# COMUNIDADE INTERMUNICIPAL DO ALTO ALENTEJO

# AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE E DESENVOLVIMENTO INTEGRADO DOS RECURSOS HÍDRICOS E ENERGÉTICOS DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO

## COMPONENTE B) ESTUDO DAS INFRAESTRUTURAS DE REGULARIZAÇÃO DE CAUDAIS. INFRAESTRUTURAS PRIMÁRIAS

## ESTUDO FINAL

### VOLUME 1 – MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

### TOMO 5 – DIMENSIONAMENTO DA BARRAGEM

AQUALOGUS Engenharia e Ambiente

JANEIRO 2023

# ÍNDICES

# AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE E DESENVOLVIMENTO INTEGRADO DOS RECURSOS HÍDRICOS E ENERGÉTICOS DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO

## COMPONENTE B) ESTUDO DAS INFRAESTRUTURAS DE REGULARIZAÇÃO DE CAUDAIS

## INFRAESTRUTURAS PRIMÁRIAS

## ESTUDO FINAL

## VOLUME 1 - MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

## TOMO 5 – DIMENSIONAMENTO DA BARRAGEM

EQUIPA TÉCNICA

| | |
|---|---|
| Diretor de Consórcio | Eng.º António Capelo |
| Adjunto | Engº Mário Samora |
| Geologia e Geotecnia | Engº Gonçalo Tavares |
| | Engº Nelson Rodrigues |
| | Engª Sandra Oliveira |
| | Engº Henrique Lopes |
| | Eng.º João Lourenço |
| | Engº Carlos Mata |
| | Drª Marta Garcia |
| Desenho | João Martins |
| | Beatriz Capinha |

# AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE E DESENVOLVIMENTO INTEGRADO DOS RECURSOS HÍDRICOS E ENERGÉTICOS DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO

## COMPONENTE B) ESTUDO DAS INFRAESTRUTURAS DE REGULARIZAÇÃO DE CAUDAIS

## INFRAESTRUTURAS PRIMÁRIAS

## ESTUDO FINAL

## VOLUME 1 - MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

## TOMO 5 – DIMENSIONAMENTO DA BARRAGEM

**ÍNDICE**

**1 INTRODUÇÃO ..... 1**
**2 RESUMO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS ..... 3**
**3 DIMENSÃO DOS ELEMENTOS DA MALHA ..... 4**
**4 CENÁRIOS E PERFIS DE CÁLCULO ADOTADOS ..... 5**
4.1 CENÁRIOS DE CÁLCULO ..... 5
4.2 PERFIS DE CÁLCULO ..... 5
**5 ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO ..... 8**
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS ..... 8
5.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E GEOTÉCNICAS ..... 8
5.3 RESULTADOS OBTIDOS ..... 10
5.3.1 Primeiro Enchimento ..... 10
5.3.2 Condições de Exploração ..... 12
5.3.3 Esvaziamento Rápido ..... 16
**6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE ..... 18**
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS ..... 18
6.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E GEOTÉCNICAS ..... 19
6.3 ESTABILIDADE ESTÁTICA ..... 20
6.3.1 Resultados Obtidos ..... 20
6.3.2 Análise dos Resultados Obtidos ..... 26
6.4 ESTABILIDADE SOB AÇÕES DINÂMICAS ..... 26
6.4.1 Metodologia de Cálculo ..... 26
6.4.2 Acelerogramas artificiais ..... 27

6.4.3 Valores Máximos de Aceleração Associados a Diferentes Períodos de Retorno ..... 31
6.4.4 Coeficientes sísmicos para a avaliação a estabilidade pseudo-estática ..... 32
6.4.5 Avaliação da estabilidade em condições pseudo-estáticas ..... 36
6.4.6 Propriedades dinâmicas dos solos ..... 38
6.4.7 Malha de elementos finitos ..... 42
6.4.8 Resultados da análise ..... 44
**7 ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES ..... 59**
7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS ..... 59
7.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO MODELO ..... 59
7.3 RESULTADOS OBTIDOS ..... 61
7.3.1 Estado de Tensão ..... 62
7.3.2 Deslocamentos Verticais ..... 64
7.3.3 Deslocamentos Horizontais ..... 66
7.3.4 Deslocamentos Verticais a Longo Prazo ..... 69
7.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS ..... 70

**TABELAS**

Tabela 2.1 Resumo dos parâmetros geomecânicos adotados ..... 3
Tabela 4.1 Perfis de cálculo ..... 5
Tabela 5.1 Patamares de enchimento segundo o Plano de Observação e Primeiro Enchimento ..... 9
Tabela 5.2 Caudais percolados no primeiro e segundo patamar da fase de enchimento ..... 10
Tabela 5.3 Caudais percolados, em exploração, para o NPA ..... 12
Tabela 6.1 – Fatores de segurança parciais a adotar para as ações ..... 18
Tabela 6.2 – Fatores de segurança parciais a adotar para os parâmetros dos materiais ..... 18
Tabela 6.3 Fatores de segurança mínimos regulamentares ..... 19
Tabela 6.4 Características geométricas do corpo do aterro ..... 20
Tabela 6.5 Coeficiente Sobredimensionamento em condições estáticas ..... 20
Tabela 6.6 – Acelerações a considerar no dimensionamento da barragem ..... 32
Tabela 6.7 – Resumo dos resultados da aplicação da metodologia proposta por Papadimitriou *et al.* (2014). ..... 35
Tabela 7.1 Faseamento considerado para os cálculos de tensão deformação ..... 59
Tabela 7.2 Deslocamentos verticais máximos ..... 64
Tabela 7.3 Deslocamentos horizontais máximos ..... 66
Tabela 7.4 Deslocamentos horizontais máximos ..... 70

**FIGURAS**

Figura 3.1 Malha de elementos finos adotada para os estudos de tensão deformação em condições estáticas (Perfil PC3) ..... 4
Figura 4.1 Perfil de cálculo PC1, perfil D-D ..... 6
Figura 4.2 Perfil de cálculo PC2, perfil G-G ..... 6
Figura 4.3 Perfil de cálculo PC3, perfil K-K ..... 7
Figura 4.4 Perfil de cálculo PC4, perfil 1+250 ..... 7
Figura 5.1 Curva de esvaziamento do reservatório ..... 9
Figura 5.2 Resultados PC3: Primeiro enchimento NA=234m (1º patamar) ..... 10
Figura 5.3 Resultados PC2 Primeiro enchimento NA=242m (2º patamar) ..... 11
Figura 5.4 Resultados PC3: Primeiro enchimento NA=234m (1º patamar) ..... 11
Figura 5.5 Resultados PC3 Primeiro enchimento NA=242m (2º patamar) ..... 12
Figura 5.6 Resultados PC1 ..... 13
Figura 5.7 Resultados PC2 ..... 13
Figura 5.8 Resultados PC3 ..... 14
Figura 5.9 Resultados PC4 ..... 14
Figura 5.10 Gradientes hidráulicos PC1 ..... 15
Figura 5.11 Gradientes hidráulicos PC2 ..... 15
Figura 5.12 Gradientes hidráulicos PC3 ..... 15
Figura 5.13 Gradientes hidráulicos PC4 ..... 16
Figura 5.14 Resultados PC3: Pressão intersticial esvaziamento rápido $\boldsymbol{t}$=23 dias ..... 16
Figura 5.15 Resultados PC3: Pressão intersticial esvaziamento rápido $\boldsymbol{t}$=46 dias ..... 17
Figura 6.1 Resultados PC1-AC1-C1 ..... 21
Figura 6.2 Resultados PC2-AC1-C1 ..... 22
Figura 6.3 Resultados PC2-AC1-C2 ..... 22
Figura 6.4 Resultados PC3-AC1-C1 ..... 23
Figura 6.5 Resultados PC4-AC1-C1 ..... 24
Figura 6.6 Resultados PC4-AC1-C2 ..... 24
Figura 6.7 Resultados PC3-AC1-Cacidental. Evolução do CS com a descida do nível de água no reservatório. ..... 25
Figura 6.8 Resultados PC3-AC1-Cacidental ..... 26
Figura 6.9 Função intensidade adotadas na geração dos acelerogramas ..... 29
Figura 6.10 Espectros de resposta dos acelerogramas artificiais da ação tipo 1 ..... 29
Figura 6.11 Espectros de resposta dos acelerogramas artificiais da ação tipo 2 ..... 30
Figura 6.12 Acelerogramas artificiais (normalizados) da ação tipo 1 ..... 30
Figura 6.13 Acelerogramas artificiais da ação tipo 2 ..... 31
Figura 6.14 Amplificação da ação sísmica no solo de fundação e no aterro (adaptado de Papadimitriou *et al*. 2014) ..... 33
Figura 6.15 Análise pseudo-estática, correspondente ao evento SBP ($\boldsymbol{kh}$ = 0,12 e $\boldsymbol{kv}$ = -0,06) ..... 37

Figura 6.16 Análise pseudo-estática, correspondente ao evento SBP ($\boldsymbol{kh}$ = 0,12 e $\boldsymbol{kv}$ =+0,06) ..... 37
Figura 6.17 Análise pseudo-estática, correspondente ao evento SME ($\boldsymbol{kh}$ = 0,35 e $\boldsymbol{kv}$ = -0,17) ..... 37
Figura 6.18 Análise pseudo-estática, correspondente ao evento SME ($\boldsymbol{kh}$ = 0,35 e $\boldsymbol{kv}$ =+0,17) ..... 38
Figura 6.19 Relação entre o módulo de distorção elástico e a tensão média efetiva..... 39
Figura 6.20 Relação entre a redução módulo de distorção e a distorção aplicada ..... 41
Figura 6.21 Relação entre o rácio de amortecimento e a distorção aplicada..... 42
Figura 6.22 Modelo de elementos finitos para geração do estado de tensão inicial ..... 43
Figura 6.23 Estado de tensão inicial. Tensão efetiva média ($\boldsymbol{p'}$) [kN/m$^2$] ..... 43
Figura 6.24 Modelo de elementos finitos para cálculo de propagação de ondas..... 44
Figura 6.25 Distorções máximas ocorridas durante o sismo SBP – Ação Tipo 1 ..... 45
Figura 6.26 Acelerações horizontais máximas ocorridas durante o sismo SBP – Acção Tipo 1 ..... 46
Figura 6.27 Acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SBP – Ação Tipo 1 ..... 47
Figura 6.28 Distorções máximas ocorridas durante o sismo SBP – Ação Tipo 2 ..... 48
Figura 6.29 Acelerações horizontais máximas ocorridas durante o sismo SBP – Ação Tipo 2 ..... 49
Figura 6.30 Acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SBP – Ação Tipo 2 ..... 50
Figura 6.31 Coeficiente de Sobredimensionamento sob ação do SBP..... 50
Figura 6.32 Distorções máximas ocorridas durante o sismo SME – Ação Tipo 1..... 52
Figura 6.33 Acelerações horizontais máximas ocorridas durante o sismo SME – Ação Tipo 1 ..... 53
Figura 6.34 Acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SME – Ação Tipo 1 ..... 54
Figura 6.35 Distorções máximas ocorridas durante o sismo SME – Ação Tipo 2..... 55
Figura 6.36 Acelerações horizontais máximas ocorridas durante o sismo SME – Ação Tipo 2 ..... 56
Figura 6.37 Acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SME – Ação Tipo 2 ..... 57
Figura 6.38 Coeficiente de Sobredimensionamento sob acção do SME ..... 57
Figura 6.39 Deslocamentos permanentes sob acção do SME ..... 58
Figura 7.1 Faseamento de cálculo considerado para o perfil PC4 ..... 61
Figura 7.2 PC3: Campo de tensões médias final da construção ..... 62
Figura 7.3 PC3: Campo de tensões médias primeiro patamar de enchimento ..... 63
Figura 7.4 PC3: Campo de tensões médias segundo patamar de enchimento ..... 63

Figura 7.5 PC3: Campo de tensões médias no NPA..... 63
Figura 7.6 PC1-Deslocamentos verticais, $\boldsymbol{uy}$, ao longo do eixo do aterro..... 64
Figura 7.7 PC2-Deslocamentos verticais, $\boldsymbol{uy}$, ao longo do eixo do aterro..... 65
Figura 7.8 PC3-Deslocamentos verticais, $\boldsymbol{uy}$, ao longo do eixo do aterro..... 65
Figura 7.9 PC2-Deslocamentos verticais, $\boldsymbol{uy}$, ao longo do eixo do aterro..... 66
Figura 7.10 PC1-Deslocamentos horizontais, $\boldsymbol{ux}$, ao longo do eixo do aterro..... 67
Figura 7.11 PC2-Deslocamentos horizontais, $\boldsymbol{ux}$, ao longo do eixo do aterro..... 67
Figura 7.12 PC3-Deslocamentos horizontais, $\boldsymbol{ux}$, ao longo do eixo do aterro..... 68
Figura 7.13 PC4-Deslocamentos horizontais, $\boldsymbol{ux}$, ao longo do eixo do aterro..... 68
Figura 7.14 Intervalos de variação típicos para assentamentos de longo prazo no coroamento. (Fell, 2005)..... 69

# 1 INTRODUÇÃO

No âmbito do Concurso Público Internacional 33SCICC2020, a **AQUALOGUS, Engenharia e Ambiente, Lda.** e a **TPF – Consultores de Engenharia e Arquitetura, S.A**, têm a honra de submeter à apreciação da Comunidade Intermunicipal do Alto Alentejo o **TOMO 5 – DIMENSIONAMENTO DA BARRAGEM-VOLUME 1**, referentes aos Estudos de Base da *Avaliação da Sustentabilidade e Desenvolvimento Integrado dos Recursos Hídricos e Energéticos do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato*.

De acordo com o Caderno de Encargos os estudos e projetos do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato foram divididos nas seguintes quatro componentes:

- Componente A) - Estudos socioeconómicos;
- Componente B) - Estudos das infraestruturas de regularização de caudais:
    - Estudo de origens de água alternativos.
    - Infraestruturas Primárias.
    - Infraestruturas Secundárias de Rega.
- Componente C) - Estudo do Aproveitamento Fotovoltaico;
- Componente D) - Estudo de Impacte Ambiental.

Seguindo o definido no Caderno de Encargos, para as 4 componentes, os estudos serão desenvolvidos em duas Fases:

- 1ª Fase – Versão Preliminar dos Estudos;
- 2ª Fase – Versão Final dos Estudos.

O presente documento, pertencente à 2ª Fase – Versão Final da Componente B) Estudos das infraestruturas de regularização de caudais, e refere-se ao **TOMO 5 – DIMENSIONAMENTO DA BARRAGEM DO VOLUME 1 – MEMÓRIA GERAL,** no qual se pretende apresentar os estudos desenvolvidos para a análise do comportamento estrutural da barragem.

O conjunto dos cálculos realizados no âmbito do presente documento foram desenvolvido na observância do estabelecido no Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), tendo as análises sido executadas com recurso ao software *GeoStudio*, desenvolvido pela *Seequent,* em particular através dos seus módulos SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W e QUAKE/W.

Os cálculos desenvolvidos tiveram por objetivo a validação e a verificação estrutural do corpo da barragem, tendo por base análise de:

- Tensão deformação;
- Percolação;
- Análise de estabilidade global por métodos de equilíbrio limite em condições estáticas e dinâmicas;

- Resposta dinâmica do aterro;

Com base nestas análises obtiveram-se resultados em termos de:

- Distribuição de tensões e valores de deformação de referência durante a construção e operação
- Linha piezométrica estabelecida no corpo do aterro em condições permanentes, primeiro enchimento e no decorrer do esvaziamento rápido;
- Os fluxos de água a serem utilizados no dimensionamento do sistema de drenagem interna;
- Gradientes hidráulicos no núcleo;
- Fatores de amplificação da ação sísmica;
- Estabilidade global do aterro após a construção, em regime permanente, para condições de esvaziamento rápido e sob ação sísmica.

## 2 RESUMO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os parâmetros geo-mecânicos estabelecidos para os materiais foram definidos tendo por base os ensaios laboratoriais executados no decorrer das diferentes campanhas de prospeção e ensaios, complementados com elementos provenientes da bibliografia de referência e experiência em materiais semelhantes. No presente documento apenas se resumem os resultados obtidos para os parâmetros geotécnicos, cuja análise mais exaustiva é apresentada no Volume 1 Tomo 3-Estudos Geológico-Geotécnico.

**Tabela 2.1 Resumo dos parâmetros geomecânicos adotados**

| | $\gamma_h$ kN·m$^{-3}$ | $\gamma_d$ kN·m$^{-3}$ | $\gamma_{sat}$ kN·m$^{-3}$ | $\varphi'$ º | $c'$ kPa | $E'$ MPa | $k_h$ m·s$^{-1}$ | $k_v^*$ m·s$^{-1}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Solo Enrocamento** | 22,0 | 20,5 | 22,6 | 40 | 0 | 70 | 1,0x10$^{-6}$ | 1,0x0$^{-7}$ |
| **Saibros** | 19,4 | 21,4 | 22,2 | 37 | 0 | 50 | 4,5x10$^{-6}$ | 4,5x10$^{-7}$ |
| **Núcleo** | 20,9 | 18,6 | 21,6 | 32 | 0 | 40 | 4,2x10$^{-8}$ | 4,2x10$^{-9}$ |
| **ZG5** | 21,0 | 21,0 | 21,0 | 37 | 10 | 90 | 1,0x10$^{-6}$ | 1,0x10$^{-7}$ |
| **ZG4** | 24,0 | 24,0 | 24,0 | 38 | 25 | 240 | 5,0x10$^{-6}$ | 5,0x10$^{-6}$ |
| **ZG3** | 26,0 | 26,0 | 26,0 | 46 | 80 | 1900 | 2,0 x10$^{-6}$ | 2,0x10$^{-6}$ |
| **ZG2** | 26,0 | 26,0 | 26,0 | 55 | 400 | 7400 | 1,0x10$^{-6}$ | 1,0x10$^{-6}$ |
| **ZG1** | 26,0 | 26,0 | 26,0 | 56 | 2000 | 24000 | 2,0x10$^{-7}$ | 2,0x10$^{-7}$ |
| **Material E1** | 22 | | | 42 | 0 | 60 | 1,0x10$^{1}$ | 1,0x10$^{1}$ |
| **Material E2** | | | | | | | 2,0x10$^{2}$ | 2,0x10$^{2}$ |
| **Material D1** | 19 | | | 36 | | 50 | 3,0x10$^{-1}$ | 3,0x10$^{-1}$ |
| **Material F1** | | | | | | | 4,0x10$^{-1}$ | 4,0x10$^{-1}$ |
| **Material F2** | | | | | | | 5,0x10$^{-5}$ | 5,0x10$^{-5}$ |
| **Material F3** | | | | | | | 5,0x10$^{-3}$ | 5,0x10$^{-3}$ |

**As permeabilidades dos materiais de núcleo, solo-enrocamento e saibros foram estabelecidas com base nos resultados obtidos nos ensaios de caracterização, sendo o valor considerado a média logarítmica do conjunto dos dados disponíveis.*

## 3 DIMENSÃO DOS ELEMENTOS DA MALHA

A dimensão da malha é um fator de grande importância quando se trata de estudos através de elementos finitos (FEA). A malha utilizada deve garantir que os resultados finais compreendem toda a informação relevante para o estudo, em particular a distribuição de tensões, as deformações devidas a ações estáticas ou dinâmicas, ou os gradientes hidráulicos em zonas de transição hidráulica. Todavia, a definição da malha a utilizar deve procurar um compromisso entre o esforço computacional e a qualidade dos resultados obtidos.

Na Figura 3.1 ilustra-se, a título de exemplo, a malha de elementos finitos adotada no perfil PC3, utilizada para as análise tensão deformação e percolação.

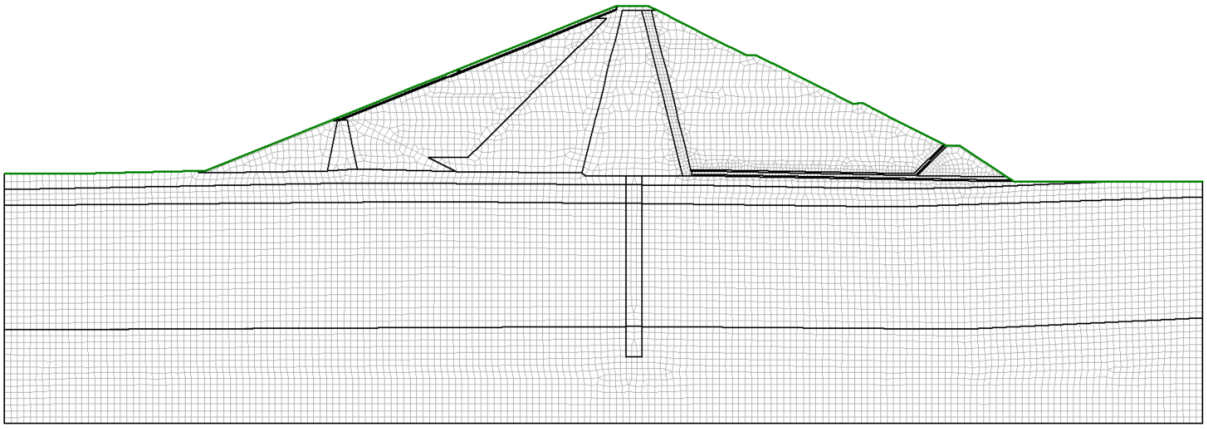


**Figura 3.1 Malha de elementos finos adotada para os estudos de tensão deformação em condições estáticas (Perfil PC3)**

Para as análises de tensão-deformação em condições dinâmicas adotou-se uma dimensão máxima dos elementos da malha de 1,5 m, tal como será explicado na secção 6.4.7.

# 4 CENÁRIOS E PERFIS DE CÁLCULO ADOTADOS

## 4.1 CENÁRIOS DE CÁLCULO

Para desenvolvimento do presente estudo foram admitidos os seguintes cenários de cálculo:

1) Percolação em condições de fluxo estacionário, com cota da albufeira correspondente ao NPA;
2) Percolação em condições de fluxo variável, com descida do nível de água na albufeira entre as cotas 248m (NPA) e 210m (Esvaziamento rápido);
3) Estabilidade Global da estrutura segundo uma abordagem de equilíbrio limite durante a fase de operação, considerando a cota da albufeira no NPA, cota 248m;
4) Estabilidade Global da estrutura segundo uma abordagem de equilíbrio limite durante a fase de operação, considerando a ação acidental correspondente ao esvaziamento rápido da albufeira, admitindo para tal a curva de esvaziamento estabelecida para a descarga de fundo;
5) Estabilidade Global da estrutura segundo uma abordagem de equilíbrio limite durante a fase de operação, considerando a ação acidental correspondente à ocorrência de um evento sísmico;
6) Análise dos deslocamentos verticais na fase de construção, considerando a construção faseada do aterro
7) Análise dos deslocamentos horizontais aquando do primeiro enchimento.

## 4.2 PERFIS DE CÁLCULO

A avaliação do comportamento da Barragem do Pisão foi realizado considerando quatro perfis transversais representativos da estrutura, correspondentes aos cortes de projeto D-D, G-G e K-K, representados nos desenhos 21031-EF-BAR-DES-2108-1 a 2108-2, e um perfil de cálculo adicional ao km 1+250.

Os perfis foram carregados para o *GeoStudio* como regiões, associando-lhes, depois, os parâmetros geotécnicos relevantes para cada tipo de análise. Na Tabela 4.1 faz-se a síntese dos perfis de cálculo considerados no presentes estudo e nas Figura 4.1 à Figura 4.4 ilustram-se os perfis de cálculo extraídos do *GeoStudio*.

**Tabela 4.1 Perfis de cálculo**

| Perfil de Cálculo | Perfil de Projeto | Ponto Quilométrico |
|---|---|---|
| PC1 | D-D | 0+400 |
| PC2 | G-G | 0+700 |
| PC3 | K-K | 1+200 |

| Perfil de Cálculo | Perfil de Projeto | Ponto Quilométrico |
|---|---|---|
| PC4 | - | 1+250 |

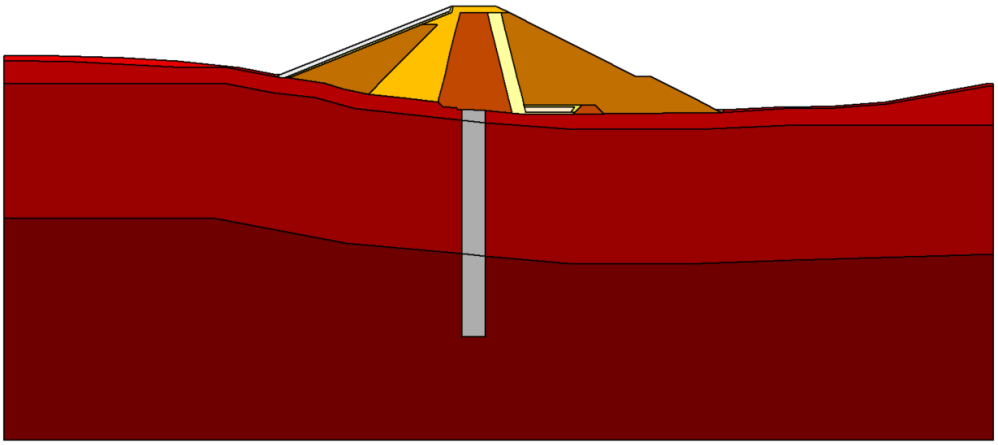


**Figura 4.1 Perfil de cálculo PC1, perfil D-D**

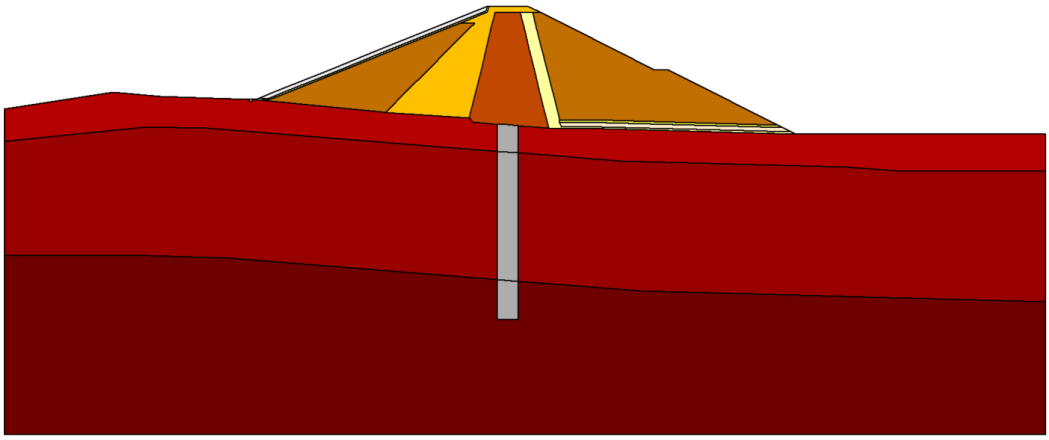


**Figura 4.2 Perfil de cálculo PC2, perfil G-G**

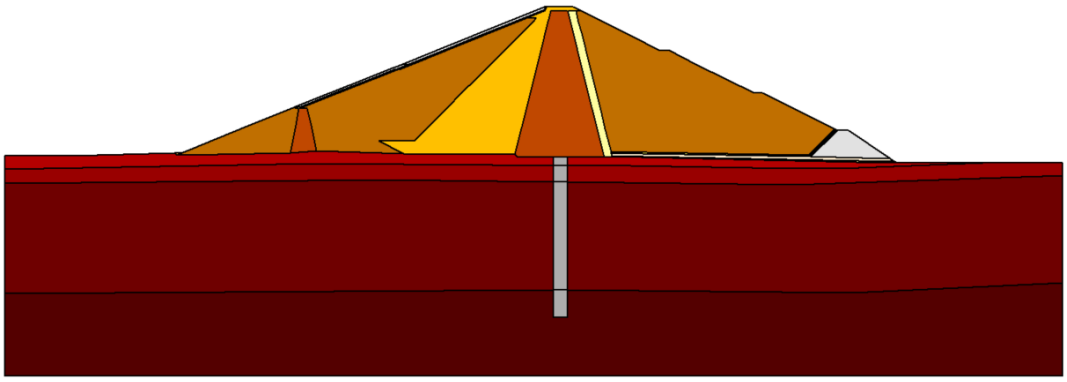


**Figura 4.3 Perfil de cálculo PC3, perfil K-K**

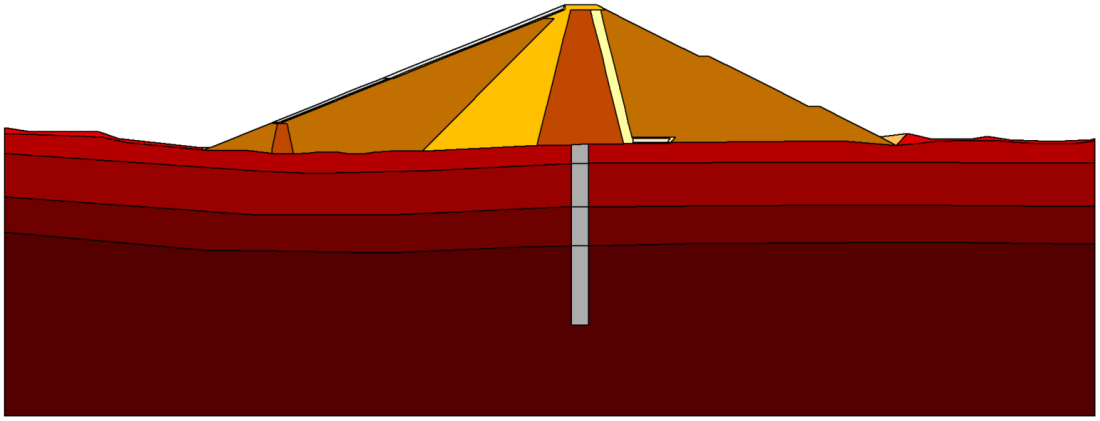


**Figura 4.4 Perfil de cálculo PC4, perfil 1+250**

# 5 ANÁLISE DE PERCOLAÇÃO

## 5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente capítulo são apresentados os modelos de percolação, desenvolvidos no software SEEP/W, e os correspondentes resultados para os regimes de operação em pleno armazenamento, NPA=248m, para o cenário acidental de esvaziamento rápido e para a fase de primeiro enchimento segundo dois patamares. Os estudos desenvolvidos tiveram por objetivo o estabelecimento das curvas piezométricas no aterro para os cenários anteriormente referido, a avaliação dos gradientes hidráulicos no núcleo e a quantificação dos caudais percolados ao longo do modelo. Os resultados obtidos foram posteriormente utilizados para os estudos de análise de estabilidade e de tensão deformação, servindo também de base ao dimensionamento do sistema de drenagem interno.

