



**Universidade de
Aveiro
2011**

Departamento de Engenharia Civil

**Ricardo José da Silva
Santos**

**Aterros ferroviários reforçados com geossintéticos:
modelação numérica**



**Universidade de
Aveiro
2011**

Departamento de Engenharia Civil

**Ricardo José da Silva Santos Aterros ferroviários reforçados com geossintéticos:
Santos modelação numérica**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica da Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação do Doutor António Agostinho Mendonça, Director de Unidade na Soares da Costa, SA

Trabalho realizado no âmbito do projecto:
FCT PTDC/ECM/099087/2008 e COMPETE, FCOMP-01-0124-FEDER-009724.



o júri

presidente

Prof. Aníbal Guimarães da Costa

Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Maria de Lurdes Costa Lopes

Professora Catedrática da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Margarida João Fernandes de Pinho Lopes

Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Dr. António Agostinho Martins Mendonça

Director de Unidade na Soares da Costa

agradecimentos

O meu sincero reconhecimento e agradecimento a todas as pessoas que directa ou indirectamente me apoiaram ao longo da minha vida e do meu curso académico, em particular:

- aos meus pais, em particular à minha mãe pelo seu amor inalcançável;
- à minha irmã, pelo seu apoio incondicional;
- aos meus colegas de curso, e por estes anos magníficos de companheirismo;
- aos professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro por todos os ensinamentos disponibilizados ao longo dos últimos cinco anos;
- à Professora Margarida Lopes e ao Eng. Agostinho Mendonça por todos os conhecimentos, disponibilidade e atenção prestadas, imprescindíveis para a realização deste trabalho.
- à Eng. Castorina Vieira pela disponibilização da chave do programa FLAC 2D.

A todos o meu muito obrigado.

palavras-chave

aterro, reforço, geossintéticos, vias-férreas, alta velocidade, modelação numérica, fluência.

resumo

O presente trabalho pretende contribuir para a melhoria e divulgação da utilização de ferramentas numéricas na análise de estruturas geotécnicas. Em específico na modelação de aterros reforçados com geossintéticos, recorrendo-se à utilização de dois programas de cálculo automático, o programa de elementos finitos PLAXIS 2D e o programa de diferenças finitas FLAC 2D. Ao longo do trabalho compara-se resultados obtidos por ambos os programas, descrevendo-se algumas características singulares de cada.

Aborda-se ainda no presente documento a problemática e a análise dos assentamentos em vias-férreas de alta velocidade, construtivos, imediatos, e por fim os devidos à fluência dos materiais (solos). Esta análise encontra-se englobada num caso prático de estudo, nomeadamente no de uma secção de aterro típica da linha de alta velocidade, a realizar em Portugal entre Poceirão e Caia.

Neste trabalho foi ainda analisada e comparada a regulamentação nacional e a regulamentação europeia que especifica as acções a considerar para o tráfego ferroviário.

Com a elaboração deste trabalho, foi possível verificar, no entanto com alguma salvaguarda que apesar do regulamento português ter sido elaborado anteriormente à problemática da alta velocidade, a sua aplicação em soluções geotécnicas de alta velocidade contínua adequada.

Em relação à modelação numérica utilizando o FLAC 2D, denota-se que este pode ser uma componente importante de auxílio na análise de fenómenos mais complexos, como a fluência do solo. No entanto a caracterização adequada dos parâmetros que definem o modelo de comportamento de fluência do solo são extremamente importantes para a obtenção de dados fidedignos.

Verifica-se ainda, que os programas de cálculo automático apresentam algumas dificuldades na modelação de modelos mais complexos e de elementos mais específicos como os de reforço.

keywords

embankment, reinforcement, geosynthetics, railways, high speed, numerical analysis, creep.

abstract

This paper aims to contribute to the improvement and spreading the use of numerical tools in the analysis of geotechnical structures. Particularly, the modeling of reinforced embankments with geosynthetics. Two numerical programs were used for the calculations, the finite elements program PLAXIS 2D and the finite differences program FLAC 2D. Along the realization of the work the results obtained by both programs were compared, describing some unique characteristics of each of them.

In this document different types of settlements in high-speed railways were analyzed: construction settlements, immediate settlements, and finally those due to the creep of materials (soils). This analysis is enclosed in a practical case study, in particular a typical embankment section to be built in Portugal in high-speed line, between Poceirão and Caia.

In this work the national legislation and the European regulations that specify actions to be considered for rail traffic were also analyzed and compared.

With the development of this work, was possible, however with some caution that although the Portuguese regulation was written before the issue of high speed, their application in geotechnical solutions for high-speed is valid.

The numerical modeling using FLAC 2D, shows that this can be an important aid in the analysis of more complex phenomena such as soil creep. However, the appropriate characterization of the parameters that define the model behavior of soil creep is extremely important to obtaining reliable results.

These automatic programs exhibit some difficulties in the modeling of more complex problems, especially when elements such as reinforcement exist.

Índice

Índice	i
Índice de Figuras	v
Índice de Quadros	xi
Lista de Símbolos	xiii
Considerações Iniciais	1
1. Vias-Férreas	5
1.1. Introdução	5
1.2. Plataforma Ferroviária	6
1.3. Aspectos Regulamentares no Dimensionamento	6
1.4. Análise Estática	8
1.4.1. Regulamentação Nacional	8
1.4.1.1. Cargas Verticais	8
1.4.1.2. Coeficiente Dinâmico	9
1.4.2. Regulamentação Europeia	9
1.4.2.1. Critérios para a Realização de uma Análise Estática	9
1.4.2.2. Cargas Verticais	10
1.4.2.3. Coeficiente Dinâmico	11
2. Modelos de Comportamento de Solos	13
2.1. Introdução	13
2.2. Modelo de Mohr-Coulomb	15
2.3. Modelo de Fluência	16
3. Cálculo das Deformações no Solo	19
3.1. Introdução	19
3.2. Problema de Solução Analítica Conhecida	20
3.3. Cálculo Analítico da Deformação Elástica	22
4. Geossintéticos	25
4.1. Introdução Histórica	25
4.2. Definições e Princípios	25
4.3. Funções	26
4.4. Geotêxteis, Geogrelhas, Geocompósitos de Reforço e Geocélulas	26
4.5. Propriedades Mecânicas	27
4.5.1. Comportamento à Tração	27
4.5.2. Resistência ao Punçamento e Resistência ao Rasgamento	28
4.6. Durabilidade dos Geossintéticos	29
4.6.1. Cargas Estáticas	29
4.6.2. Cargas Dinâmicas	30
4.6.3. Considerações de Dimensionamento	30
4.7. Aplicações de Geossintéticos	30
4.7.1. Principais Aplicações	30
4.7.2. Novas Aplicações	32
4.7.3. Geossintéticos Inteligentes	33
4.7.3.1. Princípios	33
4.7.3.2. Sistemas de Monitorização	33
5. Reforço de Solos com Geossintéticos	35
5.1. Introdução	35
5.2. Princípios Teóricos de Reforço	35

5.2.1.	Comportamento do Solo Reforçado	35
5.2.2.	Interacção Solo-Reforço	37
5.3.	Considerações Gerais Sobre Métodos de Dimensionamento	37
6.	Casos de Estudo da Bibliografia	39
7.	Ferramentas Numéricas Utilizadas	45
7.1.	Introdução	45
7.2.	PLAXIS 2D	45
7.2.1.	Descrição Geral	45
7.2.2.	Geometria	47
7.2.3.	Elemento “Plate”	47
7.2.4.	Elemento “Geogrid”	48
7.3.	FLAC 2D	50
7.3.1.	Descrição Geral	50
7.3.2.	Geometria	51
7.3.3.	Elemento “Beam”	51
7.3.4.	Elemento “Cable”	51
7.3.5.	Módulo de Fluência	53
7.3.5.1.	Modelo de Fluência Burger e Mohr-Coulomb	54
8.	Validação e Calibração dos Programas de Cálculo Automático	61
8.1.	Introdução	61
8.2.	Validação – Aterro Carregado Verticalmente	61
8.2.1.	Descrição do Problema	61
8.2.2.	Análise	63
8.3.	Calibração – Muro Reforçado com Geossintéticos	66
8.3.1.	Descrição do Problema	66
8.3.2.	Análise	68
9.	Caso Prático	73
9.1.	Introdução	73
9.2.	Enquadramento Geológico, Geomorfológico e Hidrogeológico	73
9.3.	Aterro em Estudo	75
9.4.	Análise Estática	76
9.4.1.	Introdução	76
9.4.2.	Criação do Modelo Numérico	77
9.4.3.	Propriedades dos Solos e Reforços	78
9.4.4.	Cargas de Dimensionamento	79
9.4.5.	Importância da Malha	82
9.4.6.	Faseamento Construtivo	82
9.4.7.	Aterro sem Reforço	84
9.4.7.1.	Introdução	84
9.4.7.2.	Carregamento Distribuído – RSA (1986)	85
9.4.7.3.	Carregamento Distribuído – EN 1991-2 (2003)	90
9.4.7.4.	Análise	93
9.4.8.	Aterro com Reforço	94
9.4.8.1.	Introdução	94
9.4.8.2.	Carregamento Distribuído	95
9.5.	Fluência	98
9.5.1.	Introdução	98
9.5.2.	Criação do Modelo Numérico	98
9.5.3.	Propriedades dos Solos e Reforços	98
9.5.4.	Aterro Sem Reforço	100

9.5.5. Aterro Com Reforço	103
10. Considerações Finais	107
11. Trabalhos Futuros	109
Referências Bibliográficas.....	111

Índice de Figuras

Figura 1 - Componentes de uma plataforma ferroviária [adaptado de Selig & Waters (1994)]. . 6	
Figura 2 - Defeito geométrico na via [adaptado de Ebersöhn (1995) citado por Fortunato (2005)].	7
Figura 3 - Valores característicos das cargas verticais: a) modelo de carga 71 (Load Model 71); b) modelo de carga SW/2 (Load Model SW2).	10
Figura 4 - Distribuição longitudinal da carga vertical pontual [adaptado da EN1991-2 (2003)].	11
Figura 5 - Variação do valor do coeficiente dinâmico tendo em conta o comprimento de referência, para os vários tipos de manutenção da via.....	12
Figura 6 - Modelos de comportamento: a) elástico linear; b) elástico não-linear [adaptado de Fernandes (2006)]......	13
Figura 7 - Modelos de comportamento: a) elastoplástico; b) elastoplástico perfeito [adaptado de Fernandes (2006)]......	14
Figura 8 - Modelos de comportamento de solo ideais [adaptado de Figura & Teixeira (2007)].	14
Figura 9 - Esquema da envolvente de Mohr-Coulomb e da rotura pontual [adaptado de PLAXIS 2D (2002)].	15
Figura 10 - Caracterização das várias fases de fluência [adaptado de Crosta & Agliardi (2003)].	16
Figura 11 - Comportamento de fluência em função da tensão desviatória [adaptado de Crosta & Agliardi (2003)].	17
Figura 12 - Fases de comportamento do assentamento devido a um carregamento vertical.....	20
Figura 13 - Carregamento de um maciço estratificado e elástico [adaptado de Fernandes (2006)].	21
Figura 14 - Esquema representativo de uma pressão uniforme sobre uma faixa de comprimento infinito num meio semi-indefinido, elástico e homogêneo carregado à superfície [adaptado de Fernandes (2006)]......	22
Figura 15 - Deformação vertical sob o vértice de uma região rectangular uniformemente carregada.....	23

Figura 16 - Representação esquemática das principais funções que um geossintético pode desempenhar (NP EN ISO 10318 (2010): a) drenagem; b) filtragem; c) protecção; d) reforço; e) separação; f) controlo da erosão superficial; g) barreira.	26
Figura 17 - Geotêxteis: a) tecido, b) não tecido; Geogrelhas com juntas: c) integrais- uniaxial, d) integrais- biaxial, e) integrais- triaxial, f) termo- soldadas, g) tecidas, h) soldadas a laser; Geocompósitos de reforço: i) geotêxtil não tecido reforçado com grelha em aramida; j) Geocélulas.	27
Figura 18 - Comportamento em tracção típico de alguns geossintéticos [Müller-Rochholz (2000) citado por Pinho-Lopes & Lopes (2010)].	28
Figura 19 - Representação esquemática das principais aplicações de um geossintético NP EN ISO 10318 (2010): a) reservatórios e barragens; b) depósitos de resíduos líquidos; c) depósitos de resíduos sólidos; d) canais; e) obras rodoviárias; f) obras ferroviárias; g) fundações e estruturas de suporte; h) sistemas de controlo de erosão; i) túneis e estruturas subterrâneas; j) sistemas de drenagem.	31
Figura 20 - Reforço em vias-férreas: a) reforço pelo balastro b) aterros, c) viaduto [Jones (1996)] e d) aproximação de ponte [Reid & Buchanan (1984)].	31
Figura 21 - Exemplos de geossintéticos; a) geocompósito com função de reforço, drenagem, separação e filtração; b) geossintético inteligente; c) geossintético activo.	32
Figura 22 - Efeito das tensões num elemento de solo: a) não reforçado; b) reforçado [adaptado de BS 8006 (1995)].	36
Figura 23 - Solução de reforço do troço do IP3, [adaptado de Mendonça (2004)].	40
Figura 24 - Deslocamentos: a) horizontais e verticais da face durante o serviço da estrutura; b) internos horizontais dos taludes segundo os inclinómetros [Mendonça (2004)].	40
Figura 25 - Comparação das extensões horizontais nos reforços e na face [Mendonça (2004)].	41
Figura 26 - Deslocamentos horizontais tendo em conta o modelo numérico [Lee, et al. (2006)].	42
Figura 27 - Esquema do trecho de 4km da via-férrea Qinghai-Tibet [Dai, et al. (2010)].	43
Figura 28 - Exemplo de modelos de elementos finitos: a) modelo axissimétrico; b) modelo plano.	46
Figura 29 - Direcção das componentes de tensão positivas.	46
Figura 30 - Posição de nós e de pontos de tensão em elementos triangulares no PLAXIS 2D: a) 6 nós; b) 15 nós.	47

Figura 31 - Posição dos nós e pontos de tensão no PLAXIS 2D: a) malha triangular de 6 nós; b) malha triangular de 15 nós.....	48
Figura 32 - Esquema da definição de zonas e de pontos de cálculos assumidos pelo FLAC 2D.	50
Figura 33 - Representação do mecanismo de interacção entre o elemento de reforço e o meio circundante [Itasca (2005)]......	52
Figura 34 - Comportamento do “grout” para elementos de cabo [Itasca (2005)]......	53
Figura 35 - Esquema do modelo de comportamento de fluência Burguer e Mohr-Coulomb [adaptado de Bonini, <i>et al.</i> (2003)]......	54
Figura 36 - Relação tensão deformação e equações de e modelos elementares de comportamentos usados em modelos de fluência [Liingaard, <i>et al.</i> (2004) citado por Wang (2010)].	55
Figura 37 - Configuração geométrica do aterro carregado verticalmente.	62
Figura 38 - Evolução dos deslocamentos verticais, u_y com o comprimento da área carregada, segundo a teoria da elasticidade.	63
Figura 39 - Pormenor de pontos de tensão do aterro carregado verticalmente, PLAXIS 2D.....	64
Figura 40 - Assentamentos verticais à superfície sob a área carregada obtidos com os programas de cálculo automático – influência do refinamento da malha.	65
Figura 41 - Valor das Tensões Finais $\sigma_{y,final}$, $\sigma_{x,final}$, $\sigma_{z,final}$	66
Figura 42 - Malha de diferenças finitas relativa ao exemplo numérico apresentado por Ho & Rowe (1996) [adaptado de Bathurst & Hatami (1998)].	68
Figura 43 - Diagrama de momentos do painel, na fase final.	69
Figura 44 - Comparação dos deslocamentos horizontais do muro reforçado com geossintéticos.	70
Figura 45 - Comparação dos valores dos esforços máximos de tracção nos reforços.....	71
Figura 46 - Extracto da Carta Geológica de Portugal. Pormenor do Anexo 5	74
Figura 47 - Esquema das vias-férreas do troço Poceirão – Caia [adaptado de Prémio Talento (2011)].	75
Figura 48 - Ilustração dos casos de carga: a) carga linear uniformemente distribuída no eixo da via; b) carga distribuída ao longo da plataforma.	80

Figura 49 - Deslocamentos verticais à superfície tendo em conta as várias fases construtivas consideradas – PLAXIS 2D.....	83
Figura 50 - Deslocamentos verticais máximos obtidos para o faseamento construtivo realizado em camadas de solo de 0,25m.	84
Figura 51 - Deslocamentos verticais à superfície tendo em conta o RSA (1983) para os vários casos de carregamento, e para o caso paramétrico base - FLAC 2D.....	86
Figura 52 - Deslocamentos verticais à superfície tendo em conta o RSA (1983) para os vários casos de carregamento, e para o caso paramétrico base - PLAXIS 2D.....	86
Figura 53 - Envolvente dos deslocamentos verticais à superfície tendo em conta o RSA (1983) para os vários casos de carregamento, como casos paramétricos - PLAXIS 2D e FLAC 2D....	87
Figura 54 - Deslocamentos verticais à superfície devido ao faseamento construtivo mais os devidos aos vários casos de carga tendo em conta o RSA (1983) e para o caso paramétrico base - FLAC 2D.....	88
Figura 55 - Envolvente dos deslocamentos verticais à superfície devido ao faseamento construtivo mais os devidos aos vários casos de carga tendo em conta o RSA (1983) e para os vários casos paramétricos - FLAC 2D.....	89
Figura 56 - Deslocamentos máximos verticais à superfície tendo em conta as envolventes dos diferentes casos paramétricos e para a consideração dos assentamentos devidos apenas ao carregamento e devidos ao carregamento mais o faseamento construtivo - FLAC 2D.....	89
Figura 57 - Deslocamentos verticais à superfície tendo em conta a EN1991-2 (2003) para os vários casos de carregamento, e para o caso paramétrico base - FLAC 2D.....	90
Figura 58 - Envolvente dos deslocamentos verticais à superfície tendo em conta EN1991-2 (2003) para os vários casos de carregamento, como casos paramétricos - FLAC 2D.....	91
Figura 59 - Deslocamentos verticais à superfície devido ao faseamento construtivo mais os devidos aos vários casos de carga tendo em conta a EN1991-2 (2003) e para o caso paramétrico base - FLAC 2D.....	91
Figura 60 - Envolvente dos deslocamentos verticais à superfície devido ao faseamento construtivo mais os devidos aos vários casos de carga tendo em conta a EN1991-2 (2003) e para os vários casos paramétricos - FLAC 2D.	92
Figura 61- Deslocamentos máximos verticais à superfície tendo em conta as envolventes dos diferentes casos paramétricos e para a consideração dos assentamentos devidos apenas ao carregamento e devidos ao carregamento mais o faseamento construtivo - FLAC 2D.....	92
Figura 62 - Envolvente dos deslocamentos verticais à superfície devido aos vários casos de carga tendo em conta o RSA (1983) a EN1991-2 (2003) e para os vários casos paramétricos - FLAC 2D.	93

Figura 63 - Envolventes dos deslocamentos máximo para o caso paramétrico base e para a situação com e sem reforço.....	95
Figura 64 - Deslocamentos verticais para a situação de reforço com apenas um nível de reforço e para o caso de carregamento RSA_6+650-10.....	95
Figura 65 - Diagrama de esforço axial no elemento de reforço e para o caso de carregamento RSA_6+650-10 (pormenor do Anexo 15).....	96
Figura 66 - Deslocamentos verticais para a situação sem reforço, com reforço de 1 e 5 níveis de reforço.....	96
Figura 67 - Deslocamentos verticais para a situação sem reforço, com inclusão de 1, 5 e 24 níveis de reforço.	97
Figura 68 - Envolvente de assentamentos estimados devidos a consolidação secundária.	101
Figura 69 - Deslocamentos verticais à superfície do aterro devido à fluência ao fim de 6, 16, 32 e 64anos – aterro não reforçado.....	102
Figura 70 - Deslocamentos verticais à superfície do aterro devido à fluência para 6, 16, 32 e 64anos (situação sem reforço).	103
Figura 71 - Deslocamentos verticais à superfície do aterro devido à fluência ao fim de 6, 16, 32 e 64anos – aterro reforçado com 24 camadas de geogrelha.	104
Figura 72 - Deslocamentos verticais à superfície do aterro devido à fluência para 6, 16, 32 e 64anos (situação com reforço).....	104

Índice de Quadros

Quadro 1 - Tipos de técnicas de reforço de solos.....	36
Quadro 2 - Características do material de aterro [adaptado de Mendonça & Lopes (2006)].....	40
Quadro 3 - Características do aterro carregado verticalmente.....	62
Quadro 4 - Resultados do cálculo analítico para as tensões no ponto P	63
Quadro 5 - Características das malhas utilizadas nos programas de cálculo automático para simular o aterro carregado verticalmente.	64
Quadro 6 - Tensões no ponto P obtidas através dos programas de cálculo automático.....	65
Quadro 7 - Diferença em percentagem das tensões e deslocamentos face ao cálculo analítico. 66	
Quadro 8 - Características dos materiais de aterro, da face e da interface solo-face – Muro reforçado com geossintéticos.....	67
Quadro 9 - Características do material de reforço – Muro reforçado com geossintéticos.	67
Quadro 10 - Características numéricas da malha usada para o caso do muro em solo reforçado com geossintéticos.....	69
Quadro 11 - Valores numéricos e diferença em percentagem dos deslocamentos face aos valores apresentados por Ho & Rowe (1996), aos 6m de altura do painel.....	70
Quadro 12 - Características dos materiais de aterro, consoante o caso paramétrico - km6+650.	79
Quadro 13 - Características do material de reforço, consoante o caso paramétrico - km6+650.79	
Quadro 14 - Casos de carga tendo como base o RSA (1983).....	81
Quadro 15 - Casos de carga tendo como base a EN1991-2 (2003).....	81
Quadro 16 - Características numéricas da malha usada para o caso do aterro sem reforço, km6+650.....	85
Quadro 17 - Deslocamentos máximos verticais, devidos apenas ao carregamento para as várias envolventes como casos paramétricos de estudo - RSA (1983).....	88
Quadro 18 - Deslocamentos máximos verticais, devidos apenas ao carregamento para as várias envolventes como casos paramétricos de estudo - EN1991-2 (2003).....	91
Quadro 19 - Deslocamentos máximos verticais, devidos apenas ao carregamento para as várias envolventes como casos paramétricos de estudo -RSA (1983) e EN1991-2 (2003).....	93

Quadro 20 - Características numéricas da malha e reforço usada para o caso do aterro reforçado, km6+650.....	94
Quadro 21 - Parâmetros caracterizadores do modelo de fluência Burguer e Mohr-Coulomb. ..	99
Quadro 22 - Valores típicos do coeficiente de consolidação secundária para diferentes tipos de solo [adaptado de Prasad (2010)].	101
Quadro 23 - Características dos parâmetros do modelo de fluência Burguer e Mohr-Coulomb, tanto para o presente caso de estudo como para outros casos de estudo.	102
Quadro 24 - Variação e análise dos valores dos assentamentos verticais obtidos devidos à fluência.	105

Lista de Símbolos

a	distância ao eixo entre travessas
b	zona de influência da carga vertical
B'	largura efectiva
c	coesão
c'	coesão efectiva
d_{eq}	espessura equivalente
e_{ij}	deformação desviatória
E	módulo de elasticidade
F	força
FR_{DDI}	factor redutor devido à danificação em obra
FR_{FLU}	factor redutor devido à fluência
FR_{DQ}	factor redutor devido à danificação química
FR_{DB}	factor redutor devido à degradação biológica
I_1, I_2	factores que dependem da geometria da área carregada
I_f	factor que depende da profundidade de aplicação da carga
I_s	número real, função da geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento
l_ϕ	comprimento de referência que depende da deformabilidade dos elementos da via
LL	limite de liquidez
LP	limite de plasticidade
IP	índice de plasticidade
L'	comprimento efectivo
M	massa não suspensa
K_0	coeficiente de impulso em repouso
q_{vk}	força vertical pontual característica
q_{vi}	força vertical pontual devido ao modelo de carregamento
Q_{vk}	força vertical distribuída característica
s	assentamento total
s_i	assentamento imediato
s_c	assentamento por consolidação primária
s_s	assentamento por consolidação secundária ou fluência
S_{ij}	tensão desviatória
t	tempo
T_{Rd}	força de tracção resistente
T_{ult}	força de tracção última
u	componente de deslocamento
u_y	deslocamentos verticais
\dot{u}	componente de velocidade
\ddot{u}	componente de aceleração
v	velocidade
w_{opt}	teor óptimo de humidade
γ	peso volúmico
δ_h	expansão lateral para a situação não reforçada
δ_{hr}	expansão lateral para a situação reforçada
δ_v	expansão vertical para a situação não reforçada
δ_{vr}	expansão vertical para a situação reforçada
ε	deformação
ε^e	deformação elástica

ε^p	deformação plástica
ε_0	deformação instantânea
ν	coeficiente de Poisson
σ_0	tensão inicial
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	tensões totais principais máxima, intermédia e mínima
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	tensões totais na direcção dos eixos dos xx, yy, e zz
σ_{ij}	tensão total
σ'_r	tensão efectiva de rotura
τ_r	tensão tangencial ou de corte de rotura
ϕ	ângulo de atrito
ϕ'	ângulo de atrito efectivo
Φ_{din}	coeficiente dinâmico
$\Phi_{din,2}$	coeficiente dinâmico: esforço transversal - RSA (1983) : manutenção cuidada - EN1991-2 (2003)
$\Phi_{din,3}$	coeficiente dinâmico: restantes casos - RSA (1983) : manutenção convencional - EN1991-2 (2003)

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O acesso sustentado a matérias-primas, no que respeita a solos de boa qualidade, tem vindo a decrescer devido a questões de carácter técnico e económico. A necessidade da utilização dos solos onde se intervém surge assim espontaneamente. No entanto, há que prever que o solo em causa pode não corresponder às exigências técnicas prescritas para executar o que se pretenda. Estas exigências podem ir desde a necessidade de uma melhor capacidade no que respeita à resistência de cargas de valor mais elevado, como a um melhor comportamento em relação a deformações e assentamentos.

A aplicação de geossintéticos em obras de engenharia surge assim como opção natural, uma vez que permite, além de uma fácil e rápida instalação, a utilização de solos que tradicionalmente não seriam considerados adequados, quer como materiais de aterro, quer como materiais de fundações das mais variadas estruturas. O campo de aplicação, no que respeita a estruturas de engenharia, percorre desde aterros reforçados, muros de suporte, taludes, aterros de resíduos, estruturas de controlo de protecção e de erosão costeira a aplicações rodoviárias e vias-férreas. Este tipo de aplicações, devido às suas vantagens evidentes, tem assim sofrido nos últimos tempos um grande crescimento.

O presente documento aborda principalmente esta última aplicação, correspondendo mais fielmente à modelação numérica de aterros de vias-férreas reforçados com geossintéticos, em especial para os casos de vias de alta velocidade. Esta aplicação apresenta, comparativamente às mais usuais, como as aplicações rodoviárias, um grau de severidade acrescido, pelo facto dos materiais granulares aí utilizados possuírem características de maior agressividade e pelo facto de as cargas aplicadas serem de magnitude mais elevada.

Deve-se ainda referir que, ao contrário das demais aplicações, surge ainda uma preocupação acrescida quanto aos assentamentos. As limitações de assentamentos em vias-férreas de alta velocidade são de extrema importância, pois, caso tal não aconteça, além de se pôr em causa questões no que se refere à qualidade da utilização, também se pode pôr em causa a segurança, funcionalidade e, mesmo em último caso, a estabilidade da própria infra-estrutura. Deve-se ainda acrescentar as questões de teor económico, como a necessidade de minimizar os custos de manutenção e exploração das vias.

A problemática da limitação dos assentamentos, será enquadrada num caso de estudo prático, ao abrigo do concurso “Prémio Talento (2011)” realizado pela Grupo Soares da Costa.

A presente tese encontra-se dividida em 11 capítulos, no primeiro enquadra-se o tema da alta velocidade tanto na Europa como em Portugal. Levantam-se ainda neste ponto algumas questões que são analisadas mais à frente, tal como a necessidade de controlar os assentamentos das plataformas ferroviárias de alta velocidade, e é ainda descrita a regulamentação aplicável, como as considerações a ter em conta para o caso da análise estática.

No segundo capítulo, modelos de comportamento de solos, descreve-se sumariamente o modelo de comportamento utilizado nas análises numéricas e apresenta-se a problemática do comportamento de fluência dos solos.

O terceiro capítulo, apresenta alguns conceitos teóricos, nomeadamente os que se baseiam no cálculo dos assentamentos. A realização deste capítulo prende-se com a necessidade de dotar de conteúdo teórico o presente documento para a posterior validação dos programas de cálculo automático usados.

No que se refere ao quarto e quinto capítulos, respectivamente, Geossintéticos e Reforço de Solos com Geossintéticos, pretende-se enquadrar historicamente este tipo de reforço e apresentar-se as suas vantagens e desvantagens, sendo ainda feitas algumas considerações sobre o dimensionamento destes materiais. Esta descrição é sempre enquadrada e analisada num campo de aplicação mais restrito, nomeadamente o de reforço de solos. Pretende-se ainda ir um pouco mais além, no que se refere ao tema deste trabalho, no entanto, não fugindo ao fulcral. Abordam-se assim temas como a existência de novas aplicações de geossintéticos e a integração destes em sistemas de monitorização de vias-férreas, no que respeita a assentamentos.

Na realização do sexto capítulo, efectuou-se um levantamento de casos de estudo que apesar de não estarem relacionadas directamente com vias-férreas, apresentam algumas semelhanças nas técnicas de reforço, na modelação numérica e na monitorização necessária num reforço deste tipo. Esta opção, deve-se ao facto de na bibliografia existente, o reforço de vias-férreas passar quase sempre pelo reforço da mesma, mas, na camada de balastro ou mesmo ainda a um reforço associado a aterros realizados sobre solos moles, o que não é o caso de estudo do presente documento.

No sétimo capítulo realiza-se a descrição dos programas de cálculo automático utilizados nas modelações numéricas ao longo da presente tese. Realiza-se ainda a descrição dos elementos utilizados na modelação numérica como algumas considerações específicas de cada programa. No caso particular do programa de cálculo automático FLAC 2D, descreve-se

ainda o modelo de fluência utilizado na análise do caso prático para a determinação dos assentamentos por fluência.

Antes de analisar o caso prático em apreço, considerou-se essencial validar as ferramentas numéricas. Para isso recorreu-se à análise de problemas com soluções conhecidas através das ferramentas numéricas, capítulo 8.

No nono capítulo analisa-se a problemática dos assentamentos e da limitação dos mesmos aplicado a um caso prático, nomeadamente, a uma secção de aterro típica da linha férrea de alta velocidade a realizar entre Poceirão e Caia tendo em conta a regulamentação anteriormente descrita.

No Capítulo 10 realiza-se uma síntese dos resultados obtidos ao longo das várias modelações numéricas e apresenta-se algumas conclusões.

Por fim, no último capítulo referem-se alguns trabalhos, que teriam bastante interesse, a desenvolver no futuro e relacionados com a temática da presente tese que a limitação de tempo não permitiu abordar.

1. VIAS-FÉRREAS

1.1. Introdução

O transporte ferroviário aquando do seu início no período da revolução industrial teve uma importância fulcral na promoção do desenvolvimento económico dos países onde este era realizado. Hoje a rede de comboios de alta velocidade torna-se num elemento necessário para o desenvolvimento global das infra-estruturas de transportes, dadas as perspectivas de crescente mobilidade humana na Europa Comunitária no fim deste século. A velocidade e as novas possibilidades oferecidas por este tipo de comboios apresentam-se como alternativa ao transporte aéreo, num espaço como o europeu que enfrenta dificuldades em termos de congestionamento aéreo, afectação do ambiente e afastamento dos aeroportos em relação aos centros das cidades. Apontam-se, para além de razões de ordem económica e financeira, razões ambientais, energéticas, de congestionamento, mobilidade e de segurança, como causas fundamentais para o desenvolvimento do transporte ferroviário de alta velocidade. Este pode oferecer vantagens competitivas no que respeita a tempos de percurso, conforto, frequência, fiabilidade e segurança.

Países europeus como Alemanha, França, Itália e Espanha têm nos últimos anos realizados esforços na realização e melhoramento da sua rede de alta velocidade. Portugal, apesar de alguns avanços e recuos registados, encontra-se também neste momento a implementar a sua rede ferroviária de alta velocidade. Trata-se de um empreendimento de grande importância para o desenvolvimento do país, que mobiliza avultados investimentos económicos e envolve um número significativo de meios humanos, através do qual se consegue reduzir em cerca de 50% os actuais tempos de viagem e que permitirá efectuar a ligação do País a uma vasta rede europeia [Pinto (2007)].

As velocidades presentes em linhas de alta velocidade, tendo como observação o primeiro troço da rede europeia de alta velocidade PBKAL (Paris – Bruxelas – Koln – Amesterdão – Londres), podem ir desde dos 200km/h aos 300km/h, com as novas linhas a serem já projectadas para uma velocidade de 350km/h [CER (2002) citado por Pinto (2007)]. Torna-se assim evidente que, devido à magnitude destas velocidades de tráfego, o controlo dos assentamentos diferenciais da plataforma ferroviária terá que existir, pois o não controlo poderá por em causa a estabilidade dos elementos aí transportados.

1.2. Plataforma Ferroviária

O tipo de estrutura tradicionalmente utilizada, ainda nos dias de hoje, é a via balastrada. Esta, é constituída por um sistema de camadas múltiplas, cada uma das quais com funções específicas no funcionamento de toda a estrutura. A sua estrutura é normalmente subdividida em duas grandes componentes. Essas são a super-estrutura e a infra-estrutura. Da super-estrutura fazem parte os elementos, carril, sistema de fixação e as travessas. Estes elementos são de grande relevância para todo o sistema na medida em que contactam directamente com o material circulante e transmitem à infra-estrutura as solicitações provenientes deste. Na infra-estrutura, incluem-se as camadas de balastro, sub-balastro e a plataforma ou solo de fundação onde a estrutura é apoiada (Figura 1).

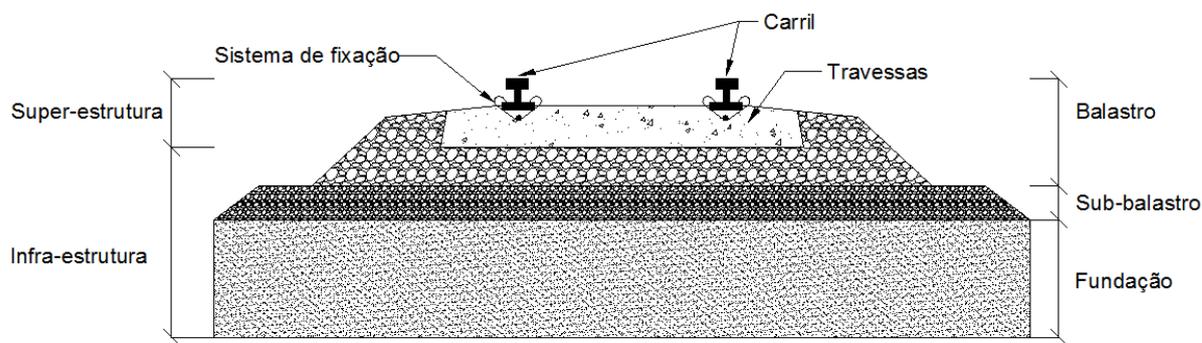


Figura 1 - Componentes de uma plataforma ferroviária [adaptado de Selig & Waters (1994)].

1.3. Aspectos Regulamentares no Dimensionamento

O dimensionamento de uma via-férrea, designadamente da super-estrutura e da infra estrutura, tem que ter em conta as diferentes acções a que esta se encontra submetida ao longo da sua vida útil. Estas acções, principalmente estáticas e dinâmicas, são no essencial provocadas pela passagem na via-férrea das carruagens de transporte de passageiros e/ou de carga. A grande importância deste tipo de estruturas e o seu elevado custo, tanto de construção como de manutenção leva também a que não se dê menor importância às acções de acidente, nomeadamente no que se refere a acções sísmicas e a acções provocadas pelas condições atmosféricas. As mesmas traduzem-se por forças verticais, horizontais, longitudinais e de torção, que, devido ao carácter cíclico, provocam fadiga nos diferentes elementos que constituem a via.

As interações dinâmicas entre as rodas do veículo e os carris, e os esforços resultantes desta conjugação, são essencialmente função da velocidade de circulação, mas também do traçado da via e da própria carruagem (por exemplo, o peso), do estado de conservação de

ambos (por exemplo, imperfeições geométricas das rodas). Quando a roda de um comboio encontra um defeito geométrico isolado na via, a sua trajectória é alterada (Figura 2).

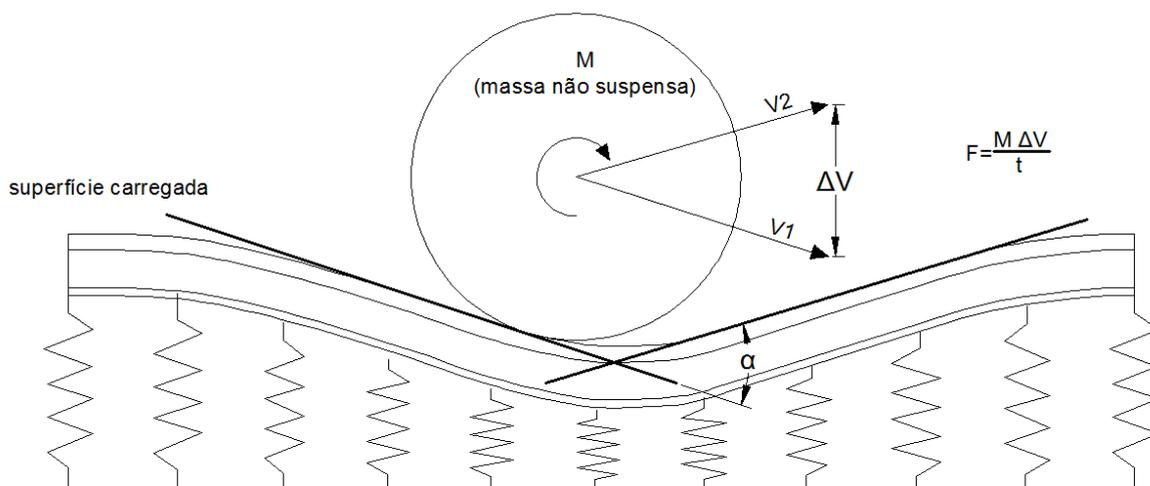


Figura 2 - Defeito geométrico na via [adaptado de Ebersöhn (1995) citado por Fortunato (2005)].

A alteração da direcção do movimento produz uma variação no momento da roda num período de tempo muito curto e um conseqüente impulso. A quantidade de energia absorvida pela via depende sobretudo do intervalo de tempo durante o qual a mudança de direcção ocorre. Se o impulso ocorre abruptamente, gerando uma carga dinâmica de elevada frequência, a mudança da direcção da roda provoca uma acção rápida sobre o carril, o qual resiste ao movimento através da sua inércia e da rigidez global do sistema a que está associado [Fortunato (2005)].

O controlo dos assentamentos numa via-férrea de alta velocidade assume assim um grau de importância elevado, uma vez que a componente dinâmica cresce quanto maiores forem estes assentamentos e maior for a velocidade praticada pelas carruagens, pondo assim em causa a qualidade da utilização e, em último caso, a própria estabilidade da infra-estrutura. O presente documento pretende responder e analisar estas questões, inseridas no caso prático da linha de alta velocidade Lisboa/Madrid, nomeadamente no troço Poceirão/Caia.

A regulamentação existente, tanto nacional como internacional, para o dimensionamento de obras de arte de vias de alta velocidade acaba por ser um pouco abrangente e ambígua no dimensionamento específico de obras geotécnicas em situações análogas (alta velocidade). De referir ainda que, devido ao facto da temática da alta velocidade ser recente, a regulamentação portuguesa actualmente em vigor, e produzida anteriormente a este tema, carece de regulamentação específica.

Nos regulamentos que a seguir se descrevem são abordadas as acções a considerar no dimensionamento e também os procedimentos a adoptar para contabilizar os efeitos

dinâmicos devidos à passagem dos comboios, para além das averiguações necessárias a fazer para verificar a segurança. Uma vez que foge do âmbito desta dissertação, a consideração das cargas horizontais, assim como o risco de descarrilamento ou mesmo a verificação à fadiga, não são aqui referidos. Assim, nas secções seguintes, consideram-se os efeitos das cargas verticais, nomeadamente estáticas.

1.4. Análise Estática

Embora a problemática do dimensionamento de uma via-férrea não seja um problema estático, mas sim dinâmico, a regulamentação existente permite realizar, no seu geral, uma abordagem a esta problemática de forma estática. Com a realização de uma análise estática, face à aparente contradição de se estar na presença de um problema dinâmico, pretende-se, devido à sua menor complexidade de aplicação, facilitar o dimensionamento. No entanto, não descurando as implicações e as agravantes devidas a problemas dinâmicos.

Em geral, de forma a ter em conta as questões dinâmicas, na regulamentação é feita uma majoração das cargas estáticas, utilizando um factor dinâmico. Em consequência, a análise estática é limitada a situações para velocidades de tráfego de menor valor. A expressão do factor dinâmico representa uma envolvente de cálculos realizados num conjunto de pontes e elementos estruturais reais de modo a ter-se em conta os efeitos dinâmicos resultantes do tráfego ferroviário [IAPF (2003) citado por Pinto (2007)].

Os fenómenos de ressonância, bem como os que se produzem em situações singulares, não estão cobertos pelo factor dinâmico. Nestes casos é necessário a realização de análises dinâmicas que avaliem de forma correcta estes efeitos.

1.4.1. Regulamentação Nacional

1.4.1.1. Cargas Verticais

O Regulamento Português de Segurança e Acções para estruturas e pontes, de agora adiante denominado de RSA (1983), prevê no seu capítulo XI “Acções específicas de pontes ferroviárias”, a utilização de uma sobrecarga linear uniformemente distribuída segundo o eixo da via de 150kN/m e 100kN/m, respectivamente, para via larga e via estreita devidas ao tráfego, aquando da determinação do impulso de terras sobre os encontros. O presente regulamento permite ainda, nos casos de via múltipla, a assimilação das cargas anteriormente referidas a uma carga uniformemente distribuída com os valores característicos de 30kN/m² e

20kN/m², respectivamente, para via larga e via estreita. O RSA (1983) prevê ainda, em específico para as pontes que contenham mais que uma via, a realização de várias combinações possíveis de carga, de forma a ter em conta os efeitos mais desfavoráveis, sendo que no caso de carga em que todas as vias estejam ocupadas deve-se reduzir em 25% o valor das suas cargas.

1.4.1.2. Coeficiente Dinâmico

O coeficiente dinâmico, Φ_{din} , pelo qual se devem multiplicar as sobrecargas para ter em conta os seus efeitos dinâmicos, é dado pela expressão 1.4.1.2.(2). Em qualquer caso este valor não poderá ser inferior a 1,1 nem superior a 2. O RSA (1983) prevê ainda que na determinação dos esforços transversos o coeficiente dinâmico, Φ_{din} definido pela expressão anterior possa ser reduzido, sendo dado pela expressão 1.4.1.2.(1). Mais uma vez o presente regulamento define um intervalo de valores admissíveis, estando estes compreendidos entre o valor de 1,07 e 1,67.

$$\Phi_{din,2} = 1 + \left(\frac{1,44}{\sqrt{l_{\Phi}-0,2}} - 0,18 \right) \quad \text{com } 1,07 \leq \Phi_{din,2} \leq 1,67 \quad 1.4.1.2.(1)$$

$$\Phi_{din,3} = 1 + \left(\frac{2,16}{\sqrt{l_{\Phi}-0,2}} - 0,27 \right) \quad \text{com } 1,1 \leq \Phi_{din,3} \leq 2 \quad 1.4.1.2.(2)$$

O parâmetro l_{Φ} , comprimento de referência que depende da deformabilidade dos elementos em causa, pode tomar os seguintes valores: vigas simplesmente apoiadas - o vão; vigas contínuas - o vão médio dos tramos multiplicados pelo factor $(1+0,1n) \leq 1,5$, em que n é o número de tramos; pórticos e arcos - metade do vão.

1.4.2. Regulamentação Europeia

1.4.2.1. Critérios para a Realização de uma Análise Estática

A norma europeia EN1991-2 (2003) - Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges, de agora adiante denominada de apenas EN1991-2 (2003), preconiza a utilização de um fluxograma indicado no Anexo 1 para a necessidade ou não de uma análise dinâmica. De referir que a esta norma, tal como o RSA (1983), está elaborada para assistir ao dimensionamento de obras de arte, em que os fenómenos de ressonância e fadiga são mais

conhecidos, acabando por discriminar, em parte, a componente de suporte das mesmas, ou seja, as estruturas geotécnicas.

No seu geral, para a avaliar possibilidade de realizar uma análise estática ou dinâmica, o fluxograma referido tem em conta factores como a velocidade de tráfego, a primeira frequência natural, tanto de flexão como de torção, e valores de deformação, entre outros. Mais se verifica que, no caso de problemas geotécnicos, a adequabilidade da maioria destes parâmetros pode ser pouco fidedigna ou inexistente, não sendo este um assunto em estudo na presente dissertação. Salienta-se, no entanto, que para velocidades de tráfego superiores a 200km/h, e dependendo de alguns dos parâmetros já referidos, existe a obrigatoriedade da realização de uma análise dinâmica.

1.4.2.2. Cargas Verticais

O regulamento europeu EN1991-2 (2003) preconiza a utilização de dois modelos de cargas verticais para o cálculo do impulso de terras e, conseqüentemente, para os trabalhos geotécnicos relacionados com as vias-férreas em análises estáticas. Os modelos de carga preconizados encontram-se ilustrados na Figura 3.

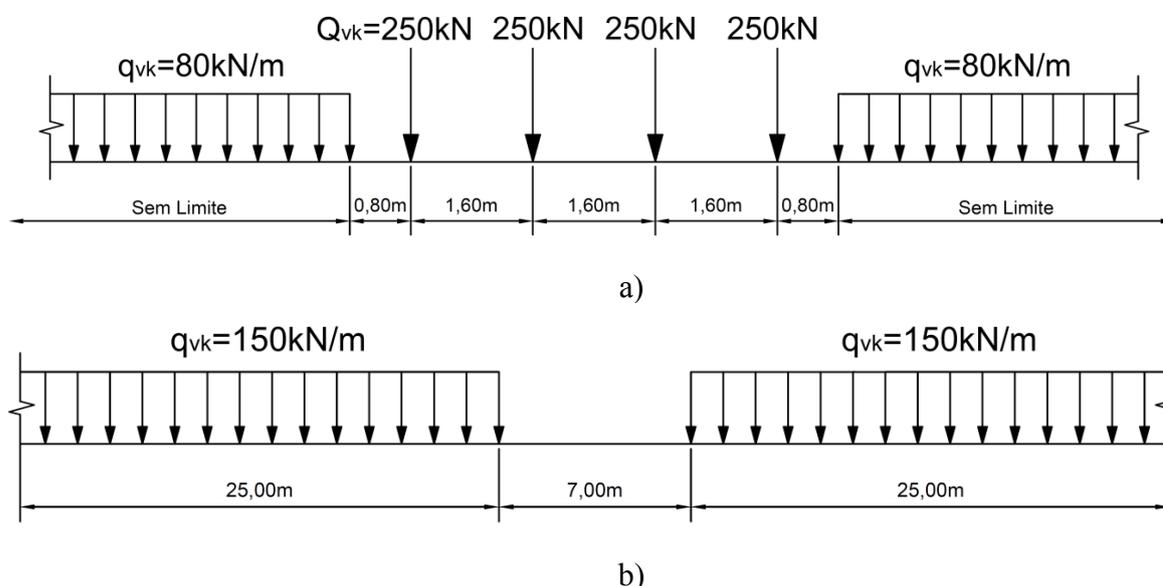


Figura 3 - Valores característicos das cargas verticais: a) modelo de carga 71 (Load Model 71); b) modelo de carga SW/2 (Load Model SW2).

O modelo de carga 71 (LM71) foi concebido para representar os efeitos estáticos da carga vertical devida ao tráfego ferroviário normal nas principais linhas ferroviárias, enquanto o modelo SW/2 se adequa à representação do tráfego ferroviário pesado em vigas contínuas.

A presente norma refere ainda utilização de um coeficiente de carregamento, α com a seguinte gama de valores:

$$0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46$$

para majorar ou reduzir os valores característicos apresentados, caso o tráfego seja mais pesado ou mais leve do que o normal, respectivamente. Na verificação aos estados limites de utilização este coeficiente deve ser tomado igual à unidade [Tschumi (2008)].

A carga vertical retirada do modelo LM71 ou SW/2, consoante a situação, e com a devida aplicação do coeficiente α , para efeitos de cálculo dos impulsos de terra deve ser distribuída numa largura de 3,00m e localizada a 0,70m abaixo da superfície de passagem do comboio. A distribuição longitudinal da carga deve ainda respeitar o esquematizado na Figura 4. Para este tipo de análise o coeficiente dinâmico, Φ_{din} não precisa de ser aplicado, acabando de forma simplificada por se tomar o seu valor igual a 1.

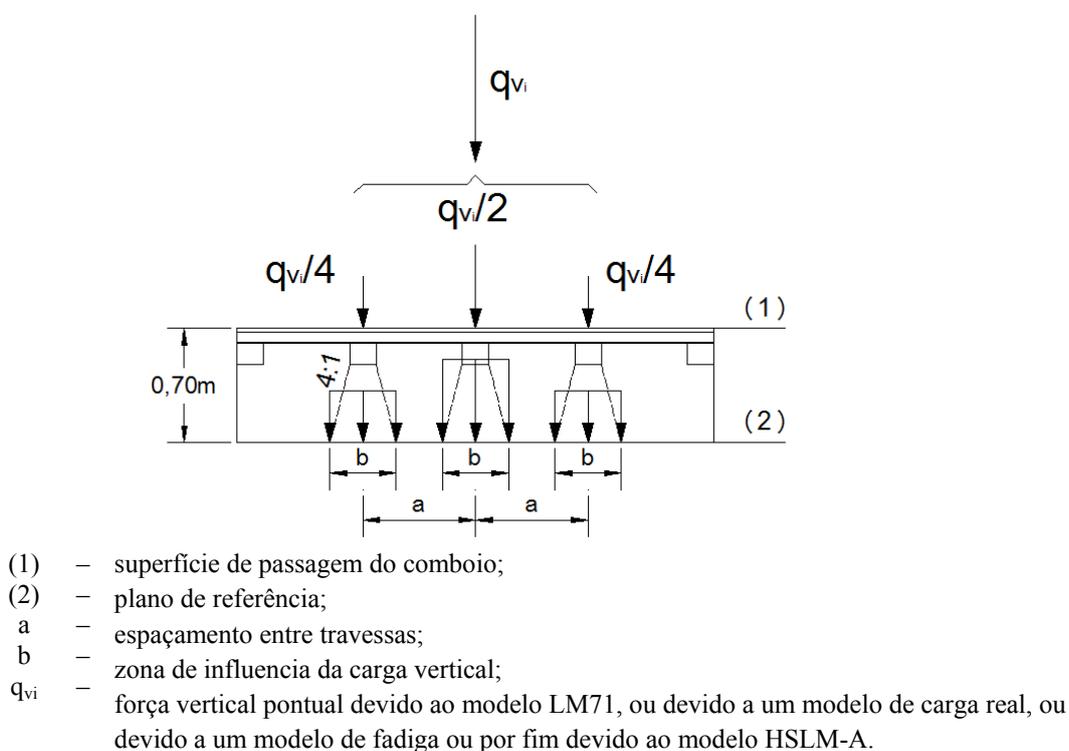


Figura 4 - Distribuição longitudinal da carga vertical pontual [adaptado da EN1991-2 (2003)].

1.4.2.3. Coeficiente Dinâmico

Apesar de, para efeitos de cálculo do impulso de terras, a EN1991-2 (2003) prever que o coeficiente dinâmico tome o valor de 1, salientam-se de seguida algumas semelhanças no que respeita a determinação destes parâmetros face ao documento nacional RSA (1983). As expressões utilizadas para o cálculo dos coeficientes dinâmicos são semelhantes ao

regulamento de aplicação nacional, equações 1.4.1.2.(1) e 1.4.1.2.(2). No entanto, a presente norma explora um pouco mais o parâmetro l_{Φ} , fornecendo uma tabela com valores de comprimentos de referência base a adoptar na realização de análises em que os mesmos sejam aplicáveis. Existe a ressalva de que a utilização do coeficiente dinâmico $\Phi_{din,2}$ ou $\Phi_{din,3}$ depende da qualidade da manutenção da via, ao invés do tipo de esforço em análise, como contempla o RSA (1983). Assim, para uma manutenção cuidada da via o valor do coeficiente dinâmico a utilizar será o $\Phi_{din,2}$, enquanto para uma manutenção normal da via o coeficiente dinâmico a utilizar será o $\Phi_{din,3}$. A Figura 5 apresenta a variação do valor do coeficiente dinâmico tendo em conta o seu comprimento de referência, l_{Φ} . Verifica-se assim que, ao se pressupor uma manutenção cuidada da via, o valor do coeficiente dinâmico, Φ_{din} assume valores menores para qualquer comprimento de referência, l_{Φ} que no caso de uma manutenção convencional da via. No que respeita aos limites máximos deste parâmetro, estes são iguais ao do regulamento português, enquanto os valores do limite inferior tomam o valor de 1 para ambos os tipos de manutenção da via.

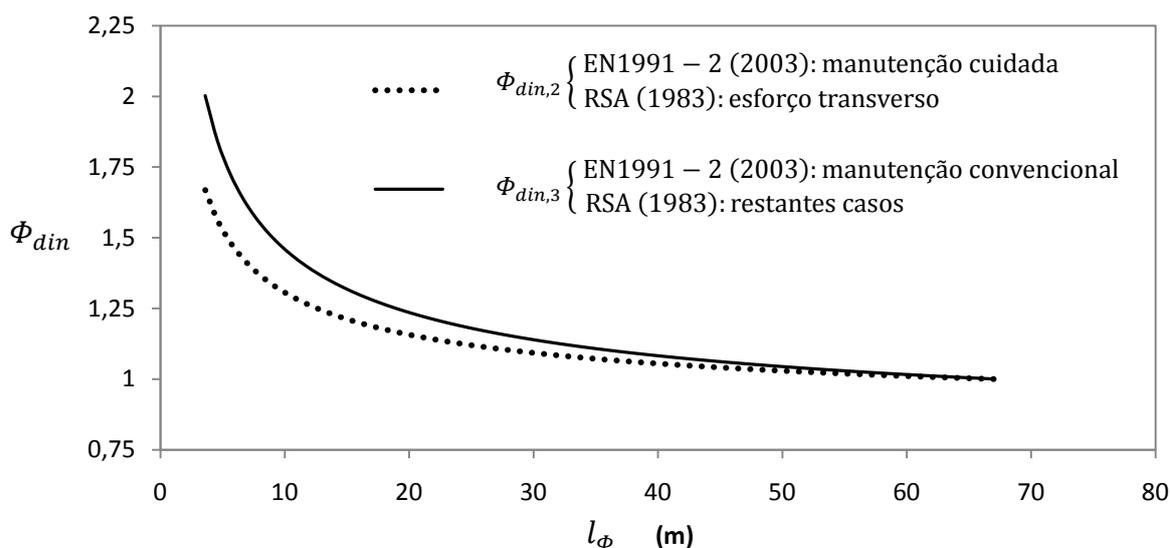


Figura 5 - Variação do valor do coeficiente dinâmico tendo em conta o comprimento de referência, para os vários tipos de manutenção da via.

