



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Estudo do comportamento de barragens de betão sujeitas a vibrações provocadas por desmonte do maciço rochoso com recurso a explosivo

RICARDO DUARTE ARSÉNIO DA FONSECA
(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado elaborado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo Instituto Superior de Engenharia de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o ISEL e o LNEC

Orientadores:

Doutor Jorge Pereira Gomes (LNEC/ISEL)
Doutor José Vieira de Lemos (LNEC)
Doutor José Ricardo Pontes Resende (ISCTE-IUL)

Júri:

Presidente: Doutor Paulo José de Matos Martins
Vogais:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes
Doutor Jorge Pereira Gomes

dezembro de 2018

Para a Leonor
e a Ângela

AGRADECIMENTOS

Quero expressar em primeiro lugar o meu sincero agradecimento a todos os que não estando aqui mencionados, mas que de uma forma mais singela ou mesmo bastante dedicada fizeram parte deste meu percurso, através das pequenas trocas de ideias ou mesmo pelas longas horas de estudo.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e em particular ao Departamento de Barragens de Betão pelo acolhimento e pela possibilidade de desenvolvimento deste tema no âmbito do projeto de investigação MEBAD – Modelação de Estruturas de Blocos sob Ações Dinâmicas integrado e financiado através do Plano de Inovação e Investigação (P2I) do LNEC.

Agradece-se à EDP Produção a autorização concedida para a apresentação de alguns resultados relativos à monitorização realizada durante a execução das pegadas de fogo para desmonte de rocha.

Aos camaradas de armas que me apoiaram neste meu objetivo e missão pessoal.

Aos meus amigos pelo apoio e pelas palavras de encorajamento que acompanharam todo este percurso.

Ao meu coorientador, Engenheiro José Vieira de Lemos, pela orientação e ajuda prestada.

Ao meu coorientador, Engenheiro Ricardo Resende, pela disponibilidade, pelos esclarecimentos e explicações.

Ao meu orientador, Engenheiro Jorge Gomes, pelo constante apoio nesta caminhada, pela orientação, pelas palavras, a dedicação e compreensão.

Ao meu avô José, pela referência, pelo apoio incondicional e constante presença.

À Leonor, pelos seus sorrisos mesmo com a indisponibilidade no merecido apoio.

Por último, à Ângela pelo seu essencial apoio, o constante incentivo, a dedicação e pela paciência no desenvolvimento deste longo trabalho.

RESUMO

O Programa Nacional de Barragens de Elevado Potencial Hidroelétrico apresenta-se como uma das repostas do governo português perante as exigências da União Europeia (EU) quanto à diminuição da emissão de gases nocivos. Associada a esta iniciativa, foram refeitos, com base em dados mais actualizados, estudos de cheias nas barragens existentes que originaram a necessidade de construção de novos órgãos hidráulicos para dar vazão aos caudais de projeto, nomeadamente, a construção de descarregadores complementares de cheia (DCC). O recurso a explosivos para o desmonte do maciço rochoso é uma das formas mais rápidas e eficientes ao nível económico para a construção dos DCC.

As vibrações induzidas no solo são um dos impactos resultantes da utilização de explosivos em escavações, podendo entre outros, provocar danos nos maciços remanescentes e nas estruturas circundantes, sendo desta forma necessário promover a sua monitorização e controlo.

A Norma Portuguesa (NP) 2074:1983, em vigor até 2015, para o controlo e monitorização deste tipo de efeitos em estruturas, encontra-se orientada na sua maioria para edifícios e não para estruturas especiais como as barragens. No entanto, a sua orientação é que este controlo seja realizado no decorrer das operações de desmonte, comparando os valores observados com os limites estabelecidos pela mesma.

Este trabalho foi motivado pelo apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) à empresa Energias de Portugal (EDP) numa das suas recentes obras efetuadas na Barragem de Salomonde, nomeadamente, a construção de um novo DCC e uma nova central. Neste âmbito, desenvolve-se um modelo numérico dinâmico tridimensional híbrido descontínuo de Elementos Discretos e Elementos Finitos. Este modelo simula a barragem, o maciço de fundação, a construção do DCC, e o fenómeno de geração, propagação e impacto das vibrações devidas aos desmontes de rocha. Esta metodologia pode oferecer uma solução anterior à realização das operações, possibilitando uma análise dos efeitos originados pelas vibrações resultantes do desmonte do maciço rochoso com recurso a explosivos.

O modelo desenvolvido permitiu reproduzir as vibrações tanto na fundação como no corpo da barragem, obtendo-se resultados quantitativos da mesma ordem de grandeza dos medidos durante a obra. Em relação aos métodos clássicos de definição de leis de propagação, a metodologia desenvolvida permite simular obras semelhantes com um bom grau de confiança.

PALAVRAS CHAVE: Barragens; Vibrações; Explosivos; Análise dinâmica; Modelação numérica, Método elementos discretos

ABSTRACT

The National Program for Dams of High Hydroelectric Potential is one of the answers of the Portuguese government to the requirements of the European Union regarding the reduction of the emission of noxious gases. Associated with this initiative, studies of floods in the existing dams have been redone, based on more updated data, which led to the need for the construction of new hydraulic bodies to give vent to the project flows, namely the construction of complementary dump fillers (DCC). The use of explosives to dismantle the rocky massif is one of the fastest and most cost-effective ways to build DCCs.

The vibrations induced in the soil are one of the impacts resulting from the use of explosives in excavations, which can, among others, cause damage to the remaining massifs and to the surrounding structures, and it is therefore necessary to promote their monitoring and control.

The Portuguese Standard 2074: 1983, in force until 2015, for the control and monitoring of this type of effects in structures, is mostly oriented to buildings and not to special structures such as dams. However, its orientation is that this control be performed during the dismantling operations, comparing the observed values with the limits established by the standard.

This work was motivated by the support of the National Civil Engineering Laboratory to the company Energias de Portugal in one of his recent works at the Salamonde Dam, namely the construction of a new DCC and a new powerplant. In this context, a discontinuous hybrid three-dimensional dynamic numerical model of Discrete Elements and Finite Elements is developed. This model simulates the dam, the foundation mass, the construction of the DCC, and the phenomenon of generation, propagation and impact of the vibrations due to the dismantling of rock. This methodology can provide a solution prior to the realization of the operations, allowing an analysis of the effects caused by the vibrations resulting from the rock mass removal using explosives.

The developed model allowed to reproduce the vibrations in both the foundation and the body of the dam, obtaining quantitative results of the same order of magnitude of those measured during the work. In relation to the classical methods of definition of propagation laws, the developed methodology allows to simulate similar works with a good degree of confidence.

KEYWORDS: Dams; Vibrations; Explosives; Dynamic analysis; Numerical modelling, Distinct element method

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	ENQUADRAMENTO E JUSTIFICAÇÃO DO TEMA	1
1.2	OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	2
1.3	ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	3
2	DESMONTE DE MACIÇOS ROCHOSOS COM UTILIZAÇÃO DE EXPLOSIVOS	4
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	4
2.2	IMPACTES AMBIENTAIS DEVIDOS À UTILIZAÇÃO DE EXPLOSIVOS EM ESCAVAÇÕES	5
2.2.1	<i>Enquadramento</i>	5
2.2.2	<i>Vibração enquanto impacto resultante da utilização de explosivos em escavações</i>	7
2.3	EFEITOS DAS VIBRAÇÕES NO EDIFICADO DEVIDO À UTILIZAÇÃO DE EXPLOSIVOS EM ESCAVAÇÕES.....	11
2.3.1	<i>Propagação das vibrações</i>	11
2.3.2	<i>Impactos em estruturas e equipamentos</i>	16
2.3.3	<i>Monitorização das vibrações</i>	19
3	MODELAÇÃO NUMÉRICA DE BARRAGENS DE BETÃO E MACIÇOS DE FUNDAÇÃO	24
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	24
3.2	MODELOS E MÉTODOS	25
3.2.1	<i>Métodos experimentais</i>	25
3.2.2	<i>Métodos numéricos</i>	26
3.3	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	27
3.4	MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS.....	31
3.4.1	<i>Considerações Iniciais</i>	31
3.4.2	<i>Discretização do modelo</i>	32
3.4.3	<i>Gestão dos contatos</i>	32
3.4.4	<i>Ciclo de cálculo</i>	34
3.4.5	<i>Equações dos movimento</i>	35
3.4.6	<i>Estabilidade numérica</i>	36
3.4.7	<i>Escala da massa e amortecimento mecânico</i>	37
4	MODELO DE UM BLOCO EXPERIMENTAL DE MACIÇO ROCHOSO	38
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	38
4.2	MODELO EXPERIMENTAL	39
4.2.1	<i>Características geométricas e físicas do modelo</i>	39
4.2.2	<i>Zonas de cálculo</i>	42
4.2.3	<i>Aplicação da Ação dinâmica</i>	43

4.2.4	<i>Fronteiras e limites de cálculo</i>	46
4.2.5	<i>Determinação dos valores de PPV</i>	47
4.3	COMENTÁRIOS AOS RESULTADOS	52
5	MODELO NUMÉRICO DA BARRAGEM DE SALAMONDE E SUA FUNDAÇÃO	59
5.1	DESCRIÇÃO DA BARRAGEM	59
5.2	PLANO DE MONITORIZAÇÃO EM OBRA.....	61
5.3	METODOLOGIAS DE CÁLCULO E AVALIAÇÃO DE PPV	64
5.4	MODELAÇÃO NUMÉRICA DA BARRAGEM	67
5.4.1	<i>Caracterização da barragem e maciço de fundação</i>	68
5.4.2	<i>Caracterização da Ação Dinâmica</i>	73
5.4.3	<i>Pegas e pontos de controlo</i>	75
5.4.4	<i>Organização da rotina de cálculo</i>	76
5.4.5	<i>Rotina de cálculo</i>	79
5.4.6	<i>Resultados / Leis de atenuação</i>	84
6	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	91
6.1	CONCLUSÕES.....	91
6.2	DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	94
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	95
	ANEXOS	98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Repartição da energia resultante de uma explosão no maciço rochoso (Resende, 2010).....	6
Figura 2.2 - Classes de microvibração (Bernardo, 2004).	8
Figura 2.3 – Abordagem de David Goldman sobre a resposta do corpo humano às vibrações (Bernardo, 2004).	9
Figura 2.4 - Sistema de eixos utilizado para avaliação dos níveis de vibração no corpo humano segundo a ISO 2631 (Moutinho, 2007).	10
Figura 2.5 - Comportamento típico de um provete de rocha ensaiado à compressão em termos de tensão-deformação (Louro, 2009).	12
Figura 2.6 – Representação gráfica da propagação dos diferentes tipos de ondas sísmicas (Louro, 2009).....	13
Figura 2.7 - Atenuação das vibrações com a distância (adaptado de Jimeno, Jimeno, & Carcedo, 1995).....	16
Figura 2.8 - Ponte Showa após o terramoto de Niigata em 1964, na costa noroeste de Honshu, Japão (adaptado de Kramer, 1996).	17
Figura 2.9 - Danos estruturais devidos a várias intensidades de vibração (Bernardo, 2004).....	19
Figura 2.10 – “Blasting Radius Plan” definição da zona afeta à área de detonação, parte integrante de um Plano de Monitorização de Vibrações (Amec Foster Wheeler, 2017).	20
Figura 2.11 - Sismómetro Geosig GSR-16, transdutor utilizado pelo LNEC em campanhas de monitorização de vibrações (Geosig, 2017).	23
Figura 3.1 - Estudo dinâmico de uma barragem de betão na mesa sísmica tridimensional do LNEC.	26
Figura 3.2 - Exemplo de um domínio em estado plano de tensão dividido em elementos finitos quadrangulares, (Oliveira & Pereira Gomes, 2016).	27
Figura 3.3 - Exemplo de um domínio tridimensional em elementos finitos (Oliveira & Pereira Gomes, 2016).....	27
Figura 3.4 - Contactos entre os blocos deformáveis (VV - vértice-vértice e VL - vértice-lado) (Pereira Gomes, 2005).	33

Figura 3.5 - Contactos entre blocos rígidos tridimensionais (VF – vértice-face e EE – aresta-aresta) (Lemos, 2001).	34
Figura 3.6 – Ciclo de cálculo do Método dos Elementos Discretos (Adaptado de Resende, 2010).	34
Figura 4.1 - Representação gráfica do modelo experimental cubico no software 3DEC.....	40
Figura 4.2 - Representação gráfica do modelo experimental paralelepipedico no software 3DEC.	40
Figura 4.3 - História linear-exponencial de Kiehl e Werfling (2003) adaptado de Resende (2010).	44
Figura 4.4 - Representação gráfica das histórias de impulsos estudadas nos modelos experimentais.....	45
Figura 4.5 - Sentido de aplicação das ações dinâmicas no modelo numérico experimental cúbico.	46
Figura 4.6 - Sentido de aplicação das ações dinâmicas no modelo numérico experimental paralelepipedico.....	47
Figura 4.7 – Localização dos pontos de controlo no modelo numérico experimental cúbico.....	48
Figura 4.8 - Localização dos pontos de controlo no modelo numérico experimental paralelepipedico.....	48
Figura 4.9 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepipedicos em função da frequência da ação dinâmica força aplicada ($L_z = 2,5$ m).....	53
Figura 4.10 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepipedicos em função da frequência da ação dinâmica força aplicada ($L_z = 10,0$ m).	53
Figura 4.11 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepipedicos em função da frequência da ação dinâmica velocidade aplicada ($L_z = 2,5$ m).	54
Figura 4.12 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepipedicos em função da frequência da ação dinâmica velocidade aplicada ($L_z = 10,0$ m).	54
Figura 4.13 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepipedicos em função da frequência da ação dinâmica pressão aplicada ($L_z = 2,5$ m).....	55
Figura 4.14 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepipedicos em função da frequência da ação dinâmica pressão aplicada ($L_z = 10,0$ m).....	55
Figura 4.15 - Velocidade vibratória de pico no ponto à superfície dos modelos numéricos paralelepipedicos em função da frequência da ação dinâmica força aplicada ($L_z = 2,5$ m).....	57

Figura 4.16 - Velocidade vibratória de pico no ponto à superfície dos modelos numéricos paralelepípedicos em função da frequência da ação dinâmica força aplicada ($L_z = 10,0$ m).....	57
Figura 5.1 - Alçado de jusante da barragem de Salamonde.	60
Figura 5.2 - Planta da barragem de Salamonde com a incorporação do novo DCC (LNEC, 2012).	60
Figura 5.3 - Localização das três frentes de trabalho na execução do desmonte de rocha com uso de explosivos do DCC (LNEC, 2012).....	61
Figura 5.4 - Plano de colocação dos sismómetros na barragem de Salamonde (LNEC, 2012). .	62
Figura 5.5 - Dispersão de PPV como uma função do dimensionamento de raiz quadrada e cubica (Resende, 2010).....	66
Figura 5.6 - Variação de velocidades vibratórias de pico em diferentes circunstâncias e leis de atenuação para diversos limites. Retirado de Dowding (1996).	67
Figura 5.7 - Dimensão do modelo numérico considerado.	69
Figura 5.8 – Visualização das camadas do maciço rochoso consideradas no modelo numérico.	70
Figura 5.9 - Condições de fronteira consideradas do modelo numérico (vermelho – fronteiras viscosas absorventes, azul – deslocamentos restringidos).	73
Figura 5.10 – Impulso de força genérico para simular o efeito de uma detonação com frequência central de 30Hz.	73
Figura 5.11 - Localização e nomenclatura dos pontos de controlo (LNEC, 2012).	76
Figura 5.12 - Ficheiros constituintes do projeto elaborado para o desenvolvimento do modelo numérico.	77
Figura 5.13 – Fluxograma representativo do ciclo de cálculo e respetiva inclusão de ficheiros auxiliares.....	78
Figura 5.14 – Vista do modelo numérico da barragem com representação das juntas de contração.	80
Figura 5.15 – Vista do modelo numérico do maciço de fundação.....	81
Figura 5.16 – Vista do modelo numérico, conjunto barragem e maciço.	82
Figura 5.17 – Valores de velocidade vibratória de pico obtidos no modelo numérico para a pega Tunel_702.....	85
Figura 5.18 – Comparação dos resultados nos pontos de controlo SB3 e SB4, correspondentes à fundação, entre a simulação de pegas no modelo numérico com as medições em obra.....	87
Figura 5.19 - Comparação dos resultados no ponto de controlo A, correspondente ao coroamento, entre a simulação de pegas no modelo numérico com as medições em obra.....	87

Figura 5.20 - Vista de montante do modelo numérico da barragem com representação das tensões devidas à pega 467 na estrutura de entrada (EE), no instante 0,22 s.	88
Figura 5.21 - Vista de montante do modelo numérico da barragem com representação das tensões devidas à pega 702 na estrutura do túnel (ET), no instante 0,38 s.	89
Figura 5.22 - Vista de montante do modelo numérico da barragem com representação das tensões devidas à pega 459 na estrutura de saída (ES), no instante 0,38 s.	89
Figura II.1 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 467 na estrutura de entrada.	107
Figura II.2 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 517 na estrutura de entrada.	107
Figura II.3 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 702 na estrutura do túnel.	108
Figura II.4 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 835 na estrutura do túnel.	108
Figura II.5 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 459 na estrutura de saída.	109
Figura II.6 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 462 na estrutura de saída.	109
Figura II.7 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 467 na estrutura de entrada.	110
Figura II.8 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 517 na estrutura de entrada.	110
Figura II.9 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 702 na estrutura do túnel.	111
Figura II.10 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 835 na estrutura do túnel.	111
Figura II.11 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 459 na estrutura de saída.	112
Figura II.12 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 462 na estrutura de saída.	112
Figura II.13 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 467 na estrutura de entrada.	113
Figura II.14 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 517 na estrutura de entrada.	113

Figura II.15 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 702 na estrutura do túnel.....	114
Figura II.16 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 835 na estrutura do túnel.....	114
Figura II.17 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 459 na estrutura de saída.....	115
Figura II.18 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 462 na estrutura de saída.....	115
Figura II.19 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelnumérico referente à pega 467 na estrutura de entrada.	116
Figura II.20 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 517 na estrutura de entrada.	116
Figura II.21 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 702 na estrutura do túnel.....	117
Figura II.22 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 835 na estrutura do túnel.....	117
Figura II.23 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 459 na estrutura de saída.....	118
Figura II.24 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 462 na estrutura de saída.....	118
Figura II.25 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 467 na estrutura de entrada.	119
Figura II.26 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 517 na estrutura de entrada.	119
Figura II.27 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 702 na estrutura do túnel.....	120
Figura II.28 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 835 na estrutura do túnel.....	120
Figura II.29 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 459 na estrutura de saída.....	121
Figura II.30 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 462 na estrutura de saída.....	121

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Critério de incomodidade para vibrações continuadas, segundo LNEC (Azevedo, 2002).....	10
Tabela 2.2 - Parâmetros de ondas sísmicas (adaptado de Bernardo, 2004).	15
Tabela 4.1 - Dimensões dos modelos experimentais.	39
Tabela 4.2 - Características mecânicas do material dos modelos numéricos experimentais.....	41
Tabela 4.3 - Características elásticas dos modelos.....	41
Tabela 4.4 - Características elásticas das juntas dos modelos numéricos experimentais.	41
Tabela 4.5 - Percentagem de erro associado à reprodução das frequências nos modelos experimentais.	43
Tabela 4.6 - Valores da velocidade vibratória de pico para o modelo numérico experimental cúbico.	49
Tabela 4.7 - Valores da velocidade vibratória de pico para o modelo numérico experimental paralelepípedo ($L_z = 2,5$ m).	50
Tabela 4.8 - Valores da velocidade vibratória de pico para o modelo numérico experimental paralelepípedo ($L_z = 10$ m).	51
Tabela 5.1 - Valores do coeficiente α	63
Tabela 5.2 - Valores do coeficiente β	63
Tabela 5.3 - Valores do coeficiente γ	63
Tabela 5.4 - Propriedades mecânicas adotadas no maciço do modelo numérico.	69
Tabela 5.5 - Propriedades mecânicas adotadas no material da barragem do modelo numérico.	72
Tabela 5.6 - Forças resultantes aplicadas no modelo numérico em função das cargas instantâneas.	75
Tabela 5.7 - Valores dos parâmetros determinados nos pontos de controlo para as pegas simuladas no modelo numérico.....	84
Tabela 5.8 - Valores das tensões máximas determinadas nos pontos de controlo para as pegas simuladas no modelo numérico.....	85

SÍMBOLOS E ACRÓNIMOS

Símbolos

\underline{B}	Matriz resultante da multiplicação do operador diferencial (\underline{L}) pela matriz das funções de interpolação (\underline{N}) do elemento finito
\underline{D}	Matriz de elasticidade
F^e	Vetor das forças aplicadas aos graus de liberdade do elemento finito
H_i	Peso dos pontos de integração
\underline{K}^e	Matriz de rigidez do elemento finito
\underline{L}	Matriz dos operadores diferenciais para o elemento finito
\underline{N}	Matriz das funções de interpolação do elemento finito
u^e	Vetor dos deslocamentos nodais do elemento finito
u_i	Deslocamento segundo a direção i
x_j	Eixo cartesiano segundo a direção j
ε^0	Vetor das extensões iniciais num ponto (6 componentes no caso tridimensional)
ε_{ij}	Vetor das extensões num ponto (6 componentes no caso tridimensional)
σ^0	Vetor das tensões iniciais num ponto (6 componentes no caso tridimensional)
∂	Derivada parcial
E	Módulo de elasticidade
G	Módulo de distorção
K	Módulo de compressibilidade
u	Deslocamento
ε	Extensão
ρ	Massa específica
σ	Tensão
ν	Coefficiente de Poisson
λ_{\min}	Comprimento de onda mínimo

Acrónimos

3DEC	<i>Three-dimensional Discrete Element Code</i>
AIA	Avaliação de Impacte Ambiental
DCC	Descarregador Complementar de Cheia
EDP	Energias de Portugal
IEST	<i>Institute of Environmental Sciences and Technology</i>
ISEL	Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MED	Método dos Elementos Discretos
MEF	Método dos Elementos Finitos
NP	Norma Portuguesa
PPV	<i>Peak Particle Velocity</i>
UDEC	<i>Universal Distinct Element Code</i>
UE	União Europeia

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e Justificação do Tema

O Programa Portugal 2020 traduz diretivas e orientações implementadas pelo governo, que foram adaptadas das diretivas da UE estipuladas pela Estratégia Europa 2020, a serem atingidas até ao ano 2020. Um dos principais desafios deste programa foi extrapolado para o Plano Nacional de Ação para a Eficiência Energética e para o Plano Nacional de Ação para as Energias Renováveis, sendo o objetivo deste o aumento da eficiência energética e o uso eficiente dos recursos existentes no nosso país. Para se atingir a meta estipulada para 2020 é necessária a dinamização de projetos que levem à promoção das energias renováveis nos diversos sectores.

As barragens são consideradas, no âmbito do aproveitamento dos recursos hidráulicos, como infraestruturas essenciais, quer para a produção de energia renovável, quer para o abastecimento de água doce e de rega. Noutra perspetiva, são as obras que mais danos potenciam em termos de perdas de vidas humanas e de bens, no caso da ocorrência de acidentes.

O Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroeléctrico, aprovado pelo Governo em 2007, é uma das respostas às diretivas da UE, no que respeita ao aproveitamento dos recursos hídricos, aumento da produção de energias renováveis e diminuição das emissões de gases nocivos, construindo novas grandes barragens, realizando reforços de potência e obras de reabilitação em barragens em funcionamento. Estas obras de reabilitação compreendem a

construção de novos órgãos hidráulicos, concretamente DCC, aumentando desta forma a capacidade de descarga das barragens em função da revisão regulamentar dos caudais de cheia.

A construção destes novos órgãos hidráulicos em algumas barragens portuguesas recorreu à utilização de explosivos como método para o desmonte da rocha existente na proximidade destas. Uma das consequências da utilização deste método são as vibrações, que por sua vez geram desconforto nas pessoas que as sentem, promovem o mau funcionamento de alguns equipamentos e ainda podem provocar danos em estruturas existentes. De acordo com a NP 2074:1983 “Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares”, sempre que existam atividades geradoras de vibrações, nomeadamente explosões, é obrigatório monitorizar as estruturas envolvidas bem como a respetiva empreitada, com o objetivo de obviar a que ocorram quaisquer danos nas estruturas.

