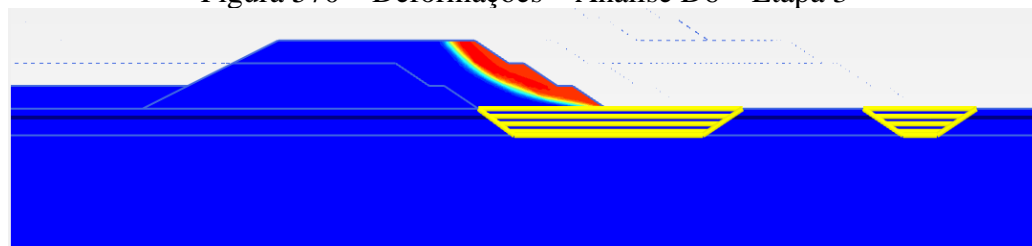


Figura 571 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 3

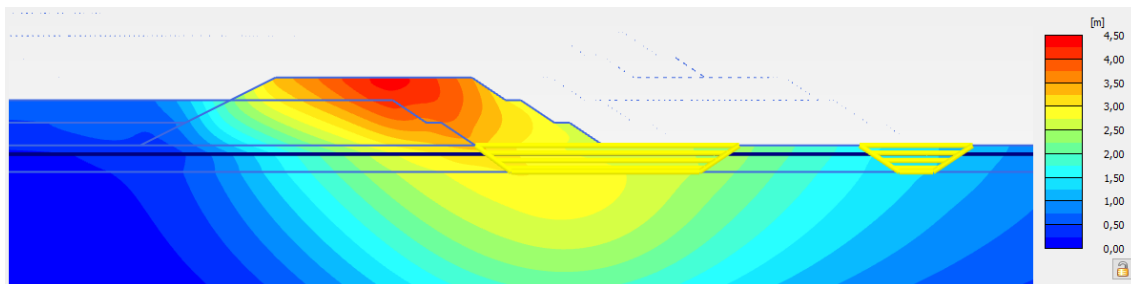


Figura 572 – Deformações – Análise D6 – Etapa 4

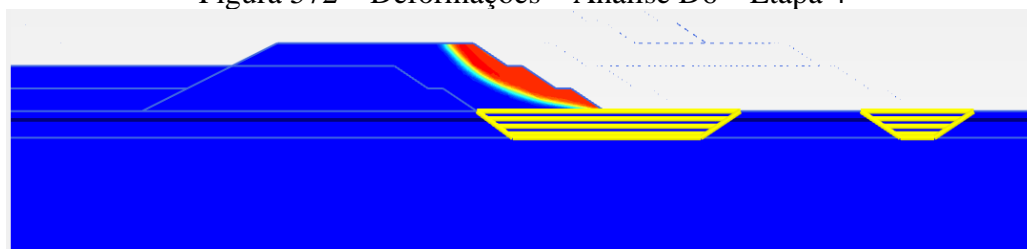


Figura 573 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 4

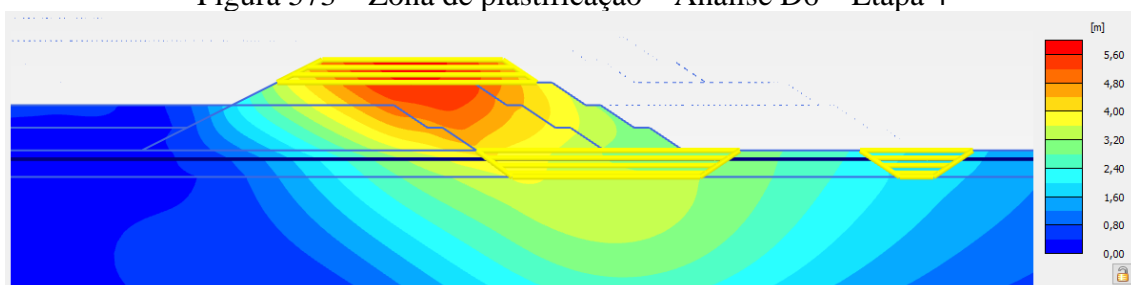


Figura 574 – Deformações – Análise D6 – Etapa 5

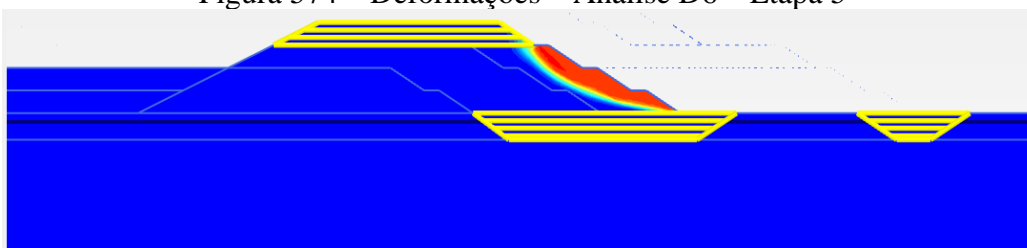


Figura 575 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 5

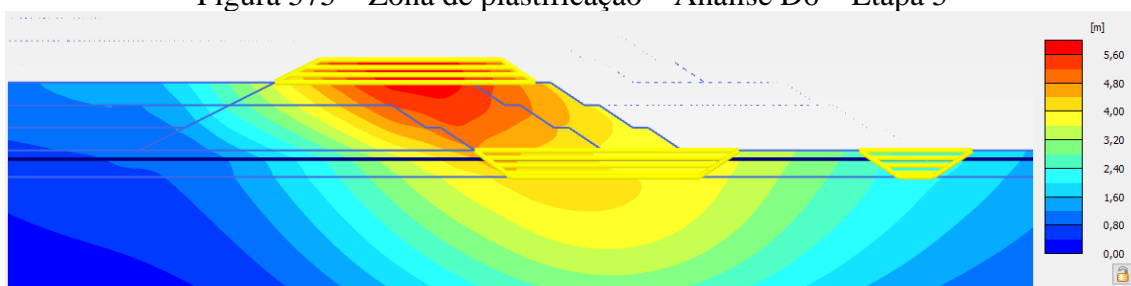


Figura 576 – Deformações – Análise D6 – Etapa 6

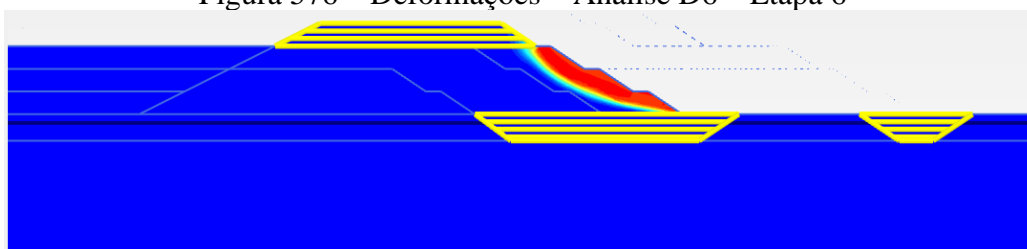