2. MODELOS DE COMPORTAMENTO DE SOLOS

2.1. Introdução

A importância dos solos como material de construção justifica por si só a necessidade do conhecimento em detalhe do comportamento destes, apesar de, por vezes, ter associada alguma complexidade de determinação, conferida pela natureza de material particular.

A existência de leis constitutivas do material, inseridas em modelos de comportamento de solo pretendem traduzir por via matemática a resposta física dos materiais, observada em ensaios que envolvem o carregamento estático ou dinâmico sobre elementos de reduzida dimensão ou à escala real. Em geral, estes modelos são desenvolvidos tendo em conta a relação entre os parâmetros físicos tensão e deformação e são chamados de modelos reológicos.

Quando o comportamento do material não depende do tempo, este pode ser classificado maioritariamente de duas formas: elástico e elasto-plástico.

Um material elástico é aquele em que as deformações devidas à aplicação de uma força ou tensão aplicadas ao material são recuperadas após a remoção dessa força ou tensão. Se, além disso, houver proporcionalidade entre tensões e deformações o material diz-se elástico linear, caso contrário toma a designação de elástico não linear (Figura 6a e Figura 6b).

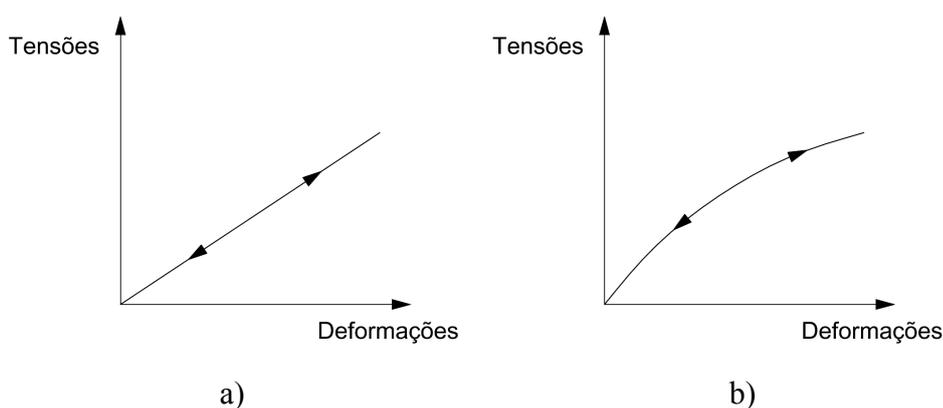


Figura 6 - Modelos de comportamento: a) elástico linear; b) elástico não-linear [adaptado de Fernandes (2006)].

Pode ainda classificar-se um material como elastoplástico, quando na descarga apenas parte das deformações são recuperadas, correspondendo as não recuperáveis a deformações plásticas (Figura 7a). Um material pode ser classificado como elastoplástico perfeito, sempre que até um dado valor da tensão, designado por tensão de cedência, este apresenta um

comportamento elástico, passando a partir desse ponto a sofrer deformações puramente plásticas (Figura 7b).

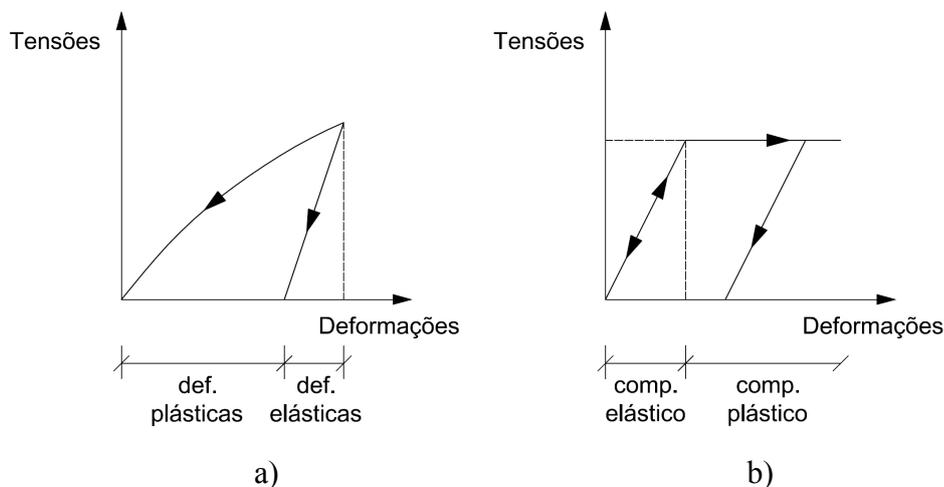


Figura 7 - Modelos de comportamento: a) elastoplástico; b) elástoplástico perfeito [adaptado de Fernandes (2006)].

Quando o comportamento de um dado material depende do tempo diz-se que este tem um comportamento viscoso. Dentro deste tipo de comportamento podem distinguir-se os comportamentos visco-elástico e visco-elastoplástico, consoante as deformações em função do tempo são, respectivamente, totalmente recuperáveis e apenas parcialmente recuperáveis. O comportamento do solo real encontra-se na sua maioria entre os modelos ideais (Figura 8).

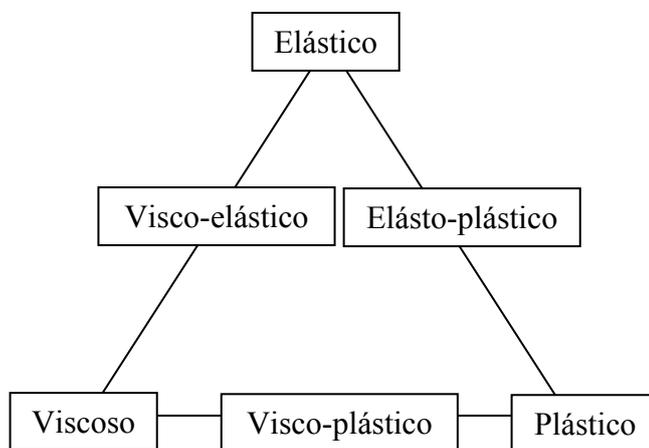


Figura 8 - Modelos de comportamento de solo ideais [adaptado de Figura & Teixeira (2007)].

Dado que neste trabalho também se estudou o comportamento em fluência de solos, apenas se referem os dois grupos de modelos de comportamento usados: o modelo de Mohr-Coulomb e modelos de fluência.

2.2. Modelo de Mohr-Coulomb

O modelo de comportamento de solo de Mohr-Coulomb é caracterizado por se referir a um comportamento elastoplástico perfeito (Figura 7b). A deformação total é constituída pela componente elástica e plástica [2.2(1)].

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad 2.2(1)$$

Segundo este modelo, o solo entra em rotura num ponto quando num par de facetas ou planos quem passam nesse ponto é atingida uma dada relação entre a componente normal, σ'_r , e a componente de corte, τ_r , da tensão expressa por:

$$\tau_r = c' + \sigma'_r \tan \phi' \quad 2.2(2)$$

em que ϕ' é o ângulo de atrito do solo em tensões efectivas e c' , corresponde à coesão do solo em tensões efectivas. O sub-índice r das componentes de tensão destina-se a indicar que aquelas componentes correspondem à rotura (Figura 9).

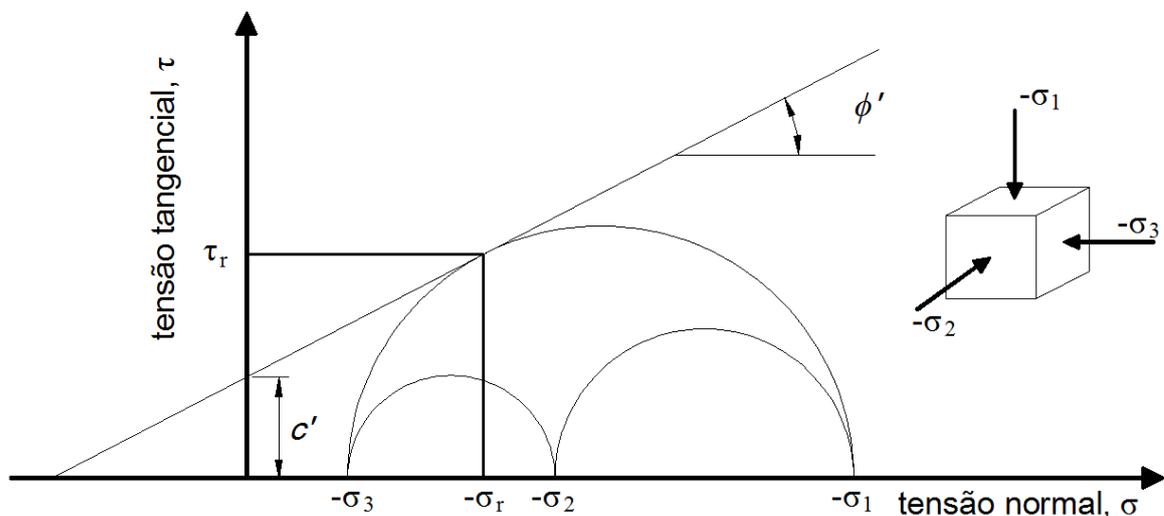


Figura 9 - Esquema da envolvente de Mohr-Coulomb e da rotura pontual [adaptado de PLAXIS 2D (2002)].

Após a rotura pontual há um alargamento da zona em rotura, o que significa que nesse ponto a resistência se esgotou havendo uma redistribuição ou transferência de tensões neste mesmo ponto para a sua envolvente. Esta redistribuição leva à rotura da envolvente do ponto, passando de um equilíbrio elástico para um equilíbrio plástico [Fernandes (2006)].

2.3. Modelo de Fluência

O solo apresenta comportamento de fluência, quando este sofre deformação ao longo do tempo para um estado de tensão efectiva constante. É de especial importância investigar este fenómeno, nomeadamente em aplicações geotécnicas em que a importância das deformações a longo prazo do solo está presente.

Numa abordagem geral considera-se que os solos apresentam três fases distintas no que respeita à fluência, sendo denominadas por primária, secundária e terciária. Cada uma destas fases apresenta características próprias no que respeita à variação da velocidade de deformação (Figura 10).

A fluência primária inicia-se imediatamente após se verificar a aplicação da carga e é caracterizada por uma redução da velocidade de deformação até estabilizar. Nesse momento pode iniciar-se a fluência secundária que também é designada por consolidação secundária. Após um período relativamente longo de tempo pode verificar-se nova aceleração - fluência terciária - que conduz à rotura do material. As fases secundária e principalmente a terciária só se verificam para determinados níveis de tensão desviatória [Silva (1996)].

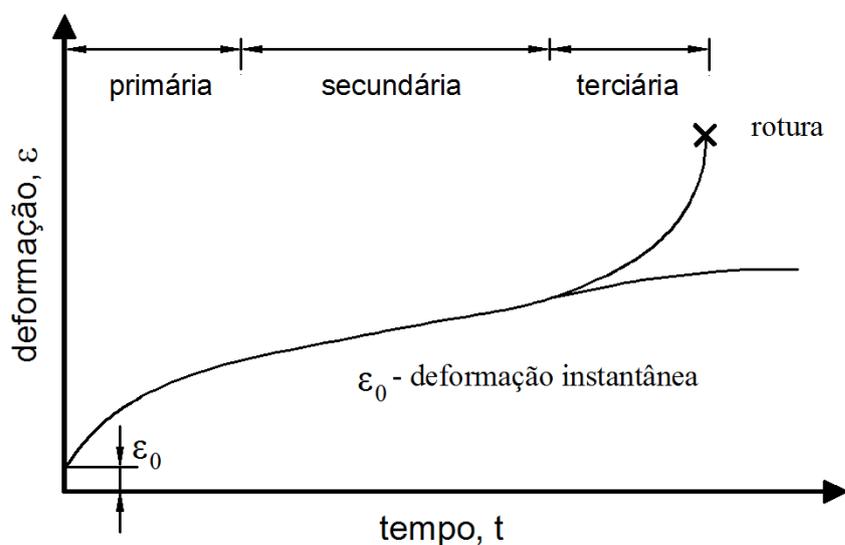


Figura 10 - Caracterização das várias fases de fluência [adaptado de Crosta & Agliardi (2003)].

A fase primária corresponde fundamentalmente a um processo de endurecimento associado à componente volumétrica que conduz a uma diminuição da velocidade de deformação dado que o material, por acção deste processo, ganha capacidade resistente e diminui a deformabilidade. A fase terciária corresponde a uma redução de resistência associada à componente desviatória da fluência. O balanço entre as duas componentes permite que se verifique a fase secundária caracterizada pelo regime mais ou menos constante de deformação [Silva (1996)].

Do ponto de vista das aplicações de engenharia, as fases que apresentam maior interesse são precisamente a fase secundária e terciária. Primeiro porque a fase primária é, normalmente, relativamente rápida, coincidindo muitas vezes com a construção dos aterros e onde os seus efeitos se "misturam" com a variação de condições a que as obras estão sujeitas. Em segundo lugar, porque é nas fases secundária e terciária que se podem verificar as maiores consequências da deformação no tempo, com especial incidência na fase terciária, onde se verifica a rotura [Silva (1996)].

A fluência depende, como acima já foi referido, do nível de tensão desviatório aplicado, apresentando o andamento que se indica na Figura 11 para diversos níveis dessa tensão. Ao nível de tensão inferior, correspondente à curva 1, a deformação mostra tendência para estabilizar ao fim de um período de tempo, relativamente curto. Já na curva 2, a taxa de deformação mantém-se mais ou menos constante sem ocorrer rotura. A curva 3, correspondente a maior tensão desviatória aplicada, apresenta a partir de determinado momento tendência para aumentar a taxa de deformação atingindo-se a rotura. Nas aplicações de engenharia normalmente o comportamento esperado é o descrito pela curva intermédia da Figura 11 [Silva (1996)].

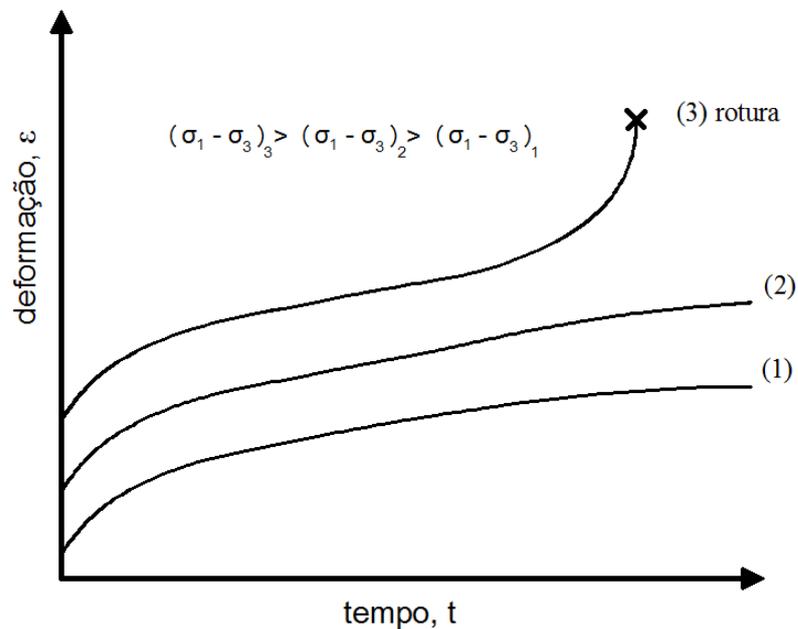


Figura 11 - Comportamento de fluência em função da tensão desviatória [adaptado de Crosta & Agliardi (2003)].

3. CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES NO SOLO

3.1. Introdução

As deformações devem ser estimadas e tidas em conta aquando do dimensionamento de estruturas. Estas, além de poderem induzir esforços adicionais na estrutura, podem inviabilizar a sua utilização, devido à grandeza das mesmas deformações.

No que respeita à sua quantificação, em muitas estruturas geotécnicas, o seu cálculo pode ser estimado recorrendo a ferramentas numéricas, nomeadamente através de programas computacionais. De facto, este tipo de ferramentas permite avaliar a evolução das deformações da massa de solo nos vários momentos, tendo em conta o faseamento construtivo e a sequência de carregamento. Esse estado de deformação influencia o estado de tensão da massa de solo na vizinhança da zona de aplicação das cargas. A necessidade de um cálculo automático que tenha em consideração estas alterações das tensões e os assentamentos resultantes torna-se assim evidente [Bowles (1997)].

O assentamento total, s , de uma estrutura geotécnica pode ser considerado como sendo constituído por três componentes: o assentamento imediato, s_i , também por vezes denominado de assentamento elástico, resultante da distorção a volume constante da massa de solo solicitada, sendo parte predominante do assentamento em solos granulares; o assentamento por consolidação primária, s_c , resultante do fluxo de água e da dissipação do excesso de pressão de água nos poros gerado devido à actuação da carga, o qual se vai dissipando ao longo do tempo, constituindo parte fundamental do assentamento em solos saturados de siltes inorgânicos e argilas; e o assentamento por consolidação secundária ou fluência, s_s , o qual também é dependente do tempo, mas pode ocorrer sob pressão efectiva constante (deve-se à reorganização das partículas após a dissipação dos excessos de pressões intersticiais e/ou da deformabilidade das partículas). [Rodrigues (2009)].

$$s = s_i + s_c + s_s \quad 3.1.(1)$$

Por norma a carga que leva ao máximo do assentamento tolerado tem uma componente plástica, ou seja, irreversível (Figura 12). Apenas para solicitações que impliquem deformações extremamente pequenas, da ordem de 10^{-6} m, é que os solos se comportam como materiais verdadeiramente elásticos e com completa reversibilidade das deformações [Fernandes (2006)].

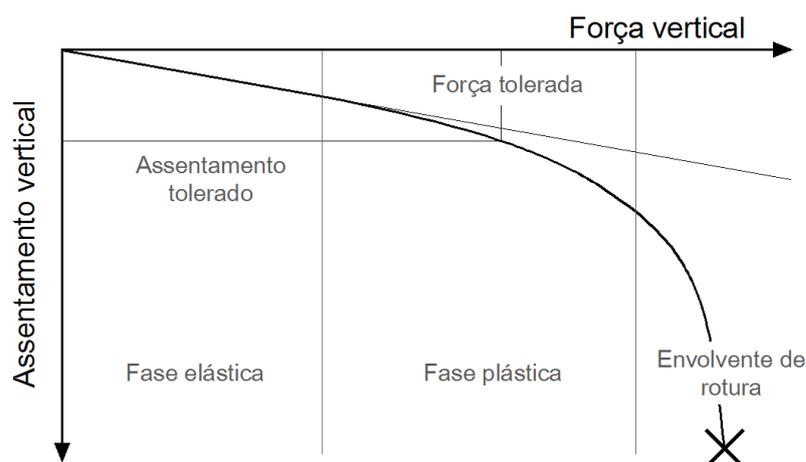


Figura 12 - Fases de comportamento do assentamento devido a um carregamento vertical.

O presente trabalho implicou a utilização de duas ferramentas numéricas para a análise do comportamento de aterros reforçados com geossintéticos sob plataformas de vias-férreas, em específico no estudo da redução de assentamentos. Antes de analisar o caso prático em apreço, considerou-se essencial validar essas ferramentas. Para isso recorreu-se à análise de casos com soluções conhecidas através das ferramentas numéricas. A escolha dos casos incidiu sobre: 1) problema de solução analítica conhecida, em particular o estado de tensão num ponto em meio elástico semi-indefinido e assentamentos associados; 2) muro em solo reforçado com geossintéticos, com resultados de instrumentação e de modelação numérica desse comportamento.

Na secção seguinte descreve-se o problema de solução analítica conhecida – pressão uniforme sobre uma faixa de comprimento infinito num meio semi-indefinido, elástico e homogéneo carregado à superfície.

3.2. Problema de Solução Analítica Conhecida

Como já referido, a estimativa dos assentamentos depende das tensões induzidas no maciço pelo carregamento. Em termos conceptuais, tal estimativa não oferece dificuldades: para tal basta, com as tensões incrementais e com as constantes elásticas do maciço, calcular as extensões verticais em profundidade e proceder, em seguida, à respectiva integração [Fernandes (2006)]. Este procedimento pode ser generalizado para maciços estratificados. De seguida apresenta-se a proposta de Fernandes (2006).

Considere-se, por exemplo, o maciço representado na Figura 13, constituído por n camadas, todas com comportamento elástico, solicitado à superfície pela sobrecarga Δq_s uniformemente distribuída numa determinada área. Sendo conhecidos os acréscimos de

tensões, $\Delta\sigma_{z,j}$, $\Delta\sigma_{x,j}$, $\Delta\sigma_{y,j}$, induzidos no centro da camada genérica de espessura h_j e características elásticas E_j e ν_j , o assentamento imediato, s_i , à superfície pode ser calculado pela teoria da elasticidade, equação 3.2 (1).

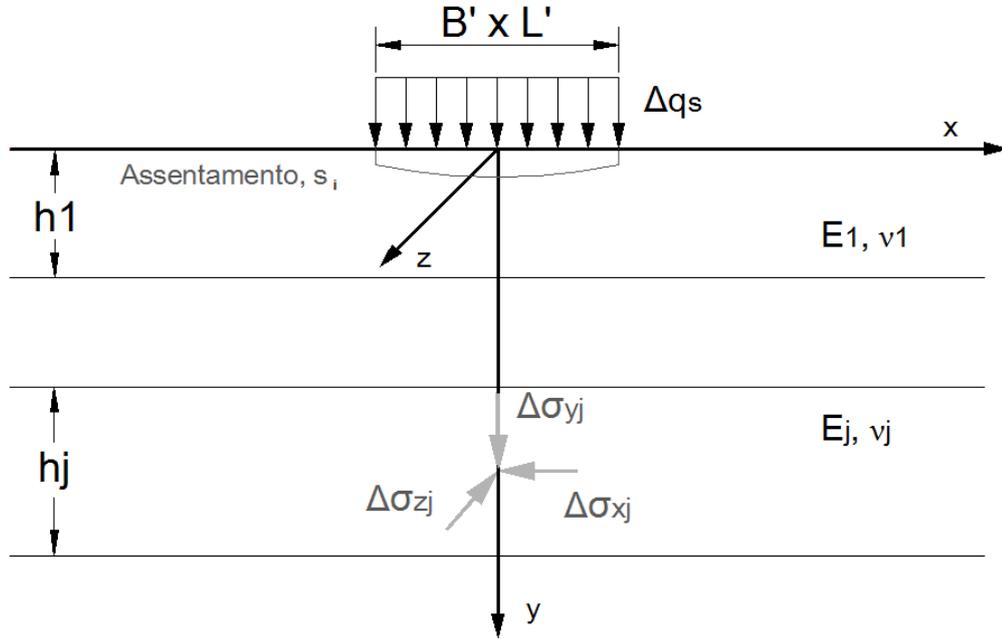


Figura 13 - Carregamento de um maciço estratificado e elástico [adaptado de Fernandes (2006)].

$$s_i = \sum_{j=1}^n \frac{1}{E_j} [\Delta\sigma_{zj} - \nu_j(\Delta\sigma_{xj} + \Delta\sigma_{yj})] h_j \quad 3.2 (1)$$

Caso as características elásticas sejam constantes em profundidade, o somatório da equação anterior transforma-se num integral:

$$S_i = \int_0^{\infty} \frac{1}{E} [\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)] dz \quad 3.2 (3)$$

sendo $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_x$ e $\Delta\sigma_y$, nos casos mais simples, exprimíveis analiticamente em função da pressão aplicada à superfície, Δq_s , das coordenadas do ponto, das dimensões da área carregada, B' e L' , e ainda, no que respeita às duas últimas tensões incrementais, do coeficiente de Poisson:

$$\begin{cases} \Delta\sigma_z = \Delta\sigma_z(\Delta q_s, x, y, z, B', L') \\ \Delta\sigma_x = \Delta\sigma_x(\Delta q_s, x, y, z, B', L', \nu) \\ \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_y(\Delta q_s, x, y, z, B', L', \nu) \end{cases} \quad 3.2 (3)$$

Desenvolvendo a equação 3.2 (2) e entrando em conta com as equações 3.2 (3) para cada caso de carregamento, chega-se a uma expressão do tipo:

$$s_i = \Delta q_s \cdot B' \left(\frac{1 - \nu^2}{E} \right) I_s \quad 3.2 (4)$$

em que I_s é um número real, função da geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento. Os valores de I_s encontram-se tabelados por vários autores, por exemplo Fernandes (2006).

3.3. Cálculo Analítico da Deformação Elástica

A deformação elástica imposta por um carregamento depende, como já referido, dos acréscimos de tensão originadas por este. Os acréscimos de tensão originados pelo carregamento correspondente a uma pressão uniforme sobre uma faixa de comprimento infinito num meio semi-indefinido, elástico e homogéneo carregado à superfície podem ser calculados recorrendo às expressões 3.3 (1) [Fernandes (2006)].

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_y &= \frac{\Delta q_s}{\pi} [\alpha + \text{sen } \alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \\ \Delta\sigma_x &= \frac{\Delta q_s}{\pi} [\alpha - \text{sen } \alpha \cos(\alpha + 2\delta)] \quad (\alpha \text{ em radianos}) \\ \Delta\sigma_z &= \frac{2\Delta q_s}{\pi} \nu\alpha \end{aligned} \quad 3.3 (1)$$

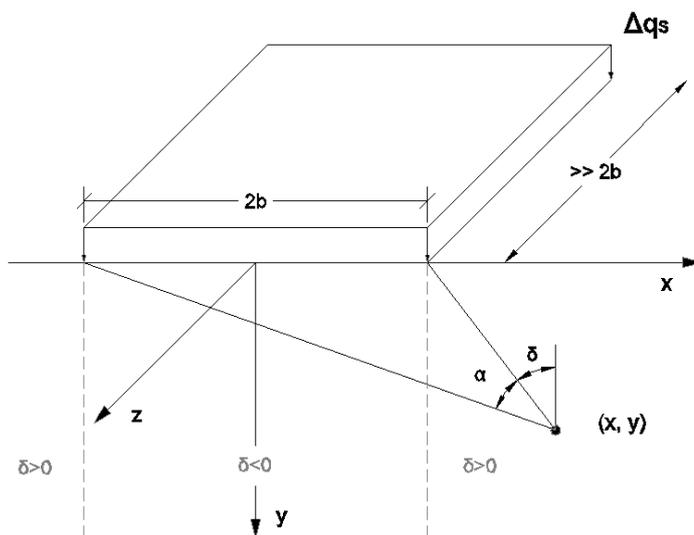


Figura 14 - Esquema representativo de uma pressão uniforme sobre uma faixa de comprimento infinito num meio semi-indefinido, elástico e homogéneo carregado à superfície [adaptado de Fernandes (2006)].

Bowles (1997) apresenta para o cálculo da deformação elástica uma expressão possível para o parâmetro I_s . A deformação na vertical de um vértice de uma área rectangular

uniformemente carregada de dimensões $B' \times L'$ (Figura 15) pode ser assim calculada recorrendo à expressão 3.3 (3).

O assentamento elástico superficial no centro de uma área rectangular pode ser obtido recorrendo à adição do assentamento para o vértice de quatro regiões rectangulares de dimensões $(L'/2) \times (B'/2)$, equação 3.3 (2).

$$S_{i(\text{centro})} = 4 \cdot \Delta q_s \cdot \left(\frac{B'}{2}\right) \left(\frac{1 - \nu^2}{E}\right) I_{s(\text{centro})} \quad 3.3 (2)$$

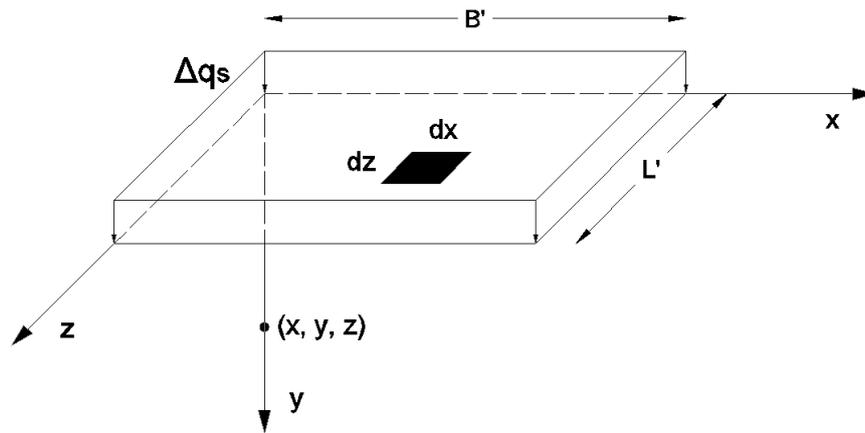


Figura 15 - Deformação vertical sob o vértice de uma região rectangular uniformemente carregada.

$$I_s = \left[I_1 + \left(\frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} \right) I_2 \right] I_f \quad 3.3(3)$$

em que:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[m \cdot \ln \left(\frac{(1 + \sqrt{m^2 + 1}) + \sqrt{m^2 + n^2}}{m(1 + \sqrt{m^2 + n^2 + 1})} \right) + \ln \left(\frac{(m + \sqrt{m^2 + 1})\sqrt{1 + n^2}}{m + \sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \right) \right] \quad 3.3(3a)$$

$$I_2 = \frac{n}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{m}{n\sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right) \quad (\tan^{-1} \text{ em radianos}) \quad 3.3(3b)$$

$$I_s = I_{s(\text{vértice})} \left\{ m = \frac{L'}{B'}; n = \frac{H}{B'} \right\} \quad B' - \text{Menor dimensão} \quad 3.3(3c)$$

$$I_s = I_{s(\text{centro})} \left\{ m = \frac{(L'/2)}{(B'/2)}; n = \frac{H}{(B'/2)} \right\} \quad H - \text{Espessura da camada}$$

I_f - Factor que depende da profundidade de aplicação da carga, toma o valor da unidade se estiver à superfície.

4. GEOSSINTÉTICOS

4.1. Introdução Histórica

A utilização de materiais como elemento de reforço de solos é prática comum desde antes de Cristo. Há três mil anos, os babilónios já inseriam materiais fibrosos na construção de habitações. A muralha da China, construída em 2.000 a.C, possui secções de argila e cascalho reforçados com fibras naturais. Diversos materiais vegetais, constituídos de fibras resistentes, foram utilizados em obras do Império Romano.

No decorrer do século XX devido essencialmente a preocupações de ordem económica e ambiental, por exemplo no que respeita à redução dos recursos naturais exploráveis, surgem os geotêxteis. Esta designação resultou do facto de serem produtos utilizados sobretudo no domínio da geotecnia e de serem fabricados com fibras têxteis, resultado de conversões da indústria têxtil na Holanda [Koerner (1994)]. Na década de 70 do século XX, associada à evolução dos polímeros sintéticos, surge o sucesso deste tipo de materiais, essencialmente devido ao seu baixo custo e à sua fácil aplicação em obra, mas também, por outro lado, ao conjunto de funções que os geossintéticos podiam exercer, nomeadamente em substituição de matérias naturais.

O constante aparecimento de novos produtos, entre os quais se destacam as geogrelhas, as georredes, as geomembranas e os geocompósitos nos anos 80 do século XX, levou à introdução de uma nova terminologia. Em 1983, J. E. Fluet Jr. introduziu o termo “geossintético” para designar todos os novos produtos com aplicações geotécnicas, apesar de alguns produtos não terem origem sintética. Em 1994, no congresso de Singapura, a Sociedade Internacional de Geotêxteis e Produtos Afins consagrou universalmente esta terminologia ao adoptar a designação de Sociedade Internacional de Geossintéticos [Pinho-Lopes & Lopes (2010)]

4.2. Definições e Princípios

As matérias-primas utilizadas no fabrico de geossintéticos dividem-se especialmente em dois grupos: naturais (lã, algodão, linho, etc.), e químicas (polímeros). O primeiro grupo raramente é usado na fabricação de geossintéticos por não possuírem propriedades mecânicas adequadas a um grande número das aplicações usuais em obras de engenharia. No entanto mais recentemente, por questões ambientais, estes materiais estão a ser aplicados em funções que

se coadunem com a sua curta durabilidade [Pinho-Lopes & Lopes (2010)]. A maioria dos geossintéticos é assim formada essencialmente por polímeros, material orgânico-sintético obtido a partir do petróleo.

4.3. Funções

As funções dos geossintéticos vão além da de reforço, de facto a existência de uma grande adequação dos geossintéticos a várias funções permite uma imensa versatilidade na sua aplicação.

Segundo a norma NP EN ISO 10318 (2010) Geossintéticos: Termos e definições, destacam-se sete funções principais que os geossintéticos podem desempenhar (Figura 16a a Figura 16g, respectivamente: drenagem; filtragem; protecção; reforço; separação; controlo da erosão superficial; e barreira).

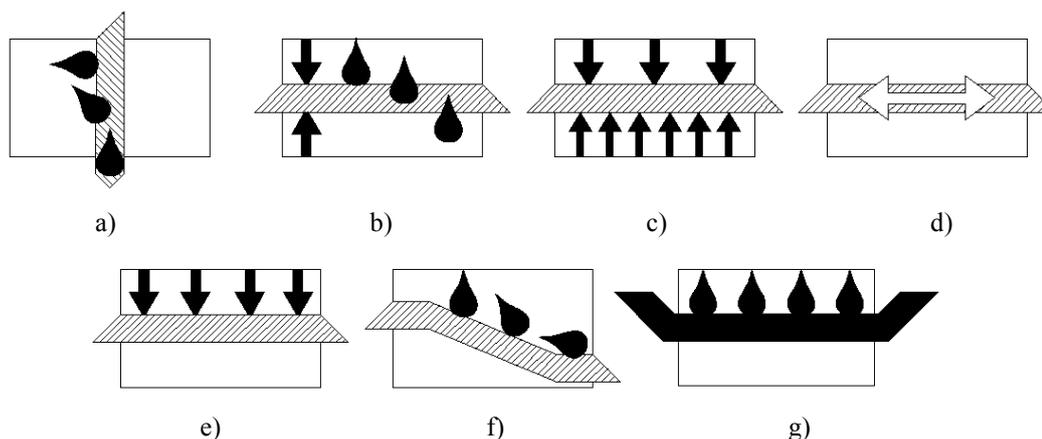


Figura 16 - Representação esquemática das principais funções que um geossintético pode desempenhar (NP EN ISO 10318 (2010): a) drenagem; b) filtragem; c) protecção; d) reforço; e) separação; f) controlo da erosão superficial; g) barreira.

4.4. Geotêxteis, Geogrelhas, Geocompósitos de Reforço e Geocélulas

A gama de geossintéticos utilizáveis no reforço de solos é muito vasta [Yeo (1985); Schlosser & Delage (1897)]. Podem-se considerar quatro grupos principais: os geotêxteis, as geogrelhas, os geocompósitos de reforço e, mais recentemente, as geocélulas (Figura 17). Dos quatro grupos de materiais poliméricos referidos o que, actualmente, tem maior aplicação no reforço de solos é o das geogrelhas. Esta preferência deve-se sobretudo à sua resistência à tracção e à rigidez adequada, bem como, à interacção solo-reforço eficaz [Mendonça (2004)].

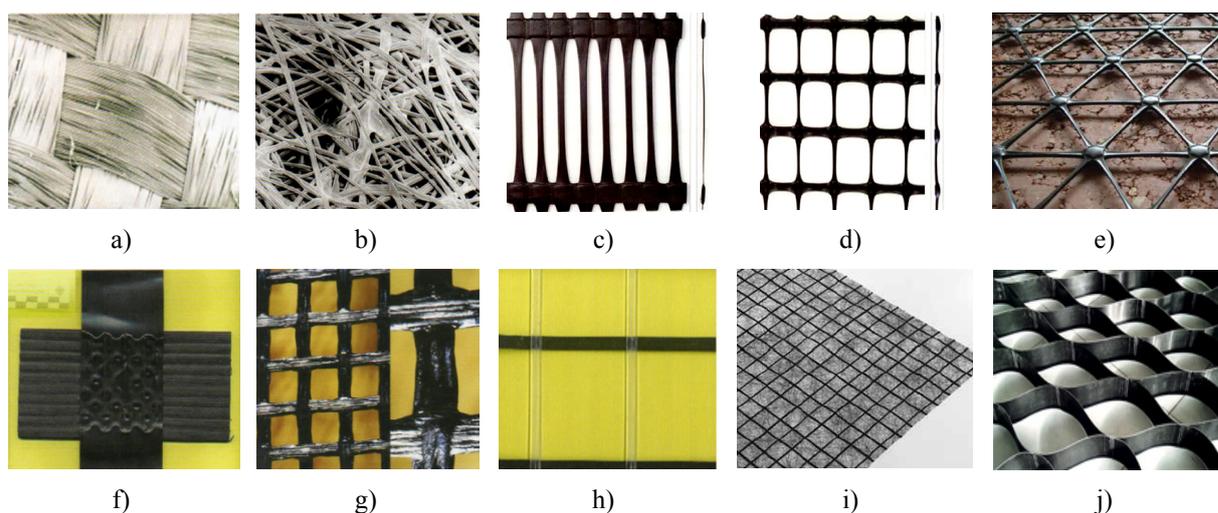


Figura 17 - Geotêxteis: a) tecido, b) não tecido; Geogrelhas com juntas: c) integrais- uniaxial, d) integrais-biaxial, e) integrais- triaxial, f) termo- soldadas, g) tecidas, h) soldadas a laser; Geocompósitos de reforço: i) geotêxtil não tecido reforçado com grelha em aramida; j) Geocélulas.

4.5. Propriedades Mecânicas

Quando se trata da função de reforço as propriedades mecânicas dos geossintéticos constituem um dos grupos de características mais importantes. Durante o seu tempo de vida útil, um geossintético está sujeito a solicitações mecânicas, que podem ser de três tipos: esforços de tracção ou compressão (esforços distribuídos), punçoamento (esforços concentrados) e rasgamento (esforços concentrados e esforços distribuídos). Estas solicitações podem ser provocadas de forma dinâmica, por uma rápida transmissão de energia ao geossintético, ou podem ser estáticas, provocadas por cargas constantes ao longo do tempo. Em geral, as primeiras estão associadas à colocação em obra dos geossintéticos, enquanto as segundas ocorrem durante o seu funcionamento [Pinho-Lopes & Lopes (2010)].

4.5.1. Comportamento à Tracção

O comportamento à tracção dos geossintéticos depende de vários factores, tais como: o polímero constituinte, a estrutura, o processo de fabrico e o tipo de ligação, entre outros [Lopes (1992)]. No entanto, os dois primeiros factores referidos são os que mais influenciam o comportamento em causa.

A partir da curva força-extensão obtida do ensaio de tracção é possível obter: a resistência à tracção; a extensão na rotura e o módulo de rigidez. Os valores da resistência à tracção de um geossintético podem ser bastante elevados, nomeadamente em materiais concebidos para aplicações de reforço, em que esta característica é fundamental. Actualmente,

existem geossintéticos com valores para a resistência à tracção da ordem de 1000kN/m. A Figura 18 ilustra o comportamento em tracção típico de alguns geossintéticos.

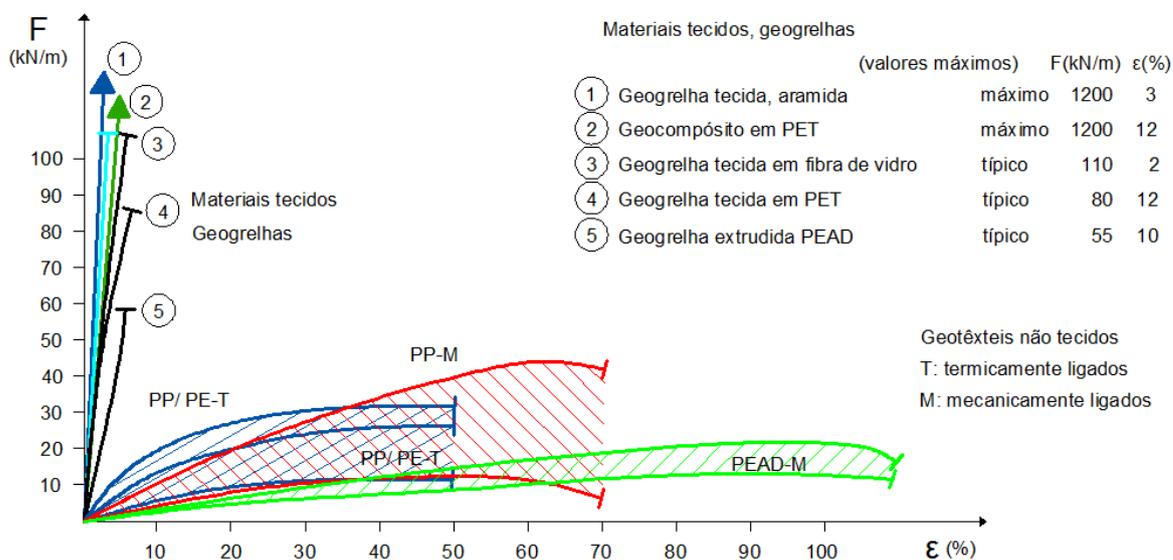


Figura 18 - Comportamento em tracção típico de alguns geossintéticos [Müller-Rochholz (2000) citado por Pinho-Lopes & Lopes (2010)].

A deformação total de um geossintético pode ser considerada, de forma simplificada, como a composição de duas parcelas: uma relativa à deformação dos componentes e outra devida à deformação estrutural.

No que se refere ao comportamento típico das geogrelhas, estas normalmente apresentam resistência à tracção elevada e módulo de rigidez elevado para níveis de extensão baixos. Daqui resulta a sua adequabilidade quando se pretende fazer o controlo de deformações.

4.5.2. Resistência ao Punçoamento e Resistência ao Rasgamento

Os geossintéticos, quando aplicados em obras geotécnicas e mesmo durante o processo de colocação em obra, estão sujeitos a acções concentradas, vulgarmente designadas por punçoamento. Já o rasgamento define-se como a rotura progressiva resultante de duas acções: uma localizada, do tipo "perfuração", e outra distribuída, do tipo "tracção".

Deve-se assim evitar tais mecanismos para não danificar os geossintéticos a fim de não reduzir as suas propriedades resistentes iniciais.

4.6. Durabilidade dos Geossintéticos

A principal reserva que se coloca ao alargamento da utilização dos geossintéticos em obras geotécnicas tem a ver com a questão da durabilidade desses materiais. A alteração das características dos geossintéticos pode resultar na deterioração durante as operações de transporte, manuseamento e colocação em obra. Por outro lado, esta alteração das propriedades dos geossintético também pode advir da degradação química e/ou biológica ou por tensões mecânicas, nomeadamente fadiga, fluência, etc.

A degradação devido à danificação durante a instalação dos geossintéticos é possível de se minimizar caso se tomem medidas adequadas no que respeita às técnicas construtivas, tendo especial atenção em não exceder as cargas permitidas em fase de construção.

Lopes (1992) refere que, no caso da degradação química e/ou biológica, esta não deve ser analisada em separado do estado de deformação do material, uma vez que o aumento da deformação facilita a acção degradativa dos agentes presentes. Existe assim a necessidade de num projecto de uma obra definitiva se efectuar uma análise de todos os agentes ambientais e de envelhecimento que poderão actuar no meio em que o reforço irá ser aplicado, em simultâneo com o estado de deformação previsível para o reforço.

4.6.1. Cargas Estáticas

A acção de cargas estáticas induz deformações nos plásticos (fluência). Este mecanismo é sobretudo importante em materiais em que a função principal é mecânica e torna-se mais significativo para temperaturas elevadas.

Crawford (1998) citado por Pinho-Lopes & Lopes (2010) descreve este mecanismo da seguinte forma: a aplicação de uma carga estática a um plástico implica uma mudança gradual das suas dimensões; dado que o material não pode continuar a deformar indefinidamente, eventualmente ocorre rotura. O tempo que decorre até à rotura depende do nível de carga aplicado, da temperatura ambiente, da atmosfera em que o material está inserido, da geometria do material, da sua estrutura molecular, do método de manufactura, entre outros.

Assim, no limite, a fluência conduz à rotura do material. No caso dos termoplásticos (materiais com capacidade de amolecer e endurecer com a temperatura) a rotura em fluência pode ter três formas distintas: a primeira, rotura frágil a temperaturas baixas e com velocidade de deformação elevada; a segunda, rotura dúctil para cargas e temperaturas intermédias; e, por

fim, a terceira, rotura frágil, lenta e com energia baixa para tempos de vida longos, uma das mais preocupantes para obras de arte [[Brown & Greenwood (2002)].

4.6.2. Cargas Dinâmicas

A fadiga dos geossintéticos é o resultado das cargas dinâmicas sobre este. Este resultado é expresso como a fractura de um material após carregamento cíclico durante um período de tempo significativo, sendo esse carregamento inferior à resistência do material [Ram (1997)]. Deve-se ter especial atenção ao facto de a acção de cargas cíclicas sobre plásticos poder induzir o crescimento de fendilhação e este conduzir a uma rotura frágil.

A resistência à fadiga aumenta com a robustez do material. De acordo com Crawford (1998) um dos plásticos com melhor resistência a cargas dinâmicas é o polipropileno.

4.6.3. Considerações de Dimensionamento

Como já referido, os geossintéticos sofrem uma degradação das suas características mecânicas ao longo do tempo. O acautelar destas questões numa obra de geotecnia surge na definição do valor de cálculo da resistência à tracção do geossintético. Em geral, isso é feito através da redução da força de tracção última. A força de tracção de dimensionamento, T_{Rd} é dada assim pela divisão da força de tracção última, T_{ult} por quatro parâmetros FR_{DDI} , FR_{FLU} , FR_{DQ} e FR_{DB} que se referem, respectivamente a factores de redução devido à danificação em obra, fluência, degradação química e degradação biológica [4.6.3(1)]. Valores típicos para estes parâmetros podem ser obtidos, por exemplo, através da consulta de Koerner (1994).

$$T_{Rd} = \frac{T_{ult}}{FR_{DDI} \times FR_{FLU} \times FR_{DQ} \times FR_{DB}} \quad 4.6.3 (1)$$

4.7. Aplicações de Geossintéticos

4.7.1. Principais Aplicações

Tal como as funções dos geossintéticos, as suas principais aplicações também são referidas na NP EN ISO 10318 (2010). A Figura 19 representa esquematicamente estas aplicações.

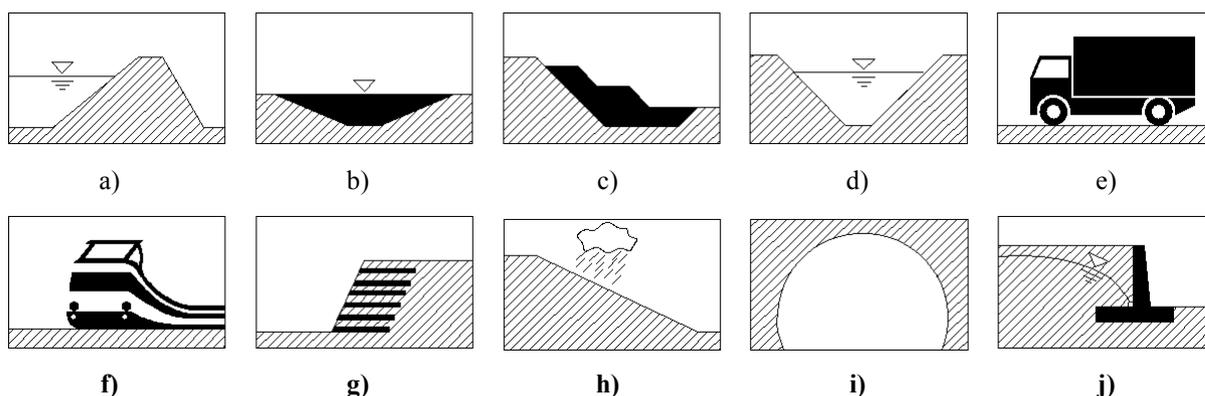


Figura 19 - Representação esquemática das principais aplicações de um geossintético NP EN ISO 10318 (2010): a) reservatórios e barragens; b) depósitos de resíduos líquidos; c) depósitos de resíduos sólidos; d) canais; e) obras rodoviárias; f) obras ferroviárias; g) fundações e estruturas de suporte; h) sistemas de controlo de erosão; i) túneis e estruturas subterrâneas; j) sistemas de drenagem.

O reforço de solos pode ser assim usado com as mais diversas intenções, realçando as de alcançar maiores inclinações em taludes do que seria possível em talude natural, para melhorar a capacidade de carga e/ou melhorar o desempenho de solos no que respeita a assentamentos.

No que se refere ao tipo de reforços, estes podem envolver o uso de uma diversificada gama de tipos e técnicas de reforço, incluindo: tiras metálicas, grelhas ou telas; tiras de polímeros, folhas, grelhas ou telas; âncoras ou multi-âncoras; pregagens ou ancoragens.

A Figura 20 especifica alguns dos tipos de aplicações de geossintéticos como reforço anteriormente referidos mas, neste caso, aplicados a vias-férreas em situação de: a) reforço da base do balastro b) aterros, c) viaduto [Jones (1996)] e d) zona de transição entre aterro e obras de arte [Reid & Buchanan (1984)].

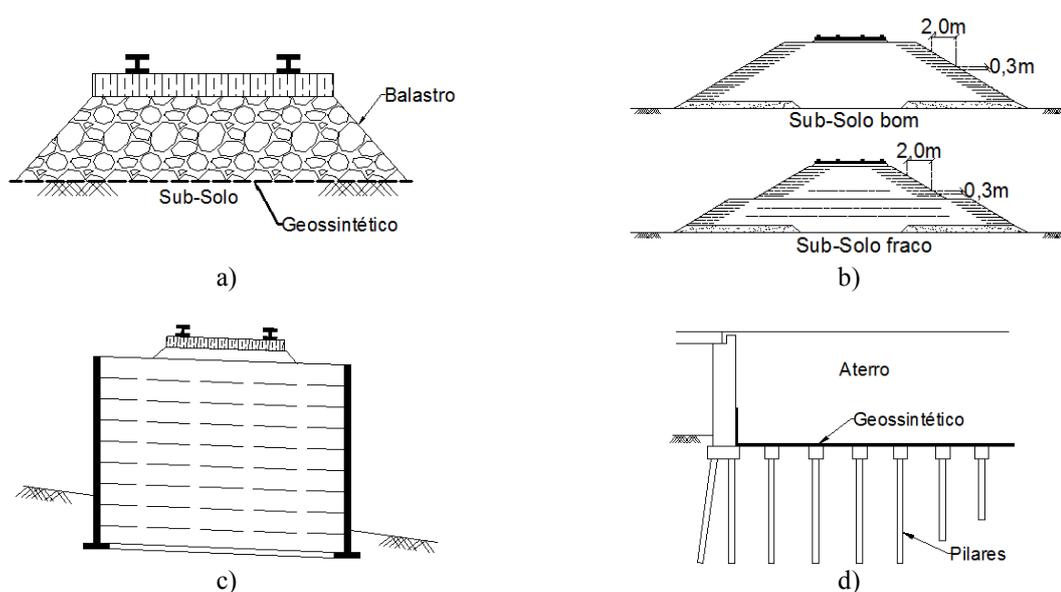


Figura 20 - Reforço em vias-férreas: a) reforço pelo balastro b) aterros, c) viaduto [Jones (1996)] e d) aproximação de ponte [Reid & Buchanan (1984)].

4.7.2. Novas Aplicações

Graças à introdução de novos materiais no mundo dos geossintéticos têm sido desenvolvidas novas aplicações destes materiais. Estes novos tipos de geossintéticos podem ser agrupados de três formas: geossintéticos compostos que fornecem duas ou mais funções convencionais em um único material; geossintéticos inteligentes, que fornecem informações críticas sobre onde estão colocados; e geossintéticos activos, que criam uma mudança no seu ambiente, em vez de actuarem simplesmente de forma passiva.

Geossintéticos compostos associando filtração e drenagem já estão disponíveis há muitos anos. Assim, os desenvolvimentos recentes inovam na medida em que associam a função de reforço e filtração num só geossintético. Mais recentemente a associação de funções ainda se torna mais evidente, existindo geocompósitos que além das funções anteriormente descritas se adiciona, a função de drenagem e separação (Figura 21a).

Os geossintéticos inteligentes, (Figura 21b), fornecem informações sobre o desenvolvimento de movimentos no solo, que podem influenciar o desempenho das estruturas geotécnicas tais como aterros rodoviários e ferroviários. A identificação desses movimentos é importante no serviço de manutenção e da segurança, especialmente quando o aterro suporta o tráfego de alta velocidade pois, neste caso, são exigidas deformações mínimas.

Por fim os geossintéticos activos, (Figura 21c), representam uma nova geração de geossintéticos, que têm uma vasta gama de novas aplicações. Alguns dos geossintéticos activos, por serem condutores, têm a capacidade de iniciar processos eléctricos, bem como manter as funções geotécnicas estabelecidas. O fenómeno eléctrico utilizados são “electro-osmosis” e “electrophoresis” (“electro-osmosis” causa movimento da água através de materiais de baixa permeabilidade e “electrophoresis” refere-se ao movimento de partículas de materiais com teor de água muito elevado).

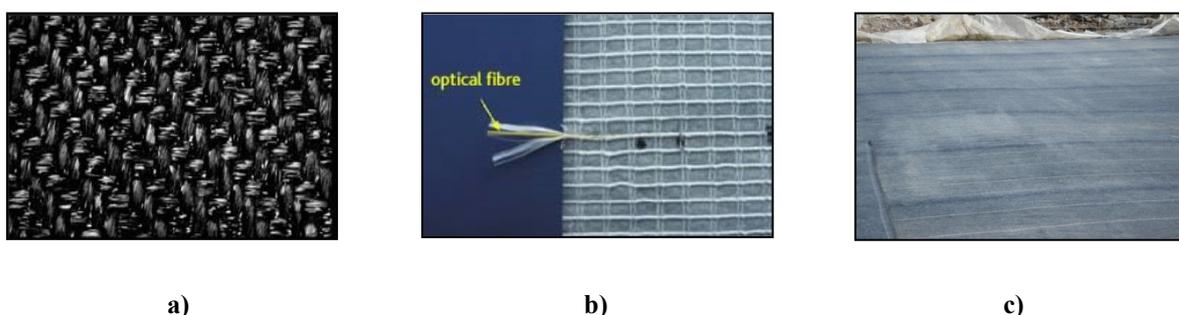


Figura 21 - Exemplos de geossintéticos; a) geocompósito com função de reforço, drenagem, separação e filtração; b) geossintético inteligente; c) geossintético activo.

Tendo em conta os objectivos deste trabalho apenas se aborda mais aprofundadamente, no que respeita a novas aplicações de geossintéticos, os geossintéticos inteligentes. Nos restantes casos, para um melhor conhecimento poderá recorrer-se à leitura de Sohrab (1993), referente a geocompósitos em que a função de reforço e drenagem são conjugadas em apenas um geossintético aplicado a solos coesivos e de Robert (2002) que se refere aos geossintéticos activos.