Tendo sido já realizados alguns trabalhos sobre propagação de vibrações em maciços rochosos, nomeadamente Resende (2010), surge a necessidade de aprofundar o estudo dos efeitos incutidos em barragens de betão sujeitas a vibrações provocadas pelo uso de explosivos, adequando os modelos numéricos existentes para o estudo do comportamento dinâmico do binómio maciço/barragem, às excitações provocadas por este tipo de solicitação.

1.2 Objetivos da Dissertação

A concretização deste trabalho centra-se no estudo do comportamento de barragens de betão sujeitas a vibrações provadas pelo efeito dos explosivos no desmonte do maciço rochoso. O objetivo principal é o desenvolvimento de um modelo híbrido descontínuo de elementos discretos / elementos finitos, representando os blocos da abóbada, as juntas de contração e o maciço de fundação para interpretação de resultados e avaliação do comportamento da barragem.

Podem ser descritas duas fases de trabalho distintas, a primeira consiste na conceção de um modelo numérico que represente adequadamente as características do binómio maciço/barragem, calibrado para as ações das pegas de fogo e respetiva propagação de vibrações.

A segunda fase é a exploração dos resultados obtidos através do modelo numérico e comparação com os resultados registados *in situ*, promovendo o estudo do comportamento dinâmico da barragem de betão quando sujeito às vibrações pelo efeito dos explosivos.

1.3 Estruturação da Dissertação

Este trabalho está organizado em seis capítulos, tendo em conta os objetivos referidos anteriormente, onde se inclui a presente introdução bem como as conclusões finais. Apresenta-se de seguida um breve resumo dos temas abordados em cada um dos capítulos.

CAPÍTULO 2 – DESMONTE DE MACIÇOS ROCHOSOS COM UTILIZAÇÃO DE EXPLOSIVOS

Neste capítulo apresenta-se a problemática do desmonte do maciço rochoso com recurso a explosivos, as vibrações em meios contínuos e descontínuos e os efeitos das mesmas quando causadas por explosivos.

CAPÍTULO 3 – MODELAÇÃO NUMÉRICA DE BARRAGENS DE BETÃO E MACIÇOS DE FUNDAÇÃO

Neste capítulo são abordados os métodos numéricos que suportam o estudo estático e dinâmico das barragens de betão, nomeadamente o método dos elementos finitos e o método dos elementos discretos.

CAPÍTULO 4 – MODELO DE UM BLOCO EXPERIMENTAL DE MACIÇO ROCHOSO

Neste capítulo são apresentados os resultados do estudo da propagação das ondas ao longo do maciço rochoso devido a pegas de fogo, num modelo simples, tendo em consideração a quantidade de explosivo usada e a sua localização em relação à barragem.

CAPÍTULO 5 – MODELO NUMÉRICO

Neste capítulo apresentam-se os resultados da simulação numérica das vibrações como consequência do uso de explosivos em comparação com os resultados obtidos *in situ* pelo LNEC, de forma a validar o modelo concebido para o estudo do comportamento dinâmico da barragem de betão, sujeita a vibrações.

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No último capítulo é realizada uma síntese do trabalho desenvolvido onde são apresentadas as contribuições conseguidas para o desenvolvimento do tema da dissertação e por fim possíveis desenvolvimentos nesta área de estudo.

2

DESMONTE DE MACIÇOS ROCHOSOS COM UTILIZAÇÃO DE EXPLOSIVOS

2.1 Considerações Iniciais

A temática desta dissertação assenta no efeito das vibrações provenientes do uso de explosivos, no comportamento dinâmico do maciço rochoso e estruturas nele fundadas. Contudo é necessário numa primeira abordagem esclarecer o conceito de substância explosiva.

Entende-se por substância explosiva toda aquela que é definida por um composto ou uma mistura de compostos, que, quando iniciados por calor, impacto, fricção, ou choque, sofre uma rápida decomposição, libertando uma grande quantidade de energia sobre a forma de calor, gás e vibração (Hartman, 1992). As substâncias explosivas podem ser classificadas como deflagrantes ou detonantes. Uma substância deflagrante é aquela cuja taxa de reação é inferior à velocidade de propagação das vibrações no meio circundante – no caso presente, a rocha - induzindo pouca vibração para o exterior. Uma substância detonante é aquela cuja taxa de reação excede a velocidade de propagação das vibrações, provocando desta forma uma onda de choque.

2.2 Impactes ambientais devidos à utilização de explosivos em escavações

2.2.1 ENQUADRAMENTO

A utilização de explosivos no desmonte de maciço rochoso em grande escala remonta ao século XIX, quando foram construídos os primeiros caminhos de ferro na América do Norte e em Inglaterra. Nesta altura o importante era movimentar a rocha, libertar caminho para a construção das linhas férreas, sendo considerado mais como uma arte do que uma ciência. Desta forma, não era tido em consideração a qualidade das fragmentações e os impactes ambientais que daí poderiam surgir.

Nos dias que correm os regulamentos e as diretivas governamentais, obrigam a uma conjuntura completamente diferente, uma vez que, a realização de uma avaliação de impacte ambiental (AIA) tornou-se um pré-requisito nos vários domínios das atividades de engenharia, com vista à implementação de um desenvolvimento sustentável. A sociedade contemporânea ocidental é exigente em todos os níveis, requerendo para tal que todas as ações que possam criar perturbações no meio ambiente sejam cuidadosamente analisadas com a devida antecedência.

O regime jurídico da AIA encontra-se instituído pelo decreto-lei n.º 151-B/2013, de 31 de outubro, onde é estabelecida a definição de impacte ambiental, caracterizando-o como “conjunto das alterações favoráveis e desfavoráveis produzidas no ambiente, sobre determinados fatores, num determinado período de tempo e numa determinada área, resultantes da realização de um projeto, comparadas com a situação que ocorreria, nesse período de tempo e nessa área, se esse projeto não viesse a ter lugar”. Esta avaliação tem por finalidade a identificação, a interpretação, a previsão, a correção e a ponderação dos impactes ambientais que um projeto ou atividade produzirá, no caso da sua realização, visando evitar ou reduzir os impactos negativos.

A admissibilidade de um impacte ambiental decorre da amplitude na qual os seus valores mensuráveis atingem, face aqueles que se encontram definidos na legislação do país onde é realizado o projeto ou atividade. Em Portugal, a AIA é considerada como um instrumento de carácter preventivo da política do ambiente, sustentado na realização de estudos e consultas, com uma participação pública ativa e análise de possíveis alternativas, sendo um instrumento reconhecido na Lei de Bases do Ambiente (Lei n.º 19/2014, de 14 de abril), promovendo uma tomada de decisão ponderada dos impactos relevantes em termos biofísicos, económicos, sociais, culturais e políticos.

O enquadramento legal dos impactes ambientais condiciona, de forma geral, a realização de obras geotécnicas, em particular, aquelas que envolvem utilização de explosivos, com a finalidade de escavar maciços rochosos, na medida em que estas induzem as maiores afetações ao meio, variando a sua magnitude durante as várias fases que podem ser consideradas: a construção, a exploração e a desativação (Bernardo, 2004). Desta forma, é necessário um conhecimento aprofundado sobre todo o processo que ocorre dentro e em redor da

detonação, para compreender a fratura resultante na rocha e ainda os impactes ambientais que ocorrem a posteriori.

Bernardo (2004) refere que no emprego de substâncias explosivas no desmonte e ou escavação de maciços rochosos é necessário ter um conhecimento prévio dos diversos perigos inerentes à sua utilização e considerá-los como impactos resultantes desta atividade, uma vez que, o excesso de energia empregue na fase de escavação, além de ser prejudicial ambientalmente, pode ter as seguintes consequências:

- Originar custos mais altos com equipamentos e materiais;
- Alterar o maciço tornando-o menos resistente, mais deformável e mais permeável;
- Promover impactes ambientais acrescidos;
- Obrigar ao uso de suportes mais resistentes e mais caros.

Os principais impactes ambientais decorrentes do desmonte do maciço rochoso com recurso a explosivos estão associados à dissipação da fração de energia libertada pelo explosivo, considerada de desperdício, que por sua vez, não é aproveitada como trabalho útil do mesmo. Dinis da Gama (1998) refere que apenas 5 a 15% da energia libertada pelas detonações de explosivos em rocha são efetivamente usados na fragmentação da rocha, constituindo o fim útil do seu emprego. Ou seja, aproximadamente 90% da energia contida nos explosivos é transmitida ao ambiente circundante. A Figura 2.1 demonstra de que forma a energia resultante de uma explosão é repartida.

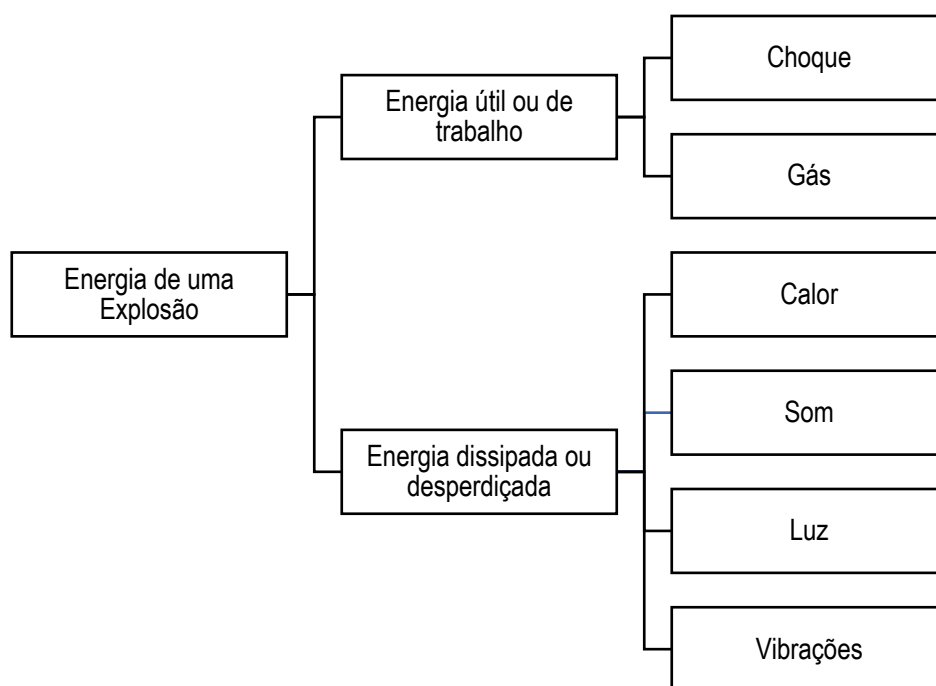


Figura 2.1 – Repartição da energia resultante de uma explosão no maciço rochoso (Resende, 2010).

A causa principal que está na origem destes impactos é o excesso de carga explosiva utilizada no desmonte, para além da quantidade estritamente necessária para fragmentar a rocha, levando à ocorrência de fenómenos nomeadamente:

- Instabilidade do maciço rochoso;
- Projeção de fragmentos;
- Produção de poeiras;
- Onda aérea;
- Gases tóxicos;
- Contaminação de águas subterrâneas;
- Vibrações.

Destes fenómenos, são as vibrações os fenómenos mais suscetíveis de provocar danos em estruturas próximas dos desmontes, assumindo uma maior importância no estudo a desenvolver ao longo do presente trabalho, nomeadamente o efeito da vibração provocado pelos explosivos detonantes.

2.2.2 VIBRAÇÃO ENQUANTO IMPACTO RESULTANTE DA UTILIZAÇÃO DE EXPLOSIVOS EM ESCAVAÇÕES

Entende-se por vibração como o movimento ondulatório de um material, sólido ou fluido, que foi afastado da sua posição de equilíbrio. Esta perturbação do equilíbrio resulta da aplicação, ao terreno, de forças exteriores, com um período de atuação muito curto, ou de forças aplicadas de modo contínuo, mas cuja intensidade seja variável ao longo do tempo. Robert Sarsby classifica as vibrações dos terrenos em três grupos (Bernardo, 2004):

- Contínuas – quando um nível de vibração aproximadamente constante é mantido por um longo período de tempo (caso dos maciços de fundação de máquinas de regime alternativo, como bombas ou compressores, em funcionamento regular);
- Transitórias – se os níveis de vibração resultam de um impacto súbito, seguindo de um tempo de repouso relativamente prolongado (caso dos terrenos submetidos a compactação dinâmica ou a detonação de cargas explosivas isoladas);
- Intermitentes – no caso de se verificar uma sucessão de eventos vibratórios, cada um dos quais com pequena duração (caso da detonação de cargas explosivas microrretardadas, ou, perfurações por percussão).

As vibrações contínuas e transitórias são aquelas em que se baseiam a generalidade das normas, para a avaliar e definir os limites de admissibilidade dos impactos por estas provocados. Estes impactos aumentam significativamente com a proximidade das obras de escavação às áreas urbanas e podem, por sua vez, ser organizados em três grupos, apresentados por ordem crescente de severidade e irreversibilidade dos danos:

- Afetação do normal funcionamento de equipamentos ou instrumentos sensíveis;
- Incomodidade nas pessoas;
- Danos estruturais e nos maciços remanescentes.

Relativamente ao funcionamento de equipamentos e instrumentos sensíveis às vibrações, deverão ser os próprios fabricantes a especificar os limites admissíveis pelos equipamentos e ou instrumentos, possibilitando a introdução de valores de referência adaptados aos mesmos na realização dos estudos prévios. Nestes estudos, obrigados a verificar valores de referência bastante baixos, terão de considerar a vibração como um parâmetro essencial no critério de avaliação de aptidão e seleção dos locais a considerar para a construção de estruturas muito sensíveis à vibração. Neste tipo de instalações, as fontes de vibrações podem ser classificadas, quanto à origem, como (Bernardo, 2004):

- Fontes externas – as que transmitem vibrações pelo terreno que apoia a estrutura. Estas fontes são normalmente locais, ainda que fora dos terrenos envolvidos no projeto e podem consistir em tráfego rodoviário ou ferroviário, ou outras atividades externas, ainda que casuais no tempo.
- Fontes internas – as que são devidas à vibração inerente a equipamentos rotativos (excitação quase-periódica), à transmissão de fluidos em condutas (fortuito) e ao ruído acústico aerotransportado, de baixa-frequência.

Na ausência de normalização nacional aplicável à caracterização de níveis de microvibração, existem recomendações internacionais, expressas nos designados critérios genéricos de vibrações de instalações tecnológicas avançadas (VC – *Vibration Criterion*). O *Institute of Environmental Sciences and Technology* (IEST), estabelece a qualificação dos níveis de microvibração, para padrões industriais, de acordo com a tolerância de diversos equipamentos de precisão, em termos da sua exposição a vibrações (Figura 2.2).

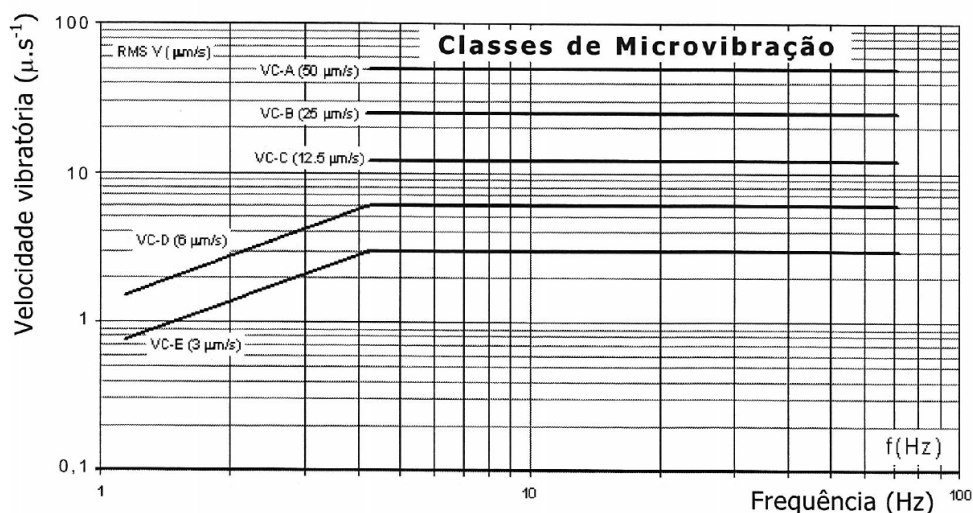


Figura 2.2 - Classes de microvibração (Bernardo, 2004).

A incomodidade, ou desconforto ambiental, decorre da sensibilidade humana aos baixos níveis de vibração. A suscetibilidade humana a estas vibrações obriga a considerações sócio-económicas e culturais. Os limites de tolerância, em regiões com fortes tradições mineiras, são habitualmente superiores. Desta forma, a escolha de valores para o projeto deve ser adaptada ao perfil da população local, tendo em consideração a tolerância da população às vibrações sentidas por efeito das detonações.

Bernardo (2004) cita autores que procuraram definir o limiar da perceção humana, estabelecendo alguns critérios e agrupando-os da seguinte forma:

- Depende apenas da velocidade vibratória das partículas;
- Definem apenas as faixas de vibração detetáveis para o homem, em função das velocidades vibratórias e respetivas frequências (Figura 2.3);
- Relacionam a afetação com o carácter temporal da vibração e com a atividade e localização do individuo recetor, no instante em que ocorre o evento vibratório.

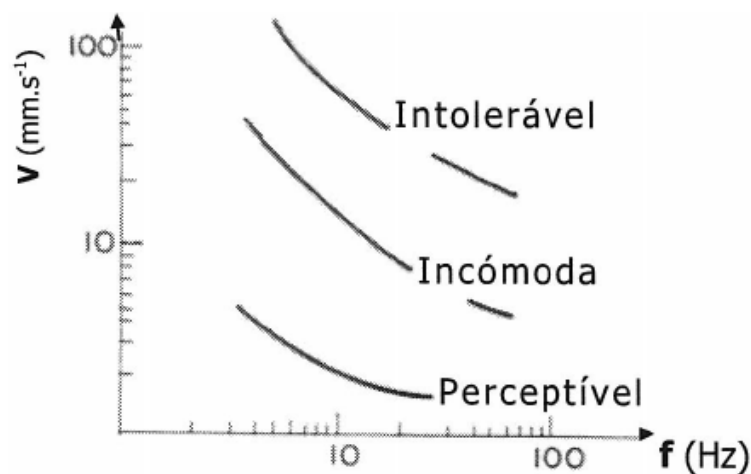


Figura 2.3 – Abordagem de David Goldman sobre a resposta do corpo humano às vibrações (Bernardo, 2004).

A norma internacional ISO 2631:1997 “*Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration*”, estabelece os níveis máximos de vibração em construções para atender a critérios de conforto humano. Este mesmo documento serve de referência aos demais normativos internacionais no campo das vibrações, bem como às normas internas de cada país, incluindo a norma Portuguesa NP 1673:1980 “Avaliação da reação à excitação global do corpo por vibrações”. A norma ISO-2631 (1997) define um critério de apreciação da exposição humana a vibrações segundo uma direção bem definida, transmitidas através de superfícies de sustentação rígida, sendo válida para vibrações situadas numa gama de frequências entre 1 a 80 Hz. Segundo esta norma são definidos três níveis de incomodidade que devem ser avaliados de acordo com um sistema de eixos ortogonal, orientado de acordo com o esquema da Figura 2.4, sendo eles, o limitar de incomodidade, o limiar de perda de eficiência por fadiga e o limite máximo de exposição.

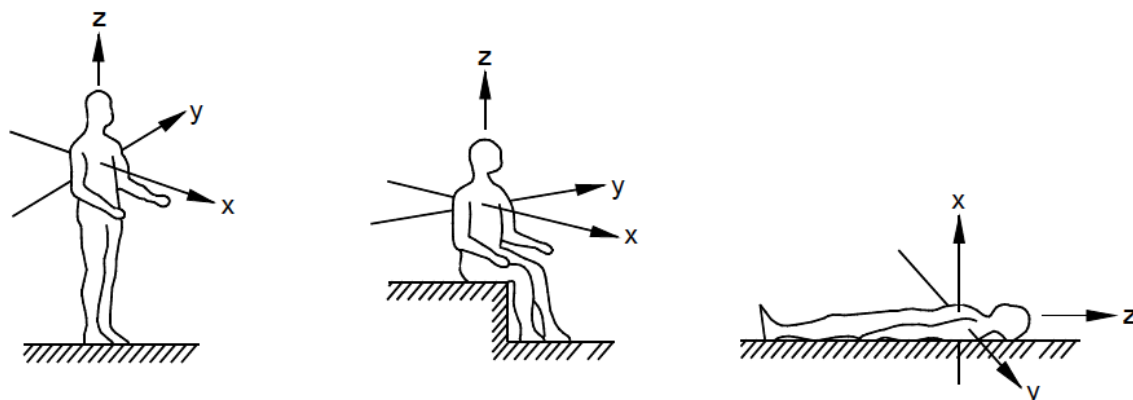


Figura 2.4 - Sistema de eixos utilizado para avaliação dos níveis de vibração no corpo humano segundo a ISO 2631 (Moutinho, 2007).

No entanto, Fernando Azevedo e Jorge Patrício sugerem que a incomodidade decorrente da percepção seja subdividida em classes, apresentadas por ordem crescente de importância:

- Sensível, no sossego da habitação, ou em outros locais de lazer ou repouso;
- Inconveniente, eventualmente tolerável em situações transitórias;
- Excessiva ou impeditiva da realização normal de trabalho;
- Nociva para a saúde, geralmente envolvendo ferramentas vibratórias.

Estas classes refletem-se nos critérios apresentados segundo o LNEC (Tabela 2.1) quanto à incomodidade para os seres humanos, nas habitações ou locais de trabalho, quando sujeitos a vibrações contínuas.

Tabela 2.1 - Critério de incomodidade para vibrações continuadas, segundo LNEC (Azevedo, 2002).

V_{ef} (mm.s ⁻¹)	Sensação
$V_{ef} < 0,11$	Nula
$0,11 < V_{ef} < 0,28$	Percetível, suportável para uma pequena duração
$0,28 < V_{ef} < 1,10$	Nítida, incómoda, podendo afetar as condições de trabalho
$V_{ef} > 1,10$	Muito nítida, muito incómoda, reduzindo as condições de trabalho

Nota: V_{ef} – corresponde à componente de maior amplitude da velocidade vibratória.

O último grupo de impactos como efeito decorrente de vibrações originadas pelo uso de explosivos no desmonte do maciço rochoso, são os danos em estruturas nas proximidades da zona de escavação, efeitos esses que suscitam uma maior importância no estudo a desenvolver no presente trabalho, sendo desta forma, uma temática a aprofundar no próximo subcapítulo.

2.3 Efeitos das vibrações no edificado devido à utilização de explosivos em escavações

Dowding (1996) sugere que a avaliação do efeito das vibrações em estruturas, devida à utilização de explosivos, envolve três etapas. Numa primeira etapa, deve ser realizada uma estimativa do movimento do solo devido à explosão na proximidade da estrutura. De seguida, efetuar uma análise para avaliar a resposta da estrutura aos movimentos do solo. Por último, estabelecer os limites toleráveis para a resposta da estrutura de forma a que seja possível prevenir possíveis danos. Esta metodologia de avaliação é também aplicável na elaboração de projetos de estruturas para resistir a movimentos sísmicos.

A conceção deste trabalho assenta na metodologia proposta por Dowding (1996), como será explicado nos capítulos 4 e 5, no entanto, para que seja possível uma melhor compreensão dos impactos que as vibrações provocam no edificado, é importante abordar numa primeira instância a propagação das vibrações ao longo do maciço e de que forma variam com a distância à fonte geradora.

2.3.1 PROPAGAÇÃO DAS VIBRAÇÕES

Uma rocha é fraturada, numa detonação, quando a tensão libertada pelas substâncias explosivas excede a resistência dinâmica da rocha. A fracturação da rocha ocorrerá até que se verifique uma tensão dinâmica, induzida pela detonação, inferior à resistência dinâmica da rocha. A partir desse momento, apenas se verifica a deformação da rocha em termos de propagação ondulatória. Esta deformação é transmitida de partícula em partícula, constituindo uma perturbação denominada de onda sísmica, que se traduz em vibrações propagadas ao maciço (Bernardo, 2004).

Numa perspetiva de conceção, a detonação ou deflagração de um explosivo origina uma súbita libertação de energia no terreno, desenvolvendo ações quase instantâneas de deformação do maciço, dando origem à sua rutura na vizinhança do local da explosão, provocando a propagação radial de ondas de tensão. Estas ondas atingem pessoas e estruturas nas proximidades e em zonas afastadas do local de detonação, com amplitudes de vibração que dependem de vários fatores:

- Quantidade de energia libertada no fenómeno que as ocasionou;
- Distância entre a origem e o ponto onde se registam os seus efeitos;
- Propriedades transmissoras e dissipadoras dos terrenos envolvidos.