Figura 577 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 6

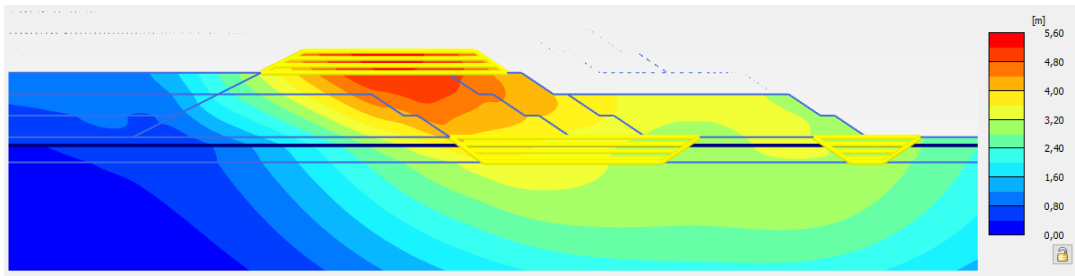


Figura 578 – Deformações – Análise D6 – Etapa 7

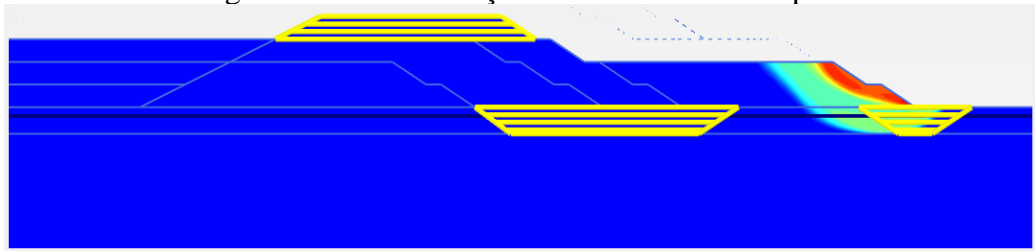


Figura 579 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 7

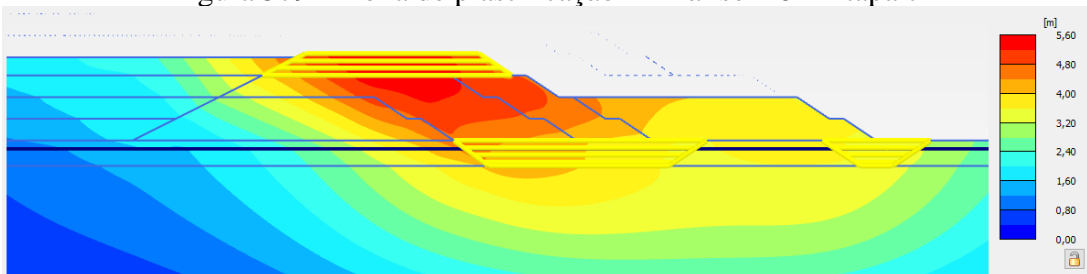


Figura 580 – Deformações – Análise D6 – Etapa 8

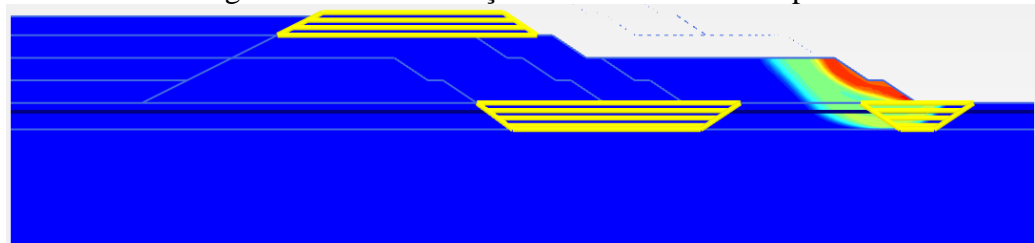


Figura 581 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 8

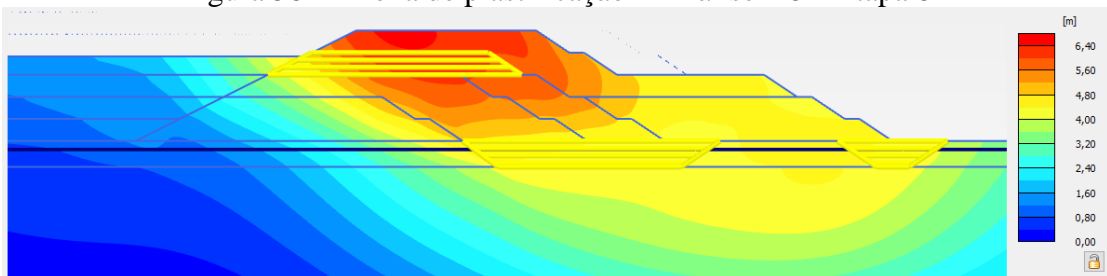


Figura 582 – Deformações – Análise D6 – Etapa 9

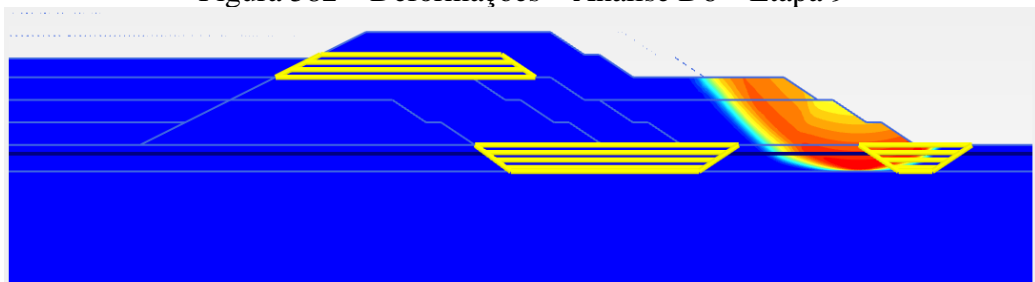


Figura 583 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 9