4.7.3. Geossintéticos Inteligentes

4.7.3.1. Princípios

Por vezes, o suficiente conhecimento dos parâmetros geológicos e geotécnicos e das suas variáveis, necessários para a execução de uma obra de geotecnia não são possíveis. A existência de fenómenos de difícil quantificação, como por vezes o assentamento do subsolo, é um problema que, tendo em conta a sua ocorrência por vezes aleatória, se torna um potencial perigo. Do ponto de vista da engenharia, o desenvolvimento de tais assentamentos apresenta problemas estruturais específicos nos sistemas de transportes. A abordagem lógica para evitar tais problemas poderia passar pela deslocalização de tal estrutura para uma área não afectada. Isso pode ser possível com algumas estruturas de edifícios, mas, geralmente, é impossível usar-se esta estratégia com infra-estruturas básicas, tais como os sistemas de transporte. Nestes casos a abordagem de projecto, além de considerar o estado limite último, deve dar particular importância ao estado limite de utilização. Para pequenos assentamentos é possível, usando técnicas de engenharia, garantir a capacidade de utilização. No entanto, os sistemas ferroviários de alta velocidade são mais sensíveis a tais assentamentos, rondando os 9 a 21mm [Jones (2007)]

Para superar estas dificuldades foi desenvolvido um geossintético denominado de inteligente, que combina a função de reforço com um sistema de monitorização baseado em tecnologia óptica que pode ser usado mesmo em áreas extensas, ou noutros tipos de reforço.

4.7.3.2. Sistemas de Monitorização

Os sistemas de monitorização existentes podem ser agrupados em quatro: em primeiro sistemas de sensores comuns, em segundo e terceiro, respectivamente, os sistemas de alerta eléctricos e os sistemas de radar e, por fim, os sistemas de monitorização recorrendo à fibra óptica.

No que respeita à utilização dos sensores comuns integrados num sistema de alerta, tal não se torna exequível, uma vez que só conseguem detectar vazios grandes e localizados [Jones (2007)].

O sistema de alarme eléctrico foi usado na Alemanha e é eficaz para a detecção de cavidades subterrâneas em colapso [Ast & Haberland (2002) e Leitner, *et al.* (2002)]. No entanto, o aspecto eléctrico do método pode ser uma desvantagem para linhas férreas, devido à interferência eléctrica que pode existir devido a sistemas de sinalização.

O sistema de radar é uma técnica amplamente utilizada na mineração, na detecção de espaços vazios, de cavernas e túneis. A aplicação da técnica não provou ser eficaz no caso de vias-férreas, exigindo um acompanhamento diário, tornando-se custoso [Jones (2007)].

Os sistemas recentes de monitorização baseiam-se em geossintéticos compósitos que contêm fibras ópticas – geossintéticos inteligentes. As fibras ópticas são inseridas no geotêxtil, durante a manufactura, numa bainha flexível.

Tais sistemas já foram testados tanto em laboratório como em escala real [Briançon, *et al.* (2004)]. Foram assim simuladas duas cavidades localizadas sob uma via-férrea contendo o geossintético inteligente. Durante a deformação, as redes sensoriais localizadas nas cavidades, indicaram um aumento instantâneo de tensão, sendo o esforço adicional registado aquando da passagem dos veículos [Briançon, *et al.* (2004)].

A título de exemplo, o sistema inteligente descrito por Jones (2007) tem sido aplicado em vias-férreas francesas, tendo mesmo sido identificada uma falha numa via. Este sistema foi aplicado abaixo da camada de base, tendo sido definido três critérios de projecto: o primeiro refere-se a um nível de “Alerta”, com assentamentos superficiais $s_w = 6\text{mm}$; o segundo refere-se a um nível de “Desaceleração”, com assentamentos superficiais $s_s = 9\text{mm}$ e, por fim, o terceiro e último nível refere-se a um nível de “Intervenção”, com assentamentos superficiais $s_i = 21\text{mm}$, no qual a via-férrea deverá ser intervencionada [Nancy, *et al.* (2004)].

5. REFORÇO DE SOLOS COM GEOSSINTÉTICOS

5.1. Introdução

O conceito de reforço de solos não é novo, os princípios básicos são mesmo demonstrados em abundância na natureza por pássaros e pela acção das raízes das árvores. Um desenvolvimento significativo para o conceito moderno de estruturas de solo reforçado foi feito nos Estados Unidos em 1925 por Munster (1925) [citado por Jones (1996)]. Este autor produziu uma parede de retenção de terras usando uma matriz de reforço em madeira.

A aplicação de geossintéticos com a função de reforço de solos tem vindo a crescer por todo o mundo devido a vantagens económicas, uma vez que esta metodologia permite a utilização de solos de qualidade inferior para fundação. Em relação aos custos, Koerner, *et al.* (1998) apresentam, com base em dados fornecidos pelos Departamentos de Transportes dos Estados Unidos “US Departments of Transportation”, uma comparação de custos associados, neste caso à construção de muros de solo reforçado com inclusões metálicas e com geossintéticos, de muros de suporte tipo gravidade e de muros em caixão. Onde se verifica, mais uma vez, a presença da vantagem económica na utilização dos geossintéticos como material de reforço [citado por Vieira (2008)].

5.2. Princípios Teóricos de Reforço

5.2.1. Comportamento do Solo Reforçado

Como já referido, um dos modos de melhorar as características de um maciço terroso consiste na aplicação de elementos resistentes convenientemente orientados, os quais, devido às suas características, aumentam a resistência e diminuem a deformabilidade do solo. A introdução de elementos de reforço não conduz a um melhoramento das características próprias do solo, mas sim a um melhoramento do comportamento global, que resulta da transferência de esforços do solo para os reforços [Ferreira (2010)].

Quando uma massa de solo é carregada verticalmente, ela sofre deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tracção). Contudo, se a massa de solo estiver reforçada, os movimentos laterais são limitados pela reduzida deformabilidade dos reforços, restrição essa que é obtida à custa do desenvolvimento de esforços de tracção nos

mesmos, que absorvem as tensões de corte na interface e que, ficando tracionados, provocam uma redistribuição de tensões no solo [Sieira (2003)]. A Figura 22, adaptada da norma britânica BS 8006 (1995), demonstra este princípio básico do comportamento do solo reforçado:

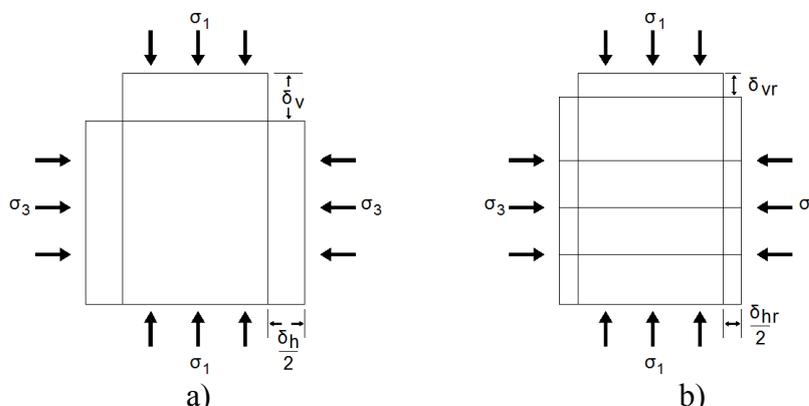


Figura 22 - Efeito das tensões num elemento de solo: a) não reforçado; b) reforçado [adaptado de BS 8006 (1995)].

Verifica-se assim que uma amostra de solo não reforçada confinada por uma tensão de compressão externa σ_3 e carregada por uma tensão de compressão σ_1 (onde $\sigma_1 > \sigma_3$) irá sofrer uma deformação de compressão axial δ_v e uma expansão lateral $2 \left(\frac{\delta_h}{2} \right)$. Esta expansão lateral será tanto menor quanto maior forem as tensões devidas ao confinamento lateral do solo.

Se várias camadas horizontais de reforço forem inseridas no solo, Figura 22b, e as mesmas cargas externas forem aplicadas, as deformações resultantes são δ_{vr} e $2 \left(\frac{\delta_{hr}}{2} \right)$ verificando-se que $\delta_{vr} < \delta_v$ e $\delta_{hr} < \delta_h$. Esta redução na magnitude das deformações é um resultado directo de uma tensão adicional $\Delta\sigma_3$ gerada por uma interacção interna entre o solo e o reforço como já referido [BS 8006 (1995)].

No que respeita a técnicas de reforço de solos pode-se dizer que existem 3: o micro-reforço, o macro-reforço e os sistemas híbridos (Quadro 1) [Ferreira (2010)].

Quadro 1 - Tipos de técnicas de reforço de solos

<i>Técnica</i>	<i>Descrição</i>
<i>Micro-reforço</i>	O micro-reforço consiste na introdução no solo de elementos de reforço de pequenas dimensões, nomeadamente fibras, filamentos, fios e mini-grelhas que, individualmente, influenciam um volume de solo reduzido, tornando necessário um grande número de elementos. Quando comparados com reforços orientados apresentam vantagens na medida em que promovem a isotropia de resistência do maciço reforçado e limitam planos potenciais de menor resistência, que se podem desenvolver paralelamente à orientação dos reforços [Yetimoglu T. & Salbas O. (2003) citado por Ferreira (2010)].
<i>Macro-reforço</i>	O macro-reforço de solos consiste na introdução de elementos resistentes, convenientemente orientados, com dimensões significativamente maiores do que as partículas de solo, nomeadamente varões, barras, grelhas e membranas que individualmente influenciam um volume de solo considerável, reduzindo o número de elementos necessários [Ferreira (2010)].
<i>Sistema Híbrido</i>	Os sistemas híbridos conciliam características de micro e macro-reforço [Ferreira (2010)].

5.2.2. Interação Solo-Reforço

O comportamento dos solos reforçados depende das características do solo, dos reforços e da interação solo-reforço. Em qualquer sistema de reforço de solos a eficácia dos reforços resulta da possibilidade de se mobilizarem as resistências necessárias nas interfaces solo-reforço. As características da interação solo-reforço são fortemente determinadas pelos próprios mecanismos de interação, pelas propriedades físicas e mecânicas do solo (índice de compactidade, forma e dimensões dos grãos, distribuição granulométrica, teor em água, etc.) e pelas propriedades mecânicas, forma e geometria dos reforços [Mendonça (2004)].

Nos sistemas de solo reforçado é possível identificar três mecanismos fundamentais de interação: atrito lateral; atrito solo-solo e impulso passivo nos elementos transversais.

No que se refere em específico às geogrelhas, estas podem mobilizar a resistência passiva nos elementos transversais dos reforços e o atrito solo-solo, no caso de ocorrência de movimento relativo no solo ao longo das aberturas da geogrelhas. Inicialmente, para pequenos deslocamentos relativos, mobiliza-se o atrito lateral ao longo das barras; quando os deslocamentos aumentam dá-se a mobilização progressiva do impulso passivo nas barras transversais do reforço, de tal modo que as curvas tensão-deformação continuam a ser ascendentes mesmo para grandes deformações. Este comportamento é fortemente condicionado pela relação entre as dimensões da malha da geogrelha e dos grãos do solo [Lopes (1992)]. Sendo as geogrelhas menos extensíveis do que os geotêxteis, a utilização das primeiras como elemento de reforço conduz a um maior aumento da resistência do solo reforçado, resultante da maior resistência mobilizada nas interfaces solo-geossintético do que quando são usados geotêxteis.

5.3. Considerações Gerais Sobre Métodos de Dimensionamento

O dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos exige, tal como outros tipos de estruturas de suporte, dois tipos de verificações: as relativas ao dimensionamento interno dos diversos elementos componentes da estrutura e as respeitantes ao dimensionamento externo.

O dimensionamento interno visa a definição da resistência mínima à tracção necessária e do comprimento mínimo dos reforços, bem como do espaçamento vertical entre eles. Na análise de estabilidade externa, o maciço reforçado é considerado como um bloco rígido, sendo estudados os mecanismos potenciais de rotura que se consideram habitualmente no

dimensionamento de estruturas de suporte: deslizamento pela base, derrubamento (ou limite para a localização da resultante), capacidade resistente do solo de fundação e escorregamento global. Devido à sua flexibilidade, os coeficientes de segurança adoptados para este tipo de estruturas são, para alguns modos de rotura, inferiores aos valores adoptados nos muros de suporte tipo gravidade [Lopes (1992)].

No dimensionamento interno é usual considerar dois modos de rotura completamente distintos, conforme se der o caso de rompimento por falta de resistência à tracção ou se exceder a resistência numa interface solo-reforço. No primeiro caso, a força anteriormente suportada pelo reforço em rotura é transferida para os outros reforços, o que pode dar origem ao desenvolvimento de uma rotura progressiva e rápida. No segundo caso, se a rotura for por falta de resistência de uma interface, esta normalmente origina deformações excessivas no reforço. Apesar da resistência da interface ter sido excedida esta ainda consegue possuir alguma percentagem da força anterior, cujo valor depende da percentagem das tensões de corte residuais na interface solo-reforço [Lopes (1992)].

Os métodos de dimensionamento interno mais usuais podem agrupar-se em duas categorias: os métodos baseados em considerações de equilíbrio limite e os métodos baseados na compatibilidade de deformações, associando o cálculo das deformações pelas teorias clássicas da mecânica de solos. Os métodos de equilíbrio limite podem ser divididos em métodos de equilíbrio local e métodos de equilíbrio global. No primeiro caso são avaliadas as tracções máximas em cada nível de reforço, enquanto no segundo caso o equilíbrio é garantido considerando a contribuição conjunta de todos os níveis, sem que haja a preocupação de estabelecer a parcela correspondente a cada um [Lopes (1992)].

6. CASOS DE ESTUDO DA BIBLIOGRAFIA

A publicação de artigos referentes à execução de reforço de aterros em vias-férreas recorrendo a geossintéticos em que exista um cuidado especial no dimensionamento relativo às condições de serviço é muito diminuta. Quando se procura, mais especificamente casos em que estas obras incluam análises numéricas e sejam posteriormente validadas em campo, ainda se torna mais escassa a sua existência. Para além destas limitações descritas, existe ainda a limitação de que na bibliografia existente, o reforço de vias-férreas passa quase sempre pelo reforço da mesma, mas na camada de balastro ou ainda a um reforço associado a aterros realizados sobre solos moles. Tendo em conta estas limitações e os objectivos desta tese, opta-se assim, por descrever alguns estudos ligados ao reforço de estruturas em que, apesar de estas não estarem relacionadas directamente com vias-férreas, apresentam algumas semelhanças nas técnicas de reforço, na modelação numérica e na monitorização necessária num reforço deste tipo.

O trabalho desenvolvido por Mendonça (2004) no reforço de um talude localizado em Portugal entre a localidade da Régua e Reconcos no IP3 recorrendo a geogrelhas é um destes exemplos. O talude reforçado tem como característica uma extensão de 206 m em curva (parte exterior) atingindo uma altura máxima de 20m (Figura 23).

O sistema de reforço foi dimensionado com base no método do Equilíbrio Limite e de acordo com os princípios de Jewell (1996). Os reforços consistem em grelhas uniaxiais de polietileno de alta densidade com 13m de comprimento, colocadas horizontalmente e espaçadas verticalmente de 0,60m. A resistência à tracção, nominal, dos reforços colocados no talude varia entre 60kN/m e 160kN/m tendo como função resistir, além do peso próprio da estrutura, a uma carga no topo do talude de 20kPa [Mendonça (2004)].

A fundação do aterro é constituída por granito denso. O aterro é formado por um solo residual granítico, cujas características estão apresentadas no Quadro 2.

No que se refere propriamente à monitorização do talude, segundo Mendonça (2004) esta foi realizada e teve como princípios a medição das deformações internas e externas do talude, além das pressões verticais nos níveis instrumentados. Os valores da tensão foram recolhidos através de uma base de dados automática, enquanto os deslocamentos horizontais internos foram recolhidos através de dois inclinómetros e os externos através da colocação prévia de miras. O comportamento do reforço foi observado durante um período total de 13 meses, incluindo 3 meses da construção. Foi assim possível obter dados do comportamento do talude

durante a fase de construção e depois desta (primeiros dez meses de serviço) [Mendonça & Lopes (2006)].

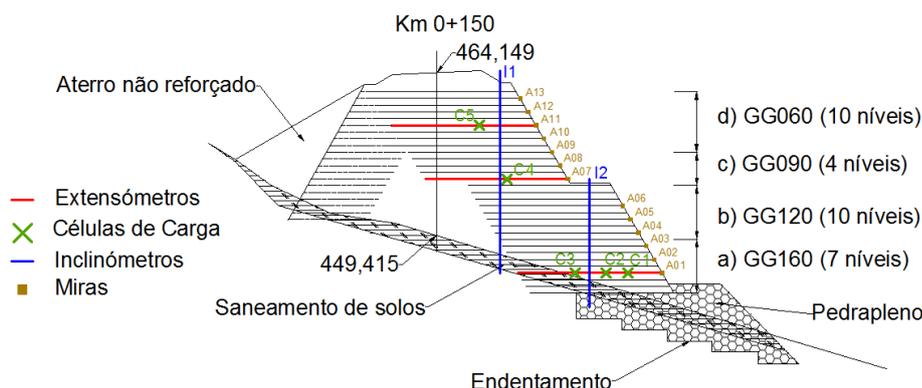


Figura 23 - Solução de reforço do troço do IP3, [adaptado de Mendonça (2004)].

Quadro 2 - Características do material de aterro [adaptado de Mendonça & Lopes (2006)]

Granulometria	(% <0,074mm)	12,7
Limites	LL	NP
	LP	NP
	IP	NP
Wn	(%)	10,9
SE (areia equivalente)	(%)	33,0
Proctor	$\gamma_{dmax}(g/cm^3)$	1,95
	$W_{opt}(\%)$	10,2
CBR	95%	22,3
	Exp.	0,20
Triaxial	$c'(kPa)$	0,0
	$\phi'(^{\circ})$	36,0

Apresentam-se de seguida os dados recolhidos no que se refere aos deslocamentos de face horizontais e verticais (Figura 24a) no fim da construção e posteriormente aos 3 e 10 meses, e os dados relativos aos deslocamentos internos horizontais dos taludes segundo os inclinómetros (Figura 24b) no fim da construção, 2, 6 e 10 meses de serviço.

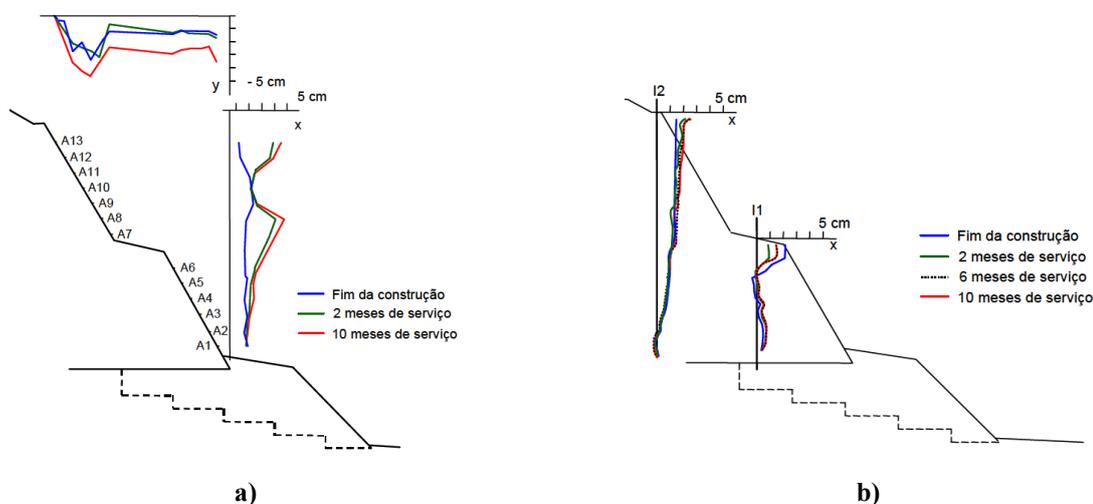


Figura 24 - Deslocamentos: a) horizontais e verticais da face durante o serviço da estrutura; b) internos horizontais dos taludes segundo os inclinómetros [Mendonça (2004)].

Verifica-se que durante o serviço da estrutura a configuração dos deslocamentos horizontais da face é distinta da observada no final da construção. Com efeito, no final da construção o deslocamento horizontal máximo deu-se na zona inferior do talude reforçado superior, ocorrendo o mínimo no topo da estrutura. O comportamento observado ao fim de dez meses de serviço da estrutura mantém-se qualitativamente semelhante ao observado ao fim de dois meses.

A configuração dos deslocamentos horizontais internos do aterro registados no inclinómetro I1 é um pouco distinta da dos registados no inclinómetro I2, por neste, particularmente na zona correspondente ao talude superior do aterro, não haver registos das acções resultantes da construção, ao contrário do que acontece no inclinómetro I1 que, no final da construção, regista a influência da construção do talude superior.

No que respeita à modelação numérica da solução de reforço, esta foi realizada através do programa FLAC e calibrada para condições estáticas. O caso considerado foi o de um muro reforçado com 6,0 m de altura, analisado por Ho (1993) e por Bathurst & Hatami (1998) [citados por Mendonça (2004)]. Este autor ressaltou que, após se realizar o modelo é possível comparar os resultados numéricos com os de campo. No entanto, esta comparação exige alguma reflexão, nomeadamente porque as análises numéricas registam os movimentos no aterro desde o início da construção, enquanto a monitorização da obra real só o faz quando a cota de construção atinge o nível da banquetta (inclinómetro I1 e alvos de face no talude inferior). Sendo assim, tendo em conta que as extensões nos reforços são registadas, quer na obra real, quer nas análises numéricas, imediatamente após a sua instalação, o autor referido optou por considerar como parâmetro fundamental de comparação estas mesmas extensões máximas e não os deslocamentos (Figura 25).

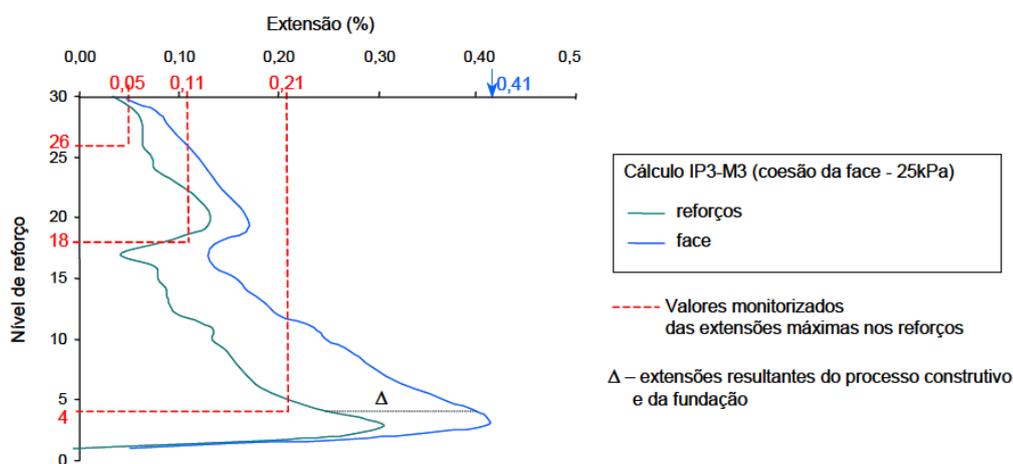


Figura 25 - Comparação das extensões horizontais nos reforços e na face [Mendonça (2004)].

Mendonça (2004) refere que, globalmente, a comparação entre os resultados da monitorização do talude reforçado do IP3 e os calculados numericamente se traduz numa boa concordância entre as deformações instaladas nos reforços. Porém, algumas discrepâncias são observadas, nomeadamente no que se refere aos deslocamentos. Considera-se que essa discrepância observada entre os valores obtidos para os deslocamentos internos do aterro na modelação numérica e os observados em campo deve-se, fundamentalmente, a limitações encontradas na obra em relação ao momento de início de registo das leituras e à necessidade de proceder a hipóteses relativamente a parâmetros, desconhecidos, exigidos pelo programa, para o pedrapleno e para a fundação. Estes mesmos motivos, acrescidos da menor fiabilidade do equipamento de monitorização e da limitação do programa de cálculo relativamente à simulação das deformações associadas ao processo construtivo incremental, parecem justificar a discrepância entre os valores dos deslocamentos [Mendonça (2004)].

Os estudos deste autor, no que respeita à modelação numérica, também demonstraram que o controlo das deformações da face do aterro reforçado é assegurado, considerando alguns reforços de menor comprimento (reforços secundários), desde que se mantenha um número suficiente de reforços de maior comprimento (reforços primários) para assegurar a estabilidade interna e externa da estrutura. A modelação numérica realçou a conveniência de utilização de materiais granulares em estruturas de solo reforçado como medida de controlo das deformações das mesmas, sobretudo, a longo prazo.

Lee, *et al.* (2006) apresentam um caso de estudo em que foi feita uma comparação dos dados de campo e os dados obtidos a partir de um modelo de elementos finitos. Os autores referem que este último previu, com alguma razoabilidade, os deslocamentos reais. Na generalidade os deslocamentos medidos foram menores que os previstos (Figura 26).

Assim, o caso de estudo refere-se ao dimensionamento e à monitorização de uma estrutura de solo reforçado com geogrelhas de 37m de comprimento. As geogrelhas têm uma capacidade resistente à tracção última que varia desde os 75 até os 150kN/m.

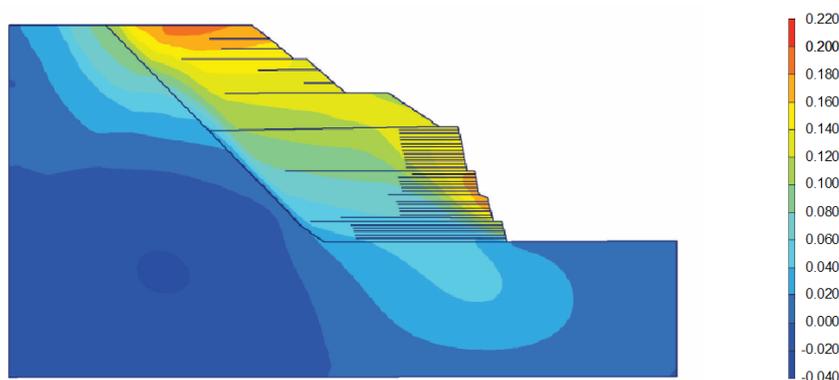


Figura 26 - Deslocamentos horizontais tendo em conta o modelo numérico [Lee, *et al.* (2006)].

Os autores Queiroz, *et al.* (2006), no seu estudo, que se refere essencialmente à avaliação do desempenho de ferramentas numéricas tendo em conta os dados obtidos através de modelos de laboratório, concluem, que apesar das ferramentas de elementos finitos constituírem uma vantagem na análise da estabilidade de obras geotécnicas, não se deve esquecer de alguns princípios. Por vezes as rotinas existentes neste programas não são capazes de reproduzir o real comportamento das obras geotécnicas, resultando provavelmente em resultados inconsistentes. Deve-se assim, ter sempre noção de que os resultados do modelo são soluções do modelo e não as reais. Os mesmos autores referem que através do seu estudo se verificou que as análises numéricas conseguem reproduzir bem a relação carga-deslocamento para o reforço de estruturas em muro, mas no entanto não conseguem descrever bem alguns fenómenos como cedência, amolecimento e comportamento pós-rotura.

A utilização de geogrelhas de polietileno de alta densidade como reforço de aterros apresenta a vantagem de ter um bom comportamento a eventos sísmicos. Dai, *et al.* (2010) demonstram este pressuposto após terem realizado uma observação externa à estrutura geotécnica onde se localiza a via-férrea Qinghai-Tibet. A zona onde se localiza tal estrutura foi sujeita a sismos na ordem dos 0,1g em 2008, tendo demonstrado um bom comportamento a tais acelerações. Esta estrutura apresenta ao longo de 4km o esquema de reforço estrutural referido na Figura 27.

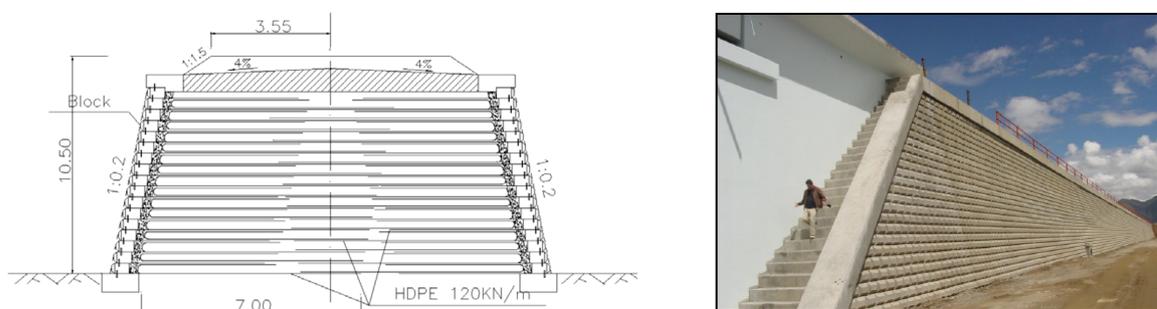


Figura 27 - Esquema do trecho de 4km da via-férrea Qinghai-Tibet [Dai, et al. (2010)].

A estrutura, realizada entre Agosto de 2003 a Julho de 2004, é reforçada com geogrelhas com capacidade resistente de 120kN/m e com preenchimento com material granular com $\Phi_{cv} = 30^\circ$. As paredes são realizadas em blocos de betão de 30cm de altura, formando paredes com uma altura máxima de 10,5m. De referir que a estrutura foi dimensionada para acelerações próximas daquelas a que viria a estar submetida depois [Dai, *et al.* (2010)].

7. FERRAMENTAS NUMÉRICAS UTILIZADAS

7.1. Introdução

Como já foi referido, o principal objectivo deste trabalho foi avaliar o comportamento de aterros reforçados com geossintéticos sob plataformas de vias-férreas com recurso a ferramentas numéricas.

Para tal, colocou-se a questão de como seleccionar a ferramenta numérica a utilizar. Ao longo do período de desenvolvimento do trabalho foram utilizadas duas ferramentas numéricas – PLAXIS 2D e FLAC 2D.

Estas ferramentas são descritas nas secções seguintes. Salieta-se ainda que o objectivo deste trabalho não é o de propriamente comparar a forma como implementam o seu código de base, no presente caso, elementos finitos e diferenças finitas, respectivamente PLAXIS 2D e FLAC 2D. Refere-se no entanto ao longo deste trabalho algumas considerações e diferenças entre os dois programas que se foram constatando.

7.2. PLAXIS 2D

7.2.1. Descrição Geral

O PLAXIS 2D versão 8 de agora em diante apenas designado de PLAXIS 2D, consiste num programa de elementos finitos usado para efectuar análises de estabilidade e deformação para vários tipos de aplicações geotécnicas. A modelação de situações reais pode ser feita com recurso a modelos axissimétricos ou planos. A geração do modelo de elementos finitos de duas dimensões é baseada no modelo geométrico criado pelo utilizador no plano xy do sistema global de coordenadas. A direcção z é representada para fora do plano na direcção do utilizador (Figura 28).

A selecção de um modelo plano ou assimétrico resulta num modelo de elementos finitos com apenas dois graus de liberdade de translação por nó (direcção x e y).

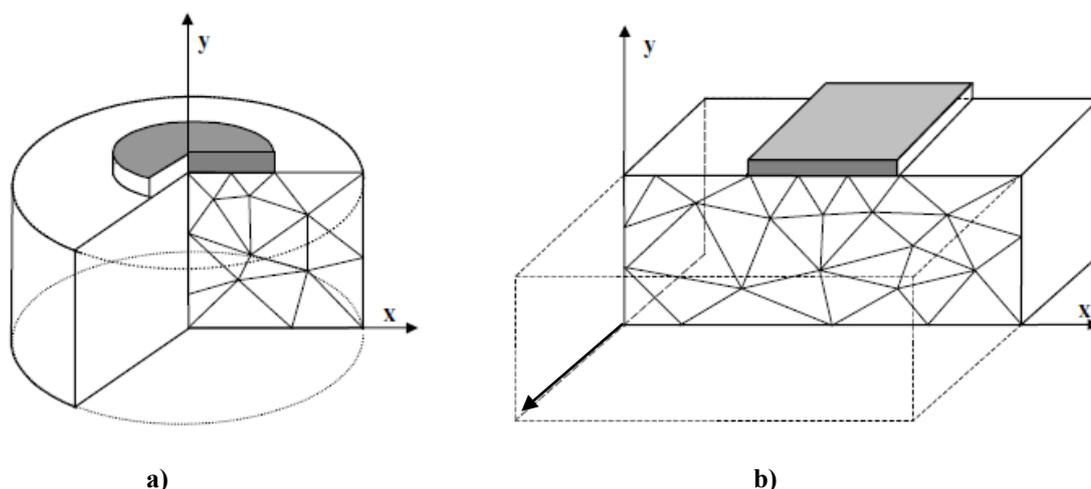


Figura 28 - Exemplo de modelos de elementos finitos: a) modelo axissimétrico; b) modelo plano.

A versão 8 do Plaxis 2D (utilizada neste trabalho) é um programa de duas dimensões, no entanto, no cálculo das tensões baseia-se no sistema 3D cartesiano mostrado na Figura 29. Nesta ferramenta, as forças de compressão, incluindo a pressão intersticial, têm sinal negativo, enquanto, por outro lado, as forças de tracção tomam o sinal positivo.

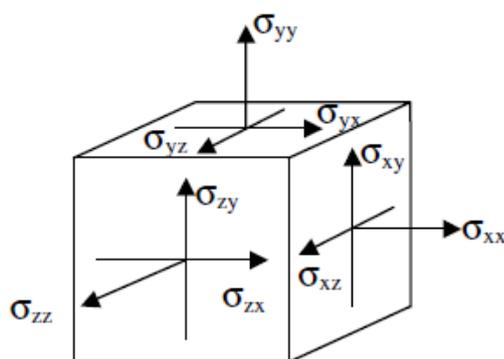


Figura 29 - Direcção das componentes de tensão positivas.

O programa em questão permite ao utilizador modelar as camadas de solos com elementos triangulares de 6 ou de 15 nós (Figura 30). Esta característica permite ao utilizador refinar ou não a análise, sabendo, porém, que este refinamento acarretará um maior tempo de processamento. O elemento triangular de 15 nós é o elemento padrão e fornece uma interpolação de quarta ordem para deslocamentos e a integração numérica envolve doze pontos de Gauss (pontos de tensão). Para o elemento triangular de 6 nós a ordem de interpolação é de dois e a integração numérica envolve apenas três pontos de Gauss .

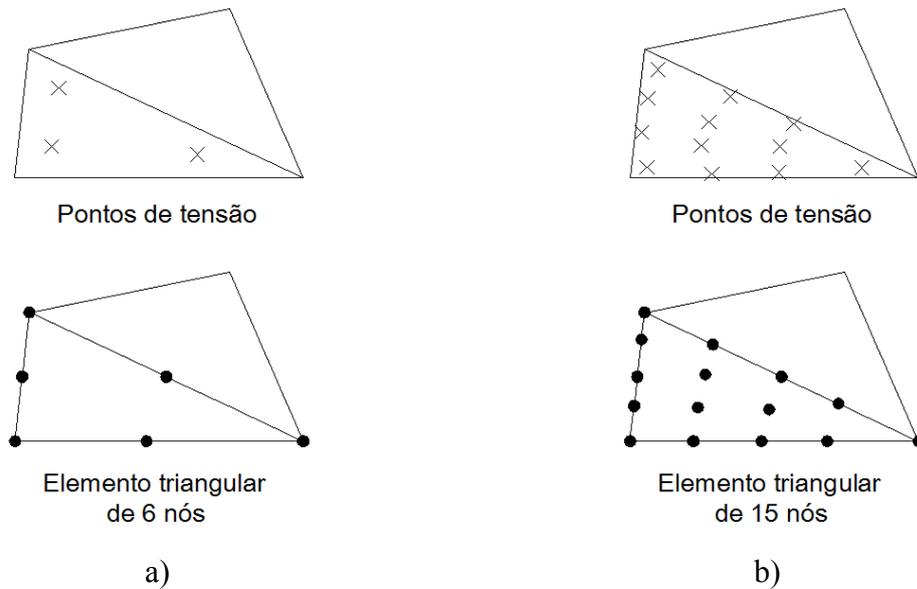


Figura 30 - Posição de nós e de pontos de tensão em elementos triangulares no PLAXIS 2D: a) 6 nós; b) 15 nós.

7.2.2. Geometria

A geração de um modelo de elementos finitos começa com a criação de um modelo geométrico representativo do caso de estudo. Este modelo geométrico é composto por pontos, linhas e grupos definido pelo utilizador. Além destes componentes básicos, podem ser atribuídos ao modelo objectos estruturais ou condições especiais de geometria para simular túneis, muros, placas, interacção solo-estrutura e ou cargas. Nesta etapa o utilizador pode especificar as várias camadas do solo, os objectos estruturais para as várias fases de construção, cargas e condição fronteira. O modelo da geometria não deverá conter apenas a situação inicial, mas também as situações que possam ocorrer nas fases construtivas.

7.2.3. Elemento “Plate”

As placas (designadas por “plate”) são elementos que contêm rigidez significativa de flexão e axial, EI e EA , respectivamente. A partir destes dois parâmetros, no PLAXIS 2D é gerada uma placa de espessura equivalente, d_{eq} [equação 7.2.3.(1)].

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad 7.2.3.(1)$$

No caso de uma secção rectangular (de dimensão b e h) e partindo do pressuposto que o módulo de elasticidade toma o mesmo valor para a rigidez de flexão e axial, pode-se dizer que esta espessura equivalente tomará o valor da altura h da secção considerada [equação 7.2.3.(2)].

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{I}{A}} = \sqrt{12 \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{b \times h}} = \sqrt{h^2} = h \quad 7.2.3.(2)$$

O elemento em causa pode ser utilizado para simular a influência de paredes, chapas ou revestimentos segundo a direcção z . O mesmo é representado graficamente no modelo geométrico através de uma linha de cor azul.

7.2.4. Elemento “Geogrid”

O elemento “Geogrid” possui rigidez axial, não contendo rigidez de flexão. Estes elementos só funcionam com forças de tracção e como já referido anteriormente usam-se quando se pretende reforçar solos. No modelo geométrico este elemento aparece como uma linha de cor amarela.

O elemento “Geogrid” corresponde a um elemento linear com dois graus de liberdade em cada nó (u_x, u_y). Pode-se ter o elemento de reforço com três ou cinco nós, dependendo se o tipo de elemento da malha a ser utilizado seja de 6 ou 15 nós, respectivamente [PLAXIS 2D (2002)].

- - nós
- × - pontos de tensão

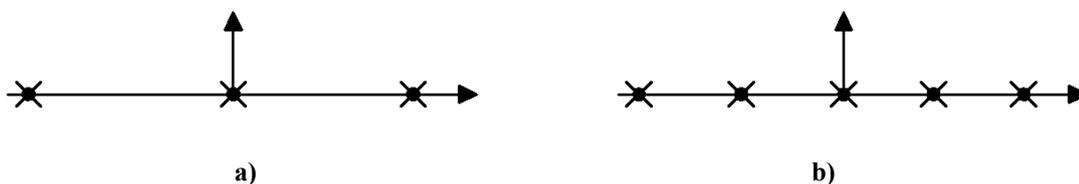


Figura 31 - Posição dos nós e pontos de tensão no PLAXIS 2D: a) malha triangular de 6 nós; b) malha triangular de 15 nós.

O parâmetro necessário corresponde, à rigidez axial do reforço, EA , onde A corresponde à área da secção transversal do reforço e E , ao módulo de elasticidade.

A modelação da interacção solo-reforço é feita utilizando-se elementos de interface, cujo comportamento é descrito por um modelo elasto-plástico. O critério de Coulomb é

utilizado para distinguir o comportamento elástico, onde pequenas deformações podem ocorrer do comportamento plástico, onde se pode ter escorregamento permanente. Para que a interface permaneça elástica, a tensão de corte, τ , é dada por:

$$|\tau| < \sigma_n \tan \phi_i + c_i \quad 7.2.4(1)$$

e para o comportamento plástico, tem-se:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \phi_i + c_i \quad 7.2.4(2)$$

em que σ_n , corresponde à tensão normal, ϕ_i , o ângulo de atrito do solo e c_i , é a coesão do solo.

As propriedades de resistência da interface estão relacionadas com as propriedades de resistência da camada de solo. O conjunto de dados de cada material tem um factor de redução da resistência, R_{inter} , que é utilizado para calcular as propriedades da interface a partir das propriedades do solo, de acordo com as seguintes expressões:

$$c_i = R_{inter} c_{solo} \quad 7.2.4(3)$$

$$\tan \phi_{solo} = R_{inter} \tan \phi_{solo} \leq \tan \phi_{solo} \quad 7.2.4(4)$$

$$\psi_i = 0^\circ \quad \text{se } R_{inter} \leq 1; \quad \psi_i = \psi_{solo}, \text{ restantes casos} \quad 7.2.4(5)$$

em que R_{inter} , é um factor de redução da resistência, ψ_i , é o ângulo de dilatação da interface e ϕ_{solo} , é o ângulo de dilatação do solo.

Pode-se optar por definir a interface de forma que esta não influencie a resistência do solo ao redor, o que corresponde a $R_{inter} = 1,0$. Como resultado, as propriedades da interface, incluindo o ângulo de dilatação, ψ_i , terão os mesmos valores das propriedades do solo,

O valor de R_{inter} pode ser definido manualmente, dependendo da interacção entre o reforço e o solo. Salienta-se ainda, que as propriedades da interface não têm de necessariamente ser definidas pelas características do solo adjacente, permitindo o programa a escolha de outro tipo de solo.

7.3. FLAC 2D

7.3.1. Descrição Geral

O FLAC versão 5 ("Fast Lagrangian Analysis of Continua") de agora em diante designado por FLAC 2D, é um programa de análise bidimensional baseado no método das diferenças finitas, utilizando um algoritmo explícito no tempo para determinar a solução de problemas envolvendo solos, rochas e outros materiais. Além disso, por possuir uma linguagem de programação própria (FISH), o programa FLAC 2D permite que sejam implementados nas análises modelos constitutivos, variáveis e funções não presentes no programa.

A malha utilizada pelo FLAC 2D é quadrangular, sendo que cada elemento quadrangular da malha é definido como uma zona de cálculo de tensões. Os vértices são utilizados como pontos de cálculo de velocidades e deslocamentos (Figura 32).

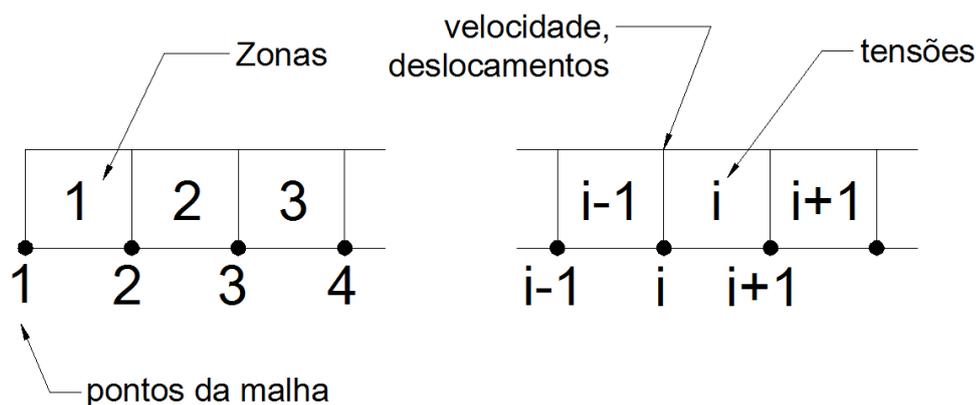


Figura 32 - Esquema da definição de zonas e de pontos de cálculos assumidos pelo FLAC 2D.

Salienta-se que como regra geral, a razão entre o comprimento e a altura de uma zona deve ser mantida tão próximo quanto possível da unidade e não se deve ultrapassar a razão 1/5, sob pena de obtenção de resultados potencialmente imprecisos [Itasca (2005)].

Os eixos utilizados no FLAC 2D são semelhantes aos usados pelo programa de elementos finitos PLAXIS 2D.

O FLAC 2D contém 11 modelos constitutivos implementados no seu código computacional para a modelação mecânica de solos e rochas. Adicionalmente existem 5 módulos extras, um dos quais o módulo de fluência que será abordado na secção 7.3.5.

7.3.2. Geometria

A definição da geometria no FLAC 2D apresenta-se como mais complexa em relação à utilização do PLAXIS 2D. Se neste, primeiro se define a geometria e depois refina-se ou não a malha triangular, no caso do programa FLAC 2D tal não acontece. O utilizador aquando da criação do modelo geométrico terá de antecipadamente atender ao grau de refinamento e ao faseamento construtivo, que deseja, de forma a incluir um maior numero de linhas ou colunas na malha.

No que se refere a elementos definidos pela própria malha quadrangular estes devem ser definidos logo na fase inicial (camadas de solo), podendo ser definidos à posterior elementos do tipo lineares, por exemplo “beams” e “cables”, como a definição de novas condições de fronteira.

7.3.3. Elemento “Beam”

No FLAC 2D, “Beam” é um elemento bidimensional com três graus de liberdade em cada nó (dois deslocamentos e uma rotação). Um elemento “Beam” é definido pelas suas propriedades geométricas e mecânicas, que são assumidas constantes.

Em geral, o elemento “Beam” é assumido como tendo um comportamento linear elástico com dois critérios de rotura axial, tracção e compressão. Se desejado, um momento máximo suportado pelo elemento (momento plástico) também pode ser especificado. O elemento é definido através da sua área, A , comprimento, L , e segundo o seu momento de inércia, I .

7.3.4. Elemento “Cable”

Apresenta-se na Figura 33 um esquema da forma como o FLAC 2D, simula o elemento “Cable”. O elemento de cabo pode ser dividido em um número de segmentos de comprimento L , com pontos nodais localizados no fim de cada segmento. A massa de cada segmento é concentrada nos pontos nodais.

Por apresentar uma espessura muito fina, o elemento de reforço oferece pouca resistência à flexão e é tratado como uma estrutura unidimensional com capacidade para resistir ao esforço axial. O comportamento axial do elemento de reforço é descrito por dois parâmetros: a área da secção transversal do reforço, A , e o módulo de elasticidade, E .

Pode-se ainda definir uma força de tracção limite (yield) ou uma força de compressão limite (ycomp). O elemento de cabo não poderá desenvolver forças com valores acima dos especificados.

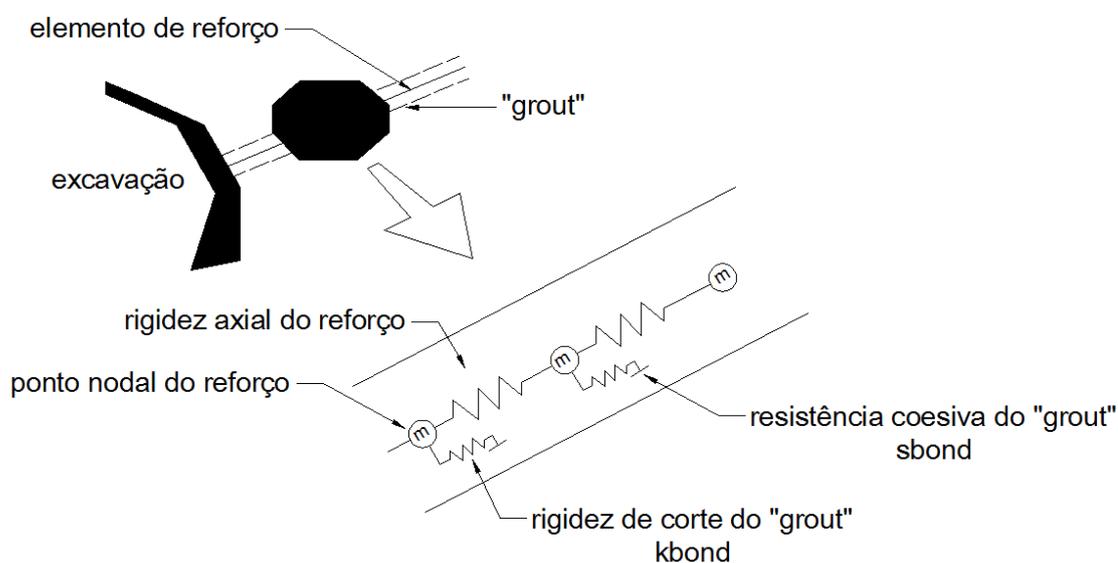


Figura 33 - Representação do mecanismo de interação entre o elemento de reforço e o meio circundante [Itasca (2005)].

Como mostra a Figura 33, o comportamento de corte do “grout”, elemento de interface, é representado por um sistema de mola-amortecedor, localizado nos pontos nodais, sendo descrito numericamente pelo parâmetro k_{bond} , correspondente à rigidez de corte do “grout”.

A força de corte máxima que pode ser desenvolvida no “grout”, por comprimento do elemento, é função da resistência coesiva e da resistência ao atrito do “grout” que, por sua vez, depende do nível de tensão. A seguinte relação é usada para determinar a força de corte máxima:

$$\frac{F_s^{m\acute{a}x}}{L} = S_{bond} + \sigma'_c \times \tan(S_{atrito}) \times \text{per\acute{ı}metro} \quad 7.3.4(1)$$

onde $F_s^{m\acute{a}x}$ corresponde à força de corte máxima; L , ao comprimento do elemento; S_{bond} , é a resistência coesiva; σ'_c , a tensão efectiva principal de confinamento; S_{atrito} , o ângulo de atrito, e por fim, o perímetro corresponde ao perímetro exposto.

O comportamento do “grout” está representado na Figura 34. Deve-se destacar que o elemento de cabo obedece ao movimento da malha na direcção normal à do cabo.

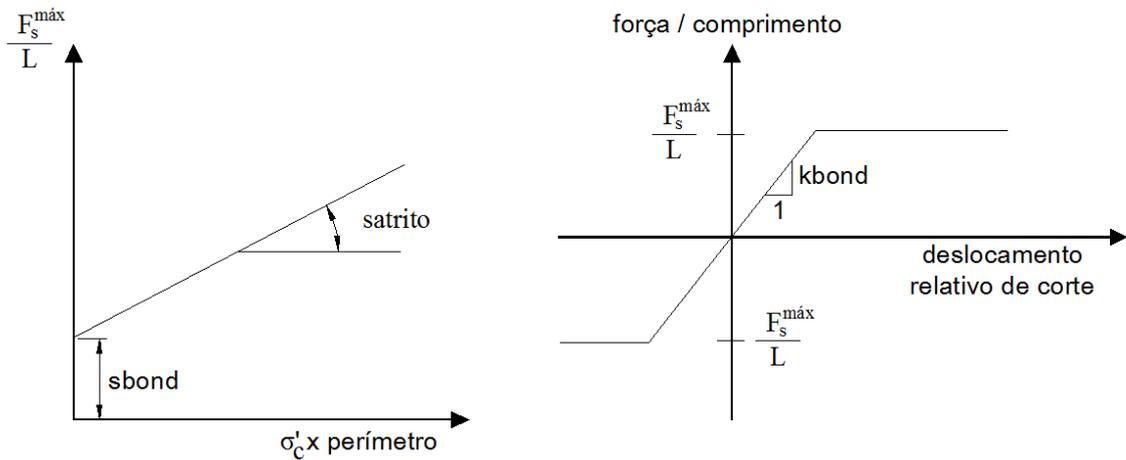


Figura 34 - Comportamento do “grout” para elementos de cabo [Itasca (2005)].

Em resumo, os parâmetros de entrada do elemento de cabo, no FLAC 2D, e que foram utilizados neste trabalho, são os seguintes: área da secção transversal do cabo, A ; módulo de elasticidade do cabo, E ; resistência à tração (yield) e à compressão do cabo ($ycomp$); perímetro exposto do cabo (perímetro); rigidez ao corte do “grout” ($kbond$); coesão ($sbond$) e ângulo de atrito ($satisfito$) do “grout”.

7.3.5. Módulo de Fluência

O FLAC 2D tem módulos opcionais para simular alguns tipos de problemas mais específicos. Neste trabalho recorreu-se ao módulo de fluência, que é descrito em seguida.

O módulo de fluência do programa de diferenças finitas FLAC 2D é usado para simular o comportamento de materiais que sofrem fluência, isto é, materiais que demonstram um comportamento dependente do tempo. O módulo de fluência do FLAC 2D tem implementado de base seis modelos de comportamento: 1) modelo visco-elástico clássico; 2) modelo de Power Law; 3) modelo WIPP, para estudos de isolamento de resíduos nucleares; 4) modelo visco-plástico Burger-creep, combinando o modelo de fluência Burger com o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb; 5) combinação do modelo WIPP com o de Drucker-Prager; 6) e o modelo Crushed Salt.

O primeiro modelo, designado de visco-elástico clássico, baseia-se na formulação clássica da fluência, conhecida como a substância de Maxwell. O modelo de Power Law pode ser usado em aplicações mineiras e o terceiro modelo (WIPP) é comumente utilizado em análises termomecânicas associadas a estudos subterrâneos de isolamento de resíduos nucleares em sal. O quarto modelo, modelo visco-plástico Burger-creep, expande o primeiro e

inclui a componente de Kelvin e Mohr-Coulomb. O quinto modelo é uma variação do terceiro e inclui a componente plástica de Drucker-Prager. Por fim o sexto modelo é também uma variação do modelo número três e inclui comportamento volumétrico e desviatório de compactação.

O FLAC 2D permite ainda ao utilizador a criação do seu próprio modelo de comportamento de fluência através da ferramenta “FISH” [Itasca (2005)].

7.3.5.1. Modelo de Fluência Burger e Mohr-Coulomb

Descreve-se de seguida o modelo de fluência que foi utilizado na avaliação dos assentamentos por fluência, referente ao caso prático descrito na secção 9.5. O presente modelo é caracterizado por um comportamento desviatório visco-elasto-plástico e um comportamento volumétrico elasto-plástico.

O modelo assume a lei constitutiva visco-elástica e plástica em série. A lei constitutiva visco-elástica corresponde ao modelo Burguer (células Kelvin em série com a componente de Maxwell) e a lei constitutiva plástica, corresponde ao modelo de Mohr-Coulomb (Figura 35 e Figura 36).

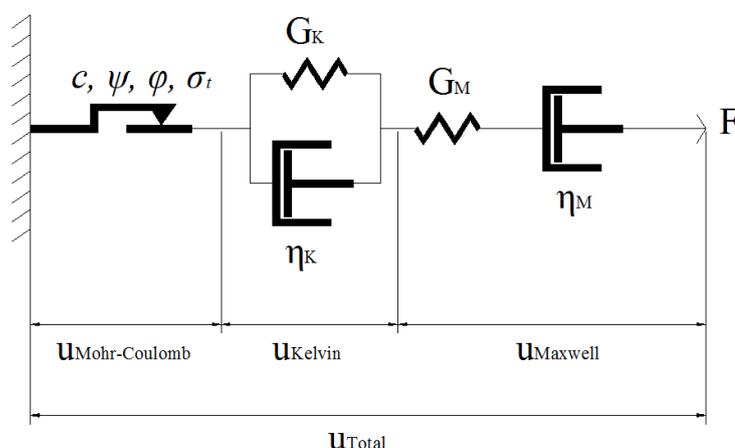


Figura 35 - Esquema do modelo de comportamento de fluência Burger e Mohr-Coulomb [adaptado de Bonini, *et al.* (2003)].