É relevante compreender a diferenciação entre as ondas de choque e as ondas sísmicas (ou de tensão). As primeiras, não sendo objeto de estudo neste trabalho, são aqueles que originam a rutura dos materiais, devido à sua elevada deformação bem como pela proximidade ao ponto de detonação. As segundas resultam da natureza elástica dos materiais rochosos, isto é, após a passagem das ondas, que promovem a deformação dos materiais,

estes retomam à sua posição original. Na Figura 2.5 apresenta-se o comportamento típico de um provete de rocha ensaiado à compressão.

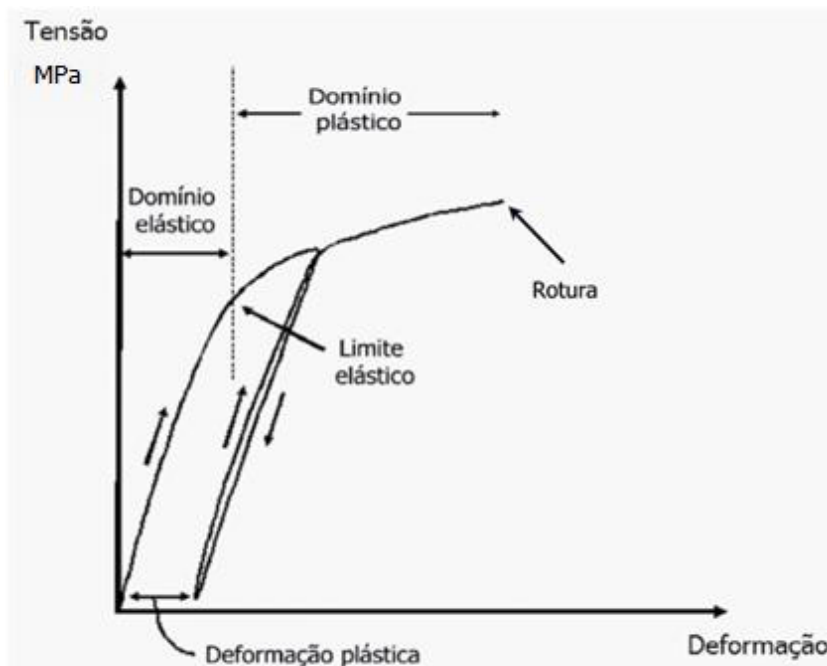


Figura 2.5 - Comportamento típico de um provete de rocha ensaiado à compressão em termos de tensão-deformação (Louro, 2009).

As ondas sísmicas ou ondas de tensão podem ser classificadas segundo dois grupos:

- Ondas volumétricas – ondas longitudinais de compressão ou dilatação (ondas P) e ondas transversais ou de corte (ondas S);
- Ondas superficiais – ondas de Rayleigh (ondas R) e ondas Love (ondas L).

A Figura 2.6 ilustra uma representação dos diversos tipos de ondas mencionados, com base na sua direção de propagação e o no movimento de vibração das partículas quando afetadas pelos diversos tipos de ondas sísmicas.

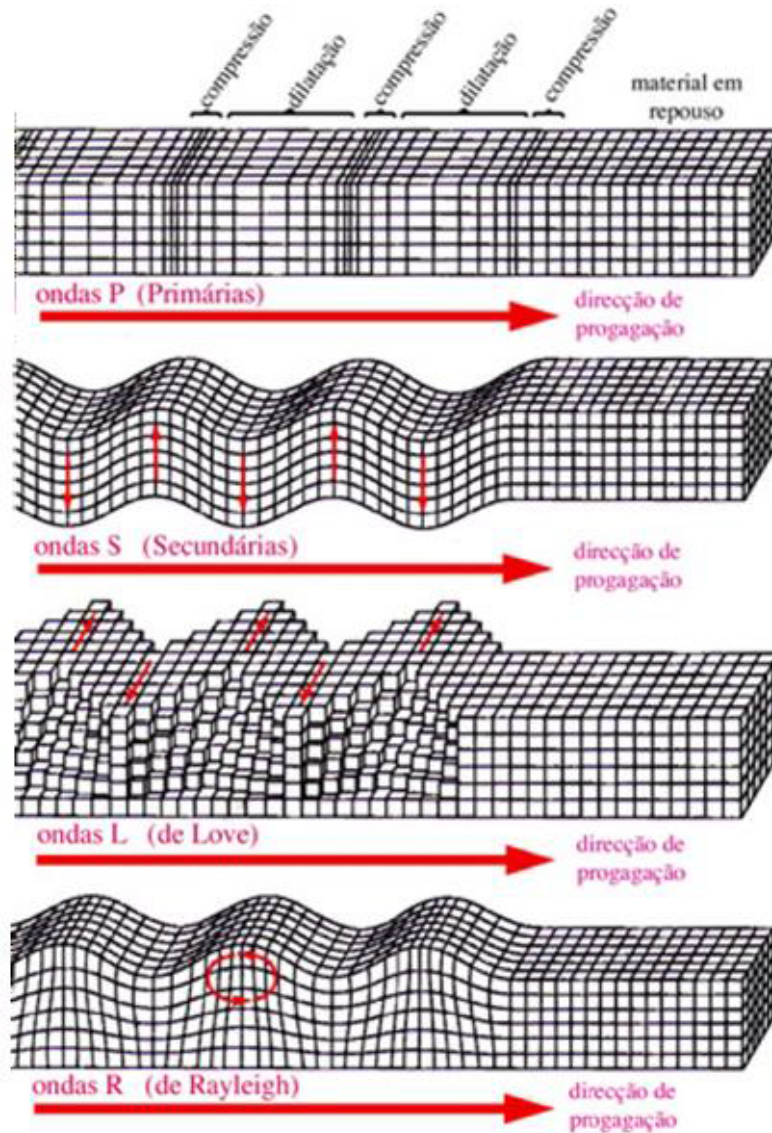


Figura 2.6 – Representação gráfica da propagação dos diferentes tipos de ondas sísmicas (Louro, 2009).

A propagação das ondas volumétricas é realizada radialmente ao longo do maciço, a partir da fonte geradora das vibrações. São caracterizadas por frequências relativamente elevadas (10 a 40 Hz) e de uma rápida atenuação, comparativamente com as restantes.

As ondas de superfície, dependem das interfaces existentes entre os diferentes tipos de meio para se propagarem, apresentam uma velocidade de propagação e gamas de frequências inferior às ondas volumétricas (2 a 8 Hz), contudo fazem-se sentir a grandes distâncias face à quantidade de energia que transportam.

As ondas longitudinais (ondas P) propagam-se através do terreno originando compressões alternadas com dilatações, são responsáveis pela alteração de volume, independente da resistência ao corte, em todas as massas rochosas (Bernardo, 2004). A velocidade de propagação destas ondas (C_p) está diretamente relacionada com o módulo de elasticidade do maciço (E) e da sua massa específica (ρ), pela equação (2.1) (Azevedo, 2002).

$$C_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2.1)$$

A propagação das ondas transversais (ondas S) dão origem a movimentos de corte, alterando em forma mas não em volume, as zonas atravessadas. A sua velocidade de propagação (C_s), deduzida pela equação (2.2), é inferior a metade da velocidade ondas longitudinais mas superior às ondas de superfície (Azevedo, 2002):

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = C_p * \left(\frac{0,5 - \nu}{1 - \nu} \right) \quad (2.2)$$

onde, G corresponde ao módulo de distorção, ρ à massa específica e ν ao coeficiente de Poisson.

Azevedo (2002) refere ainda que as ondas Love têm velocidade semelhante à das ondas transversais e as ondas de Rayleigh apresentam uma velocidade ligeiramente inferior, podendo ser deduzida pela equação (2.3), para um coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,25.

$$C_R = 0,92 * C_S \quad (2.3)$$

As tensões dinâmicas provocadas por cada tipo de onda dependem dos deslocamentos oscilatórios das partículas de solo em relação à sua posição de repouso, à medida que a perturbação se propaga. A variação destes deslocamentos no tempo é denominada de velocidade vibratória. Existem diversos fatores responsáveis pela variação da velocidade de vibração, havendo a destacar os seguintes: tipos de explosivos, configuração da geometria das explosões, erros na sua execução (temporização, ordem de explosão, etc.), condições geológicas do meio de propagação e tipos de ondas (em Miguens, 2011 adaptado de Vuolio, 1990). A acrescentar a estas incertezas existe a fiabilidade das medições, que poderão também proporcionar alterações nos valores da velocidade medidos que podendo ser diferentes dos reais, pelo que é extremamente importante garantir que a instrumentação e todo o processo de medição corresponde aos objetivos pretendidos.

A velocidade de propagação é um dos parâmetros que caracteriza os vários tipos de ondas, no entanto, importa referir sucintamente outros parâmetros que caracterizam as diversas ondas de tensão, mencionados na Tabela 2.2:

Tabela 2.2 - Parâmetros de ondas sísmicas (adaptado de Bernardo, 2004).

Parâmetro	Abreviatura	Unidade (S.I.)	Significado
Amplitude	A	m m.s ⁻¹ m.s ⁻²	Magnitude do deslocamento de uma partícula, a partir da sua posição de repouso (pode ser expressa sob a forma de um deslocamento, de uma velocidade ou de uma aceleração).
Deslocamento	δ	m	Espaço percorrido por uma partícula, quando excitada pela onda.
Velocidade de vibração	v	m.s ⁻¹	Deslocamento das partículas, em torno da sua posição de equilíbrio, causado pela passagem da onda, por unidade de tempo.
Velocidade de propagação	v	m.s ⁻¹	Distância percorrida pela onda, por unidade de tempo.
Aceleração	a	m.s ⁻²	Variação da velocidade das partículas, por unidade de tempo.
Período	T	s	Tempo necessário para completar um ciclo.
Comprimento de onda	λ	m	Comprimento de um ciclo completo.
Frequência	f	Hz	Número de ciclos por segundo.

Autores como Sarsby (2000) e Vuolio (1990) referem que, em qualquer ponto do maciço circundante, o movimento máximo das partículas sujeitas a vibração deve-se principalmente ao efeito de um dos componentes e não à energia total da onda, sendo a componente vertical, aquela que contribui maioritariamente para a velocidade vibratória de pico - PPV (*peak particle velocity*). A variação da intensidade da energia segundo as várias componentes promove a diminuição da velocidade vibratória de forma irregular com a distância percorrida, dificultando a determinação da sua amplitude.

Os fatores, referidos por Sarsby (2000), que demonstram ser relevantes na atenuação das vibrações com a distância (Figura 2.7), são nomeadamente:

- A expansão geométrica das ondas;
- A progressiva separação das três componentes (longitudinal, transversal e vertical);
- A presença de descontinuidades nos maciços (promovendo reflexões, refrações, difrações e dispersões);
- O atrito interno dinâmico característico das rochas.

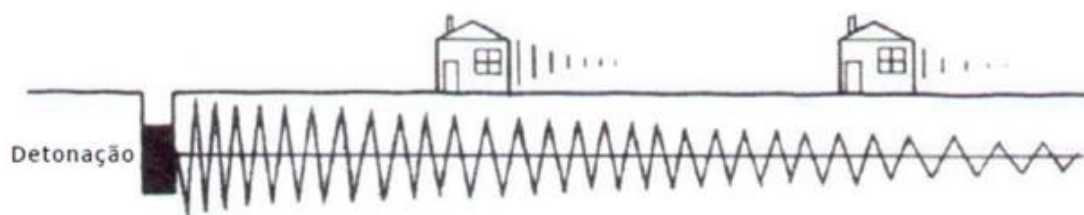


Figura 2.7 - Atenuação das vibrações com a distância (adaptado de Jimeno, Jimeno, & Carcedo, 1995).

As investigações desenvolvidas, em países como E.U.A., Japão, Suécia e Inglaterra, são concordantes em admitir que os danos em estruturas se correlacionam com a amplitude das ondas sísmicas que as atingem, e dentre as grandezas físicas que as caracterizam (Tabela 2.2) são as velocidades vibratórias as que melhor se ajustam à respetiva correlação (Dinis da Gama, 1998).

A velocidade vibratória é nos dias de hoje um dos parâmetros adotados para correlacionar os danos em estruturas devidos à propagação de vibrações em maciços rochosos. Algumas normas internacionais de referência como a norma alemã DIN 4150 e a norma suíça SN 640 312a (1992), consideram apenas a componente vertical como referência para salvaguardar a integridade dos edifícios, em Portugal é adotada a velocidade vibratória de pico, sendo deduzida pela equação (2.4), que se encontra estabelecida pela NP 2074 vigente desde 1983.

$$V_{m\acute{a}x} = \left| \sqrt{V_L^2(t) + V_V^2(t) + V_T^2(t)} \right| \quad (2.4)$$

No entanto, a propagação de vibrações na crosta terrestre é um fenómeno complexo, mesmo para curtas distâncias, em rochas e materiais não consolidados existe anisotropia e heterogeneidade. Também na interface rocha/ar ao longo da superfície terrestre podem ocorrer efeitos complexos. Na realidade, as vibrações nem sempre se atenuam com a distância, podendo ocorrer medições de maiores valores de amplitude da vibração em pontos sucessivamente mais afastados. Os meios estratificados, com geometria favorável, podem concentrar ou sobrepor ondas refletidas.

Estas dificuldades restringem as teorias de análise bem como derivações de leis de propagação e subsequentemente trabalhos de pesquisa, obrigando a realização de trabalhos empíricos baseados nas medições nos locais de análise (Mohamed, 2011).

2.3.2 IMPACTOS EM ESTRUTURAS E EQUIPAMENTOS

Os impactos em estruturas e ou equipamentos com origem em vibrações podem ser agrupados em dois domínios distintos, nomeadamente, impactos permanentes que podem afetar a integridade estrutural e os impactes transitórios, relacionados na sua maioria com questões de conforto dos utilizadores.

No primeiro grupo encontram-se as situações extremas, as vibrações provenientes de fontes como os sismos, inserindo-se na generalidade dos problemas da engenharia sísmica, estando em causa o estado limite último de resistência das estruturas. Este tipo de ações exteriores adversas pode induzir danos estruturais significativos, sendo alvo de preocupação ao nível da segurança estrutural, que em última análise, pode levar estruturas ao colapso, sendo naturalmente uma área preocupante para a comunidade científica, face ao impacto social e económico que resulta dos efeitos catastróficos dos sismos.

No segundo grupo, mais comuns, estão as situações relacionadas com condições de conforto, nomeadamente a fissuração ou fendas em paredes, tetos, a excitação de componentes estruturais e não estruturais, o ruído e o desconforto dos utilizadores. Estas situações estão relacionadas com o cumprimento do estado limite de utilização das estruturas, nomeadamente quanto à satisfação dos limites impostos para as vibrações excessivas.

Muito do conhecimento e metodologias aplicadas à análise sísmica de estruturas pode ser aplicado no estudo da resposta às vibrações por explosões, tendo em consideração as diferenças significativas no domínio das frequências, duração e intensidade das vibrações. É também importante referir que os métodos de avaliação da resistência aos sismos são tratados em níveis de destruição que são muito mais severos (Figura 2.8), que as consequências provenientes de vibrações resultantes de explosões, usualmente muito mais subtis, face à quantidade de energia que é transmitida a partir do epicentro do sismo.



Figura 2.8 - Ponte Showa após o terramoto de Niigata em 1964, na costa noroeste de Honshu, Japão (adaptado de Kramer, 1996).

Contrariamente às estruturas superficiais, as estruturas enterradas que estão rodeadas pelo meio de propagação de vibrações, são excitadas na sua totalidade. Dependendo da relação entre a sua rigidez e a rigidez do terreno circundante, acompanham os deslocamentos e as deformações ocorridas no mesmo, não sofrendo

efeitos de amplificação como as estruturas superficiais. Contudo, uma vez que, as características mecânicas do maciço rochoso melhoram com a profundidade, as estruturas enterradas profundas são capazes de serem sujeitas a ações de maior intensidade.

As vibrações são de extrema relevância perante a vulnerabilidade do betão fresco, uma vez que o avançar da obra pode ficar condicionado. O módulo de elasticidade e a resistência do betão são nulas quando este ainda se encontra fresco, aumentando com a sua cura. Um maior módulo de elasticidade corresponde a maiores valores de tensões induzidos pela vibração, mas a resistência também aumenta, o que por sua vez diminui a vulnerabilidade do betão. Como as propriedades do betão, a sua forma de aplicação e as características de vibração diferem de estrutura para estrutura, cada caso pode necessitar de um estudo experimental específico (Resende, 2010).

Os edifícios recentes, com estrutura em betão armado, embora mais resistentes, transmitem melhor as solicitações, o que explica porque as estruturas formadas por materiais de maior impedância sofrem, por vezes, mais danos cosméticos do que outras de materiais de baixa impedância (madeira, por exemplo), quando sujeitas às mesmas velocidades de vibração (Bernardo, 2004).

Os danos como as fissuras, são denominados de danos cosméticos, estes ainda que apresentem uma espessura de tamanho capilar, são visualmente observáveis e suscetíveis de reclamações. Segundo Dowding (1996) devem-se principalmente ao não cumprimento dos limites regulamentares para as vibrações induzidas nos níveis mais baixos. Este autor concluiu através de um estudo comparativo, que uma família ativa é capaz de produzir tensões nas paredes de uma habitação, com velocidades vibratórias entre 2,5 e 12 mm/s, semelhantes às que resultam da detonação de explosivos, comparando os resultados com as tensões necessárias para provocar fissuras nos materiais de revestimento. Desta forma, é difícil a distinção entre as fissuras cosméticas provocadas por vibrações com origem em explosões e as de ocorrência natural, sendo essencial a realização de um registo de danos estéticos e/ou estruturais, antes do início das operações de desmonte de rocha com o recurso a explosivos, para isolar os casos provenientes das explosões.

Bernardo (2004) organiza por ordem crescente da distância ao desmonte, os efeitos das vibrações em estruturas, ocorrendo distorções estruturais, aumento da quantidade ou propagação de fissuras pré-existentes, queda de objetos, danos cosméticos, afetação de instrumentos sensíveis, percepção humana e nas maiores distâncias apenas o ruído.

A sensibilidade das indústrias, equipamentos eletrónicos, informáticos, equipamentos de saúde, entre outros, é extremamente variável e é definido normalmente pelo fabricante. Os hospitais e os laboratórios são os casos mais comuns onde é solicitado que as vibrações nos patamares do suporte sejam mínimas. Desta forma, é normal que este tipo de indústrias se encontre em instalações isoladas, longe das fontes de vibração ou estruturalmente isoladas das mesmas.

Os impactos em estruturas localizadas nas imediações de áreas de desmonte de maciço rochoso com recurso a explosivos, podem ser classificados segundo autores como Dowding (1996), Edwards & Northwood (1960) entre outros e citados em Bernardo (2004) por ordem crescente de severidade e da distância ao desmonte (Figura 2.9):

- Graves (distorções permanentes) – intenso enfraquecimento da integridade da estrutura, do qual resultam fendas de considerável abertura, perda do prumo das paredes, e/ou assentamentos diferenciais das fundações (resultantes da redistribuição das cargas na superestrutura, devida à distorção);
- Moderados (abertura de fissuras) – danos superficiais, nos elementos mais frágeis (e não solidários com a estrutura) do edifício, como janelas de vidro, paredes e revestimentos exteriores ou interiores (especialmente de estuque);
- Mínimos – prolongamento de fissuras pré-existentes (cosméticas) e oscilações de objetos soltos (candeeiros, móveis, etc..).

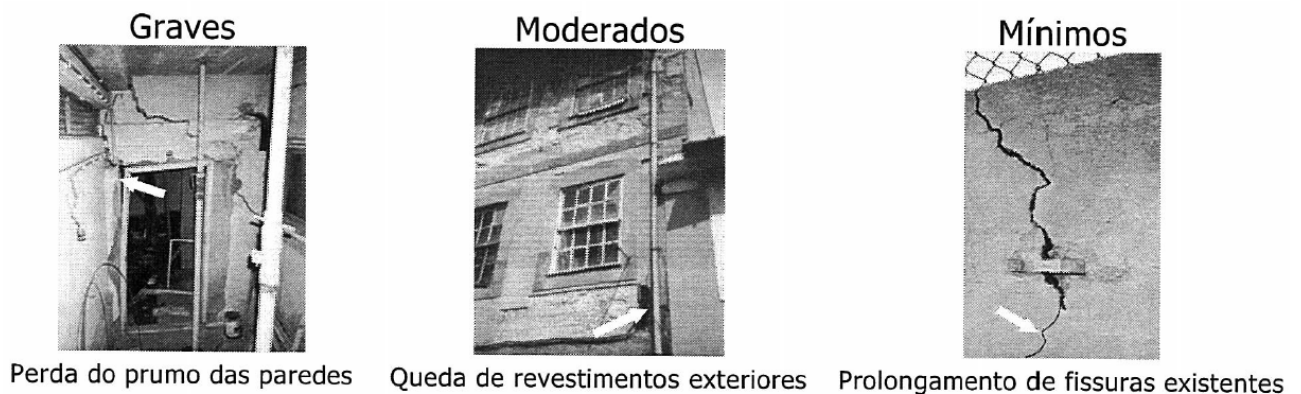


Figura 2.9 - Danos estruturais devidos a várias intensidades de vibração (Bernardo, 2004).

2.3.3 MONITORIZAÇÃO DAS VIBRAÇÕES

A monitorização das vibrações com origem em explosões deve ter início antes destas acontecerem, onde o controlo das vibrações é apenas um dos vários parâmetros a ter em consideração. O ruído, a produção de poeiras, a projeção de fragmentos, a segurança dos envolvidos, a qualidade dos resultados obtidos, o manuseamento e armazenamento dos explosivos, a segurança específica da explosão e as responsabilidades provenientes da mesma, são apenas alguns dos pontos tidos em consideração quando são realizadas as monitorizações de vibrações.

Para iniciar a preparação dos trabalhos de rebentamento em maciços rochosos, é necessário começar-se por realizar um reconhecimento da área envolvente à zona de explosões. Dowding (1996) recomenda um raio de 120 metros, ou uma distância a partir da qual as vibrações espectáveis sejam inferiores a 2 mm/s (a

regulamentação portuguesa atribui um limite mínimo de 1,75 mm/s). Essa mesma área poderá ser difícil de definir, caso não existam trabalhos realizados anteriormente nessa mesma zona (Resende, 2010).

As características geológicas e geotécnicas da área de rebentamento deverão ser cuidadosamente estudadas. A profundidade da cobertura do solo, o nível da água e as características geomecânicas também deverão ser estimadas ou medidas, principalmente quando as fundações das estruturas tiverem assentes no mesmo. Na maioria dos casos o nível de informação existente é abaixo do desejado. Contudo, pelo menos o material de fundação das construções mais vulneráveis deverá ser conhecido bem como a velocidade de propagação do som no terreno.

As estruturas e equipamentos existentes dentro do perímetro de influência das vibrações, estejam construídos acima ou abaixo do nível do solo, devem ser identificados e a sua sensibilidade verificada. Para tal, cada uma das estruturas e ou equipamentos deverão ser analisados e o nível de vibração definido de acordo com os parâmetros da respetiva legislação, nomeadamente o estado de conservação, a respetiva esbeltez e o seu valor patrimonial.

A dificuldade mais comum nestas avaliações encontra-se na definição do máximo nível de vibrações para estruturas sensíveis (património histórico, habitações de população com necessidades especiais, hospitais, laboratórios e indústrias de precisão). No entanto, toda a informação disponível deve ser registada para que possa ser elaborado o Plano de Monitorização de Vibrações (Figura 2.10).