## 5.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E GEOTÉCNICAS

Em termos geométricos o perfil do aterro principal apresenta uma altura máxima da ordem dos 50m e uma largura de coroamento de 10m. Os paramentos de montante e jusante são lançados com inclinações de 1V:2,5H e 1V:2H, respetivamente. O paramento jusante é munido de banquetas estabilizadoras com 3,0m de largura, implantadas[1] às cotas 208,8m, 221,8m e 236,8m.

O sistema de drenagem interno é constituído por um filtro subvertical, com uma largura de 3,0 m, que na base se prolonga para jusante através de um tapete drenante. Na zona do fundo do vale o tapete drenante, com uma espessura de 1,5 m, prolonga-se até à face do talude de jusante, garantido a saída das águas por gravidade. Este tapete é prolongado até às margens da barragem, tendo, no entanto, sido feita uma otimização da sua largura. O tapete é munido de saídas ao longo do encontro direito, devido ao atravessamento de depressões correspondentes a linhas de água. Os materiais do dreno serão protegidos superior e inferiormente por camadas de filtro, em areia.

Os estudos de percolação em regime permanente, em condições de operação normal e com o reservatório à cota de pleno armazenamento, foram realizados para todos os perfis de cálculo referidos no subcapítulo 4.2.

Para os cenários de primeiro enchimento os cálculos incidiram sobre os perfis PC2 e PC3, nos quais se consideraram os patamares de enchimento estabelecidos no Plano de Observação e Primeiro Enchimento[2], que se resumem na Tabela 5.1.

---

[1] *Cotas referenciadas ao perfil de projeto K-K, desenho 21031-EF-BAR-DES-2108-02-0*
[2] *Ver Volume 2 Tomo 4: "Plano de Observação e Primeiro Enchimento"*

Por fim, para o perfil PC3, correspondente ao fundo do vale, foi ainda avaliada a percolação em regime variável para o cenário acidental de esvaziamento rápido.

**Tabela 5.1 Patamares de enchimento segundo o Plano de Observação e Primeiro Enchimento**

| Cenário de Cálculo | Patamar |
|---|---|
| 1º Patamar | 234m |
| 2º Patamar | 242m |

No que se refere às condições de fronteira aplicadas aos modelos, estabeleceu-se para os cálculos em regime permanente, para a situação de exploração, uma fronteira a montante compatível com o nível de água no reservatório à cota 248m, correspondente ao NPA, e a jusante uma fronteira equipotencial, correspondente ao nível de água à superfície. Também nos cálculos realizados para a fase de primeiro enchimento se utilizaram fronteiras equipotenciais a jusante, também compatíveis com a cota do terreno. A montante, por seu lado, definiram-se fronteiras equipotenciais correspondentes aos dois patamares de enchimento referidos na Tabela 5.1.

Por fim, os modelos associados ao cenário de esvaziamento rápido consideraram uma fronteira a montante, variável no tempo, associada à curva de esvaziamento do reservatório, ilustrada na Figura 5.1. Esta curva pressupõe um nível de máxima operação da descarga de fundo, sem afluência de água à albufeira. A jusante, seguiu-se a abordagem considerada para os restantes cálculos, tendo sido considerada uma fronteira equipotencial correspondente ao nível de água à superfície.

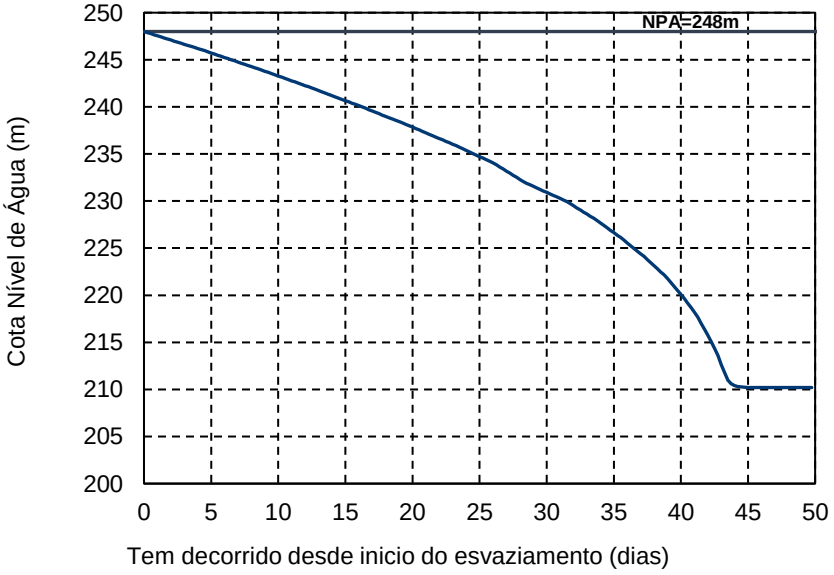



**Figura 5.1 Curva de esvaziamento do reservatório**

Os parâmetros geotécnicos adotados para os materiais que constituem os modelos são discutidos no Capítulo 2, sendo sintetizados na Tabela 2.1 do mesmo item. Importa notar que para a definição da permeabilidade foram adotadas as permeabilidades saturadas que constam da referida tabela resumo, admitindo-se para a zona não saturada as curvas características para cada tipo de material disponibilizadas no *software* utilizado para o cálculo.

## 5.3 RESULTADOS OBTIDOS

### 5.3.1 Primeiro Enchimento

Os resultados obtidos para os caudais de percolação ao longo do modelo são resumidos na Tabela 5.2. Os resultados gráficos, relativos às pressões intersticiais estabelecidas no corpo do aterro, são ilustrados para a secção PC2 e PC3 nas figuras seguintes.

**Tabela 5.2 Caudais percolados no primeiro e segundo patamar da fase de enchimento**

| | **Perfil** | **Caudal ($q$) ($m^3 \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$)** | |
|---|---|---|---|
| | | Filtro | Tapete Drenante |
| 1º Patamar NA=234m | PC2 | $4{,}48 \times 10^{-08}$ | $2{,}22 \times 10^{-06}$ |
| | PC3 | $7{,}17 \times 10^{-07}$ | $4{,}80 \times 10^{-06}$ |
| 2º Patamar NA=242m | PC2 | $2{,}47 \times 10^{-07}$ | $4{,}85 \times 10^{-06}$ |
| | PC3 | $1{,}24 \times 10^{-06}$ | $6{,}32 \times 10^{-06}$ |

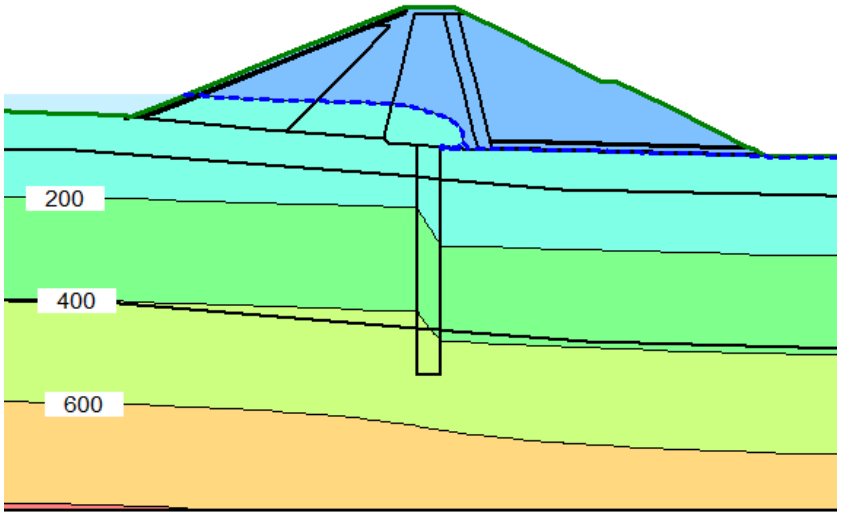



**Figura 5.2 Resultados PC3: Primeiro enchimento NA=234m (1º patamar)**

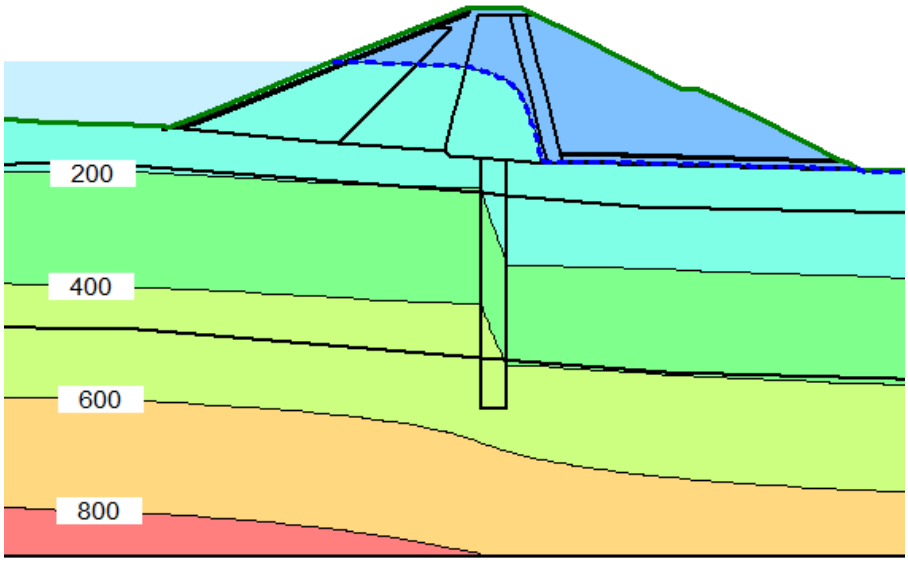



**Figura 5.3 Resultados PC2 Primeiro enchimento NA=242m (2º patamar)**

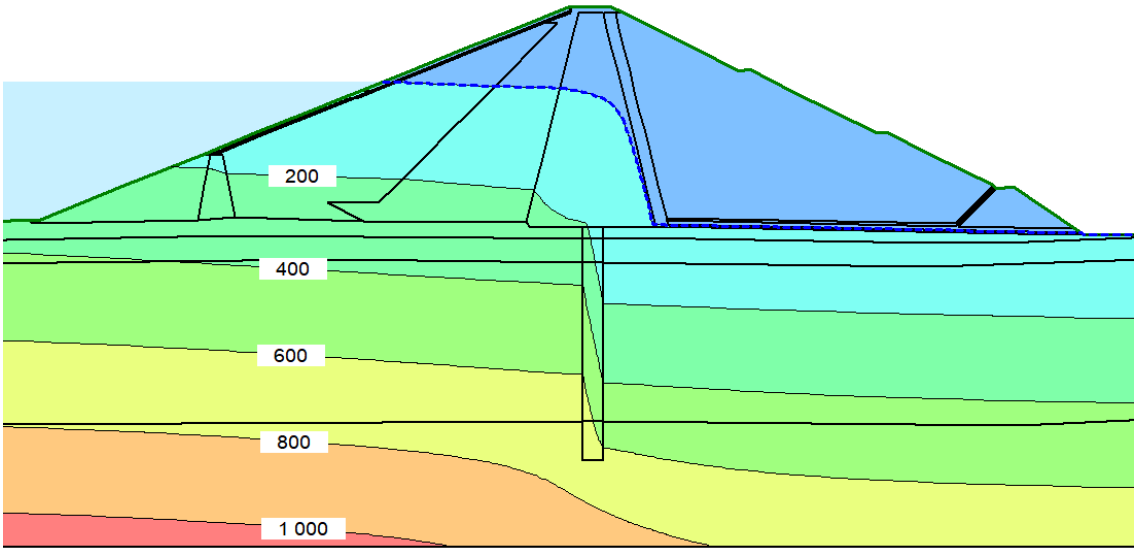



**Figura 5.4 Resultados PC3: Primeiro enchimento NA=234m (1º patamar)**

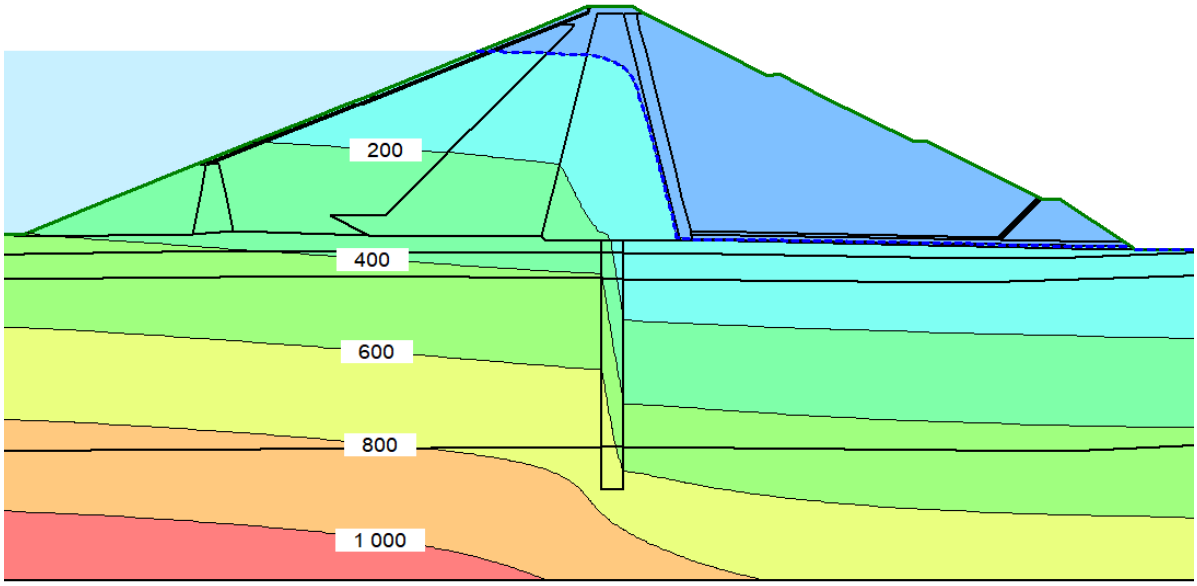



**Figura 5.5 Resultados PC3 Primeiro enchimento NA=242m (2º patamar)**

### 5.3.2 Condições de Exploração

Na Tabela 5.3 são resumidos os caudais no filtro e tapete drenante e nas imagens seguintes as pressões intersticiais estabelecidas no modelo para um regime de escoamento permanente, destacando-se a azul a linha piezométrica obtida.

**Tabela 5.3 Caudais percolados, em exploração, para o NPA**

| Perfil | Caudal ($q$) ($m^3 \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$) | |
|---|---|---|
| | Filtro | Tapete |
| PC1 (D-D) | $3{,}79 \times 10^{-07}$ | $6{,}72 \times 10^{-06}$ |
| PC2 (G-G) | $5{,}76 \times 10^{-07}$ | $7{,}12 \times 10^{-06}$ |
| PC3 (K-K) | $1{,}78 \times 10^{-06}$ | $7{,}86 \times 10^{-06}$ |
| PC4 (1+250) | $1{,}05 \times 10^{-06}$ | $6{,}41 \times 10^{-06}$ |

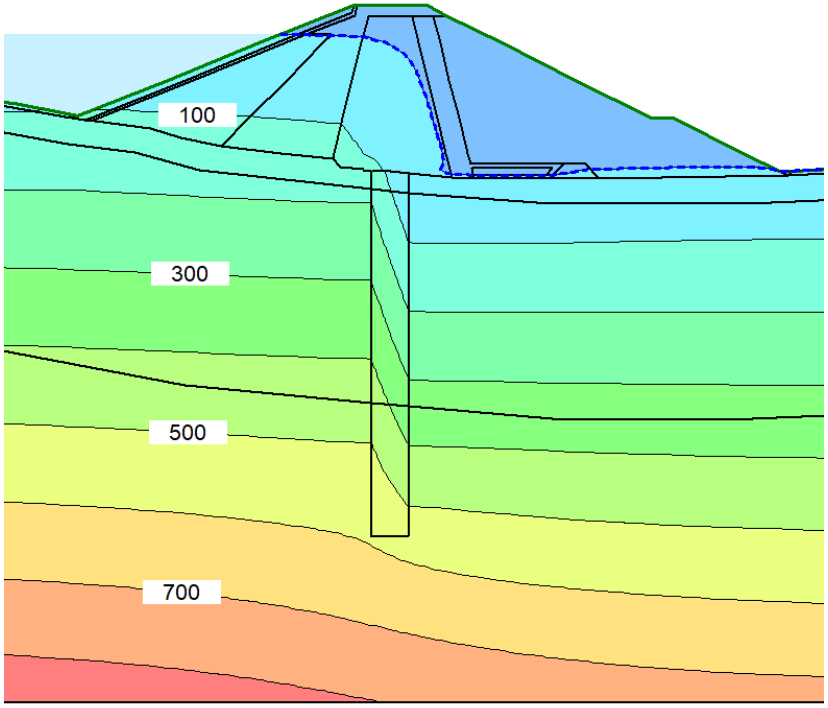



**Figura 5.6 Resultados PC1**

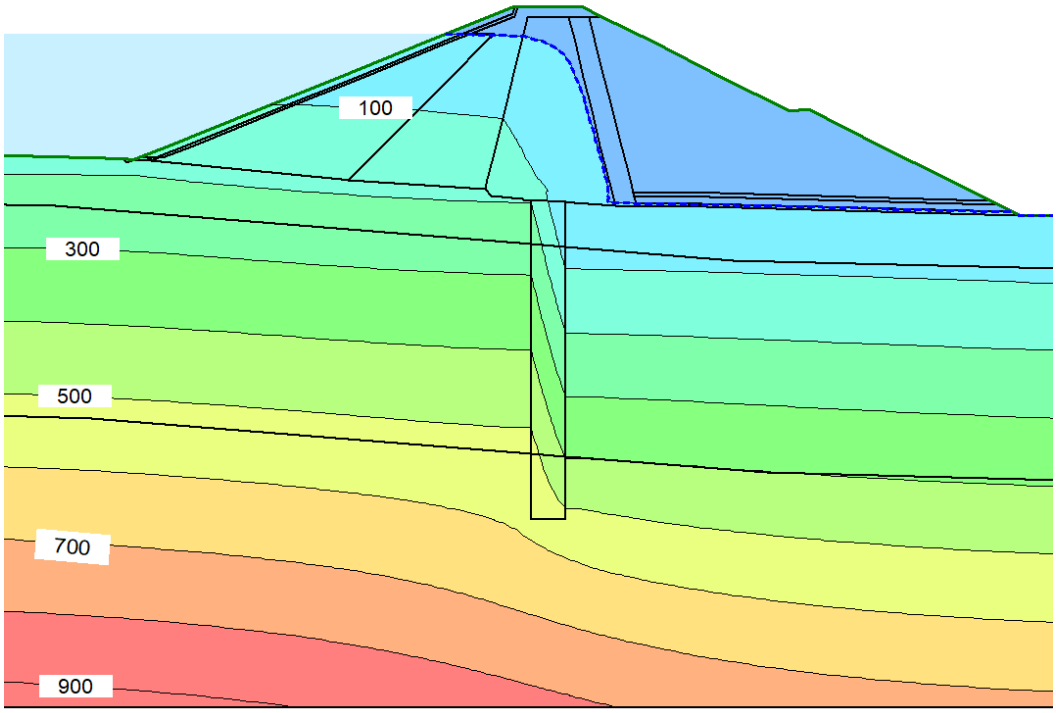



**Figura 5.7 Resultados PC2**

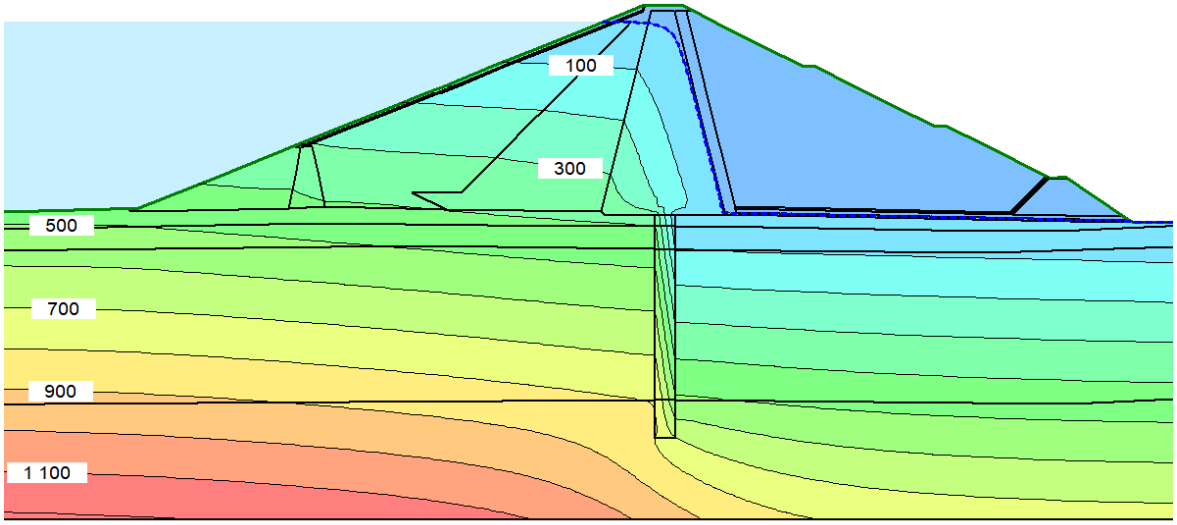



**Figura 5.8 Resultados PC3**

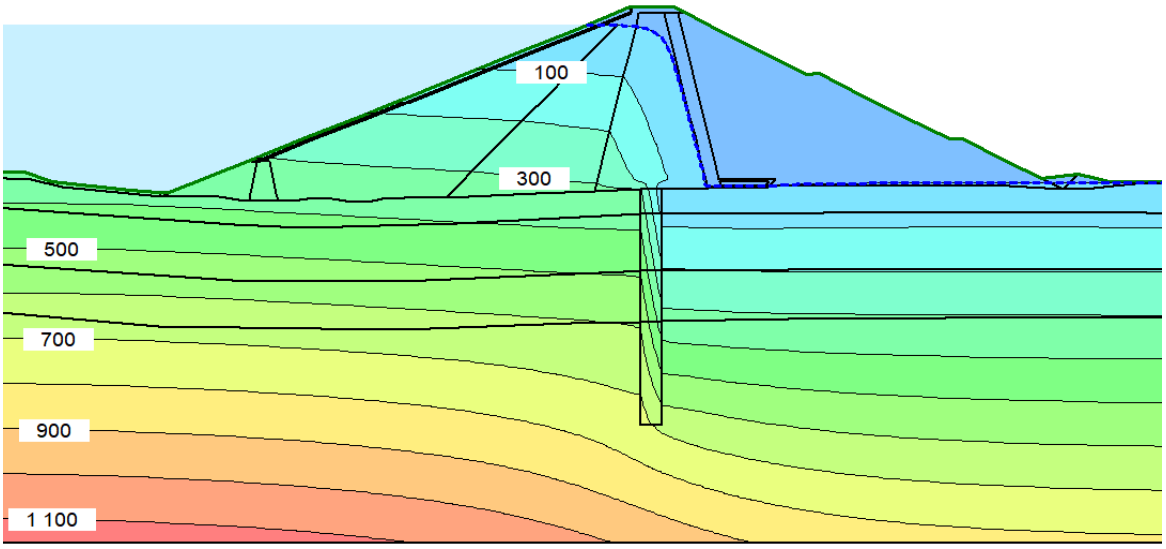



**Figura 5.9 Resultados PC4**

Os gradientes hidráulicos estabelecidos no corpo do aterro na condição de operação e com nível de água correspondente ao NPA foram também avaliados para todas as secções de cálculo.

Os resultados obtidos indicam gradientes hidráulicos segundo y ($i_y$) dentro do esperado. Contudo, importa notar a ocorrência de zonas onde se observam valores anormalmente elevados que se entende estarem associados a singularidades decorrentes da modelação numérica, não sendo expectável que estes se estabeleçam no decorrer da operação da estrutura.

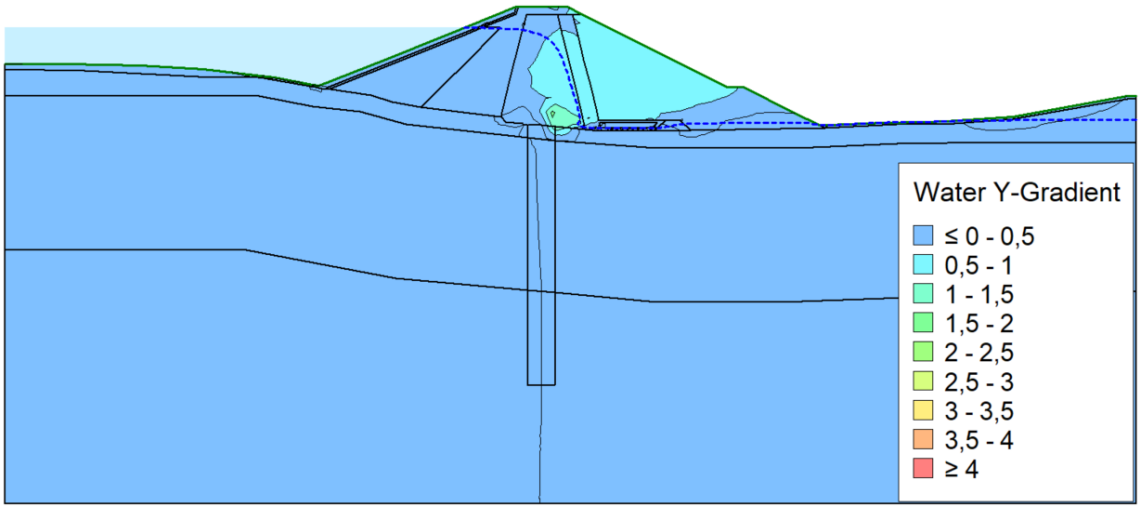



**Figura 5.10 Gradientes hidráulicos PC1**

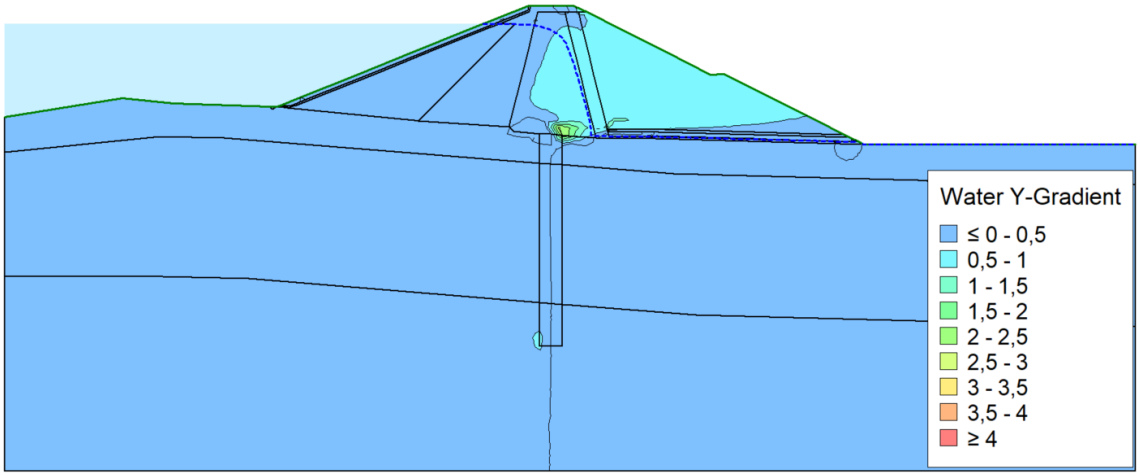



**Figura 5.11 Gradientes hidráulicos PC2**

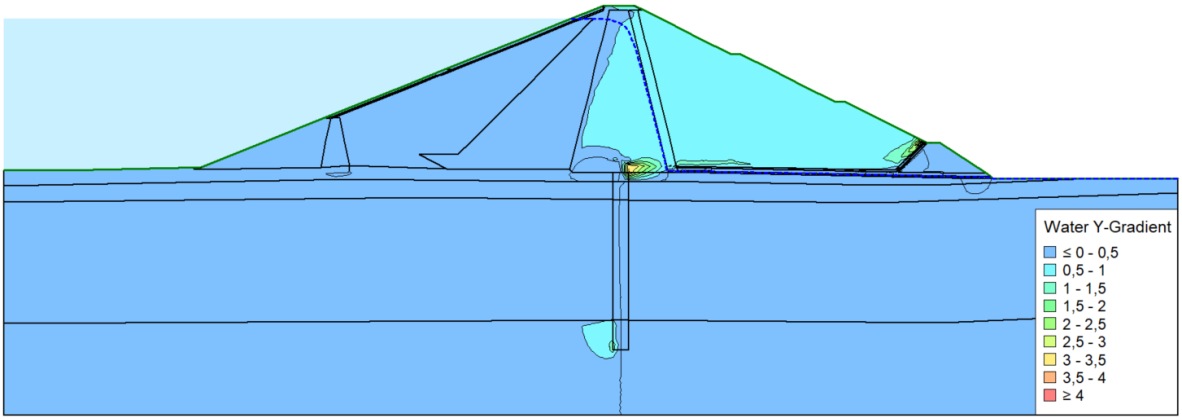



**Figura 5.12 Gradientes hidráulicos PC3**

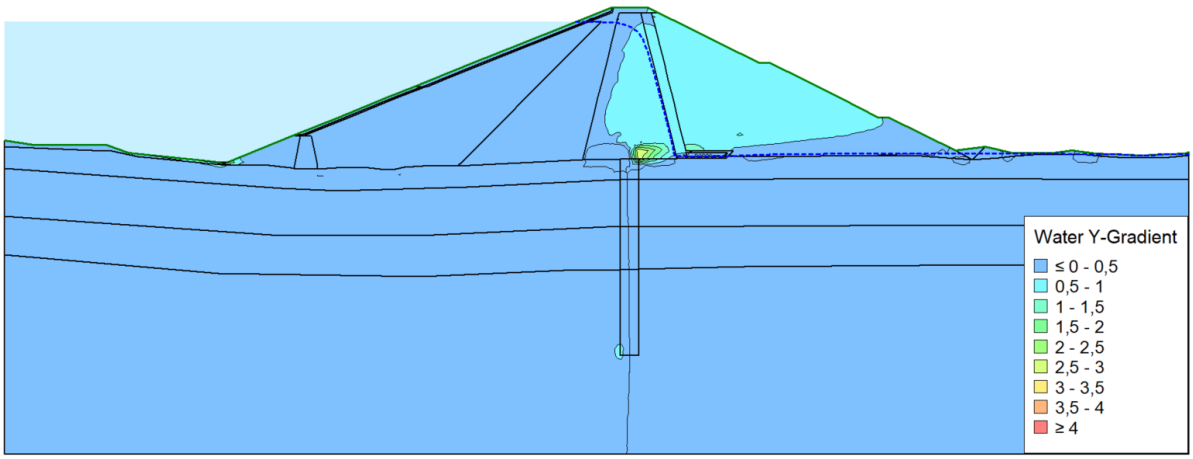



**Figura 5.13 Gradientes hidráulicos PC4**

### 5.3.3 Esvaziamento Rápido

Os resultados obtidos para o cálculo do esvaziamento rápido são ilustrados na Figura 5.14 e na Figura 5.15, onde se apresentam as pressões intersticiais, 23 e 46 dias após o início do esvaziamento, respetivamente. A azul, nas figuras, destaca-se o andamento da linha piezométrica estabelecida no interior do aterro para os referidos instantes.