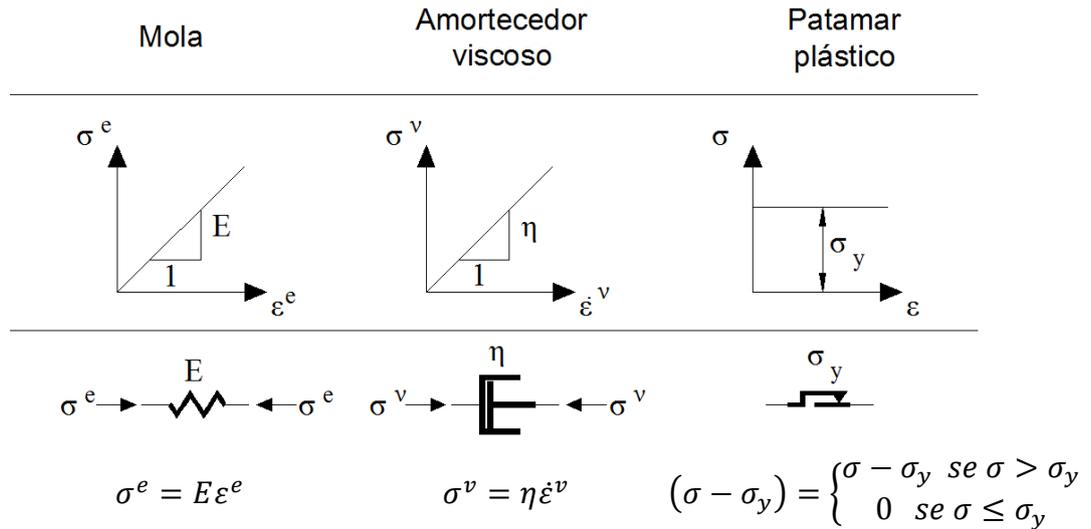


Figura 36 - Relação tensão deformação e equações de e modelos elementares de comportamentos usados em modelos de fluência [Liingard, *et al.* (2004) citado por Wang (2010)].

Nesta secção descrevem-se os pressupostos de cálculo assumidos pelo programa de diferenças finitas FLAC 2D, no que respeita ao modelo de comportamento de fluência Burguer e Mohr-Coulomb.

Os símbolos S_{ij} e e_{ij} correspondem respectivamente às componentes da tensão e da deformação desviatória.

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_0 \delta_{ij} \tag{7.3.5.1 (1)}$$

$$e_{ij} = \epsilon_{ij} - \frac{e_{vol}}{3} \delta_{ij} \tag{7.3.5.1 (2)}$$

onde

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_{kk}}{3} \tag{7.3.5.1 (3)}$$

e

$$e_{vol} = \epsilon_{kk} \tag{7.3.5.1 (4)}$$

A componente de Kelvin, Maxwell e a contribuição plástica para correlação das tensões e deformações são identificadas pelos sobrescritos K , M , e p respectivamente. Com esta convenção a modelação do comportamento desviatório pode ser descrita pelas relações:

Componentes da taxa ou razão de deformação:

$$\dot{e}_{ij} = \dot{e}_{ij}^K + \dot{e}_{ij}^M + \dot{e}_{ij}^P \tag{7.3.5.1 (5)}$$

Kelvin:

$$S_{ij} = 2\eta^K \dot{e}_{ij}^K + 2G^K e_{ij}^K \quad 7.3.5.1 (6)$$

Maxwell:

$$\dot{e}_{ij}^M = \frac{\dot{S}_{ij}}{2G^M} + \frac{S_{ij}}{2\eta^M} \quad 7.3.5.1 (7)$$

Mohr-Coulomb:

$$\begin{aligned} \dot{e}_{ij}^P &= \lambda^* \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{1}{3} \dot{e}_{vol}^P \delta_{ij} \\ \dot{e}_{vol}^P &= \lambda^* \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma_{11}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{22}} + \frac{\partial g}{\partial \sigma_{33}} \right] \end{aligned} \quad 7.3.5.1 (8)$$

Por sua vez, o comportamento volumétrico é dado por:

$$\dot{\sigma}_0 = K(\dot{e}_{vol} - \dot{e}_{vol}^P) \quad 7.3.5.1 (9)$$

Nas presentes fórmulas, as propriedades K e G são respectivamente, o módulo de deformação volumétrica e o módulo de distorção, enquanto η corresponde à viscosidade dinâmica (produto da viscosidade cinemática pela densidade). A envolvente de rotura de Mohr-Coulomb é uma combinação de critérios de tracção e de corte. O critério de cedência é $f=0$, sendo os seus pressupostos:

Cedência em corte:

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2C \sqrt{N_\phi} \quad 7.3.5.1 (10)$$

$$N_\phi = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)} \quad 7.3.5.1 (10a)$$

Cedência em tracção:

$$f = \sigma^t - \sigma_3 \quad 7.3.5.1 (11)$$

Onde C corresponde à coesão e ϕ ao ângulo de atrito do solo, σ^t a resistência à tracção, e σ_1, σ_3 correspondem, respectivamente, à tensão principal mínima e máxima (compressão toma valores negativos). A função de rotura g toma a forma:

Rotura em corte:

$$g = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad 7.3.5.1 (12)$$

$$N_\psi = \frac{(1 + \sin \psi)}{(1 - \sin \psi)} \quad 7.3.5.1 (12b)$$

Rotura em tracção:

$$g = -\sigma_3 \quad 7.3.5.1 (13)$$

Onde, ψ corresponde ao ângulo de dilatância do material. Finalmente, λ^* é um parâmetro diferente de zero apenas durante o fluxo plástico, que é determinado pela condição de cedência plástica $f = 0$.

O procedimento de implementação do modelo de comportamento Burguer e Mohr-Coulomb segue os pressupostos de cálculo do programa base FLAC 2D. Nomeadamente, a escrita da equação 7.3.5.1 (5) na forma de incrementos finitos, equação 7.3.5.1 (9):

$$\Delta e_{ij} = \Delta e_{ij}^K + \Delta e_{ij}^M + \Delta e_{ij}^P \quad 7.3.5.1 (14)$$

$$\bar{S}_{ij} \Delta t = 2\eta^K \Delta e_{ij}^K + 2G^K \bar{e}_{ij}^K \Delta t \quad 7.3.5.1 (15)$$

$$\Delta e_{ij}^M = \frac{\Delta S_{ij}}{2G^M} + \frac{\bar{S}_{ij}}{2\eta^M} \Delta t \quad 7.3.5.1 (17)$$

$$\Delta \sigma_0 = K(\Delta e_{vol} - \Delta e_{vol}^P) \quad 7.3.5.1 (18)$$

A colocação da barra (por exemplo, \bar{S}_{ij}) indica valores médios ao longo da fase de cálculo e os sobrescritos N e O descrevem respectivamente valores novos e valores antigos.

$$\bar{S}_{ij} = \frac{S_{ij}^N + S_{ij}^O}{2} \quad 7.3.5.1 (19)$$

$$\bar{e}_{ij} = \frac{e_{ij}^N + e_{ij}^O}{2} \quad 7.3.5.1 (20)$$

Após a substituição das equações 7.3.5.1 (19) e 7.3.5.1 (20) na equação 7.3.5.1 (15), e resolvendo em função de $e_{ij}^{K,N}$, a contribuição da deformação de Kelvin, $e_{ij}^{K,N}$ pode ser expressa na forma:

$$e_{ij}^{K,N} = \frac{1}{A} \left[e_{ij}^{K,O} + \frac{\Delta t}{4\eta^K} (S_{ij}^N + S_{ij}^O) \right] \quad 7.3.5.1 (21)$$

onde

$$A = 1 + \frac{G^K \Delta t}{2\eta^K} \quad 7.3.5.1 (22)$$

$$B = 1 - \frac{G^K \Delta t}{2\eta^K}$$

Após a substituição das equações 7.3.5.1 (17) e 7.3.5.1 (21) na equação 7.3.5.1 (14) e resolvendo em função da nova componente da tensão desviatória, pode escrever-se (usando os valores médios definidos anteriormente na equação 7.3.5.1 (19)).

$$S_{ij}^N = \frac{1}{a} \left[\Delta e_{ij} - \Delta e_{ij}^P + b S_{ij}^O - \left(\frac{B}{A} - 1 \right) e_{ij}^{K,O} \right] \quad 7.3.5.1 (23)$$

onde

$$a = \frac{1}{2G^M} + \frac{\Delta t}{4} \left(\frac{1}{\eta^M} + \frac{1}{A\eta^K} \right) \quad 7.3.5.1 (24)$$

$$b = \frac{1}{2G^M} - \frac{\Delta t}{4} \left(\frac{1}{\eta^M} + \frac{1}{A\eta^K} \right) \quad 7.3.5.1 (25)$$

e a equação 7.3.5.1(21) é usada como lei evolutiva para avaliar $e_{ij}^{K,N}$ na equação. 7.3.5.1 (23). Para completar a equação 7.3.5.1 (18) é escrita na forma:

$$\sigma_0^N = \sigma_0^O + K(\Delta e_{vol} - \Delta e_{vol}^P) \quad 7.3.5.1 (26)$$

Na implementação do modelo de comportamento no FLAC 2D, novas componentes da tensão \widehat{S}_{ij}^N e σ_0^N são calculadas a partir de equações 7.3.5.1 (23) e 7.3.5.1 (26), assumindo incrementos visco-elásticos. As componentes das tensões principais são calculadas e ordenadas, à medida que a função de cedência é calculada.

$$\begin{aligned} S_i^N &= \widehat{S}_i^N - \frac{1}{a} \Delta e_i^p \\ \sigma_0^N &= \widehat{\sigma}_0^N - K \Delta e_{vol}^p \end{aligned} \quad 7.3.5.1 (27)$$

ou usando por definição a componente de desviatória:

$$\begin{aligned} \sigma_1^N &= \widehat{\sigma}_1^N - [\alpha_1 \Delta e_1^p + \alpha_2 (\Delta e_2^p + \Delta e_3^p)] \\ \sigma_2^N &= \widehat{\sigma}_2^N - [\alpha_1 \Delta e_2^p + \alpha_2 (\Delta e_1^p + \Delta e_3^p)] \\ \sigma_3^N &= \widehat{\sigma}_3^N - [\alpha_1 \Delta e_3^p + \alpha_2 (\Delta e_1^p + \Delta e_2^p)] \end{aligned} \quad 7.3.5.1 (28)$$

onde

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= K + \frac{2}{3a} \\ \alpha_2 &= K - \frac{1}{3a} \end{aligned} \quad 7.3.5.1 (29)$$

Excepto para as definições de α_1 e α_2 , estas equações são semelhantes às obtidas na derivação do modelo de Mohr-Coulomb no programa base do FLAC 2D. A formulação de plasticidade pode proceder de forma semelhante. Deste modo, obtem-se, para cedência em corte:

$$\begin{aligned} \sigma_1^N &= \widehat{\sigma}_1^N - \lambda (\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) \\ \sigma_2^N &= \widehat{\sigma}_2^N - \lambda \alpha_2 (1 - N_\psi) \\ \sigma_3^N &= \widehat{\sigma}_3^N - \lambda (\alpha_2 - \alpha_1 N_\psi) \end{aligned} \quad 7.3.5.1 (30)$$

com

$$\lambda = \frac{\widehat{\sigma}_1^N - \widehat{\sigma}_3^N N_\phi + 2C \sqrt{N_\phi}}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (\alpha_2 - \alpha_1 N_\psi) N_\phi} \quad 7.3.5.1 (31)$$

e para cedência em tracção

$$\begin{aligned} \sigma_1^N &= \widehat{\sigma}_1^N + \lambda \alpha_2 \\ \sigma_2^N &= \widehat{\sigma}_2^N + \lambda \alpha_2 \\ \sigma_3^N &= \widehat{\sigma}_3^N + \lambda \alpha_1 \end{aligned} \quad 7.3.5.1 (32)$$

com

$$\lambda = \frac{\sigma^t - \widehat{\sigma}_3^N}{\alpha_1} \quad 7.3.5.1 (33)$$

Finalmente, as novas componentes de tensão global são calculadas, assumindo que as direcções principais que não foram afectadas pela ocorrência de fluxo plástico. Por defeito, no

módulo de fluência do FLAC 2D, a viscosidade de Maxwell e de Kelvin, η^M e η^K , são infinitos (embora armazenados como zero no FLAC 2D). Como nota, se o valor padrão para η^K for adoptado, então o modelo assume que $G^K = 0$, mesmo se um valor diferente for atribuído a essa propriedade. O valor padrão para G^K é zero e o valor padrão para a G^M é de 10^{-20} , tendo em conta o respectivo sistema de unidades adoptado.

8. VALIDAÇÃO E CALIBRAÇÃO DOS PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

8.1. Introdução

Inicialmente, e de forma a validar tanto os resultados obtidos como os procedimentos a realizar nos programas automáticos já descritos, recorreu-se à simulação numérica de um problema geotécnico de complexidade reduzida e de solução analítica conhecida. É exemplo de tal contexto a realização de um pequeno aterro carregado verticalmente, em que se comparam as deformações à superfície e as tensões num ponto central, tendo como base os dados de saída dos programas automáticos, com os valores resultantes da aplicação da teoria da elasticidade. Esta solução analítica foi descrita na secção 3.3.

Este primeiro passo também permitiu o desenvolvimento de algumas das competências necessárias à elaboração de problemas geotécnicos mais complexos nas ferramentas numéricas utilizadas, como o caso em estudo.

Realizou-se ainda a calibração das ferramentas tendo como base a modelação numérica de um muro de 6,0m de altura em solo reforçado com geossintéticos, analisado através do método dos elementos finitos, *MEF*, por Ho (1993), e posteriormente modelado através do programa FLAC (versão 3.30) por Bathurst & Hatami (1998). Optou-se pela comparação com uma análise numérica efectuada por outros autores, em detrimento de estudos experimentais, devido ao detalhe da caracterização dos materiais envolvidos e da própria sequência construtiva, nem sempre apresentados na descrição de trabalhos experimentais. Além deste aspecto, é necessário ter em consideração que estas estruturas resultam da colocação sucessiva de camadas de aterro, sendo difícil modelar numericamente estudos experimentais ou muros construídos à escala real, dado que os deslocamentos apresentados são relativos a uma determinada leitura de referência, que habitualmente não é identificada.

8.2. Validação – Aterro Carregado Verticalmente

8.2.1. Descrição do Problema

O aterro simulado para validar as ferramentas numéricas, e que a seguir se descreve, apresenta algumas similaridades com o caso de estudo do aterro inserido na linha de alta

velocidade Poceirão-Caia. Procurou-se um problema em que a altura do aterro fosse a mesma e atribuíram-se seus parâmetros mecânicos de valor igual à situação base do caso de estudo analisado neste trabalho (Quadro 3 e Figura 37). Nos programas de cálculo automático utilizados considerou-se um comportamento elástico linear, para possibilitar a comparação dos valores obtidos através da análise numérica com os obtidos através da solução analítica, recorrendo à teoria da elasticidade (secção 3.3).

Quadro 3 - Características do aterro carregado verticalmente.

	Carga (q)	Aterro (a)	Fundação (f)
Altura - H [m]	-	24,00	20,00
Módulo de elasticidade - E [MPa]	-	75,00	350,00
Coefficiente de Poisson - ν	-	0,30	0,30
Peso Volúmico - γ [kN/m ³]	-	22,00	24,00
Largura Efectiva - B' [m]	6,00	-	-
Comprimento Efectivo - L' [m]	Infinito	-	-
Valor [kN/m ²]	60,00	-	-

No que respeita ao faseamento construtivo, consideraram-se duas fases, sendo a realização do aterro e actuação da carga, respectivamente, a primeira e a segunda fase. Salienta-se ainda que antes da aplicação da carga as deformações da massa de solo foram anuladas, para que assim se pudessem obter apenas os valores das deformações devidas às cargas.

O ponto considerado na análise comparativa referida foi o ponto P (Figura 37), a meia altura do aterro e numa linha vertical no centro da área carregada.

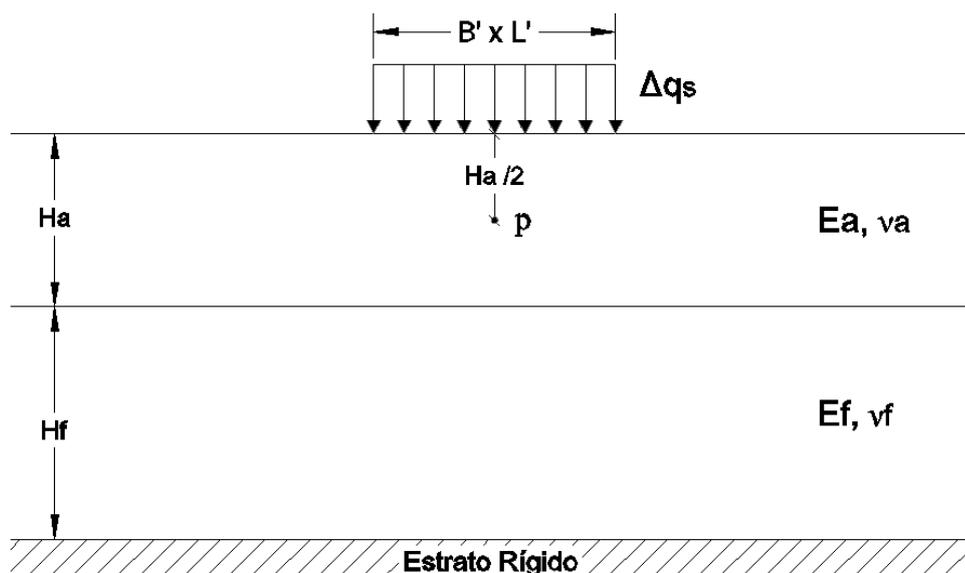


Figura 37 - Configuração geométrica do aterro carregado verticalmente.

8.2.2. Análise

Aplicando a formulação teórica apresentada do Capítulo 0 podem-se calcular os acréscimos de tensão e as deformações devidas à aplicação da carga (respectivamente Quadro 4 e Figura 38). De notar que o valor do coeficiente de impulso K_0 , que correlaciona as tensões efectivas de repouso vertical e horizontal, foi determinado assumindo a equação 8.2.2(1), utilizada por ambos os programas de cálculo automático em regime elástico.

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad 8.2.2(1)$$

Quadro 4 - Resultados do cálculo analítico para as tensões no ponto P .

K_0	Tensões de Repouso			Acréscimos de Tensão			Tensões Finais		
	$\sigma_{z,0}$ [kPa]	$\sigma_{x,0}$ [kPa]	$\sigma_{y,0}$ [kPa]	$\Delta\sigma_z$ [kPa]	$\Delta\sigma_x$ [kPa]	$\Delta\sigma_y$ [kPa]	$\sigma_{z,final}$ [kPa]	$\sigma_{x,final}$ [kPa]	$\sigma_{y,final}$ [kPa]
0,428	264,00	113,14	113,14	18,30	0,367	5,60	282,30	113,51	118,74

No que se refere ao cálculo do assentamento vertical, u_y , no ponto P , utilizou-se a expressão 3.3(2), mencionada no Capítulo 0. O valor do assentamento depende assim do módulo de elasticidade, E , do coeficiente de Poisson, ν , do valor da carga aplicada à superfície, Δq_s , e da área de carregamento, B' e L' . Uma vez que no presente caso de estudo o tipo de carregamento seleccionado é ao longo de uma faixa infinita, calculou-se o assentamento máximo provocado pela mesma, ou seja, no seu centro $B'/2 = 3\text{m}$ para valores crescentes do comprimento L' (Figura 38).

Verifica-se que para valores de comprimento, L' superiores a 50m o valor do assentamento vertical estabiliza, tomando o valor máximo de 7,96mm.

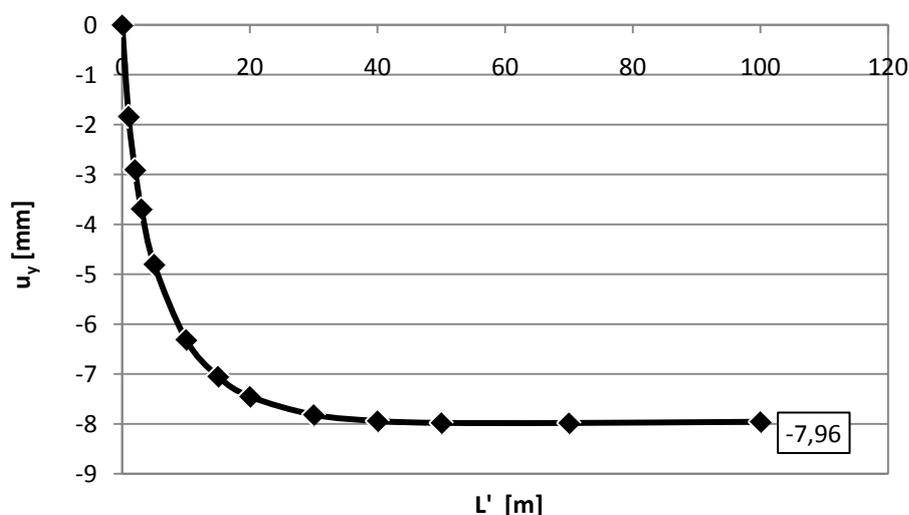


Figura 38 - Evolução dos deslocamentos verticais, u_y , com o comprimento da área carregada, segundo a teoria da elasticidade.

A modelação deste problema recorrendo aos programas de cálculo automático utilizados neste trabalho recorreu a malhas com as características descritas no Quadro 5. Procurou-se ainda estudar a influência do grau de refinamento da malha nos resultados obtidos. As malhas utilizadas, tanto como os contornos dos assentamentos verticais e os contornos das tensões finais, encontram-se respectivamente, no Anexo 2 ao Anexo 4.

Quadro 5 - Características das malhas utilizadas nos programas de cálculo automático para simular o aterro carregado verticalmente.

PLAXIS 2D					
Modelo	Elementos	Número de elementos	Número de nós	Número de pontos de tensão	Tamanho médio dos elementos [m]
Estado Plano de Tensão	Triangulares 15-Noded	2480	20053	29760	941,86E ⁻³
FLAC 2D					
Modelo	Elementos	Malha	Número de nós	Número de zonas de tensão	
Estado Plano de Tensão	Quadrangulares	101x88	8888	8700	

Como já referido no Capítulo 6, o programa de cálculo automático PLAXIS 2D define 12 pontos de tensão em cada elemento triangular singular da malha gerada. Este programa permite gerar curvas de comportamento para as várias fases de construção nos pontos de tensão previamente seleccionados pelo utilizador. Verifica-se na Figura 39 a impossibilidade de seleccionar um ponto de tensão com as coordenadas exactas do ponto *P*, tendo-se seleccionado assim 4 pontos igualmente distanciados na envolvente deste (*A, B, C e D*) e determinado a média das tensões obtidas pelos mesmos.

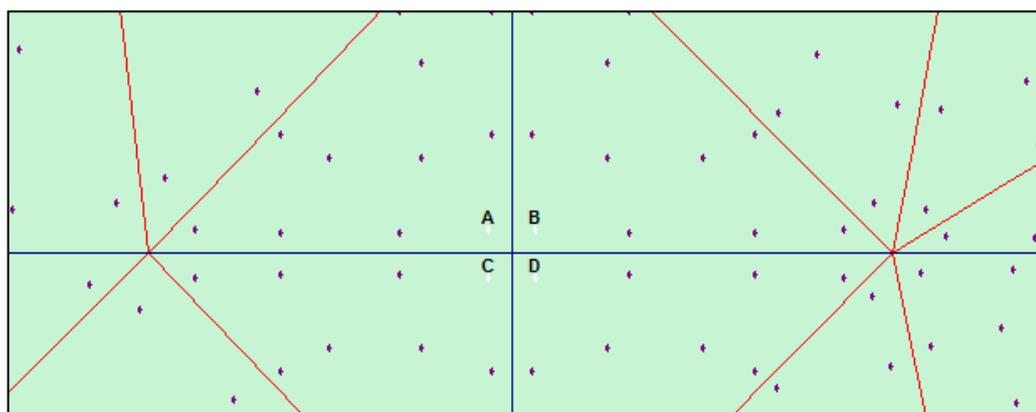


Figura 39 - Pormenor de pontos de tensão do aterro carregado verticalmente, PLAXIS 2D.

O programa de diferenças finitas, FLAC 2D, realiza o cálculo das tensões por zonas, estando as mesmas relacionadas com a configuração da malha, sendo assim também não foi possível seleccionar exactamente as coordenadas pertencentes ao ponto P . Este programa, tal como o PLAXIS 2D, possibilita a realização de curvas de comportamento, denominadas de “histórias”. Os valores das tensões obtidos com os programas de cálculo automático encontram-se no Quadro 6, tendo como base os pressupostos já referidos.

Quadro 6 - Tensões no ponto P obtidas através dos programas de cálculo automático.

	Tensões de Repouso			Tensões Finais		
	$\sigma_{y,0}$ [kPa]	$\sigma_{x,0}$ [kPa]	$\sigma_{z,0}$ [kPa]	$\sigma_{y,final}$ [kPa]	$\sigma_{x,final}$ [kPa]	$\sigma_{z,final}$ [kPa]
FLAC 2D	266,70	114,30	114,30	285,30	113,80	119,70
PLAXIS 2D	264,00	113,15	113,15	283,13	112,68	118,75

No que respeita aos assentamentos devidos à aplicação da carga obtidos nos programas de cálculo automático, optou-se por, além de comparar o assentamento máximo no centro da área carregada, por analisar ainda a evolução do assentamento à superfície face a uma malha dotada de maior ou menor refinamento (Figura 40). Para tal, foram preparadas malhas em que o grau de refinamento das mesmas era diferente de um lado e do outro do eixo de simetria do problema. Verifica-se que os deslocamentos da zona da malha mais grosseira apresentam maior variação devido à menor densidade de pontos de cálculo face à zona refinada.

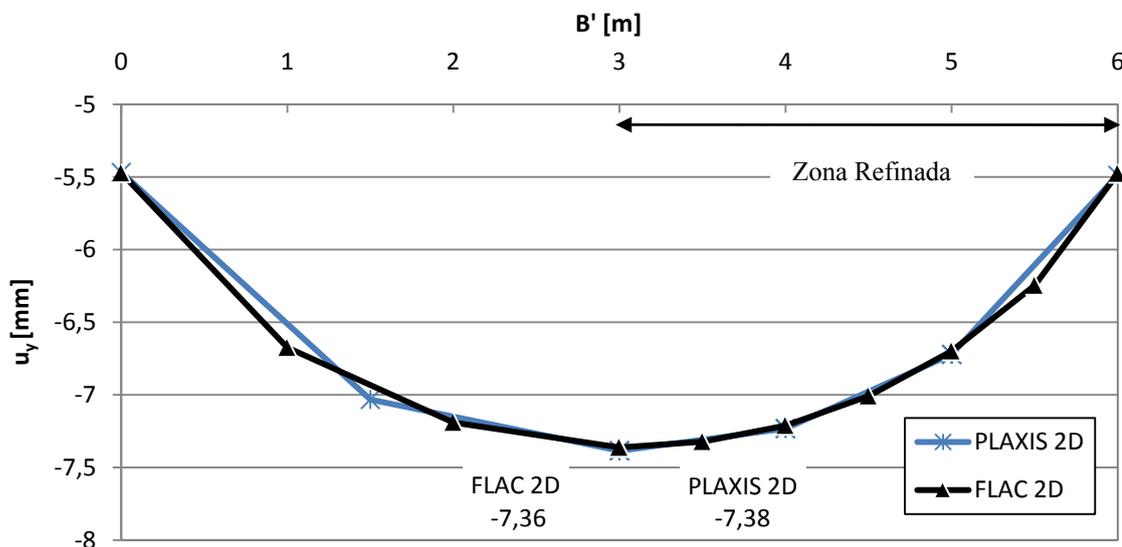


Figura 40 - Assentamentos verticais à superfície sob a área carregada obtidos com os programas de cálculo automático – influência do refinamento da malha.

Na Figura 41 comparam-se os resultados obtidos através do cálculo analítico e com os programas de cálculo automático. Como se verifica, os valores obtidos recorrendo às

ferramentas numéricas não apresentam grande divergência dos valores analíticos. De facto, a sua variação em relação aos valores teóricos é bastante reduzida, com máximos de 1,06% e 7,47% referentes, respectivamente, a tensões e a deslocamentos (Quadro 7). De notar que os deslocamentos máximos obtido pelos programas de cálculo automático são menores que o valor analítico correspondente. Isto deve-se à existência de uma fronteira rígida nos problemas modelados numericamente, enquanto no cálculo do assentamento máximo tendo em conta a teoria da elasticidade é considerado um maciço elástico de espessura infinita.

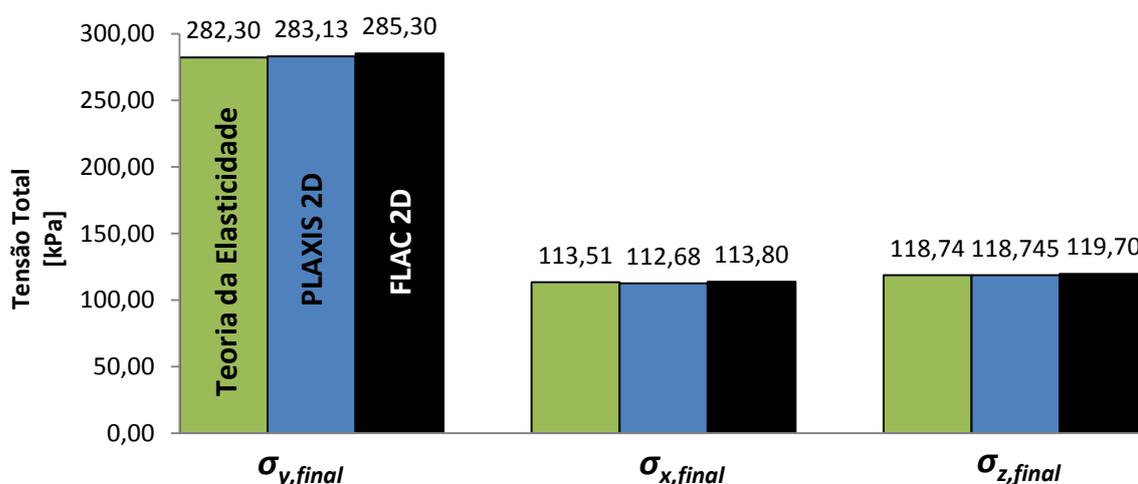


Figura 41 - Valor das Tensões Finais $\sigma_{y,final}$, $\sigma_{x,final}$, $\sigma_{z,final}$

Quadro 7 - Diferença em percentagem das tensões e deslocamentos face ao cálculo analítico.

	Tensões de Repouso			Tensões Finais			Deslocamentos
	σ_{y0}	σ_{x0}	σ_{z0}	σ_y	σ_x	σ_z	u_y
PLAXIS 2D	0,00%	0,00%	0,00%	-0,29%	0,73%	0,00%	-7,19%
FLAC 2D	-1,02%	-1,03%	-1,03%	-1,06%	-0,26%	-0,81%	-7,47%

8.3. Calibração – Muro Reforçado com Geossintéticos

8.3.1. Descrição do Problema

A calibração realizada neste trabalho recorreu ao muro em solo reforçado com geossintéticos modelado por Ho (1993) e Bathurst & Hatami (1998). Este muro possui 6,0m de altura tendo 6 níveis de reforço igualmente espaçados de 1,0m na vertical (Figura 42). O solo que o constitui é de natureza puramente friccional, obedecendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb, isto é, de comportamento elasto-plástico.

Na modelação do problema consideraram-se duas interfaces, uma entre a face do painel e o solo de aterro e outra entre o aterro e a fronteira rígida da fundação.

O painel de face, contínuo, é realizado em betão com uma espessura de 0,14m, com possibilidade de rodar em torno da base, assumindo um comportamento elástico. O muro, construído em 24 camadas de aterro, foi impedido de se movimentar na direcção horizontal durante a construção. Após a conclusão do aterro, os suportes foram retirados, sequencialmente, do topo para a base (construção escorada).

No Quadro 8 e no Quadro 9 apresenta-se um resumo das principais características e dos parâmetros dos materiais do exemplo numérico referido.

Quadro 8 - Características dos materiais de aterro, da face e da interface solo-face – Muro reforçado com geossintéticos.

	Painel	Solo	Interface
Peso volúmico - γ [kN/m ³]	25,00	20,00	20,00
Ângulo de atrito - ϕ [°]	-	35,00	20,00
Ângulo de dilatação - ψ [°]	-	6,00	0,00
Coesão - c [kPa]	-	0,00	0,00
Módulo de corte - G [kPa]	1,31E+07	1,92E+04	1,92E+04
Módulo de deformação volumétrica - K [kPa]	1,44E+07	4,17E+04	4,17E+04
Módulo de elasticidade - E [kPa]	3,02E+07	5,00E+4	5,00E+4
Coefficiente de Poisson - ν	0,15	0,30	0,30

Quadro 9 - Características do material de reforço – Muro reforçado com geossintéticos.

	Reforço
Comprimento - L_R [m]	4,25
Área - A_R [m ²]	0,002
Rigidez do reforço - J [kN/m]	2000
Resistência à tracção - $t_{0,1\%}$ [kN/m]	200
Ângulo de atrito solo/reforço - δ_R [°]	35,00
Rigidez da ligação - k_b [MN/m/m]	2,00E+06
Resistência da ligação - s_b [kN/m]	1,00E+03

A modelação numérica realizada seguiu de perto a descrita por Bathurst & Hatami (1998), nomeadamente no que se refere a algumas simplificações face à modelação realizada por Ho (1993), recorrendo ao programa de elementos finitos AFENA. Assim, tal como Bathurst & Hatami (1998), o módulo de elasticidade foi considerado constante, sem recorrer à equação Jambu (1963), que permite variar o módulo de elasticidade com a profundidade, e não se modelaram as tensões induzidas pela compactação do solo. Introduziram-se ainda algumas modificações, designadamente no que se refere em específico à definição do elemento de painel de face. Devido à dificuldade em permitir a capacidade de rotação do

painel definido pela malha quadrada de espessura de 0,14m e com comportamento elástico, ou seja, em modelar o painel de face com elementos análogos aos de solo, utilizaram-se elementos de “plate” e de “beam”, respectivamente, nos programas PLAXIS 2D e FLAC 2D. A definição da face com elementos tipo solo implicaria a utilização de um artifício para simular a capacidade de rotação na base do painel, que consistiria na definição de um arco de três rótulas [Vieira (2008)]. Os elementos lineares referidos permitem a não utilização desse artifício.

Saliente-se que foram realizados alguns cálculos com a definição do painel de face com elementos tipo solo e com a utilização de um arco de três rótulas na base. No entanto, constatou-se que a capacidade de rotação do painel de face ficava largamente condicionada pela correlação da distribuição da rigidez dos vários elementos pertencentes ao arco de três rótulas. Os elementos lineares utilizados ultrapassaram essa dificuldade, uma vez que a superfície de contacto do muro é transformada em um ponto de contacto apenas, no qual se restringe o seu deslocamento vertical e horizontal, permitindo assim a rotação.

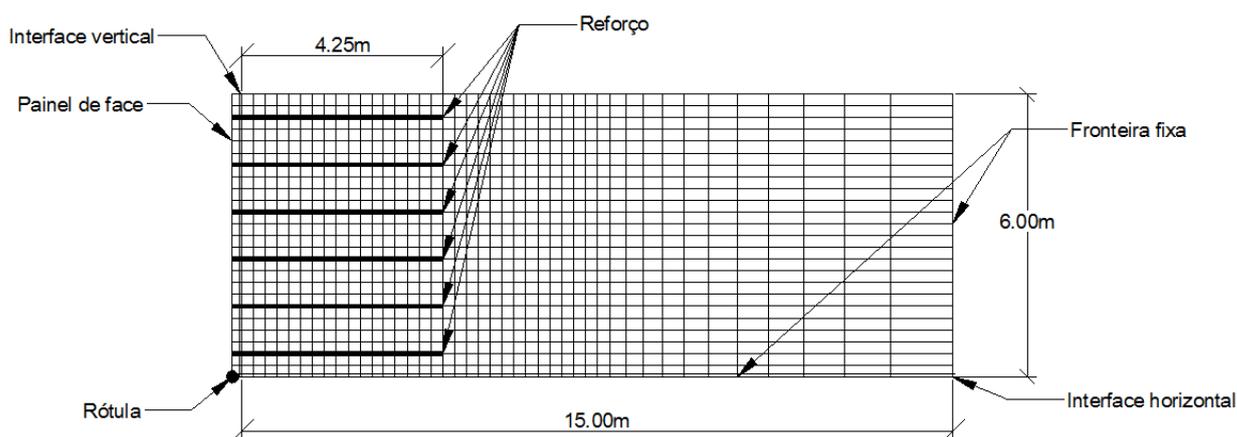


Figura 42 - Malha de diferenças finitas relativa ao exemplo numérico apresentado por Ho & Rowe (1996) [adaptado de Bathurst & Hatami (1998)].

Os elementos de reforço foram considerados como elementos de cabo no caso do programa FLAC 2D e como elemento de geogrelha no programa PLAXIS 2D, ambos com comportamento elasto-plástico, e resistência à compressão desprezável.

8.3.2. Análise

A modelação numérica do problema relativo ao muro em solo reforçado com geossintéticos descrito introduz, face ao problema anterior de validação, novos elementos de modelação, nomeadamente o de reforço e o de painel. Algumas características numéricas dos

modelos implementados nos programas de cálculo automático encontram-se listadas no Quadro 10.

Quadro 10 - Características numéricas da malha usada para o caso do muro em solo reforçado com geossintéticos.

PLAXIS 2D					
Modelo	Elementos	Número de elementos	Número de nós	Número de pontos de tensão	Tamanho médio dos elementos [m]
Estado Plano de Tensão	Triangulares 15-Noded	1071	9630	12852	$289,89E^{-3}$
FLAC 2D					
Modelo	Elementos	Malha	Número de nós	Número de zonas de tensão	
Estado Plano de Tensão	Quadrangulares	53x25	1325	1248	

Os elementos usados para simular o painel de face conduziram a resultados idênticos, em termos de momentos flectores. Note-se que o grau de liberdade relativo à rotação na base do painel está evidente (Figura 43).

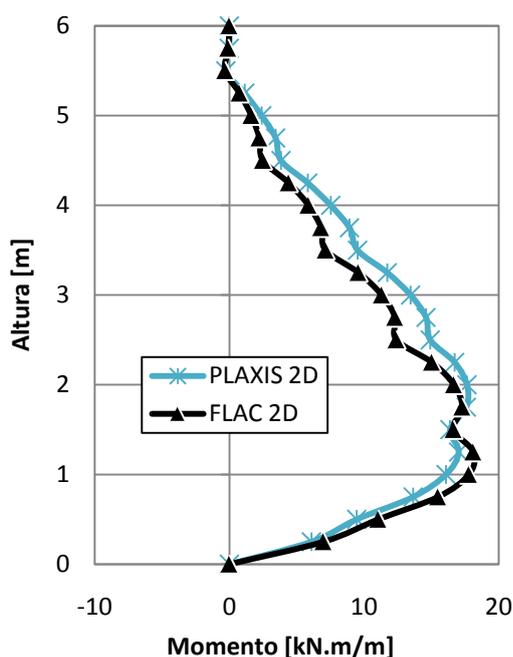


Figura 43 - Diagrama de momentos do painel, na fase final.

Na Figura 44 comparam-se os deslocamentos laterais do painel de face e os deslocamentos horizontais num alinhamento vertical imediatamente atrás do bloco de solo reforçado, obtidos com ambos os programas de cálculo automático e os resultados apresentados por Ho & Rowe (1996). Da análise desta figura conclui-se sobre a excelente aproximação dos deslocamentos obtidos no que se refere ao programa de diferenças finitas

FLAC 2D. Em relação aos resultados obtidos pelo programa de elementos finitos PLAXIS 2D, verifica-se que estes são superiores face às outras análises, no entanto, tais valores são justificáveis devido à forma simplificado como tal programa modela as interfaces (Capítulo 6).

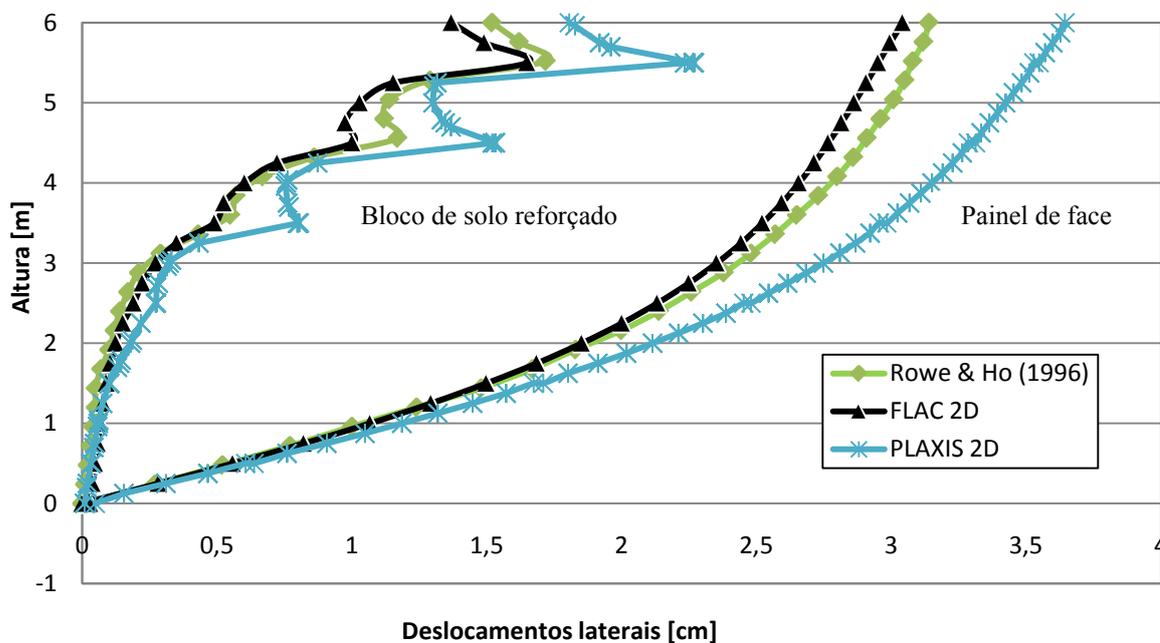


Figura 44 - Comparação dos deslocamentos horizontais do muro reforçado com geossintéticos.

No que se refere à diferença em percentagem do deslocamento lateral aos 6m de altura do painel face aos valores apresentados por Ho & Rowe (1996), verifica-se como expectável uma menor percentagem de variação aquando da utilização do programa FLAC 2D, rodando os 3,09%, e 9,87%, respectivamente, para o deslocamento do painel de face e para o deslocamento imediatamente atrás do bloco de solo reforçado aos 6m de altura (Quadro 11).

Quadro 11 - Valores numéricos e diferença em percentagem dos deslocamentos face aos valores apresentados por Ho & Rowe (1996), aos 6m de altura do painel.

	Painel de face		Bloco de solo reforçado	
	Máximo u_x [cm]	Diferença [%]	Máximo u_x [cm]	Diferença [%]
PLAXIS 2D	3,64	16,06	1,81	18,83
FLAC 2D	3,04	-3,09	1,37	-9,87
Ho & Rowe (1996)	3,14	-	1,52	-

A Figura 45 ilustra a comparação entre os esforços máximos de tracção instalados nos diferentes níveis de reforço no final da construção, aqui designada por curva de tracção dos reforços. Verifica-se uma boa aproximação no que se refere ao comportamento da curva de

tracção dos reforços utilizando o programa FLAC 2D. Como esperado, e face ao maior deslocamento de face do painel obtido utilizando o programa PLAXIS 2D, nesse caso os reforços possuem valores de tracção superiores devido à sua maior solicitação. O comportamento da curva de tracção apresenta-se bastante semelhante ao do programa de diferenças finitas, possivelmente devido à utilização de um elemento linear para modelar o painel de face em ambos os programas.

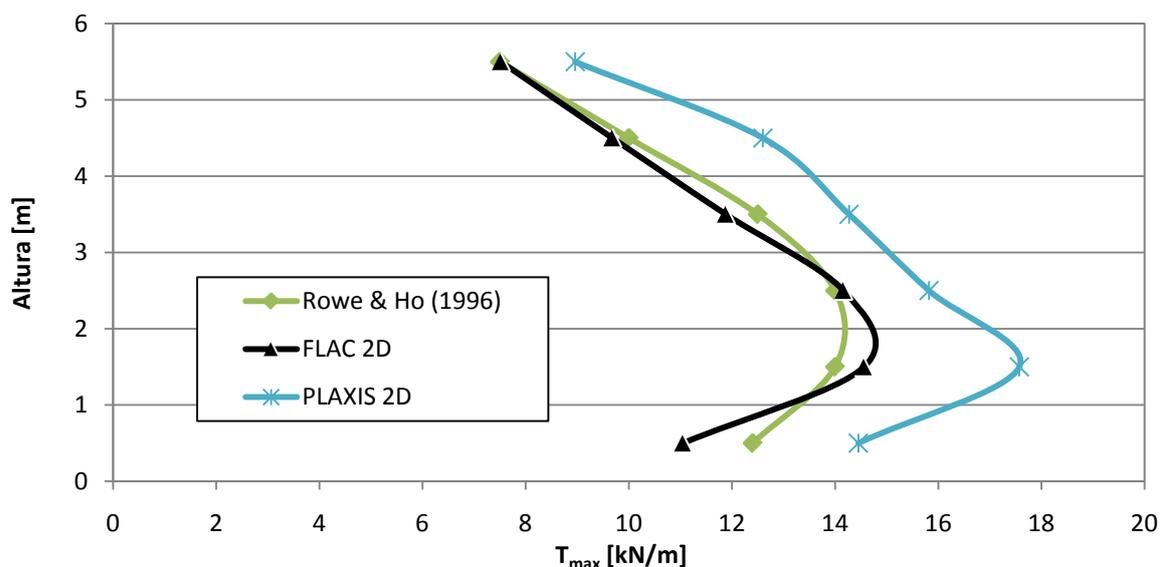


Figura 45 - Comparação dos valores dos esforços máximos de tracção nos reforços.

Em resumo, os valores obtidos recorrendo ao programa PLAXIS 2D diferem de uma forma substancial, cerca 16,06 e 18,83%, respectivamente, para o deslocamento do painel de face e para o deslocamento imediatamente atrás do bloco de solo reforçado aos 6m de altura em relação aos valores obtidos por Ho & Rowe (1996). Como já referido, além do facto da especificidade de este programa ser de diferenças finitas a principal diferença para tal sucedido com certeza se deverá à forma como este programa modela as interfaces secção 7.2.4. O menor número de parâmetros (apenas um) de caracterização do comportamento da interface facilita a modelação, aquando do desconhecimento destes. No entanto, é essencial averiguar a validade de resultados obtidos desta forma e o seu grau de representatividade da realidade. Tal situação, apesar de fugir ao âmbito do presente documento, deve carecer de um estudo mais aprofundado.

9. CASO PRÁTICO

9.1. Introdução

No presente capítulo apresenta-se a descrição de uma secção em aterro típica da linha férrea de alta velocidade a realizar entre Poceirão e Caia. A secção em estudo enquadra-se no traçado da Linha Ferroviária de Alta Velocidade do Eixo Lisboa-Madrid, Lote D1 – Alandroal/ Elvas, numa extensão de 27.800 quilómetros. Este tipo de estrutura apresenta, comparativamente às mais usuais, como as estruturas rodoviárias, um grau de severidade acrescido, pelo facto de as cargas aqui aplicadas serem de magnitude mais elevada. Deve-se ainda referir que, ao contrário das demais aplicações, surge ainda uma preocupação acrescida quanto aos assentamentos. As limitações de assentamentos em vias-férreas de alta velocidade são de extrema importância, pois, caso tal não aconteça, além de se por em causa questões relativas à qualidade da utilização, também se pode por em causa a segurança, funcionalidade e, em último caso a estabilidade da própria infra-estrutura. Assim este estudo explora, essencialmente, a limitação dos assentamentos, tendo como foco os estados limites de utilização deste tipo de estruturas, nomeadamente no que se refere à quantificação dos assentamentos e à sua limitação. As exigências de projecto no que respeita à necessidade de garantir uma vida útil elevada implicam necessariamente o estudar de fenómenos mais específicos e dependentes do tempo. A fluência do solo é um exemplo destes fenómenos. A existência desta resulta no crescimento dos assentamentos, algo que consoante a sua dimensão pode como já referido inviabilizar a utilização das estruturas. Na solução estudada procurou-se avaliar a eficácia da limitação dos assentamentos, tendo sempre como foco 8cm de assentamento máximo admissível para este tipo de estruturas Mendonça (2011), através do reforço do aterro utilizando geossintéticos, nomeadamente geogrelhas. Este tipo de solução de reforço, como já referido, actua na melhoria das propriedades geotécnicas do conjunto.

9.2. Enquadramento Geológico, Geomorfológico e Hidrogeológico

O traçado da linha férrea de alta velocidade a realizar entre Poceirão e Caia desenvolve-se num corredor caracterizado por elevada heterogeneidade ao nível litológico, constituído por formações diversas, quer em termos de idade (Câmbrico ao Quaternário) quer em termos de natureza (sedimentares, metamórficas e magmáticas).

O traçado do Lote D desenvolve-se segundo um alinhamento próximo das localidades Alandroal e Juromenha e enquadra-se em termos geoestruturais, na denominada Zona de Ossa-Morena. Esta é uma zona heterogénea (subdividida em diversos sectores) que compreende áreas com metamorfismo de alto grau constituídas por rochas de idade pré-câmblicas e paleozóicas e granitóides hercínicos (Figura 46 e Anexo 5).

No que diz respeito aos depósitos de cobertura são, no geral, constituído por solos incipientes, de fraca espessura, quase sempre reduzidos à terra vegetal. Os depósitos de maior espessura ocorrem associados às linhas de água, e são o resultado da erosão superficial do substrato metamórfico e sedimentar [Prémio Talento (2011)].

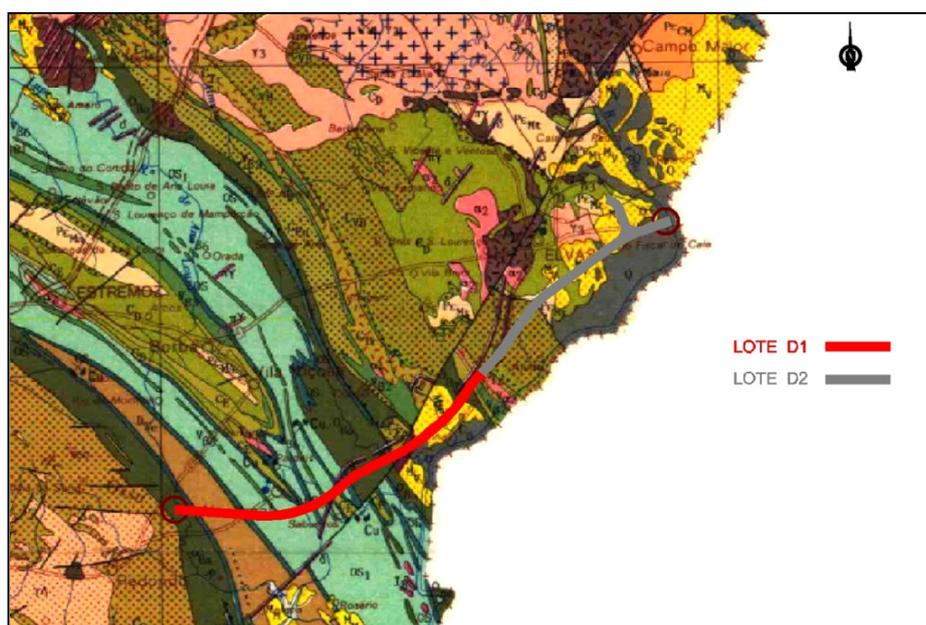


Figura 46 - Extracto da Carta Geológica de Portugal. Pormenor do Anexo 5.

O Lote D1 consiste em um maciço de natureza metamórfica de idade compreendida entre o Câmbrio e Devónico (envolvendo, as formações de “Fatuquedo”, de “Barrancos” e de “Terena”), constituído essencialmente por xistos cinzentos, grauvaques, filitos e quartzofilitos. Pontualmente, ocorrem ainda outros tipos litológicos, com reduzida representatividade nos volumes de materiais a obter em escavação.

A revestir pontualmente estes terrenos identificam-se depósitos recentes do tipo aluvionar, coluvionar, eluvionar (solos residuais da alteração dos maciços geológicos) e ainda os resultantes da actividade antrópica (nomeadamente aterros associados a estradas e caminhos existentes).

De um modo geral, a morfologia alentejana, predominantemente metamórfica, apresenta um relevo moderadamente acidentado e ondulado, possuindo vertentes pouco inclinadas e

cumes arredondados, por vezes com alguns vales profundos e cavados em forma de “V”. Os terrenos atravessados constituem maioritariamente áreas de pastagens.

No que respeita aos aspectos hidrogeológicos a área está englobada no sector pouco produtivo da Zona de Ossa-Morena. Como resultado da diversidade litológica e estrutural, bem como do grau de fracturação e alteração dos maciços geológicos em presença, observam-se condições hidrogeológicas distintas. O nível freático apresenta-se a profundidades bastante variáveis, mostrando-se geralmente a menor profundidade próximo dos principais cursos de água [Prémio Talento (2011)].

9.3. Aterro em Estudo

O aterro em estudo referente ao troço Poceirão – Caia possui três vias-férreas duas de alta velocidade e uma convencional (Figura 47).

De acordo com a implantação da rasante em estudo, verifica-se a existência de trechos em aterro com alturas, no geral, inferior a 16m ao eixo, atingindo um máximo de 22m ao eixo no km6+650 (Anexo 6).

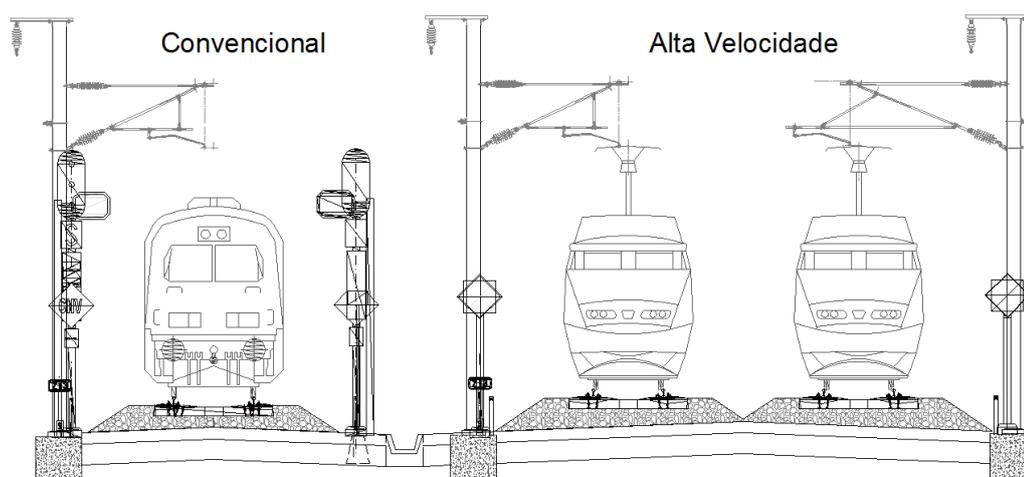


Figura 47 - Esquema das vias-férreas do troço Poceirão – Caia [adaptado de Prémio Talento (2011)].