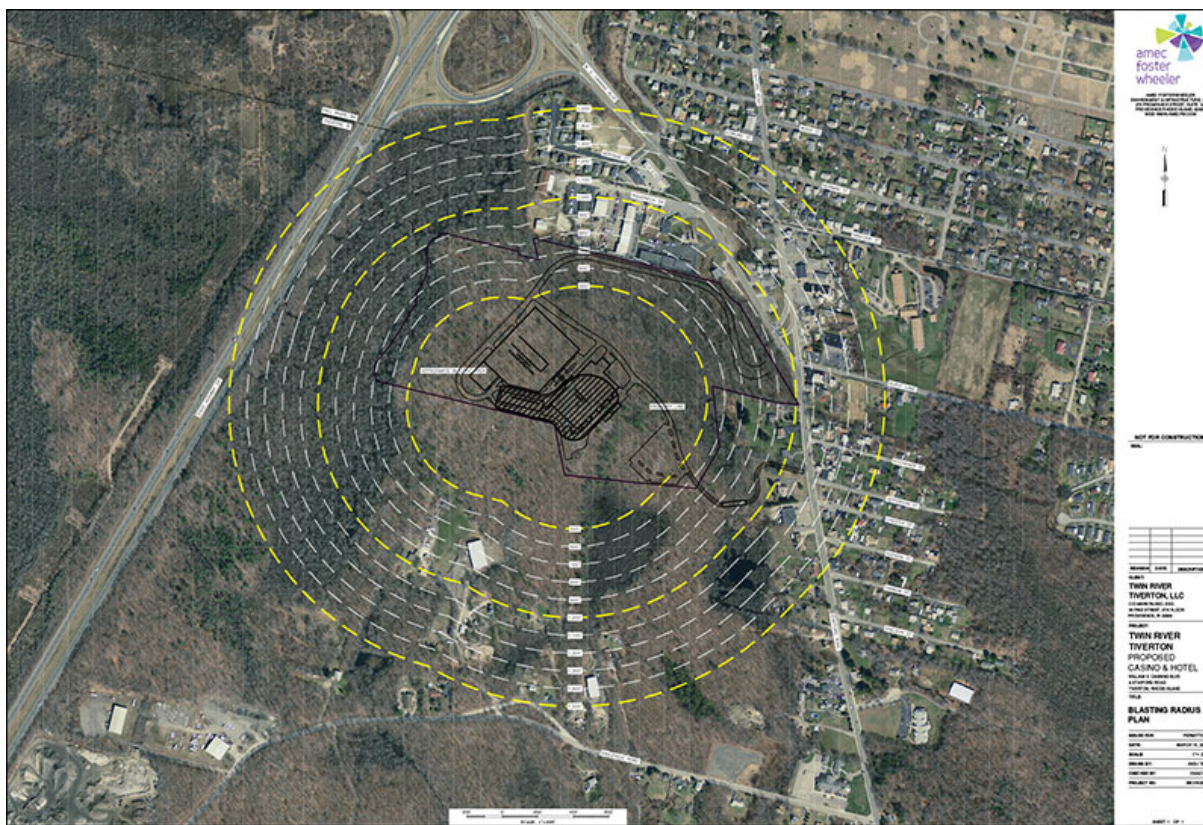


Figura 2.10 – “Blasting Radius Plan” definição da zona afeta à área de detonação, parte integrante de um Plano de Monitorização de Vibrações (Amec Foster Wheeler, 2017).

Numa abordagem empírica, tendo por base a legislação própria, adequando à estrutura em análise o limite de velocidade a respeitar, é necessário determinar a lei de propagação das vibrações adaptada ao local, de modo a poder extrapolar a carga máxima que se poderia usar por petardo, desde que seja conhecida a distância à estrutura a proteger.

Alguns autores (Bernardo, 2004; Sitharam, 2012) citam E.H. Rockwell, como um dos responsáveis, em 1927, no desenvolvimento dos primeiros trabalhos relacionados com vibrações provenientes de explosões, onde era considerado o deslocamento das partículas de uma estrutura como o fator que melhor indicava a forma como esta resistia às vibrações, e que o valor crítico desse parâmetro correspondia a cerca de 0,75 mm. Com base neste pressuposto, em 1950 G. Morris propôs uma das primeiras leis de atenuação ondulatória, com base na amplitude do referido deslocamento (δ') (Equação (2.5)). Nesta equação, considerava k como uma constante adimensional característica do local, assumindo valores de 0,57 para rochas duras até 3,40 para solo.

$$\delta' = k \frac{\sqrt{Q}}{R} \quad (2.5)$$

em que Q corresponde à carga de explosivo por petardo (kg) e R à distância da explosão ao ponto onde se pretende determinar o deslocamento (m).

Na sequência de investigações posteriores, foi proposto uma expressão alterada (Equação (2.6)), que considerava a velocidade vibratória de pico (v), sendo válida para a detonação de cargas cilíndricas (Jimeno et al., 1995).

$$v = k \left(\frac{\sqrt{Q}}{R} \right)^n \quad (2.6)$$

onde n e k seriam constantes empíricas características do local ou estimadas com base em dados geológicos.

Tendo por base a expressão anterior a agência United States Bureau of Mines (USBM) estabeleceu um critério de dano (Equação (2.7)), entendido como adequando aquando da ausência de instrumentação de registos de vibrações, relacionando a distância de segurança R_s (m) com a carga de explosivo por petardo Q (kg).

$$R_s \geq 22,5\sqrt{Q} \quad (2.7)$$

Atualmente, a equação (2.8) é reconhecida por vários autores (Hustrulid, 1999; Jimeno et al., 1995), como a equação que melhor define a lei de atenuação das vibrações nos terrenos originados por detonação de cargas explosivas, sendo devida a Johnson (1971) com a forma geral:

$$v = aQ^bR^c \quad (2.8)$$

onde v é a velocidade vibratória resultante (mm.s^{-1}), R é a distância entre os pontos de detonação e de registo (m) e Q é a carga de explosivo por retardo (kg). As constantes adimensionais a , b e c , são características dos locais e dos desmontes.

Analisados os registos existentes, podem ser estabelecidos estatisticamente, por regressão linear múltipla, diversas relações desse tipo, expressas por diferentes constantes a , b e c , em função dos valores anómalos. É escolhida como equação representativa da lei de atenuação aquela que apresente o melhor coeficiente de correlação.

No caso de não existirem registos de explosões prévias na zona, bem como as respetivas vibrações induzidas, deve ser realizado um programa inicial de testes. Contudo, mesmo com informação prévia é difícil, se não impossível, prever com confiança o nível de vibrações induzidas. O programa de testes começa com cargas de baixa intensidade, que vão aumentando à medida que se consegue confiança nas vibrações registadas.

Antes do início de qualquer explosão ou rebentamento, é usualmente elaborado um Plano de Produção de Explosões com detalhes dos locais de furação e padrões de rebentamento. Este plano deve indicar o horário das explosões que deve ser restrito a dias de trabalho, no arco diurno, entre outras, dependendo das atividades existentes na área envolvente.

Com a informação recolhida sobre as características da área de rebentamento, os resultados obtidos do Programa de Testes de Explosões e elaborado o Plano de Produção de Explosões, pode ser estabelecido o Plano de Monitorização. Neste plano deve estar descrito os equipamentos a utilizar para as monitorizações, modelo e fabricante, se mede velocidades ou acelerações, número de transdutores (uni ou triaxial), sensibilidade e alcance, bem como que dados são registados, a sua capacidade de alocar informação e a alimentação energética do sensor (Figura 2.11). O método de recolha de informação também deve estar descrito no Plano de Monitorização, nomeadamente quem tem acesso aos sensores, quando são visitados e a forma de recolha dos dados. Deve estar explícito a forma de fixação dos sensores, bem como caso necessário, o tipo de estruturas que foram elaboradas para os acomodar.



Figura 2.11 - Sismómetro Geosig GSR-16, transdutor utilizado pelo LNEC em campanhas de monitorização de vibrações (Geosig, 2017).

O Plano de Monitorização também pode incluir a monitorização estrutural, nomeadamente o deslocamento das estruturas (translação, rotação e inclinação) e ainda a fissuração. O tipo de medição (métodos topográficos, medidores de inclinação ou de fissuras) deve ser descrito, bem como a frequência das medições, a responsabilidade das leituras a efetuar e ainda os limites pré-estabelecidos.

Todos os dados recolhidos e respetiva informação elaborada deve ser preservada para utilização em situações futuras.

Devem ser estabelecidos os níveis de vibração máximos, os tipos de alerta a efetuar, bem como os procedimentos a tomar quando estas situações ocorrem. Todas as atividades na zona devem parar de imediato quando estes níveis sejam excedidos, não devendo retomar até que tenham sido identificadas as causas e realizadas as devidas correções.

Durante todo o processo é importante que seja estabelecida uma comunicação aberta com a população local, devendo para isso recorrer aos jornais, televisão, rádio, associações, clubes, dando conhecimento das atividades que se irão realizar, quando as mesmas se irão desenvolver e os impactos previsíveis nas vidas das pessoas.

3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE BARRAGENS DE BETÃO E MACIÇOS DE FUNDAÇÃO

3.1 Considerações Iniciais

A construção de obras de cariz especial como as barragens, em virtude do seu avultado investimento económico e morosidade no processo construtivo, bem como qualquer obra de reparação e ou reforço associado às mesmas, traduz-se numa necessidade acrescida da elaboração de estudos iniciais aprofundados para verificação do cumprimento das exigências de segurança, relativamente à sua funcionalidade, bem como à segurança de colapso (Pereira Gomes, 2005).

Os problemas na engenharia podem ser resolvidos por diferentes metodologias, contudo, o recurso à modelação numérica traduz-se numa eficiência ao nível do tempo, custo e qualidade de resultados. No entanto, essa modelação deverá ser realizada de uma forma ponderada e devidamente calibrada através da comparação com resultados obtidos por outras metodologias (observação do protótipo, ensaios experimentais, etc.). Com modelos e metodologias numéricas devidamente calibradas e representativas do real comportamento dos diversos fenómenos que ocorrem numa obra é possível efetuar previsões fiáveis da resposta da estrutura. A validação dos

modelos numéricos é por isso uma tarefa fundamental para garantir a correspondência com a realidade.

3.2 Modelos e Métodos

A primeira fase da análise estrutural consiste na definição de modelos de comportamento das obras. Cada modelo é uma idealização do sistema que se pretende representar, no qual se fazem intervir apenas as variáveis que se julgam essenciais à caracterização do comportamento desse sistema (Pereira Gomes, 2005). Os sistemas a idealizar podem ser estáticos ou dinâmicos, sendo importante a diferenciação entre ambos. O sistema estático é aquele em que as propriedades que se pretende introduzir não variam com o tempo, podendo variar espacialmente. Já no sistema dinâmico tais propriedades variam no tempo, podendo também variar espacialmente.

Os modelos que são considerados essenciais para a avaliação da segurança estrutural das barragens de betão são os modelos estruturais. A definição destes modelos em função das propriedades do sistema e das solicitações que são geradas pelas ações, permitem ao engenheiro a determinação das respostas mecânicas. Estas respostas quantificam os parâmetros da resposta das estruturas que, por sua vez, permitem avaliar a sua segurança estrutural, utilizando critérios estabelecidos em legislação própria. As respostas mecânicas são obtidas através da implementação de métodos de análise adequados ao modelo definido.

Os métodos de análise consistem na resolução dos modelos adotados para o estudo de um determinado fenómeno (Pereira Gomes, 2005). A análise dos modelos de comportamento estrutural das barragens de betão tem sido realizada, essencialmente, com recurso a métodos experimentais e métodos numéricos.

3.2.1 MÉTODOS EXPERIMENTAIS

Os métodos experimentais não são objetivo de estudo deste trabalho, contudo, é importante realizar uma pequena abordagem para uma melhor contextualização da problemática envolvida.

A utilização de modelos reduzidos no estudo de fenómenos mecânicos observáveis num protótipo requer a satisfação da teoria da semelhança, com implicações na escolha dos materiais do modelo, do sistema de carga, dos sistemas de medição das grandezas físicas e na interpretação dos resultados (Pereira Gomes, 2005). A teoria da semelhança sobre a qual se rege o projeto e o ensaio de modelos físicos é formada por condições e relações que decorrem da necessidade do protótipo e do modelo obedecerem às mesmas leis físicas.

A correta reprodução da massa e consequentemente do peso próprio do material utilizado na simulação do protótipo é essencial no estudo de modelos reduzidos sob ações dinâmicas. Um modelo reduzido, no qual as forças de gravidade são significativas, poderá apresentar um comportamento satisfatório e o protótipo não.

No entanto, a utilização de métodos experimentais, ilustrado na Figura 3.1, é domínio ao qual tem sido atribuído uma maior importância, face aos avanços na eletrônica que possibilitam a substituição de antigos sistemas de aquisição e processamento pesados por novos muito mais flexíveis e baratos.

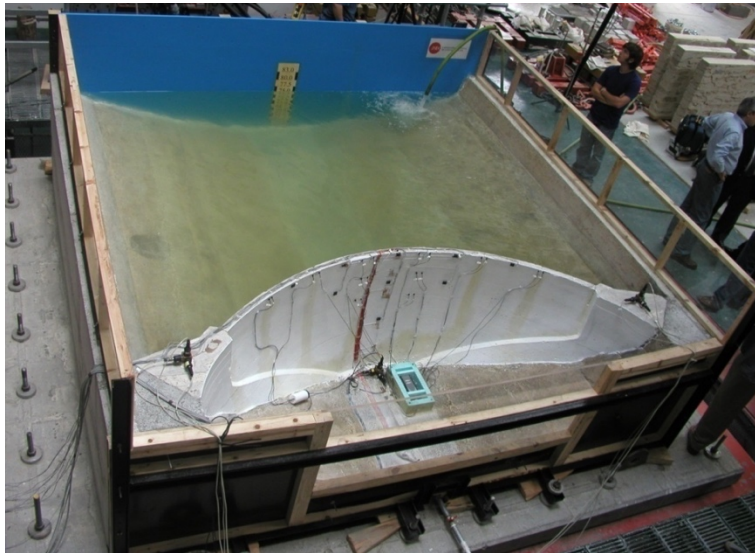


Figura 3.1 - Estudo dinâmico de uma barragem de betão na mesa sísmica tridimensional do LNEC.

3.2.2 MÉTODOS NUMÉRICOS

Um dos problemas mais comuns em Engenharia Civil é a determinação do campo de deslocamentos e da distribuição das extensões e das tensões em estruturas de comportamento aproximadamente elástico. As equações diferenciais necessárias para satisfazer os campos de deslocamentos, extensões e tensões que se instalam numa qualquer estrutura quando esta é submetida a solicitações exteriores são estabelecidas pela mecânica estrutural e podem ser resolvidas com recurso a métodos numéricos.

O desenvolvimento das capacidades computacionais tem permitido uma crescente utilização de métodos numéricos na solução de problemas regidos por equações diferenciais. Os métodos numéricos, embora produzam soluções aproximadas, têm um campo de aplicação muito vasto, tendo vindo a ser aplicados a cada vez mais ramos da ciência (Pereira Gomes, 2005).

No presente trabalho serão abordados principalmente o método dos elementos finitos e o método dos elementos discretos. O primeiro destaca-se pela sua generalidade e versatilidade,

enquanto que o segundo método, é uma técnica numérica desenvolvida para a modelação de meios descontínuos, inicialmente vocacionado para o estudo de problemas de mecânica das rochas, podendo ser utilizada tanto em problemas dinâmicos como em problemas estáticos.

3.3 Método dos elementos finitos

Com o Método dos Elementos Finitos (MEF) é possível obter soluções aproximadas para problemas representados, num dado domínio finito, por sistemas de equações diferenciais com determinadas condições de fronteira (Pereira Gomes, 2005).

Este método consiste essencialmente na decomposição do domínio a estudar em subdomínios, como se observa na Figura 3.2 e Figura 3.3, designados por elementos finitos e separados entre si por superfícies fictícias, que se interligam num número finito de pontos, denominados de pontos nodais, localizados sobre aquelas superfícies.

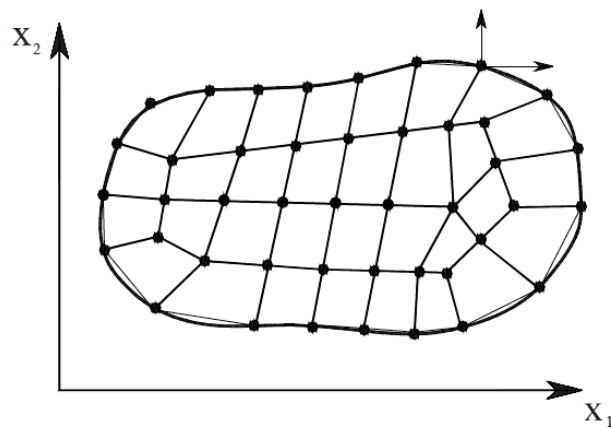


Figura 3.2 - Exemplo de um domínio em estado plano de tensão dividido em elementos finitos quadrangulares, (Oliveira & Pereira Gomes, 2016).

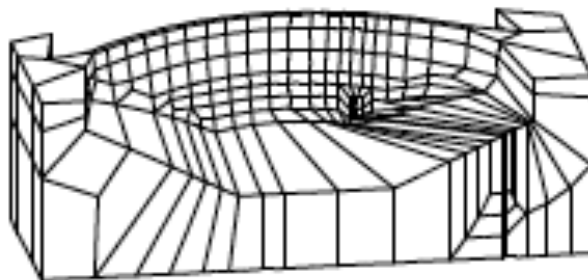


Figura 3.3 - Exemplo de um domínio tridimensional em elementos finitos (Oliveira & Pereira Gomes, 2016).

O MEF pode ser formulado em deslocamentos (elementos de compatibilidade), em tensões (elementos de equilíbrio) ou de forma mista (elementos mistos ou híbridos), sendo que na formulação em deslocamentos, são definidas funções de interpolação dos deslocamentos no interior e na fronteira dos elementos, para que seja possível garantir a compatibilidade de todos os pontos nodais do domínio. As funções definidas, traduzem a aproximação fundamental do MEF, que permitem calcular os deslocamentos (u) em qualquer ponto do interior e da fronteira do elemento (Equação (3.1)):

$$u = \underline{N} u^e \quad (3.1)$$

sendo u^e o vetor de deslocamentos nodais do elemento e \underline{N} a matriz das funções de interpolação adotada.

As funções de interpolação definidas pretendem representar, de uma forma aproximada, a variação dos deslocamentos ao longo do elemento finito. Quando estas funções representam exatamente essa variação de deslocamento, os valores determinados pelo MEF nos pontos nodais da estrutura serão exatos, salvo ocorrências de erros numéricos associados ao processo de cálculo. Caso contrário, quando as funções de interpolação não representam com exatidão a variação de deslocamentos, o resultado obtido será apenas uma aproximação. A partir daqui é possível concluir da importância das funções de interpolação na formulação do MEF, tanto que quanto mais próxima for a forma das funções de interpolação à da deformada exata do elemento, maior exatidão será possível obter nos resultados.

No estudo de peças lineares, torna-se mais fácil a determinação da expressão exata das funções de interpolação, ao passo que nos elementos planos e tridimensionais é de maior complexidade e dificuldade a sua determinação.

A cada grau de liberdade do elemento finito está associada uma função de interpolação, ou seja, a função de interpolação N_i , está associada ao grau de liberdade elementar i , tendo o valor unitário no grau de liberdade i e 0 em todos os restantes graus de liberdade. Estas funções serão tantas quanto o número de graus de liberdade do elemento finito que se adote, tendo como objetivo a representação do efeito da variação do deslocamento de um grau de liberdade do elemento sob os deslocamentos em todo o elemento, exceto nos restantes pontos nodais.

As relações de compatibilidade entre deslocamentos e deformações, podem ser escritas em notação indicial, segundo a hipótese dos pequenos deslocamentos (Equação (3.2)):

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (3.2)$$

onde ε_{ij} (tensor das deformações) representa o estado de deformação num ponto e $\frac{\partial u_i}{\partial x_j}$, a derivada parcial de um deslocamento, segundo a direção i , em ordem ao eixo cartesiano segundo a direção j .

A equação (3.2), para o equilíbrio tridimensional resulta na seguinte expressão matricial (Equação (3.3)):

$$\underbrace{\begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix}}_{\varepsilon} = \underbrace{\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} & \frac{\partial}{\partial x_2} \\ \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} \\ \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 \end{bmatrix}}_{\underline{L}} \underbrace{\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix}}_u \Leftrightarrow \varepsilon = \underline{L} u \quad (3.3)$$

Substituindo os deslocamentos \underline{u} da equação (3.1), que representa a equação fundamental do MEF, na equação (3.3), obtêm-se uma equação que permite determinar as extensões em qualquer ponto do domínio do elemento finito a partir dos deslocamentos nodais (Equação (3.4)):

$$\varepsilon = \underline{L} \underline{N} u^e \Leftrightarrow \varepsilon = \underline{B} u^e \quad (3.4)$$

em que os valores não nulos da matriz \underline{B} correspondem às derivadas das funções de interpolação em ordem às coordenadas gerais.

As relações constitutivas, no domínio elástico linear, podem escrever-se na forma (Equação (3.5)):

$$\sigma = \underline{D} \varepsilon - \underline{D} \varepsilon^0 + \sigma^0 \quad (3.5)$$

em que \underline{D} representa a matriz de elasticidade, ε^0 as deformações iniciais e σ^0 as tensões iniciais. Combinando as equações (3.4) e (3.5) é possível deduzir (Equação (3.6)):

$$\sigma = \underline{D} \underline{B} u^e - \underline{D} \varepsilon^0 + \sigma^0 \quad (3.6)$$

Pelo Princípio dos Trabalhos Virtuais pode ser obtida a equação de equilíbrio, admitindo que sobre os elementos de volume dv e de superfície de fronteira ds atua um determinado conjunto de forças, representadas pelas forças mássicas X e forças de superfície S , originando a seguinte equação (Equação (3.7)):

$$\int_V \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dv u^e - \int_V \underline{B}^T \underline{D} \varepsilon^0 dv + \int_V \underline{B}^T \sigma^0 dv = \int_V \underline{N}^T X dv + \int_S \underline{N}^T S ds \quad (3.7)$$

que é equivalente a escrever (Equação (3.8)):

$$\underline{K}^e u^e = F^e \quad (3.8)$$

sendo a matriz de rigidez elementar (\underline{K}^e) dada por (Equação (3.9)):

$$\underline{K}^e = \int_V \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} dv \quad (3.9)$$

considerando as forças devidas a extensões e tensões iniciais, o vetor das forças nodais equivalentes (F^e) é dado por (Equação (3.10)):

$$F^e = \underbrace{\int_V \underline{N}^T X dv}_{\text{Forças mássicas}} + \underbrace{\int_S \underline{N}^T S ds}_{\text{Forças de superfície}} + \underbrace{\int_V \underline{B}^T \underline{D} \varepsilon^0 dv}_{\text{Forças equivalentes a extensões iniciais}} - \underbrace{\int_V \underline{B}^T \sigma^0 dv}_{\text{Forças equivalentes a tensões iniciais}} \quad (3.10)$$

A resolução da equação (3.8), que exprime o equilíbrio de um elemento finito para forças e deslocamentos nodais é, de um modo geral, efetuada numericamente em coordenadas locais, usando, por exemplo, os pontos de Gauss para integração. Substituindo o integral da equação (3.9) por somatórios aos pontos de Gauss (n) considerados, pode-se rescrever a equação genérica para um elemento tridimensional (Equação (3.11)):

$$\underline{K}^e = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} H_i H_j H_k \quad (3.11)$$

sendo H_i , H_j e H_k os pesos dos pontos de Gauss de integração.

3.4 Método dos Elementos Discretos

3.4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O estudo de problemas da mecânica das rochas, assenta em modelos capazes de representar os acidentes geológicos (diáclases, falhas, etc) do maciço rochoso e o seu comportamento ao longo dos mesmos. Uma das possibilidades para dar resposta a esta necessidade, foi a inclusão de modelos de juntas no já conhecido Método dos Elementos Finitos. Em 1971, Peter Cundall desenvolveu o Método dos Elementos Discretos (MED), também conhecido por método dos blocos, uma formulação numérica orientada principalmente para os problemas de mecânica das rochas, mas com uma capacidade de aplicação em outros domínios, onde se torna necessário estudar o comportamento mecânico de um meio descontínuo.

O MED tem particular interesse em casos de estudo onde a resposta mecânica do sistema é essencialmente condicionada pela existência de descontinuidades, que por sua vez, são geralmente, as zonas de maior deformabilidade e menor resistência. É também vocacionado para estudar a evolução de processos de deformação e rotura nessas descontinuidades, determinando mecanismos e cargas de colapso (Pereira Gomes, 2005).

A aplicabilidade deste método é vasta, sendo capaz de responder quer em problemas dinâmicos, quer em estáticos ou quase-estáticos. Recorre-se para estes casos à introdução artificial de um amortecimento viscoso capaz de dissipar a energia cinética, convergindo desta forma para uma solução estática. Com este método é possível a inclusão do comportamento não-linear dos materiais, quer nas descontinuidades quer nos blocos, bem como não linearidades geométricas, como por exemplo, grandes deslocamentos dos blocos.

A massa de rocha no MED é simulada pela montagem de blocos rígidos planos em forma poligonal. Sendo os blocos rígidos livres no movimento, toda a deformabilidade do modelo se deve ao movimento de abertura, fecho e rotura das juntas. O processo de cálculo do movimento dos blocos, para cada instante, é realizado em duas etapas. Na primeira etapa, as forças e os momentos que atuam em cada bloco são adicionados e aplicados ao seu centro de massa. Na

segunda etapa, a equação do movimento de cada bloco é resolvida de forma independente (Resende, 2010).