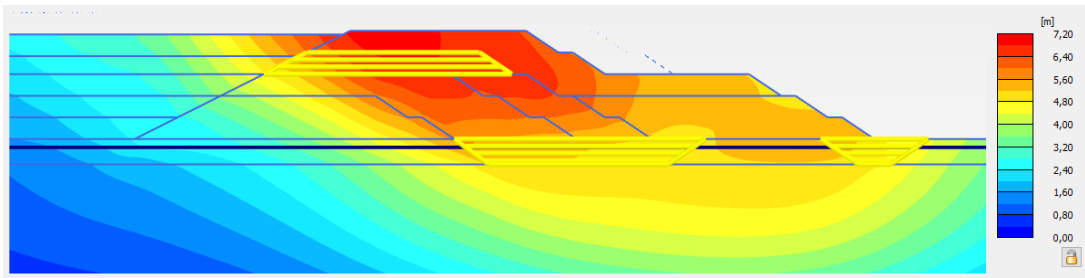


Figura 584 – Deformações – Análise D6 – Etapa 10

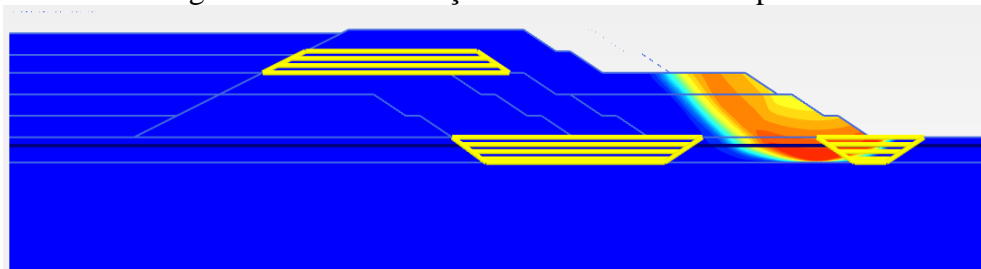


Figura 585 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 10

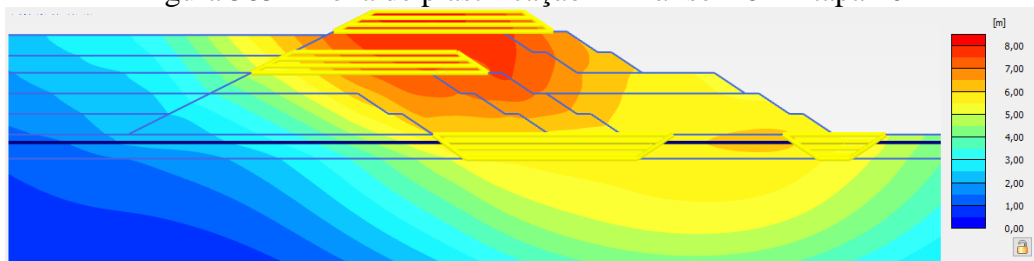


Figura 586 – Deformações – Análise D6 – Etapa 11

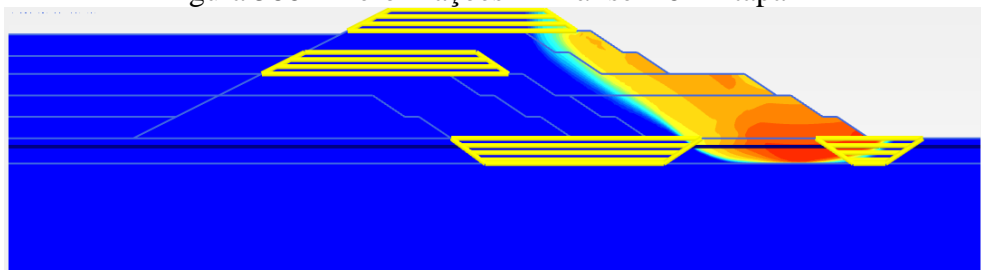


Figura 587 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 11

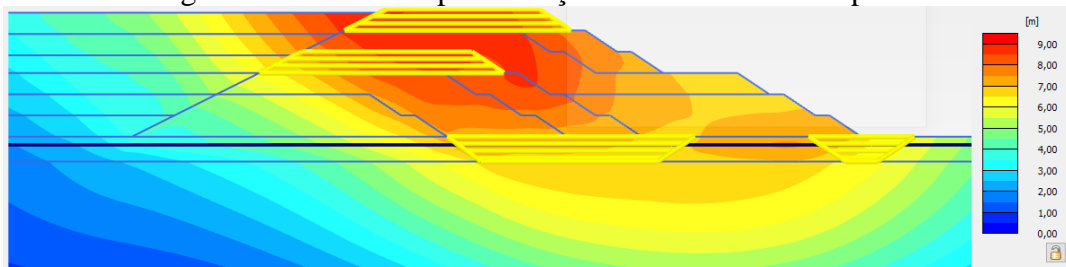


Figura 588 – Deformações – Análise D6 – Etapa 12

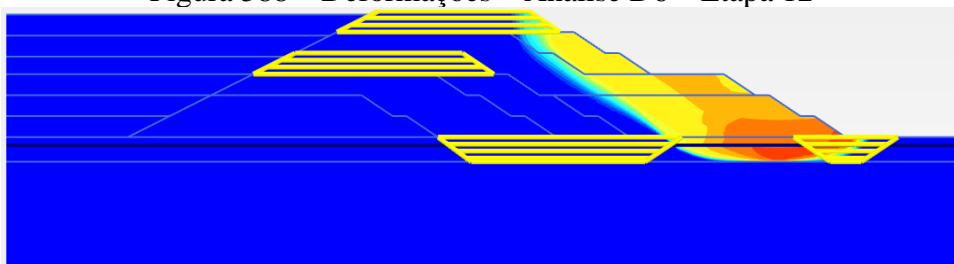


Figura 589 – Zona de plastificação – Análise D6 – Etapa 12

- Análise D7:

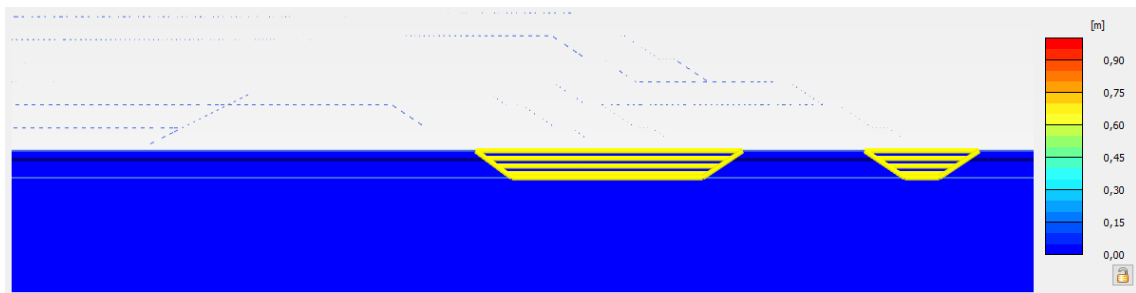


Figura 590 – Deformações – Análise D7 – Fase Inicial

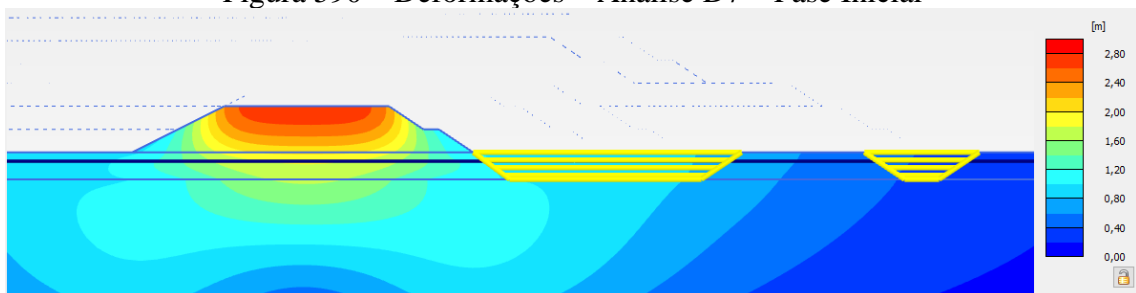


Figura 591 – Deformações – Análise D7 – Etapa 1

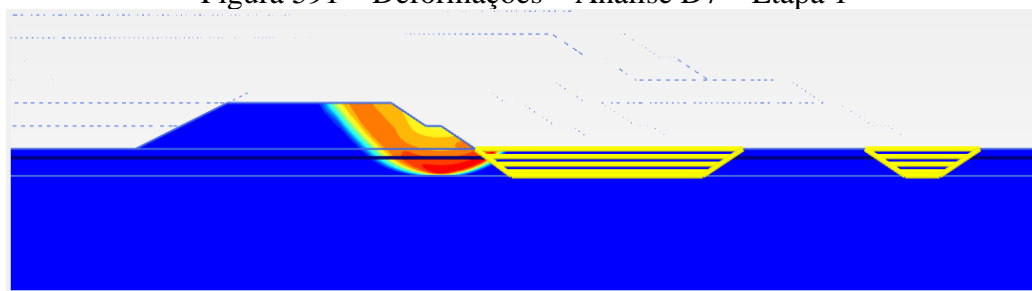


Figura 592 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 1

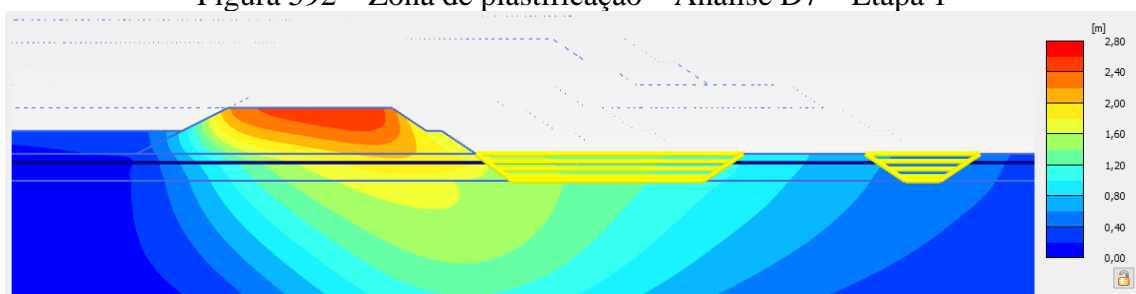


Figura 593 – Deformações – Análise D7 – Etapa 2

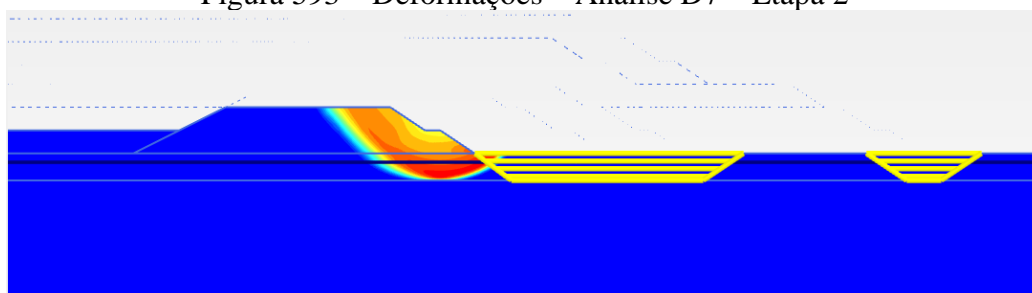


Figura 594 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 2

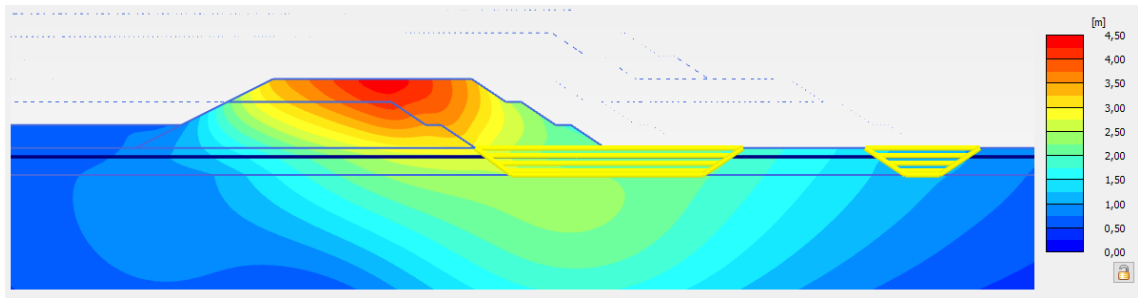


Figura 595 – Deformações – Análise D7 – Etapa 3

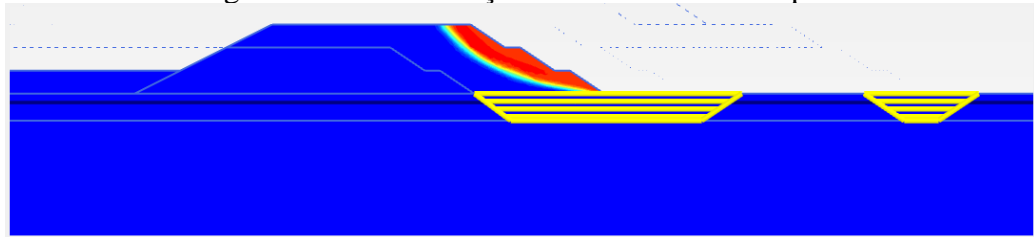


Figura 596 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 3

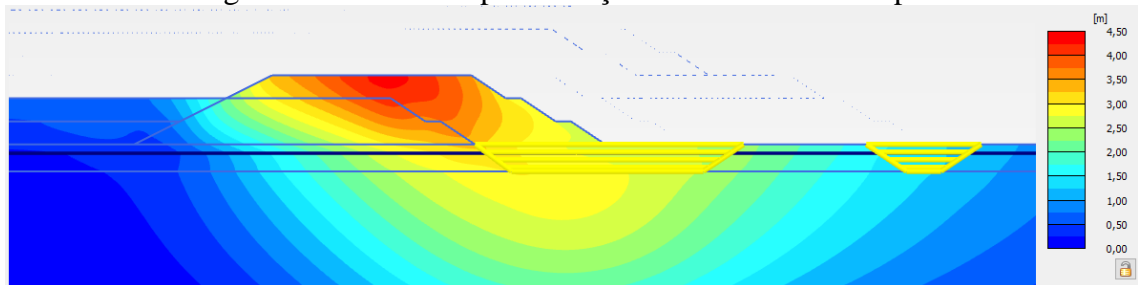


Figura 597 – Deformações – Análise D7 – Etapa 4

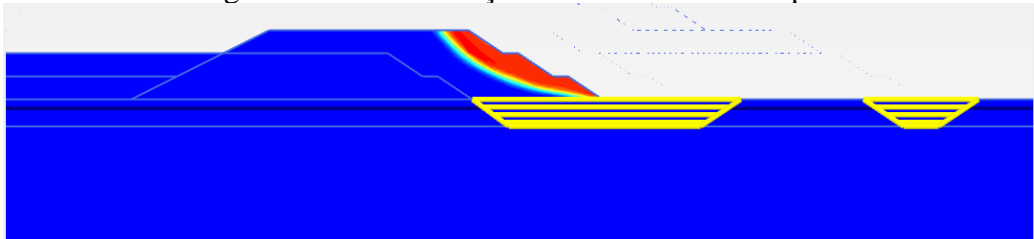


Figura 598 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 4