O aterro em estudo no presente trabalho trata-se deste aterro de altura máxima, denominado de agora em diante de km6+650. A sua escolha em detrimento de outros deve-se ao facto de neste ser propício o desenvolvimento de uma maior magnitude de assentamentos ao longo da vida útil da estrutura geotécnica. A zona onde este se encontra é constituída essencialmente a nível geológico por xistos cinzentos-escuros (XR). As sondagens efectuadas revelam a ocorrência de um nível superficial mais descomprimido, sendo caracterizado por um maciço decomposto a muito alterado (W5 a W4). Verifica-se ainda a existência à superfície de aluvião com uma espessura aproximada de 2m de altura.

No que respeita à caracterização mecânica deste tipo de solo foram realizados alguns ensaios iniciais, com pouca representatividade, nomeadamente ensaios de penetração dinâmica super-pesada (DPSH). Acabando-se por verificar uma grande variação em relação aos valores do módulo de elasticidade. Ao nível mais superficial da presente formação geológica obteve-se valores entre 3-18MPa, passando em profundidade para valores entre 25-90MPa. Os ensaios laboratoriais realizados sobre amostras de solos desta natureza forneceram a indicação que a percentagem passada no peneiro n.º200 (ASTM) varia de 14 a 38%.

Tendo em consideração as características dos materiais a utilizar nos aterros, as suas alturas, a disponibilidade de material adequado a obter das escavações e a integração paisagística, preconizou-se para os taludes de aterro, uma inclinação geral de 1/2 (V/H). Optou-se ainda pela adopção de banquetas, com vista a diminuir a respectiva inclinação média [Prémio Talento (2011)].

Em termos de materiais de construção pode afirmar-se assim que, de um modo geral, após decapagem, os materiais provenientes da linha exibirão características que os tornam aptos para utilização na construção dos aterros. As excepções prendem-se com a execução da camada de coroamento e das camadas mais restritivas de balastro e sub-balastro. A utilização destes materiais na construção dos aterros será alvo de um estudo de reforço desenvolvido adiante no presente documento.

9.4. Análise Estática

9.4.1. Introdução

Nesta secção apresenta-se a modelação numérica realizada para efeitos estáticos recorrendo aos programas de cálculo automáticos PLAXIS 2D e FLAC 2D do aterro em estudo, nomeadamente do km6+650 da linha de alta velocidade Poceirão-Caia. Devido à falta de dados ou à reduzida dimensão destes, a realização da presente modelação pressupõe o estudo paramétrico das características mecânicas do aterro de forma a estudar a influência da variação destas nos assentamentos finais provocados na estrutura ferroviária.

Realiza-se ainda o estudo do comportamento no que se refere aos assentamentos do aterro em estudo para a situação sem e com reforço, recorrendo a geogrelhas. A avaliação de assentamentos segue de perto as recomendações de dimensionamento dos regulamentos já referidos no Capítulo 1.

9.4.2. Criação do Modelo Numérico

A criação do modelo seguiu de perto a geometria prevista no projecto base para a secção transversal do km6+650. Realça-se porém a realização de um saneamento na base do mesmo, de 2m de altura. Optou-se ainda pela criação de um talude de pequena dimensão de forma a simular a fase construtiva deste saneamento. No que respeita às condições fronteira, e para que estas não influenciassem os resultados da modelação, considerou-se uma camada de fundação com aproximadamente 36m de espessura e 120m de largura. Os deslocamentos foram impedidos em ambas as direcções na fronteira horizontal da fundação e impedidos segundo a horizontal nas fronteiras verticais da mesma camada. Em relação ao nível freático, devido à falta de dados e à grande altura do aterro, não se considerou o efeito do mesmo sobre este (Anexo 7).

De forma a simular o melhor possível, o problema em análise e considerando uma sequência construtiva realista, realizaram-se os modelos tanto no programa de elementos finitos PLAXIS 2D como no programa de diferenças finitas FLAC 2D, contemplando as várias fases construtivas. Sendo assim, definiram-se várias camadas de solo, nomeadamente, fundação, aterro de regularização, aterro inferior e aterro superior. O aterro de regularização consiste em camadas de aterro mais espessas, rondando alturas máximas de 1m, enquanto tanto o aterro inferior como o aterro superior são constituídos por camadas de 0,25m de espessura.

Refere-se ainda que na simulação do faseamento construtivo, de forma a reproduzir o mais possível a realidade de comportamento da estrutura geotécnica, os deslocamentos associados à aplicação do estado de tensão inicial da camada de fundação foram anulados.

A malha de cálculo utilizada nos modelos numéricos de ambos os programas foi refinada nas camadas de aterro inferior e de aterro superior, de forma a ter em conta tanto este faseamento construtivo de menor dimensão e ao facto de se pretender analisar mais pormenorizadamente o comportamento desta zona. Deve-se realçar ainda que houve a necessidade de se realizar dois modelos numéricos de malhas distintas recorrendo ao programa FLAC 2D devido à grande sensibilidade que este programa denotou com a malha. Esta questão é aprofundada na secção 9.4.5.

Note-se que devido aos pressupostos assumidos, referidos anteriormente, os modelos numéricos resultam invariavelmente em modelos bastante complexos.

9.4.3. Propriedades dos Solos e Reforços

Devido à reduzida existência de caracterização das propriedades dos solos previstos na utilização do aterro optou-se pela realização de uma análise paramétrica. Esta análise consistiu essencialmente na variação do parâmetro do módulo de elasticidade e utilizando valores constantes para as restantes propriedades sugeridos por Mendonça (2011), relevantes para os materiais em causa. Os resultados de ensaios disponíveis referem-se a ensaios de penetração dinâmica super-pesada (DPSH). Estes revelaram uma gama de valores do módulo de elasticidade “in situ” com um grande grau de variabilidade. Optou-se, assim, pela realização de três casos paramétricos em que este módulo de elasticidade é variado, tanto para a fundação como para as camadas de aterro. Salienta-se ainda que na escolha dos valores do módulo de elasticidade das camadas de aterro teve-se em conta o facto do valor do módulo de elasticidade de recarga ser até três vezes superior ao valor do módulo de elasticidade inicial [Mendonça (2004)]. Na análise paramétrica efectuada considerou-se que o módulo de elasticidade tomava os valores: a) inicial, igual a 25MPa (limite inferior, designado por EP02); b) de recarga, com o valor de 75MPa (limite superior, designado por EPBase); c) valor intermédio de 50MPa (designado por EP01). A fundação toma valores de módulo de elasticidade análogos compreendidos entre 150 e 350MPa, consoante o caso paramétrico em estudo (Quadro 12). O solo de todas as camadas foi considerado com comportamento elastoplástico, obedecendo ao critério de cedência de Mohr-Coulomb. Em que, ϕ corresponde ao ângulo de atrito; ψ , ao ângulo de dilatância; c , à coesão; γ , ao peso volúmico e E , ao módulo de elasticidade.

Em relação aos reforços, apresenta-se apenas as características dos mesmos usadas na modelação recorrendo ao programa FLAC 2D. Devido à complexidade do problema, nomeadamente à grande dimensão absoluta face ao grau de pormenorização necessário, o PLAXIS 2D aquando da inserção dos elementos de reforço denotou claras incapacidades de cálculo para estas condições, tendo-se que abandonar a sua utilização em situações de análise que contemplavam o reforço. As propriedades utilizadas nas geogrelhas correspondem assim a geogrelhas bidireccionais extrudidas. No Quadro 13 encontram-se as características das mesmas.

Nesta fase, como não se pretendia ainda analisar os assentamentos devido à fluência, optou-se, por aplicar apenas o factor de redução devido à danificação em obra do geossintético para a determinação da força de tracção de dimensionamento, tomando este o valor de 1,1 [adoptado de Koerner (1994)]. Note-se, que ao reduzir-se a força de tracção de

dimensionamento, contemplando a fluência, pretende-se traduzir a redução natural das características mecânicas da geogrelha ao longo do seu tempo de vida útil. Esta simplificação é realizada de forma absoluta, ou seja, as características mecânicas da geogrelha são reduzidas logo na fase inicial da sua vida útil e não de forma variável, algo que não é representativo da realidade.

Aos reforços atribuiu-se comportamento elastoplástico e resistência à compressão desprezável. Devido à ausência de ensaios de caracterização das propriedades de interacção solo-geossintético utilizaram-se as características apresentadas por Ho & Rowe (1996) para o problema de calibração, nomeadamente que se refere à rigidez da ligação e à resistência da ligação. Salienta-se que a utilização destes parâmetros pode não ser representativa da realidade. De facto, as características dos solos nos dois casos são distintas: no problema de calibração o material do muro tem natureza puramente friccional, enquanto no caso de estudo o solo em causa tem alguma parcela de finos. O ângulo de atrito utilizado para o reforço, δ_R , de $27,5^\circ$, inferior ao do solo resulta na mobilização de apenas 74% do atrito do solo [7.2.4(4)].

Quadro 12 - Características dos materiais de aterro, consoante o caso paramétrico - km6+650.

	ϕ [°]	ψ [°]	c [kPa]	γ_s [kN/m ³]	ν	E [MPa]		
						EPBase	EP01	EP02
Fundação	45	0	150	24	0,3	350	250	150
Regularização e Aterro Inferior	30	0	15	22	0,3	75	50	25
Aterro Superior	35	0	25	20	0,3	75	50	25

Quadro 13 - Características do material de reforço, consoante o caso paramétrico - km6+650.

	Reforço
Área - A_R [m ²]	0,000383
Resistência à tracção máxima - $t_{máx}$ [kN/m]	40
Resistência à tracção máxima de dimensionamento - $t_{máx,Rd}$ [kN/m]	36,37
Resistência à tracção - $t_{2\%}$ [kN/m]	14
Rigidez do reforço - J [kN/m]	700
Ângulo de atrito solo/reforço - δ_R [°]	27,5
Rigidez da ligação - k_b [MN/m/m]	2,00E+06
Resistência da ligação - s_b [kN/m]	1,00E+03

9.4.4. Cargas de Dimensionamento

Tendo em conta o referido no Capítulo 1, descrevem-se de seguida as considerações a ter relativamente às solicitações a considerar no presente caso prático. Ambos os regulamentos relatados nesse mesmo capítulo prevêm, aquando da determinação do impulso de terras, a

utilização de um carregamento distribuído. A diferença mais relevante entre o RSA (1983) e a EN1991-2 (2003) neste ponto deve-se ao facto de, no caso de utilização da EN1991-2 (2003), o valor de carga mais desfavorável proveniente do modelo de carga LM71 e determinado tendo em conta o esquematizado na Figura 4, não ser majorado com a aplicação do coeficiente dinâmico. No caso do regulamento nacional RSA (1983), os valores das cargas relatados por este para o cálculo do impulso de terras são majoradas com a aplicação do coeficiente dinâmico. As cargas distribuídas, determinadas tendo em conta estes pressupostos em ambos os regulamentos são aplicadas na parte inferior do balastro, no entanto, no regulamento nacional sobre uma faixa de 5m enquanto no europeu sobre uma faixa de 3m (Figura 48b).

O RSA (1983) prevê ainda outra possibilidade de carregamento para a determinação do impulso de terras, nomeadamente a consideração de uma carga linear segundo o eixo da via (Figura 48a).

Outra especificidade que o regulamento nacional prevê, refere-se ao facto de aquando da realização dos vários casos de carga de forma a ter em conta os efeitos mais desfavoráveis no dimensionamento, deve-se reduzir em 25% o valor das cargas quando todas as vias se encontrem carregadas.

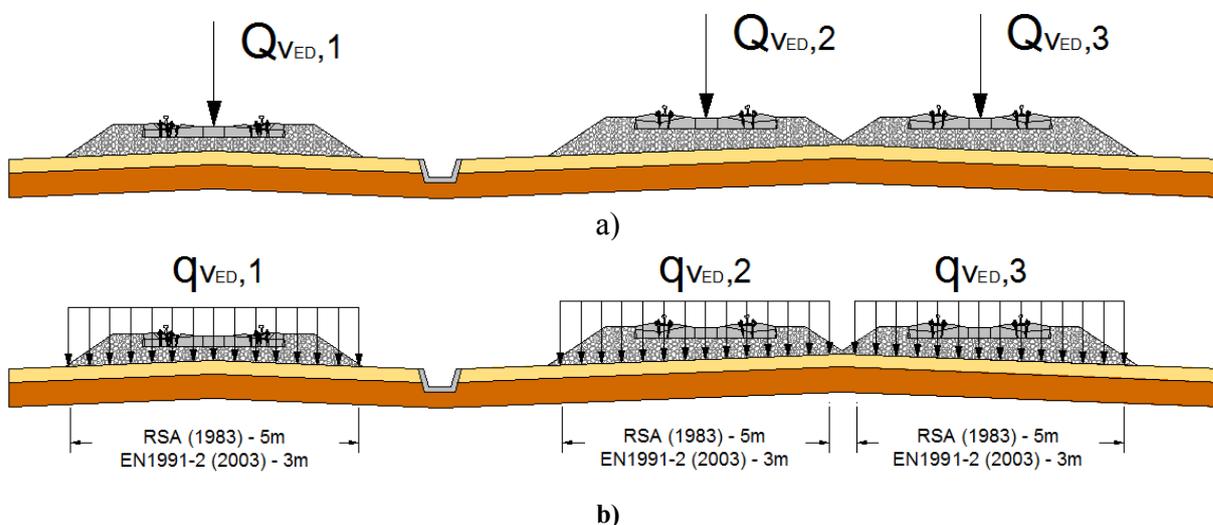


Figura 48 - Ilustração dos casos de carga: a) carga linear uniformemente distribuída no eixo da via; b) carga distribuída ao longo da plataforma.

No que se refere aos vários casos de carga possíveis, tiveram-se em conta na determinação do valor das cargas os pressupostos já referidos, sendo ainda de referir que, no caso da utilização do regulamento nacional, assumiram-se dois valores para o coeficiente dinâmico. Como referido no Capítulo 1, o coeficiente dinâmico é determinado tendo em conta

comprimento de referência, l_{Φ} (adquirindo, este no presente caso, o valor do espaçamento das travessas da via-férrea, ou seja, 0,60m) e do tipo de esforço em análise.

Tomando como base a análise da Figura 5 do Capítulo 1 e devido à problemática da alta velocidade ser anterior à realização do documento nacional, optou-se pela utilização do coeficiente dinâmico de maior valor, neste caso 2, para o cálculo da carga das duas vias de alta velocidade e o valor de 1,67 para o cálculo da carga da via convencional. Apresentam-se no Quadro 14 e Quadro 15 os vários casos de carga considerados.

Quadro 14 - Casos de carga tendo como base o RSA (1983)

Designação	Linha Convencional		Linha de alta Velocidade				
	Coeficiente dinâmico $\Phi_{din,2}$	$Q_{VED,1}$ [kN/m]	Coeficiente dinâmico $\Phi_{din,3}$	$Q_{VED,2}$ [kN/m]	$Q_{VED,3}$ [kN/m]		
RSA_6+650-01	1,67	187,88	2,00	225,00	225,00		
RSA_6+650-02		-		300,00	300,00		
RSA_6+650-03		250,50		300,00	-		
RSA_6+650-04		250,50		-	300,00		
RSA_6+650-05		-		-	300,00		
RSA_6+650-06		250,50		-	-		
RSA_6+650-07		-		300,00	-		
Designação				$q_{VED,1}$ [kN/m ²]		$q_{VED,2}$ [kN/m ²]	$q_{VED,3}$ [kN/m ²]
RSA_6+650-08				37,58		45,00	45,00
RSA_6+650-09				-		60,00	60,00
RSA_6+650-10				50,10		60,00	-
RSA_6+650-11				50,10		-	60,00
RSA_6+650-12				-		-	60,00
RSA_6+650-13				50,10		-	-
RSA_6+650-14		-		60,00	-		

Quadro 15 - Casos de carga tendo como base a EN1991-2 (2003).

Designação	Linha Convencional		Linha de alta Velocidade		
	Coeficiente dinâmico $\Phi_{din,2}$	$Q_{VED,1}$ [kN/m]	Coeficiente dinâmico $\Phi_{din,3}$	$Q_{VED,2}$ [kN/m]	$Q_{VED,3}$ [kN/m]
EN_6+650-08	1,00	79,84	1,00	79,84	79,84
EN_6+650-09		-		79,84	79,84
EN_6+650-10		79,84		79,84	-
EN_6+650-11		79,84		-	79,84
EN_6+650-12		-		-	79,84
EN_6+650-13		79,84		-	-
EN_6+650-14		-		79,84	-

Salienta-se que devido à escassez de tempo, não foi possível a realização da análise dos assentamentos devido ao carregamento linear, apresentando-se apenas a título indicativo os valores das cargas a considerar para essa situação

9.4.5. Importância da Malha

Antes de analisar propriamente os resultados referentes aos vários casos de carga considerados tem de se ressaltar algumas especificidades referentes aos programas de cálculo automático, nomeadamente à grande sensibilidade de resultados do programa de diferenças finitas FLAC 2D à forma e ao tipo de malha gerada.

Inicialmente realizou-se um modelo numérico no FLAC 2D respeitando os pressupostos já referidos na secção 9.4.2 com uma malha que se pressupôs ser adequada para realizar o estudo pretendido. No entanto aquando da comparação de resultados com o programa PLAXIS 2D, verificou-se que existia claramente a necessidade de reformular a malha de forma a eliminar as incongruências que se encontraram. Apresenta-se no Anexo 8 a referida malha criada no programa FLAC 2D (malha nº1) e no Anexo 9 a malha criada no programa PLAXIS 2D. O programa FLAC 2D informa o utilizador quando a malha quadrangular ultrapassa o rácio 5:1 (relação entre a largura e a altura de cada elemento quadrangular da malha) assumido por defeito pelo programa como limite superior para o início de obtenção de resultados imprecisos [Itasca (2005)], o que não foi o caso.

A consciencialização de que a malha nº1 estaria a fornecer resultados de pouca validade deve-se à comparação dos dados obtidos em ambos os programas na fase de simulação das condições iniciais do aterro. Verificou-se que as isolinhas de assentamento devidas apenas à realização da fase da camada de fundação apresentavam comportamentos diferentes. (Anexo 10 e Anexo 11). Houve assim a necessidade de se criar uma malha em que não fosse verificado tal facto, algo que foi possível através da criação da malha nº2 (Anexo 12). Salienta-se ainda que as considerações referidas anteriormente foram realizadas para o caso paramétrico base (EPBase).

9.4.6. Faseamento Construtivo

Outro ponto que é necessário referir, é a forma como ambos os programas assumem o faseamento construtivo e apresentam o “output” dos resultados. No presente trabalho realizaram-se quatro casos diferentes de faseamento construtivo. Os primeiros dois casos

hipotéticos consistiram na realização do aterro em uma única fase (designado por Fase Única) e na realização do mesmo em três fases, camada de regularização + camada de aterro inferior + camada de aterro superior (designado por 3 Fases). Os outros dois consistiram, respectivamente, na realização do aterro (inferior e superior) em camadas de 0,50m e de 0,25m, de forma a simular o mais possível a realidade construtiva.

Na Figura 49 apresentam-se os deslocamentos verticais à superfície do aterro devido ao peso próprio deste e para os quatro casos de faseamento construtivo referidos, utilizando o programa PLAXIS 2D, para o caso paramétrico base (EPBase).

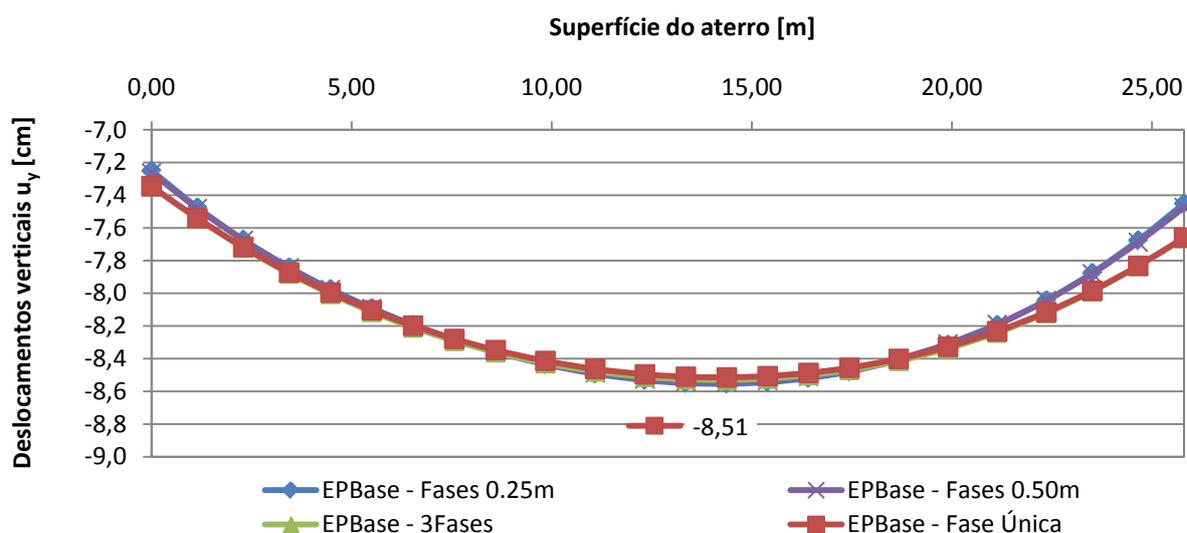


Figura 49 - Deslocamentos verticais à superfície tendo em conta as várias fases construtivas consideradas – PLAXIS 2D.

Através da análise das várias curvas verifica-se, que o faseamento construtivo, ao contrário do que seria de esperar, não reduz a grandeza dos deslocamentos verticais à superfície do aterro. Conclui-se assim que o PLAXIS 2D, independentemente das várias fases construtivas, assume que os deslocamentos verticais à superfície devido ao peso próprio do aterro são o resultado do somatório dos deslocamentos verticais das várias camadas.

Tal facto não se verifica no programa FLAC 2D, ou seja, a menor espessura das várias camadas de solo a realizar, correspondendo respectivamente a uma maior quantidade de fases construtivas, reduz a magnitude dos deslocamentos. O programa FLAC 2D, nesta situação acaba por modelar melhor a realidade construtiva e a sucessiva correcção de cotas das várias camadas, realizadas em obra. Apresentam-se no Anexo 13 e para o caso paramétrico base os deslocamentos verticais devidos ao peso próprio do aterro para as várias fases construtivas consideradas onde esta questão é visível, utilizando o FLAC 2D. Ressalva-se ainda que, para

a situação em que as camadas de aterro são realizadas em 0,50m, nota-se alguma influência do tipo de malha nas isolinhas dos deslocamentos verticais.

Embora os dois programas de cálculo automático assumam o faseamento construtivo de formas diferentes, verifica-se que o deslocamento vertical máximo existente para o caso paramétrico base e usando camadas de aterro de 0,25m obtido pelo programa FLAC 2D na base do aterro é da mesma ordem de grandeza que os deslocamentos verticais obtidos pelo programas PLAXIS para a mesma situação (Anexo 14).

Em ambos os programas o número de fases construtivas dos aterros variou de apenas uma, fase única, até ao número de sessenta e cinco fases para a situação do faseamento construtivo em camadas de 0,25m de espessura. Apresenta-se na Figura 50, para o caso do faseamento com camadas de menor espessura e para os vários casos paramétricos de estudo, o valor dos deslocamentos verticais máximos ocorridos na base do aterro, utilizando o programa FLAC 2D.

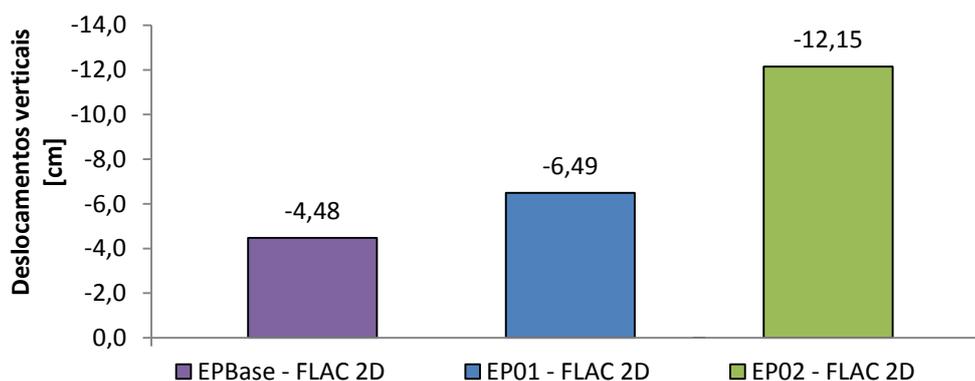


Figura 50 - Deslocamentos verticais máximos obtidos para o faseamento construtivo realizado em camadas de solo de 0,25m.

Constata-se que o deslocamento vertical máximo referente ao caso paramétrico EP02 resulta num aumento em relação ao caso paramétrico base de 271%. Realça-se que a única diferença do caso paramétrico base, para o EP02 refere-se à redução do módulo de elasticidade do solo do aterro e da fundação, respectivamente de 75MPa para 25MPa e de 350MPa para 150MPa.

9.4.7. Aterro sem Reforço

9.4.7.1. Introdução

Numa fase inicial irão avaliar-se apenas os deslocamentos verticais para a situação do aterro sem reforço tendo em conta os diferentes casos paramétricos. Como os programas de

cálculo automático simulam o faseamento construtivo de formas diferentes, optou-se por anular as deformações da massa de solo antes da aplicação das cargas. Este procedimento, realizado em ambos os programas de cálculo, permite a comparação verosímil dos deslocamentos devidos apenas ao carregamento. Numa segunda fase e devido ao facto de o programa FLAC 2D simular de melhor forma o faseamento construtivo, apresentam-se os valores acumulados dos deslocamentos: devidos às cargas e construtivos, para o faseamento construtivo realizado em camadas de 0,25m.

No Quadro 16 apresentam-se as características das malhas utilizadas para a situação sem reforço para ambos os programas de cálculo automático. No que se refere ao tempo de modelação, deve-se referir que o programa FLAC 2D necessita de um maior tempo de processamento, ao contrário do programa PLAXIS 2D, respectivamente 1h e 4h, para a situação do faseamento construtivo em camadas de 0,25m. Tendo sido os modelos processados num computador com as seguintes características: Processador Intel® Core™ 2 Duo CPU, P8600 de 2,40GHz com 4,00GB de RAM e num sistema operativo de 32 bits.

Quadro 16 - Características numéricas da malha usada para o caso do aterro sem reforço, km6+650.

PLAXIS 2D					
Modelo	Elementos	Número de elementos	Número de nós	Número de pontos de tensão	Tamanho médio dos elementos [m]
Estado Plano de Tensão	Triangulares 15-Noded	10246	82509	122952	$804,43 \times 10^{-3}$
FLAC 2D					
Modelo	Elementos	Malha	Número de nós	Número de zonas de tensão	
Estado Plano de Tensão	Quadrangulares	135x195	23768	23283	

9.4.7.2. Carregamento Distribuído – RSA (1986)

Através da análise da Figura 51, que corresponde aos deslocamentos verticais provocados pelos vários casos de carga utilizando o programa FLAC 2D e para o caso paramétrico base, verifica-se que se pode definir uma envolvente de deslocamentos máxima. No caso do RSA (1983) a envolvente é definida pelo caso de carga designado por RSA_6+650-09 e pelo caso de carga RSA_6+650-10. Ao contrário do que seria de esperar, o caso de carga mais gravoso não é o RSA_6+650-08 que corresponde a todas as vias carregadas. Tal não acontece devido ao regulamento português prever a redução em 25% do valor das cargas para a situação de todas as vias em uso simultâneo.

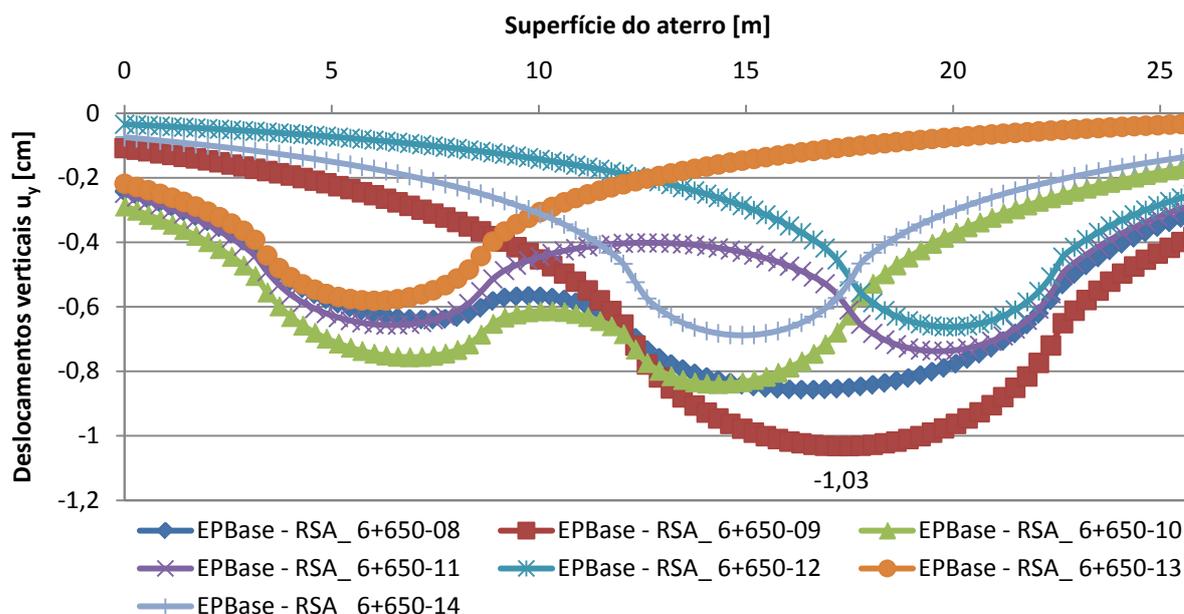


Figura 51 - Deslocamentos verticais à superfície tendo em conta o RSA (1983) para os vários casos de carregamento, e para o caso paramétrico base - FLAC 2D.

A Figura 52 refere-se à mesma situação anteriormente indicada no entanto para a utilização do PLAXIS 2D.

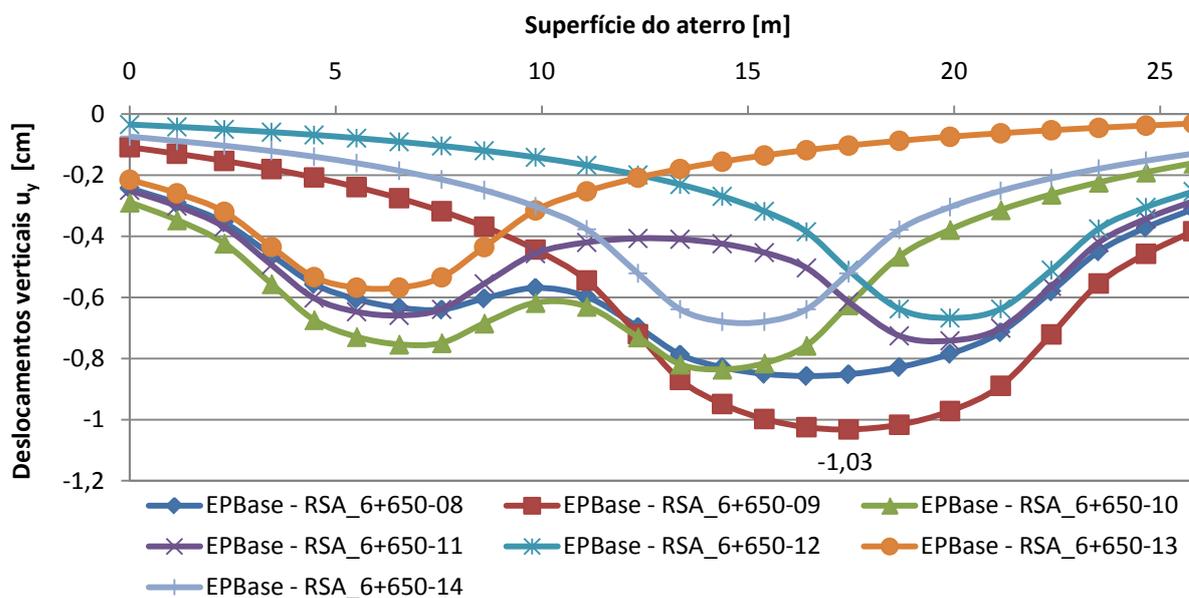


Figura 52 - Deslocamentos verticais à superfície tendo em conta o RSA (1983) para os vários casos de carregamento, e para o caso paramétrico base - PLAXIS 2D.

Como seria de esperar ambos programas apresentam para a envolvente máxima de deslocamentos verticais os mesmos casos de carga (Figura 53). Analisa-se de seguida a variação dos valores da envolvente para os vários casos de estudo paramétricos.

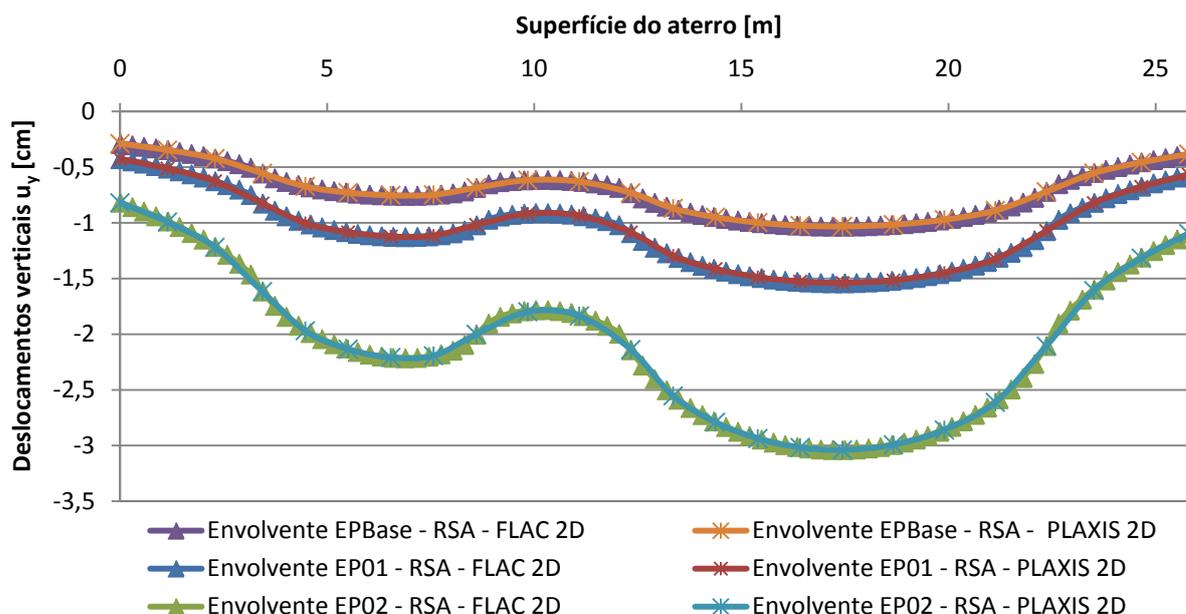


Figura 53 - Envoltente dos deslocamentos verticais à superfície tendo em conta o RSA (1983) para os vários casos de carregamento, como casos paramétricos - PLAXIS 2D e FLAC 2D.

Verifica-se um menor número de pontos que definem as várias envolventes dos assentamentos à superfície quando da utilização do programa PLAXIS 2D face à utilização do programa FLAC 2D.

Tal não se deve necessariamente ao grau de refinação de ambas as malhas, mas sim à forma como os programas permitem a utilização dos dados por estes calculados. O programa PLAXIS 2D permite ao utilizador o corte de uma secção, analisando por exemplo os deslocamentos, este foi o procedimento realizado para a obtenção dos assentamentos verticais à superfície do aterro em estudo. Como referido na secção 7.2 o PLAXIS 2D na sua malha triangular de 15nós, utilizada neste estudo, assume 5 pontos para o cálculo dos deslocamentos em cada aresta. No entanto, quando da realização do procedimento já descrito para a recolha dos dados referentes aos assentamentos à superfície do aterro apenas fornece os deslocamentos referentes aos vértices da malha triangular. Acredita-se que tal acontece, devido à dificuldade que o programa denota em modelar um problema desta complexidade. Nomeadamente, ao facto do aterro possuir uma grande dimensão absoluta, face à necessidade de pormenorização de 0,25m para as camadas de aterro. Tal problema é evidenciado na dificuldade de obtenção da cota da superfície do aterro para a realização do “output” da curva de deslocamento.

Verifica-se ainda que as envolventes dos deslocamentos verticais, são muito similares sobrepondo-se. Tal facto ainda fica mais patente nos valores apresentados no Quadro 17.

Quadro 17 - Deslocamentos máximos verticais, devidos apenas ao carregamento para as várias envolventes como casos paramétricos de estudo - RSA (1983).

	$u_{y, max}$ [cm]		
	EPBase	EP01	EP02
FLAC 2D	-1,03	-1,54	-3,04
PLAXIS 2D	-1,03	-1,54	-3,04

A Figura 54 refere-se aos deslocamentos verticais totais, ou seja, os devidos ao faseamento construtivo mais os provocados pelos vários casos de carga, utilizando o programa FLAC 2D e para o caso paramétrico base. Como o aterro apresenta alguma simetria, os deslocamentos verticais construtivos não influenciam a definição da envolvente, mantendo-se os mesmos casos de carga definidores da envolvente dos deslocamentos verticais.

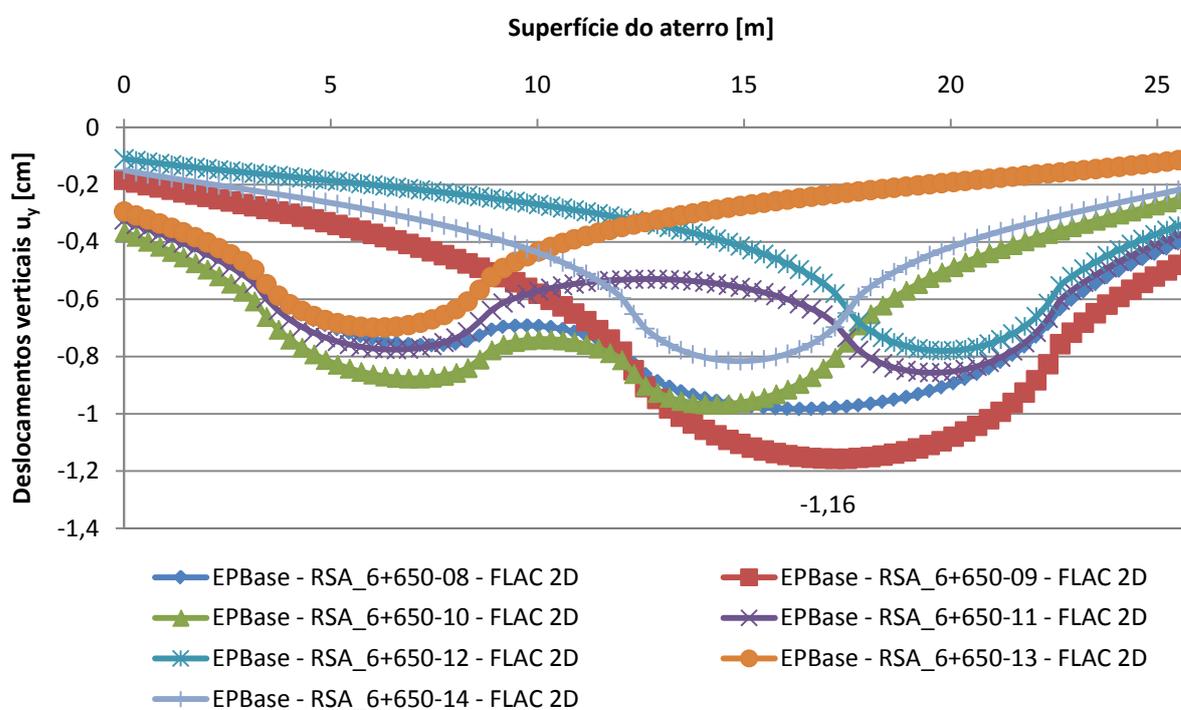


Figura 54 - Deslocamentos verticais à superfície devido ao faseamento construtivo mais os devidos aos vários casos de carga tendo em conta o RSA (1983) e para o caso paramétrico base - FLAC 2D.

Analisa-se de seguida a variação dos valores da envolvente para os vários casos de estudo paramétricos (Figura 55).

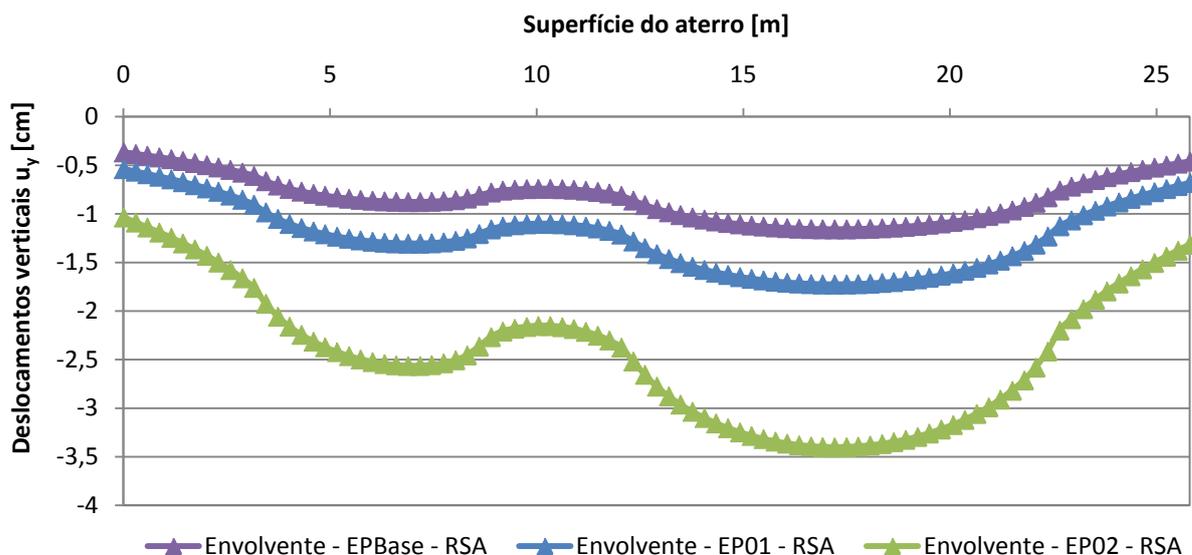


Figura 55 - Envolvente dos deslocamentos verticais à superfície devido ao faseamento construtivo mais os devidos aos vários casos de carga tendo em conta o RSA (1983) e para os vários casos paramétricos - FLAC 2D.

Verifica-se na Figura 56, que o não anular dos deslocamentos construtivos da massa de solo antes da aplicação dos vários carregamentos influencia como esperado nos deslocamentos verticais finais.

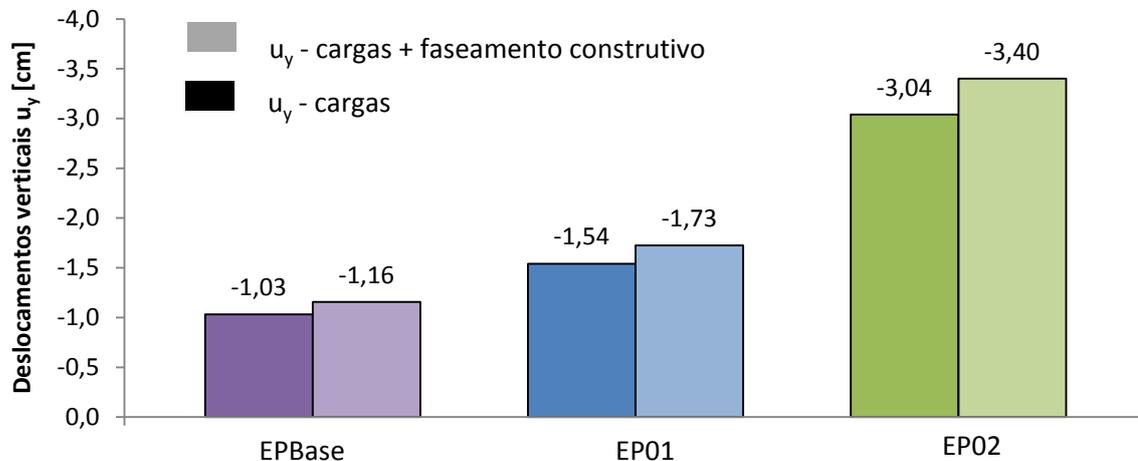


Figura 56 - Deslocamentos máximos verticais à superfície tendo em conta as envolventes dos diferentes casos paramétricos e para a consideração dos assentamentos devidos apenas ao carregamento e devidos ao carregamento mais o faseamento construtivo - FLAC 2D.

Tanto para o caso paramétrico base como para o caso paramétrico EP02 o aumento ronda os 12%. Conclui-se assim que a consideração do faseamento construtivo influencia na mesma ordem de grandeza o aumento dos assentamentos verticais para os vários casos paramétricos.

9.4.7.3. Carregamento Distribuído – EN 1991-2 (2003)

Como se verifica que os deslocamentos verticais originados apenas devido aos vários tipos de carregamento utilizando um programa de cálculo o ou outro são bastante semelhantes apenas se apresentam as seguintes ilação para os resultados obtidos com o programa de cálculo automático FLAC 2D.

Com os vários casos de carga preconizados pela norma EN1991-2 (2003), obtêm se os deslocamentos verticais apenas devidos às cargas apresentadas na Figura 57. Mais uma vez constata-se a existência de uma envolvente provocada, neste caso, por apenas um caso de carga, denominado por EN_6+650-08 e caracterizado pelo carregamento em todas as vias.

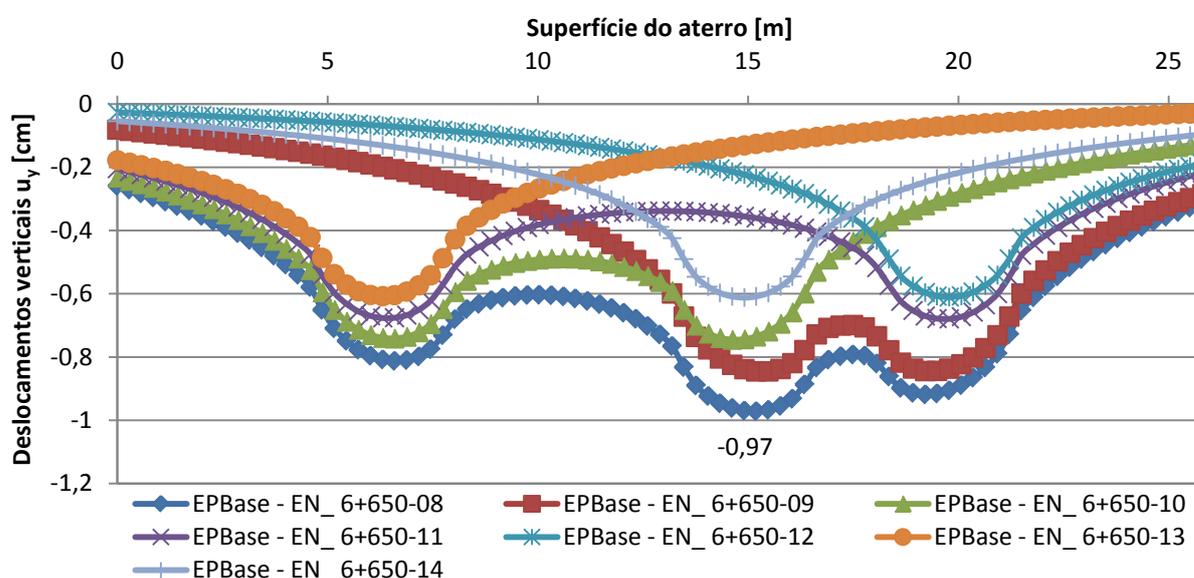


Figura 57 - Deslocamentos verticais à superfície tendo em conta a EN1991-2 (2003) para os vários casos de carregamento, e para o caso paramétrico base - FLAC 2D.

Analisa-se de seguida a variação dos valores da envolvente para os vários casos de estudo paramétricos (Figura 58 e Quadro 18). O valores máximos variam desde o valor de -0,97 a -2,85, respectivamente para o caso paramétrico base e para o caso paramétrico EP02.

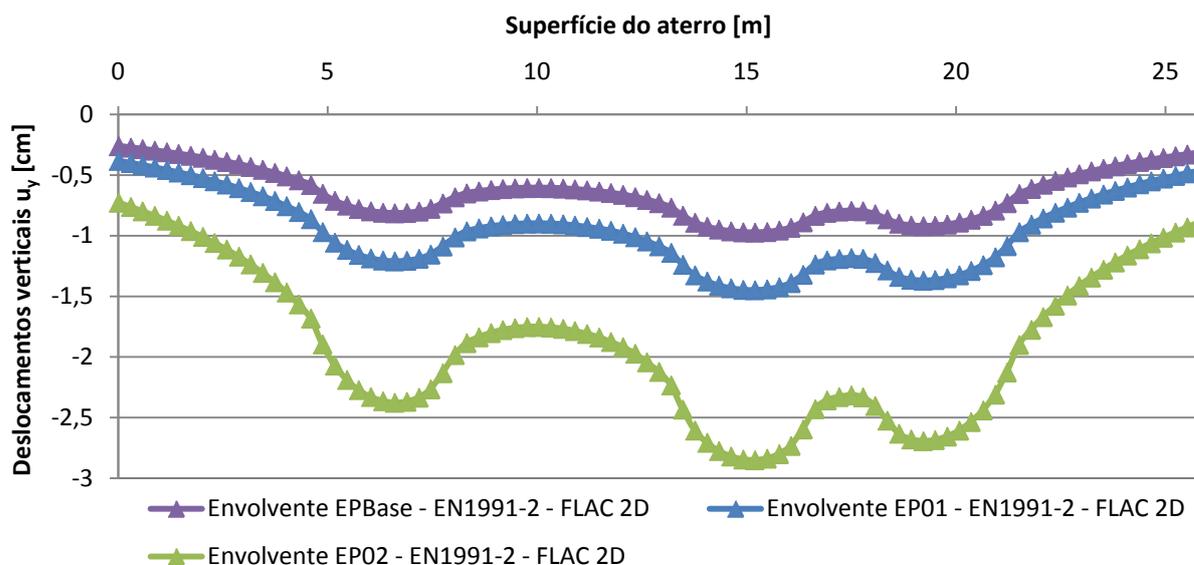


Figura 58 - Envoltente dos deslocamentos verticais à superfície tendo em conta EN1991-2 (2003) para os vários casos de carregamento, como casos paramétricos - FLAC 2D.

Quadro 18 - Deslocamentos máximos verticais, devidos apenas ao carregamento para as várias envoltentes como casos paramétricos de estudo - EN1991-2 (2003).

	$u_{y, max}$ [cm]		
	EPBase	EP01	EP02
FLAC 2D	-0,97	-1,45	-2,85

A Figura 59 refere-se aos deslocamentos verticais totais, ou seja, os devidos ao faseamento construtivo mais os provocados pelos vários casos de carga, para o caso paramétrico base.

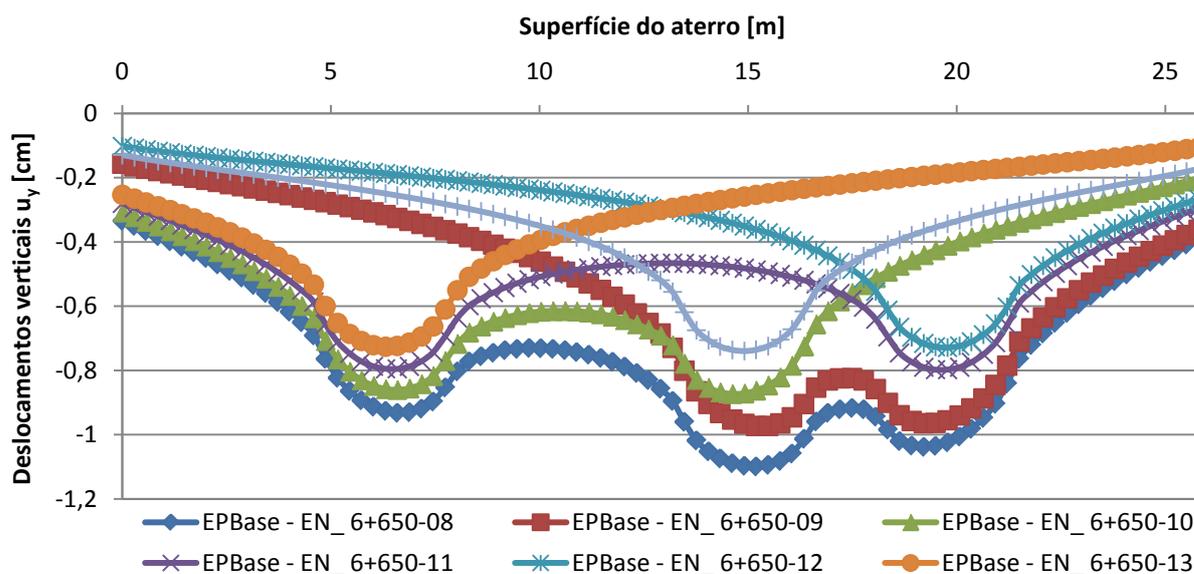


Figura 59 - Deslocamentos verticais à superfície devido ao faseamento construtivo mais os devidos aos vários casos de carga tendo em conta a EN1991-2 (2003) e para o caso paramétrico base - FLAC 2D.

Mais uma vez se verifica que, devido ao aterro apresentar alguma simetria, os deslocamentos verticais construtivos não influenciam a definição da envolvente, mantendo-se o mesmo caso de carga definidor da envolvente dos deslocamentos máximos verticais.

Analisa-se de seguida a variação dos valores da envolvente para os vários casos de estudo paramétricos (Figura 60).

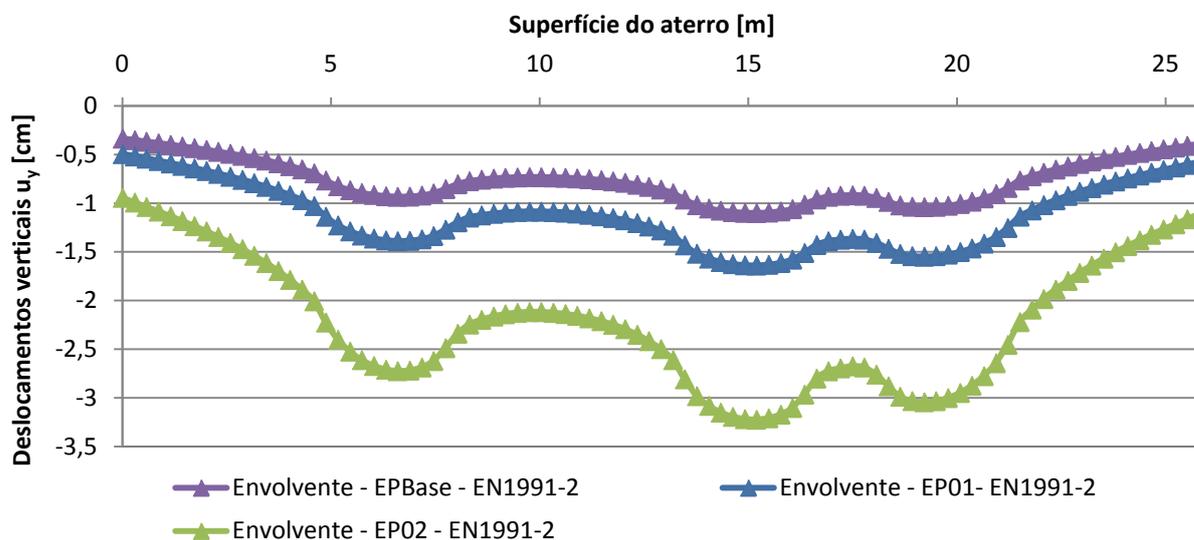


Figura 60 - Envolvente dos deslocamentos verticais à superfície devido ao faseamento construtivo mais os devidos aos vários casos de carga tendo em conta a EN1991-2 (2003) e para os vários casos paramétricos - FLAC 2D.