O MED sofreu inúmeras melhorias na sua formulação, principalmente ao nível dos *softwares* de cálculo, o programa *Universal Distinct Element Code* (UDEC), *software* de aplicação do MED em problemas planos, introduziu uma malha triangular de elementos finitos em cada bloco, possibilitando a deformabilidade da rocha em resposta ao modelo, uma alteração que possibilitava a fissuração das rochas de acordo com o nível de tensão introduzida. Mais tarde o *software Three-dimensional Discrete Element Code* (3DEC), do mesmo fabricante que o UDEC, levou as possibilidades do MED às três dimensões, capacitando o mesmo com novas ferramentas tais como a inclusão de elementos estruturais lineares e de casca, possibilitando a representação de cabos de reforço, vigas e forros de túnel. Foi também introduzido a capacidade de cálculo hidráulico e térmico, que por sua vez, conduz ao cálculo termo-hidro-mecânico. Por fim, quando a discretização não apresenta uma precisão suficiente, o 3DEC é capaz de empregar uma malha parabólica de elementos finitos como malha interna dos blocos cúbicos.

3.4.2 DISCRETIZAÇÃO DO MODELO

A utilização do MED começa pela divisão do modelo a estudar em blocos separados por descontinuidades reais ou virtuais. Estes blocos são representados normalmente por um poliedro, no caso tridimensional, correspondendo-lhe três graus de liberdade de translação e três graus de liberdade de rotação, ou por um polígono, no caso bidimensional, com três graus de liberdade de translação e um grau de liberdade de rotação.

Aos blocos que vão compor o modelo deve ser definido o seu comportamento, podendo ser considerados como rígidos, onde a deformabilidade do modelo concentra-se na deformabilidade das descontinuidades, tendo os blocos apenas movimento de corpo rígido, ou, como deformável, quando a deformabilidade dos blocos não pode ser desprezada. Estes blocos podem ser discretizados internamente, por exemplo, numa malha de elementos finitos, sendo habitual a utilização de elementos de deformação constante (tetraedros em 3D ou triângulos em 2D).

3.4.3 GESTÃO DOS CONTATOS

Definidas as superfícies de descontinuidade no modelo, é necessário identificar os contatos entre os diversos blocos constituintes do mesmo. Na sua maioria, os modelos de elementos discretos baseiam-se na hipótese de contacto pontual, cuja definição estabelece a interação entre os blocos

por intermédio de pontos de contato cuja localização é normalmente nos vértices dos blocos (Lemos, 1995).

A atualização dos contatos entre os blocos constituintes do modelo, resulta da necessidade de identificar sucessivas posições espaciais dos blocos, podendo originar novos contatos ou a eliminação de alguns. No caso de blocos deformáveis, os nós dos elementos discretizados funcionam como novos vértices, estabelecendo-se nestes o contato (Figura 3.4).

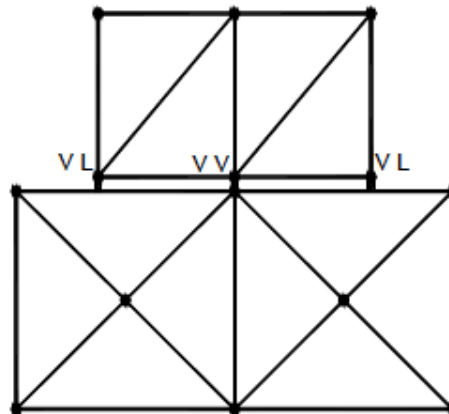


Figura 3.4 - Contactos entre os blocos deformáveis (VV - vértice-vértice e VL - vértice-lado) (Pereira Gomes, 2005).

Existem vários tipos possíveis de contacto, não existindo apenas o contacto pontual, contudo, as diferentes possibilidades de contacto podem ser sempre decompostas em contactos pontuais, facilitando desta forma o processo de deteção de contactos sem perda de rigor.

Geometricamente, um contacto entre blocos pode ser definido através de um vértice, uma aresta ou pela face composta por estes. No caso bidimensional (Figura 3.4), podem ser agrupados em três tipos os contactos entre blocos poligonais: vértice-vértice, vértice-lado e lado-lado. Contudo o contacto lado-lado pode ser decomposto em contactos tipo vértice-lado, obrigando apenas à necessidade de deteção de dois tipos de contacto. No caso tridimensional, existem seis tipos de contactos, que correspondem às diversas combinações das definições geométricas de um bloco. Também neste caso é possível reduzir as combinações possíveis de contactos a dois tipos fundamentais vértice-face e aresta-aresta (Figura 3.5).

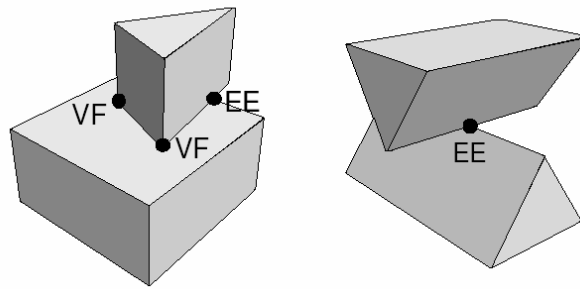


Figura 3.5 - Contactos entre blocos rígidos tridimensionais (VF – vértice-face e EE – aresta-aresta) (Lemos, 2001).

Não sendo prático em cada passo de cálculo a realização de testes aos blocos para deteção dos contactos, é definido um indicador de movimento do bloco. Este é na sua maioria um majorante do movimento real do bloco, possibilitando desencadear o processo de deteção dos contactos apenas quando este indicador atinge um determinado valor.

3.4.4 CICLO DE CÁLCULO

O MED simula a interação e o movimento dos corpos, através do cálculo do movimento dos corpos no tempo, sobre a influência das forças de carga de contacto, cuja forma apenas é limitada pela capacidade do modelo em gerar as suas interações (polígonos, bolas ou esferas). As duas principais fases de cálculo são: cálculo das forças em jogo e a resolução das equações do movimento. Em cada ciclo do MED, representado na Figura 3.6, está associado um passo de cálculo Δt .

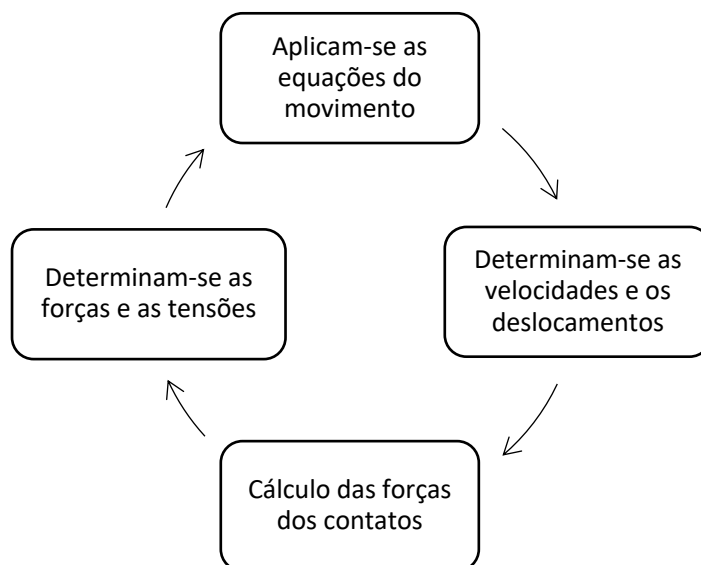


Figura 3.6 – Ciclo de cálculo do Método dos Elementos Discretos (Adaptado de Resende, 2010).

3.4.5 EQUAÇÕES DOS MOVIMENTO

No caso dos blocos rígidos, é possível caracterizar o movimento de cada bloco a partir do movimento do seu centróide, para tal, no caso tridimensional é necessário considerar seis graus de liberdade nesse ponto (três translações e três rotações). Desta forma, as duas equações que descrevem o movimento do bloco são relativas aos movimentos de translação e movimentos de rotação. Os movimentos de translação do centróide do bloco, respeitam a 2ª Lei de Newton, transcrita pela equação (3.12):

$$\ddot{u}_i + \alpha \cdot \dot{u}_i = \frac{F_i}{m} \quad (3.12)$$

onde i representa a direção do deslocamento, os vetores \dot{u} e \ddot{u} representam respetivamente a velocidade e a aceleração do centróide, α o coeficiente de amortecimento viscoso, F o vetor resultante das forças que atuam no bloco e m a massa do bloco.

Para os movimentos de rotação, os corpos rígidos terão de respeitar a versão simplificada das equações de Euler, transcrita pela equação (3.13):

$$\dot{w}_i + \alpha \cdot w_i = \frac{M_i}{I_S} \quad (3.13)$$

sendo w e \dot{w} respetivamente os vetores de rotação e velocidade rotacional do bloco, M o vetor resultante dos momentos aplicados no centróide e I_S o momento de inércia (escalado) igual nas três direções.

A equação original de Euler foi simplificada desprezando, na equação (3.13), os produtos de inércia e o momento de inércia (I_S) é uma média dos momentos principais de inércia do bloco. Esta simplificação da equação de Euler é válida para o caso das velocidades muito pequenas, ou seja, a resolução de problemas quase-estáticos.

No caso de blocos deformáveis, o movimento resume-se às translações (3.12), sendo função dos movimentos dos pontos nodais.

Cada passo de cálculo passa pela integração das equações (3.12) e (3.13), que normalmente é efetuado com o recurso ao método das diferenças finitas centrais. Considerando um passo de cálculo Δt , no instante t a velocidade em cada ponto é dada pela média das velocidades a meio do intervalo anterior e posterior.

$$\dot{u}_i(t) = \frac{\dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right) + \dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)}{2} \quad (3.14)$$

A aceleração no mesmo instante t é calculada da mesma forma:

$$\frac{\partial \dot{u}_i(t)}{\partial t} = \frac{\dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right) + \dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)}{\Delta t} \quad (3.15)$$

Inserindo estas equações ((3.14) e (3.15)) na equação geral de movimento translacional (3.12), é possível resolver a equação em ordem ao termo $\dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right)$, uma vez que o termo $\dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right)$ já é conhecido do passo anterior e as resultantes das forças e dos momentos são conhecidas para o instante t :

$$\dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) = \dot{u}_i\left(t - \frac{\Delta t}{2}\right) + \frac{F_i(t)}{m} \Delta t \quad (3.16)$$

O deslocamento no passo de tempo seguinte ($t + \Delta t$) é calculado através de:

$$u_i(t + \Delta t) = u_i(t) + \dot{u}_i\left(t + \frac{\Delta t}{2}\right) \Delta t \quad (3.17)$$

Uma das vantagens deste algoritmo consiste na versatilidade com que ser aplicado tanto a problemas estáticos como dinâmicos, lineares ou não-lineares. Na análise dinâmica não linear, contrariamente aos algoritmos iterativos, não é necessária a convergência em cada passo de tempo. O algoritmo tem a vantagem de ser independente em relação ao tipo de elemento empregue e aos modelos constitutivos dos contatos e dos materiais.

3.4.6 ESTABILIDADE NUMÉRICA

Num cálculo estático, a convergência do algoritmo de integração explícita depende do passo de cálculo, que por sua vez, depende da maior frequência própria do sistema. O cálculo da frequência própria mais alta do modelo é uma tarefa morosa, exigindo a montagem e inversão de uma matriz de rigidez, cujas propriedades vão sendo alteradas a cada passo.

Uma maneira excessivamente conservadora, mas eficiente, de calcular o valor mais alto da frequência de vibração do modelo, passa por considerar cada partícula como uma estrutura isolada, com um grau de liberdade, caracterizada pela sua massa e inércia, apegada a uma mola que resume as contribuições de todas as molas dos contatos que se ligam à partícula. O período de translação da partícula é então dado por:

$$P = 2\pi \sqrt{\frac{m}{\sum k}} \quad (3.18)$$

O período de rotação é calculado de forma similar, substituindo a massa e a rigidez de translação pelo momento angular de inércia e pela rigidez rotacional. A cada partícula é designado um passo de cálculo crítico para o movimento de translação e de rotação, correspondendo ao passo de cálculo do modelo o mínimo dos passos de cálculo, de translação e de rotação. Este passo de cálculo é verificado periodicamente, de forma a que possa acomodar mudanças nas características do modelo, como a criação de novos contatos ou o desaparecimento de existentes.

3.4.7 ESCALA DA MASSA E AMORTECIMENTO MECÂNICO

Nos cálculos estáticos, apenas tem interesse a solução final, desta forma, é conveniente usar o passo de cálculo estável mais elevado, possibilitando acelerar o mais possível os cálculos. Uma vez que a massa na equação (3.16) não possui um significado físico real, a massa das partículas (não o seu peso próprio) pode ser alterada à vontade. Este procedimento, denominado de escala de massa ou densidade, pretende chegar a um passo de cálculo crítico unitário, dimensionando a massa de cada partícula de modo a que a relação dentro da raiz quadrada na equação (3.18) se aproxime.

Em cálculos dinâmicos, o amortecimento modela a atenuação da onda de choque do material, devido à fricção entre partículas, com perda de energia associada que ocorre em todas as estruturas e materiais reais. Em cálculos estáticos, o amortecimento é empregue para tirar energia ao sistema até chegar ao estado final. Quando não existe amortecimento incluindo nas equações de movimento, o modelo vibrará sem parar, nunca alcançado o estado estacionário final, uma vez que, no cálculo estático, os estados transitórios dinâmicos não são relevantes e o amortecimento não está ligado ao problema físico, sendo tratado como um artefacto numérico.

4

MODELO DE UM BLOCO EXPERIMENTAL DE MACIÇO ROCHOSO

4.1 Considerações Iniciais

Tal como foi referido no capítulo 1, a conceção de um modelo experimental simplificado além de promover a compreensão da linguagem de código do *software* 3DEC da Itasca, permite estudar a propagação das ondas ao longo do maciço rochoso devido a ações dinâmicas como por exemplo as pegas de fogo. Seguindo a metodologia de Dowding (1996), referida na secção 2.3, o objetivo deste capítulo situa-se claramente na primeira etapa, onde se pretende estimar e estudar a forma mais eficiente para a simulação da pega de fogo no maciço rochoso.

O estudo realizado neste capítulo foi efetuado com o recurso a uma versão do *software* 3DEC *freeware*, que limita ao utilizador o cálculo a realizar em qualquer modelo elaborado, ou seja, sem a utilização de uma chave própria do fabricante que disponibilize todas as potencialidades do programa, tendo sido utilizado nos capítulos posteriores a versão completa.

4.2 Modelo experimental

A conceção de um modelo experimental simplificado para compreender a linguagem de código do *software* 3DEC, bem como estudar a forma mais eficiente para simular a ação da pega de fogo no maciço rochoso foi executado em duas partes, com recurso a dois modelos de formas e dimensões diferentes. Numa primeira parte, pretende-se estudar a menor dimensão da zona de cálculo dos modelos que possibilite a correta reprodução das vibrações e na segunda, a determinação da ação dinâmica que melhor simula as pegas de fogo e os impactos associados a estas.

A escolha de ordenação das partes a estudar, tem como critério a eliminação de variáveis, ou seja, a dimensão da zona de cálculo tem influência direta no estudo da ação dinâmica que simula as pegas de fogo, na medida em que, a calibração desta variável permite ganhos no tempo da execução do cálculo, bem como uma diminuição do erro associado conforme se irá verificar neste capítulo.

4.2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E FÍSICAS DO MODELO

No primeiro modelo modelou-se um cubo, de dimensões definidas na Tabela 4.1 e a sua representação gráfica no ambiente de utilizador no *software* 3DEC é apresentada através da Figura 4.1. Este modelo pretende simular a interação das pegas de fogo com o maciço rochoso envolvente, que se encontra sujeito aos impactos diretos das pegas de fogo. De seguida, foi concebido um modelo paralelepípedo, com dimensões também definidas na Tabela 4.1 e representado na Figura 4.2, que pretende simular o volume de maciço rochoso entre o ponto de localização da pega de fogo e a fundação da barragem, permitindo a observação da propagação das vibrações ao longo do maciço e ainda as velocidades de entrada na fundação da barragem.

Tabela 4.1 - Dimensões dos modelos experimentais.

Modelo	Comprimento [m] (Eixo XX)	Largura [m] (Eixo YY)	Altura [m] (Eixo ZZ)
Cubo	21	21	21
Paralelepípedo	100	5	5

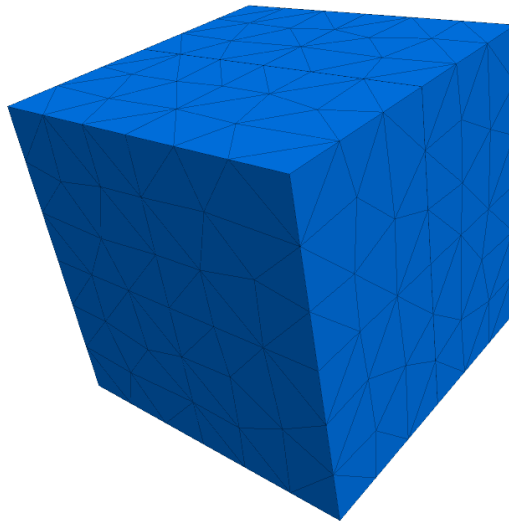


Figura 4.1 - Representação gráfica do modelo experimental cubico no software 3DEC.

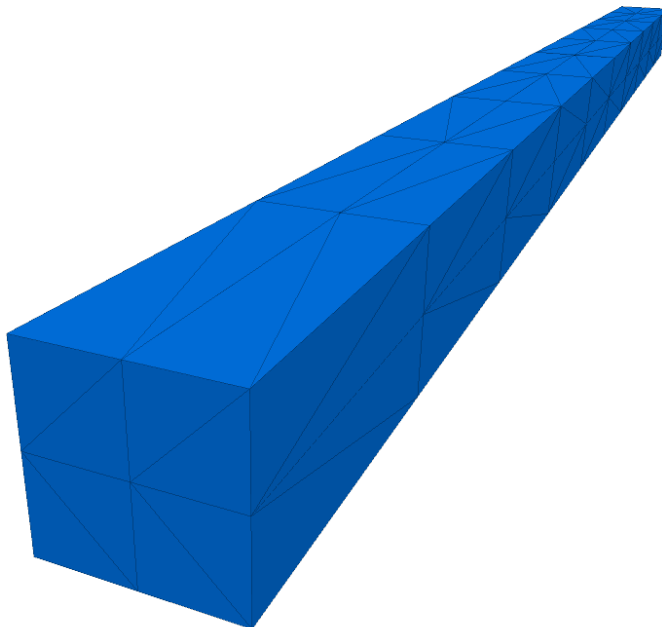


Figura 4.2 - Representação gráfica do modelo experimental paralelepipedico no software 3DEC.

Em ambos os modelos são definidas as mesmas características mecânicas, uma vez que ambos representam o mesmo bloco de maciço rochoso: módulo de elasticidade (E), o coeficiente de Poisson (ν) e a massa específica (ρ). Os valores atribuídos a estas características mecânicas, para as simulações realizadas nestes modelos, são apresentados na Tabela 4.2. Com base nestes valores determina-se o módulo de compressibilidade (K) e o módulo de distorção (G) calculados pelas equações (4.1) e (4.2) respetivamente, e cujos resultados se apresentam na Tabela 4.3.

Tabela 4.2 - Características mecânicas do material dos modelos numéricos experimentais.

Modelo	Módulo de Elasticidade (E) [Pa]	Coefficiente de Poisson (ν)	Massa específica (ρ) [Kg/m ³]
Cubo / Paralelepípedo	1 x 10 ¹⁰	0,2	2600

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.2)$$

Tabela 4.3 - Características elásticas dos modelos.

Modelo	Módulo de Compressibilidade (K)	Módulo de Distorsão (G)
Cubo / Paralelepípedo	5,56 x 10 ⁹	4,17 x 10 ⁹

No *software* 3DEC para que o utilizador introduza as ações dinâmicas é necessário definir os pontos e ou áreas de aplicação. Só é permitido aplicar forças em pontos bem definidos, correspondentes a vértices da face exterior dos blocos, foram geradas juntas em ambos os modelos, segundo os três eixos, repartindo os mesmos internamente em oito blocos, possibilitando assim a aplicação de forças no eixo do modelo global. Desta forma, o *software* obriga à definição das características das juntas de modo a que seja possível a execução dos cálculos, nomeadamente, a rigidez normal, a rigidez tangencial, a coesão e a sua resistência à tração, sendo os valores aplicados apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Características elásticas das juntas dos modelos numéricos experimentais.

Rigidez Normal [Pa/m]	Rigidez Tangencial [Pa/m]	Coesão [Pa]	Resistência à Tração [Pa]
10 x 10 ¹⁰	10 x 10 ¹⁰	10 x 10 ¹⁰⁰	10 x 10 ¹⁰⁰

Uma vez que as juntas nos modelos experimentais foram geradas apenas com o propósito de definir o ponto de aplicação das ações dinâmicas segundo o eixo dos modelos, a definição dos valores para as características das juntas pretende traduzir uma rigidez de tal forma elevada, que se traduza numa transmissão das forças e velocidades que atravessam as juntas sem que ocorra uma absorção por parte destas.

4.2.2 ZONAS DE CÁLCULO

Em ambos os modelos, foram realizados dois cálculos, tendo por base o comprimento da zona de cálculo (l_z). A dimensão da zona de cálculo, corresponde à dimensão dos elementos nos quais será subdividido o modelo, sendo esta dimensão definida pelo utilizador que por sua vez, pode ser concebida automaticamente pelo *software* tendo como base geométrica um tetraedro ou através da elaboração de uma malha com recurso a um *software* auxiliar.

Em Resende (2010), é possível verificar que o comprimento da zona (l_z) é dependente do menor comprimento de onda, de acordo com a equação (4.3), que por sua vez varia segundo um rácio de 6 a 10 vezes o comprimento da zona.

$$\lambda_{\min} = (6 \text{ a } 10) * l_z \quad (4.3)$$

Resende (2010) refere ainda que, porque o comprimento de onda de uma dada onda é o quociente entre a velocidade de propagação da respetiva onda e a sua frequência, equação (4.4), e uma vez que, a velocidade de propagação de uma onda compressiva (a onda mais rápida do corpo) é função das propriedades elásticas do material, equação (4.5), a frequência mais elevada que pode ser corretamente reproduzida é determinada pelo comprimento da zona.

$$\lambda_{\min} = \frac{c_p}{f_{\max}} \quad (4.4)$$

$$c_p = \left[\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho} \right]^{0,5} \quad (4.5)$$

Com base nos resultados da Tabela 4.3 e recorrendo à equação (4.5), obtêm-se uma velocidade de propagação da onda compressiva do meio (c_p) de 2067 m/s. A partir destes resultados foi possível realizar alguns testes sobre as dimensões possíveis das zonas de cálculo,

face à dimensão dos modelos e em virtude de neste capítulo ter sido utilizado uma versão de avaliação do *software* 3DEC, que por sua vez limita o utilizador às mil zonas de cálculo.

Dos testes realizados foi possível determinar os tamanhos mínimos das zonas de cálculo, respetivamente, 4 metros para o cubo e 2,5 metros para o paralelepípedo, sendo que o tamanho máximo a utilizar em ambos os modelos para as zonas de cálculo terá a dimensão de 10 metros. Esta última dimensão de cálculo tem sido utilizada em outros modelos de barragens pelo LNEC, face à dimensão global dos modelos das barragens bem como os passos de cálculo necessários a realizar pelo *software*, possibilitando a obtenção de resultados aceitáveis, com um erro admissível estimado igual ou inferior a 10%.

A primeira conclusão deste capítulo passa pela dimensão das zonas de cálculo, uma vez que, se verificou em ambos os modelos que para a dimensão de 10 metros nas zonas de cálculo, o *software* só reproduz corretamente frequências até aos 34 Hz, de acordo com os resultados da Tabela 4.5. A determinação deste erro baseou-se na diferença entre os valores das velocidades registados no ponto de controlo mais distante da zona de aplicação da ação dinâmica comparativamente com o ponto de controlo mais perto.

Tabela 4.5 - Percentagem de erro associado à reprodução das frequências nos modelos experimentais.