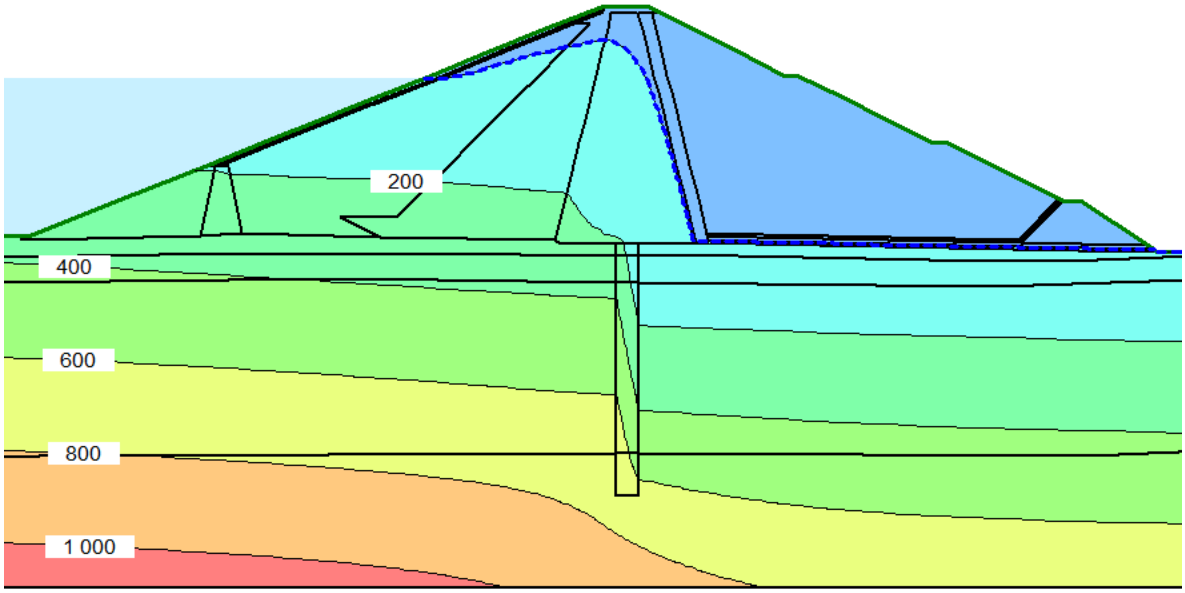



**Figura 5.14 Resultados PC3: Pressão intersticial esvaziamento rápido *t*=23 dias**

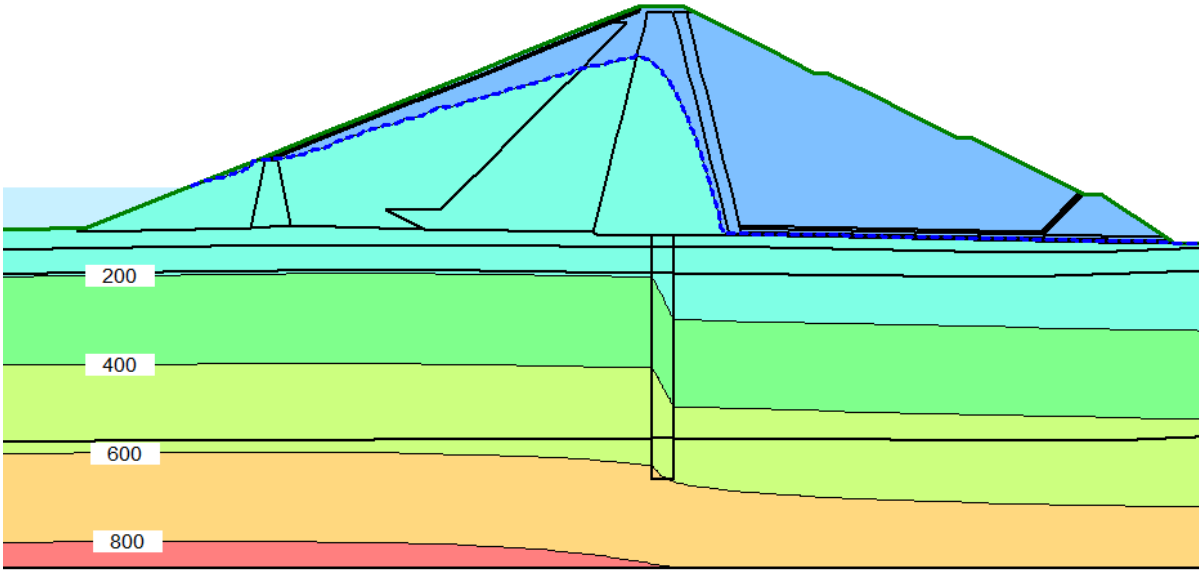



**Figura 5.15 Resultados PC3: Pressão intersticial esvaziamento rápido *t*=46 dias**

# 6 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

## 6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como anteriormente referido, as análises de estabilidade foram efetuadas recorrendo ao programa de cálculo automático SLOPE/W, tendo por base métodos de equilíbrio limite para determinação do Coeficiente de Sobredimensionamento (CS) relativamente ao deslizamento das potenciais superfícies de rotura.

Para as análises foi adotado o método de Morgenstern-Price (1965), que considera a divisão da massa potencialmente instável em fatias, entrando em conta com as forças normais, sem contabilizar as forças de atrito entre fatias, e satisfazendo o equilíbrio de forças e momentos, com exceção do bloco superior no qual o equilíbrio de momento não é verificado.

Este método de cálculo permite analisar uma série de círculos potenciais de deslizamento, obtendo-se para cada um deles o Coeficiente de Sobredimensionamento associado. O círculo crítico de deslizamento corresponderá àquele para o qual o Coeficiente de Sobredimensionamento obtido seja o mínima do conjunto.

Os estudos desenvolvidos tiveram em consideração o estabelecido no Regulamento de Segurança de Barragens (RSB). Os cálculos consideraram uma abordagem por fatores de segurança parciais, aplicando-se para o efeito a Abordagem de Cálculo 1 do Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1: 2009), com as alterações introduzidas pela documentação regulamentar especifica, em particular o ANEXO III da parte I dos DTA.

**Tabela 6.1 – Fatores de segurança parciais a adotar para as ações**

| Ações | | | Conjunto | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | A1 | A2 | Acidental |
| Permanentes | Desfavorável | $\gamma_G$ | 1,6 | 1,0 | 1,0 |
| | Favorável | | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Variáveis | Desfavorável | $\gamma_Q$ | 1,5 | 1,3 | 1,0 |

**Tabela 6.2 – Fatores de segurança parciais a adotar para os parâmetros dos materiais**

| Parâmetro | Simbologia | Conjunto | | |
|---|---|---|---|---|
| | | M1 | M2 | Acidental |
| Ângulo de resistência ao corte | $\gamma_{\varphi'}$ | 1,0 | 1,50 | 1,1 |
| Coesão efetiva | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,50 | 1,1 |
| Peso volúmico | $\gamma_\gamma$ | 1,0 | 1,0 | 1,0 |

**Tabela 6.3 Fatores de segurança mínimos regulamentares**

| Cenário de Cálculo | Talude | Condições Estáticas | Condições Dinâmicas | |
|---|---|---|---|---|
| | | | SBP* | SMP** |
| Final da Construção | Jusante | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Operação (NPA) | Jusante | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| Esvaziamento Rápido (acidental) | Montante | 1,0 | - | - |

**SMP-Sismo Base de Projeto*
***SMP-Sismo Máximo de Projeto*
****admite-se que o valor seja inferior a 1,0, se se garantir que as deformações permanentes induzidas são reparáveis e não comprometem a estabilidade global*

## 6.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E GEOTÉCNICAS

A estabilidade da barragem foi verificada para os quatro perfis de cálculo referidos no capitulo 4.2, avaliando-se a sua estabilidade em condições estáticas, pseudo-estáticas e dinâmicas. Os cálculos foram desenvolvidos para os cenários de exploração em condições normais e sob efeito das ações acidentais de esvaziamento rápido e de evento sísmico.

Em condições normais de exploração, as análises estáticas incidiram sobre o paramento jusante, já que apresenta as maiores inclinações. Por outro lado, sob efeito da ação acidental de esvaziamento rápido, os estudos centraram-se no paramento montante, por ser nos materiais a montante do núcleo que se verificará, face à ação imposta, a ocorrência da situação potencialmente critica, resultante do desfasamento temporal entre a descida do nível de água na albufeira e a descida do nível de água no corpo do aterro.

Para a fase de final da construção não foi avaliada diretamente a estabilidade da estrutura. Ao tratar-se de uma barragem zonada, considerando a granulometria grosseira dos materiais a adotar na materialização dos maciços estabilizadores de montante e jusante, é expectável que a acumulação de pressões intersticiais devidas à compactação ocorra apena no núcleo, sem prejuízo para a estabilidade. Assim, no presente caso, admitiu-se que ao ser verificada a estabilidade para o paramento jusante em condições normais de operação e nível de água correspondente ao NPA, condição mais critica que a correspondente ao final de construção, seria também verificada a estabilidade da estrutura no final da sua construção.

Em termos geométricos, como anteriormente referido, o perfil da barragem apresenta uma altura máxima da ordem dos 50m e uma largura de coroamento de 10m. Os paramentos de montante e jusante apresentam inclinações de 1V:2,5H e 1V:2H, respetivamente, sendo paramento jusante munido de banquetas estabilizadoras com 3,0m de largura, implantadas[3]

[3] *Cotas referenciadas ao perfil de projeto K-K, desenho 21031-EF-BAR-DES-2108-02-0*

às cotas 208,8m, 221,8m e 236,8m. Para cada um dos perfis de cálculo resumem-se na Tabela 6.4 os principais parâmetros geométricos.

**Tabela 6.4 Características geométricas do corpo do aterro**

| Perfil de Cálculo | Altura (m) | Inclinação | | Banquetas |
|---|---|---|---|---|
| | | Paramento Montante | Paramento Jusante | |
| PC1 | 23 | 1V:2,5H | 1V:2H | 1 (236,7m) |
| PC2 | 28 | | | 1 (237,0m) |
| PC3 | 53 | | | 3 (228,8m;221,8m;236,8m) |
| PC4 | 42 | | | 2 (221,6m;236,6m) |

Os parâmetros geotécnicos adotados para os materiais que constituem os modelos constam da Tabela 2.1 do Capítulo 2.

## 6.3 ESTABILIDADE ESTÁTICA

### 6.3.1 Resultados Obtidos

Os resultados obtidos para estabilidade global do aterro em termos de equilíbrio limite, considerando as abordagens de cálculo AC1-C1, AC1-C2 e Aacidental, estabelecidas no Eurocódigo 7, com as alterações introduzidas pelo RSB, são sintetizados na Tabela 6.5. Os mesmos resultados são também ilustrados sob forma gráfica na Figura 6.1 à Figura 6.6.

**Tabela 6.5 Coeficiente Sobredimensionamento em condições estáticas**

| Perfil | Paramento | Coeficiente Sobredimensionamento | | |
|---|---|---|---|---|
| | | AC1-C1 | AC1-C2 | AC1-Cacidental* |
| PC1 (D-D) | Jusante | 1,91 | 1,28 | - |
| PC2 (G-G) | Jusante | 1,77 | 1,18 | - |
| PC3 (K-K) | Jusante | 1,80 | 1,20 | 1,56 |
| PC4 (1+250) | Jusante | 1,89 | 1,26 | - |

**Cálculo realizado apenas para o perfil PC3, correspondente ao perfil de projeto de maior altura*

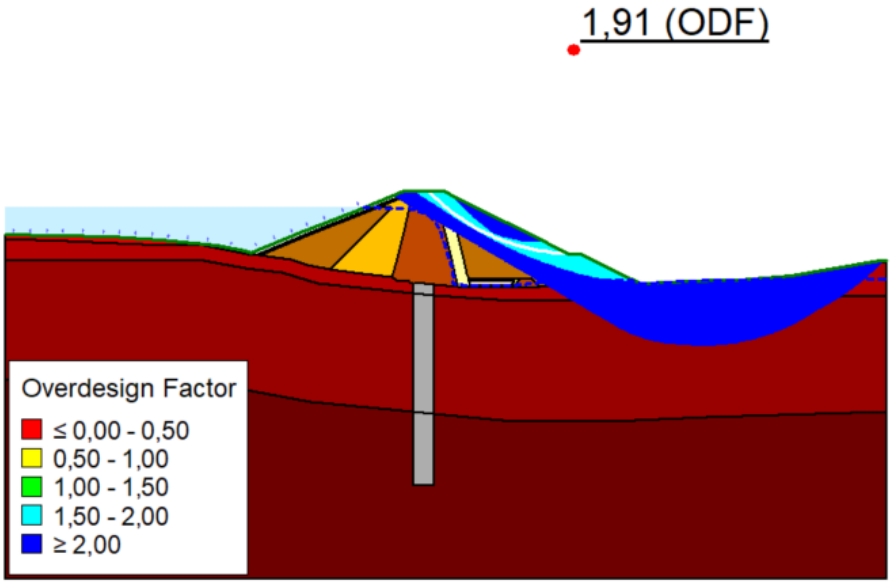



**Figura 6.1 Resultados PC1-AC1-C1**

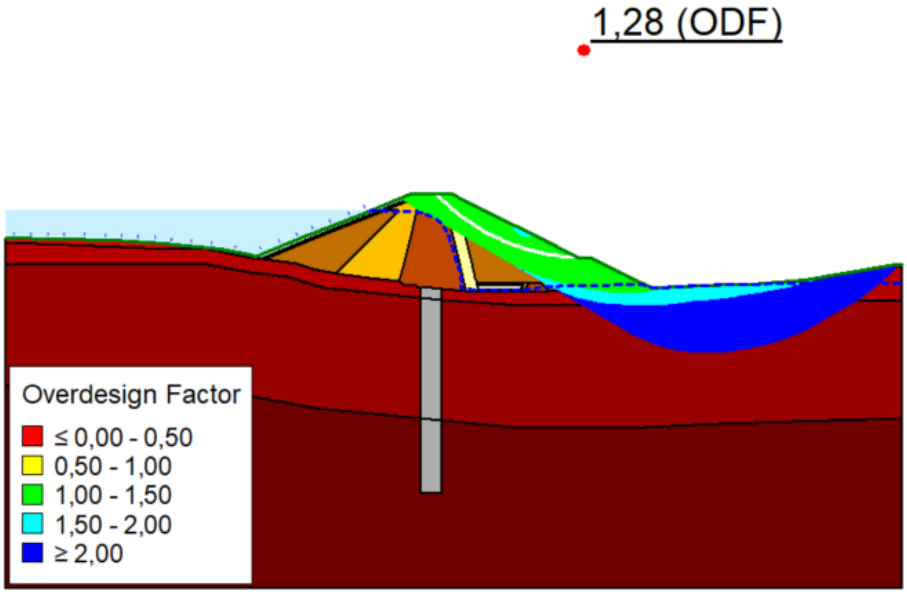



**Figura 2.16 Resultados PC1-AC1-C2**

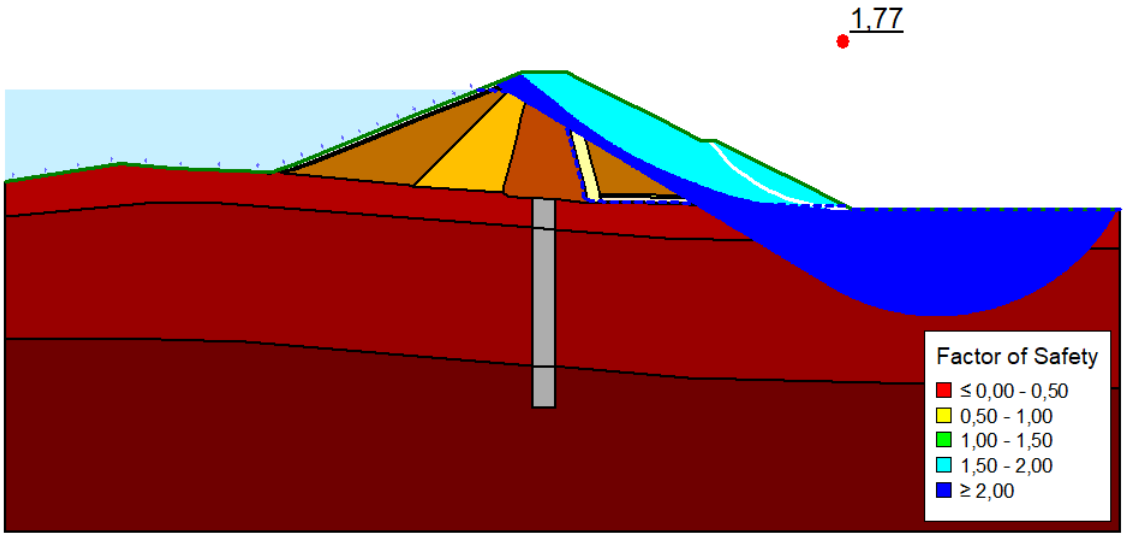



**Figura 6.2 Resultados PC2-AC1-C1**

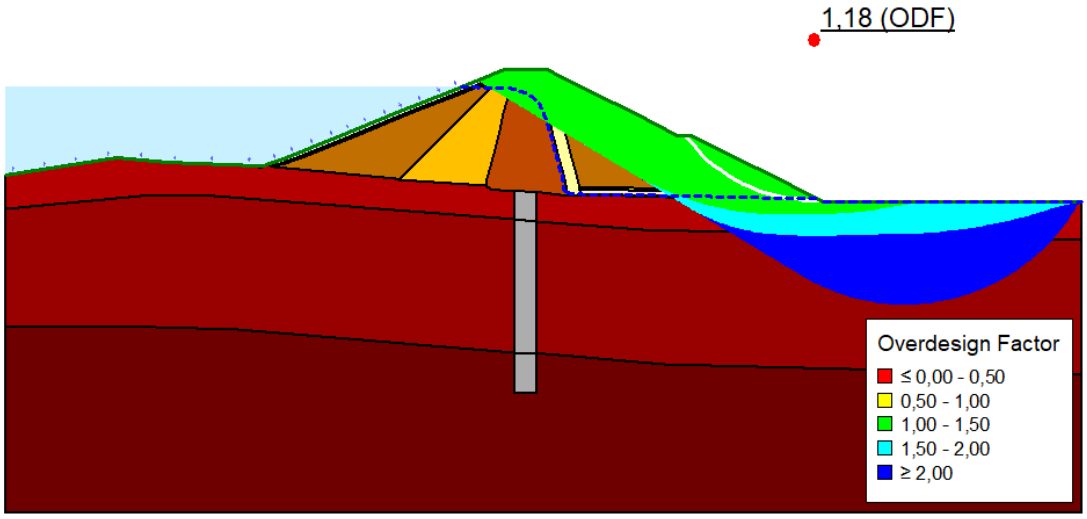



**Figura 6.3 Resultados PC2-AC1-C2**

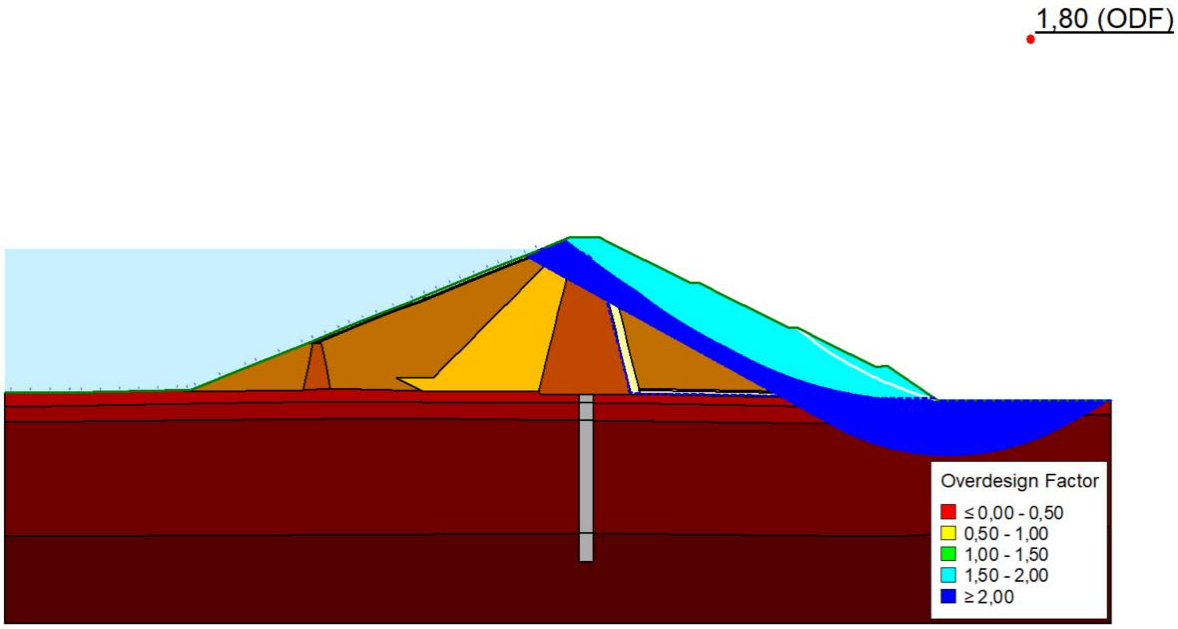



**Figura 6.4 Resultados PC3-AC1-C1**

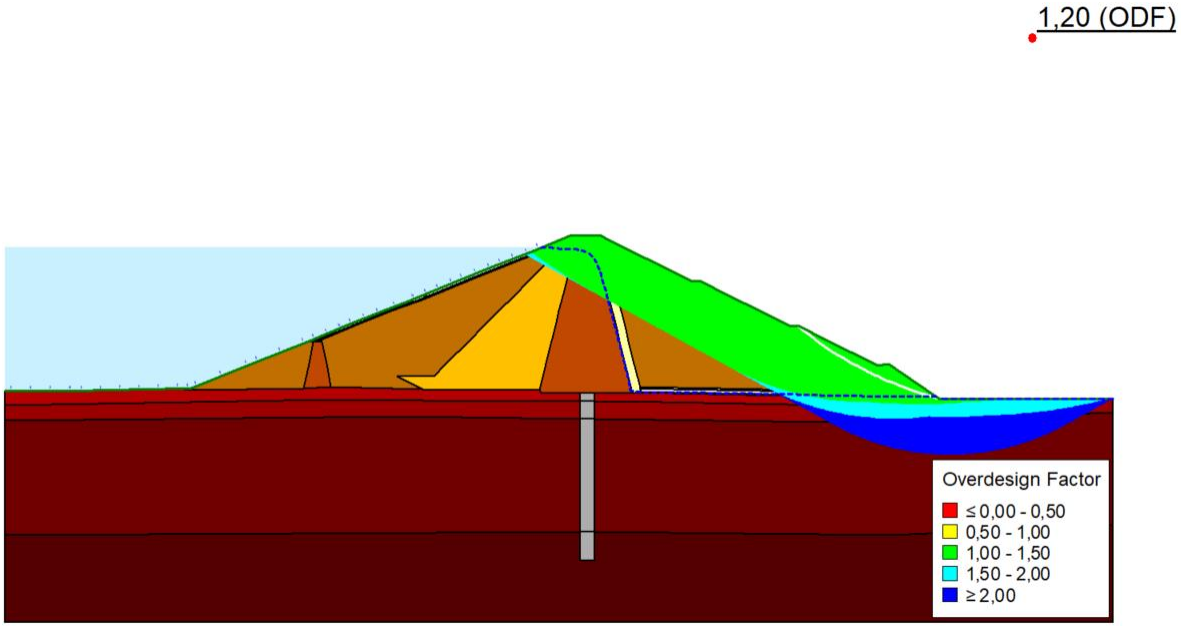



**Figura 2.16 Resultados PC3-AC1-C2**

1,89 (ODF)

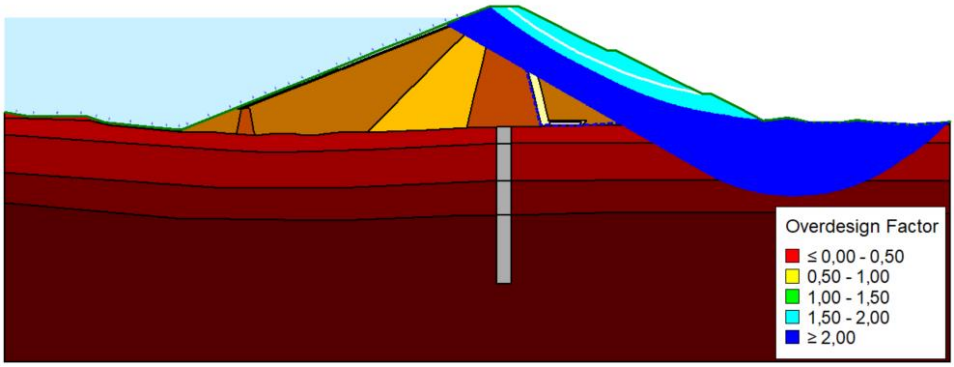



**Figura 6.5 Resultados PC4-AC1-C1**

1,26 (ODF)

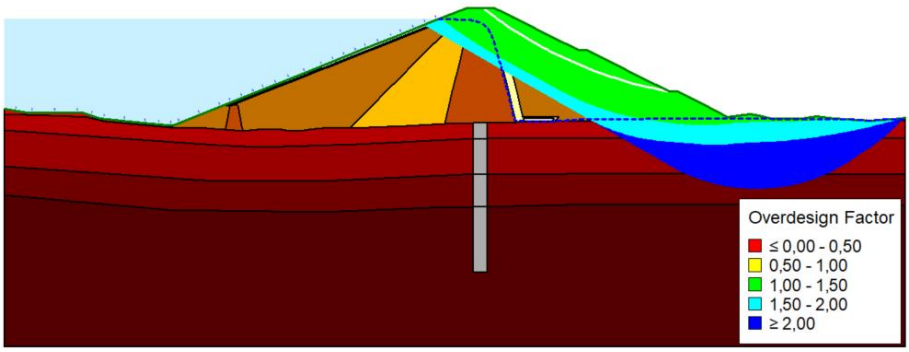



**Figura 6.6 Resultados PC4-AC1-C2**

Por fim, no que se refere à análise das condições de equilíbrio limite admitindo a condição acidental de esvaziamento rápido, considerando a curva de esvaziamento do reservatório correspondente à operação máxima da descarga de fundo e sem afluência de água à albufeira, obteve-se um Coeficiente Sobredimensionamento mínimo de 1,57. NA Figura 6.7 é apresentada a variação do Coeficiente de Sobredimensionamento, com a descida do nível de água na albufeira.

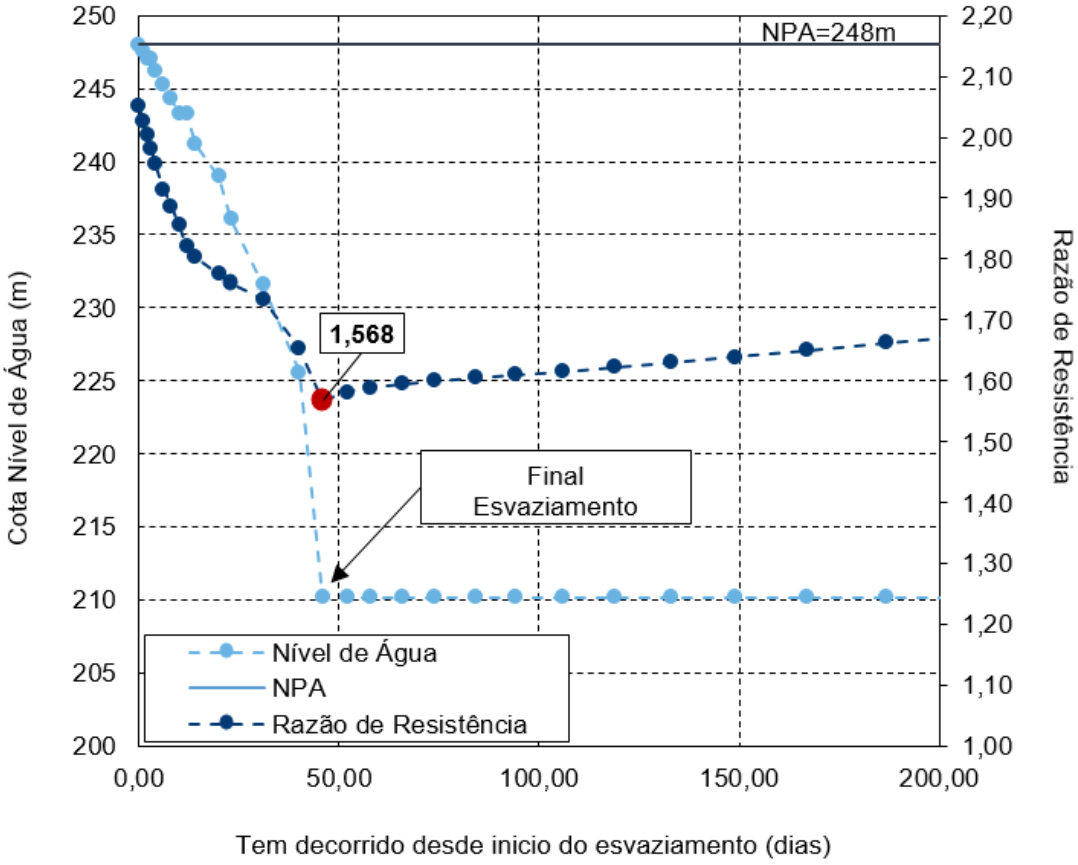



**Figura 6.7 Resultados PC3-AC1-Cacidental. Evolução do CS com a descida do nível de água no reservatório.**

O cenário critico na situação de esvaziamento rápido ocorre 46 dias após o início do esvaziamento, instante este no qual o nível de água no reservatório se encontra à cota 210m, aproximadamente, e a curva piezométrica apresenta a geometria ilustrada na Figura 7.12.