Verifica-se mais uma vez através da Figura 61, que o não anular dos deslocamentos construtivos da massa de solo antes da aplicação dos vários carregamentos influencia como esperado nos deslocamentos verticais finais.

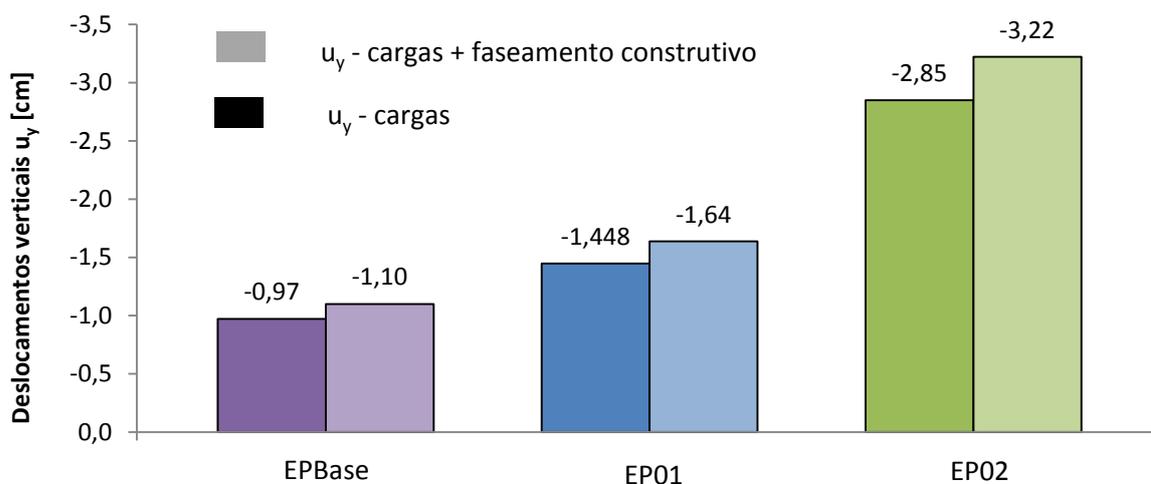


Figura 61- Deslocamentos máximos verticais à superfície tendo em conta as envolventes dos diferentes casos paramétricos e para a consideração dos assentamentos devidos apenas ao carregamento e devidos ao carregamento mais o faseamento construtivo - FLAC 2D.

Tanto para o caso paramétrico base como para o caso paramétrico EP02 o aumento ronda os 13%. Constata-se assim mais uma vez que a consideração do faseamento construtivo influencia na mesma ordem de grandeza o aumento dos assentamentos verticais para os vários casos paramétricos.

9.4.7.4. Análise

Verifica-se através da análise da

Figura 62 que o carregamento distribuído tendo em conta o RSA (1983) representa a situação mais gravosa em termos de obtenção de deslocamentos verticais máximos.

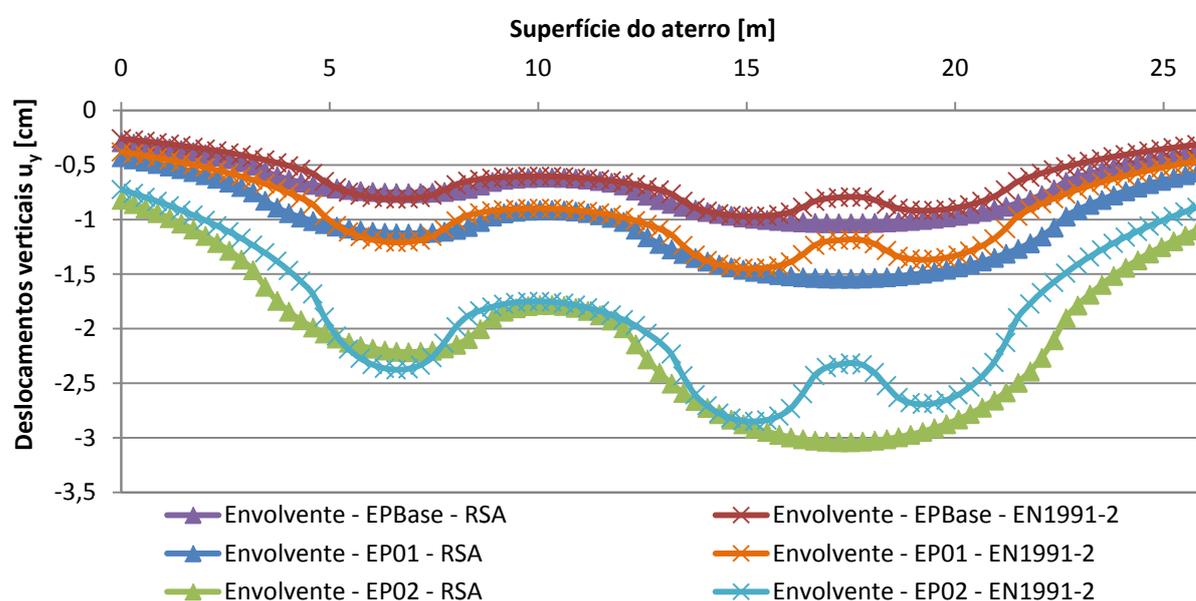


Figura 62 - Envolvente dos deslocamentos verticais à superfície devido aos vários casos de carga tendo em conta o RSA (1983) a EN1991-2 (2003) e para os vários casos paramétricos - FLAC 2D.

Os deslocamentos verticais máximos obtidos para ambos os regulamentos e para os diferentes casos de estudo paramétricos não ultrapassa o valor máximo definido de 8cm (Quadro 19).

Quadro 19 - Deslocamentos máximos verticais, devidos apenas ao carregamento para as várias envolturas como casos paramétricos de estudo -RSA (1983) e EN1991-2 (2003).

	$u_{y, max}$ [cm]		
	EPBase	EP01	EP02
RSA (1983)	-1,03	-1,54	-3,04
EN1991-2 (2003)	-0,97	-1,45	-2,85

9.4.8. Aterro com Reforço

9.4.8.1. Introdução

Na presente secção apresenta-se o estudo realizado do reforço com geogrelhas do aterro em estudo, de forma a avaliar a possibilidade de se reduzirem os deslocamentos verticais do mesmo.

Nesta fase abandonou-se a utilização do programa PLAXIS 2D, uma vez que devido à grande complexidade do presente caso de estudo, o programa apresenta claros problemas na modelação das interfaces dos elementos de reforço. No Quadro 20 apresentam-se as características da malha utilizada para a situação com reforço. No que se refere ao tempo de modelação o programa FLAC 2D necessita de um tempo considerável, correspondendo a 6-10h horas de cálculo. Optou-se assim pelo estudo do aterro reforçado recorrendo a geogrelhas utilizando apenas para o caso paramétrico base referido anteriormente. Utilizaram-se também apenas duas fases construtivas; (1) a simulação das condições iniciais, solo de fundação; e (2) a realização do aterro em uma fase, de modo a ultrapassar a limitação que o programa também denota em armazenar os dados resultantes do cálculo das várias fases. Refira-se ainda que na simulação do faseamento construtivo, de forma a reproduzir o mais possível a realidade de comportamento da estrutura geotécnica, os deslocamentos associados à aplicação do estado de tensão inicial da camada de fundação foram anulados.

Salienta-se ainda que os elementos de extremidade dos reforços, para o caso prático foram considerados fixos à malha. A realização de tal pressupõe que o processo construtivo de dobrar e envolver a camada de solo com parte da geogrelha permite um encastramento perfeito.

Quadro 20 - Características numéricas da malha e reforço usada para o caso do aterro reforçado, km6+650.

FLAC 2D					
Modelo	Elementos	Malha	Número de nós	Número de zonas de tensão	Numero de nós por nível de reforço
Estado Plano de Tensão	Quadrangulares	135x195	23768	23283	91

9.4.8.2. Carregamento Distribuído

Uma vez já identificados os casos de carga mais condicionantes em termos de deslocamentos verticais (RSA_6+650-09 e RSA_6+650-10), apenas se realizou o estudo do efeito do reforço do aterro recorrendo a geogrelhas para estas condições.

Numa abordagem inicial considerou-se apenas um nível de reforço, localizando-se este 0,25m abaixo da superfície do aterro. Constatou-se que a introdução do mesmo resultou numa camada de solo de maior rigidez, não reduzindo necessariamente a grandeza dos assentamentos mas sim a sua área de influência (Figura 63).

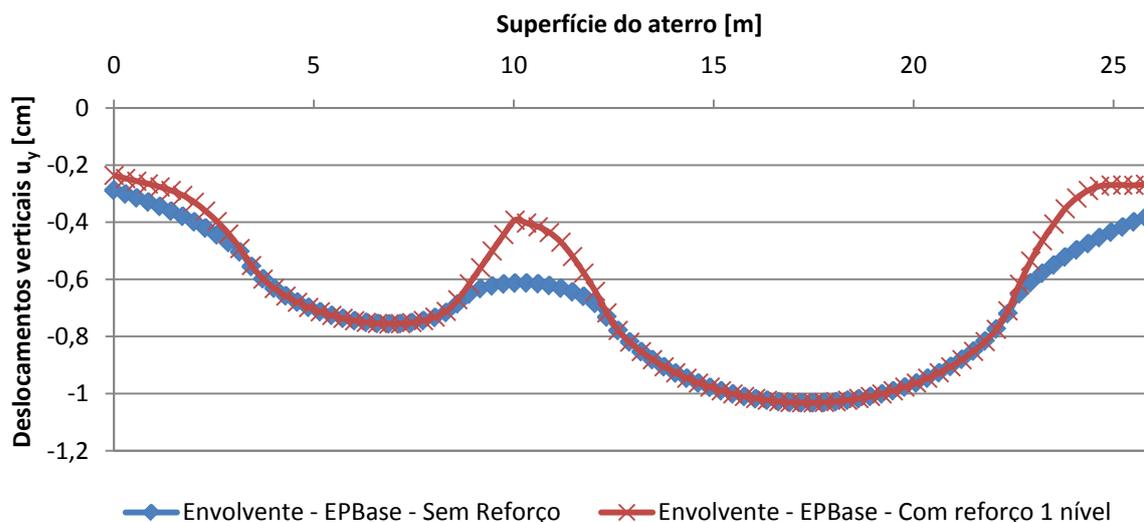


Figura 63 - Envoltentes dos deslocamentos máximo para o caso paramétrico base e para a situação com e sem reforço.

Da análise da Figura 64 é claro o efeito do reforço na redução da área de influência da carga.

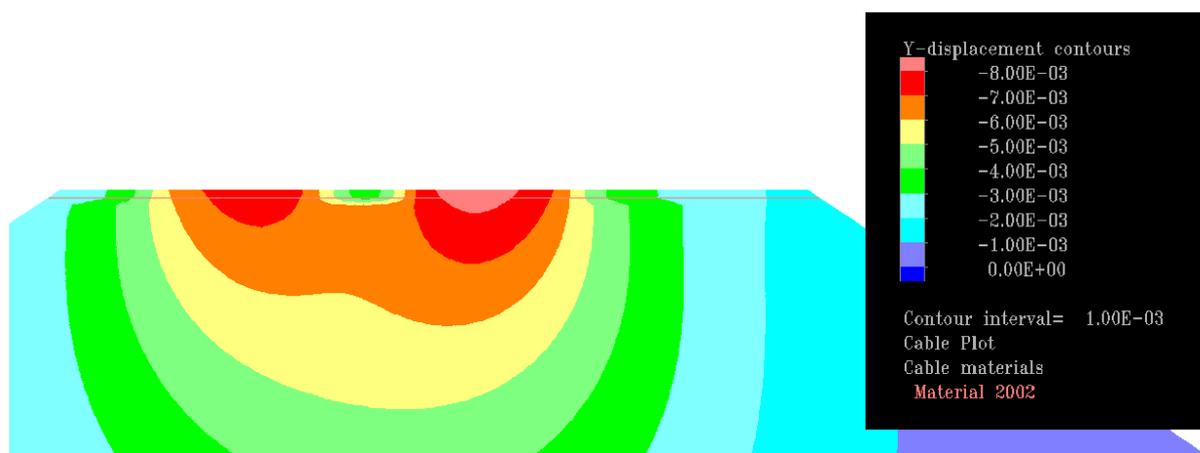


Figura 64 - Deslocamentos verticais para a situação de reforço com apenas um nível de reforço e para o caso de carregamento RSA_6+650-10.

O esforço axial máximo de tracção induzido no reforço devido ao carregamento toma o valor de 8,36kN, com valor máximo possível de 36,37kN. Verifica-se ainda que este valor ocorre para os elementos de extremidade do cabo (Figura 65).

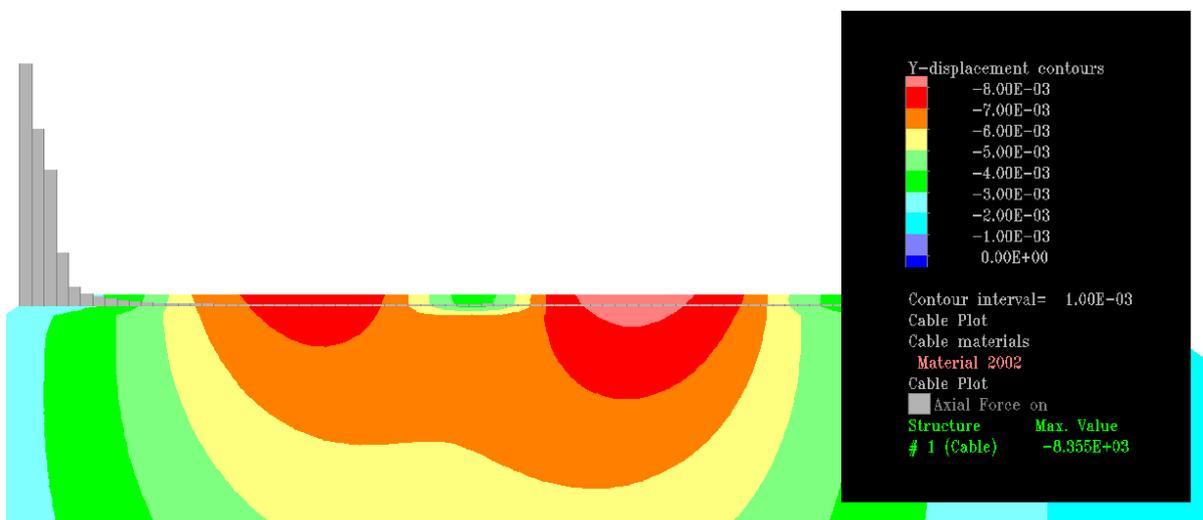


Figura 65 - Diagrama de esforço axial no elemento de reforço e para o caso de carregamento RSA_6+650-10 (pormenor do Anexo 15).

Na Figura 66 apresentam-se os valores dos deslocamentos para a situação de reforço recorrendo a 5 níveis de reforço espaçados de 0,50m (Anexo 16), na zona mais superficial do aterro. Tal como na solução de um só reforço, o primeiro nível dos 5 reforços encontra-se 0,25m imediatamente abaixo da superfície do aterro.

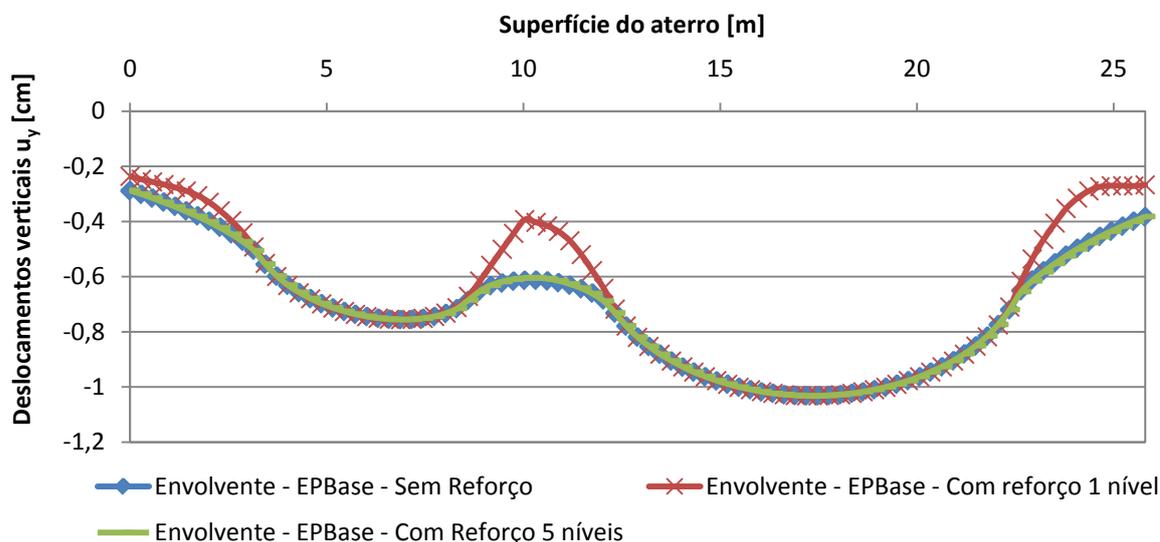


Figura 66 - Deslocamentos verticais para a situação sem reforço, com reforço de 1 e 5 níveis de reforço.

Verifica-se que o fenómeno anterior desaparece. Os esforços axiais máximos obtidos de 4,01kN e 5,10kN, respectivamente para o primeiro reforço e para o quinto reforço a contar da superfície do aterro, acabam mesmo, por ser inferiores em relação à situação da solução de

reforço com apenas um nível, acabando por demonstrar como é obvio que os acréscimos dos esforços devidos à aplicação da carga são distribuídos por 5 níveis em vez de apenas 1. Mais uma vez o esforço axial induzido fica largamente distante do valor máximo admissível e os valores máximos são obtidos na extremidade dos elementos de reforço.

Por fim analisou-se o reforço do aterro como 24 níveis de reforço. Os primeiros 9 reforços a contar da superfície do aterro encontram-se com um espaçamento de 0,25m enquanto os restantes com 0,50m (Anexo 17). Pretende-se com este tipo de reforço, simular uma solução de reforço em que os reforços de topo resistam às cargas e os restantes mais espaçados resistam à fluência do solo.

Salienta-se ainda que para este caso específico de modelação houve a necessidade de mudar o número de “steps” que o programa FLAC 2D usa por defeito no seu cálculo iterativo para o dobro, resultando num aumento relativo de tempo de cálculo. Esta necessidade deveu-se ao facto de ser necessário assegurar que a denominada “unbalanced force” atingisse valores próximos de zero, significando assim um erro reduzido no processo iterativo, ou seja, a convergência do mesmo.

Verifica-se mais uma vez que a inserção de um maior número de reforços não resulta numa redução dos deslocamentos verticais (Figura 67). O esforço axial máximo obtido nos vários níveis de reforço é o de 2,04kN, encontrando-se no reforço mais afastado da superfície do aterro (Anexo 18). O facto de os reforços apresentarem valores de esforço axial reduzidos, só sustenta o facto de estes estarem a ser pouco solicitados. Devido à escassez de tempo e à demora do cálculo para condições do aterro reforçado levou à impossibilidade de aprofundar esta questão.

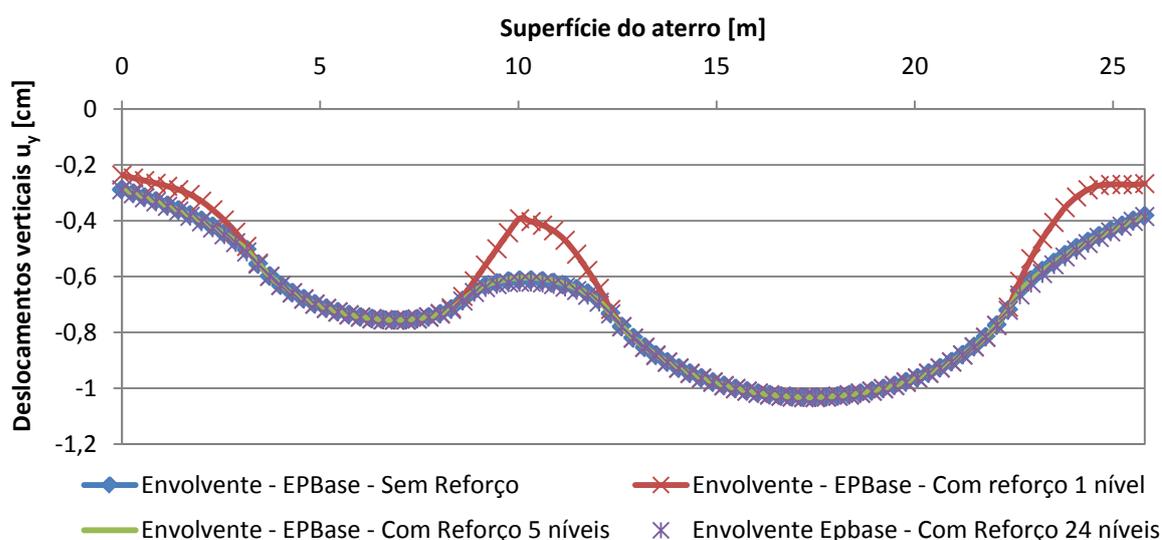


Figura 67 - Deslocamentos verticais para a situação sem reforço, com inclusão de 1, 5 e 24 níveis de reforço.

9.5. Fluência

9.5.1. Introdução

Nesta secção apresenta-se a modelação numérica realizada para condições estáticas, visando analisar o comportamento de fluência do solo, tanto na solução simples como reforçada. A opção por modelar o comportamento de fluência do solo, deve-se, como já se referiu, à necessidade de limitar os assentamentos a ocorrer durante a vida útil da estrutura (100anos), principalmente estando-se na presença de um solo com alguma componente fina (14 a 38%), onde a probabilidade de existência deste fenómeno é mais acentuada.

O programa FLAC 2D permite o realizar em conjunto com a análise de fluência e a aplicação dos vários tipos de carregamento, no entanto, este programa assume a carga como uma carga permanente ao longo do tempo. Tal situação não é realista, pois as cargas devidas à passagens dos comboios não são permanentes no tempo, mas sim transitórias. Neste capítulo não foram assim avaliados os efeitos dos vários casos de carregamentos.

9.5.2. Criação do Modelo Numérico

Tal como na análise estática em que não se contemplava o fenómeno de fluência, o modelo numérico seguiu de perto a geometria prevista no projecto base para a secção transversal do km6+650. Utilizou-se o mesmo modelo geométrico adoptado na secção 9.4, porém devido à utilização de um modelo de comportamento de solo mais complexo (modelo de fluência de Burguer e Mohr-Coulomb) o programa FLAC 2D denota mais uma vez algumas dificuldades em processar e armazenar os dados resultantes das várias fases construtivas. Esta situação agrava-se aquando da inserção dos elementos de reforço, não sendo mesmo possível a conclusão do cálculo do modelo numérico. Sendo assim, tal como realizado para a situação estática em que não se contemplava a fluência, simplificou-se de igual forma o faseamento construtivo.

9.5.3. Propriedades dos Solos e Reforços

Para a modelação da fluência do solo recorreu-se ao módulo opcional de fluência do programa FLAC 2D, utilizando o modelo de fluência Burguer e Mohr-Coulomb (dos seis modelos de que esse módulo dispõe para a caracterização do comportamento do solo). O

presente modelo é caracterizado por um comportamento desviatório visco-elasto-plástico e um comportamento volumétrico elasto-plástico. A escolha deste modelo em detrimento de outros deve-se, essencialmente, à sua menor necessidade de parâmetros face aos outros modelos de fluência. Além disso, em 10 parâmetros necessários para a sua caracterização, 6 são comuns ao modelo já utilizado neste trabalho - modelo de Mohr-Coulomb (Quadro 21). O modelo de fluência considerado permite mesmo não realizar da análise dependente do tempo, assumindo assim apenas o comportamento referente à parcela de Mohr-Coulomb.

Quadro 21 - Parâmetros caracterizadores do modelo de fluência Burguer e Mohr-Coulomb.

Mohr-Coulomb	Burguer
Peso volúmico - γ	Viscosidade de Maxwell - η^M
Módulo de deformação volumétrica - K	Módulo de corte de Maxwell - G^M
Coesão - c	Viscosidade de Kelvin - η^K
Ângulo de dilatância - ψ	Módulo de corte de Kelvin - G^K
Ângulo de atrito - ϕ	
Tensão limite - σ^t	

Ressalva-se, que ao contrário do desejado, não foi possível realizar a calibração do modelo. De facto, a dificuldade em encontrar casos publicados de alguma forma similares ao presente caso de estudo e suficientemente detalhados levou à impossibilidade de calibração do mesmo. A inexistência de ensaios de caracterização do solo relevante para o caso de estudo em apreço, não permitiu proceder à determinação dos 4 parâmetros específicos do modelo de fluência seguindo os procedimentos de Segalini, et al. (2009). De forma simplificada, os autores referidos realizaram ensaios triaxiais de fluência ao solo, tendo posteriormente modelado através do FLAC 2D o ensaio triaxial, a comparação das curvas da deformação obtidas experimentalmente com as obtidas numericamente, permitiu o calibrar do modelo para tais parâmetros. Para ultrapassar esta dificuldade recorreu-se a uma retro-análise para a determinação destes parâmetros, ou seja. Este processo consistiu em, em primeiro lugar recorrer a expressões semi-empíricas para estimar os assentamentos por fluência. Essas expressões, encontradas na bibliografia, resultaram da análise de informação obtida da instrumentação e da monitorização de estruturas geotécnicas, nomeadamente barragens de terra. Em seguida, foram-se variando os 4 parâmetros da fluência do modelo numérico até se obterem através da modelação numérica realizada no FLAC 2D, deslocamentos semelhantes aos estimados com as equações semi-empíricas. Para avaliar o significado desses parâmetros e dos valores encontrados neste processo, analisou-se ainda se os parâmetros necessários para a caracterização do modelo de fluência adoptados eram da mesma ordem de grandeza de

valores citados por outros autores. Assume-se que esta simplificação e a forma de abordar a questão poderá não ser totalmente representativa. No entanto, esta foi a única forma possível com a informação disponível.

Note-se que nesta secção apenas se considera o caso base (EPBase).

Salienta-se que a fundação do aterro não é susceptível de sofrer fluência, tendo-se assumido neste caso o comportamento elastoplástico, obedecendo apenas ao critério de cedência de Mohr-Coulomb.

As propriedades utilizadas nas geogrelhas são as mesmas que relatadas anteriormente no Quadro 13 excluindo o valor da força de tracção de dimensionamento. Para a determinação deste usou-se, além do factor redutor devido à danificação em obra, o devido à fluência do geossintético. A força de tracção de dimensionamento máxima, toma assim o valor de 9,76kN/m, tendo sido adoptado o valor de 3 como factor redutor para a fluência [com base nas recomendações de Koerner (1994)]. Aos reforços atribuiu-se, mais uma vez, comportamento elastoplástico e resistência à compressão desprezável.

9.5.4. Aterro Sem Reforço

Para a realização da retro-análise descrita, recorreu-se à expressão 9.5.4(1) de Charles (1986), citado por Penman, *et al.* (1999), para a quantificação dos assentamentos devido à fluência dos materiais. Esta expressão depende de parâmetros como o coeficiente de consolidação secundária, c_α , a altura do aterro, H , o instante em que se calcula o assentamento, t_2 , e o instante em que começam os assentamentos de fluência (considerado igual a 1).

$$s_c = c_\alpha \cdot H \cdot \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad 9.5.4(1)$$

Como apenas a componente fina do solo (neste caso, aproximadamente 1/3), será susceptível de sofrer fluência, considerou-se que a altura a utilizar na expressão anterior deveria ser aproximadamente de 8m, referente à proporção de finos na altura total do material susceptível de sofrer fluência (altura total do aterro de 22m e 2m de saneamento). Existiu ainda a necessidade de quantificar o coeficiente de consolidação secundária, c_α , não existindo mais uma vez a caracterização do solo, adequada, recorre-se a valores típicos propostos pelo autor Prasad (2010) e exemplificados no Quadro 22.

Optou-se por definir uma envolvente dos assentamentos devidos à fluência para a consideração de c_α igual a 0,005 e 0,001, respectivamente o limite superior para uma argila

sobreconsolidada e o limite inferior para uma argila não consolidada, sabendo porém que o solo do presente caso de estudo estará nesta envolvente (Figura 68). Através da análise desta mesma figura, consta-se que o crescimento dos assentamentos estabiliza para o espaço temporal de 20anos, tomando os valores máximos para 100anos de 7,61cm e 38,03cm, sendo respectivamente, referentes para o limite inferior de uma argila não consolidada e para o limite superior de uma argila sobreconsolidada.

Quadro 22 - Valores típicos do coeficiente de consolidação secundária para diferentes tipos de solo [adaptado de Prasad (2010)].

Tipo de Solo	c_α
Argila não consolidada	0,005 – 0,02
Argila Orgânica	> 0,03
Argila sobreconsolidada ($OCR > 2$)	< 0,001

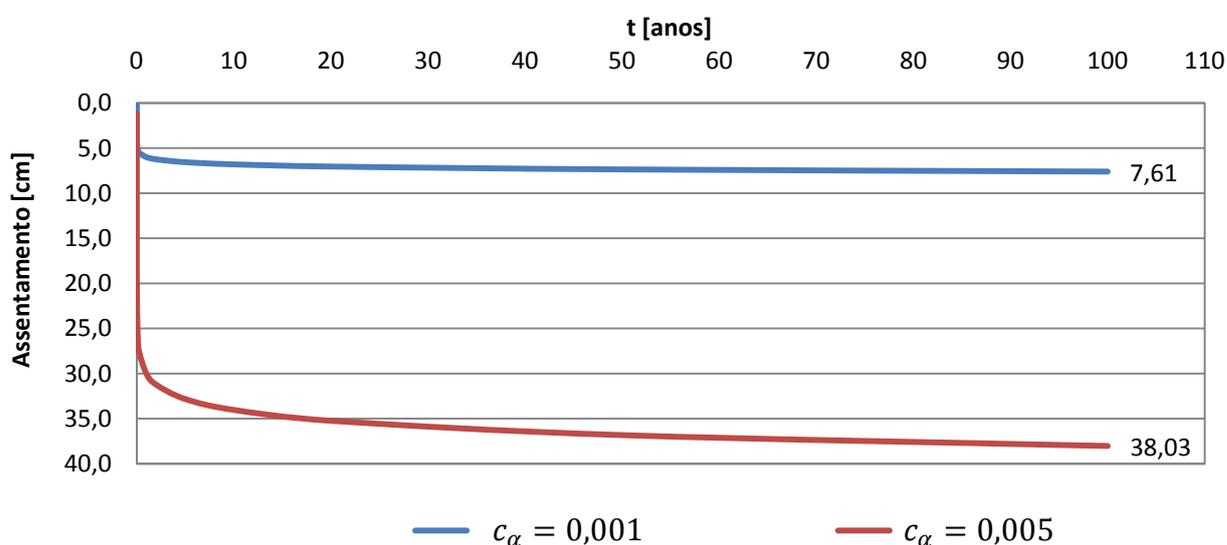


Figura 68 - Envolvente de assentamentos estimados devidos a consolidação secundária.

Após a realização dos vários cálculos para a determinação dos assentamentos expectáveis devidos à fluência, iniciou-se a variação dos parâmetros de fluência do modelo numérico de forma a estimar os valores destas grandezas. No Quadro 23 apresentam-se tanto os valores finais utilizados para o presente caso de estudo como alguns valores utilizados por outros autores nos seus modelos numéricos. Ressalva-se ainda que, não se tendo a devida sensibilidade sobre a variabilidade dos diferentes parâmetros no resultado do “output” do modelo, se optou por manter o mesmo valor para módulo de corte, G , e para o módulo de deformação volumétrica, K , do caso paramétrico base. Tendo-se variado apenas o parâmetro de viscosidade, η , tanto da componente de Maxwell como de Kelvin, assumindo estes o mesmo valor. Numa breve comparação entre os parâmetros utilizados no presente modelo e

entre os valores usados por outros autores, verifica-se que como expectável devido ao solo do presente caso de estudo não ser nem uma rocha nem um solo argiloso, os valores da viscosidade encontram-se neste intervalo de valores.

Quadro 23 - Características dos parâmetros do modelo de fluência Burguer e Mohr-Coulomb, tanto para o presente caso de estudo como para outros casos de estudo.

Autores	Tipo material	Tipo de estrutura	K [kPa]	G^M [kPa]	η^M [kPa/s]	G^K [kPa]	η^K [kPa/s]
Bonini, <i>et al.</i> (2003)	argila	túnel	-	1,01E+05	6,60E+09	2,45E04	4,80E+10
Apuani, <i>et al.</i> (2007)	“gneiss”	talude	2,60E07	1,20E+07	1,00E+17	1,20E07	1,00E+17
W. Wang, <i>et al.</i> (2009)	“mudstone”	ensaios laboratoriais	-	4,65E+06	1,37E+13	4,86E+07	8,28E+11
Presente caso de estudo	xisto cinzento	aterro	6,25E+04	2,88E+04	2E+12	2,88E+04	2E+12

Apresenta-se na Figura 69 os valores dos deslocamentos verticais à superfície do aterro devidos à fluência do solo para a situação do aterro sem reforço para vários espaços temporais. No que respeita à especificidade da modelação em si, e sabendo que o programa FLAC 2D necessita da definição do numero de “steps” para aplicar no seu algoritmo de cálculo, foi usado o comando fornecido pelo FLAC 2D, “crdt auto” que determina autenticamente os mesmos.

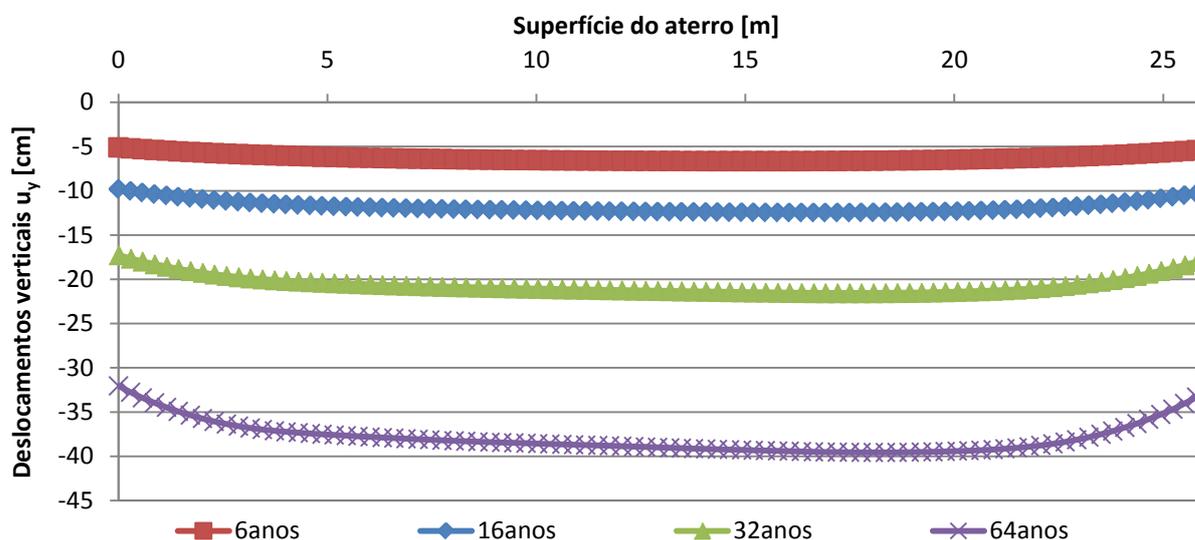


Figura 69 - Deslocamentos verticais à superfície do aterro devido à fluência ao fim de 6, 16, 32 e 64anos – aterro não reforçado.

Verifica-se, como esperado, o crescimento dos deslocamentos verticais ao longo do espaço temporal, no entanto a velocidade do seu crescimento não tende a estabilizar. Tal facto deve-se às várias simplificações realizadas na definição dos parâmetros caracterizadores do

modelo. Nomeadamente na consideração do módulo de corte como da viscosidade da componente de Kelvin igual à de Maxwell (Figura 70). Apresentam-se no Anexo 19 os deslocamentos verticais para a situação de análise da fluência do solo ao fim de 32 anos.

Para a curva da variação dos deslocamentos verticais devidos à fluência constata-se, ainda, que os deslocamentos verticais ultrapassam os 8cm (valor máximo permitido) para o intervalo de tempo de 6 a 16 anos.

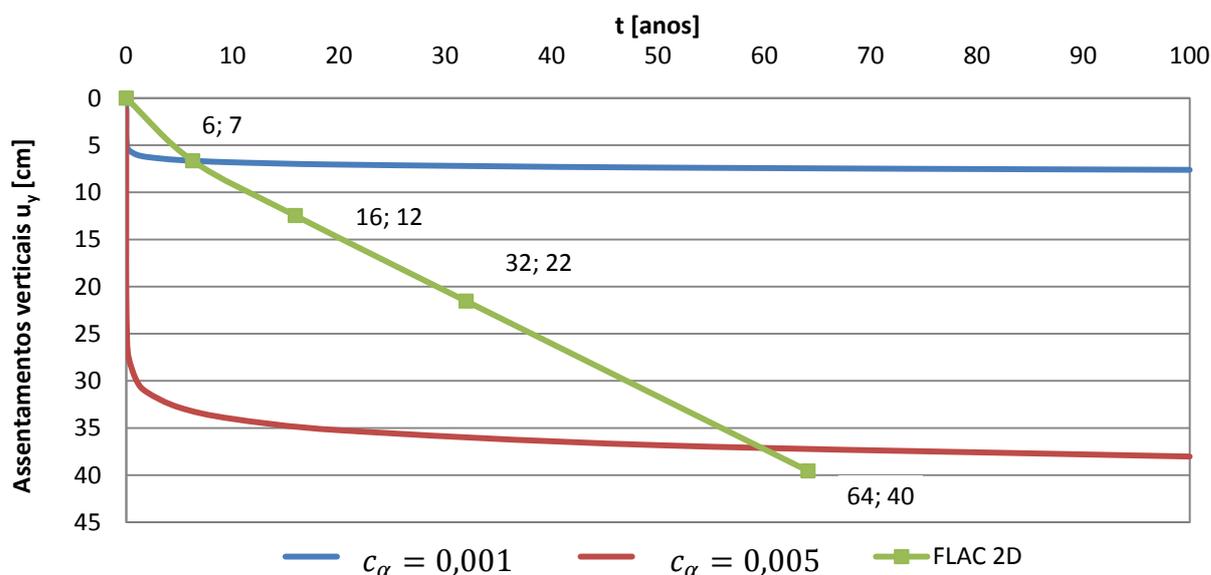


Figura 70 - Deslocamentos verticais à superfície do aterro devido à fluência para 6, 16, 32 e 64anos (situação sem reforço).

9.5.5. Aterro Com Reforço

Revela-se de seguida os resultados devidos à análise do aterro reforçado com geogrelhas. Analisa-se apenas para a situação de maior numero de elementos de reforço, nomeadamente o de 24 níveis de reforço exemplificada na secção 9.4.8. Esta escolha prende-se com o facto de ser uma solução de reforço mais distribuída ao longo do aterro, permitindo um maior controlo do fenómeno de fluência do solo. Apresenta-se no Anexo 20 os deslocamentos verticais para a situação de reforço indicada e para o espaço temporal de 32 anos.

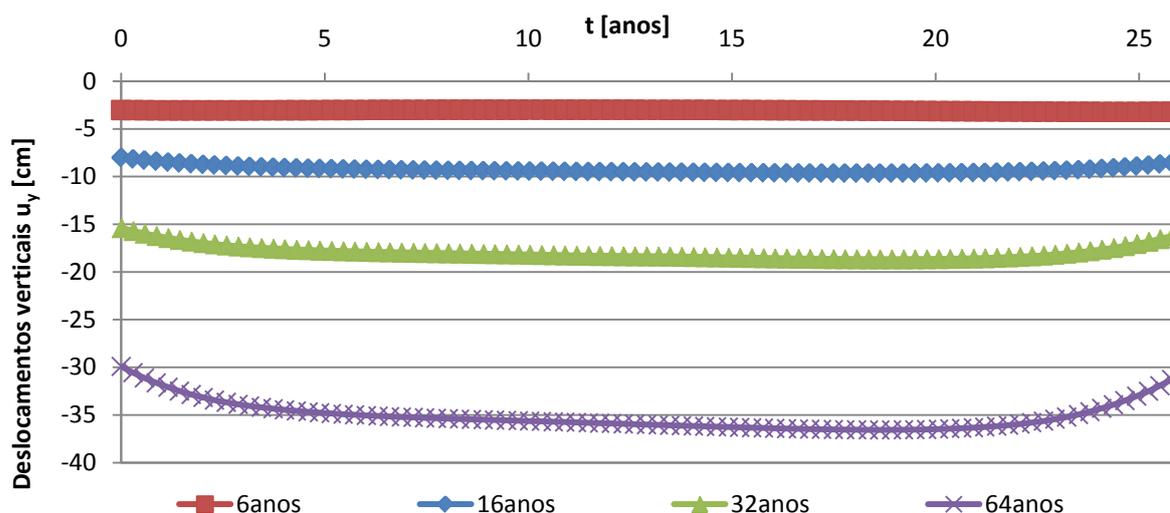


Figura 71 - Deslocamentos verticais à superfície do aterro devido à fluência ao fim de 6, 16, 32 e 64anos – aterro reforçado com 24 camadas de geogrelha.

A introdução de reforços, permitiu reduzir os deslocamentos verticais, no entanto, verifica-se que a redução dos deslocamentos estabiliza num valor de aproximadamente de 3cm [Quadro 24]. Esta situação, como o facto de os reforços apenas apresentarem o valor de 2,00kN esforço axial em 9,76kN/m possíveis no reforço mais afastado da superfície e para a análise temporal de 32 anos, denota claramente a pouca solitação dos mesmos. Devido ao tempo reduzido, não foi possível o realizar de estudos em que se contemplassem alterações nas características das geogrelhas a utilizar, nomeadamente as que favoreçam uma melhor relação de interacção de interface entre as geogrelhas e o solo (área transversal, k_{bond} , s_{bond} e ângulo de atrito).

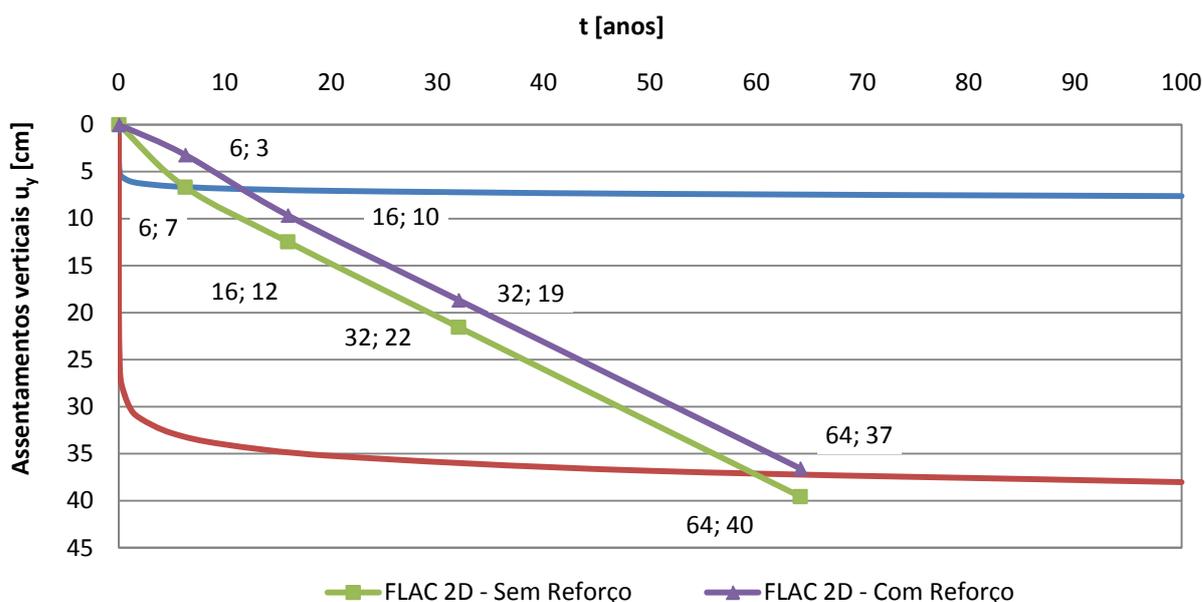


Figura 72 - Deslocamentos verticais à superfície do aterro devido à fluência para 6, 16, 32 e 64anos (situação com reforço).

Quadro 24 - Variação e análise dos valores dos assentamentos verticais obtidos devidos à fluência.

	$u_{y, max}$ [cm]			
	6 anos	16 anos	32 anos	64 anos
Sem Reforço	6,64	12,46	21,54	39,56
Com Reforço	3,21	9,65	18,66	36,57
Diferença	3,43	2,81	2,88	2,99
% de redução	-51,66	-22,55	-13,37	-7,56

10. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No que se refere à regulamentação, pode-se concluir que o regulamento português RSA (1983) produzido anteriormente à problemática da alta velocidade, quando comparado, para a situação de análise estática, com o regulamento europeu EN1991-2 (2003) contempla aspectos de dimensionamento mais gravosos, no entanto não se pode dizer que com este se obtenha um dimensionamento do lado da segurança em relação à norma europeia. O regulamento EN1991-2 (2003) prevê a utilização de um fluxograma (Anexo 1) para avaliar a possibilidade de realizar ou não de uma análise estática aquando da definição das acções a considerar para o tráfego ferroviário, não permitindo a realização de uma análise estática para velocidades superiores a 200km/h, o que é o caso de velocidades praticadas em linhas de alta-velocidade.

Em relação aos programas de cálculo automático utilizados e, nomeadamente, sobre a perspectiva do autor enquanto utilizador, não se pode deixar de referir que os elementos de ajuda, como os manuais disponibilizados por ambos os programas carecem largamente de exemplos sobre a temática de estruturas geotécnicas reforçadas. Se a nível teórico os mesmos apresentam boas bases, a nível prático deixam a desejar. Salienta-se ainda que a utilização e manipulação do programa PLAXIS 2D é muito mais intuitiva do que a utilização do programa FLAC 2D, de facto este programa apresenta um “layout” que obrigou a reduzir as características de visualização do sistema operativo instalado no computador utilizado, para que a sua manipulação ocorresse da forma mais correcta.

Apesar do referido, e com um conhecimento mais aprofundado do programa FLAC 2D (que demora algum tempo) e dos comandos a usar, este apresenta ser uma ferramenta de cálculo muito mais poderosa, permitindo mesmo ao utilizador criar variáveis e funções.

No que se refere à utilização dos programas de cálculo automático no caso prático, constatou-se que devido à geometria bastante complexa do caso em estudo, estes denotaram alguma dificuldade no seu processamento. Ressalva-se que as versões utilizadas em ambos os programas não são as mais recentes, podendo as actuais já terem corrigido estas fragilidades.

O programa FLAC 2D apresenta ainda uma grande desvantagem, que se refere à forma como a malha é criada e como a forma desta altera significativamente os resultados. Um utilizador menos experiente poderá realizar uma malha pouco adequada ao problema em causa, obtendo resultados pouco representativos. A par desta questão, como a malha utilizada tem de ser necessariamente quadrangular, a modelação de problemas em que a geometria se

apresente pouco regular, terá que obrigatoriamente de ser refinada de forma a reduzir efeitos localizados, tal facto resulta irremediavelmente em tempos maiores de cálculo. No entanto, a sua utilização em problemas de menor complexidade resulta numa mais-valia no dimensionamento, análise e principalmente em monitorização de estruturas geotécnicas.

Em relação aos elementos de reforço, verifica-se que o programa FLAC 2D, acaba por conseguir modelar melhor estes elementos, face à utilização de um maior número de parâmetros caracterizadores de tal elemento, em oposição ao PLAXIS 2D que apenas considera um parâmetro.

Acredita-se que a utilização generalizada de este tipo de ferramentas na modelação de estruturas geotécnicas levará os criadores dos programas a desenvolver tanto estas questões como a dotar o utilizador de um maior conhecimento da forma como os resolver.

No que se refere propriamente aos resultados obtidos através da análise da solução de reforço do aterro do caso prático estes foram necessariamente insatisfatórios. Verifica-se a clara necessidade em caracterizar correctamente as características que são responsáveis pela simulação do comportamento solo-interface, de forma a se poder ter valores mais representativos e de forma a mobilizar realmente os reforços. A pequena mobilização dos reforços em estruturas deste tipo é conhecida e, em muitos casos, resulta do grau de conservadorismo das metodologias de dimensionamento correntes, dado que neste trabalho essas questões não foram analisadas, ressalva-se a possibilidade de ser esse um dos factores mais condicionantes para os resultados obtidos.

Aquando da análise do efeito da fluência dos solos no comportamento do aterro verificou-se que a evolução do comportamento dos assentamentos máximos obtidos através desta análise, acabam por não muito representativos do que será esperado na realidade. De facto, as sucessivas simplificações e suposições feitas, devido à falta da caracterização adequada do solo, resultaram em dados pouco consistentes. Acredita-se, no entanto, que o presente estudo pode contribuir para uma melhor compreensão deste fenómeno e para a necessidade da sua consideração.

Verifica-se ainda que, como esperado, o fenómeno de fluência induz uma maior mobilização dos reforços face à análise estática realizada sem consideração da fluência.

11. TRABALHOS FUTUROS

Ao longo da realização deste trabalho foram surgindo várias questões que podem e devem ser alvo de uma análise mais aprofundada.

De forma a averiguar a adequabilidade da análise estática permitida pelo regulamento português para situações de alta-velocidade, poderão ser realizadas análises dinâmicas em que se contemplem as cargas reais, a velocidade e os fenómenos induzidos pela utilização de comboios de alta velocidade, de forma a verificar se este tipo de análise induz numa maior gravidade ou não, tanto a nível de esforços como de deslocamentos. Sendo assim, teria todo o sentido o realizar análises dinâmicas aplicadas ao caso prático de estudo do presente documento contemplando o carácter dinâmico das cargas da via-férrea, o que infelizmente devido à escassez de tempo não foi possível.

O regulamento português permite ainda para a situação da análise estática o cálculo do impulso de terras recorrendo a um carregamento linear no eixo da via, situação que não foi estudada no presente documento. Este tipo de carregamento aplicado à superfície da via levanta algumas questões interessantes, como o tipo de elemento numérico a adoptar para a simulação do balastro, como o valor da sua rigidez.

Seria ainda interessante realizar estudos de forma a adequar o fluxograma previsto pela norma europeia para a escolha de uma análise estática ou não, para a componente do suporte das vias-férreas, nomeadamente as estruturas geotécnicas.

No que se refere em específico à modelação numérica do caso de estudo, uma área importante de estudos a realizar e que não foi possível devido à escassez de tempo, é o de não se terem contemplado as acções construtivas e as acções sísmicas para este tipo de estruturas. As primeiras, consoante a sua grandeza poderão induzir esforços adicionais nos elementos de reforço, acabando por, no limite, funcionar até como um elemento “pré-tracionado”, ou seja, a sua mobilização na fase construtiva pode, devido ao tipo de comportamento destes elementos, melhorar a sua capacidade de limitação de assentamentos. Em relação ao segundo tipo de acções, seria interesse o estudar o comportamento da solução final de reforço prevista para a limitação dos assentamentos submetida a acções sísmicas.

Seria interessante ainda, analisar, para as várias situações estudadas no caso pratico além dos deslocamentos as tensões e os acréscimos de tensão das várias fases, uma vez que os deslocamentos estão correlacionados com a grandeza de estes. Sabendo porem que o

programa FLAC 2D ao invés do PLAXIS 2D não permite o realizar de um “output” apenas com os acréscimos de tensão mas sim totais.

Ambos programas permitem ainda o cálculo usando o “large strain mode”, ou seja, o adaptar da malha ao longo do processo iterativo tendo em conta as deformações da mesma. Deve-se assim procurar tentar perceber a influência de tal procedimento na grandeza dos vários tipos de “outputs” que se pretender analisar.

De forma a que os resultados obtidos pelos modelos numéricos, sejam o mais possível, representativos da realidade, existe ainda a necessidade do realizar de uma caracterização adequada do comportamento do solo do aterro, nomeadamente com ensaios laboratoriais e ensaios “in situ”. O ideal passaria mesmo pelo validar dos resultados obtidos através da utilização dos programas de cálculo automático com dados de monitorização da obra.

Em relação à modelação numérica das soluções com reforço, devem-se realizar estudos numéricos de forma a perceber como cada parâmetro definidor destes elementos contribui para a redução dos deslocamentos verticais. Algo que não foi inteiramente conseguido devido à complexidade do problema em questão. A caracterização adequada dos parâmetros do reforço, em específico os dependentes do comportamento da interface solo/reforço, irão permitir uma modelação posterior mais realista.

Os elementos de extremidade dos reforços, para o caso prático foram considerados fixos à malha. A realização de tal, pressupõe que o processo construtivo de dobrar e envolver a camada de solo com parte da geogrelha permite um encastramento perfeito, algo que não pode ser totalmente real. Deverá assim ser alvo de estudos esta temática de forma a verificar a adequabilidade de tal decisão.

Em relação à modelação da fluência dos reforços, a redução da capacidade resistente de tracção da geogrelha logo no início da vida útil da obra não é representativo da realidade. De facto, a força de tracção máxima permitida depende do espaço temporal. Tendo em conta o referido, seria interessante desenvolver estudos na criação de um código através da ferramenta “fish” do FLAC 2D, que tivesse em conta este comportamento do geossintético.

Por fim, o programa FLAC 2D permite além da utilização do elemento “cable” para a simulação das geogrelhas, a utilização de um elemento denominado de “strip”, este elemento apresenta vantagens face ao elemento anteriormente referido, nomeadamente a de definir um ângulo de atrito inicial e um ângulo de atrito mínimo. Devendo-se assim, se realizar estudos de forma a avaliar as potencialidades da utilização deste elemento como elemento de reforço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Apuani, T.; Masetti, M. & Rossi, M. (2007). "Stress-strain-time numerical modelling of a deep-seated gravitational slope deformation: Preliminary results." *Quaternary International*, vol. 171-172, pp. 80-89.

Ast, W. & Haberland, J. (2002). "Reinforced embankment combined with a new developed warning system for high-speed trains over areas of previous mining." *Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics*, Nice, France, pp. 335-340.

Bathurst, R. J. & Hatami, K. (1998). "Seismic response analysis of a soil geosynthetic-reinforced soil retaining wall." *Geosynthetics International*, vol. 5, pp. 127-166.