Zona de Cálculo [m]	Frequência [Hz]	Erro [%]
10	50	38,94
	40	16,51
	35	10,70
	34,5	10,26
	34	9,77
	30	5,54

4.2.3 APLICAÇÃO DA AÇÃO DINÂMICA

Para que seja possível a aplicação de uma ação dinâmica externa no modelo concebido, o *software* solicita ao utilizador algumas informações, nomeadamente:

- Tipo de ação;
- Intensidade da ação;
- Tipo de história para aplicar a ação;
- A zona ou limites de aplicação da ação.

No tipo de história, o utilizador pode recorrer a histórias pré-definidas pelo *software* (por exemplo funções seno ou coseno) ou, com recurso a uma tabela, estipular uma série temporal. Esta série, ou história, por sua vez será multiplicada pelo tipo de ação e respetiva intensidade, no período de tempo estipulado, dentro dos limites ou zona do modelo definidos.

Uma história que pretende representar uma detonação com recurso a explosivos ascende rapidamente a uma amplitude p_0 num tempo t_{p_0} e descende progressivamente até zero. Estas histórias pretendem representar os processos complexos ocorridos numa detonação, como a pulverização do maciço rochoso, a expansão de gases que tem lugar dentro e em redor do furo de detonação em apenas alguns milissegundos.

Resende (2010) refere algumas histórias que se aproximam da caracterização de uma pega de fogo. Uma das histórias possíveis apresentadas pelos autores Kiehl e Werfling (2003) é a da Figura 4.3, uma história linear-exponencial que deriva de uma função triangular capaz de simular uma pega de fogo.

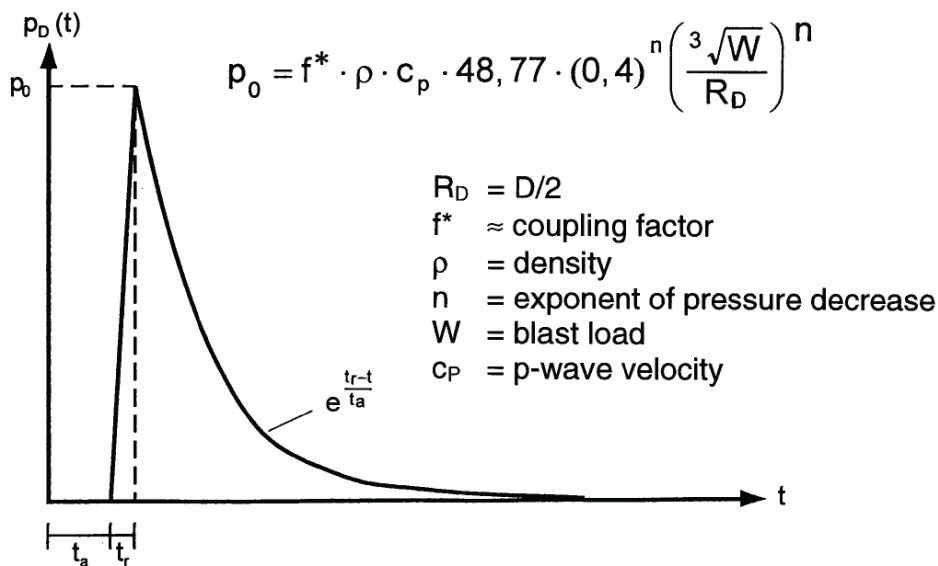


Figura 4.3 - História linear-exponencial de Kiehl e Werfling (2003) adaptado de Resende (2010).

Com o propósito de minimizar o tempo despendido no decurso desta fase do trabalho, simplificando o estudo da história que melhor se enquadra para representar o efeito de uma pega de fogo, bem como possibilitar a concretização do objetivo principal deste trabalho, foi utilizado uma história pré-definida pelo *software*, o impulso, que é definido pela equação (4.6), tendo a mesma sido calibrada de modo a que se aproximasse o máximo da história apresentada na Figura 4.3.

$$Imp = 0,5 * (1 - Cos(2\pi * freq * \Delta t)) \quad (4.6)$$

em que *freq* corresponde à frequência que se pretende aplicar e Δt o instante de cálculo no tempo em que é aplicado o impulso.

A instrução do 3DEC para a definição do impulso é definida por “*impulse freq tload*”, onde *freq* é a frequência a aplicar na equação (4.6) e a variável *tload*, por sua vez, indica ao *software* o instante de tempo onde termina a aplicação da respetiva história.

Realizaram-se cálculos para as frequências compreendidas entre os 10 e 60 hertz, com variação apenas na casa das dezenas para o respetivo intervalo, ou seja, seis frequências diferentes para cada simulação. Este intervalo de frequências para o qual foram realizadas as simulações, é o intervalo de frequências nos quais foram registados maiores picos de velocidade durante as medições efetuadas pelo LNEC, e as que podem solicitar mais a barragem, sendo desta forma, o intervalo com mais interesse em estudar.

Em cada frequência definiu-se a variável *tload* pelo valor correspondente ao respetivo período, possibilitando desta forma a aplicação de uma onda completa, conforme se apresenta na Figura 4.4.

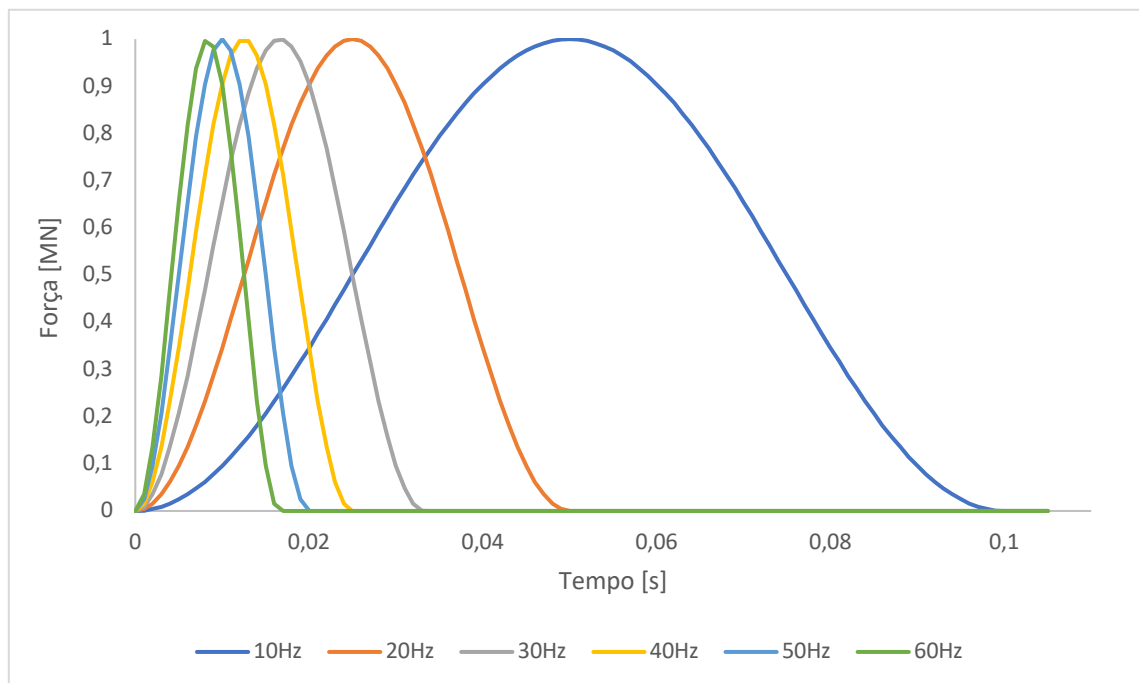


Figura 4.4 - Representação gráfica das histórias de impulsos estudadas nos modelos experimentais.

Desta forma foram estudados três tipos de ações dinâmicas, para cada modelo experimental, todas elas com recurso ao mesmo tipo de história, para simular as pegas de fogos, em todos com variação na frequência imposta e no respetivo período, através de:

- um impulso de velocidade, que é aplicado em nós da malha;
- um impulso de força, sendo possível escolher os nós de aplicação da força; e
- um impulso de pressão, sendo necessário estabelecer a área de aplicação da pressão.

4.2.4 FRONTEIRAS E LIMITES DE CÁLCULO

Para que ambos os modelos possam simular blocos de maciço rochoso, foram definidas as características das fronteiras de forma a simular a situação real de meio semi-infinito. No modelo cúbico todas as fronteiras são viscosas, ou seja, as vibrações são absorvidas, simulando a sua transmissão para a envolvente, com exceção do plano ZZ de +10,5 metros, a que foi dado a característica de superfície livre, simulando desta forma a superfície livre do maciço rochoso. À semelhança deste, para o modelo paralelepípedo, todas as fronteiras têm características viscosas com exceção do plano ZZ + 2,5 metros cuja fronteira é livre.

No modelo cúbico, as ações dinâmicas foram aplicadas segundo o eixo ZZ, no plano de +10,5 metros visível na Figura 4.5, tendo sido aplicado no eixo no caso da força e na área envolvente deste para a velocidade e para a pressão. No modelo paralelepípedo, as ações dinâmicas foram aplicadas segundo o eixo XX, no plano de -50,0 metros conforme a Figura 4.6, tendo sido aplicado segundo o eixo no caso da força e à semelhança do modelo cúbico, na área envolvente para a velocidade e para a pressão.

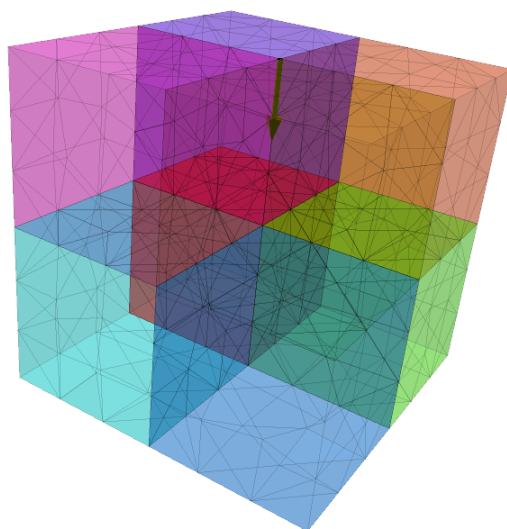


Figura 4.5 - Sentido de aplicação das ações dinâmicas no modelo numérico experimental cúbico.

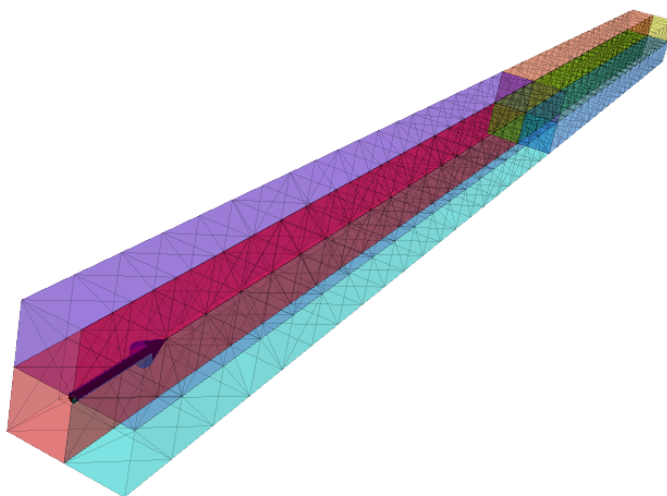


Figura 4.6 - Sentido de aplicação das ações dinâmicas no modelo numérico experimental paralelepédico.

4.2.5 DETERMINAÇÃO DOS VALORES DE PPV

De acordo com a NP 2074:1983, o valor da velocidade máxima de vibração a considerar $V_{máx}$, obtido através da equação (4.7), é o maior dos valores medidos durante o período em que decorre o registo. Sendo a velocidade máxima de vibração a característica que importa estudar por forma a comparar com a NP 2074:1983, foi imposto ao *software* a apresentação dos resultados sobre a forma de velocidade segundo as três direções (eixos XX, YY e ZZ), nos pontos em que a sua medição foi solicitada. No caso do modelo cúbico foram registadas as velocidades ao longo do eixo ZZ, centrado no modelo, nos pontos +10,5; 0,0 e -10,5 metros (Figura 4.7). No modelo paralelepédico as velocidades foram registadas ao longo do eixo XX, centrado no modelo, nos pontos -50,0; -25,0; 0,0; +25,0 e +50,0 metros para as alturas segundo ZZ de 0,0 e +2,5 metros correspondentes ao eixo do modelo e ao seu topo, que representa a superfície do terreno (Figura 4.8).

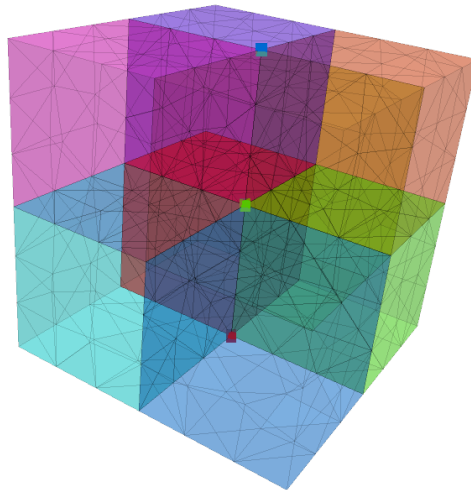


Figura 4.7 – Localização dos pontos de controlo no modelo numérico experimental cúbico.

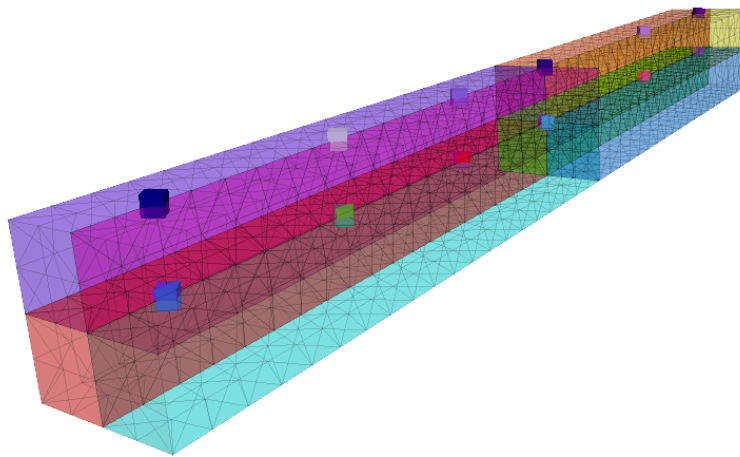


Figura 4.8 - Localização dos pontos de controlo no modelo numérico experimental paralelepípedo.

$$V_{m\acute{a}x} = \left| \sqrt{V_L^2(t) + V_V^2(t) + V_T^2(t)} \right| \quad (4.7)$$

A NP 2074:1983 indica ainda que, a velocidade máxima de vibração não pode ser calculada através da soma vetorial dos valores máximos, em cada direção, uma vez que estes ocorrem em instantes distintos (t_A , t_B e t_C). Desta forma, o valor de $V_{m\acute{a}x}$, conforme a equação (4.8), será menor que soma dos valores máximos em cada direção.

$$V_{m\acute{a}x} < \left| \sqrt{\text{m\acute{a}x.}[V_L^2(t_A)] + \text{m\acute{a}x.}[V_V^2(t_B)] + \text{m\acute{a}x.}[V_T^2(t_C)]} \right| \quad (4.8)$$

Sendo o objetivo neste capítulo o estudo da forma mais eficiente para simular as pegas de fogo no maciço rochoso, a determinação dos valores da velocidade $V_{m\acute{a}x}$, para cada simulação, foi simplificada e deduzida através da equação (4.8), uma vez que, o *software* 3DEC permite ao utilizador a visualização dos valores máximos, positivos e negativos, da velocidade segundo cada direção. As tabelas Tabela 4.6, Tabela 4.7, Tabela 4.8 apresentam os resultados dos valores da velocidade vibratória de pico ($V_{m\acute{a}x}$), deduzidos para cada ponto de observação, nas seis frequências impostas, para os dois casos de zonas de cálculo em cada modelo experimental.

Tabela 4.6 - Valores da velocidade vibratória de pico para o modelo numérico experimental cúbico.

Freq. [Hz]	Ponto (ZZ)	$V_{m\acute{a}x}$ [mm/s]					
		Força (l_z)		Velocidade (l_z)		Pressão (l_z)	
		4 m	10 m	4 m	10 m	4 m	10 m
10	+10,5	93,39	4,72	0,93	0,92	256,95	157,77
	0,0	9,43	1,53	0,08	0,24	107,62	92,87
	-10,5	2,02	0,83	0,05	0,13	97,24	67,13
20	+10,5	84,21	28,75	10,00	10,00	1986,45	2055,44
	0,0	16,01	16,57	3,02	7,10	1947,16	1960,67
	-10,5	16,93	16,11	3,06	6,90	1893,23	1940,18
30	+10,5	121,38	41,30	10,00	10,01	1913,61	2093,23
	0,0	16,54	21,23	2,11	5,70	1934,39	1997,71
	-10,5	15,51	15,24	2,25	5,20	1881,21	1868,81
40	+10,5	167,42	52,18	10,00	10,04	1883,01	2207,14
	0,0	18,89	25,02	1,72	5,22	1858,01	2036,31
	-10,5	13,77	16,17	1,77	3,96	1795,77	1774,52
50	+10,5	188,31	60,27	9,99	10,07	1850,94	2312,53
	0,0	21,67	26,70	1,32	4,96	1737,98	1992,46
	-10,5	12,23	16,33	1,35	3,40	1705,60	1646,92
60	+10,5	237,60	65,71	9,99	10,10	1902,69	2376,36
	0,0	23,89	27,67	1,19	4,68	1663,92	1910,44
	-10,5	11,61	16,19	1,14	3,03	1637,69	1510,68

Tabela 4.7 - Valores da velocidade vibratória de pico para o modelo numérico experimental paralelepípedo ($L_z = 2,5\text{ m}$).

$L_z = 2,5\text{ m}$		$V_{m\acute{a}x}$ [mm/s]					
Freq. [Hz]	Ponto (XX)	Força		Velocidade		Pressão	
		Eixo	Topo	Eixo	Topo	Eixo	Topo
10	- 50,0	22,83	12,87	0,97	0,58	89,81	94,29
	- 25,0	6,27	6,27	0,42	0,41	55,59	55,34
	0,0	5,74	5,62	0,39	0,37	49,67	47,63
	+ 25,0	5,37	5,35	0,37	0,36	45,59	44,99
	+ 50,0	4,99	4,92	0,34	0,33	41,01	40,07
20	- 50,0	91,27	88,64	10,02	9,69	956,69	953,95
	- 25,0	88,46	88,35	9,60	9,57	953,93	950,56
	0,0	88,11	87,98	9,58	9,54	952,10	947,54
	+ 25,0	87,33	87,27	9,56	9,54	949,44	947,36
	+ 50,0	85,64	85,56	9,28	9,25	921,36	918,56
30	- 50,0	94,81	89,05	10,02	9,37	957,89	953,76
	- 25,0	88,36	88,09	9,22	9,16	951,96	945,66
	0,0	88,03	87,71	9,18	9,09	947,25	937,69
	+ 25,0	87,88	87,73	9,13	9,09	941,93	937,28
	+ 50,0	85,36	85,16	8,83	8,77	910,33	903,81
40	- 50,0	99,49	89,48	10,03	9,03	960,64	953,51
	- 25,0	88,23	87,73	8,81	8,69	950,73	936,00
	0,0	87,90	87,40	8,73	8,59	941,94	925,13
	+ 25,0	87,61	87,35	8,65	8,58	931,18	922,98
	+ 50,0	84,91	84,55	8,33	8,23	894,73	882,60
50	- 50,0	104,99	90,07	10,06	8,67	963,51	957,51
	- 25,0	88,10	87,58	8,41	8,26	946,98	930,02
	0,0	87,72	86,85	8,31	8,11	931,19	906,74
	+ 25,0	87,24	86,85	8,17	8,08	914,99	902,52
	+ 50,0	84,41	83,86	7,81	7,68	871,04	853,53
60	- 50,0	111,09	90,62	10,07	8,32	959,91	955,13
	- 25,0	88,20	87,13	8,01	7,83	942,66	914,68
	0,0	87,56	86,27	7,85	7,61	918,46	885,26
	+ 25,0	86,79	86,19	7,66	7,56	891,79	877,48
	+ 50,0	83,73	82,91	7,26	7,12	836,04	817,53

Tabela 4.8 - Valores da velocidade vibratória de pico para o modelo numérico experimental paralelepípedo ($L_z = 10$ m).

$L_z = 10$ m		$V_{m\acute{a}x}$ [mm/s]					
Freq. [Hz]	Ponto (XX)	Força		Velocidade		Pressão	
		Eixo	Topo	Eixo	Topo	Eixo	Topo
10	- 50,0	17,66	14,29	0,96	0,79	87,32	89,75
	- 25,0	6,78	7,49	0,41	0,40	41,95	39,21
	0,0	5,43	5,29	0,32	0,32	32,66	31,18
	+ 25,0	4,71	4,74	0,28	0,28	28,80	28,98
	+ 50,0	4,19	4,04	0,25	0,25	25,70	24,81
20	- 50,0	158,10	155,64	10,00	9,90	974,60	966,83
	- 25,0	153,82	153,42	9,83	9,79	958,75	955,80
	0,0	154,96	153,41	9,86	9,77	964,08	954,31
	+ 25,0	154,84	155,59	9,89	9,89	967,92	968,59
	+ 50,0	149,81	148,39	9,52	9,43	931,27	921,69
30	- 50,0	164,14	157,97	10,00	9,81	993,10	980,07
	- 25,0	159,73	158,51	9,79	9,72	987,42	981,95
	0,0	159,31	155,59	9,80	9,59	983,18	960,91
	+ 25,0	154,39	154,82	9,55	9,58	953,31	955,94
	+ 50,0	144,49	141,43	8,98	8,80	892,82	874,27
40	- 50,0	176,33	166,28	10,00	9,62	1049,10	1026,47
	- 25,0	159,27	158,49	9,45	9,44	978,84	971,33
	0,0	151,14	146,36	9,12	8,85	927,69	898,47
	+ 25,0	143,07	141,28	8,62	8,65	868,61	872,15
	+ 50,0	129,28	126,09	7,95	7,75	796,97	775,71
50	- 50,0	186,18	175,07	10,01	9,68	1108,88	1068,02
	- 25,0	152,77	151,33	8,82	8,84	928,16	919,12
	0,0	137,94	132,97	8,22	7,95	843,41	813,20
	+ 25,0	125,52	126,18	7,61	7,65	770,01	773,91
	+ 50,0	113,79	110,32	6,94	6,75	699,40	678,53
60	- 50,0	193,55	183,03	10,01	10,22	1152,59	1090,15
	- 25,0	142,66	139,95	8,14	7,95	861,41	852,32
	0,0	124,30	119,00	7,36	7,09	758,34	728,83
	+ 25,0	114,04	111,50	6,71	6,75	682,34	686,09
	+ 50,0	99,92	96,98	6,09	5,91	614,21	594,60

4.3 Comentários aos resultados

Os primeiros testes foram realizados com recurso aos modelos de um bloco experimental sobre a forma de um cubo e de um paralelepípedo. Analisando os resultados apresentados através da Tabela 4.6, Tabela 4.7 e Tabela 4.8, estes proporcionaram a exclusão do modelo de bloco cúbico para uma análise mais profunda, uma vez que face às suas dimensões, não é possível observar através dos valores registados nos pontos de controlo o efeito de propagação das ondas, com origem numa ação dinâmica. Desta forma, é possível tirar a primeira conclusão: o modelo de bloco experimental que melhor representa a propagação das ondas ao longo do maciço provenientes da utilização de explosivos é o modelo paralelepipedico, sendo este modelo o escolhido para ser aprofundado numa análise com o objetivo de interpretar a melhor representação do efeito de uma explosão no maciço através de uma ação dinâmica.

No parágrafo 4.2.2, são abordadas as dimensões das zonas de cálculo, tendo sido utilizado para ambos os modelos uma dimensão mínima diferente nos modelos e uma dimensão máxima comum a ambos. No modelo de bloco experimental paralelepípedo, foi utilizado uma zona de cálculo mínima ($L_z = 2,5$ m) que pode condicionar a obtenção de resultados em tempo útil no modelo da barragem, uma vez que este último é um modelo numérico pesado ao nível do processamento de informação, levando a que os cálculos sejam mais demorados. Desta forma, foi equacionado para o modelo da barragem a utilização uma dimensão para zona de cálculo intermédia.