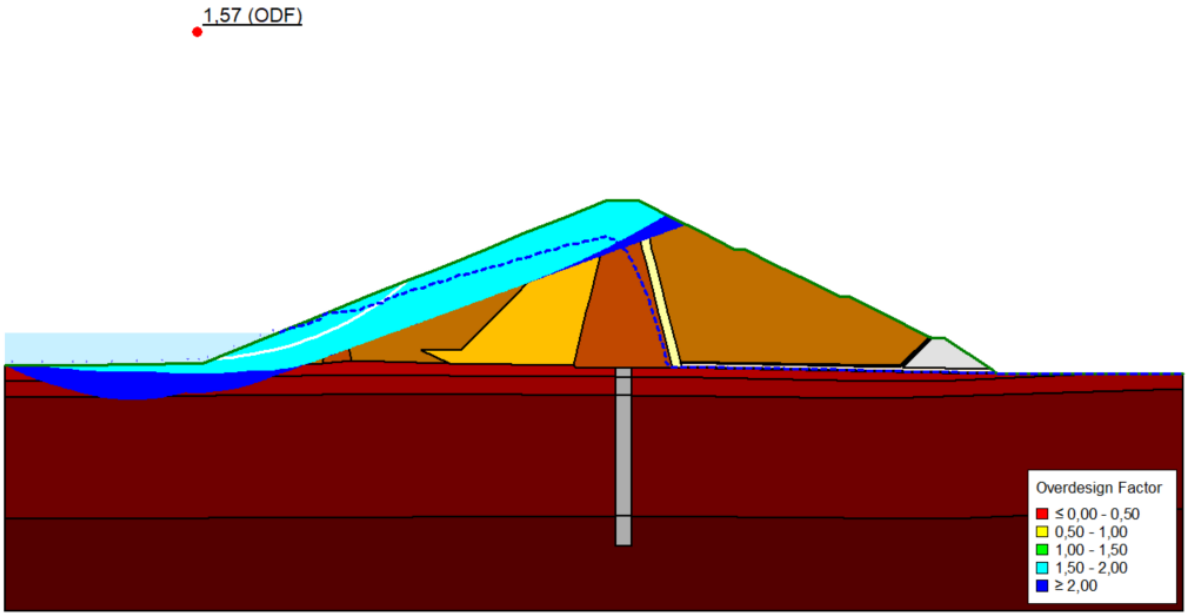



**Figura 6.8 Resultados PC3-AC1-Cacidental**

### 6.3.2 Análise dos Resultados Obtidos

Para o conjunto das análises de estabilidade verifica-se que as razões de resistência mínimas obtidas observam os requisitos estabelecidos na regulamentação vigente, resumidos na Tabela 6.1. Em condições normais de exploração, para a condição de pleno armazenamento, o Coeficiente Sobredimensionamento mínimo ocorre no PC2, sendo de 1,77 e 1,18 para as combinações de cálculo AC1-C1 e AC1-C2, respetivamente.

Para o cenário acidental, correspondente ao cenário de esvaziamento rápido, verifica-se que as condições de segurança mínimas, correspondentes a um Coeficiente Sobredimensionamento de 1,57, ocorrem ao 46º dia após o inicio do esvaziamento e para um nível de armazenamento à cota 210m.

Assim, pelo exposto anteriormente, considera-se que a segurança do aterro principal sob ações estáticas está garantida, já que cumpre os requisitos mínimos de segurança estabelecidos no RSB, resumidos na Tabela 6.3 do presente documento.

## 6.4 ESTABILIDADE SOB AÇÕES DINÂMICAS

### 6.4.1 Metodologia de Cálculo

Para estudar a resposta sísmica do aterro, recorreu-se ao programa QUAKE/W que permitiu desenvolver um modelo bidimensional em elementos finitos e calcular a propagação de ondas através do método linear equivalente.

O modelo linear equivalente surge como uma evolução da aproximação linear com o objetivo de tentar reproduzir o comportamento não linear e histerético do solo. O método baseia-se na observação de que $G$ e $\xi$ variam de forma significativa com o nível de deformação induzido, o que se tenta reproduzir da seguinte forma iterativa:

- $G$ e $\xi$ são estimados para cada camada, por exemplo com os valores iniciais $G_0$ e $\xi_0$;
- realiza-se uma análise linear com esses parâmetros e obtém-se a história de deformações com o tempo nas diferentes camadas;
- calcula-se a deformação de corte efetiva em cada elemento, em geral estimada como 65 % do valor máximo obtido na análise;
- reavalia-se o valor de $G$ e $\xi$ com base na deformação efetiva obtida utilizando curvas definidas experimentalmente ou obtidas na bibliografia para solos semelhantes;
- os três passos anteriores são repetidos até a variação dos valores de $G$ e $\xi$ obtidos em interações sucessivas ser inferior a uma tolerância predefinida.

Embora este modelo permita descrever em alguns casos o comportamento não linear do solo, mantém algumas das principais limitações inerentes a um método linear. Para além da incapacidade para reproduzir as deformações permanentes e os excessos de pressão neutra induzidos no maciço, o método linear equivalente não permite simular corretamente casos em que ocorra degradação das propriedades mecânicas do solo em cada ciclo, mesmo que o nível de deformação se mantenha.

Dado que se pretende efetuar análises aproximando o comportamento não linear dos solos, foi necessário definir a ação sísmica através de séries temporais de aceleração. Estas séries temporais foram geradas artificialmente de modo a serem compatíveis com os espectros de resposta do Eurocódigo 8, quer para a ação sísmica tipo 1 (grande distância focal), quer para a ação sísmica tipo 2 (pequena distância focal), definidos para terreno tipo A (substrato rochoso).

Para cada ação tipo regulamentar foram geradas 3 séries temporais. Estas séries temporais foram posteriormente escaladas de forma a que a aceleração máxima fosse correspondente à estabelecida para o presente caso.

Esta análise foi efetuada apenas para o perfil de cálculo PC3, sendo o perfil de maior altura, será o mais condicionante para a resposta em questão.

### 6.4.2 Acelerogramas artificiais

Os acelerogramas foram gerados no programa comercial SIMQKE, desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil do *Massachusetts Institute of Technology*.

A EN 1998-1, no ponto 3.2.3.1.2, estabelece as seguintes condições para a definição dos acelerogramas:

i. os acelerogramas devem ser estabelecidos de modo a corresponderem aos espectros de resposta elástica para 5% de amortecimento viscoso;
ii. a duração dos acelerogramas devem ser compatíveis com a magnitude e outras características do acontecimento sísmico; o acelerograma correspondente à ação tipo 1 (afastado) tem 30 s de duração e o correspondente à ação tipo 2 (próximo) tem 10 s;
iii. a duração da parte estacionária dos acelerogramas deve ser no mínimo de 10 s;
iv. devem ser utilizados no mínimo 3 acelerogramas;
v. a média dos valores da resposta espectral de aceleração com período nulo não deve ser inferior ao valor de $a_g \cdot S$ para o local em questão; no fundo, esta medida garante que a média das acelerações máximas dos acelerogramas não é inferior ao valor de $a_g \cdot S$;
vi. no domínio dos períodos compreendidos entre 0,2 $T_1$ e 2 $T_1$, sendo $T_1$ o período da estrutura na direcção segundo a qual é aplicado o acelerograma, nenhum valor do espectro de resposta elástica médio com 5% de amortecimento, calculado a partir de todos os registos no tempo, poderá ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica com 5% de amortecimento; no presente trabalho garantiu-se que esta condição é respeitada nos períodos entre 0,01 s e 4,0 s, que é um intervalo muito alargado.

A parte estacionária, em termos de frequência, dos acelerogramas foi multiplicada por funções de intensidade, para estes terem uma evolução temporal mais próxima da dos sismos reais. A função de intensidade foi definida no programa SIMQKE de forma a aproximar-se das funções propostas por Saragoni e Hart (1974) e Boore (1983 e 2003), citados em Gomes (2010)[4].

As funções utilizadas para a ação tipo 1 e 2 são apresentadas nas equações seguintes e estão representadas na Figura 6.9.

$$I(t) = 54.4 * \left(e^{-0,176\,t} - e^{-0,185\,t}\right) \qquad [1]$$

$$I(t) = 54.4 * \left(e^{-0,529t} - e^{-0,556t}\right) \qquad [2]$$

[4] *Gomes, Rui (2010). Modelação numérica da resposta sísmica do terreno e de túneis circulares – dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, no Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.*

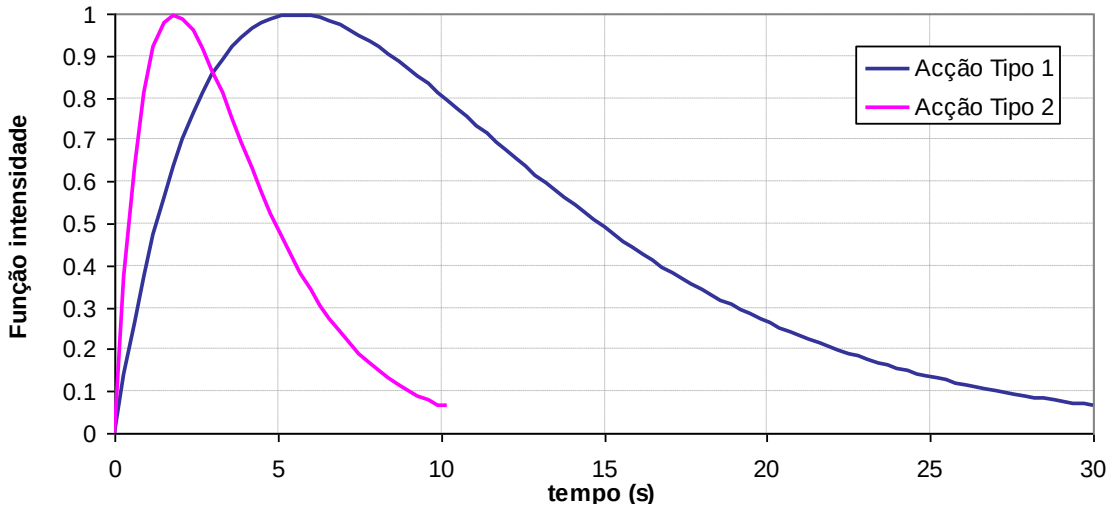
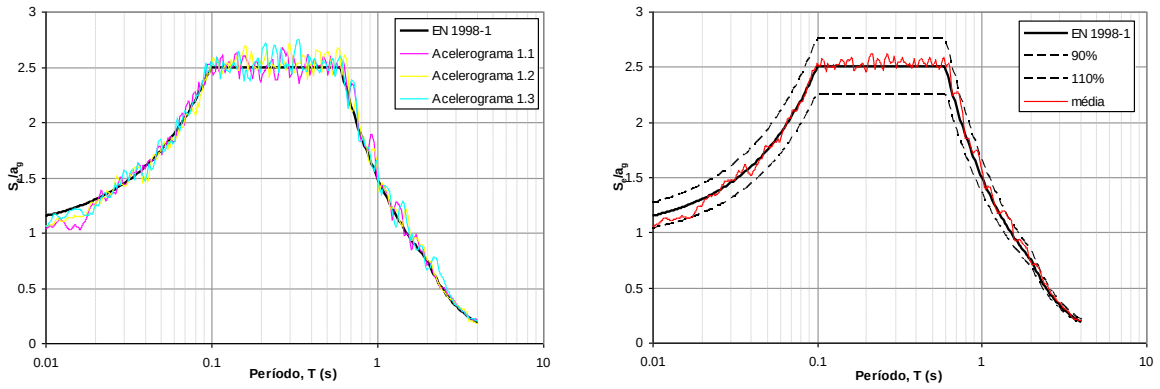



**Figura 6.9 Função intensidade adotadas na geração dos acelerogramas**

Na Figura 6.10 e na Figura 6.11 são apresentados os espectros de resposta dos acelerogramas artificiais da ação tipo 1 e 2, respetivamente. Nestas figuras o espectro é apresentado normalizado com a aceleração $a_g$, sendo posteriormente escalado consoante se trate do SMP ou SBP. Desta forma garante-se que a aceleração máxima é correspondente à aceleração expectável no local da obra.

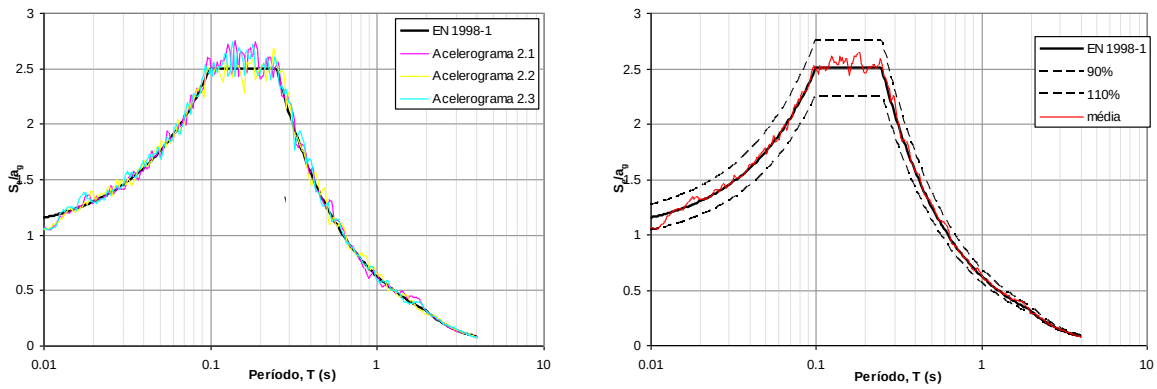
No presente documento designaram-se estas ações como Acelerograma 1.1, 1.2 e 1.3 para o sismo afastado (ação tipo 1) e Acelerograma 2.1, 2.2 e 2.3 para o sismo próximo (ação tipo 2).




a) espectros dos três acelerogramas

b) espectro médio

**Figura 6.10 Espectros de resposta dos acelerogramas artificiais da ação tipo 1**




a) espectros dos três acelerogramas

b) espectro médio

**Figura 6.11 Espectros de resposta dos acelerogramas artificiais da ação tipo 2**

Os acelerogramas artificiais gerados, cuja representação em termos de espectro de resposta se fez na Figura 6.10 e na Figura 6.11, e que serão utilizados no cálculo da resposta sísmica da barragem, são apresentados nas duas figuras seguintes (Figura 6.12 e F**igura** 6.13). Tal como no caso dos espectros de resposta, o valor da aceleração apresentado é adimensionalizado em função do valor de pico (PGA).

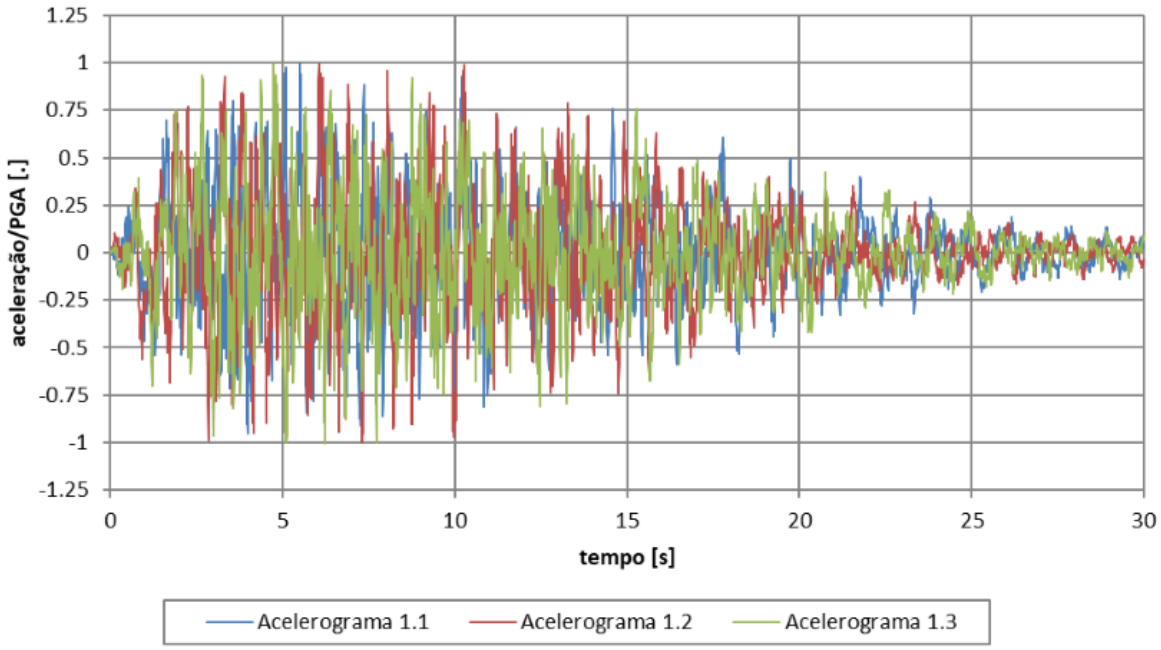



**Figura 6.12 Acelerogramas artificiais (normalizados) da ação tipo 1**

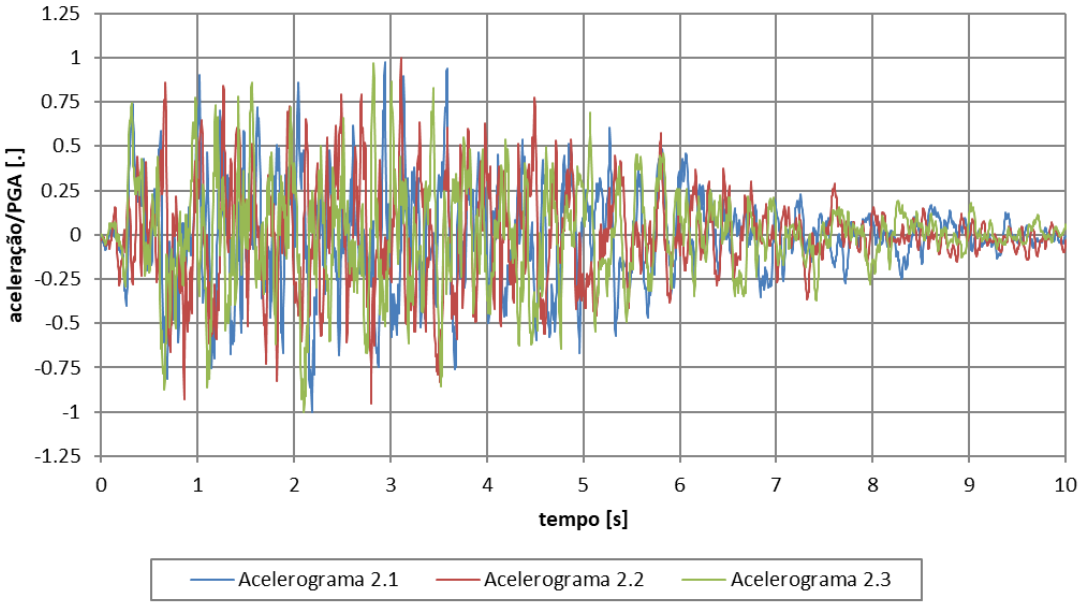



**Figura 6.13 Acelerogramas artificiais da ação tipo 2**

### 6.4.3 Valores Máximos de Aceleração Associados a Diferentes Períodos de Retorno

Para a definição das ações sísmicas a considerar no dimensionamento da barragem consideram-se os resultados do estudo realizado pela COBA, em 2003, apresentados no documento "Reformulação do Projeto da Barragem do Crato, Acessos ao Coroamento e Estudo de Impacte Ambiental. Estudos da 1ª Fase. Volume II – Estudos Sismológicos". No âmbito dos referidos estudos, a determinação das ações sísmicas foi realizada implementando, quer uma análise probabilística, quer uma análise determinística.

Embora o estudo tenha sido realizado há alguns anos, considera-se que os resultados aí obtidos, nomeadamente os que se referem à análise determinística, podem considerar-se válidos, uma vez que, nos anos decorridos entre a elaboração dos estudos e a presente data, não ocorreram eventos sismos que levem a uma alteração relevante dos resultados.

As principais conclusões desse estudo são apresentadas no Tomo 3 do presente Volume[5]

Tendo em conta o exposto, deverão considerar no dimensionamento da barragem as ações que se resumem na Tabela 6.6.

[5] *Ver Volume 1 Tomo 3: "Estudos Geológico-Geotécnicos"*

**Tabela 6.6 – Acelerações a considerar no dimensionamento da barragem**

| Tipo de ação | | Período de retorno (anos) | Aceleração no substrato rochoso ($m/s^2$) |
|---|---|---|---|
| Ação sísmica tipo 1 | SBP | 145 | 0,40 |
| | SME | 10 000 | 1,30 |
| Ação sísmica tipo 2 | SBP | 145 | 0,75 |
| | SME | 10 000 | 2,45 |

### 6.4.4 Coeficientes sísmicos para a avaliação a estabilidade pseudo-estática

Conforme referido anteriormente, para a avaliação das ações sísmicas a considerar na verificação da segurança da barragem, é necessário considerar a amplificação que a $PGA_{rock}$ pode sofrer, quer nos solos que eventualmente ocorram na fundação da barragem, quer no maciço da barragem. Para essa avaliação foi considerada a metodologia proposta por Papadimitriou *et al.* (2014)[6].

Na Figura 6.14 sistematiza-se os efeitos de amplificação da ação sísmica do substrato devido à presença de solos na fundação e devido ao aterro. Com efeito, verifica-se que a presença de solos na fundação da barragem, sobrejacentes ao substrato rochoso, provoca uma amplificação da $PGA_{rock}$, sendo que no topo da camada de solos a aceleração toma o valor $PGA>PGA_{rock}$. Da mesma forma, a propagação das ondas sísmicas no aterro, origina uma amplificação da ação sísmica, cujo valor máximo ocorre, em geral, na zona da crista da barragem ($PGA_{crista}>PGA>PGA_{rock}$).

A metodologia proposta por Papadimitriou *et al.* (2014), permitir estimar o coeficiente sísmico horizontal ($k_h$) a adotar na análise pseudo-estática da barragem a partir da aceleração no substrato rochoso ($PGA_{rock}$). Para tal, considera 4 passos:

- Passo 1: estimativa da PGA e do período fundamental da ação sísmica;
- Passo 2: estimativa do período fundamental não linear de vibração da barragem;
- Passo 3: estimativa da aceleração de pico na crista da barragem ($PGA_{Crista}$);
- Passo 4: estimativa do coeficiente sísmico horizontal ($k_h$) com base na $PGA_{Crista}$.

[6] *Achilleas G. Papadimitriou, George D. Bouckovalas, Konstantinos I. Andrianopoulos, Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earthdams and tall embankments, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 56, 2014, Pages 57-73, ISSN 0267-7261, https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.10.006.*

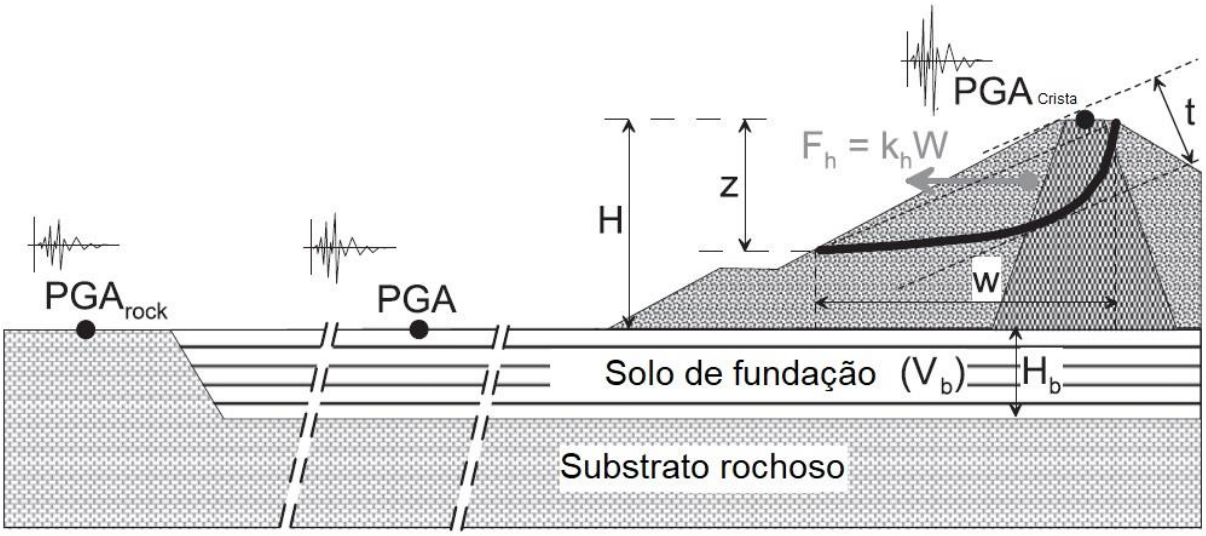



**Figura 6.14 Amplificação da ação sísmica no solo de fundação e no aterro (adaptado de Papadimitriou *et al*. 2014)**

É de salientar que, apesar de no presente documento não serem detalhados os fundamentos da metodologia, esta foi desenvolvida tendo por base outras metodologias existentes para estimar coeficientes sísmicos para análises pseudo-estáticas de barragens, tendo sido aprofundada para incorporar diversos fatores que condicionam a resposta dinâmica de aterros e calibrada com base em análises numéricas bidimensionais de resposta dinâmica.

- <u>Passo 1: estimativa da PGA e do período fundamental da ação sísmica ($T_e$)</u>

De acordo com Papadimitriou *et al.* (2014), o valor de PGA pode ser estimado a partir da aceleração no substrato rochoso ($PGA_{rock}$), do período fundamental da ação sísmica ($T_e$) e do período não linear fundamental do terreno de fundação (T) por aplicação da seguinte equação:

$$\mathrm{PGA} = \mathrm{PGA_{rock}} \frac{1 + 0.85(\mathrm{PGA_{rock}}/g)^{-0.17}(T/T_e)^2}{\sqrt{(1-(T/T_e)^2)^2 + 1.78(T/T_e)^2}} \qquad [3]$$

Quanto ao período não linear fundamental do terreno de fundação (T) pode ser estimado por aplicação da seguinte equação (resposta em campo livre):

$$T = \left(\frac{4H_b}{V_b}\right)\sqrt{1 + 5330[V_b(m/s)]^{-1.3}\left(\frac{\mathrm{PGA_{rock}}}{g}\right)^{1.04}} \qquad [4]$$

A barragem encontra-se fundada em rocha que tem uma velocidade de propagação de ondas $v_s$ superior a 1500 m/s.

Quanto ao período fundamental da ação sísmica, considerou-se o estipulado no Eurocódigo 8 para a definição do espectro de resposta, que define que os limites inferior e superior do

período onde a aceleração espectral é constante variam entre 0,1 e 0,25 s para a Ação Tipo 1 e entre 0,1 e 0,6 s para a Ação Tipo 2.

- Passo 2: estimativa do período fundamental não linear de vibração da barragem ($T_0$);

De acordo com Papadimitriou *et al.* (2014), o período fundamental não linear de vibração da barragem ($T_0$) pode ser estimado a partir do período fundamental linear de vibração da barragem ($T_{oe}$) por aplicação das seguintes equações:

$$\frac{T_o}{T_{oe}} = \begin{cases} 1+1.76\left(\frac{V_b(m/s)}{1000}\right)^{0.25}\left(\frac{PGA}{g}\right)^{0.75}\left(\frac{T_{oe}}{T_e}\right)^{-0.80} \leq 1+1.95\left(\frac{PGA}{g}\right)^{0.75}\left(\frac{T_{oe}}{T_e}\right)^{-0.80}, & T_{oe} > T_e \\ 1+1.76\left(\frac{V_b(m/s)}{1000}\right)^{0.25}\left(\frac{PGA}{g}\right)^{0.75} \leq 1+1.95\left(\frac{PGA}{g}\right)^{0.75}, & T_{oe} \leq T_e \end{cases} \quad [5]$$

sendo $V_b$ a velocidade de propagação das ondas de corte no terreno de fundação (já explicado no ponto anterior) e $T_{oe}$ estimado a partir da seguinte equação:

$$T_{oe} = 0.024\, H^{0.75} \quad [6]$$

em que $H$ é a altura da barragem em metros.

- Passo 3: estimativa da aceleração de pico na crista da barragem ($PGA_{Crista}$);

A estimativa de $PGA_{Crista}$, que tem em conta a amplificação da ação sísmica no aterro, é calculada a partir das seguintes equações:

$$\frac{PGA_{crest}}{PGA} = \begin{cases} 1+(\Pi-1)\left(\frac{2T_o}{T_e}\right), & \frac{T_o}{T_e} \leq 0.5 \\ \Pi, & 0.5 \leq \frac{T_o}{T_e} \leq 1.5 \\ \Pi\left(\frac{2T_o}{3T_e}\right)^{-0.7} & 1.5 \leq \frac{T_o}{T_e} \end{cases} \quad [7]$$

em que as diversas grandezas têm o significado já exposto atrás e a grandeza $\Pi$ é estimada a partir da seguinte equação:

$$\Pi = 2.7\left(\frac{V_b(m/s)}{1000}\right)^{0.52} \leq 3.33 \quad [8]$$

- Passo 4: estimativa do coeficiente sísmico horizontal ($k_h$) com base na $PGA_{Crista}$.

O coeficiente sísmico horizontal ($k_h$), grandeza considerar na análise pseudo-estática da barragem, pode ser estimado por aplicação da seguinte equação:

$$\left(\frac{k_{hmax}}{PGA_{crest}/g}\right) = C_l - 1.18\, C_b C_f C_g \left(\frac{z}{\lambda_d}\right) \quad \text{, com} \quad 1.0 - 0.65\, C_b C_f C_g \leq \left(\frac{k_{hmax}}{PGA_{crest}/g}\right) \leq 1.0 \quad [9]$$

sendo $g$ a aceleração da gravidade (9,81 m/s$^2$), $z$ a altura da superfície de rotura em análise, $C_l$ é um coeficiente relacionado com a localização da superfície de rotura (toma o valor de

1,08 para superfícies de rotura para montante em reservatórios cheios e 1,0 para os restantes casos), $C_b$ que tem em conta a existência de banquetas estabilizadoras (toma o valor de 0,96 se a superfície de rotura intercepta uma berma e 1,0 para os restantes casos), $C_f$ é um coeficiente de fundação estimado por aplicação das equações seguintes:

$$C_f = \begin{cases} 0.38 + 1.24\left(\frac{V_b(m/s)}{1000}\right), & V_b < 500 \quad m/s \\ 1.00, & V_b \geq 500 \quad m/s \end{cases} \qquad [10]$$

$C_g$ é um coeficiente que tem em conta a geometria da superfície de rotura (toma o valor de 0,91 se $t/w$ ≤ 0,14 e 1,00 se $t/w$ > 0,14, sendo $t$ a profundidade da superfície de rotura, $w$ o seu comprimento) e $\lambda$ estimado por aplicação da seguinte equação:

$$\lambda_d = V_{sd} T_d = \frac{2.6\,H}{T_o}\left(\frac{T_o + T_e}{2}\right) = 1.3\,H\left(1 + \frac{T_e}{T_o}\right) \qquad [11]$$

Na Tabela 6.7 apresenta-se o resumo dos resultados da aplicação da metodologia proposta por Papadimitriou *et al.* (2014) para a determinação do coeficiente sísmico horizontal a considerar na análise pseudo-estática para a barragem.