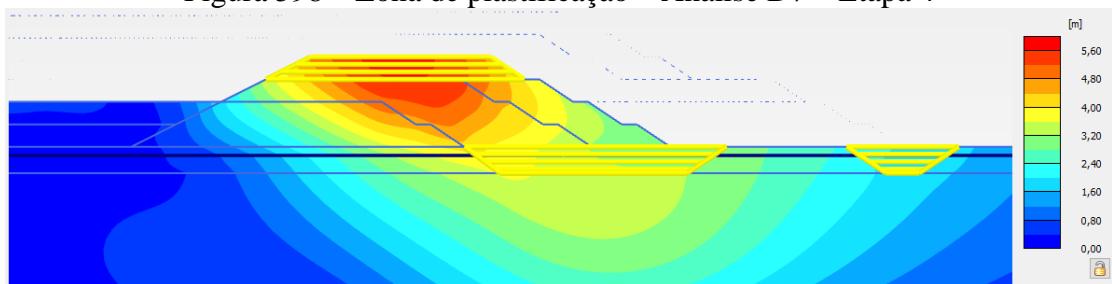


Figura 599 – Deformações – Análise D7 – Etapa 5

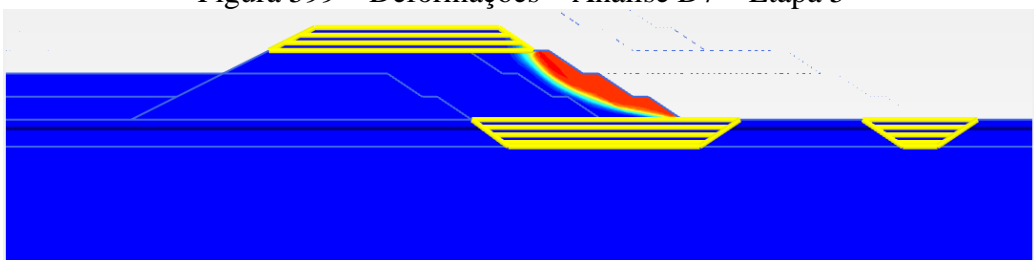


Figura 600 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 5



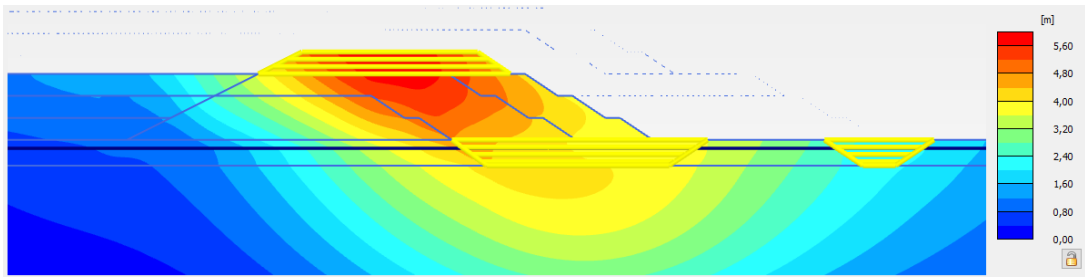


Figura 601 – Deformações – Análise D7 – Etapa 6

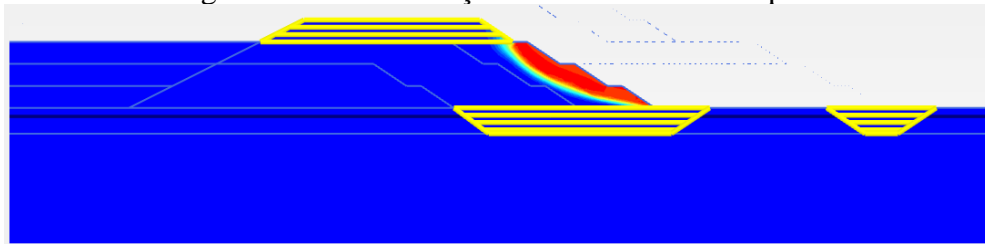


Figura 602 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 6

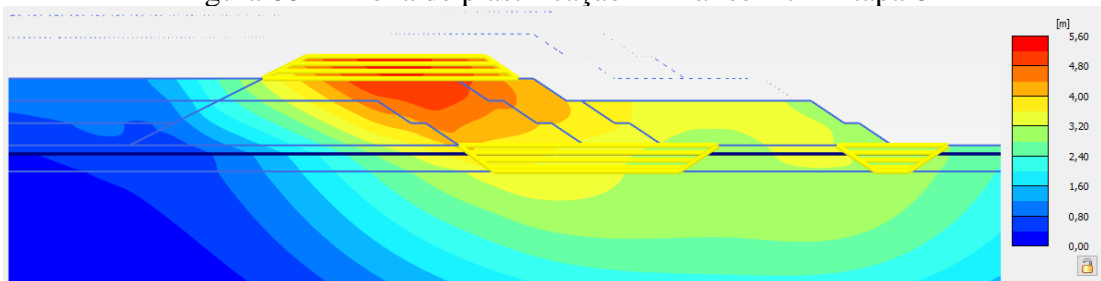


Figura 603 – Deformações – Análise D7 – Etapa 7

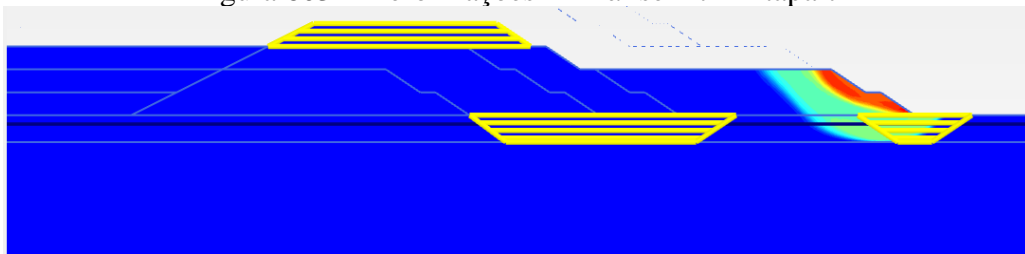


Figura 604 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 7

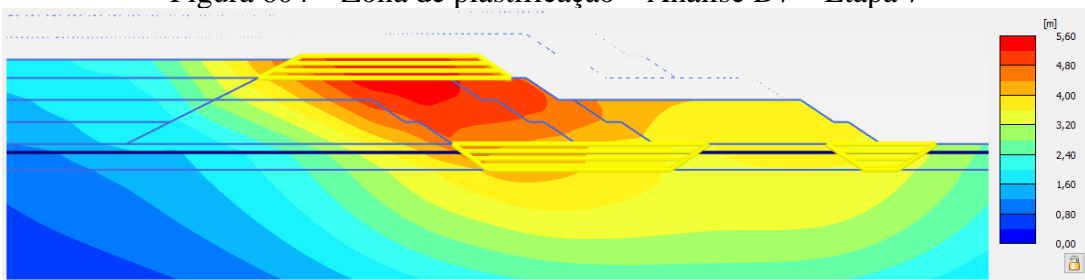


Figura 605 – Deformações – Análise D7 – Etapa 8

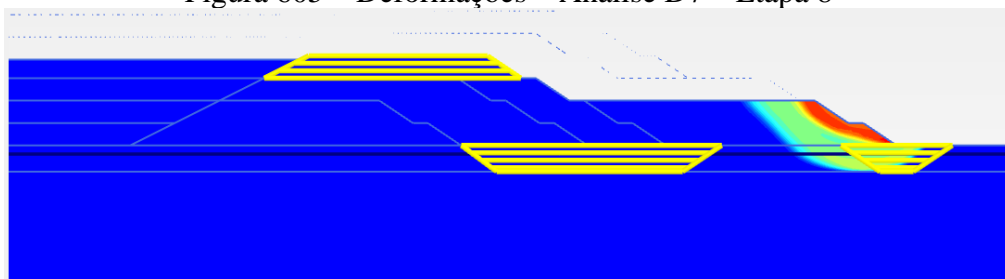


Figura 606 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 8

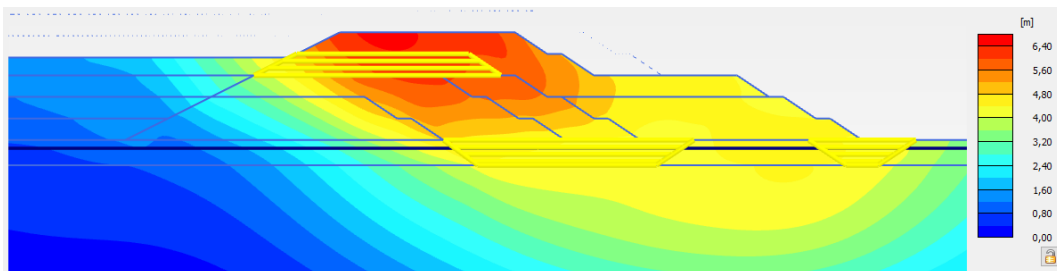


Figura 607 – Deformações – Análise D7 – Etapa 9



Figura 608 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 9