O modelo de bloco experimental de forma paralelepipedica foi aperfeiçoado, procedendo-se à realização de novos testes, com variação nas dimensões de largura e altura para valores de 5, 10, 20 e 40 metros, mantendo-se constante o comprimento do modelo, para que fosse possível uma compreensão da variação da propagação das ondas com o espaço disponível para as mesmas ecoarem. Neste aperfeiçoamento repetiu-se a variação das dimensões da zona de cálculo, bem como o estudo da ação dinâmica que melhor representa o efeito da detonação de uma carga explosiva no maciço. Na Figura 4.9 à Figura 4.14 são apresentados os resultados das simulações efetuadas, correspondentes às medições no ponto de registo final do bloco, segundo o eixo do mesmo.

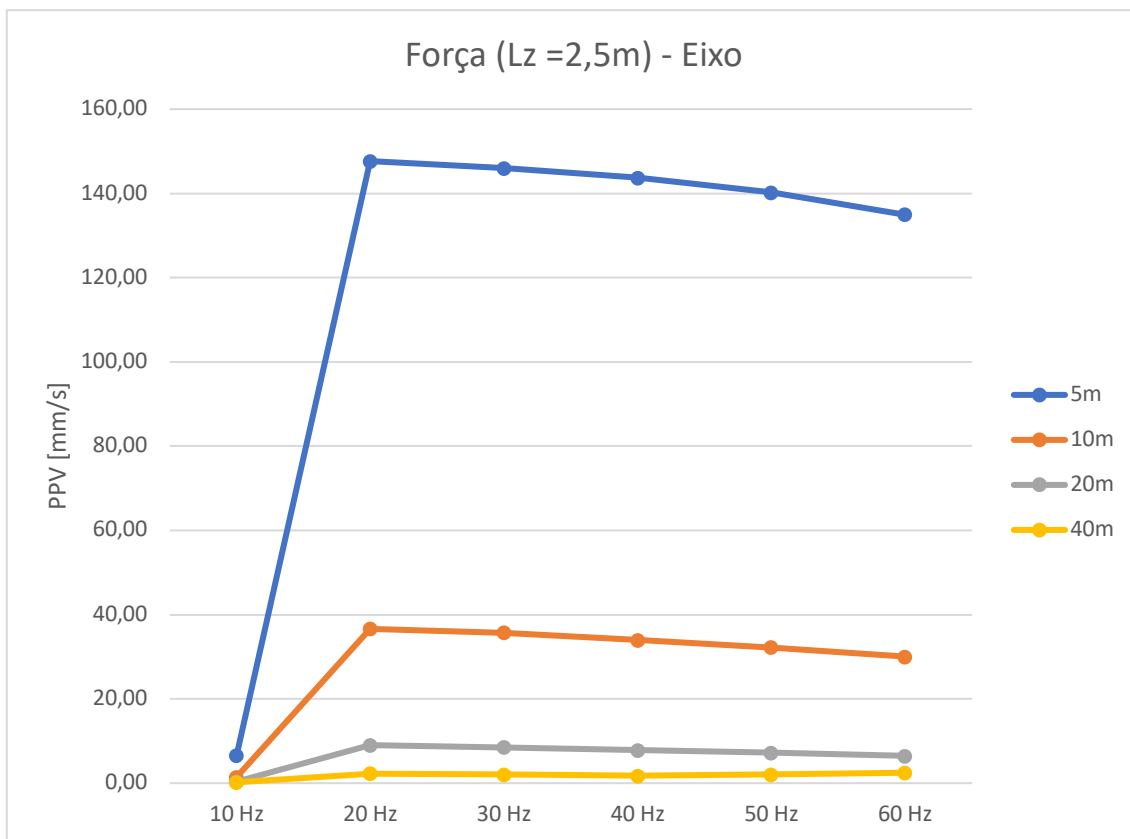


Figura 4.9 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepípedicos em função da frequência da ação dinâmica força aplicada (Lz = 2,5 m).

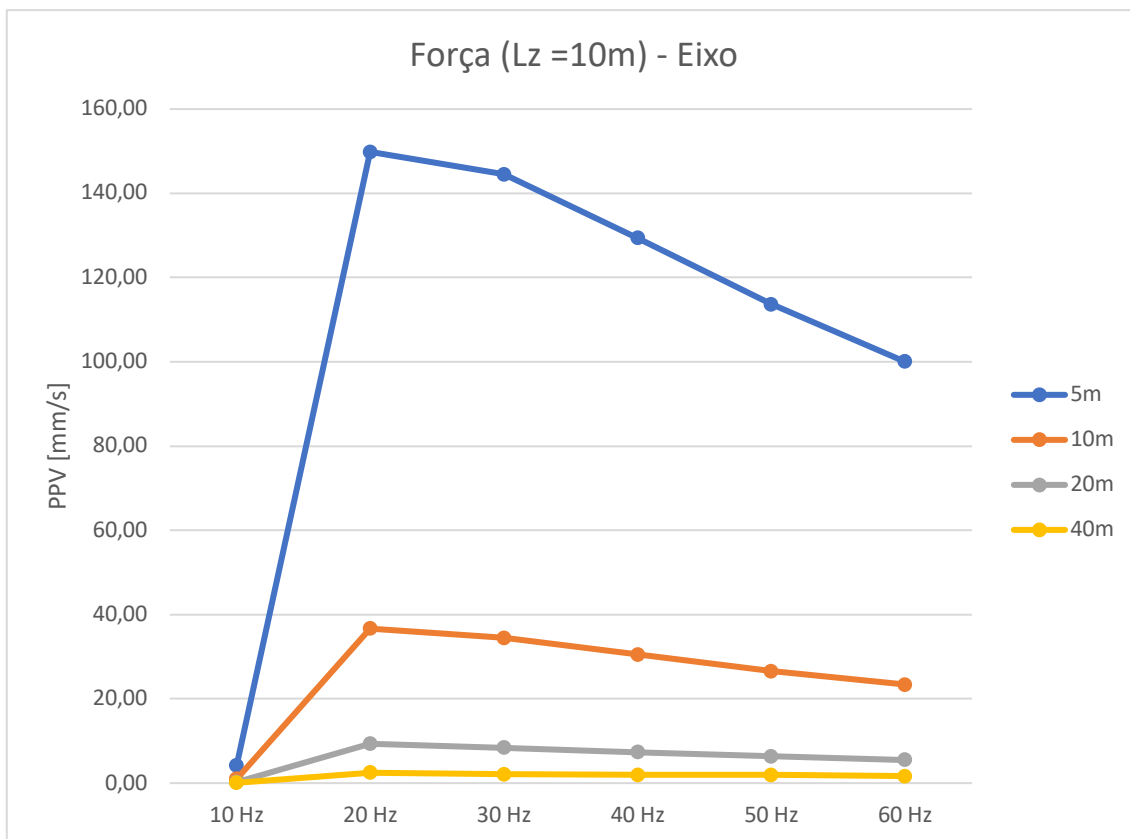


Figura 4.10 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepípedicos em função da frequência da ação dinâmica força aplicada (Lz = 10,0 m).

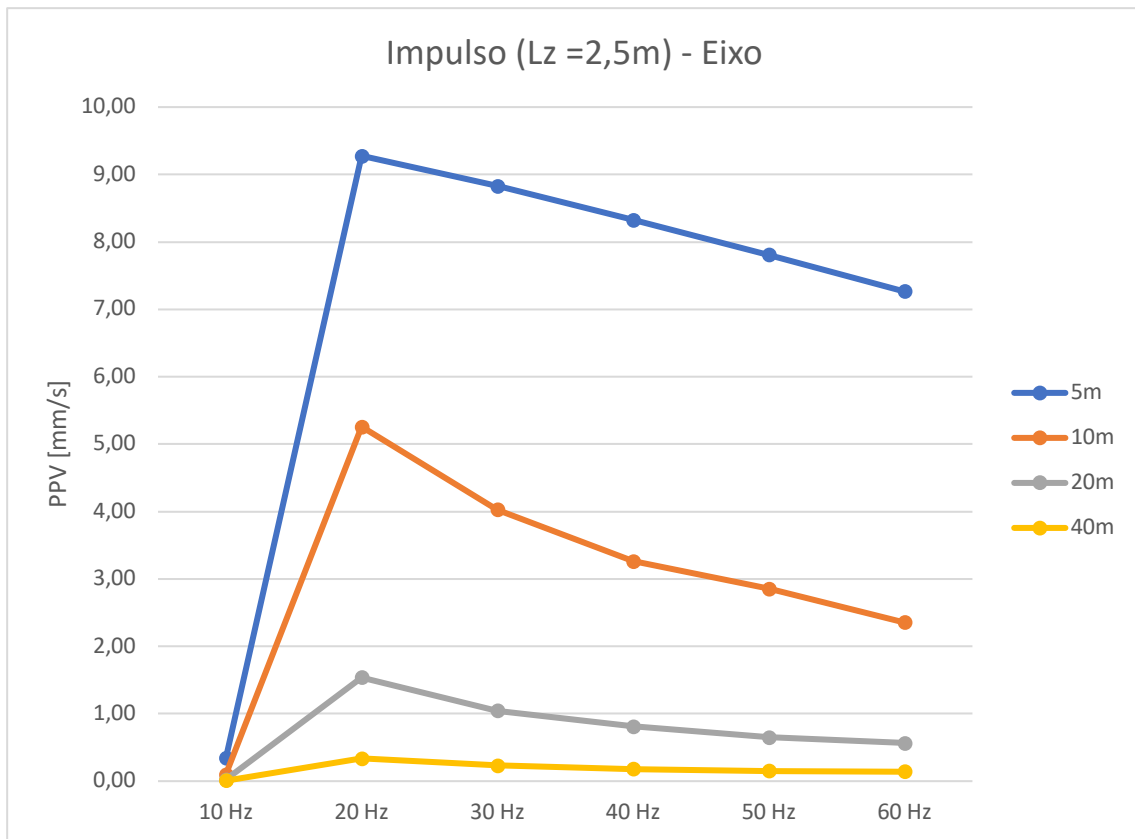


Figura 4.11 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepípedicos em função da frequência da ação dinâmica velocidade aplicada ($L_z = 2,5 m$).

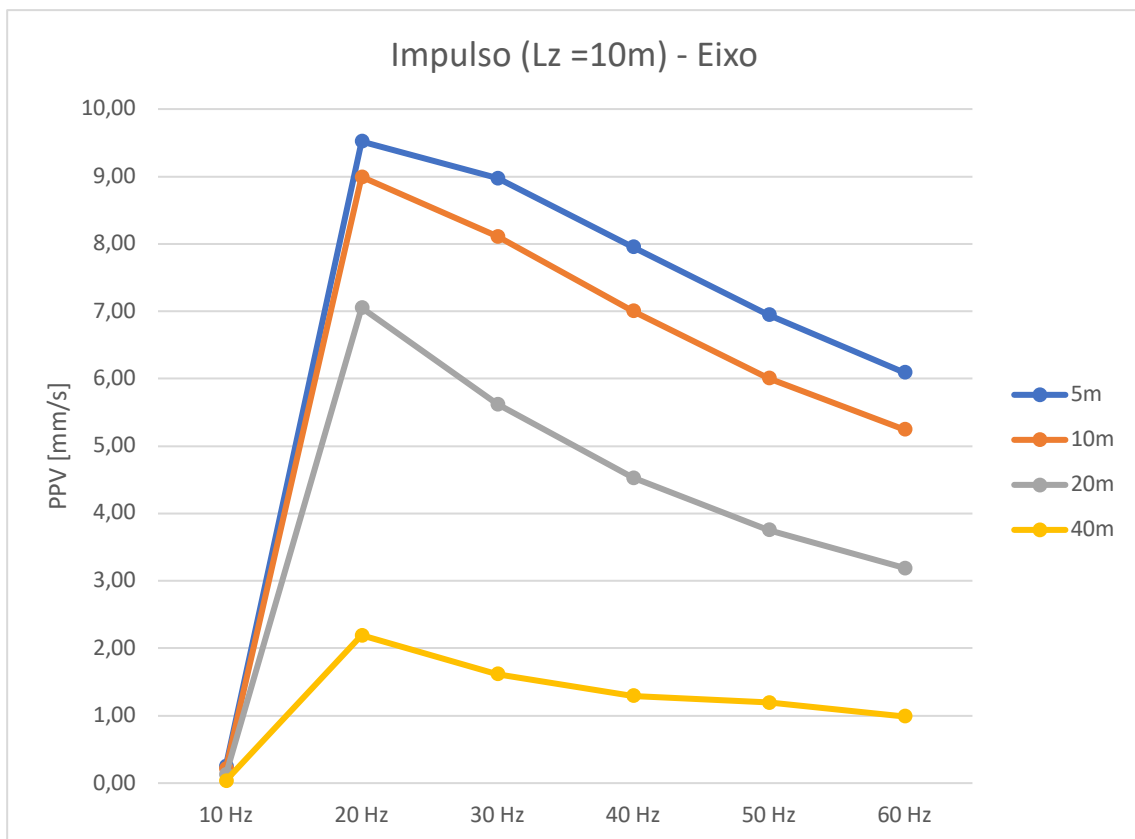


Figura 4.12 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepípedicos em função da frequência da ação dinâmica velocidade aplicada ($L_z = 10,0 m$).

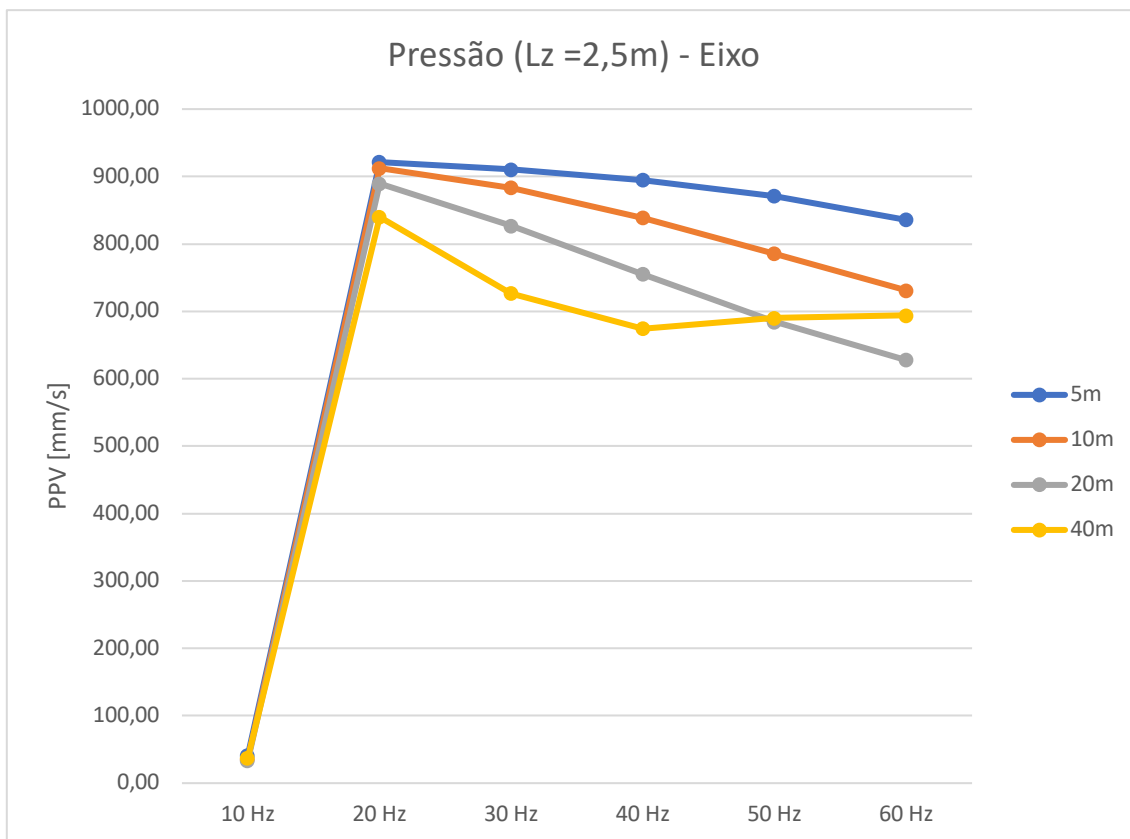


Figura 4.13 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepípedicos em função da frequência da ação dinâmica pressão aplicada (Lz = 2,5 m).

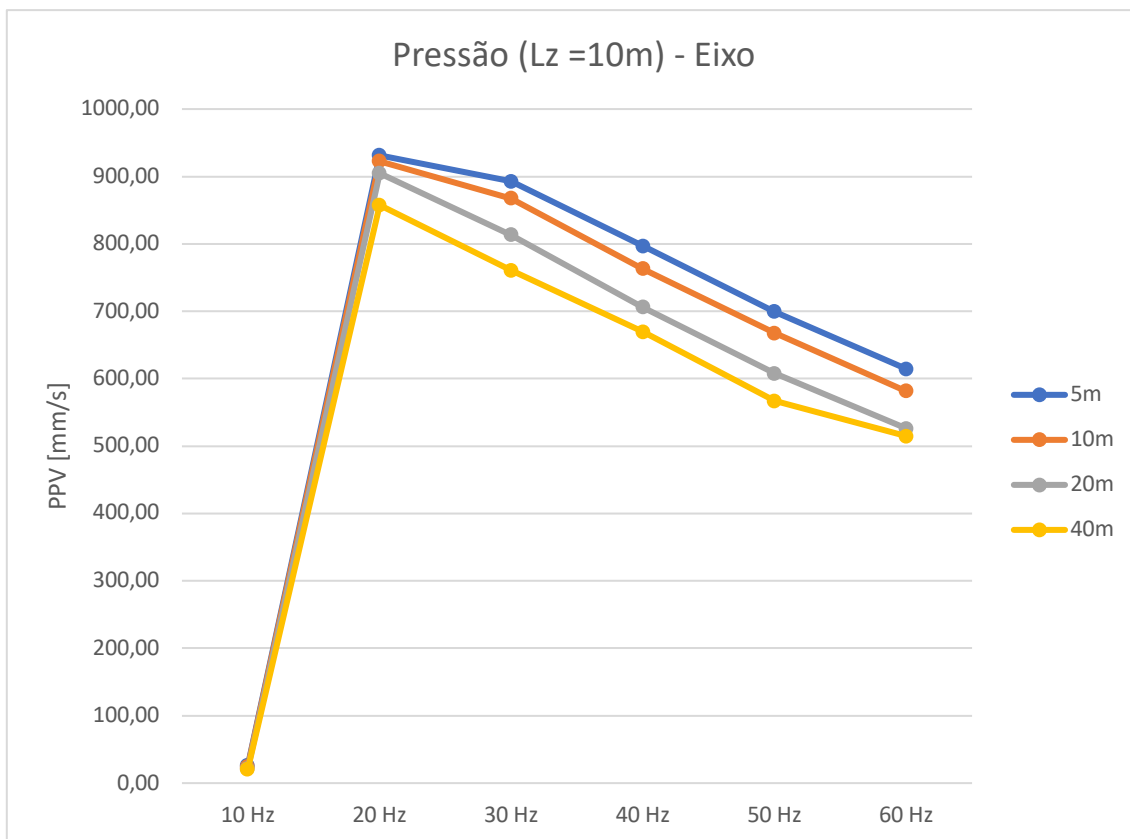


Figura 4.14 - Velocidade vibratória de pico no ponto do eixo dos modelos numéricos paralelepípedicos em função da frequência da ação dinâmica pressão aplicada (Lz = 10,0 m).

Com base nos resultados obtidos, é possível concluir que com a utilização de uma malha mais fina, uma dimensão da zona de cálculo mais reduzida, o *software* é capaz de processar a informação com um erro menor, ou seja, existe uma menor quebra nos valores entre os vários pontos de registo. Verifica-se também uma maior coerência de resultados para o modelo aperfeiçoado com maiores dimensões, como seria de esperar, pois permite que as ondas se propaguem durante mais tempo, sem que exista uma interrupção devido aos limites físicos impostos pelas dimensões do modelo.

Tendo em conta as características enunciadas ao longo do capítulo para os modelos, o comprimento admitido para o bloco experimental encontra-se muito próximo do comprimento de onda para a frequência de 10 Hz, motivo pelo qual para todos os gráficos se verifica que existe uma dificuldade em captar a velocidade incutida com esta frequência, nos pontos de controlo. A partir da frequência de 20 Hz o modelo é capaz de ler no mínimo dois comprimentos de onda ao longo do modelo numérico.

A Figura 4.15 e a Figura 4.16 dizem respeito ao ponto de registo final, na superfície do modelo, para a ação dinâmica força, onde se verifica uma semelhança na linha de tendência das curvas com os gráficos respeitantes aos valores segundo o eixo do modelo para a mesma ação dinâmica.

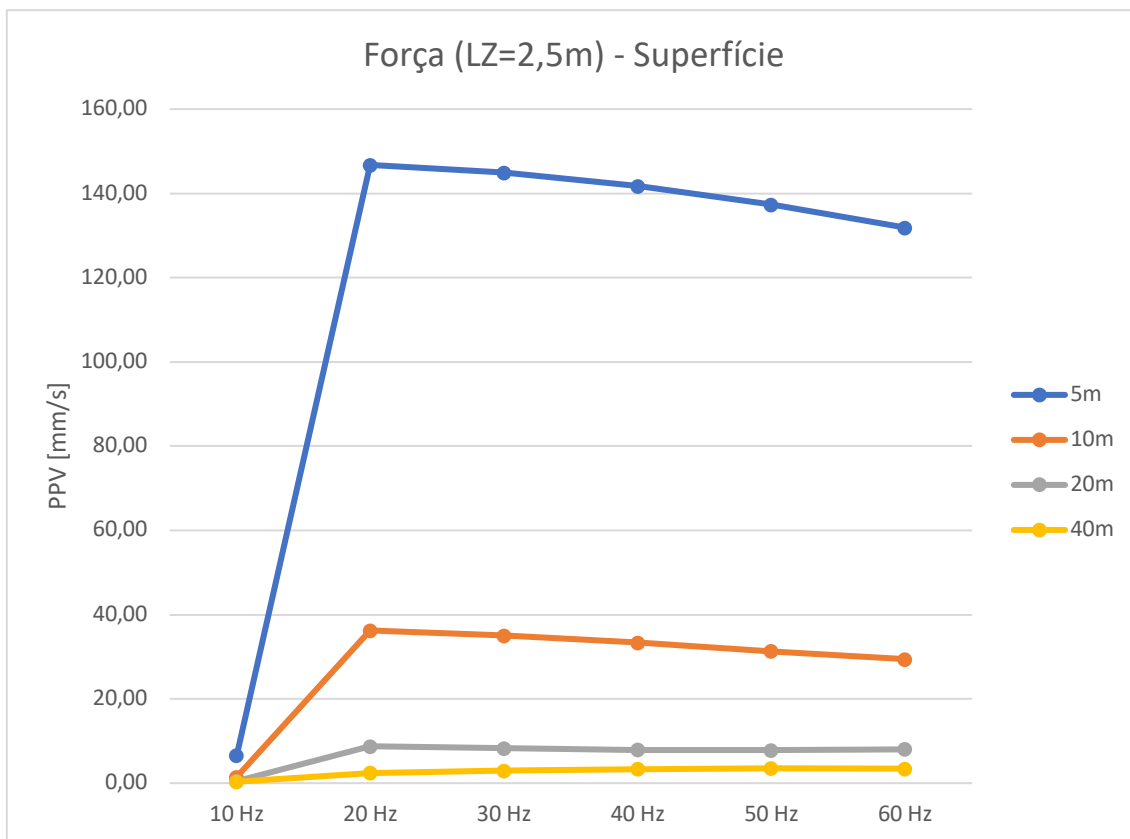


Figura 4.15 - Velocidade vibratória de pico no ponto à superfície dos modelos numéricos paralelepípedicos em função da frequência da ação dinâmica força aplicada ($L_z = 2,5\text{ m}$).