**Tabela 6.7 – Resumo dos resultados da aplicação da metodologia proposta por Papadimitriou *et al.* (2014).**

| Parâmetros | | AT1 | | AT2 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | SBP | SME | SBP | SME |
| Passo 1 | $PGA_{Rock}$ (g) | 0,041 | 0,133 | 0,076 | 0,25 |
| | $V_b$ (m/s) | 1500 | 1500 | 1500 | 1500 |
| | $H_b$ (m) | - | - | - | - |
| | $T_e$ (s) | 0,35 | 0,35 | 0,15 | 0,15 |
| | PGA (g) | 0,041 | 0,133 | 0,076 | 0,250 |
| Passo 2 | $H$ (m) | 50 | 50 | 50 | 50 |
| | $T_{oe}$ (s) | 0,45 | 0,45 | 0,45 | 0,45 |
| | $v_s$ (m/s) | 288 | 288 | 288 | 288 |
| | $T_0/T_{oe}$ | 1,14 | 1,35 | 1,12 | 1,29 |
| | $T_0$ (s) | 0,52 | 0,61 | 0,50 | 0,58 |
| Passo 3 | $\Pi$ | 3,33 | 3,33 | 3,33 | 3,33 |
| | $T_0/T_e$ | 1,48 | 1,74 | 3,36 | 3,87 |
| | $PGA_{Crest}$/PGA | 3,33 | 3,01 | 1,90 | 1,72 |

| Parâmetros | | AT1 | | AT2 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | SBP | SME | SBP | SME |
| | PGA$_{Crest}$ (g) | 0,137 | 0,398 | 0,144 | 0,429 |
| Passo 4 | $\lambda_d$ | 109 | 102 | 84 | 82 |
| | $z$ (m) | 15 | 15 | 15 | 15 |
| | $C_1$ | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| | $C_b$ | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| | $C_f$ | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| | $t/w$ | 0,14 | 0,14 | 0,14 | 0,14 |
| | $C_g$ | 0,9 | 0,9 | 0,9 | 0,9 |
| | $k_{hmax}$/(PGA$_{Crest}$/g) | 0,9 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | $k_{h;max}$ | 0,116 | 0,336 | 0,117 | 0,345 |

Conforme exposto, o coeficiente sísmico horizontal a adotar na análise pseudo-estática, correspondente ao evento SBP, é de $k_h$ = 0,12 sendo o coeficiente sísmico vertical de $k_v$ = ±½ $k_h$ = ±0,06. É de referir que de acordo com esta metodologia a amplificação da ação sísmica entre a base e o topo do aterro é de 2,8 vezes na AT1 e de 1,5 na AT2.

O coeficiente sísmico horizontal a adotar na análise pseudo-estática, correspondente ao evento SME, é de $k_h$ = 0,35 sendo o coeficiente sísmico vertical de $k_v$ = ½ $k_h$ = ±0,18. É de referir que de acordo com esta metodologia a amplificação da ação sísmica entre a base e o topo do aterro é de 2,5 vezes na AT1 e de 1,4 na AT2.

### 6.4.5 Avaliação da estabilidade em condições pseudo-estáticas

Apresenta-se nesta secção a análise em condições pseudo-estáticas. Na Figura 6.15 e na Figura 6.16 apresentam-se os resultados correspondentes ao SBP. Verifica-se que a situação condicionante ocorre quando $k_v$ é negativo (Figura 6.15), embora a segurança esteja garantida.

Na Figura 6.17 e na Figura 6.18 apresentam-se os resultados correspondentes ao SME. Verifica-se que, também neste caso, a situação condicionante ocorre quando $k_v$ é negativo.

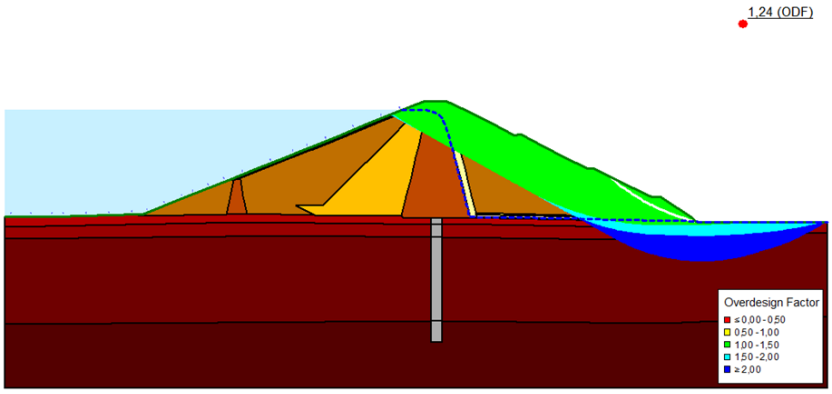



**Figura 6.15 Análise pseudo-estática, correspondente ao evento SBP ($k_h$ = 0,12 e $k_v$ = -0,06)**

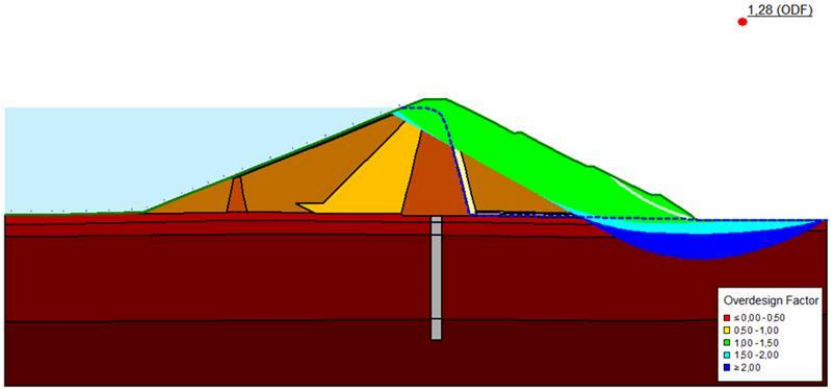



**Figura 6.16 Análise pseudo-estática, correspondente ao evento SBP ($k_h$ = 0,12 e $k_v$ =+0,06)**

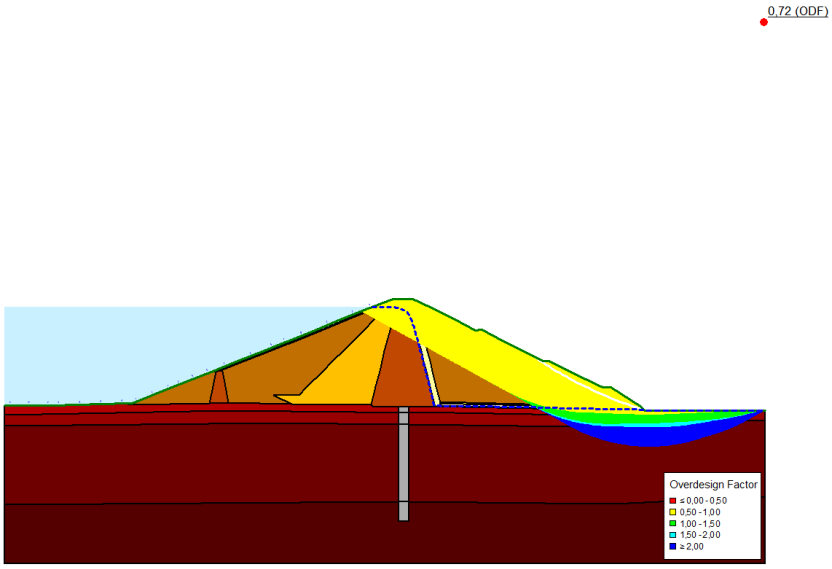



**Figura 6.17 Análise pseudo-estática, correspondente ao evento SME ($k_h$ = 0,35 e $k_v$ = -0,17)**

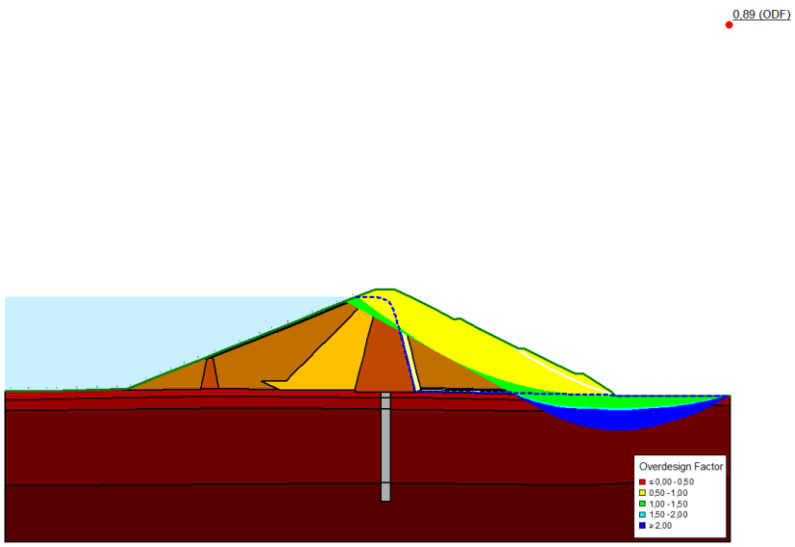



**Figura 6.18 Análise pseudo-estática, correspondente ao evento SME ($k_h$ = 0,35 e $k_v$ =+0,17)**

O Coeficiente de Sobredimensionamento em condições pseudo-estáticas, sob o sismo SME, é inferior a 1,0. Contudo, devido à excecionalidade do evento, admite-se que a barragem sofra deformações permanentes decorrentes da ação do sismo, desde que não ponham em causa a integridade global desta. Assim, na secção 6.4.8 será feita uma análise mais refinada em elementos finitos, que permitirá estimar a resposta da barragem tanto durante o SBP, como do SME. Com esta análise, serão posteriormente estimados os deslocamentos permanentes.

### 6.4.6 Propriedades dinâmicas dos solos

Uma vez que os solos a ser empregues como material de aterro não foram sujeitos a ensaios laboratoriais para determinar as suas características dinâmicas, recorreu-se a resultados da bibliografia para as estabelecer.

- <u>Módulo de distorção</u>

Nos solos do núcleo, que apresentam alguma plasticidade, o módulo de distorção elástico foi estimado com base na seguinte expressão, proposta por Hardin (1978) e citado por Kramer (1996)[7]:

$$G_0 = 625\, F(e)(OCR)^k p_a^{1-n}(\sigma'_{\mathrm{m}})^n \qquad [12]$$

onde, $F(e)$ corresponde a uma função relacionada com o índice de vazios (adoptou-se $F(e) = 1/(0.3 + 0.7e^2)$), $OCR$ é o índice de sobreconsolidação, $k$ é um expoente relacionado com o

[7] Kramer, S.L. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall

índice de plasticidade, $p_a$ é a pressão atmosférica, $n$ é um expoente relacionado com a evolução com a tensão e $\sigma'_m$ é a tensão efectiva média.

A partir dos valores, $e$ = 0,50, $OCR$ = 1,2, $k$ = 0,07 ($IP$ = 8), $p_a$ = 100 kPa, $n$ = 0,50, obtém-se a seguinte expressão que relaciona $G_0$ com a tensão efectiva:

$$G_0 = 13400(\sigma'_m)^{0.5} \quad [13]$$

Nos solos saibrosos e nas misturas solo-enrocamento, que são granulares, o módulo de distorção elástico foi estimado com base na seguinte expressão (em unidades de kPa), proposta por Seed e Idriss (1970), citado por Kramer (1996):

$$G_0 = 218.816\, K_{2,max}\, (\sigma'_m)^{0.5} \quad [14]$$

onde, $K_{2,max}$ corresponde a uma função relacionada com o índice de vazios ou a densidade relativa. Para o saibro adotou-se o valor $K_{2,max}$ = 70 (correspondente a $e$ = 0,4). Os materiais cascalhentos apresentam um valor de $K_{2,max}$ situado entre 80 e 180, tendo-se adoptado 130 para a mistura solo-enrocamento.

Assim, para o saibro e para a mistura solo-enrocamento, respetivamente, obtêm-se as seguintes expressões que relacionam $G_0$ com a tensão efetiva:

$$G_0 = 15317\, (\sigma'_m)^{0.5} \quad [15]$$

$$G_0 = 28446\, (\sigma'_m)^{0.5} \quad [16]$$

Para os restantes materiais empregues na barragem, dada sua pequena representatividade na secção da barragem e respetiva influência na resposta dinâmica desta, optou-se por utilizar a expressão anterior, com um valor de $K_{2,max}$= 60. Assim:

$$G_0 = 13129\, (\sigma'_m)^{0.5} \quad [17]$$

Apresenta-se na Figura 6.19 a relação entre o módulo de distorção elástico ($G_0$) e a tensão média efetiva ($p'$) para os diferentes materiais do modelo numérico.

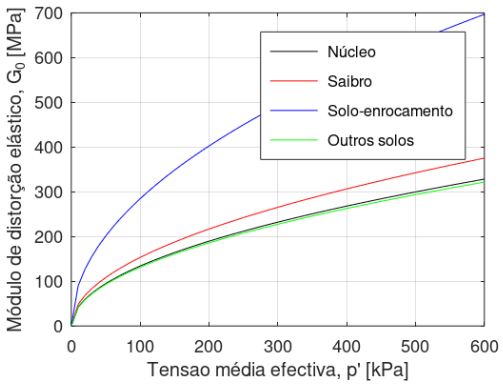



**Figura 6.19 Relação entre o módulo de distorção elástico e a tensão média efetiva**

- <u>Redução do módulo de distorção</u>

Para a definição das funções que relacionam a redução do módulo distorcional ($G$) com a distorção imposta ($\gamma$), nos materiais do núcleo, saibros e outros solos, recorreu-se às expressões de Ishibashi & Zhang (1993)[8]. Estas têm a vantagem de incorporarem na formulação o efeito da tensão de confinamento ($\sigma'_m$) e do índice de plasticidade ($IP$).

A formulação é apresentada em seguida:

$$\frac{G}{G_0} = K(\gamma, PI)(\sigma'_{\mathrm{m}})^{m(\gamma,PI)-m_0} \qquad [18]$$

onde:

$$K(\gamma, PI) = 0.5\left\{1 + tanh\left[ln\left\langle\left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma}\right)^{0.492}\right\rangle\right]\right\} \qquad [19]$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.27\left\{1 - tanh\left[ln\left\langle\left(\frac{0.000556}{\gamma}\right)^{0.4}\right\rangle\right]\right\}\exp\left(-0.0145PI^{1.3}\right) \qquad [20]$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6}\, PI^{1.404} & 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7}\, PI^{1.976} & 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5}\, PI^{1.115} & PI > 70 \end{cases} \qquad [21]$$

Para o estabelecimento das curvas considerou-se para o núcleo $IP$ = 8 e $\sigma'_m$ = 200 kPa, para os saibros $IP$ = 0 e $\sigma'_m$ = 200 kPa e para os outros materiais granulares $IP$ = 0 e $\sigma'_m$ = 50 kPa.

No que concerne a caracterização da mistura solo-enrocamento, a bibliografia tem poucas propostas disponíveis. Adotou-se, assim, a proposta de Chen et al. (2017)[9], que compila um total de 153 ensaios laboratoriais em diferentes misturas de solo-enroamento. Os resultados desta proposta foram enquadrados e confrontados com os dos trabalhos de Wang *et al.* (2021)[10] e de Ye *et al.* (2020)[11]

A proposta é Chen et al. (2017) é:

---

[8] *Ishibashi, I. & Zhang, X. (1993) Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. Soils and Foundations, 33:1, 182-191.*

[9] *CHEN, Guoxing & ZHOU, Zhenglong & SUN, Tian & Wu, qi & XU, Lingyu & Khoshnevisan, Sara & LING, Daosheng. (2017). Shear Modulus and Damping Ratio of Sand–Gravel Mixtures Over a Wide Strain Range. Journal of Earthquake Engineering. 23. 10.1080/13632469.2017.1387200.*

[10] *Wang S, Gao X, Hui H, Ma W, Shi C and Zhang P (2021) Normalized Shear Modulus and Damping Ratio of Soil–Rock Mixtures With Different Volumetric Block Proportions. Front. Phys. 9:740993. doi: 10.3389/fphy.2021.740993*

[11] *Yangsheng Ye, Degou Cai, Junkai Yao, Shaowei Wei, Hongye Yan, Feng Chen, Review on dynamic modulus of coarse-grained soil filling for high-speed railway subgrade, Transportation Geotechnics,Volume 27, 2021, 100421, ISSN 2214-3912, https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2020.100421.*

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + 0.767\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)^{0.931}} \qquad [22]$$

onde,

$$\gamma_r = 0.1408Cu^{-2.83} + 0.00129 \qquad [23]$$

sendo $C_u$ o coeficiente de uniformidade da amostra. No presente caso adotou-se $C_u$ = 150.

Apresenta-se na Figura 6.20 a relação entre a redução módulo de distorção ($G/G_0$) e a distorção aplicada ($\gamma$) para os diferentes materiais do modelo numérico.

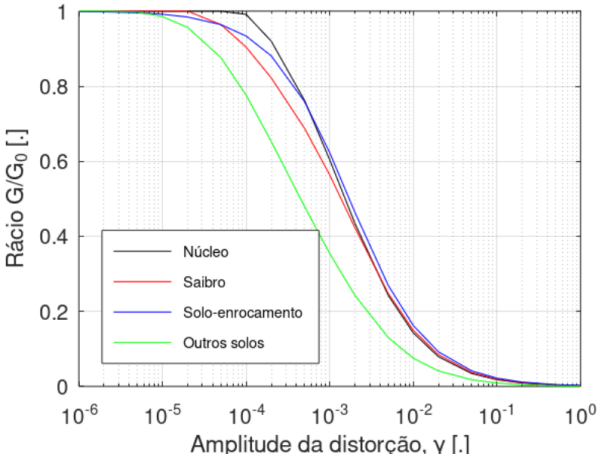



**Figura 6.20 Relação entre a redução módulo de distorção e a distorção aplicada**

- <u>Evolução do rácio de amortecimento</u>

Para a definição das funções que relacionam a evolução do rácio e amortecimento ($\xi$) com a distorção imposta ($\gamma$), nos materiais do núcleo, saibros e outros solos, recorreu-se às expressões de Ishibashi e Zhang (1993). Estas têm a vantagem de incorporarem na formulação o efeito do índice de plasticidade. Indiretamente também consideram o efeito da tensão média, uma vez que esta influencia a evolução de $G/G_0$.

A formulação é apresentada em seguida:

$$\xi = 0.333\frac{1 + \exp\left(-0.0145PI^{1.3}\right)}{2}\left[0.586\left(\frac{G}{G_0}\right)^2 - 1.547\frac{G}{G_0} + 1\right] \qquad [24]$$

Para o estabelecimento das curvas considerou-se para o núcleo $IP$ = 8, para os saibros $IP$ = 0 e para os outros materiais granulares $IP$ = 0.

No que concerne a caracterização da mistura solo-enrocamento, adotou-se a proposta de Chen *et al.* (2017). A proposta é:

$$\xi = \xi_{asy}\left(1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)\left[1 - 0.15\, exp\left(-\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)\right]}\right) + \xi_{min} \qquad [25]$$

onde,

$$\gamma_r = 0.1408 Cu^{-2.83} + 0.00129 \qquad [26]$$

sendo $C_u$ o coeficiente de uniformidade da amostra. Para o presente caso, adoptou-se $\xi_{asy}$ = 0,17, e $\xi_{min}$ = 0,005 e $C_u$ = 150.

Apresenta-se na Figura 6.21 a relação entre o rácio de amortecimento ($\xi$) e a distorção aplicada ($\gamma$) para os diferentes materiais do modelo numérico.

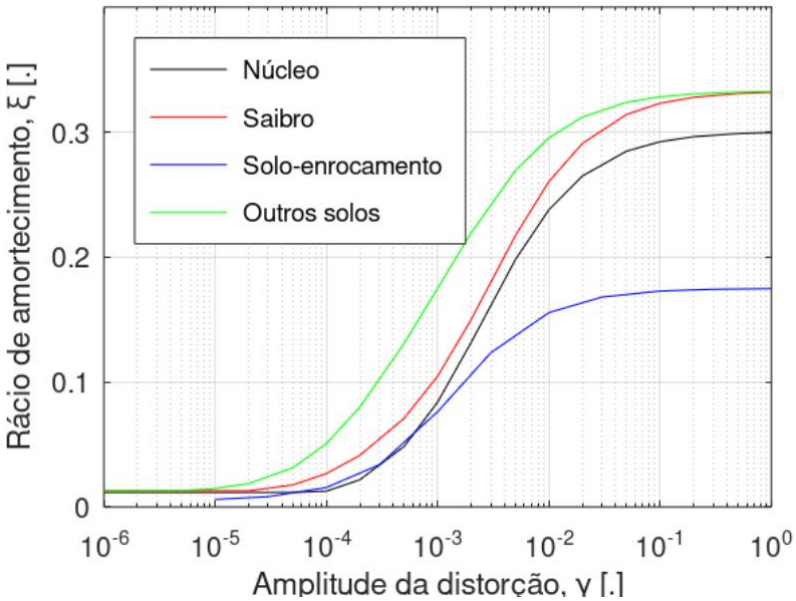



**Figura 6.21 Relação entre o rácio de amortecimento e a distorção aplicada**

### 6.4.7 Malha de elementos finitos

- <u>Geração do estado de tensão inicial</u>

Para gerar o estado de tensão recorreu-se ao programa SIGMA/W (também da *GeoStudio* International), que permite posteriormente exportar os resultados para o programa QUAKE/W.

No modelo de cálculo o estado de tensão é gerado com base no peso próprio do aterro total e na rede de percolação que foi apresentada no capitulo 5 (considerando que a água na albufeira se encontra no NPA). O modelo de cálculo desenvolvido apresenta-se na Figura

6.22 e na Figura 6.23 apresenta-se o estado de tensão inicial (em tensões totais médias) que será utilizado no cálculo sísmico.

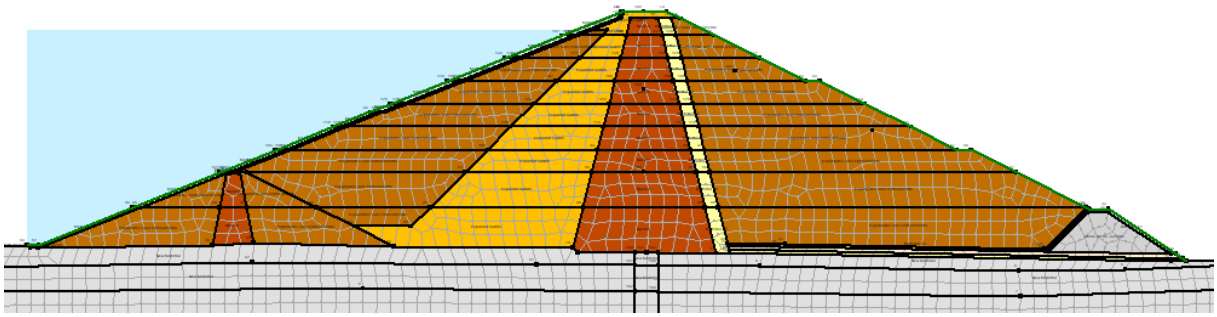


**Figura 6.22 Modelo de elementos finitos para geração do estado de tensão inicial**

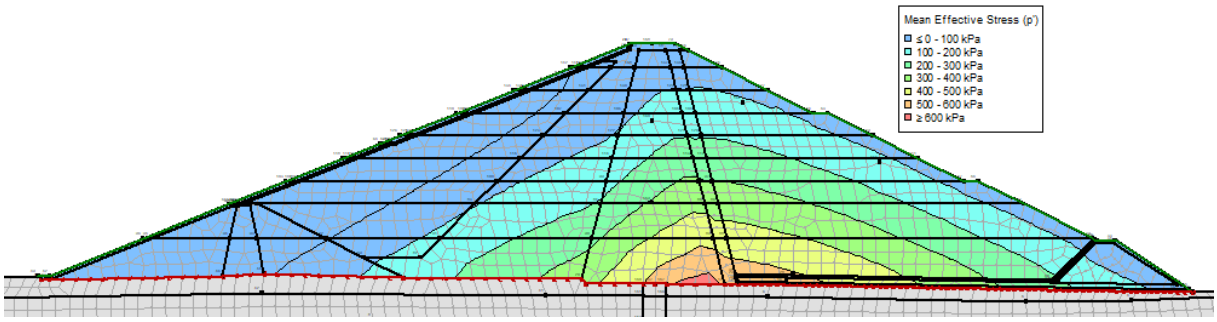



**Figura 6.23 Estado de tensão inicial. Tensão efetiva média ($p'$) [kN/m$^2$]**

- <u>Dimensão dos elementos da malha</u>

A determinação da dimensão dos elementos da malha é um passo de grande importância num cálculo de propagação de ondas. Isto porque se a malha for muito larga o modelo exige menos esforço computacional, mas pode não calcular devidamente todas as frequências existentes no sinal. Por outro lado, se a malha for muito apertada, há esforço computacional que é desperdiçado. Assim, é recomendado que os elementos tenham uma dimensão que seja entre 8 a 10 vezes superior ao comprimento de onda propagada.

O comprimento de onda mínimo é dado por:

$$\lambda_{min} = v_s \times T_{min} \qquad [27]$$

onde $v_s$ é a velocidade de propagação de ondas de corte e $T_{mín}$ o período mínimo a considerar. Uma vez que a frequência máxima que se considera necessária calcular correctamente é 20 Hz, o período mínimo será 0,05 s.

A velocidade de propagação de ondas de corte é calculada a partir da rigidez dos materiais, através da expressão:

$$v_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{100 \times 10^3}{22/9.81}} = 211.2\ m/s \qquad [28]$$

Adotou-se $G$ = 100 MPa como valor mínimo representativo no cálculo, após confrontar a Figura 6.23 e a Figura 6.19.

Assim, a dimensão máxima a adotar na malha deve ser:

$$D_{elem} \leq \frac{\lambda_{min}}{8} = 1{,}32 \approx 1{,}50\ m \qquad [29]$$

- <u>Condições de fronteira</u>

Foi apenas adotada uma fronteira situada na base do modelo, a fim de fixar os movimentos relativos entre os pontos da base deste.

Na Figura 6.24 apresenta-se o modelo de elementos finitos para cálculo de propagação de ondas e os pontos adotados para registar o histórico de acelerações e assim controlar a qualidade do modelo e a sua justeza.

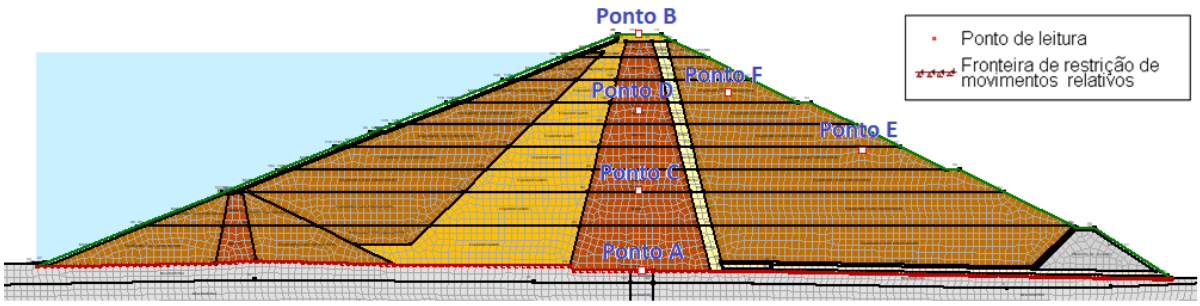



**Figura 6.24 Modelo de elementos finitos para cálculo de propagação de ondas**

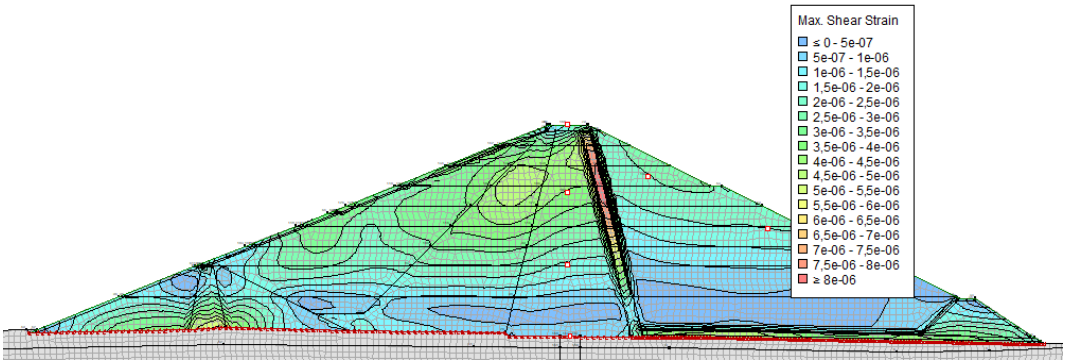
### 6.4.8 Resultados da análise

#### 6.4.8.1 Sismo base de projeto

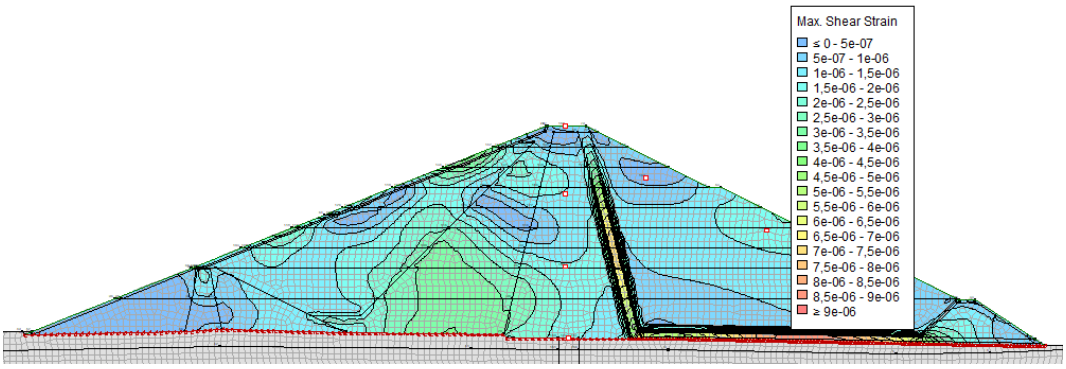
- <u>Ação tipo 1</u>

Na Figura 6.25 apresentam-se as distorções máximas que ocorrem durante o SBP – Ação Tipo 1, onde se pode verificar que estas são reduzidas, sendo inferiores a $1*10^{-5}$. Na Figura 6.26 são apresentadas as acelerações máximas em cada ponto do reservatório, e onde se pode concluir que a aceleração máxima é amplificada cerca de 8,0 vezes.