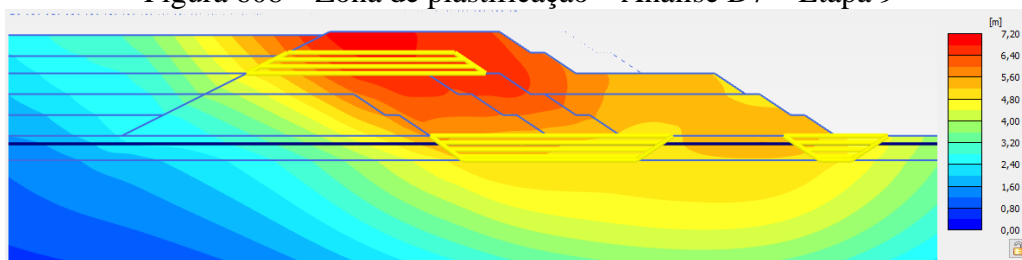


Figura 609 – Deformações – Análise D7 – Etapa 10

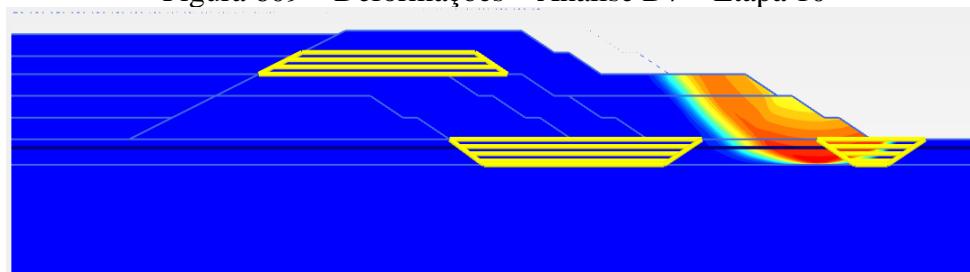


Figura 610 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 10

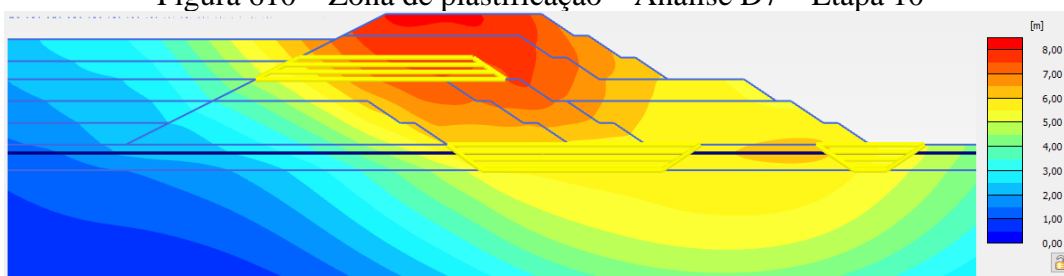


Figura 611 – Deformações – Análise D7 – Etapa 11

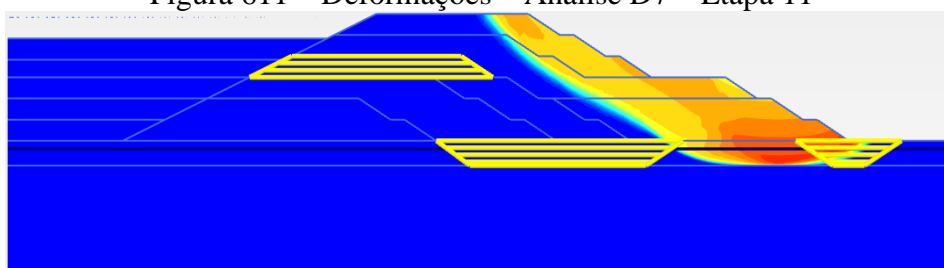


Figura 612 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 11

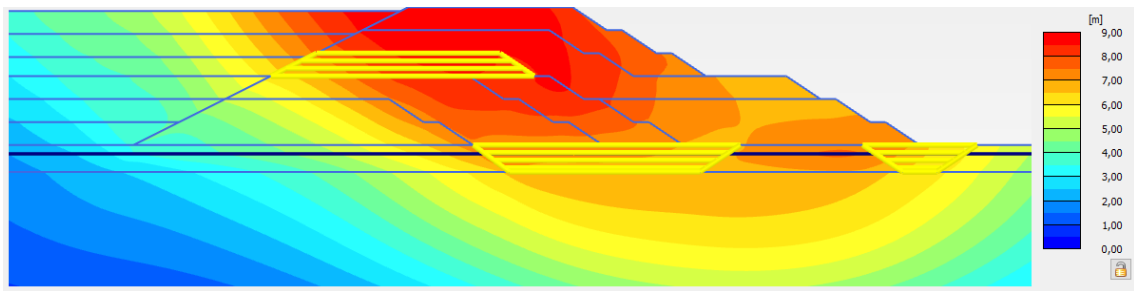


Figura 613 – Deformações – Análise D7 – Etapa 12

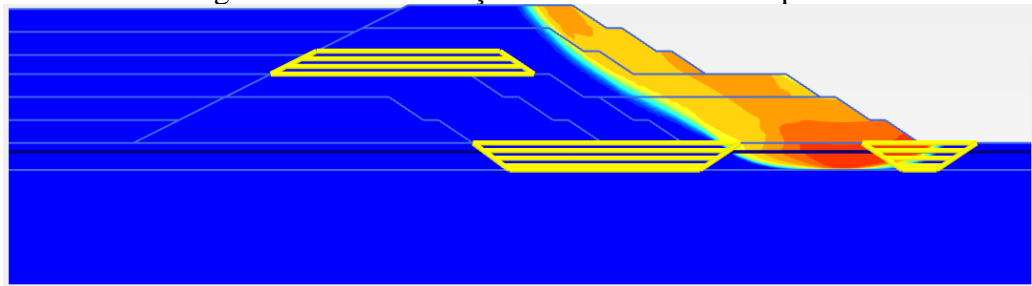


Figura 614 – Zona de plastificação – Análise D7 – Etapa 12

# ANEXO

## INFORMAÇÕES DO CATÁLOGO DO FABRICANTE DE GEOGRELHAS

<b>Fortrac® T</b>		ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DO FORTRAC T						
		UNID	Fortrac 35 T	Fortrac 55 T	Fortrac 80 T	Fortrac 110 T	Fortrac 150 T	Fortrac 200 T