Bonini, M.; Barla, G. & Barla, M. (2003). "Characterisation studies of Tectonised Clay Shales and implications in the excavation of large size tunnels." *10th ISRM Congress* South African Institute of Mining and Metallurgy, p. 6.

Bowles, J. E. (1997). "Foundation Analysis and Design." McGraw-Hill, 5th Edition, p. 1024.

Briançon, L.; Nancey, A.; Caquel, F. & Villard, P. (2004). "New technology for strain measurements in soil and the survey of reinforced earth constructions." *Proceedings of the 3rd European Geosynthetics Conference*, Munich, Germany, pp. 471-476.

Brown, R. P. & Greenwood, J. H. (2002). "Practical guide to the assessment of the useful life of plastics." Rapra Technology Limited Shawbury, Shrewsbury, Shropshire, SY4 4NR, United Kingdom, p. 180.

BS 8006:1995, "Code of practice for strengthened/ reinforced soil and other fills." British Standards Institution, London.

CER (2002). "High speed trains around the world." Community of European Railway and Infrastructure Companies, Belgium.

Charles, J. A. (1986). "The significance of problems and remedial works at British earth dams." *Proceedings BNCOLD/IWES conference on Reservoirs 1986*, Edinburgh, pp. 123-141.

Crawford, R. J. (1998). "Plastics engineering." Butterworth–Heinemann, Oxford, 3rd Edition, p. 505.

Crosta, G. & Agliardi, F. (2003). "Failure forecast for large rock slides by surface displacement measurements." *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 40, pp. 176-191.

Dai, Z. J.; Wrigley, N. E.; Chen, M. F. & Chen, L. L. (2010). "Geogrid-reinforced structures in China subjected to seismic events." *9th International Conference on Geosynthetics*, Brazil, vol. 3, pp. 1753-1756.

Ebersöhn, W. (1995). "Substructure influence on track maintenance requirements." Ph.D.Thesis, University of Massachusetts, Amherst, USA.

EN1990-A2:2005, "Basis of structural design - Annex A2: Applications for bridges (Normative)." European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

EN1991-2:2003, "Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges." European Committee for Standardization (CEN), Brussels.

Fernandes, M. M. (2006). "Mecânica dos Solos - Conceitos e Princípios Fundamentais." FEUP Edições, p. 451.

Ferreira, F. B. (2010). "Comportamento das interfaces solo-geossintético." Mestrado, FEUP, Porto, p. 138.

Figura, L. O. & Teixeira, A. A. (2007). "Food Physics: Physical Properties - Measurement and Applications." Springer, p. 550.

Fortunato, E. M. C. (2005). "Renovação de plataformas ferroviárias, estudos relativos à capacidade de carga." Doutorado, FEUP, Porto, p. 577.

Ho, S. K. (1993). "A numerical investigation into the behaviour of reinforced soil walls." Doctor, University of Western Ontario, London, Canada, p. 408.

Ho, S. K. & Rowe, R. K. (1996). "Effect of wall geometry on the behaviour of reinforced soil walls." *Geosynthetics and Geomenbranes*, vol. 14, pp. 521-541.

IAPF (2003). "Instrucción de Acciones a considerar en el proyecto de Puentes de Ferrocarril." Ministerio de Fomento. Pendiente de Publicación.

Itasca (2005). "FLAC 2D - Fast Lagrangian Analysis of Continua: Optional Features." *Creep Material Models*, Itasca Consulting Group, Inc., p. 124.

Itasca (2005). "FLAC 2D - Fast Lagrangian Analysis of Continua: Theory and Background." Itasca Consulting Group, Inc., p. 24.

Jambu, N. (1963). "Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests." *Proceedings European Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng.*, Wiesbaden, Germany, vol. 1, pp. 19-25.

Jewell, R. A. (1996). "Soil reinforcement with geotextiles." Thomas Telford, Londres, Special Publication 123 CIRIA, p. 332.

Jones, C. J. F. P. (1996). "Earth reinforcement and soil structures." Thomas Telford, London, p. 379.

Jones, C. J. F. P. (2007). "Multifunctional uses of geosynthetics in civil engineering." *Geosynthetics in civil engineering*, Woodead Publishing Limited and CRC Press LLC, Cambridge, England, Chapter 5, pp. 95-126.

Koerner, J.; Soong, T. Y. & Koerner, R. M. (1998). "Earth retaining wall costs in the USA." *Geosynthetic Institute*, Folsom, Pennsylvania.

Koerner, R. M. (1994). "Designing with geosynthetics." Prentice-Hall, New Jersey, 3rd Edition, p. 424.

Lee, E. C.; Neoh, C. A.; Tu, Y. E. & Har, L. Y. K. (2006). "Performance of a 37 m high geogrid reinforced soil structure constructed over a disused sewage treatment pond." *Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics*, Yokohama, Japan, pp. 1065-1070.

Leitner, B.; Sobolewski, J.; Ast W. & Hangen, H. (2002). "A geosynthetic over bridging system in the base of a railway embankment located on an area prone to subsidence at Groebers: construction experience." *Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics*, Nice, France, vol. 1, pp. 349-354.

Liingaard, M.; Augustesen, A. & Lade, P. V. (2004). "Characterization of models for time-dependent behavior of soils." *International Journal of Geomechanics*, vol. 4, Issue 3, pp.157-177.

Lopes, M. d. L. C. (1992). "Muros reforçados com geossintéticos." Doutorado, FEUP, Porto, p. 368.

Mendonça, A. (2011). "Comunicação pessoal."

Mendonça, A. & Lopes, M. (2006). "A road embankment with slopes reinforced with geosynthetics – A Portuguese case study." *Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics*, Yokohama, Japan, pp. 1045-1048.

Mendonça, A. A. M. (2004). "Estudo do comportamento de estruturas reforçadas com geogrelhas." Doutorado, FEUP, Porto, p. 348.

Müller-Rochholz, J. (2000). "Testing of geosynthetics", Lectures of the introductory short-course: Geosynthetics: types, functions and applications." *2nd European Conference on Geosynthetics*, Bolonha, Itália, vol. 2, pp. 597-600.

Munster, A. (1925). "United States Patent Specification N° 1762343."

Nancy, A.; Brinçon L. & Villard P. (2004). "Geodetect: the first "intelligent" earth construction." Private Communication.

NP EN ISO 10318:2010, "Geossintéticos termos e definições." Instituto Português da Qualidade.

Penman, A. D. M.; Saxena, K. R. & Sharma, V. M. (1999). "Instrumentation, monitoring and surveillance - Embankment Dams." A:A: Balkema, Rotterdam, Netherland, p. 282.

Pinho-Lopes, M. & Lopes, M. d. L. (2010). "A durabilidade dos geossintéticos." FEUP Edições, Porto, p. 294.

Pinho-Lopes, M. & Lopes, M. d. L. (2010). "Utilização de geossintéticos na estabilização de solos finos. Considerações relativas à aplicação possível na região de Aveiro." *Seminário - Aspectos Geológico-Geotécnicos do Desenvolvimento Regional*, Universidade de Aveiro.

Pinto, J. R. C. M. L. (2007). "Dinâmica de pontes em viga caixão em linhas ferroviárias de alta velocidade." Mestrado, Feup, Porto, p. 315.

PLAXIS 2D (2002). "PLAXIS version 8 - Material models manual." A.A. Balkema Publishers, a member of Swets & Zeitlinger Publishers, p. 146.

PLAXIS 2D (2002). "PLAXIS version 8 - Reference manual." A.A. Balkema Publishers, a member of Swets & Zeitlinger Publishers, p. 192.

Prasad, S. K. (2010). "Soil mechanics notes - Foudation settlement." Sri Jayachamarajendra college of Engineering Mysore State, p. 25.

Prémio Talento (2011). "Elementos disponibilizados no âmbito da 2^a Edição Prémio Talento SDC." Soares da Costa.

Queiroz, P. I. B.; Batista, N. A.; Santos, C. T. & Vidal, D. (2006). "Numerical tools for geosynthetic reinforced walls design: A performance assessment on the basis of laboratory-scale models results." *Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics*, Yokohama, Japan, pp. 1335-1338.

Ram, A. (1997). "Fundamentals of polymer engineering." Plenum Press, New York, p. 263.

- Reid, W. M. & Buchanan, N. (1984). "Piling and ground treatment." *Proceedings of Bridge approach support piling.*, Thomas Telford, London, pp. 267-274.
- Robert, C., Pugh (2002). "The application of electrokinetic geosynthetic materials to uses in the construction Industry." Doctor, University of Newcastle Upon Tyne, Newcastle, p. 369.
- Rodrigues, C. (2009). "Fundações Superficiais - Assentamentos." Elementos de Apoio - Fundações e Estruturas de Suporte, Mestrado Integrado Engenharia Civil - Universidade de Aveiro, p. 17.
- RSA:1983, "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes." p. 82.
- Schlosser, F. & Delage, P. (1897). "Reinforced soil retaining structures and polymeric materials." *Pocceedings of Nato Advanced Research Workshop on Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures*, Kingston, pp. 409-459.
- Segalini, A.; Giani, G. P. & Ferrero, A. M. (2009). "Geomechanical studies on slow slope movements in Parma Apennine." *Engineering Geology*, vol. 109, Issue 1-2, pp. 31-44.
- Selig, E. T. & Waters, J. M. (1994). "Track geotechnology and substructure management.", Thomas Telford, London, p. 446.
- Sieira, A. C. C. F. (2003). "Estudo experimental dos mecanismos de interacção solo-geogrelha." Doutoramento, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, p. 360.
- Silva, J. M. M. M. (1996). "Modelação do colapso e da fluência em aterros." Doutor, FEUP, Porto, p.318.
- Sohrab, I. B. (1993). "The action of geotextiles in providing combined drainage and reinforcement to cohesive soil." Doctor, University of Newcastle Upon Tyne, Newcastle, p. 282.
- Tschumi, M. (2008). "RAILWAY ACTIONS. SELECTED CHAPTERS FROM EN 1991-2 AND ANNEX A2 OF EN 1990."Brussels, pp.1-37.
- Vieira, C. F. d. S. (2008). "Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos. Comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento." Doutor, FEUP, Porto, p. 635.
- Vieira, C. S. (2008). "Métodos de dimensionamento de muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos." Texto de apoio à disciplina, Aplicação de Geossintéticos em Engenharia Civil, FEUP, p. 108.

W. Wang; L.Q. Li & Xu, W. Y. (2009). "Time-dependent Deformation Behaviour of Soft Rocks " *Long Term Behaviour of Dams*, Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering and Geotechnical Research Institute Hohai University,, Nanjing, China p. 6.

Wang, Z. (2010). "Soil creep behavior - Laboratory testing and numerical modelling " Doctor, University of Calgary, Canada, p. 368.

Yeo, K. C. (1985). "The behaviour of polymeric grids used for soil reinforcement." Doctor, University of Strathclyde, Glasgow, p. 185.

Yetimoglu T. & Salbas O. (2003). "A study on shear strenght of sands reinforced with randomly distributed fibers." *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 21, Issue 2, pp. 103-110.



**Universidade de
Aveiro
2010**

Departamento de Engenharia Civil

**Ricardo José da Silva
Santos**

**Aterros ferroviários reforçados com geossintéticos:
modelação numérica**

Volume de Anexos



**Universidade de
Aveiro
2010**

Departamento de Engenharia Civil

**Ricardo José da Silva Santos Aterros ferroviários reforçados com geossintéticos:
modelação numérica**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica da Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação do Doutor António Agostinho Mendonça, Director de Unidade na Soares da Costa, SA

Volume de Anexos

Trabalho realizado no âmbito do projecto:
FCT PTDC/ECM/099087/2008 e COMPETE, FCOMP-01-0124-FEDER-009724.

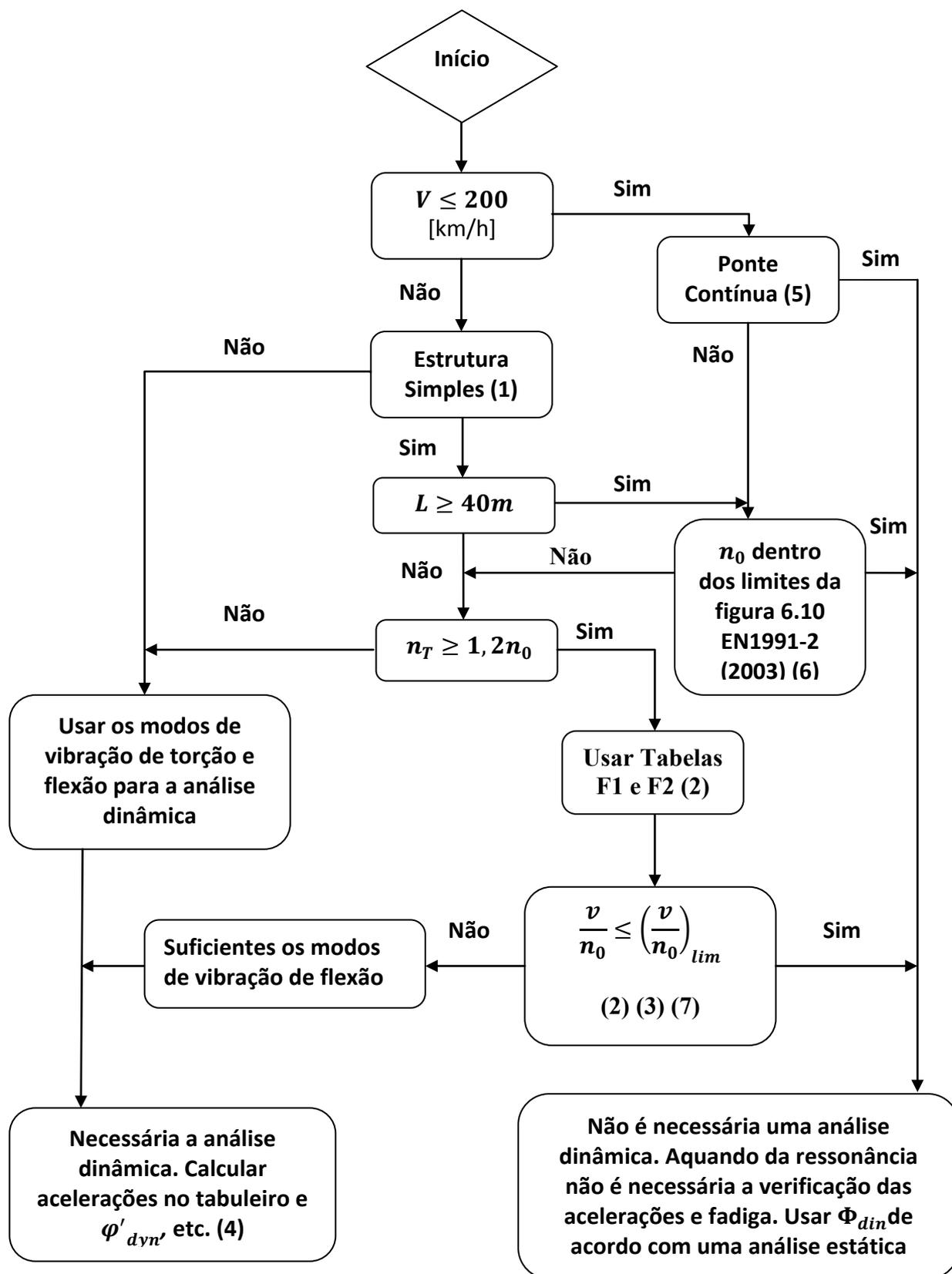
ÍNDICE ANEXOS

Anexo 1 - Fluxograma para averiguar a necessidade de se efectuar uma análise dinâmica ou uma análise estática [adaptado de Pinto (2007)].	3
Anexo 2 - Malha utilizada para o problema do aterro carregado verticalmente: PLAXIS 2D e FLAC 2D.	7
Anexo 3 - Contorno dos assentamentos verticais do aterro carregado verticalmente: PLAXIS 2D e FLAC 2D.	11
Anexo 4 - Contorno das tensões verticais totais do aterro carregado verticalmente: PLAXIS 2D e FLAC 2D.	15
Anexo 5 - Extracto da carta geológica de Portugal [Prémio Talento (2011)].	19
Anexo 6 - Planta e perfil longitudinal, km5+600 ao km7+000 [Prémio Talento (2011)].	23
Anexo 7 - Característica geométrica do perfil modelado e do terreno existente.	27
Anexo 8 - Malha nº1 – FLAC 2D.	31
Anexo 9 - Malha - PLAXIS 2D.	35
Anexo 10 - Malha nº1 - simulação das condições iniciais do Aterro - FLAC 2D.	39
Anexo 11 - simulação das condições iniciais do aterro - PLAXIS 2D.	43
Anexo 12 - Malha nº2 - simulação das condições iniciais do aterro - FLAC 2D.	47
Anexo 13 - Deslocamentos verticais devidos ao peso próprio do aterro para as várias fases construtivas – FLAC 2D.	51
Anexo 14 - Deslocamentos verticais devidos ao peso próprio do aterro - Fases 0,25m - PLAXIS 2D.	61
Anexo 15 - Deslocamentos verticais e diagrama de esforço axial para a situação de reforço com apenas um nível de reforço e para o caso de carregamento RSA_6+650-10.	65
Anexo 16 - 5 níveis de reforço.	69
Anexo 17 - 24 níveis de reforço.	73
Anexo 18 - Diagrama de esforço axial no elemento de reforço e para o caso de carregamento RSA_6+650-10 – 24 níveis de reforço.	77

Anexo 19 - Deslocamentos verticais para a situação de análise da fluência do solo ao fim de 32 anos – Sem reforço. 81

Anexo 20 - Deslocamentos verticais para a situação de análise da fluência do solo ao fim de 32 anos – Com Reforço 85

Anexo 1 - Fluxograma para averiguar a necessidade de se efectuar uma análise dinâmica ou uma análise estática [adaptado de Pinto (2007)].



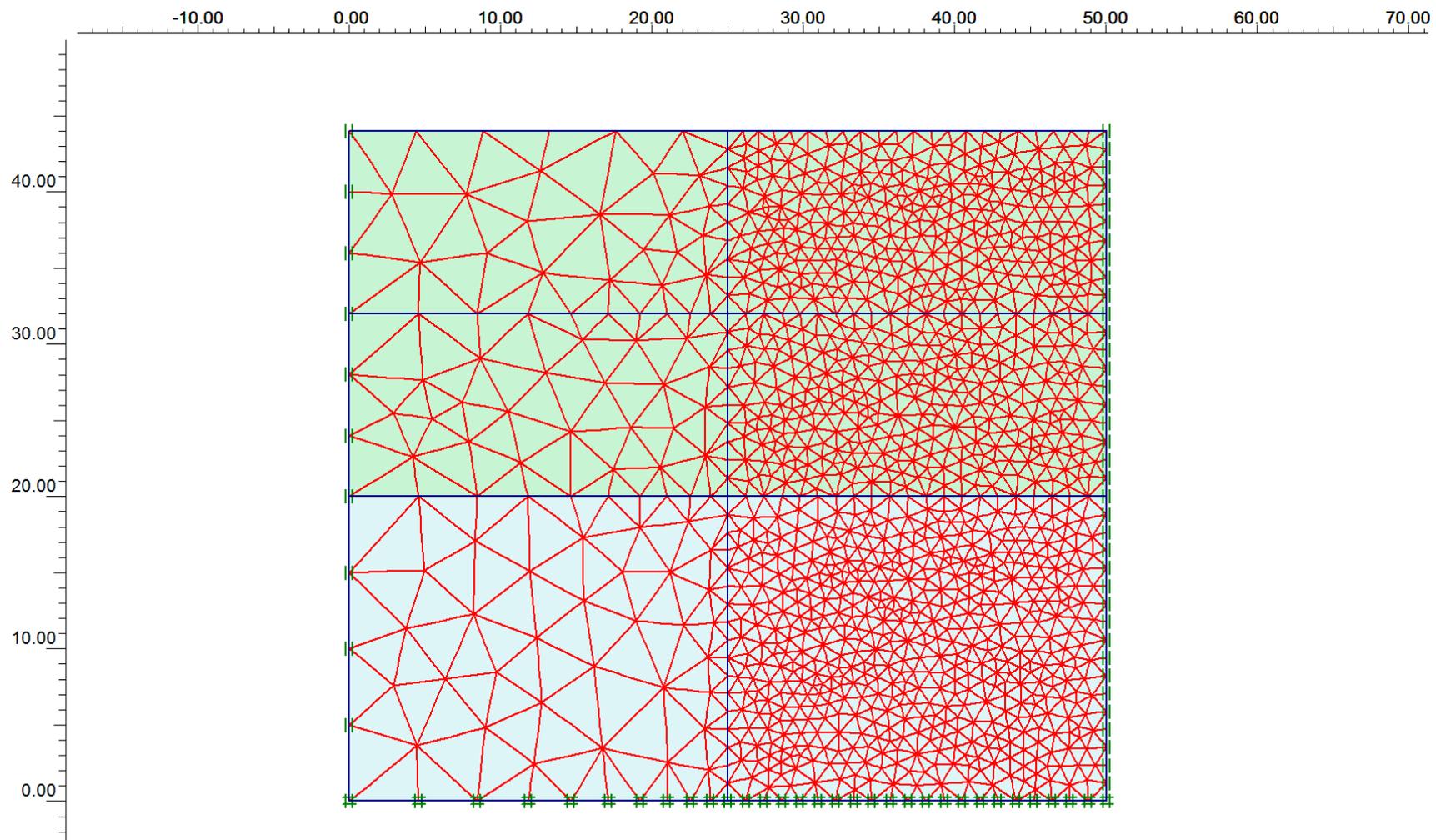
em que:

- V - máxima velocidade da linha no local, isto é, a máxima velocidade permitida para o tráfego no local, geralmente limitada pelas características da infra-estrutura ou pelas necessidades de segurança na via ferroviária e especificada para cada projecto [km/h].
- L - comprimento do vão [m].
- n_0 - frequência do primeiro modo natural de flexão da ponte sob o carregamento das acções permanentes [Hz].
- n_T - frequência do primeiro modo natural de torção da ponte sob o carregamento das acções permanentes [Hz].
- v - é a máxima velocidade nominal. Geralmente, pode ser considerada a máxima velocidade da linha no local mas pode ser reduzida para verificações a determinados comboios, com limites de velocidade [m/s].
- $\left(\frac{v}{n_0}\right)_{lim}$ - valores limite fornecidos pelo Anexo F da EN1991-2 (2003).

E tendo em conta as seguintes considerações:

- (1) - válido apenas para pontes simplesmente apoiadas com comportamento longitudinal de viga ou comportamento simples de placa, com enviesamento desprezável junto aos apoios rígidos.
- (2) - consultar o Anexo F da EN1991-2 (2003) para as tabelas F1 e F2 ou para os valores limite de $(v/n_0)_{lim}$.
- (3) - é necessária uma análise dinâmica quando a velocidade frequente de circulação de um comboio real iguala a velocidade de ressonância da estrutura. Ver 6.4.6.6 e Anexo f da EN1991-2 (2003).
- (4) - ϕ'_{dyn} é o coeficiente de amplificação dinâmica para comboios reais definido em 6.4.6.5(3) da EN1991-2 (2003).
- (5) - válido garantido que a ponte cumpre os requisitos para a resistência, limites de deformação dados na EN1990-A2 (2005) e para os valores máximos de aceleração da carruagem (ou valores limite de deformação associados) correspondentes a um nível muito bom de conforto dos passageiros dado na EN1990-A2 (2005).
- (6) - não é necessária uma análise dinâmica para pontes com a primeira frequência natural n_0 dentro dos limites indicados na figura 6.10 da EN1991-2 (2003) um valor máximo de 200 km/h para a máxima velocidade da linha no local.
- (7) - é necessária uma análise dinâmica para pontes com a primeira frequência natural n_0 a exceder o limite superior indicado na figura 6.10 da EN1991-2 (2003). Ver também ponto 6.4.6.1.1(7) da mesma norma.

**Anexo 2 - Malha utilizada para o problema do aterro carregado
verticalmente: PLAXIS 2D e FLAC 2D.**



JOB TITLE : Aterro Carregado Verticalmente

(*10^1)

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

1-Jun-11 14:51
step 10503
-4.333E+00 <x< 5.433E+01
-7.333E+00 <y< 5.133E+01

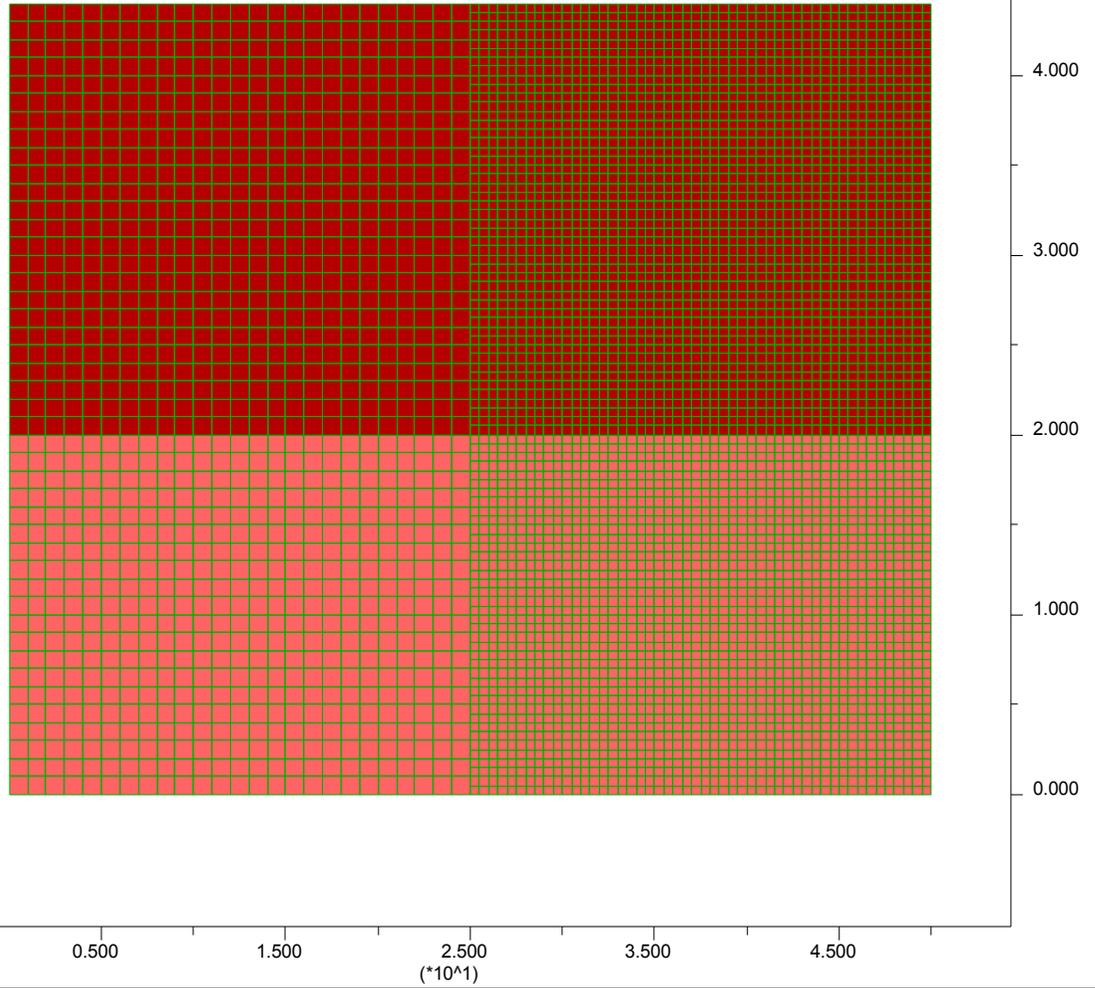
User-defined Groups

- User:Fundação
- User:Aterro

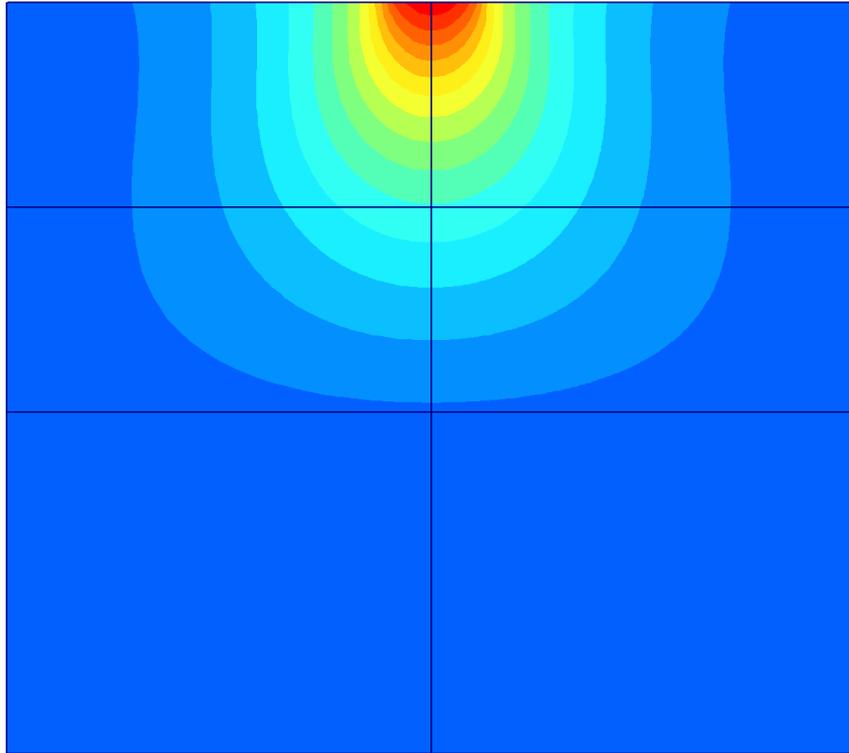
Grid plot



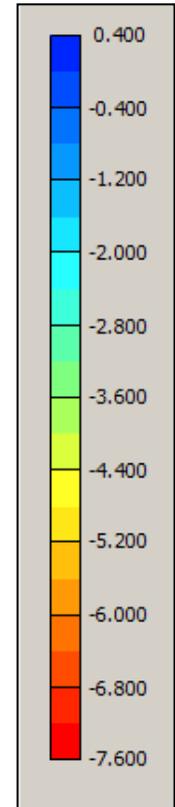
Universidade de Aveiro



Anexo 3 - Contorno dos assentamentos verticais do aterro carregado verticalmente: PLAXIS 2D e FLAC 2D.



$[*10^{-3} \text{ m}]$



JOB TITLE : Aterro Carregado Verticalmente

(*10^1)

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

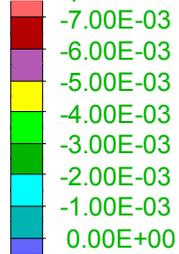
1-Jun-11 14:51

step 10503

-4.333E+00 <x< 5.433E+01

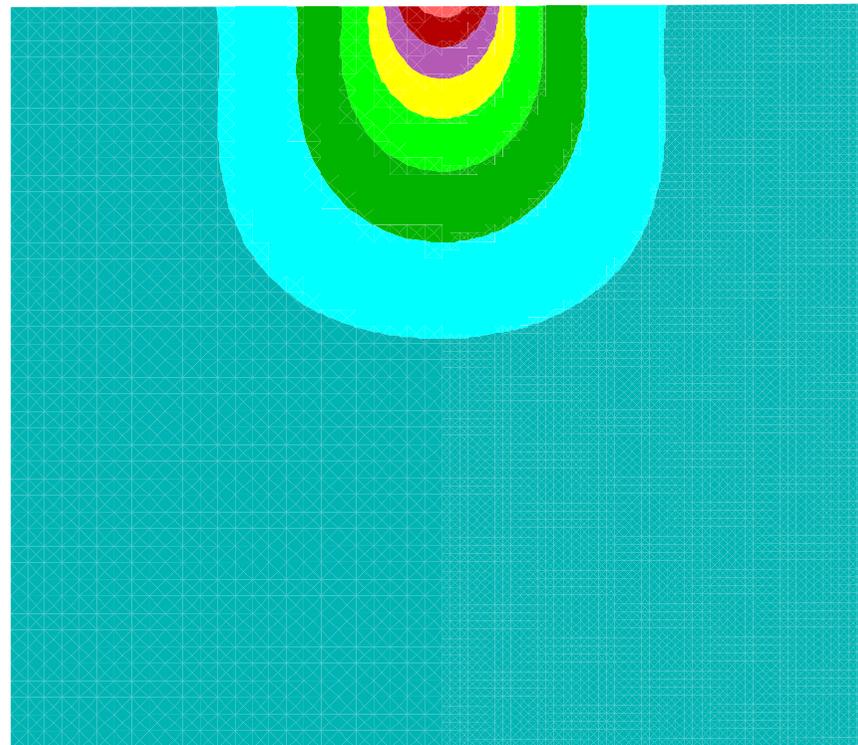
-7.333E+00 <y< 5.133E+01

Y-displacement contours



Contour interval= 1.00E-03 [m]

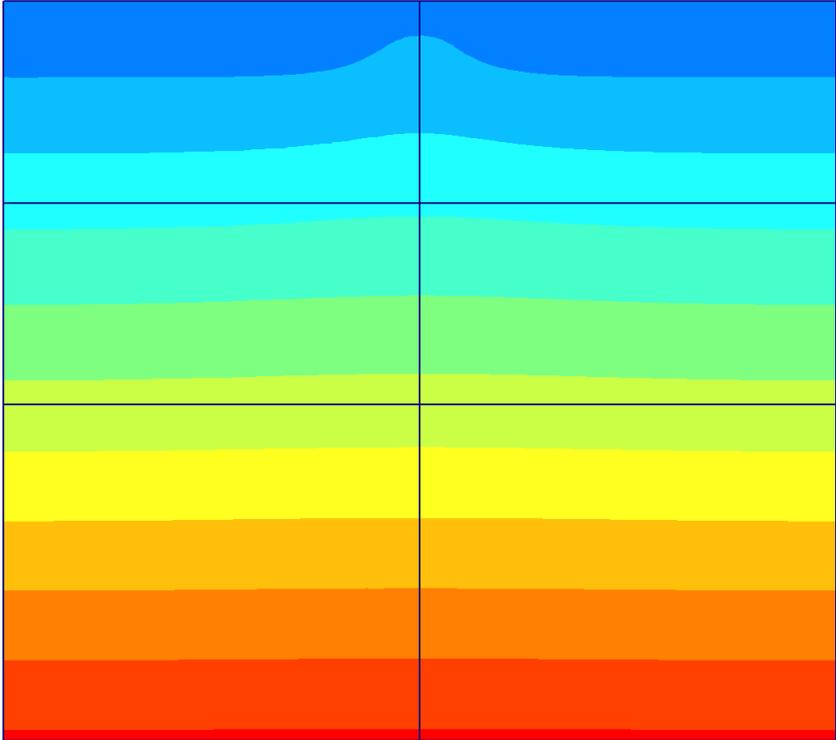
Universidade de Aveiro



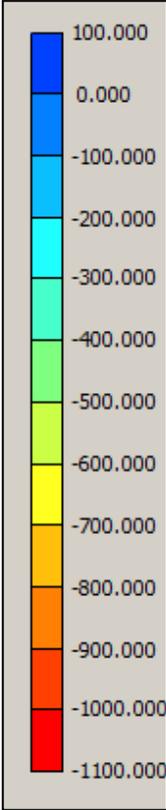
0.500 1.500 2.500 3.500 4.500
(*10^1)

5.000
4.000
3.000
2.000
1.000
0.000

Anexo 4 - Contorno das tensões verticais totais do aterro carregado verticalmente: PLAXIS 2D e FLAC 2D.



[kPa]



JOB TITLE : Aterro Carregado Verticalmente

(*10⁴)

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

1-Jun-11 14:51

step 10503

-4.333E+00 <x< 5.433E+01

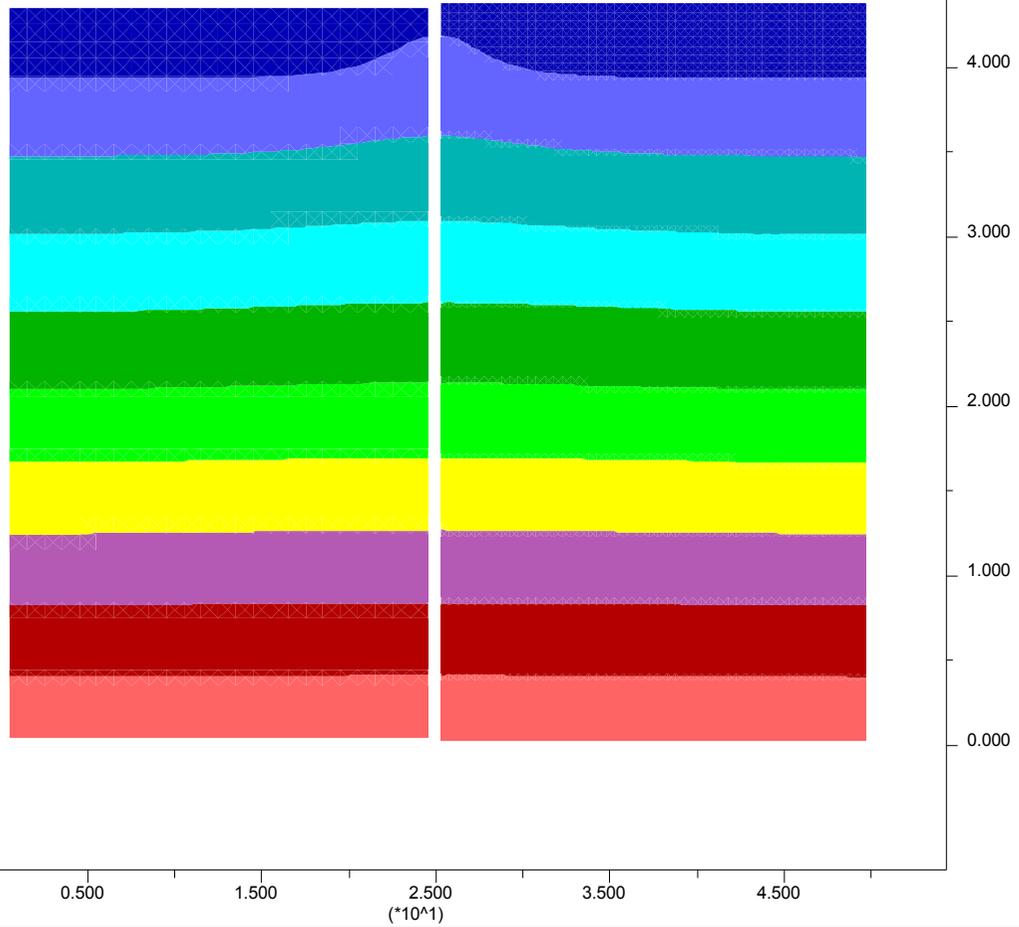
-7.333E+00 <y< 5.133E+01

YY-stress contours



Contour interval= 1.00E+05 [Pa]

Universidade de Aveiro

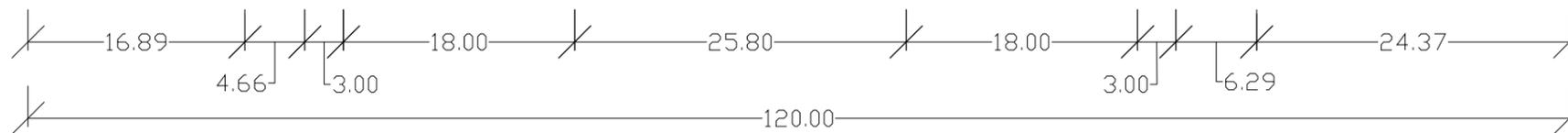
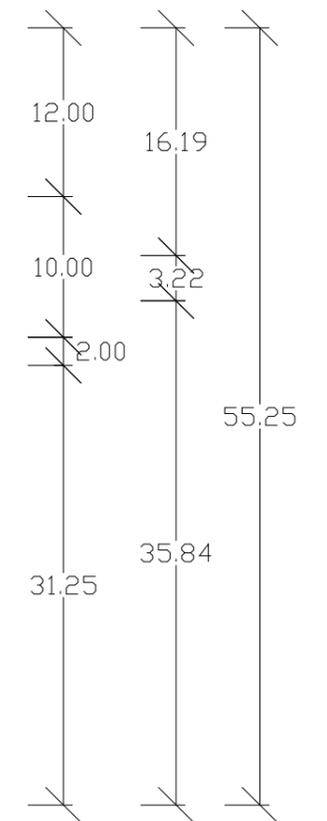
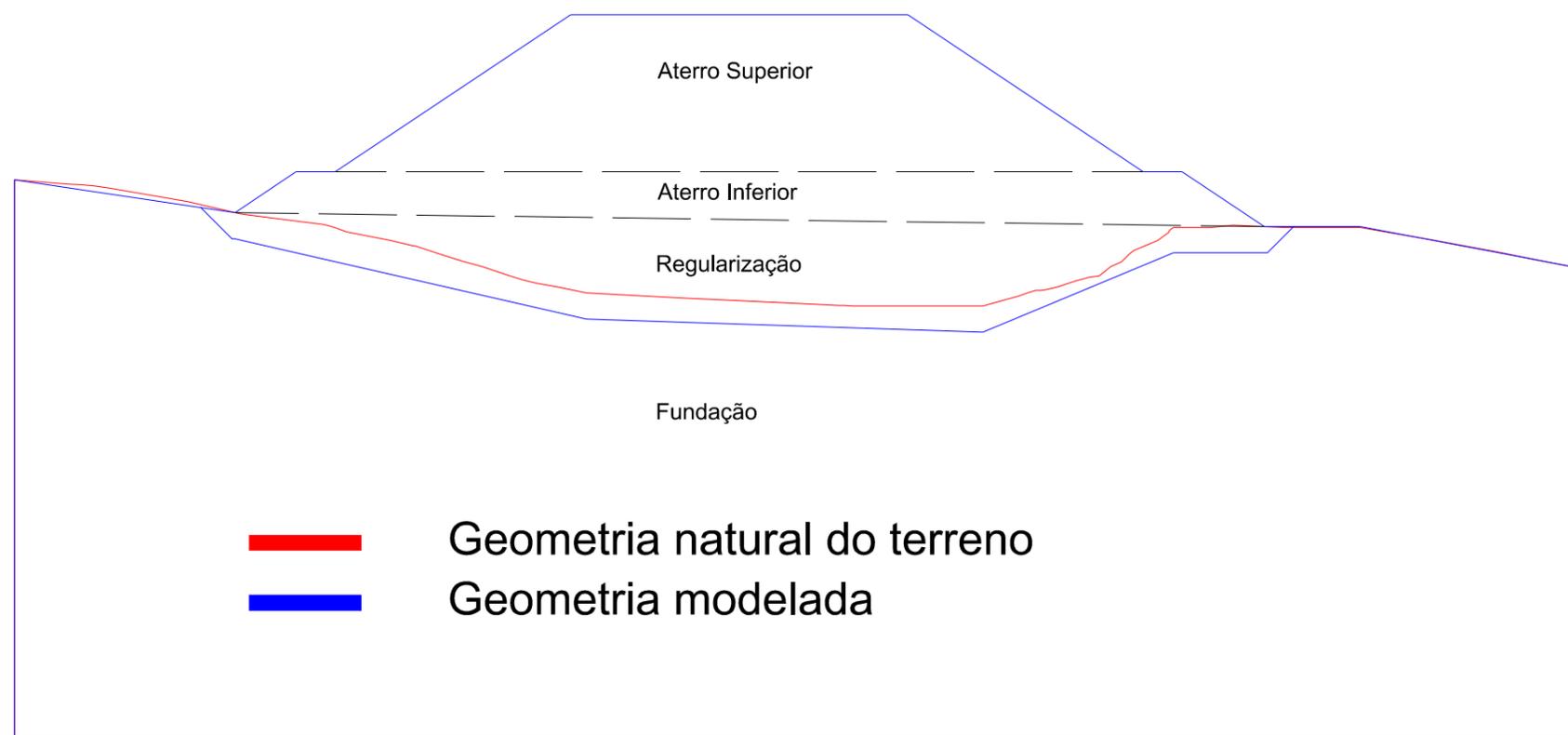


Anexo 5 - Extracto da carta geológica de Portugal [Prémio Talento
(2011)].

Anexo 6 - Planta e perfil longitudinal, km5+600 ao km7+000 [Prémio Talento (2011)].

Anexo 7 - Característica geométrica do perfil modelado e do terreno existente.

-



Escala:

1:5

Anexo

07

Anexo 8 - Malha nº1 – FLAC 2D.

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

20-Apr-11 17:09

step 464

-6.667E+00 <x< 1.267E+02

-3.904E+01 <y< 9.429E+01

Grid plot

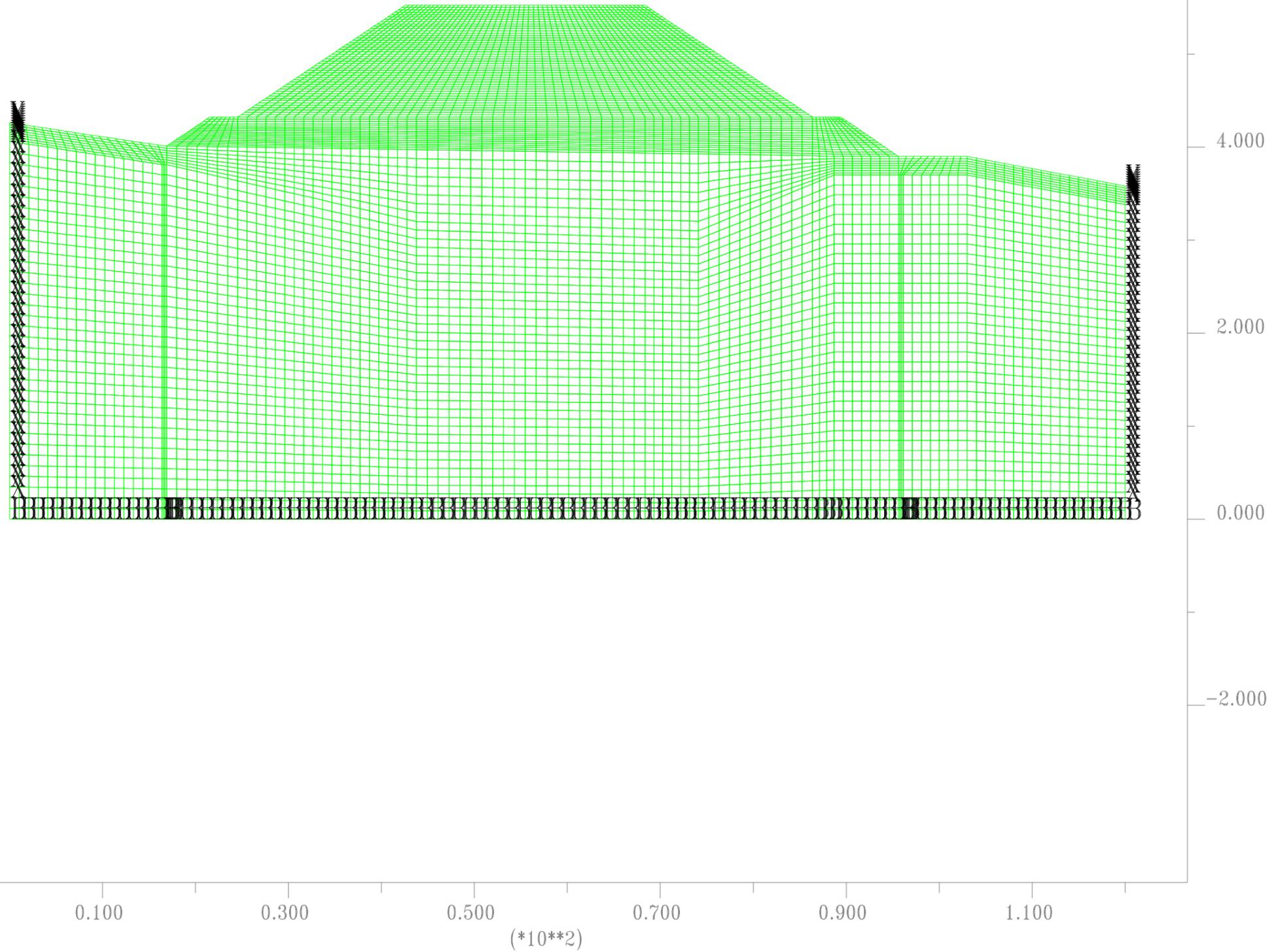


0 2E 1

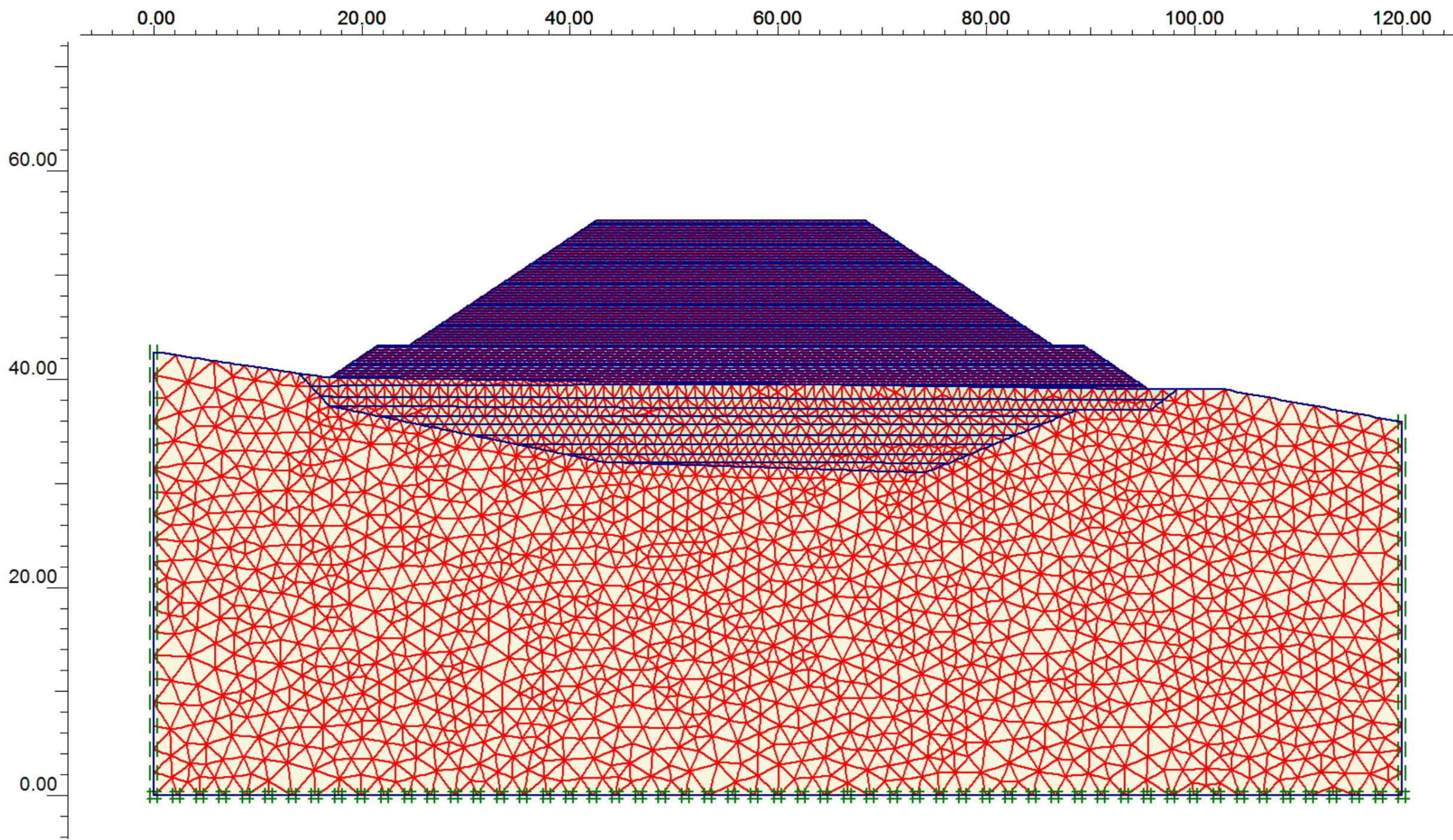
Fixed Gridpoints

X X-direction

B Both directions



Anexo 9 - Malha - PLAXIS 2D.



Anexo 10 - Malha nº1 - simulação das condições iniciais do
Aterro - FLAC 2D.