Ação 1.1




Ação 1.2




Ação 1.3

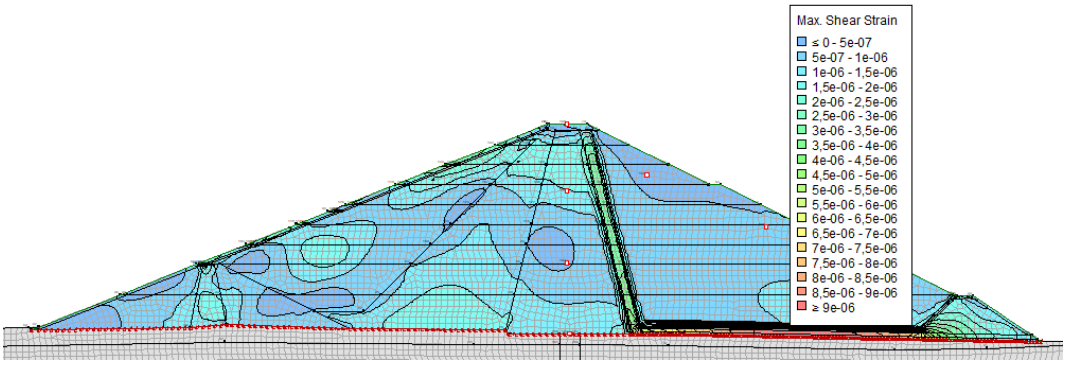
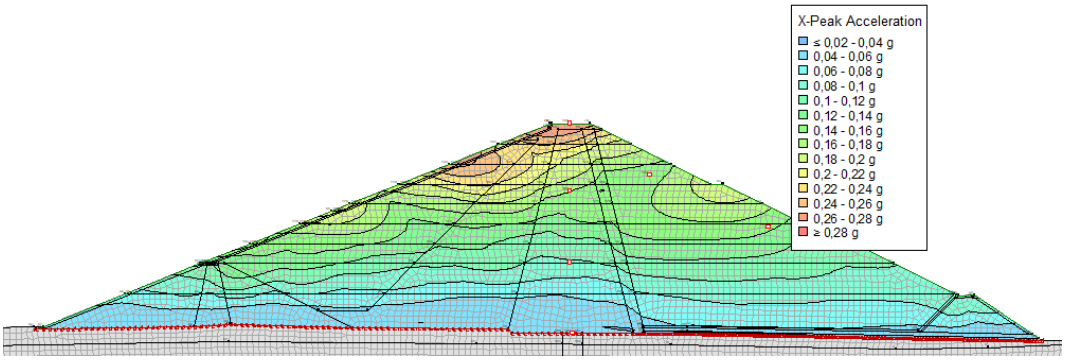
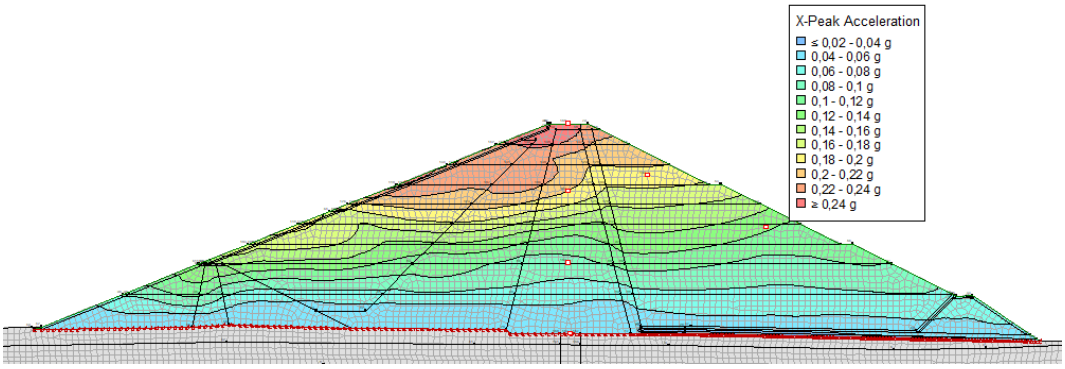



**Figura 6.25 Distorções máximas ocorridas durante o sismo SBP – Ação Tipo 1**

Ação 1.1




Ação 1.2




Ação 1.3

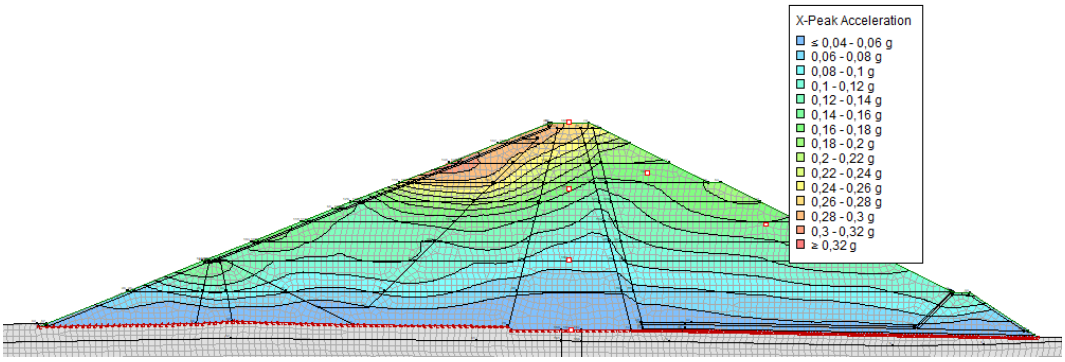
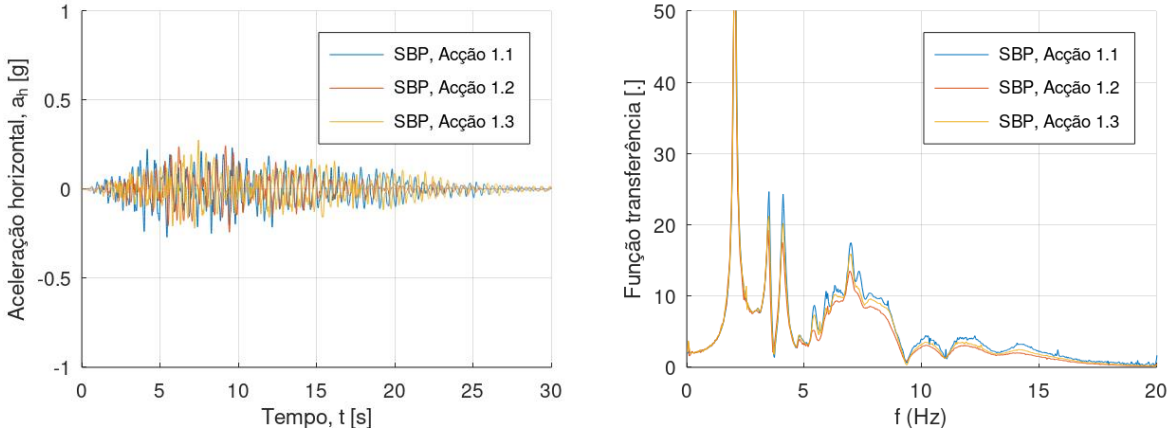



**Figura 6.26 Acelerações horizontais máximas ocorridas durante o sismo SBP – Acção Tipo 1**

Na Figura 6.27 apresentam-se as acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SBP – Ação Tipo 1. Para esta ação a aceleração de pico é amplificada entre 6.1 e 8.0 vezes e as duas primeiras frequências principais ocorrem aos 1.9 e 3.8 Hz.




a) acelerações calculadas no coroamento da barragem

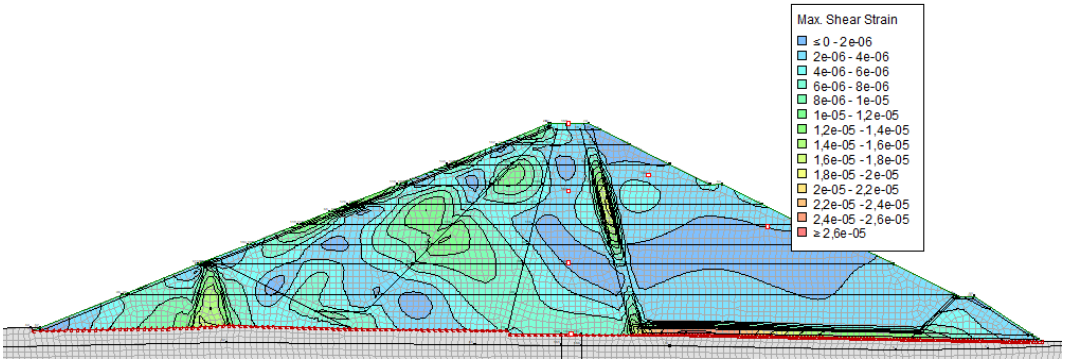
b) função transferência entre o topo e a base da barragem

**Figura 6.27 Acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SBP – Ação Tipo 1**

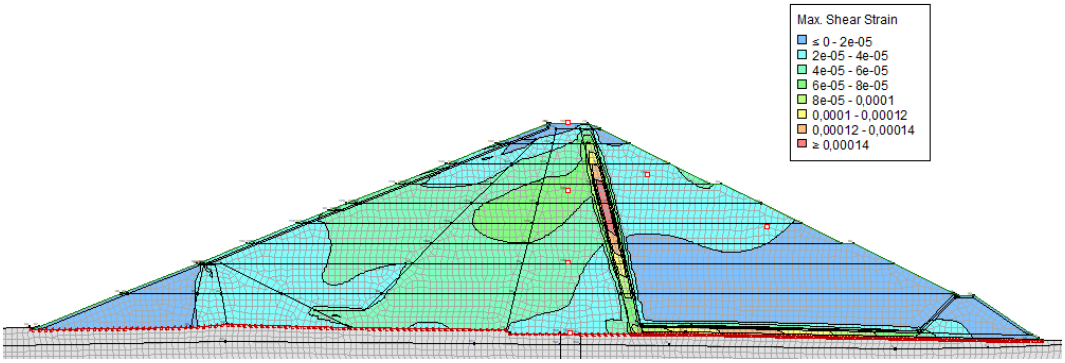
- <u>Ação tipo 2</u>

Na Figura 6.28 apresentam-se as distorções máximas que ocorrem durante o SBP – Ação Tipo 2, onde se pode verificar que estas são reduzidas, sendo inferiores a $2x10^{-4}$. Na Figura 6.29 são apresentadas as acelerações máximas em cada ponto do reservatório, e onde se pode concluir que a aceleração máxima é amplificada cerca de 6,4 vezes.

Ação 1.1




Ação 1.2




Ação 1.3

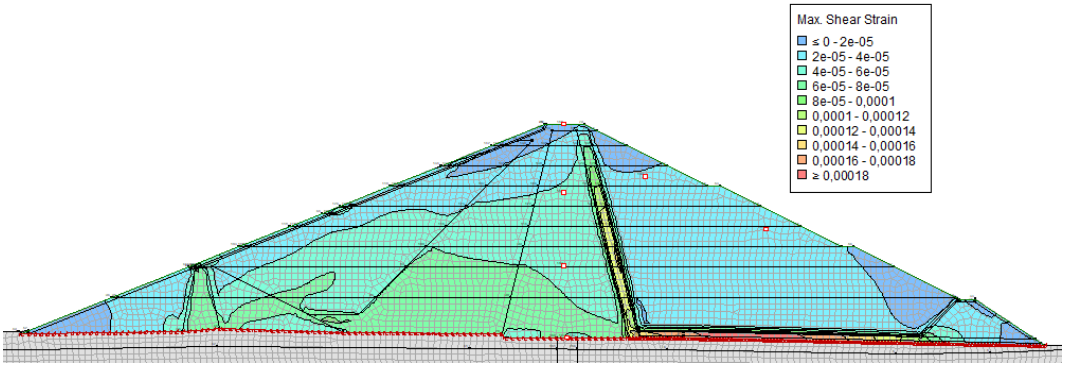
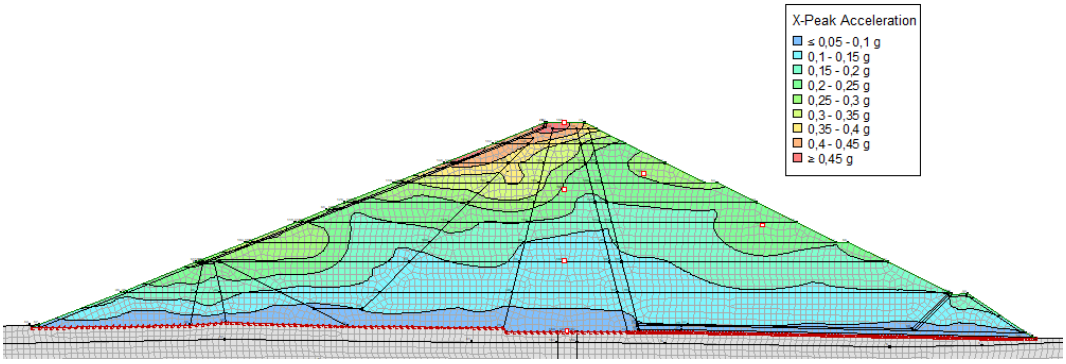
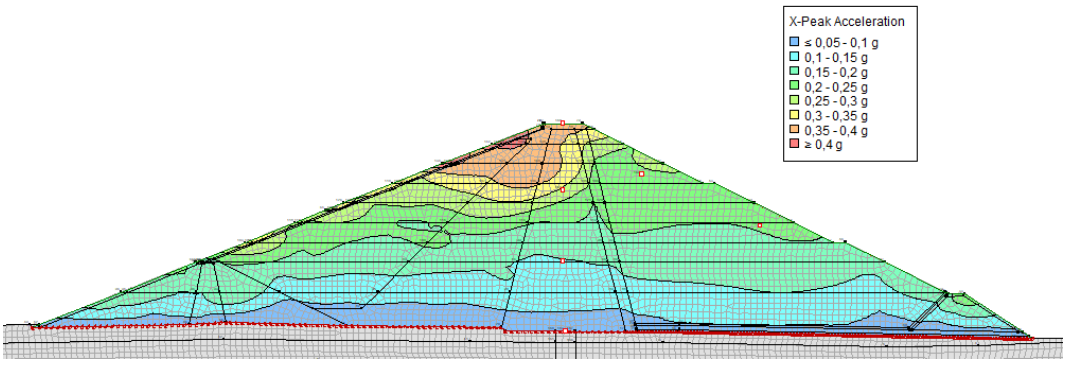



**Figura 6.28 Distorções máximas ocorridas durante o sismo SBP – Ação Tipo 2**

Ação 1.1




Ação 1.2




Ação 1.3

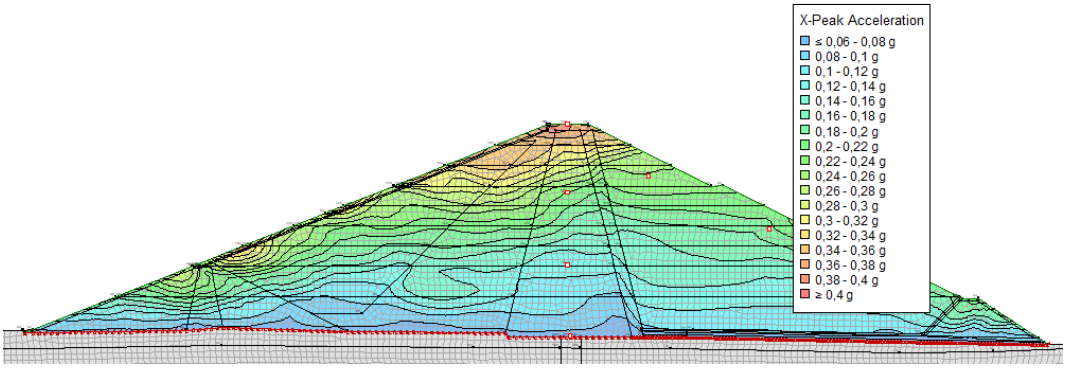
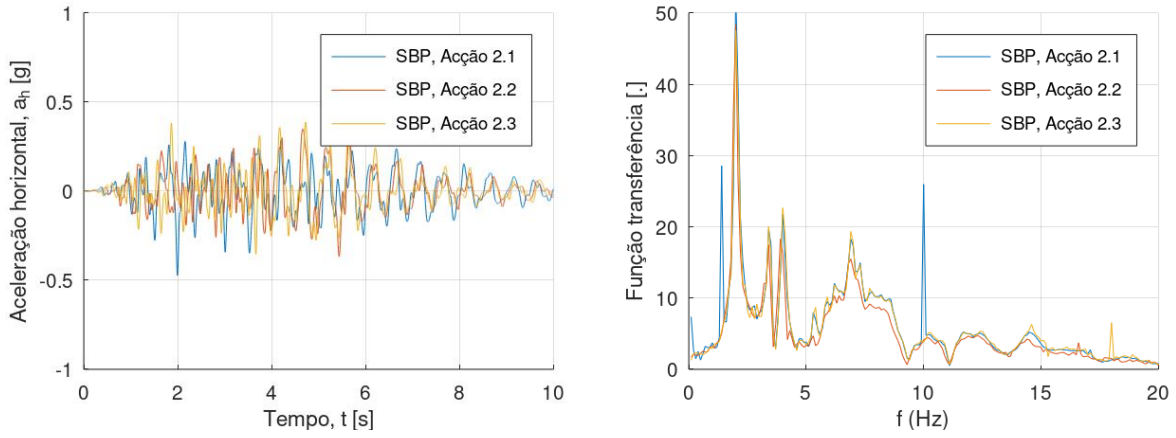



**Figura 6.29 Acelerações horizontais máximas ocorridas durante o sismo SBP – Ação Tipo 2**

Na Figura 6.30 apresentam-se as acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SBP – Ação Tipo 2. Para esta ação a aceleração de pico é amplificada entre 5.4 e 6.4 vezes e as duas primeiras frequências principais ocorrem aos 2.0 e 4.1 Hz.



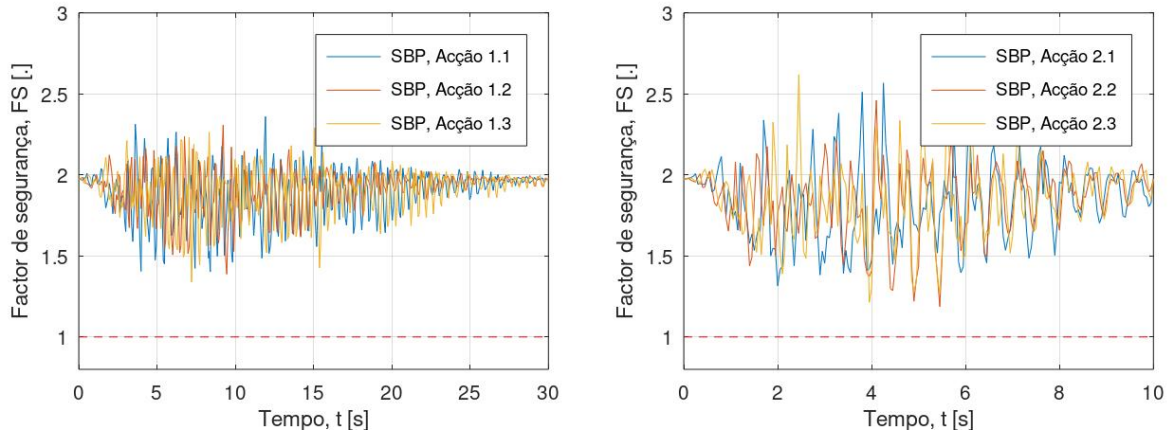

a) acelerações calculadas no coroamento da barragem

b) função transferência entre o topo e a base da barragem

**Figura 6.30 Acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SBP – Ação Tipo 2**

### 6.4.8.2 Análise de estabilidade sob ação do SBP

Após o cálculo das acelerações foi efetuada uma análise de estabilidade do talude de jusante. O cálculo será análogo ao apresentado na Secção 6.3, mas agora os círculos estudados estarão sujeitos aos vários valores de aceleração calculados. Na Figura 6.31 apresenta-se a evolução do Coeficiente de Sobredimensionamento para os círculos que devolvem os fatores de segurança mais baixos durante a atuação do SBP.




a) Ação Tipo 1

b) ação Tipo 2

**Figura 6.31 Coeficiente de Sobredimensionamento sob ação do SBP**

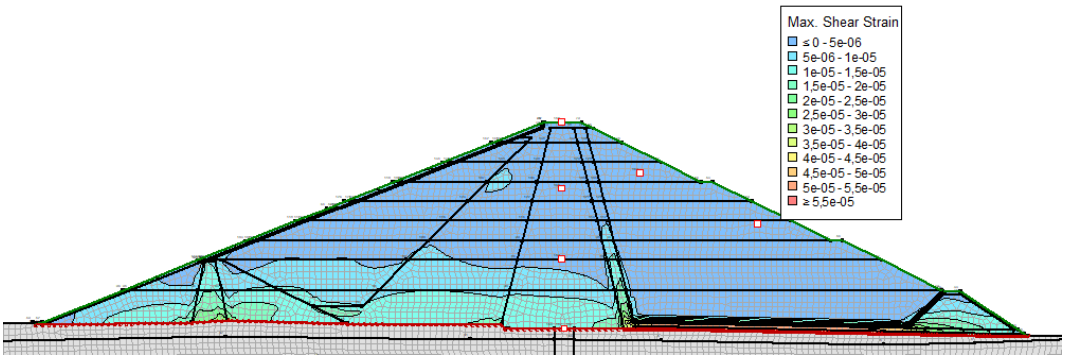
Neste tipo de análise deve garantir-se que o talude tenha um Coeficiente de Sobredimensionamento mínimo superior a 1,0. Como se pode verificar na figura anterior esta condição é garantida.

#### 6.4.8.3 Resposta da barragem na situação de Sismo Máximo Expectável (SME)

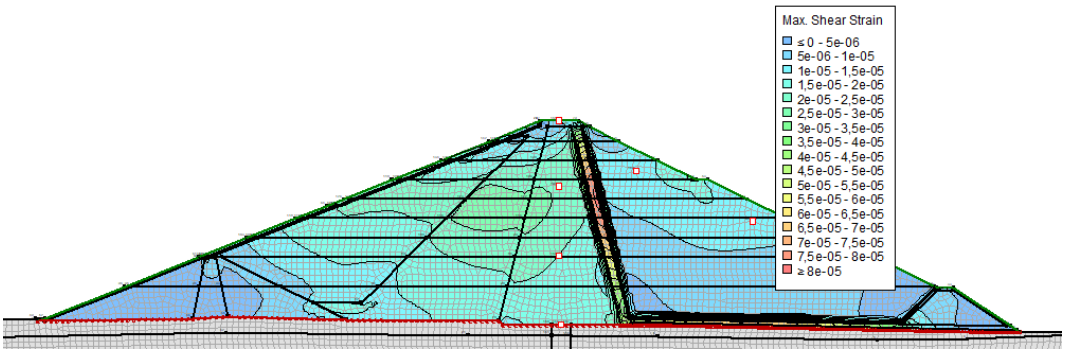
- ação tipo 1

Na Figura 6.32 apresentam-se as distorções máximas que ocorrem durante o SME, onde se pode verificar que estas são reduzidas, sendo inferiores a $2x10^{-4}$. Na Figura 6.33 são apresentadas as acelerações máximas em cada ponto do reservatório, e onde, tal como no caso do SBP, se pode observar que a aceleração máxima é amplificada cerca de 5,0 vezes.

Ação 1.1




Ação 1.2




Ação 1.3

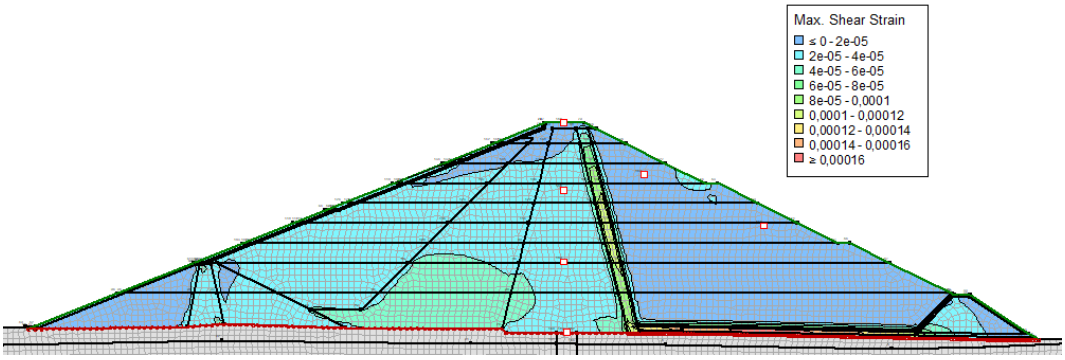
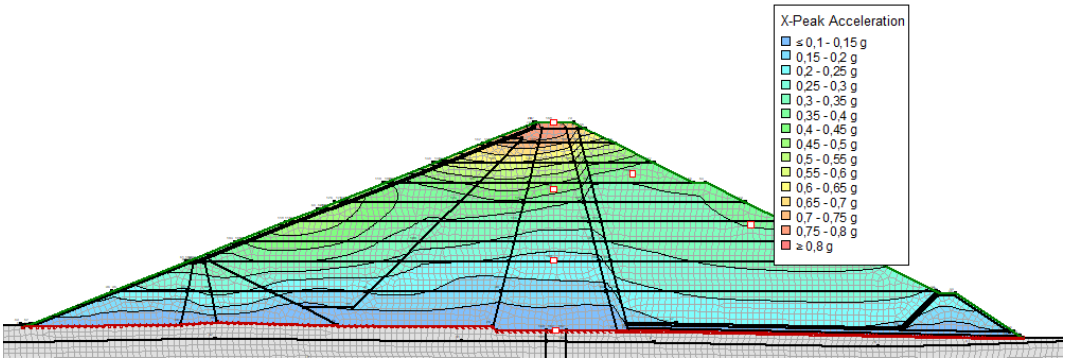
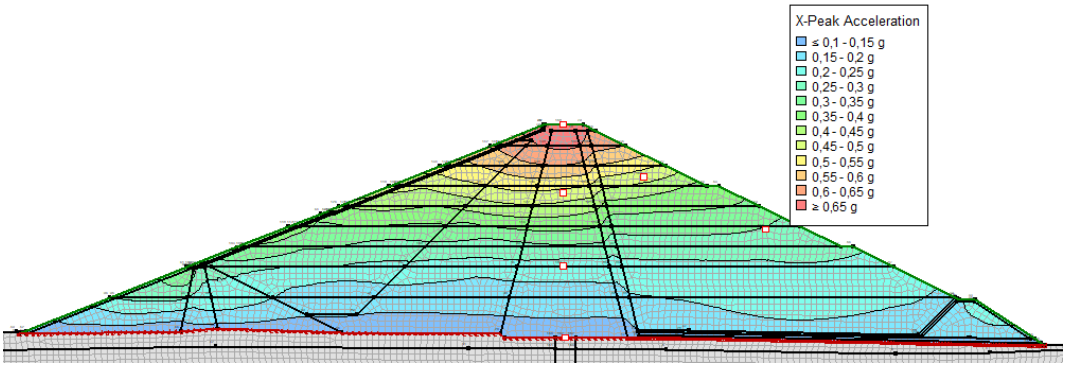



**Figura 6.32 Distorções máximas ocorridas durante o sismo SME – Ação Tipo 1**

Ação 1.1




Ação 1.2




Ação 1.3

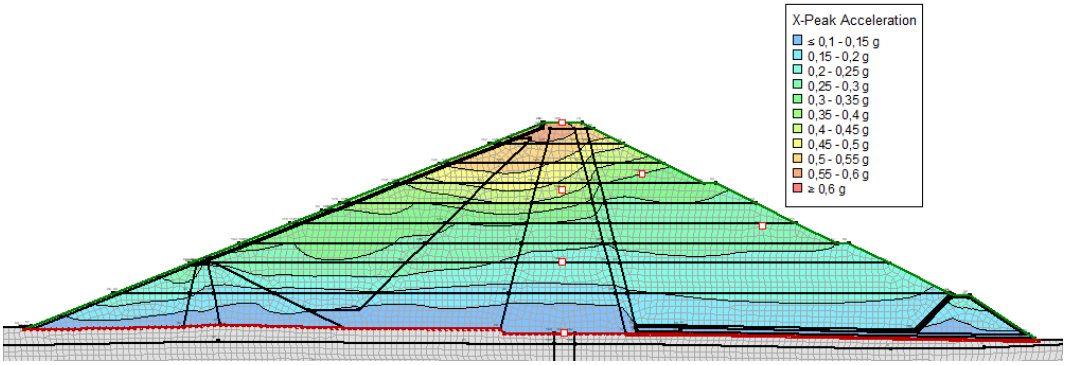
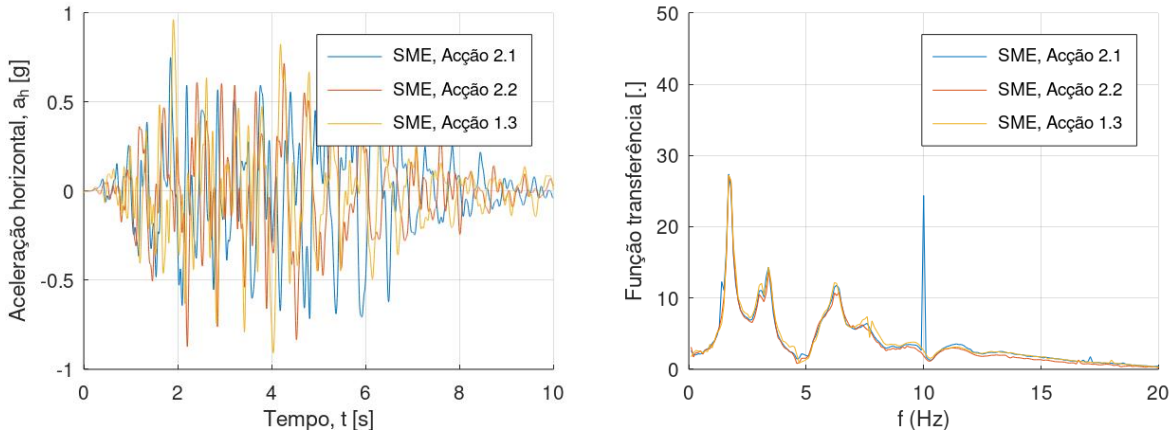



**Figura 6.33 Acelerações horizontais máximas ocorridas durante o sismo SME – Ação Tipo 1**

Na Figura 6.34 apresentam-se as acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SME – Ação Tipo 1. Para esta ação a aceleração de pico é amplificada entre 4,3 e 5,9 vezes e as duas primeiras frequências principais ocorrem aos 1,8 e 3,5 Hz.




a) acelerações calculadas no coroamento da barragem

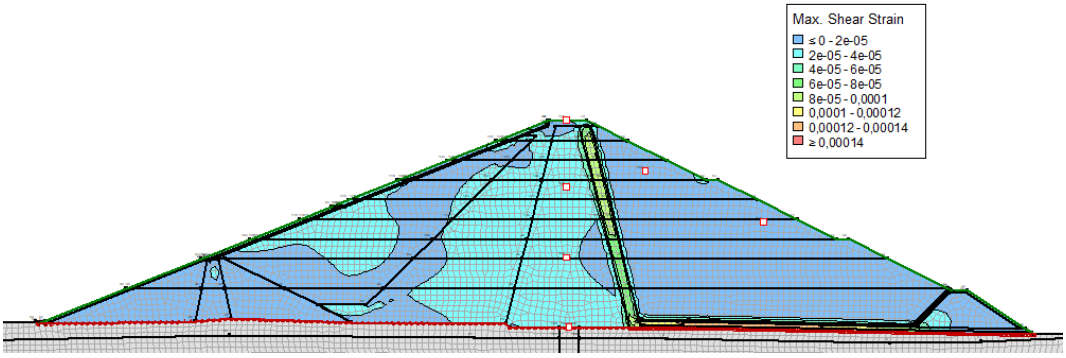
b) função transferência entre o topo e a base da barragem

**Figura 6.34 Acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SME – Ação Tipo 1**

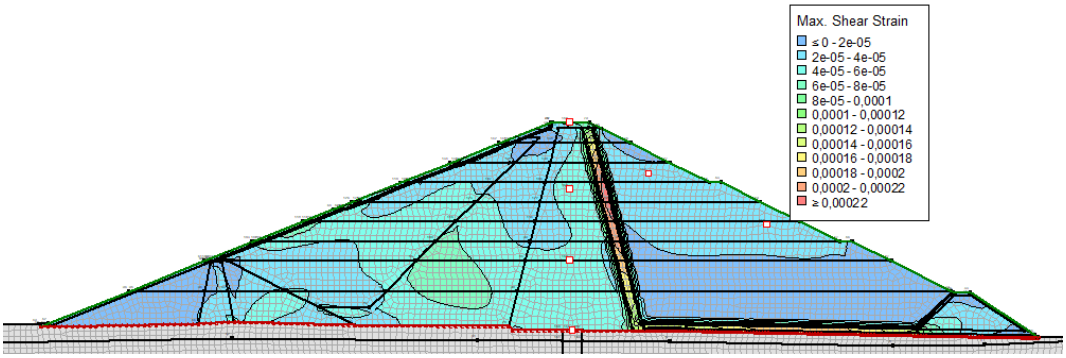
- <u>Ação tipo 2</u>

Na Figura 6.35 apresentam-se as distorções máximas que ocorrem durante o SME, onde se pode verificar que estas são reduzidas, sendo inferiores a $3{,}0*10^{-4}$. Na Figura 6.36 são apresentadas as acelerações máximas em cada ponto do reservatório, e onde se pode observar que a aceleração máxima é amplificada cerca de 3,5 vezes.