Caracterização dos produtos	Descrição do Produto	Geogrelha de Poliéster de alto módulo de rigidez e revestimento protetor especial						
	Matéria-prima principal	Filamentos de Poliéster (PET) de alta tenacidade e baixa fluência						
	Módulo de rigidez a 5% deformação - $J_5$ (NBR ISO 10.319) - Direção longitudinal	kN/m	≥ 350	≥ 550	≥ 800	≥ 1.100	≥ 1.500	≥ 2.000
	Resistência à tração nominal - $T_{nom}$ (NBR ISO 10.319) - Direção longitudinal	kN/m	35	55	80	110	150	200
	Deformação na resistência nominal (NBR ISO 10.319) - Direção longitudinal	%	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10
Propriedades de longo prazo	Abertura de malha nominal	mm	25	25	25	25	25	25
	Carga de ruptura por fluência - $T_{fl}$ (2 anos, ≤ 20°C) - Direção longitudinal	kN/m	≥ 24	≥ 38	≥ 55	≥ 75	≥ 102	≥ 136
	Carga de ruptura por fluência - $T_{fl}$ (120 anos, ≤ 20°C) - Direção longitudinal	kN/m	≥ 21	≥ 33	≥ 48	≥ 66	≥ 90	≥ 120
	Deformação por fluência após 2 anos de carregamento a 50% da carga da ruptura	%	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0	≤ 1,0

Figura 1 – Especificações técnicas do Fortrac

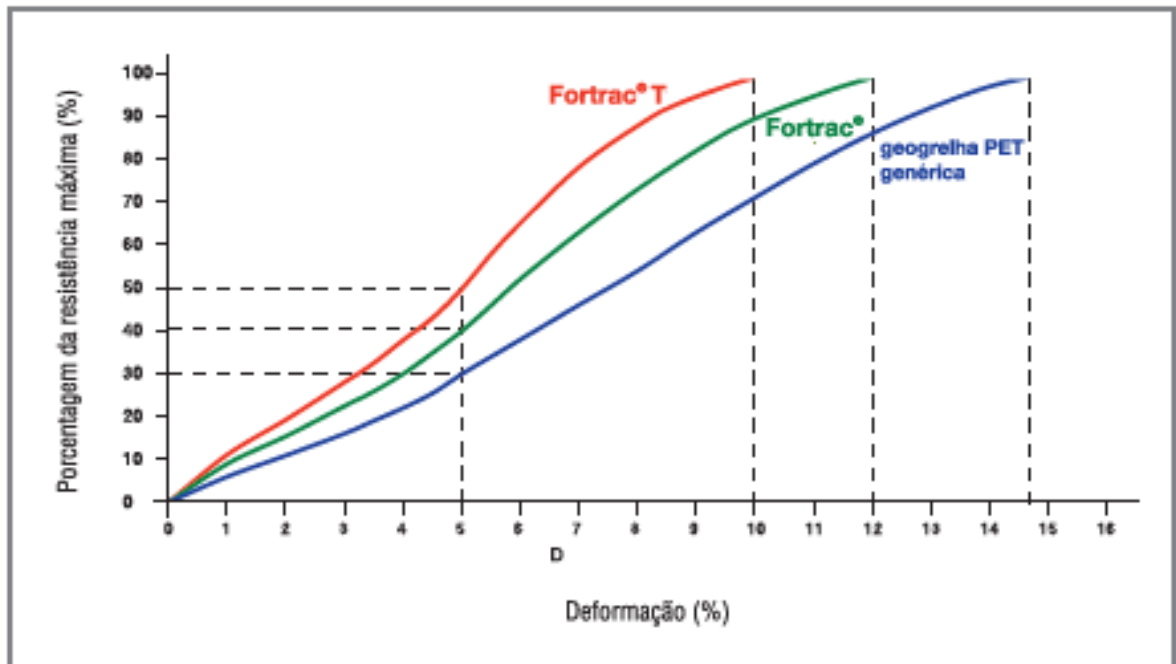


Figura 2 – Curvas Porcentagem da resistência máxima (%) x Deformação da geogrelha Fortrac

# DECLARAÇÃO

Eu, Ana Clara dos Anjos Torres, declaro que esta dissertação intitulada *Modelagem Numérica de Pilha de Rejeito Filtrado Reforçada com Geogrelha* é inteiramente e exclusivamente de minha autoria e que, com exceção das citações diretas e indiretas claramente indicadas e referenciadas nesse trabalho, e do uso autorizado de banco de dados, seu texto, figuras, gráficos, quadros, tabelas, algoritmos e demais dados foram por mim obtidos e, portanto, não contêm plágio.

Assinatura:

ANA CLARA DOS  
ANJOS

TORRES:11436861608

Assinado de forma digital  
por ANA CLARA DOS ANJOS  
TORRES:11436861608

Dados: 2022.01.22 15:11:57  
-03'00'