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

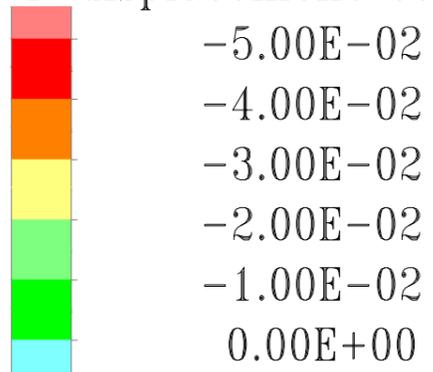
21-Apr-11 2:25

step 4

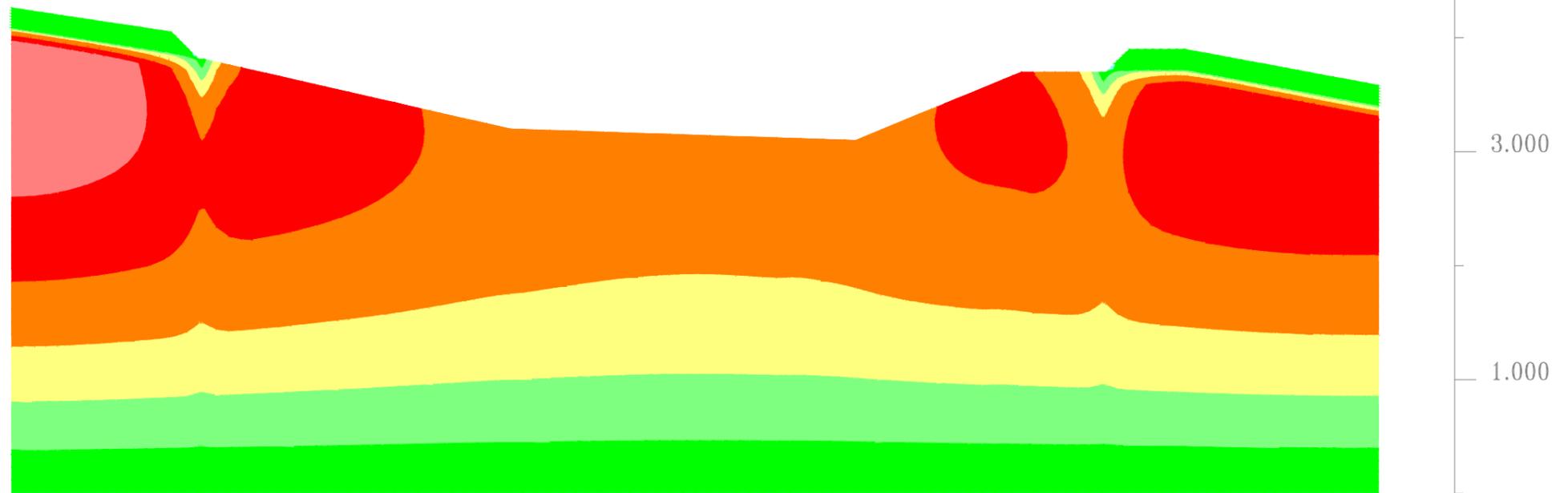
-6.667E+00 <x< 1.267E+02

-4.535E+01 <y< 8.798E+01

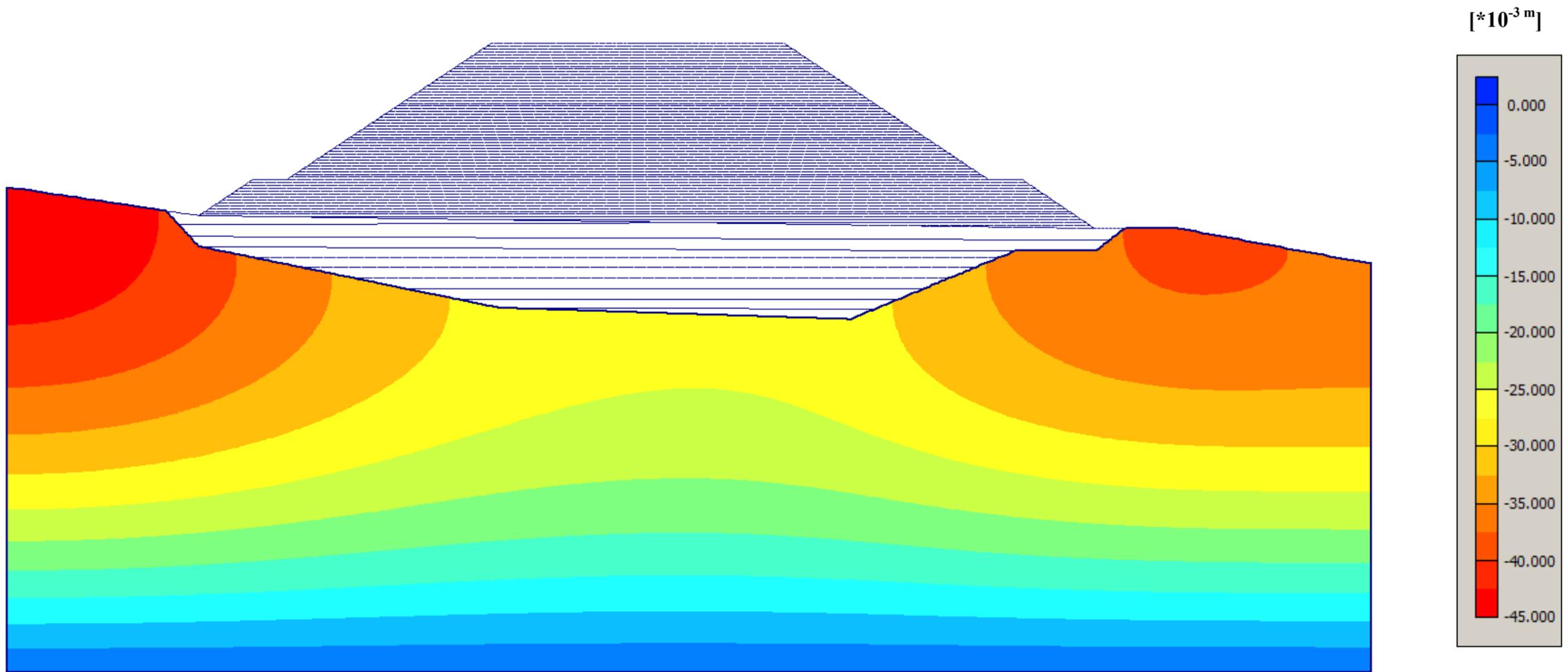
Y-displacement contours



Contour interval= 1.00E-02



Anexo 11 - simulação das condições iniciais do aterro - PLAXIS 2D.



Anexo 12 - Malha nº2 - simulação das condições iniciais do
aterro - FLAC 2D.

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

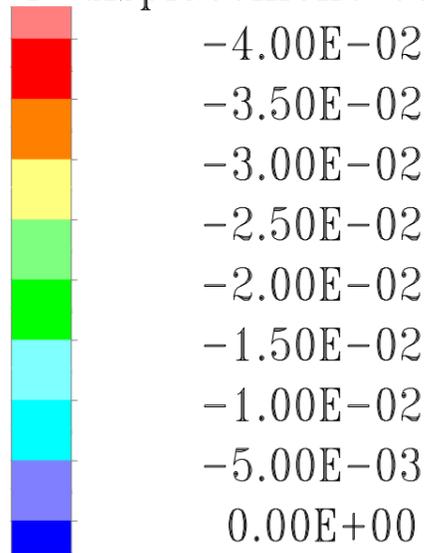
17-Jun-11 10:58

step 7

-6.667E+00 <x< 1.267E+02

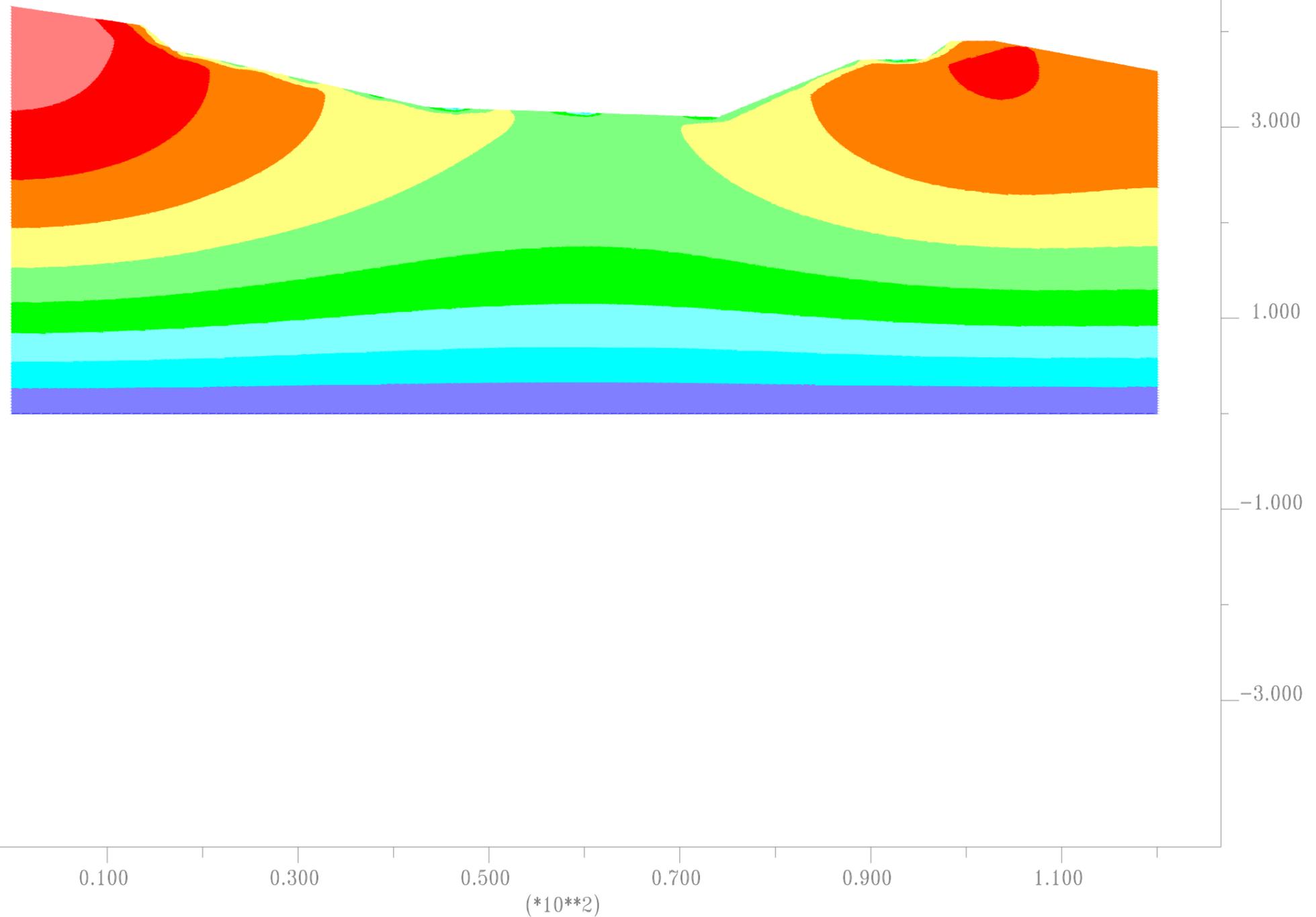
-4.535E+01 <y< 8.798E+01

Y-displacement contours



Contour interval= 5.00E-03

Universidade de Aveiro



Anexo 13 - Deslocamentos verticais devidos ao peso próprio do aterro
para as várias fases construtivas – FLAC 2D.

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

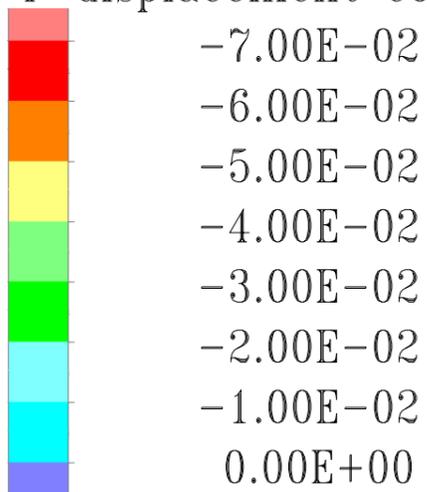
17-Jun-11 10:58

step 22

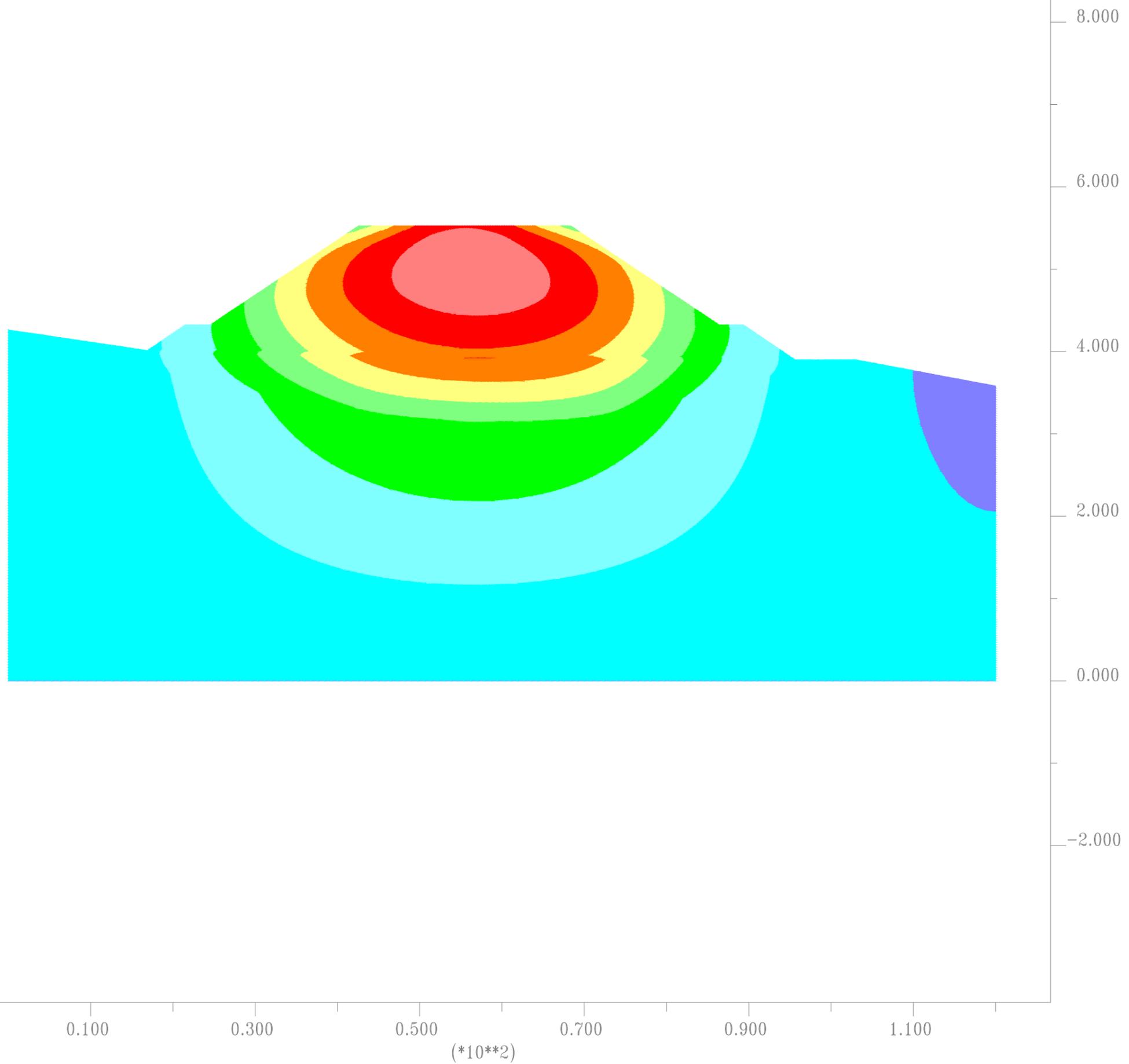
-6.667E+00 <x< 1.267E+02

-3.904E+01 <y< 9.429E+01

Y-displacement contours



Contour interval= 1.00E-02



FLAC (Version 5.00)

LEGEND

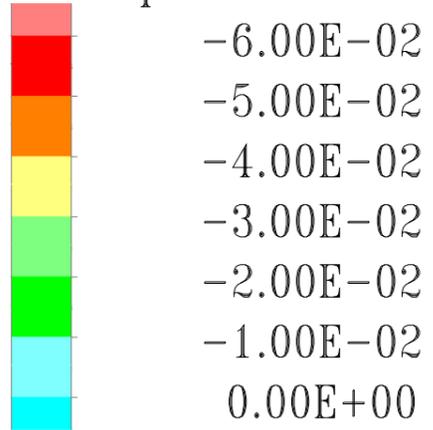
17-Jun-11 10:59

step 55

-6.667E+00 <x< 1.267E+02

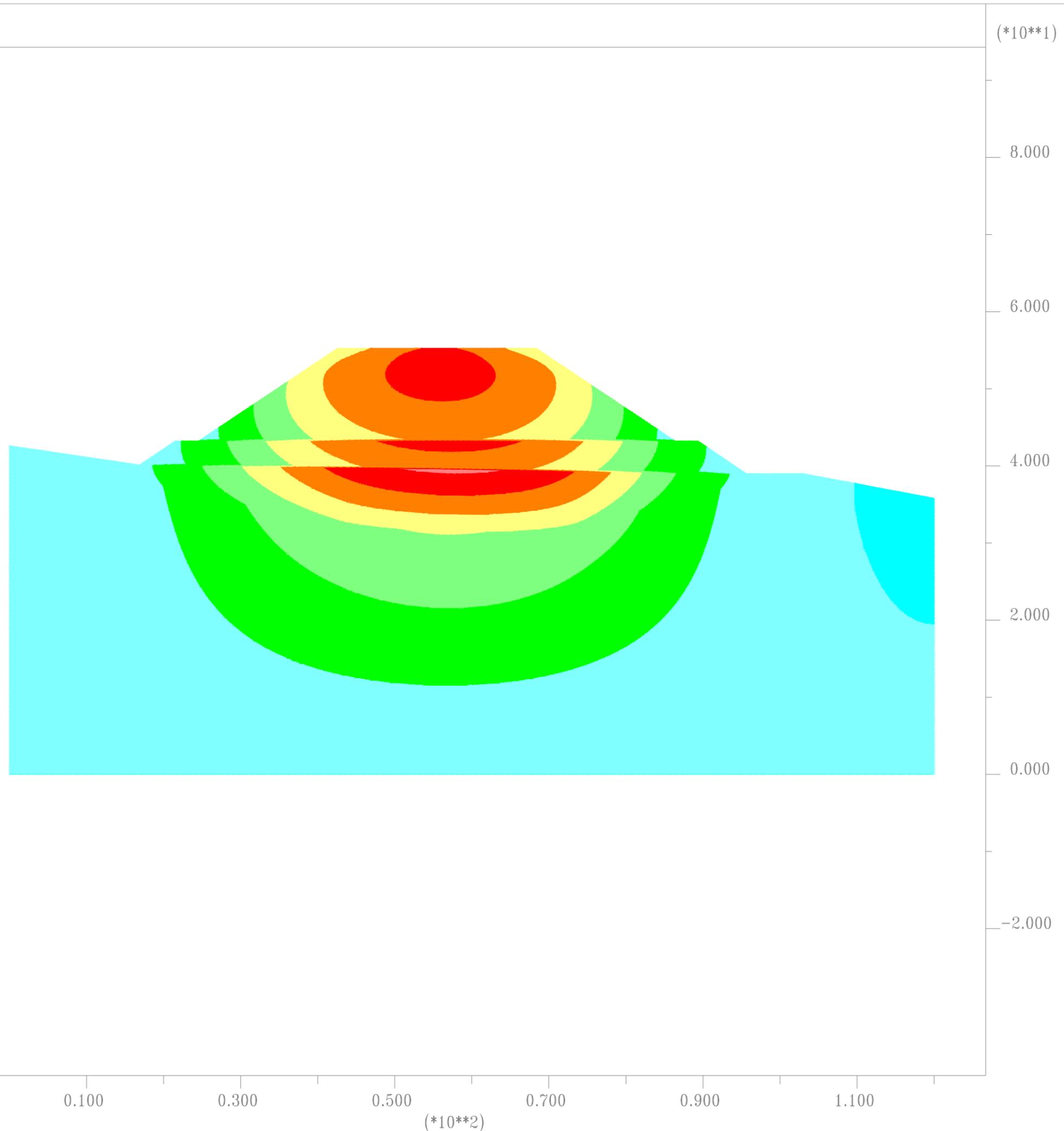
-3.904E+01 <y< 9.429E+01

Y-displacement contours



Contour interval= 1.00E-02

Universidade de Aveiro



FLAC (Version 5.00)

LEGEND

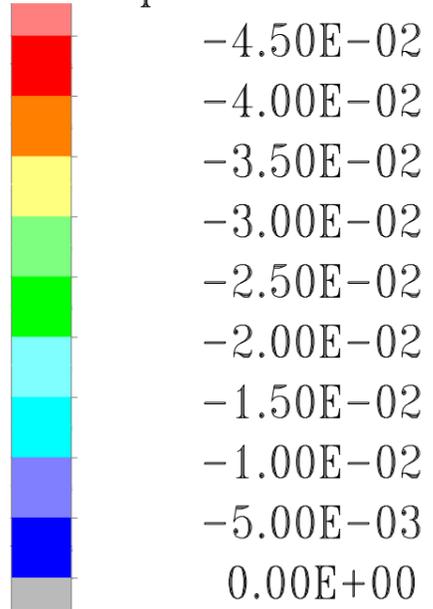
17-Jun-11 11:00

step 512

-6.667E+00 <x< 1.267E+02

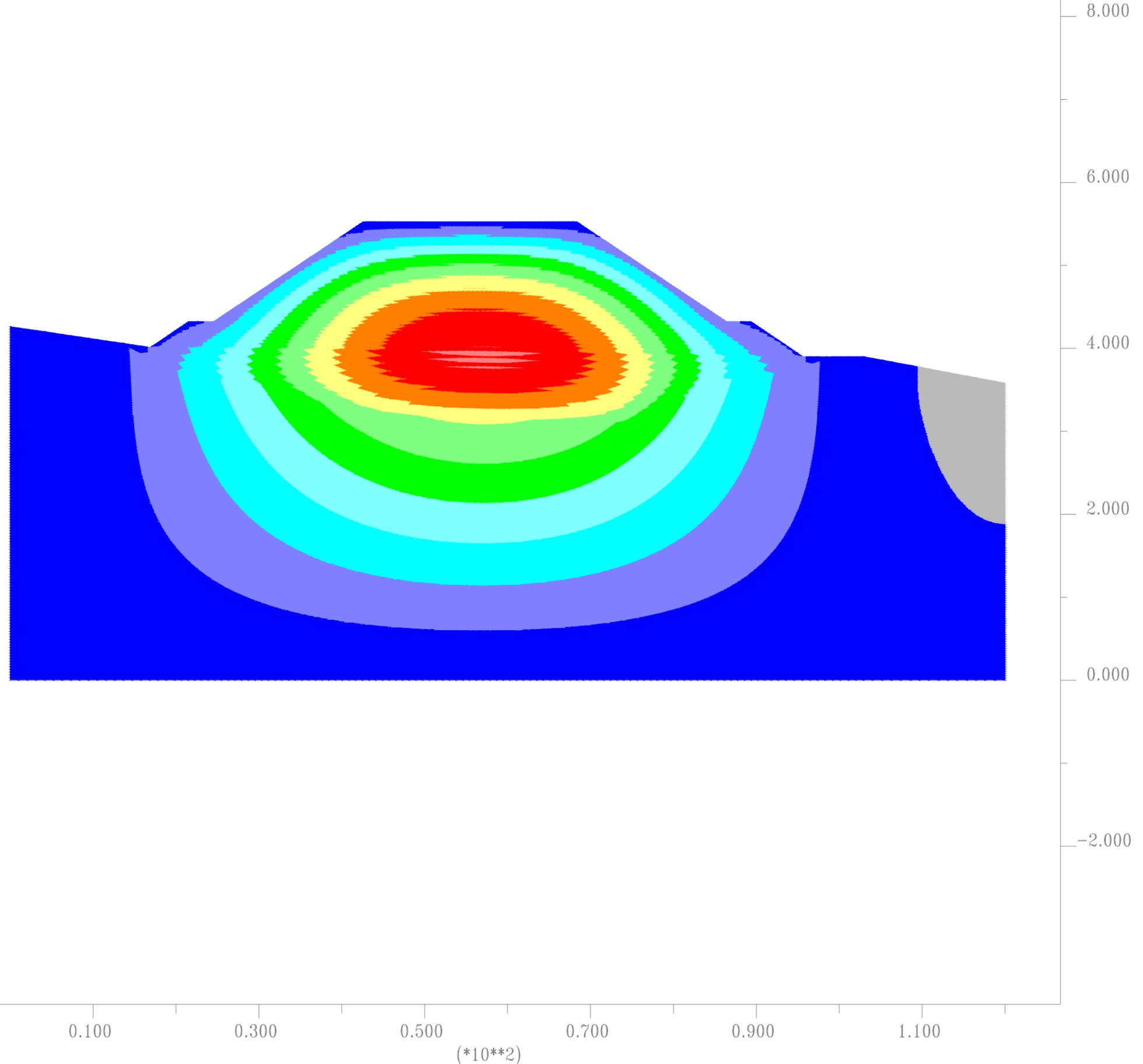
-3.904E+01 <y< 9.429E+01

Y-displacement contours



Contour interval= 5.00E-03

Universidade de Aveiro



FLAC (Version 5.00)

LEGEND

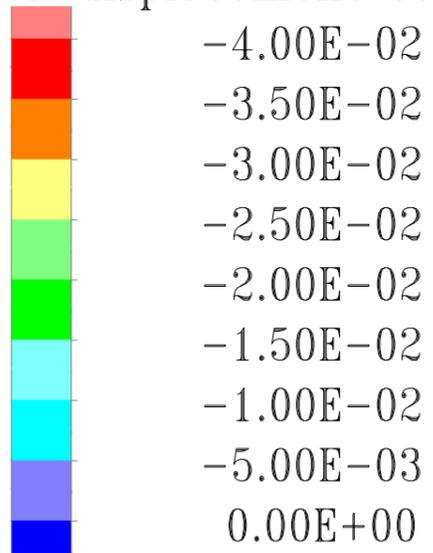
17-Jun-11 11:02

step 904

-6.667E+00 <x< 1.267E+02

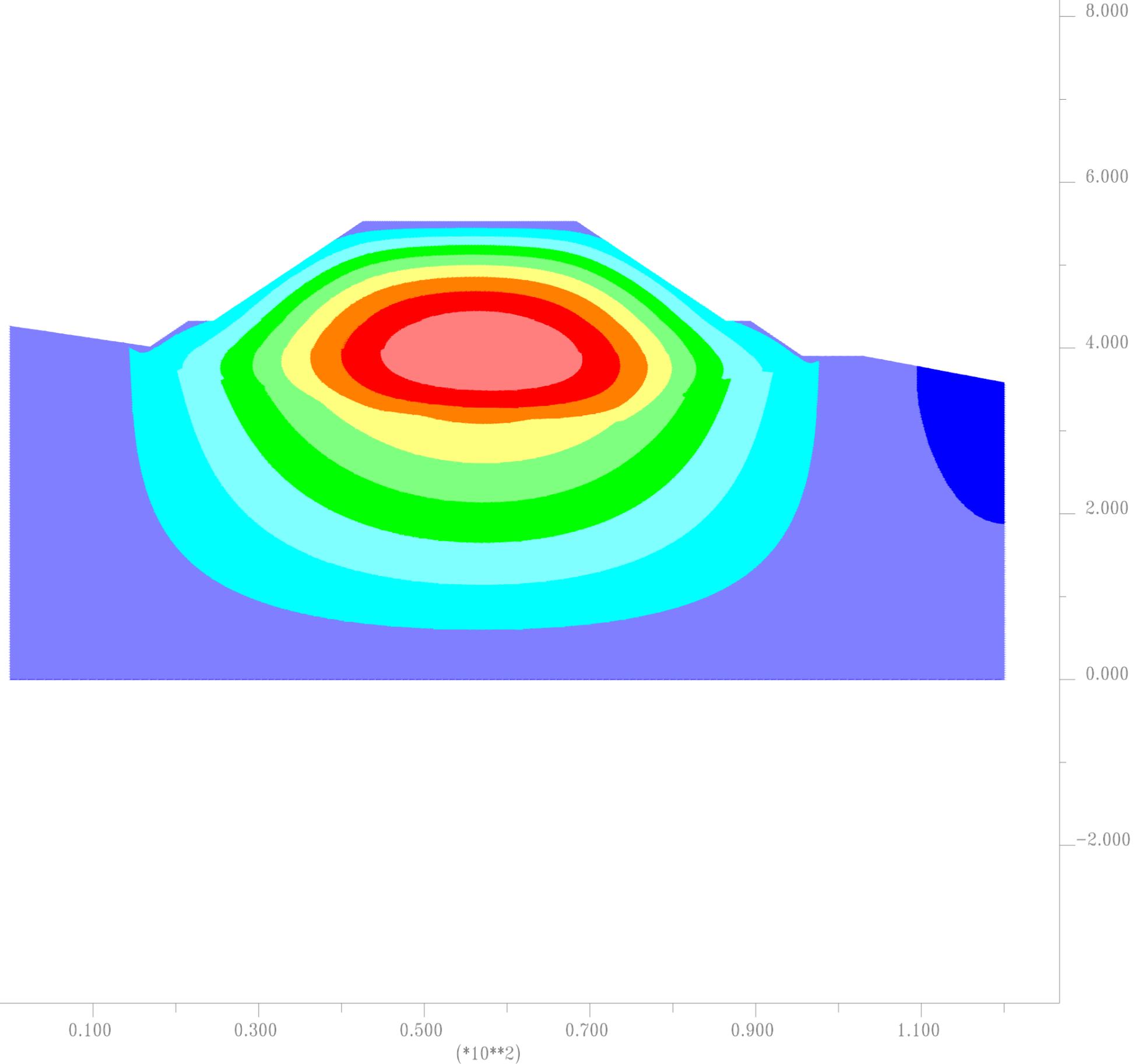
-3.904E+01 <y< 9.429E+01

Y-displacement contours

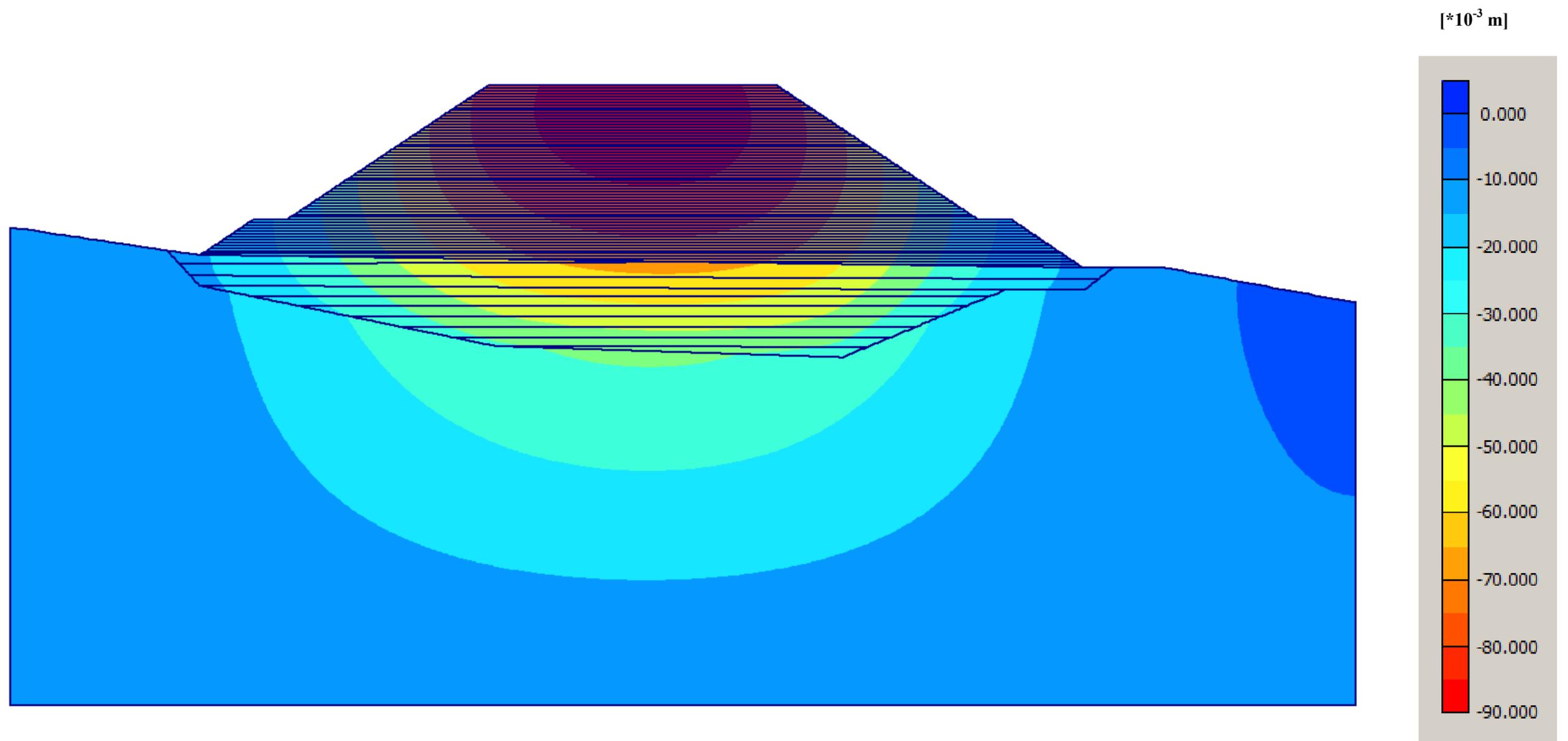


Contour interval= 5.00E-03

Universidade de Aveiro



Anexo 14 - Deslocamentos verticais devidos ao peso próprio do
aterro - Fases 0,25m - PLAXIS 2D.



Anexo 15 - Deslocamentos verticais e diagrama de esforço axial para a situação de reforço com apenas um nível de reforço e para o caso de carregamento RSA_6+650-10.

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

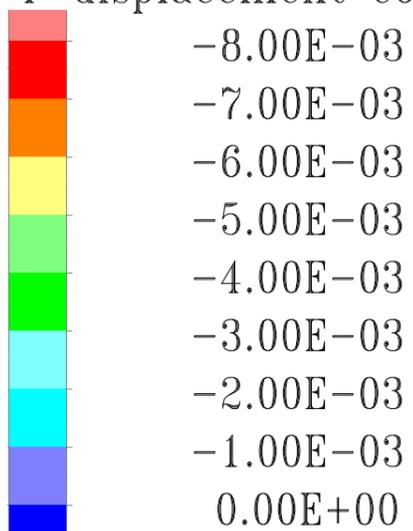
30-Jun-11 0:23

step 160

-6.667E+00 <x< 1.267E+02

-3.904E+01 <y< 9.429E+01

Y-displacement contours



Contour interval= 1.00E-03

Cable Plot

Cable materials

Material 2002

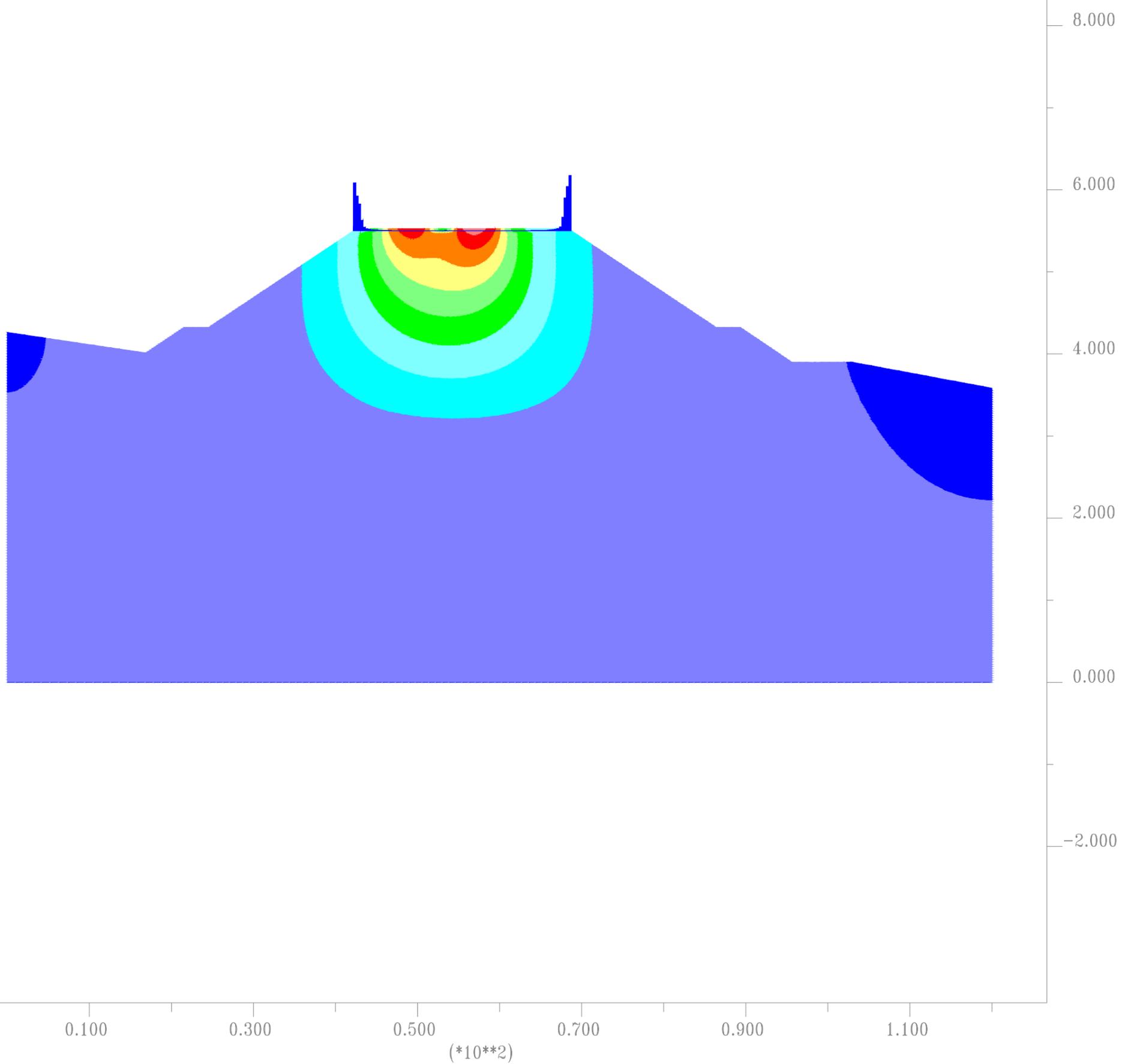
Cable Plot

■ Axial Force on

Structure Max. Value

1 (Cable) -8.355E+03

Universidade de Aveiro



Anexo 16 - 5 níveis de reforço.

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

25-Jun-11 17:28

step 108

-6.667E+00 <x< 1.267E+02

-3.904E+01 <y< 9.429E+01

Grid plot



0 2E 1

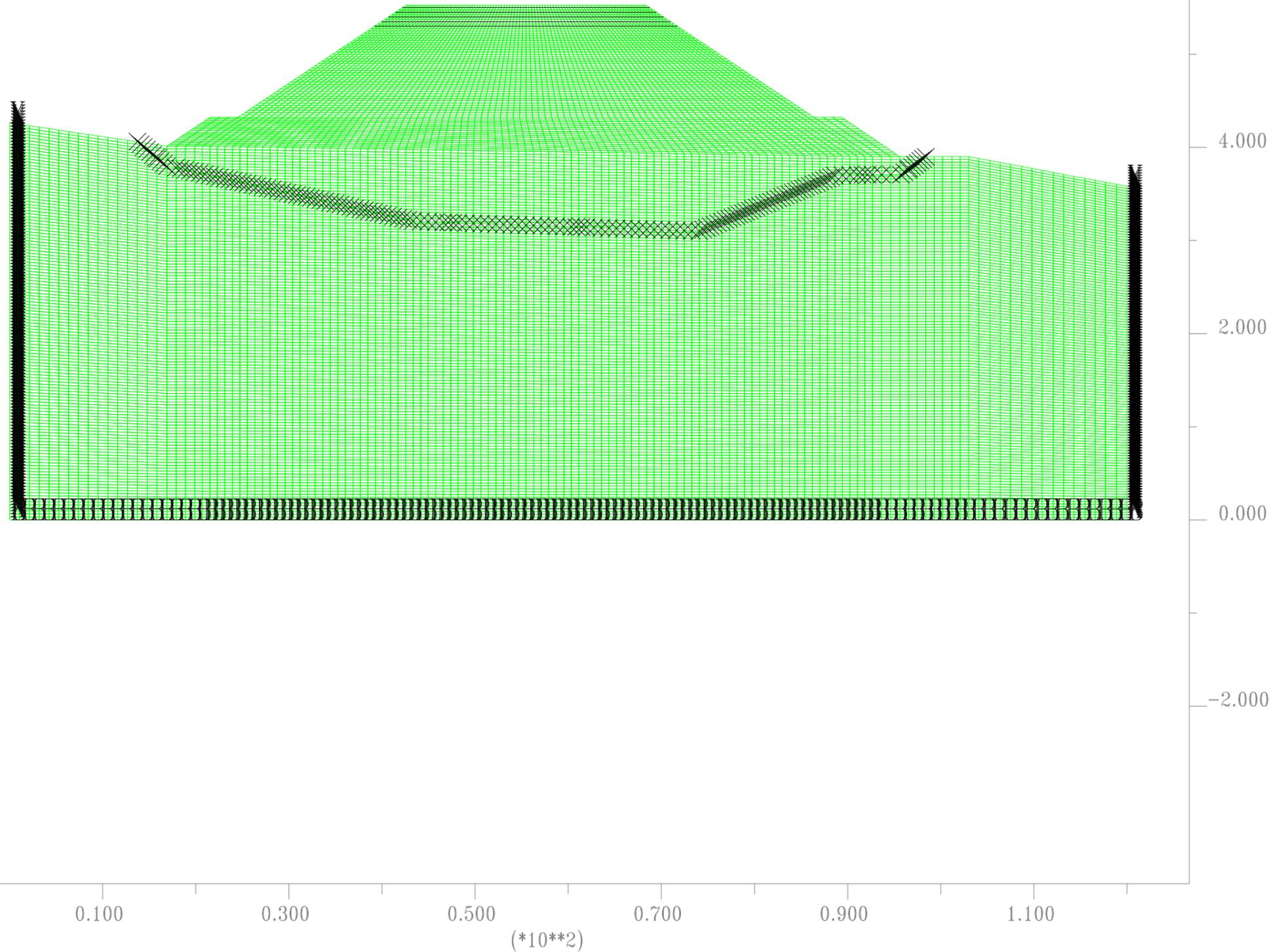
Marked Gridpoints

Fixed Gridpoints

X X-direction

B Both directions

Cable plot



Anexo 17 - 24 níveis de reforço.

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

26-Jun-11 23:03

step 208

-6.667E+00 <x< 1.267E+02

-3.904E+01 <y< 9.429E+01

Grid plot



0 2E 1

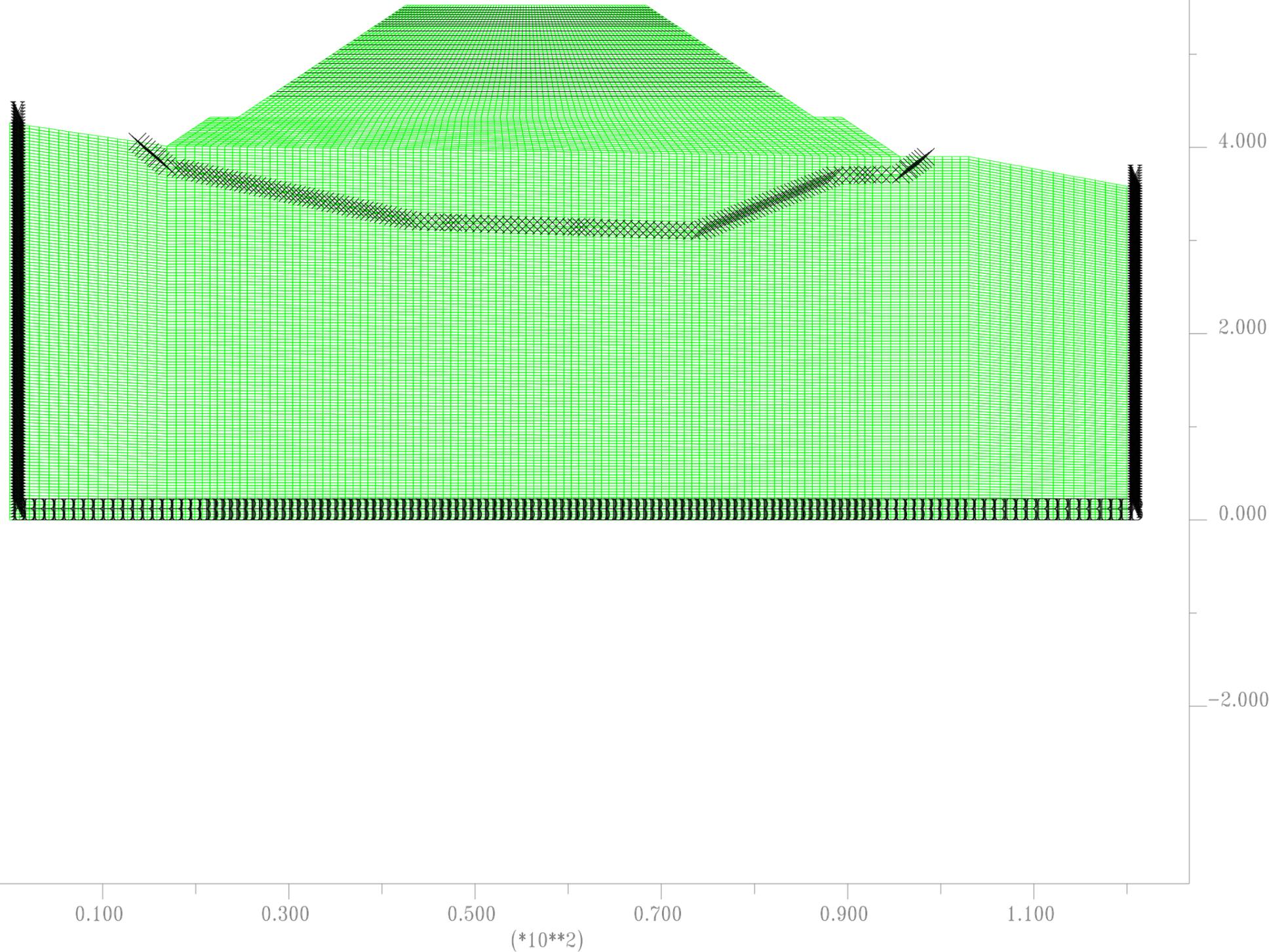
Marked Gridpoints

Fixed Gridpoints

X X-direction

B Both directions

Cable plot



Anexo 18 - Diagrama de esforço axial no elemento de reforço e para o caso de carregamento RSA_6+650-10 – 24 níveis de reforço.

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

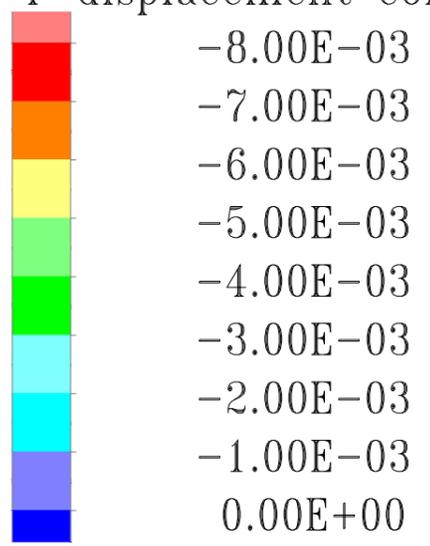
30-Jun-11 13:43

step 408

-6.667E+00 <x< 1.267E+02

-3.904E+01 <y< 9.429E+01

Y-displacement contours

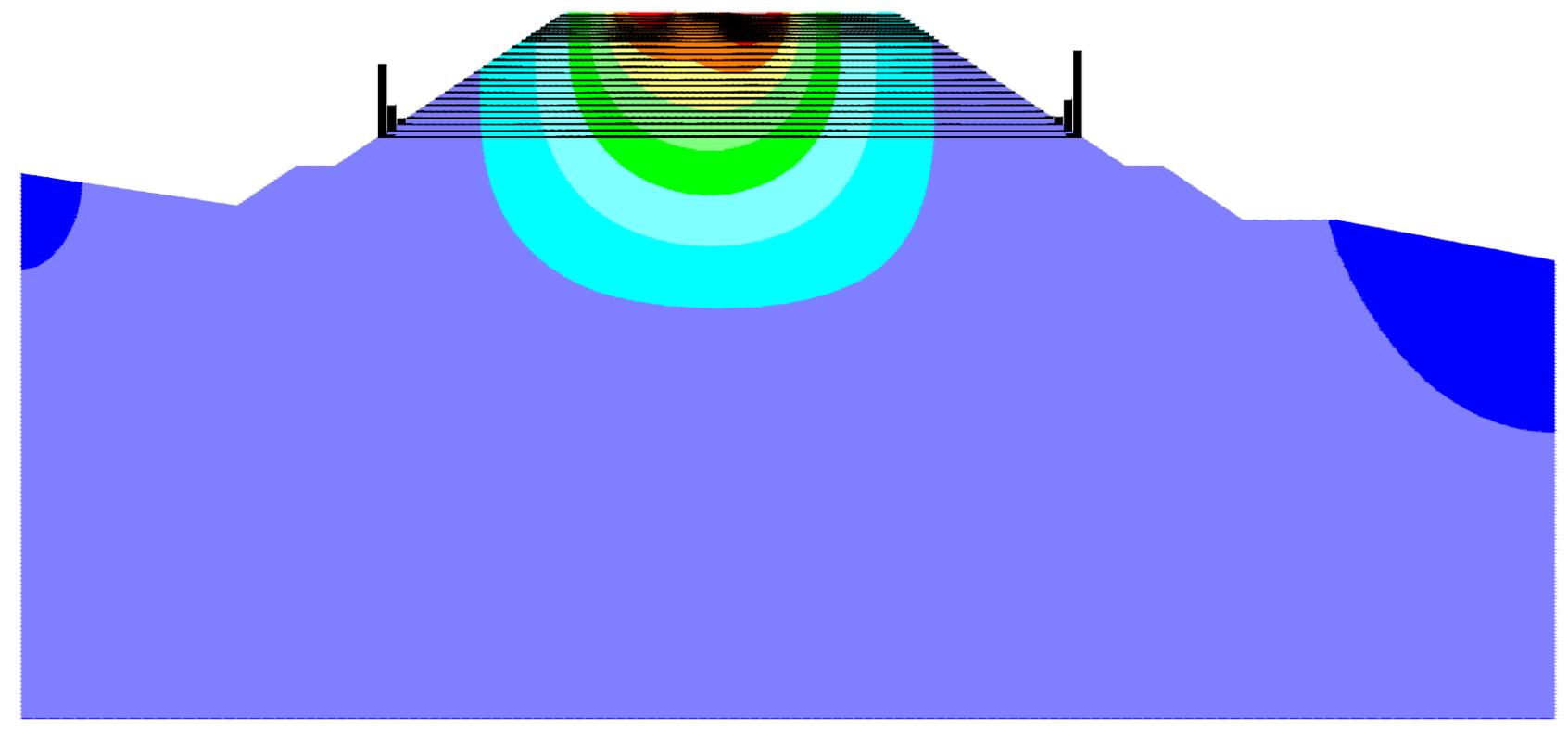


Contour interval= 1.00E-03

Cable Plot

■ Axial Force on
Structure Max. Value
1 (Cable) -2.039E+03

Universidade de Aveiro



0.100 0.300 0.500 0.700 0.900 1.100

(*10**2)

8.000

6.000

4.000

2.000

0.000

-2.000

Anexo 19 - Deslocamentos verticais para a situação de análise da fluência do solo ao fim de 32 anos – Sem reforço.

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

26-Jun-11 1:00

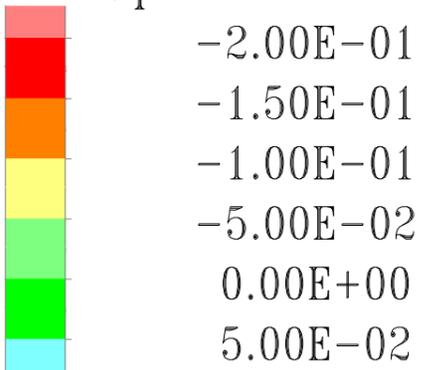
step 116

-6.667E+00 <x< 1.267E+02

-3.904E+01 <y< 9.429E+01

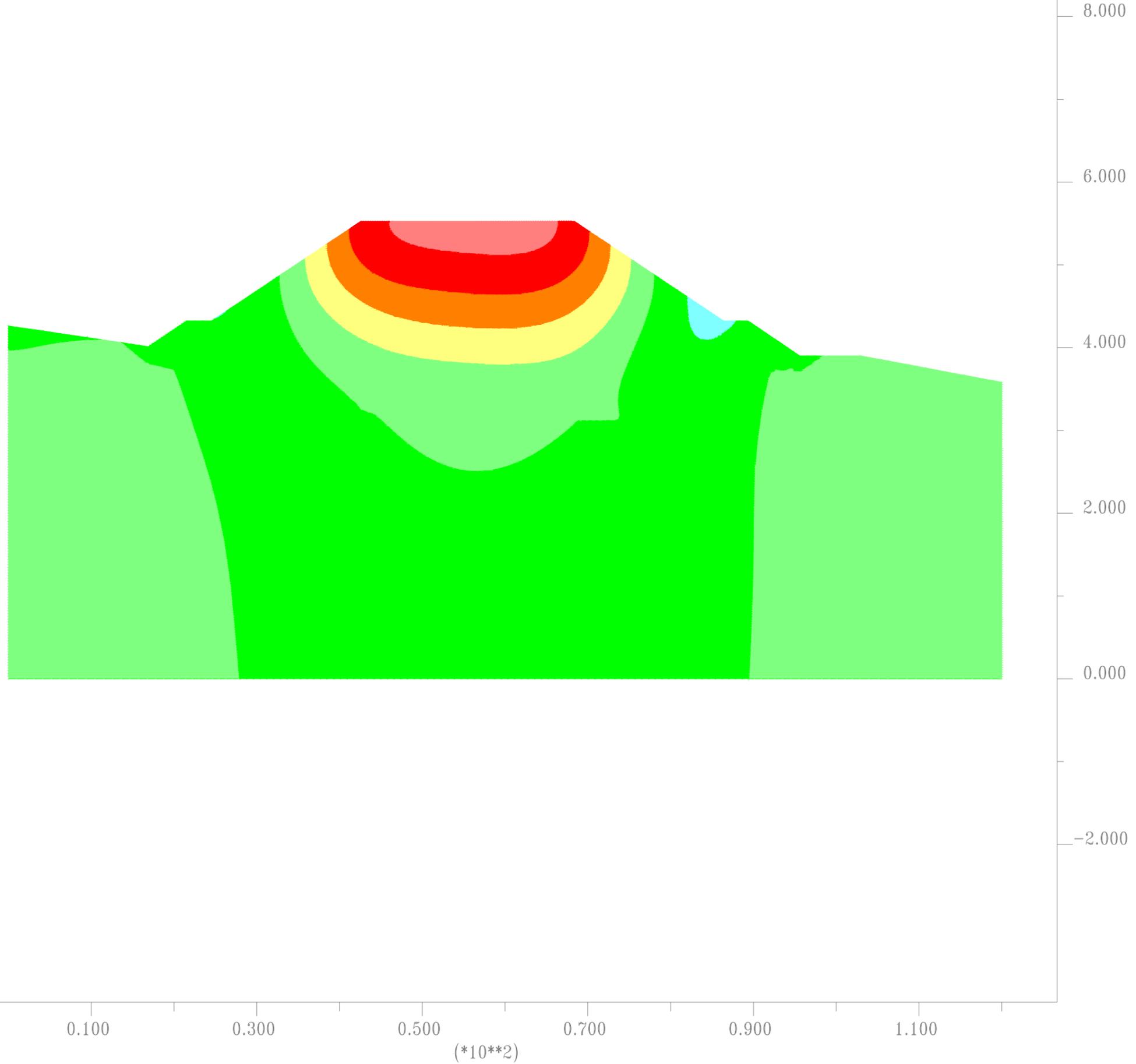
Creep Time 9.9427E+08

Y-displacement contours



Contour interval= 5.00E-02

Universidade de Aveiro



Anexo 20 - Deslocamentos verticais para a situação de análise da fluência do solo ao fim de 32 anos – Com Reforço

FLAC (Version 5.00)

LEGEND

27-Jun-11 0:43

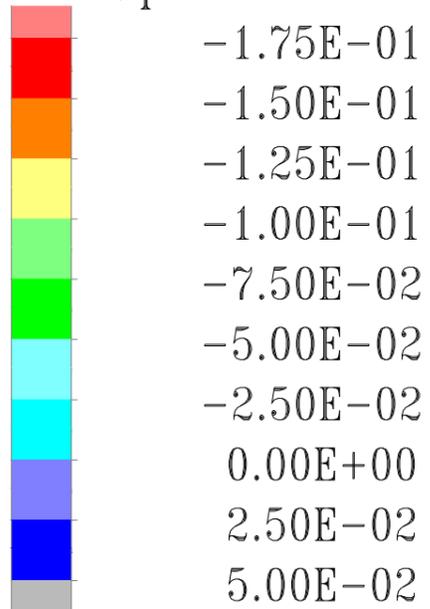
step 308

-6.667E+00 <x< 1.267E+02

-3.904E+01 <y< 9.429E+01

Creep Time 9.9427E+08

Y-displacement contours



Contour interval= 2.50E-02

Cable Plot

Cable materials

Material 2002

Universidade de Aveiro