Ação 1.1




Ação 1.2




Ação 1.3

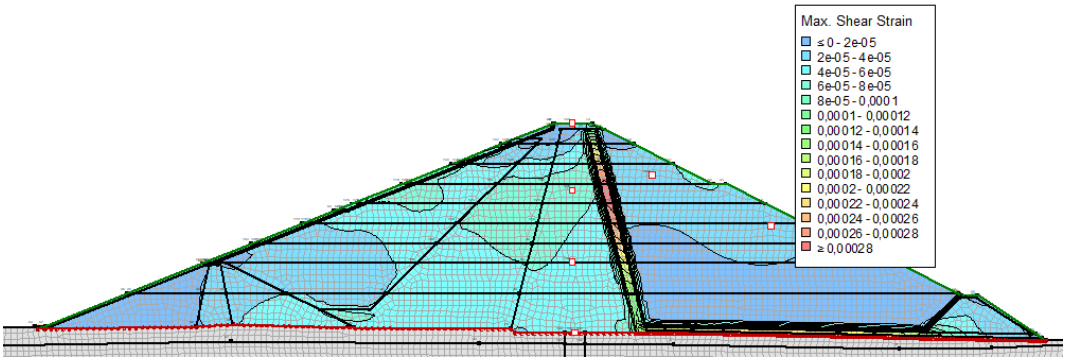
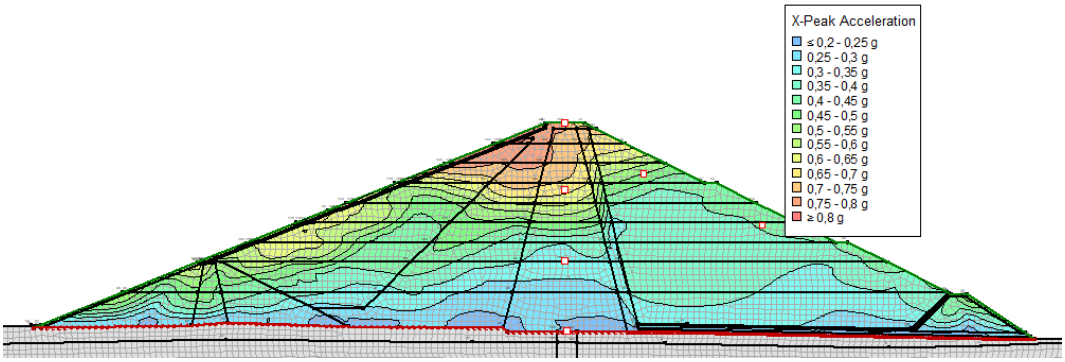
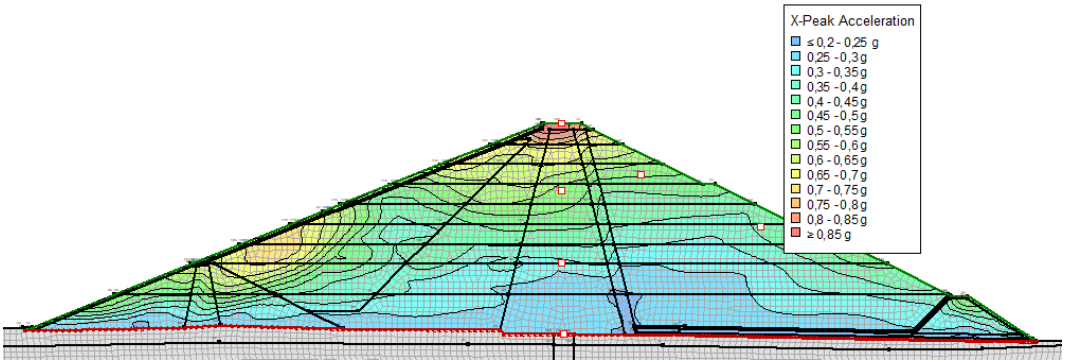



**Figura 6.35 Distorções máximas ocorridas durante o sismo SME – Ação Tipo 2**

Ação 1.1




Ação 1.2




Ação 1.3

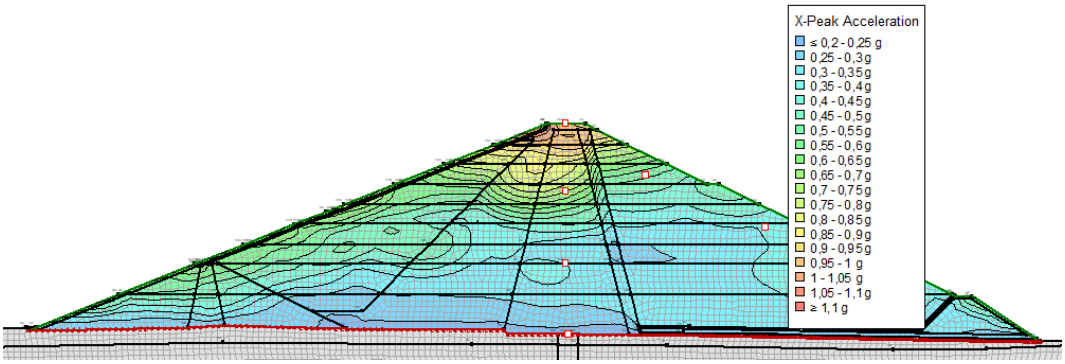
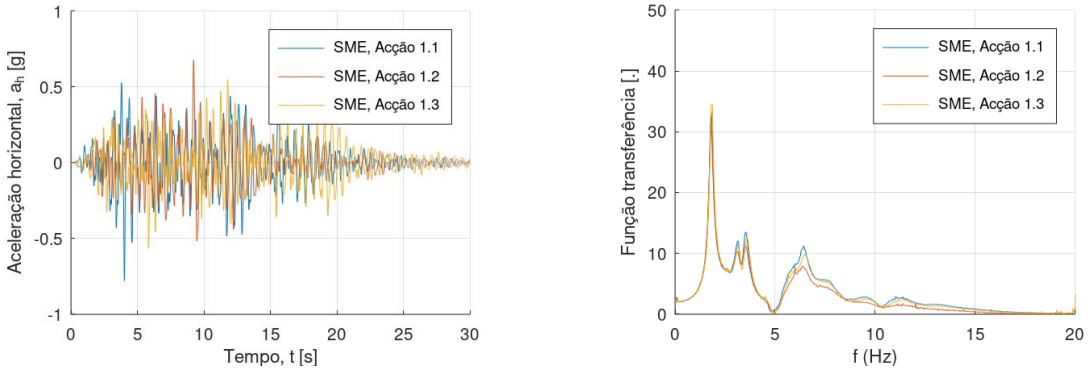



**Figura 6.36 Acelerações horizontais máximas ocorridas durante o sismo SME – Ação Tipo 2**

Na Figura 6.37 apresentam-se as acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SME – Ação Tipo 2. Para esta ação a aceleração de pico é amplificada entre 3.0 e 3.8 vezes e as duas primeiras frequências principais ocorrem aos 1.6 e 3.3 Hz.




a) acelerações calculadas no coroamento da barragem

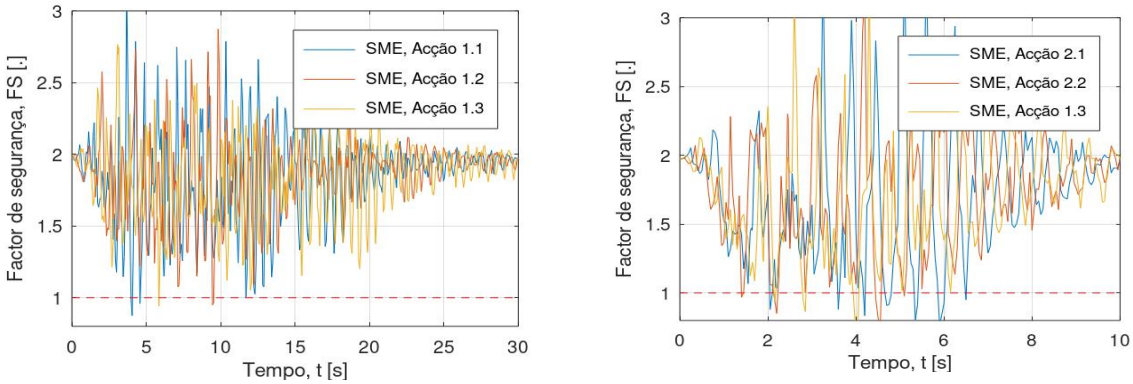
b) função transferência entre o topo e a base da barragem

**Figura 6.37 Acelerações horizontais acelerações calculadas no coroamento da barragem e função transferência entre o topo e a base da barragem durante o sismo SME – Ação Tipo 2**

### 6.4.8.4 Análise de estabilidade sob ação do SME

Após o cálculo das acelerações devidas à ação do SME foi feita uma análise de estabilidade para cada instante. Neste caso é requerido que os taludes tenham um Coeficiente de Sobredimensionamento superior a 1,0 ou que no caso de instabilizarem não ponham a integridade da barragem em risco.

Na Figura 6.38 apresenta-se a evolução do Coeficiente de Sobredimensionamento durante a atuação do SME. Nesta pode verificar-se que há alguns instantes em que o Coeficiente de Sobredimensionamento é inferior à unidade pelo que estes círculos instáveis deverão ser cuidadosamente analisados.



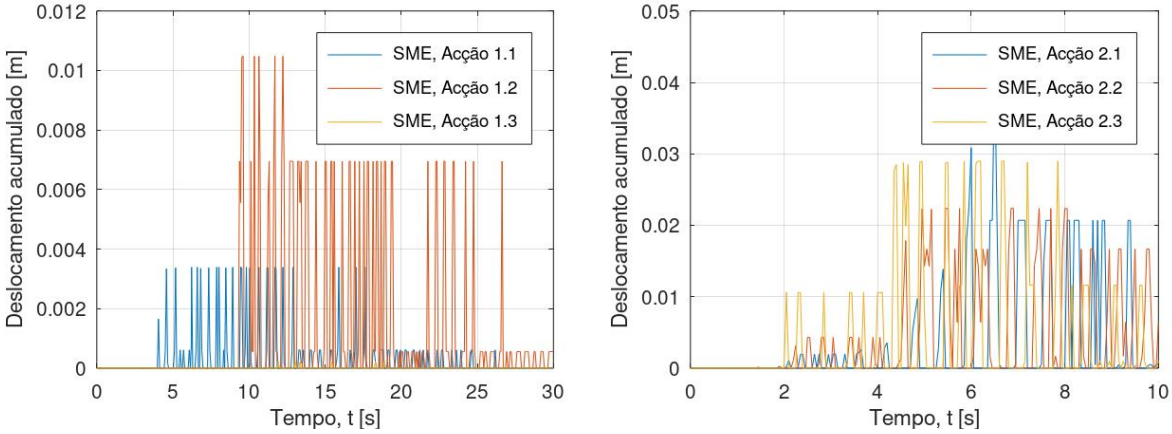

a) Acção Tipo 1

b) Acção Tipo 2

**Figura 6.38 Coeficiente de Sobredimensionamento sob acção do SME**

As superfícies que instabilizam (i.e., que têm um FS<1 na Figura 6.38) ocorrem no talude de jusante, são superficiais e não intersectam o coroamento. Contudo, foram ainda calculados os deslocamentos permanentes sob ação do SME, que se apresentam na Figura 6.39.

O que se apresenta nesta figura é o deslocamento acumulado no fim do instante *t* da superfície crítica (ou seja, a superfície que teve o menor FS da Figura 6.38, mesmo que este não induza deslocamentos). Como se pode constatar, sob ação do sismo afastado, os deslocamentos permanentes calculados são inferiores a 1,1 cm e sob ação do sismo próximo, os deslocamentos permanentes calculados são inferiores a 4.3 cm Assim, não se espera que os deslocamentos calculados, sendo da ordem dos centímetros gerem problemas de instabilidade na barragem.




a) Ação Tipo 1 b) Ação Tipo 2

**Figura 6.39 Deslocamentos permanentes sob acção do SME**

# 7 ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES

## 7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente subcapítulo são apresentados os modelos de tensão-deformação, desenvolvidos no software SIGMA/W, assim como os resultados deles decorrentes, em particular no que se refere a deslocamentos observados pela estrutura da barragem.

As análises, realizadas através do método dos elementos finitos (MEF), serviram como base para a avaliação e definição dos valores expectáveis em fase de obra, e servirão de referência para a análise do comportamento do aterro durante a construção e exploração. No entanto, importa notar que os deslocamentos resultantes destas análises serão, em parte, compensados durante a construção do aterro, fenómeno este, cuja modelação em elementos finitos pode apresentar algumas dificuldades, como sucede com o software utilizado no decorrer do presente estudo.

Os deslocamentos que afetarão a barragem do Pisão no longo prazo, em virtude das limitações dos modelos considerados, foram estimados considerando a bibliografia de referência e, por tal, são apresentados sob forma de intervalos de valores expectáveis.

## 7.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO MODELO

Os estudo de tensão-deformação da barragem foram desenvolvidos para os quatro perfis de cálculo selecionados (Ver capítulo 4), avaliando-se em cada um deles os deslocamentos verticais obtidos no decorrer da fase de construção e os deslocamentos horizontais resultantes da instalação do NPA.

A malha adotada para os cálculos de tensão deformação foi definida segundo a metodologia apresentada no capitulo 3 do presente documento, onde é ilustrada a título de exemplo para o PC3 (Figura 3.1).

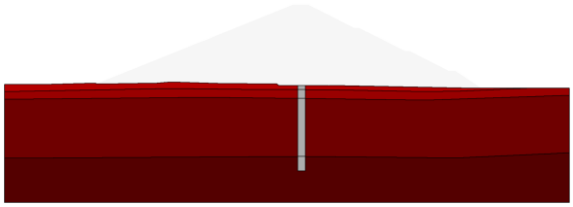
Os modelos foram desenvolvidos considerando a construção faseada, por forma a simular, ainda que de forma aproximada, a construção por fases do corpo do aterro. Assim, foram admitidas doze etapas de construção, as três primeiras associadas à construção da ensecadeira e materialização da cortina de estanqueidade, e as restantes ligadas à construção do aterro principal da barragem. Para além destas, considerou-se ainda uma décima terceira fase na qual se representa o primeiro enchimento da albufeira.

**Tabela 7.1 Faseamento considerado para os cálculos de tensão deformação**

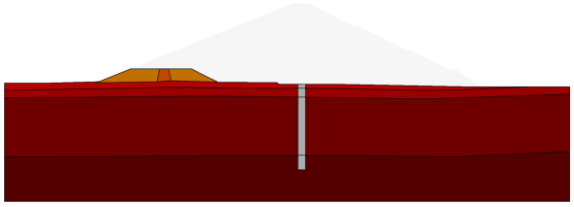
| Fase | | Cota de Fim (m) |
|---|---|---|
| 1 | Cortina | N/A |

| Fase | | Cota de Fim (m) |
|---|---|---|
| 2.1 | 1º nível ensecadeira | 209,5 |
| 2.2 | 2º nível ensecadeira | 216,8 |
| 3.1 | 1º nível barragem | 209,5 |
| 3.2 | 2º nível barragem | 216,8 |
| 3.3 | 3º nível barragem | 222,0 |
| 3.4 | 4º nível barragem | 226,8 |
| 3.5 | 5º nível barragem | 231,8 |
| 3.6 | 6º nível barragem | 237,0 |
| 3.7 | 7º nível barragem | 241,8 |
| 3.8 | 8º nível barragem | 246,8 |
| 3.9 | 9º nível barragem | 252,0 |
| 4 | 1º enchimento | NPA=248m |

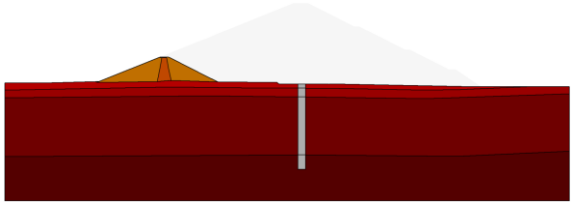
O faseamento de cálculo adotado, vertido na Tabela 7.1, é apresentado sob forma gráfica na Figura 7.1.



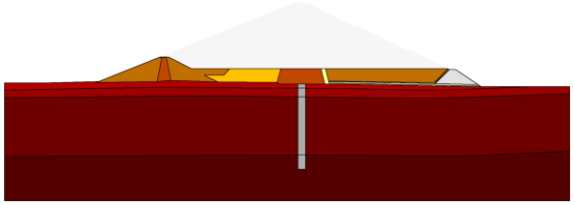
***Fase 1***



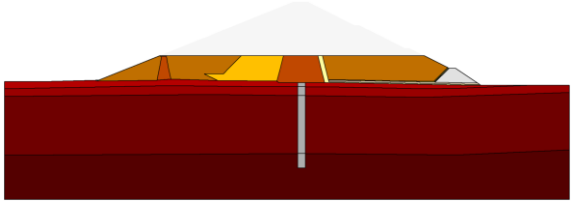
***Fase 2.1***



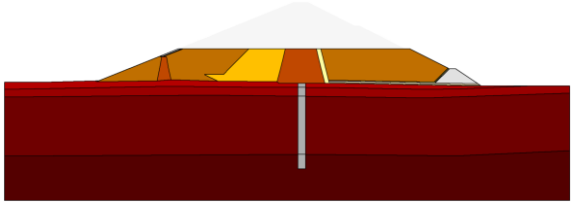
***Fase 2.2***



***Fase 3.1***



***Fase 3.2***



***Fase 3.3***

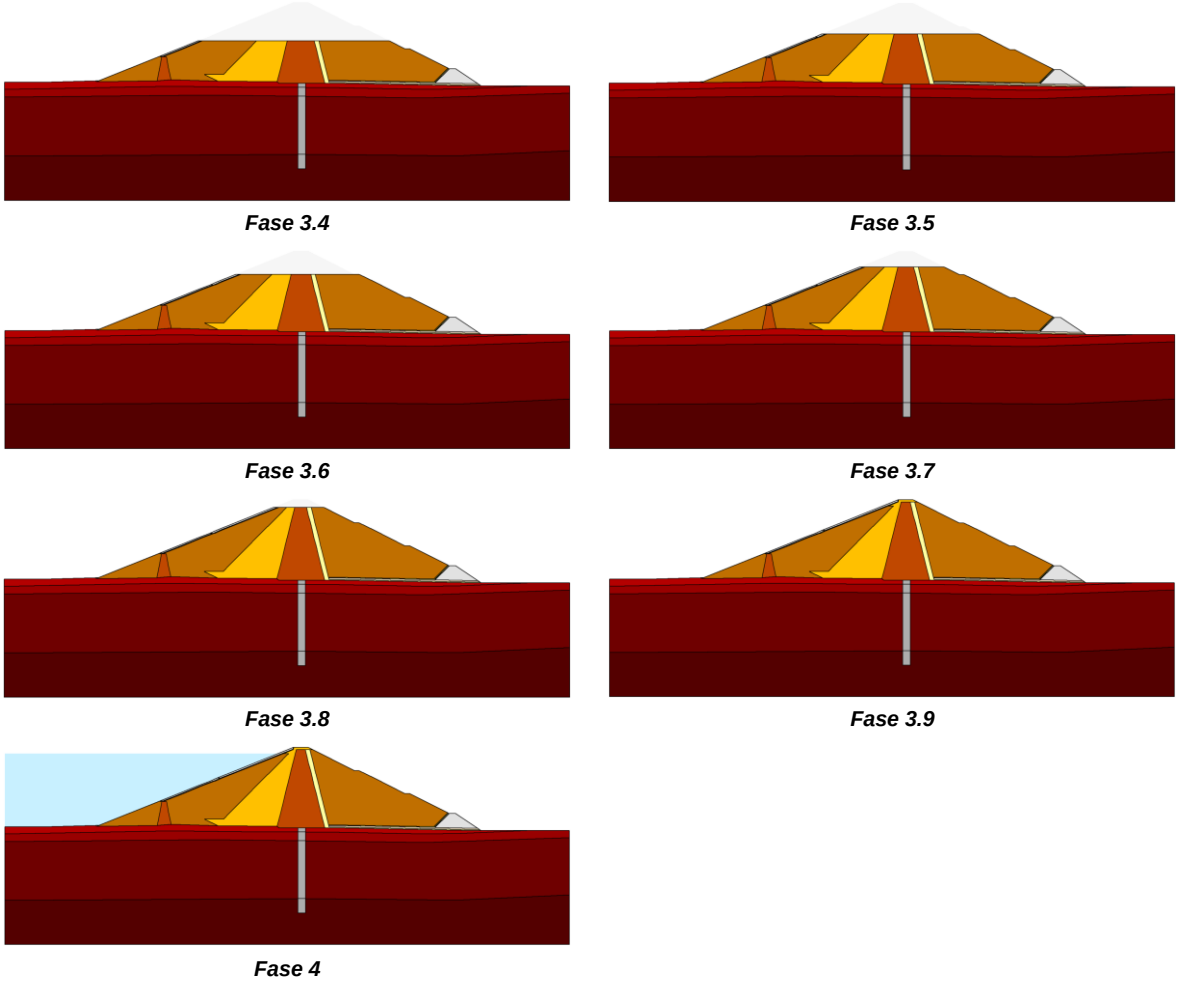



**Figura 7.1 Faseamento de cálculo considerado para o perfil PC4**

Por fim, relativamente à parametrização geomecânicas dos materiais, refere-se que os valores considerados são os que se resumem na Tabela 2.1 do capitulo 2 do presente documento.

## 7.3 RESULTADOS OBTIDOS

Dadas as dificuldades de modelação do fenómeno de assentamento, optou-se por estimar os deslocamentos ocorridos ao eixo do aterro para as diferentes fases consideradas, anulando-se os deslocamentos no final de cada uma delas. No final, procedeu-se à soma dos deslocamentos em cada uma das fases de construção do aterro, obtendo-se assim o deslocamento total.

No que concerne aos deslocamentos/assentamentos de longo prazo foram adotados valores derivados de formulações empíricas, disponíveis na bibliografia, obtidos tendo em conta a

altura máxima da barragem e a classificação dos materiais segundo o sistema unificado de classificação de solos (USCS).

### 7.3.1 Estado de Tensão

O estado de tensão gerado no maciço da barragem para as fases de primeiro enchimento, final de construção e pleno armazenamento é apresentado nas figuras seguintes.

No final da construção verifica-se o estabelecimento de um campo de tensões efetivas médias simétrico relativamente ao eixo da estrutura (Figura 7.2), com tensões médias máximas ao eixo da ordem dos 580 kPa. Com o início do enchimento, o campo de tensões torna-se gradualmente assimétrico relativamente o eixo (Figura 7.3, Figura 7.4 e Figura 7.5). No primeiro patamar de enchimento verifica-se um alívio do estado de tensão efetiva a montante devido à submersão dos materiais de aterro a montante do filtro vertical, que origina uma redução da tensão efetiva média, mais evidente na zona de influência do espaldar de saibro (Figura 7.3). A subida do nível de água até ao segundo patamar e, depois, até ao NPA acentua, como se esperaria, a assimetria no campo de tensões efetivas médias, com os valores de tensão efetiva média a atingirem valores da ordem de 500 kPa na base do núcleo (Figura 7.4 e Figura 7.5).

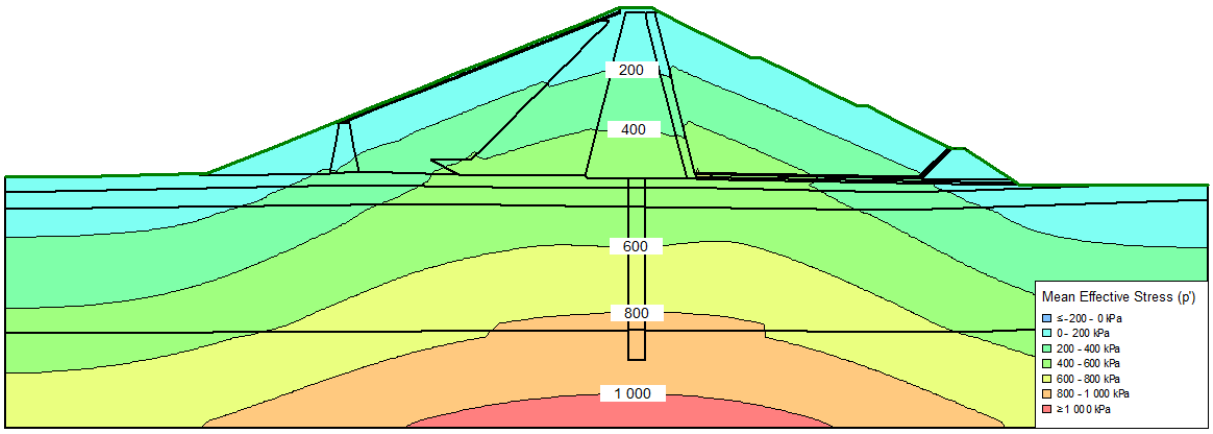



**Figura 7.2 PC3: Campo de tensões médias final da construção**

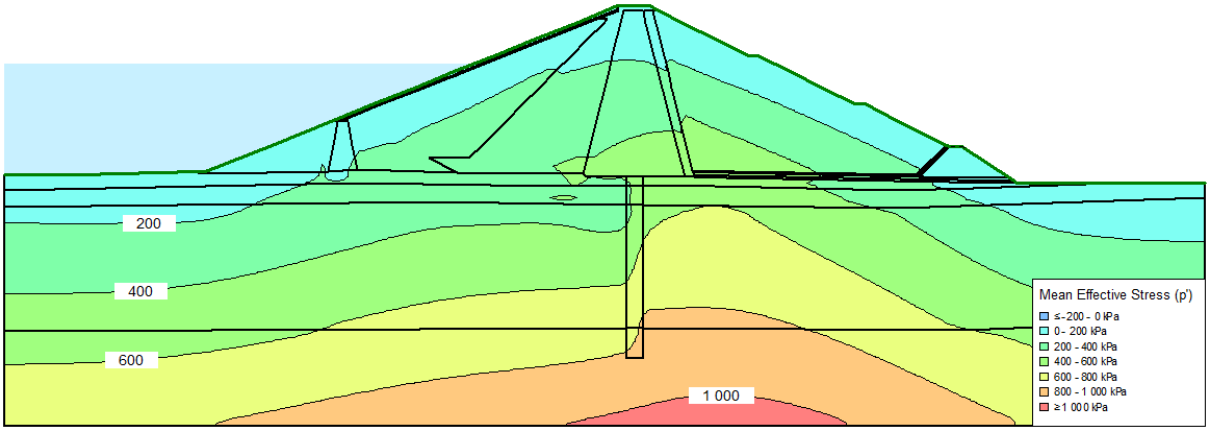



**Figura 7.3 PC3: Campo de tensões médias primeiro patamar de enchimento**

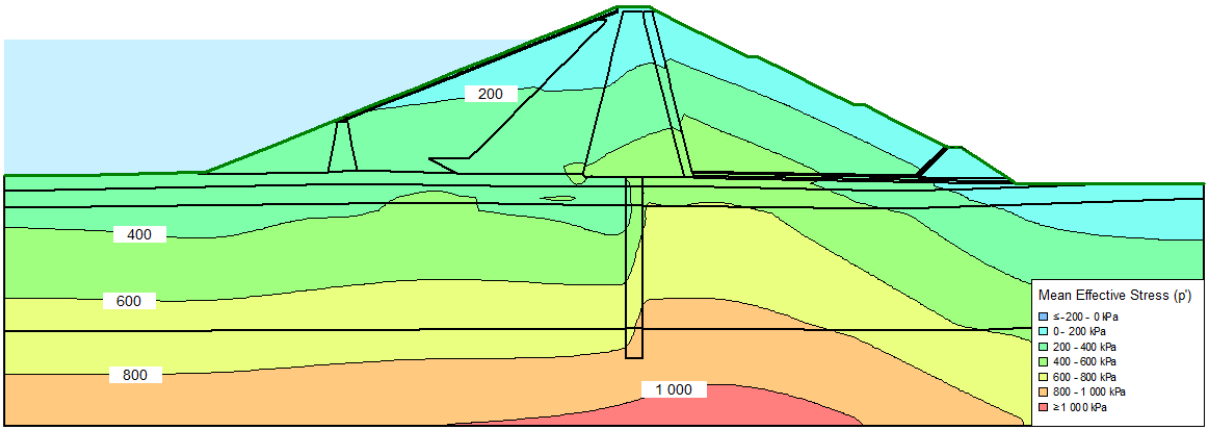



**Figura 7.4 PC3: Campo de tensões médias segundo patamar de enchimento**

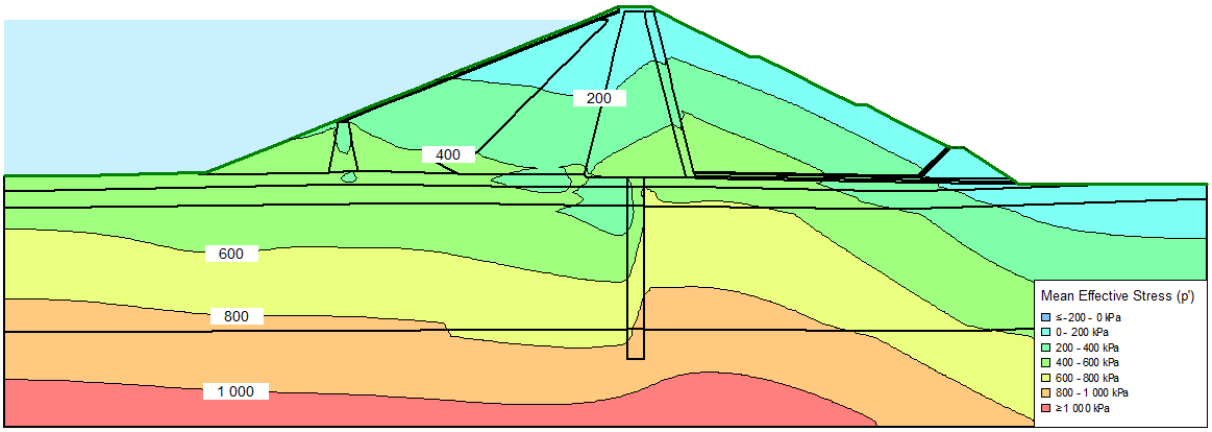



**Figura 7.5 PC3: Campo de tensões médias no NPA**

### 7.3.2 Deslocamentos Verticais

O deslocamento vertical máximo para cada perfil de cálculo é apresentado na Tabela 7.2, apresentando-se na Figura 7.6 à Figura 7.9 os correspondentes perfis de deslocamentos ao longo do eixo da barragem.

**Tabela 7.2 Deslocamentos verticais máximos**

| Perfil de Cálculo | Deslocamento Vertical ($u_y$) |
|---|---|
| PC1 | 72 mm |
| PC2 | 83 mm |
| PC3 | 237 mm |
| PC4 | 164 mm |

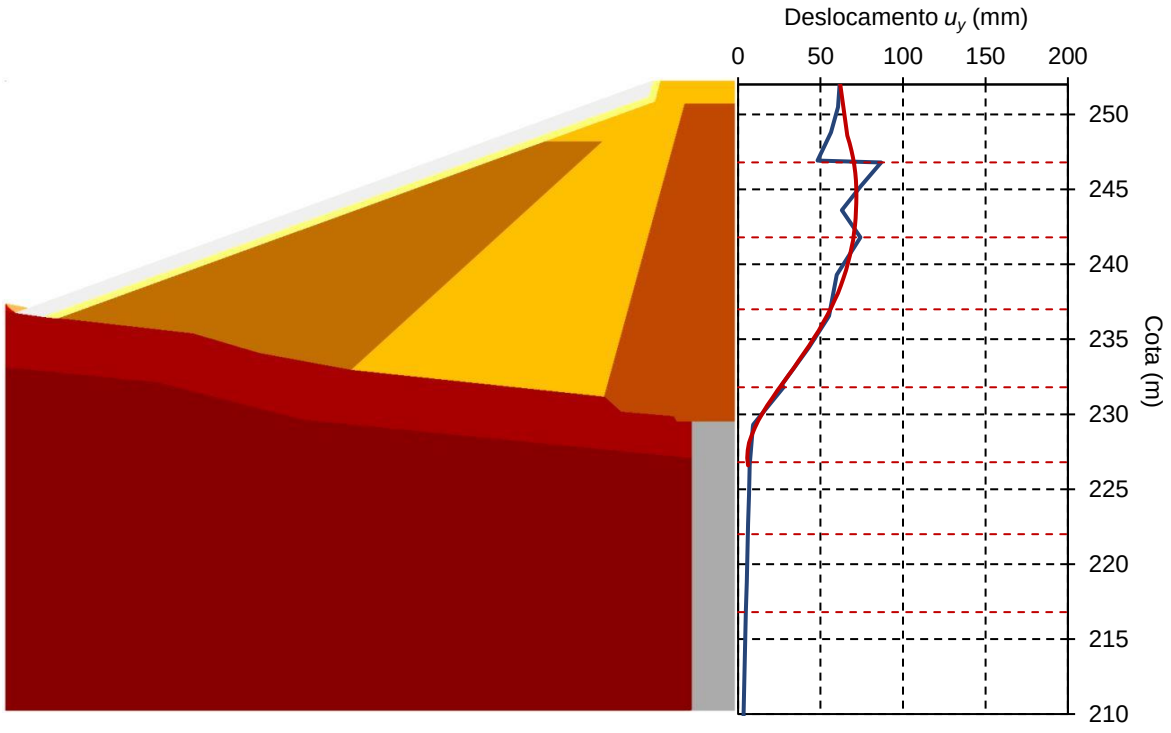



**Figura 7.6 PC1-Deslocamentos verticais, $u_y$, ao longo do eixo do aterro**

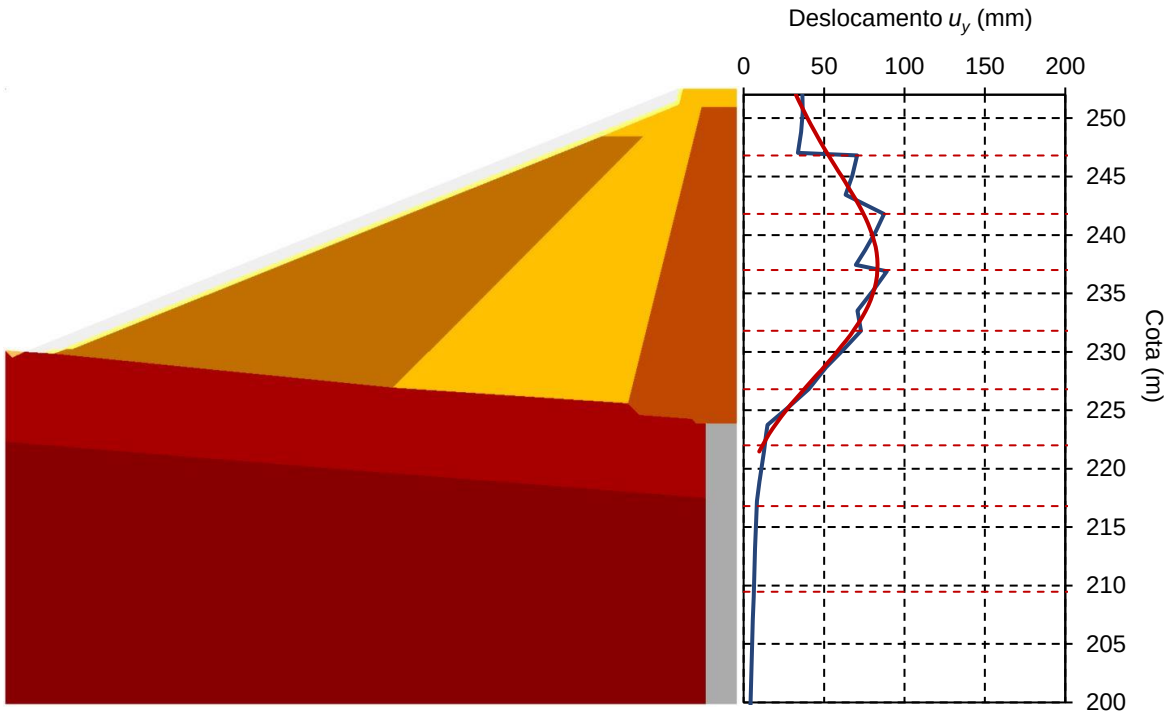



**Figura 7.7 PC2-Deslocamentos verticais, $u_y$, ao longo do eixo do aterro**

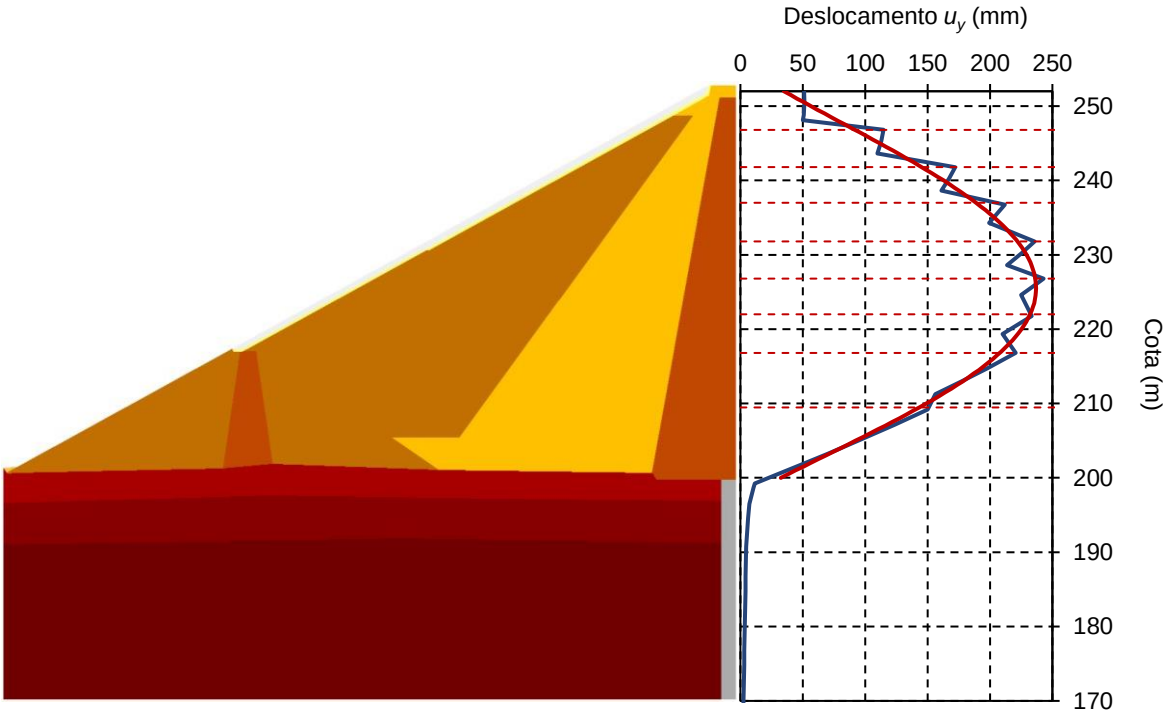



**Figura 7.8 PC3-Deslocamentos verticais, $u_y$, ao longo do eixo do aterro**

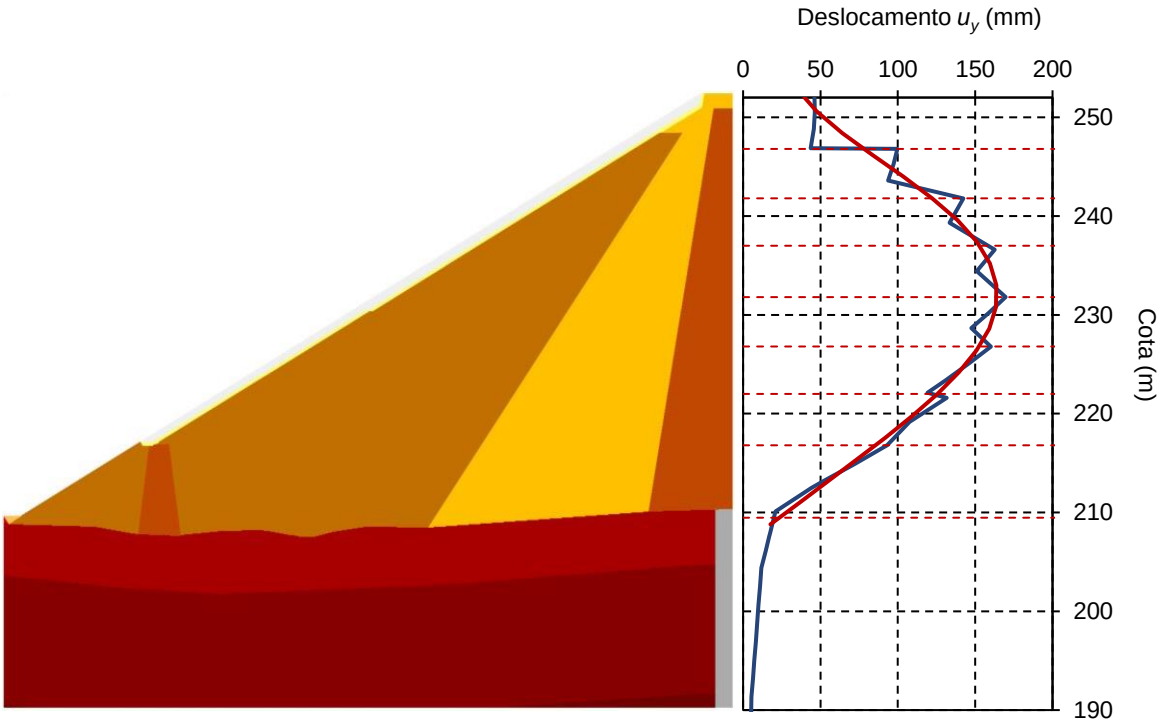



**Figura 7.9 PC2-Deslocamentos verticais, $u_y$, ao longo do eixo do aterro**

### 7.3.3 Deslocamentos Horizontais

O deslocamento horizontal máximo, que é induzido pela pressão da água na albufeira (para o nível de água correspondente ao NPA) é apresentado, para cada perfil, na Tabela 7.2, ilustrando-se na Figura 7.10 à Figura 7.13 os correspondentes perfis de deslocamentos, medidos ao longo do eixo da barragem

**Tabela 7.3 Deslocamentos horizontais máximos**

| Perfil de Cálculo (PC) | Deslocamento Vertical Máximo ($u_{x,máx}$) | Deslocamento Horizontal Coroamento ($u_{x,cor.}$) |
|---|---|---|
| 1 | 19 mm | 19 mm |
| 2 | 21 mm | 19 mm |
| 3 | 106 mm | 106 mm |
| 4 | 74 mm | 74 mm |

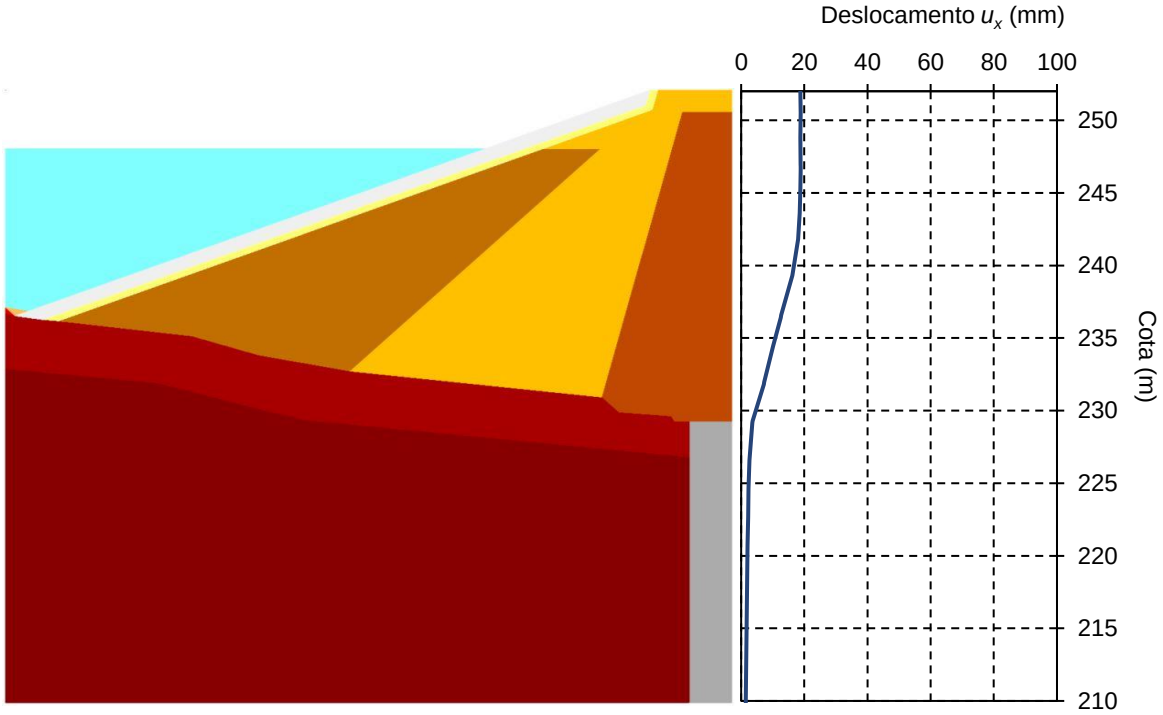



**Figura 7.10 PC1-Deslocamentos horizontais, $u_x$, ao longo do eixo do aterro**

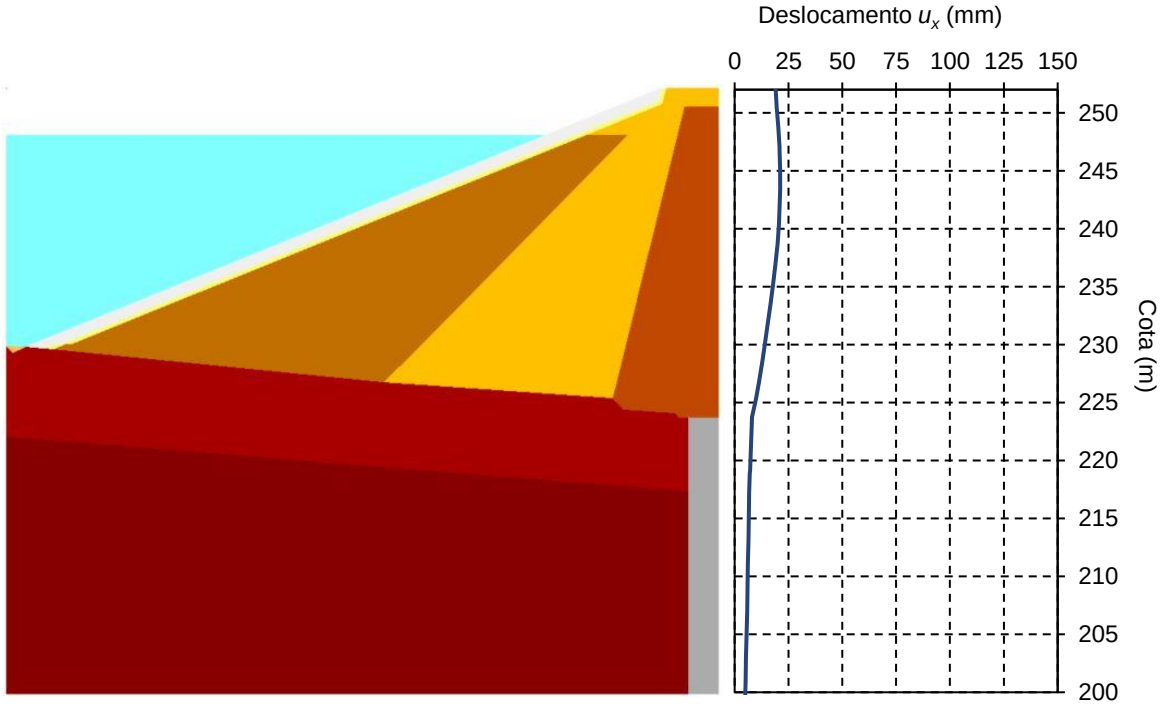



**Figura 7.11 PC2-Deslocamentos horizontais, $u_x$, ao longo do eixo do aterro**

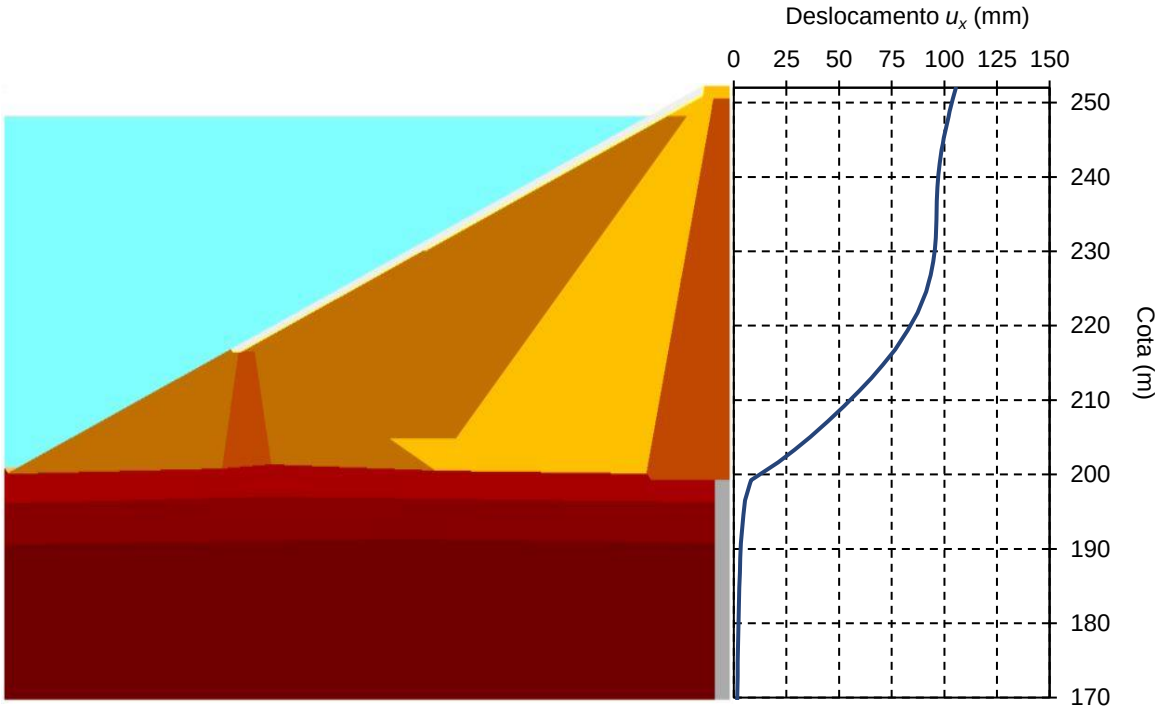



**Figura 7.12 PC3-Deslocamentos horizontais, $u_x$, ao longo do eixo do aterro**

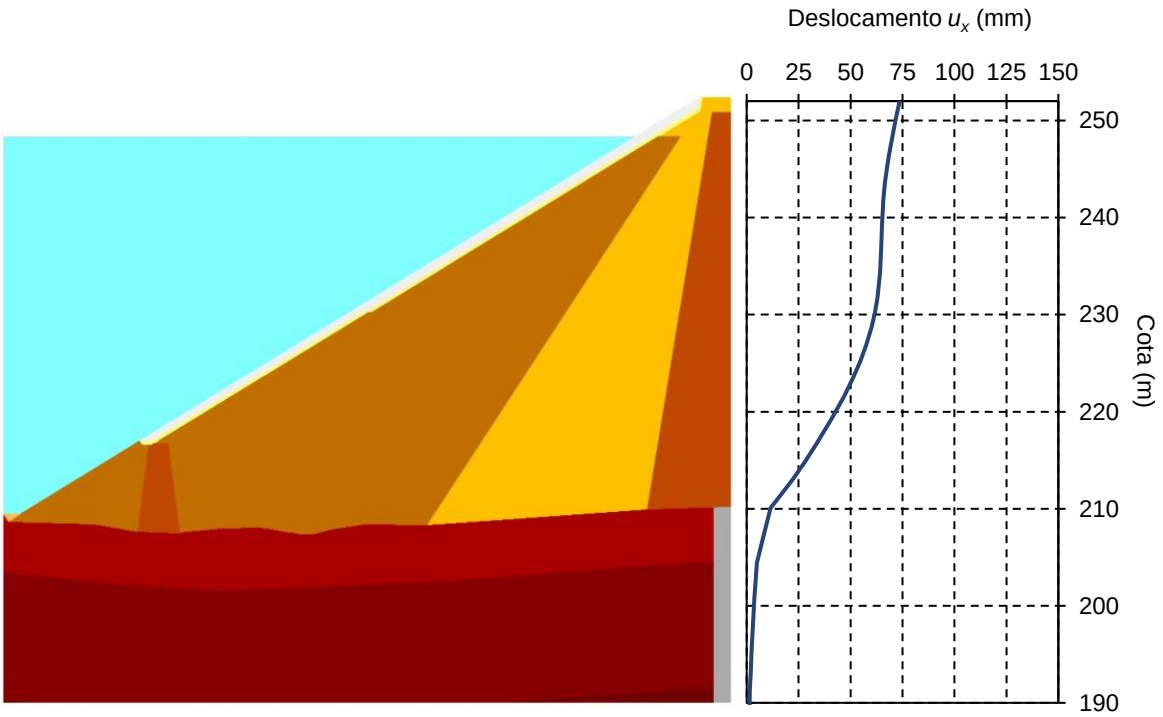



**Figura 7.13 PC4-Deslocamentos horizontais, $u_x$, ao longo do eixo do aterro**

### 7.3.4 Deslocamentos Verticais a Longo Prazo

Como anteriormente referidos os deslocamentos de longo prazo foram estimados considerando formulações empíricas, baseadas na altura da barragem, na espessura do núcleo e no tipo de materiais que dele fazem parte.

Na Figura 7.14 ilustra-se o quadro base adotado para estimação dos assentamentos de longo prazo, extraído de Fell *el al.* (2005)[12], através do qual foram estimados os assentamentos considerando um período de 3 e 10 anos.

O resumo dos valores estimados de assentamento para os perfil de cálculo PC1 a PC4 são, para os referidos períodos, apresentados na Tabela 7.4. Os valores obtidos tiveram como pressuposto um núcleo materializado com recurso a solos de classe SC, segundo a classificação unificada de solos, e com uma espessura (*e*) cumprindo a relação 0,5H≤*e*≤1,0H.

| Core properties | | | Crest settlement (%) *1, *2 | | | Long-term settlement rate*1, *3 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Classification | Core width | Moisture content | 3 years | 10 years | 20 to 25 years | Steady/slow reservoir | Fluctuating reservoir |
| CL/CH | Thin to medium | dry | 0.05 to 0.55 | 0.10 to 0.65 | 0.20 to 0.95 | 0.04 to 0.50 (most <0.26) | 0.09 to 0.57 |
| | | wet | 0.04 to 0.75 | 0.08 to 0.95 | 0.20 to 1.10 | | |
| | | all | 0.02 to 0.75 | 0.10 to 1.0 | 0.5 to 1.0 | | |
| | Thick | (most dry) | | | | | |
| SC/GC | Thin to medium | dry | 0.10 to 0.25 | 0.10 to 0.40 | <0.5 | 0 to 0.26 | 0.06 to 0.37 |
| | | wet | 0.15 to 0.80 | 0.20 to 1.10 | <1.1 | | |
| | | all | 0.05 to 0.20 | 0.10 to 0.35 | 0.10 to 0.45 | | |
| | Thick | (most dry) | | | | | |
| SM/GM | Thin to thick | all | 0.06 to 0.30 | 0.10 to 0.65 | <0.5 to 0.7 | <0.10 | 0.03 to 0.21 |
| Very broad earthfill cores – most CL and dry placed | | | 0.0 to 0.60 | 0.0 to 0.80 | 0.05 to 0.76 | 0.08 & 0.44 | 0.07 to 0.70 (most <0.35) |

Notes: *1 Excludes possible outliers.
*2 Crest settlement as a percentage of the embankment height.
*3 Long-term settlement rate in units of % settlement per log cycle of time (settlement as a percentage of dam height).

**Figura 7.14 Intervalos de variação típicos para assentamentos de longo prazo no coroamento. (Fell, 2005)**

[12] *Fell, R.; MacGregor, P.; Stapledon, D.;Bell G. (2005). Geotechnical Engineering of Dams, Taylor and Francis, London.*

**Tabela 7.4 Deslocamentos horizontais máximos**

| Perfil de Cálculo (PC) | Deslocamento máximo na crista a 3 anos (mm) | Deslocamento máximo na crista a 10anos (mm) |
|---|---|---|
| 1 | 35-184 | 46-253 |
| 2 | 42-224 | 56-308 |
| 3 | 80-424 | 106-583 |
| 4 | 63-336 | 84-462 |

## 7.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Da análise dos resultados obtidos concluiu-se que os deslocamentos verticais máximos ocorrem sensivelmente a meio altura do aterro, como se verifica facilmente pela análise dos perfis de deslocamentos apresentados na Figura 7.6 à Figura 7.9. Para o perfil de maior altura (Figura 4.3), no qual se esperava o maior assentamento vertical, obteve-se uma estimativa de assentamento total máximo de cerca de 24 cm, ocorrente à cota 237m, aproximadamente.

Para a fase de operação não foram estimados deslocamentos verticais através dos modelos estabelecidos, já que, aquando do enchimento, a saturação dos materiais abaixo do nível piezométrico provocará uma redução nas tensões efetivas por via do aumento natural da pressão intersticial. Daí resultará uma redução das tensões efetivas médias atuantes no corpo da estrutura, que resultará no seu empolamento. Como o presente modelo foi desenvolvido com materiais elásticos perfeitamente-plásticos, a rigidez dessa descarga é subestimada. Assim, sendo a magnitude do empolamento altamente influenciada pela rigidez dos materiais no ciclo de descarga, esperam-se deformações de empolamento inferiores às calculadas pelo MEF. Por esse motivo, considera-se que os resultados obtidos neste domínio não representam de forma adequada o comportamento da estrutura e, por tal, não são apresentados.

No que concerne aos deslocamentos horizontais consideraram-se desprezáveis no decorrer das diferentes fases de construção, tendo-se estimado o seu valor para o cenário de pleno armazenamento onde, de facto, comportam significado. Assim, o valor máximo obtido para $u_x$ ocorreu no perfil de cálculo PC3, estimando-se um valor máximo de aproximadamente 11 cm, ocorrente à cota de coroamento.

Por fim, no longo prazo, foram estimados com base em formulações empíricas os deslocamentos que afetarão o núcleo da barragem. A 3 anos a estimativa obtida conduz a assentamentos da ordem dos 35-184mm no PC1, correspondente à secção de menor altura, e 80-424mm na secção PC3, correspondente à secção de maior altura. Idêntica estimação foi efetuada para um período de 10 anos, estimando-se assentamentos da ordem dos 46-253mm e 106-583mm nos perfis de cálculo PC1 e PC3, respetivamente.