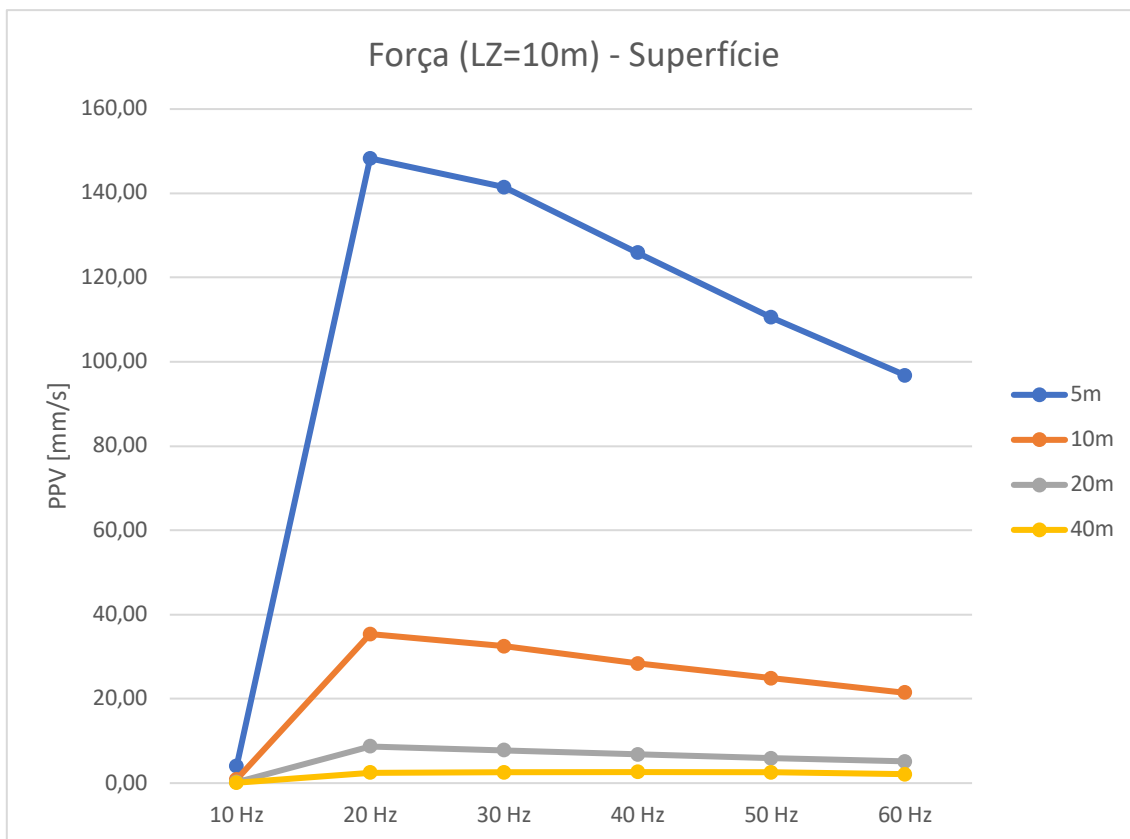


Figura 4.16 - Velocidade vibratória de pico no ponto à superfície dos modelos numéricos paralelepípedicos em função da frequência da ação dinâmica força aplicada ($L_z = 10,0\text{ m}$).

O principal objetivo deste capítulo traduz-se no estudo da ação dinâmica que melhor representa o efeito da detonação de uma carga explosiva no maciço. No ponto 4.2.3, foram apresentadas as ações dinâmicas a explorar neste trabalho.

A ação dinâmica por meio de impulso de velocidade, “agarra” o bloco no ponto indicado pelo utilizador e introduz uma história de velocidades sobre a forma de um coseno, razão pela qual se observam valores muito próximos entre os vários pontos de registo de velocidades. Desta forma, pode-se excluir à partida a utilização desta ação no modelo da barragem, uma vez que não é representativa de uma detonação e da propagação das ondas geradas ao longo do maciço.

As ações de impulso de força e pressão apresentam uma forma de operar semelhante, mas aplicam histórias de força ou pressão correspondentes à ação cinemática, calculada, através da impedância do meio. Existe ainda a distinção do ponto de aplicação, uma vez que, aplicando uma força é possível escolher um ponto no modelo e a respetiva direção a aplicar, ao passo que por meio de pressão, é necessário induzir a ação numa superfície, podendo ser definido o sentido de compressão ou tração.

Analisados os resultados obtidos para os modelos de bloco experimental, verifica-se nos pontos de registo de velocidades, que apenas para a ação dinâmica da força existe uma variação da velocidade em função da frequência aplicada. Bem como é nesta ação que se verifica, segundo o eixo do bloco experimental, uma diminuição gradual de velocidades com a propagação das ondas, ao contrário da pressão onde os registos de velocidades são praticamente constantes. Desta forma pode-se concluir que a ação dinâmica que apresenta valores coerentes para o estudo da propagação de ondas com origem numa detonação de carga explosiva é a ação dinâmica por meio de uma força. Desta forma, será esta ação a ser abordada e aprofundada no próximo capítulo.

Nesta fase do trabalho, não foi possível tirar conclusões quanto à gama de frequências ótima, uma vez que não é possível efetuar comparação com valores “in situ”, não sendo também o objetivo a atingir nesta fase do trabalho.

5

MODELO NUMÉRICO DA BARRAGEM DE SALAMONDE E SUA FUNDAÇÃO

5.1 Descrição da barragem

A concretização deste estudo, teve como base para o desenvolvimento de um modelo numérico a barragem de Salamonde, situada no rio Cávado entre os distritos de Vila Real e Braga, na zona norte de Portugal. Esta barragem de betão é do tipo abóboda delgada de dupla curvatura, com uma altura acima da fundação de 72,0 m e a respetiva cota de coroamento aos 281,0 m. A barragem contempla 200,0 m de desenvolvimento do coroamento, medido entre encontros, com uma volumetria total de 93.000 m³ de betão.

O vale onde a barragem se encontra implantada é praticamente simétrico (Figura 5.1), com a base de fundação essencialmente granítica. Na parte mais baixa, a barragem encontra-se assente num soco de betão e na parte superior, apoiada em dois encontros artificiais, também de betão.

A barragem é dividida por juntas de contração planas, orientadas radialmente e distanciadas de aproximadamente 14,0 m. Os encontros pretendem fechar a albufeira a montante, resistindo à pressão da água e a jusante transmitir o impulso da abóbada ao terreno de fundação.

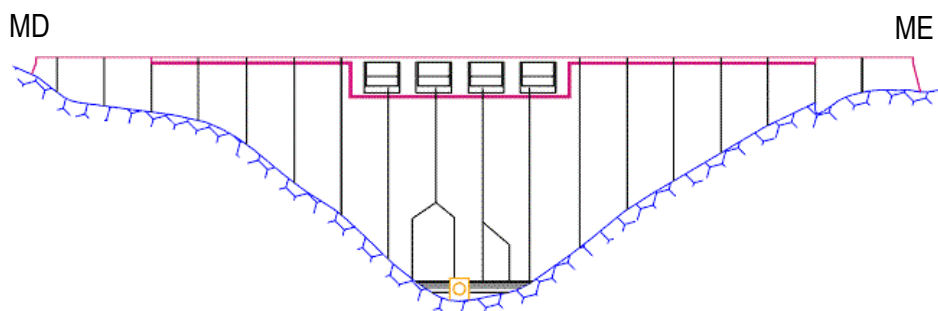


Figura 5.1 - Alçado de jusante da barragem de Salamonde.

No âmbito da construção de uma nova central subterrânea, a EDP, como Dono de Obra, decidiu incluir também a construção do DCC, para a infraestrutura dispor de uma maior capacidade vazão de acordo com os estudos de cheias realizados (EDP, 2010a). No decorrer das operações de desmonte de rocha com o recurso a explosivos, e tendo em consideração a estreita colaboração entre as duas entidades ao longos dos anos, a EDP solicitou ao LNEC o acompanhamento na monitorização das vibrações previsto na NP 2074:1983 relativa aos trabalhos de escavação com recurso à utilização de explosivos (EDP, 2010b).

O DCC encontra-se localizado na margem direita da barragem, sob o encontro, sendo constituído por uma zona de aproximação do escoamento, uma estrutura de entrada, uma zona de ligação em túnel e uma estrutura de saída.

O traçado do túnel em planta (Figura 5.2) é constituído essencialmente por dois alinhamentos retos, unidos por uma curva circular com um desenvolvimento angular de sensivelmente 33°.

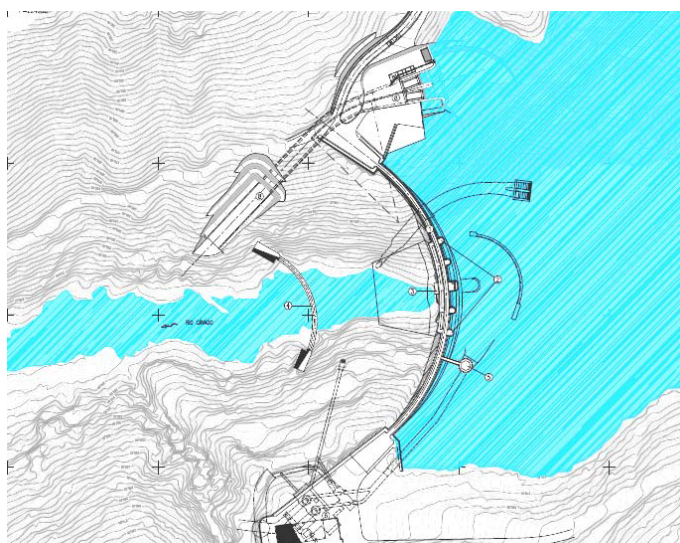


Figura 5.2 - Planta da barragem de Salamonde com a incorporação do novo DCC (LNEC, 2012).

A entrada do descarregador foi concebida com duas portadas iguais, com 6,5 m de largura cada, separadas por um pilar de forma hidrodinâmica. O túnel, revestido a betão, tem um desenvolvimento de aproximadamente 117,0 m, sendo constituído por uma secção transversal em forma de ferradura com 10,0 m de diâmetro, desenvolvendo-se entre as cotas 250,0 m e 226,0 m.

A estrutura de saída do descarregador é constituída por um troço em canal com cerca de 50,0 m de extensão, que termina com uma estrutura em “salto de ski”. Esta estrutura lança o jato de água diretamente no leito do rio a aproximadamente 200,0 m a jusante do pé da barragem, com uma capacidade máxima de vazão de cerca de 1200 m³/s, sob o nível de máxima cheia.

5.2 Plano de monitorização em obra

A atividade e acompanhamento por parte do LNEC esteve focada essencialmente no controle das vibrações ocorridas na barragem, produzidas pela utilização de explosivos na execução de escavações no DCC. Quando o LNEC iniciou a sua monitorização já se encontravam a decorrer as fases de produção relativamente à estrutura de entrada (DCC-EE) e estrutura de saída (DCC-ES) do DCC (Figura 5.3), pelo que apenas acompanhou de forma completa a fase relativa ao túnel (DCC-Túnel).

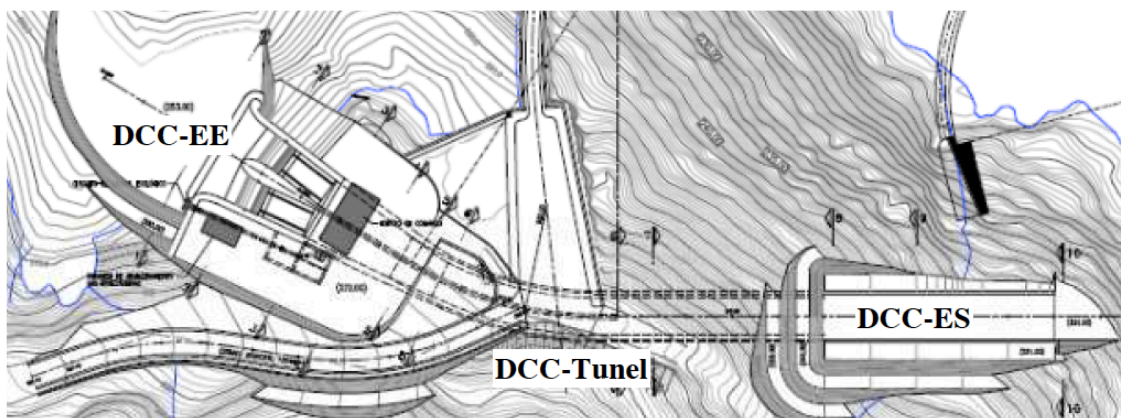


Figura 5.3 - Localização das três frentes de trabalho na execução do desmonte de rocha com uso de explosivos do DCC (LNEC, 2012).

Os procedimentos a implementar durante a fase de utilização de explosivos, contemplavam, para cada frente de obra, a execução de pegas experimentais e o registo das vibrações em pontos considerados importantes, com o objetivo de avaliar as condições locais reais. A metodologia a utilizar na fase de produção teria como base a análise dos valores de velocidade das pegas experimentais.

Para proceder à monitorização das vibrações ocorridas na barragem, foram instalados sensores em cinco pontos da barragem (Figura 5.4) e dois pontos no piso das turbinas da central existente distanciada cerca de 100,0 m do encontro da margem direita.

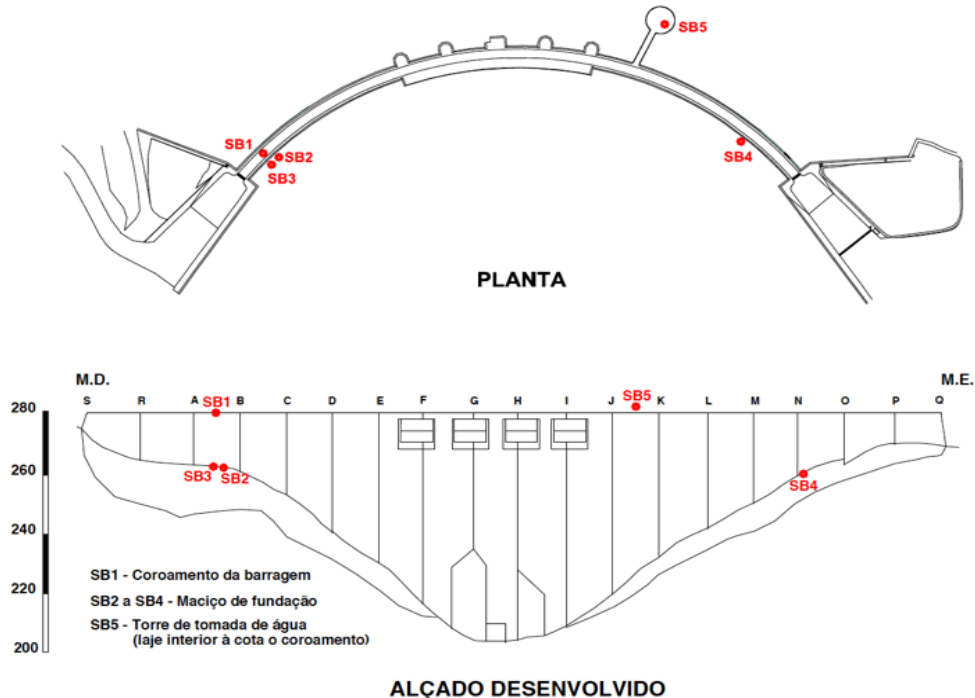


Figura 5.4 - Plano de colocação dos sismómetros na barragem de Salamonde (LNEC, 2012).

Os registos foram realizados com recurso a transdutores triaxiais de acelerações da marca Geosig, modelos GSR-16 e GSR-18, que incorporam um digitalizador de 16 e 18 bits respetivamente, que converte o sinal analógico (contínuo) do sensor para formato digital (sinal discretizado). O sensor do GSR é do tipo *force-balanced*, ou seja, é constituído por um pêndulo dinamicamente equilibrado por um campo magnético. A variação da intensidade do campo magnético origina uma corrente elétrica que é convertida em unidades de aceleração (g ou mg). Quando são cumpridas as condições de disparo (*trigger*) predefinidas o sistema regista em memória as acelerações dos três canais.

O controle das vibrações deverá ser efetuado pela avaliação do valor das velocidades ao nível das fundações das estruturas, de acordo com a regulamentação nacional em vigor, nomeadamente, a norma específica NP 2074:1983 “Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares”. Podendo, no caso dos edifícios, utilizar-se, de uma forma indicativa, as verificações constantes na DIN 4150 – Part 3 “Effects on structures”, para avaliação dos níveis de vibração no topo dessas estruturas.

De acordo com a NP 2074:1983, os valores máximos de velocidade de vibração admissíveis, são determinadas através da expressão seguinte:

$$v_r = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot 10 \text{ [mm/s]} \quad (5.1)$$

onde as constantes têm os seguintes significados:

α – tipo de solo de fundação;

β – tipo de construção;

γ – número médio de solicitações diárias.

Nas tabelas 5.1 a 5.3, apresentam-se os valores que podem ser adotados para as constantes referidas na equação (5.1).

Tabela 5.1 - Valores do coeficiente α .

Características do terreno	α
- Rochas e solos coerentes rijos;	2
- Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos, areias e misturas areia-seixo bem graduadas, áreas uniformes;	1
- Solos incoerentes soltos; areias e misturas areia-seixo bem graduadas, areias uniformes, solos coerentes moles e muito moles.	0,5

Tabela 5.2 - Valores do coeficiente β .

Tipos de construção	β
- Construções que exigem cuidados especiais;	0,5
- Construções correntes;	1
- Construções reforçadas.	3

Tabela 5.3 - Valores do coeficiente γ .

Número de solicitações diárias	γ
< 3	1
> 3	0,7

Para a determinação da velocidade máxima admissível foi considerado o maciço rochoso de fundação composto por rochas e solos rijos ($\alpha = 2$) e a barragem como uma estrutura sensível ($\beta = 0,5$), traduzindo-se nos seguintes valores de acordo com o número de solicitações diárias:

- Menos de 3 pegas diárias $v_r = 2 * 0,5 * 1 * 10 = 10 \text{ mm/s}$
- Mais de 3 pegas diárias $v_r = 2 * 0,5 * 0,7 * 10 = 7 \text{ mm/s}$

As velocidades máximas admissíveis são posteriormente comparadas com a PPV registada para cada pega. Esta é calculada segundo a NP 2074:1983, através da equação (4.7), correspondendo ao maior dos valores medidos durante o período em que decorre o registo. A PPV não pode ser calculada através da soma vetorial dos valores máximos, em cada direção, uma vez que estes normalmente ocorrem em instantes distintos.

5.3 Metodologias de cálculo e avaliação de PPV

O estudo e propagação das ondas no maciço rochoso envolve um grande número de variáveis, o que se traduz na sua maioria em dificuldades na quantificação de uma única variável. Este facto levou investigadores e técnicos ao desenvolvimento de modelos empíricos simples que pudessem ser ajustados para modelar os resultados de monitorização (Resende, 2010).

As variáveis independentes na propagação das ondas são a energia de explosão, a distância ao local de explosão, a impedância do terreno (igual ao produto da sua densidade e velocidade sísmica de propagação) e o tempo. A velocidade vibratória de pico das partículas é independente do tempo e, nos maciços rochosos, a densidade do terreno e a velocidade sísmica raramente variam em mais de um fator ou dois, enquanto que a distância e a energia de explosão apresentam variações muito superiores. Desta forma, a distância ao ponto de explosão e a energia de explosão são os dois parâmetros mais relevantes na previsão dos efeitos de vibração devidos a explosões. Estas duas variáveis, geralmente pertencentes a equações de atenuação, podem ser representadas por uma variável escalar. A distância ao local de explosão é representada pela variável R , sendo a energia de explosão, representada pela variável W , representativa da máxima carga explosiva por intervalo de detonação.

Tal como abordado na secção 2.3.1, a distância ao local de detonação promove a dissipação da energia resultante de uma explosão, sendo este também um dos fatores de variação da amplitude das ondas. A energia e a massa do explosivo estão relacionadas através da densidade de energia explosiva [Joule / quilograma], sendo esta uma das características do

explosivo indicada pelo fabricante. Conforme apresentado na Figura 2.1, a energia do explosivo é indiretamente relevante para a previsão das vibrações, uma vez que, o importante é a parcela que não sendo consumida no calor da explosão, na vaporização e fragmentação da rocha, é libertada para o terreno. Esta parcela é difícil de definir na prática, pelo que se considera uma explosão eficiente aquela que gasta mais energia na fragmentação da rocha e menos energia na perturbação do meio ambiente. O processo de fragmentação da rocha varia de local para local, e até mesmo no próprio local de detonação, devido às variações da litologia, vazios e fraturas (Figura 2.1) existentes na rocha, sendo estes fatores também influentes na propagação das vibrações ao longo do maciço, originando variações radicais na sua intensidade.

As leis de atenuação pretendem incluir nas suas equações os diversos fatores e parâmetros referentes ao meio e ao próprio explosivo utilizado, pelo que, as considerações de análise dimensional levaram ao uso da relação $W/R^{1/3}$ como única variável independente na maioria destas leis. Através da análise de um grande número de detonações verificou-se uma relação consistente entre a velocidade vibratória de pico e a variável $W/R^{1/3}$ (Resende, 2010).

Resende (2010) refere que também tem sido empregue, apesar de não possuir um suporte tão consistente como a relação de raiz cúbica, a relação de raiz quadrada, isto é, $W/R^{1/2}$. A justificação para a utilização desta relação passa pelo fato de que a massa de explosivo utilizada nas pegas é proporcional ao quadrado do raio do furo. Desta forma, pode-se utilizar $W/R^{1/2}$ como a razão entre o raio do furo e a distância R ao ponto de medição ou estimativa de vibração (Dowding, 1996). Nas equações (5.2) e (5.3) são apresentadas as formulações gerais das leis de atenuação PPV de raiz quadrada e de raiz cúbica:

$$PPV(R, W) = k \left(\frac{R}{W^{1/2}} \right)^m \quad (5.2)$$

$$PPV(R, W) = k \left(\frac{R}{W^{1/3}} \right)^m \quad (5.3)$$

com k e m enquanto parâmetros que têm uma dependência das características da explosão bem como do caminho de propagação sendo determinados através do ajuste da equação a resultados experimentais que devem ser sempre executados antes do início das operações de escavação. Aplicando um logaritmo em ambos os lados da equação, o problema de otimização é simplificado, uma vez que este pode ser resolvido por regressão linear.

A Figura 5.5 demonstra claramente que a variação do PPV é tão grande que a importância do expoente é pequena, sendo o valor ideal do expoente de escala obtido geralmente entre 1/3 e 1/2, recaindo a escolha do valor ótimo para um algoritmo de ajuste.

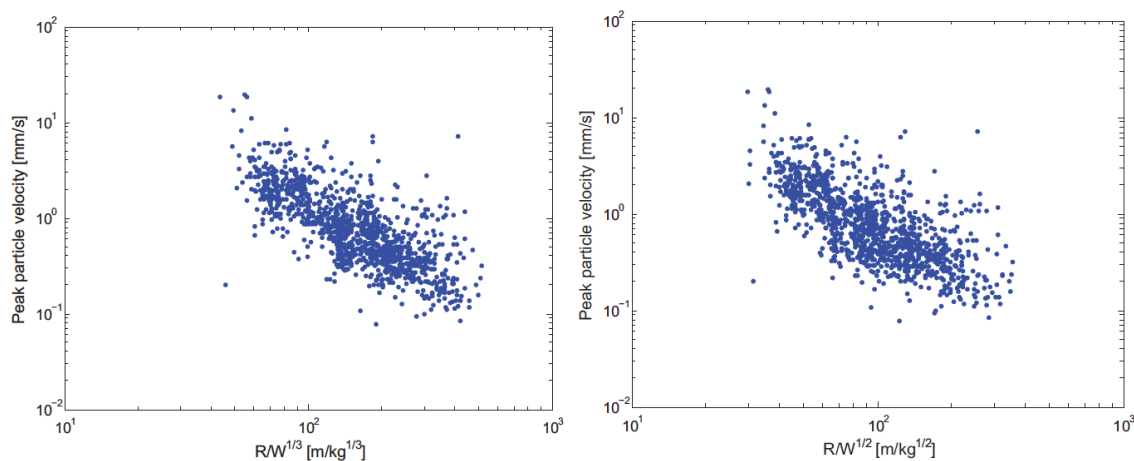


Figura 5.5 - Dispersão de PPV como uma função do dimensionamento de raiz quadrada e cubica (Resende, 2010).

As formulações das leis de atenuação apresentadas nas equações (5.2) e (5.3), capturam a tendência da PPV com a distância e massa de explosivo, através de uma curva que minimiza a distância absoluta com os pontos de dados. Contudo, não é o valor médio de PPV aquele que importa determinar, mas sim os valores extremos, são estes que devem ser controlados e minimizados, uma vez que, têm o potencial para desencadear consequências mais negativas, conforme já foi apresentado no capítulo 2.3.2.

Dowding (1996) descreve uma metodologia para obter leis de atenuação que determinem os valores extremos. Consiste em determinar uma curva não de 50% dos pontos (como é o caso da curva média), mas sim de 85 ou 95%. Mantendo os restantes parâmetros constantes, incrementa-se um aumento do parâmetro k , correspondendo a uma translação vertical da curva, mantendo a sua forma constante. Não sendo em termos estatísticos uma metodologia infalível, mas como hipótese adicional relativamente à dispersão ao longo da distância e valor da carga a verificar, apresentou bons resultados em mais que uma situação. A Figura 5.6 demonstra a aplicação da metodologia a um conjunto de medições de vibrações.

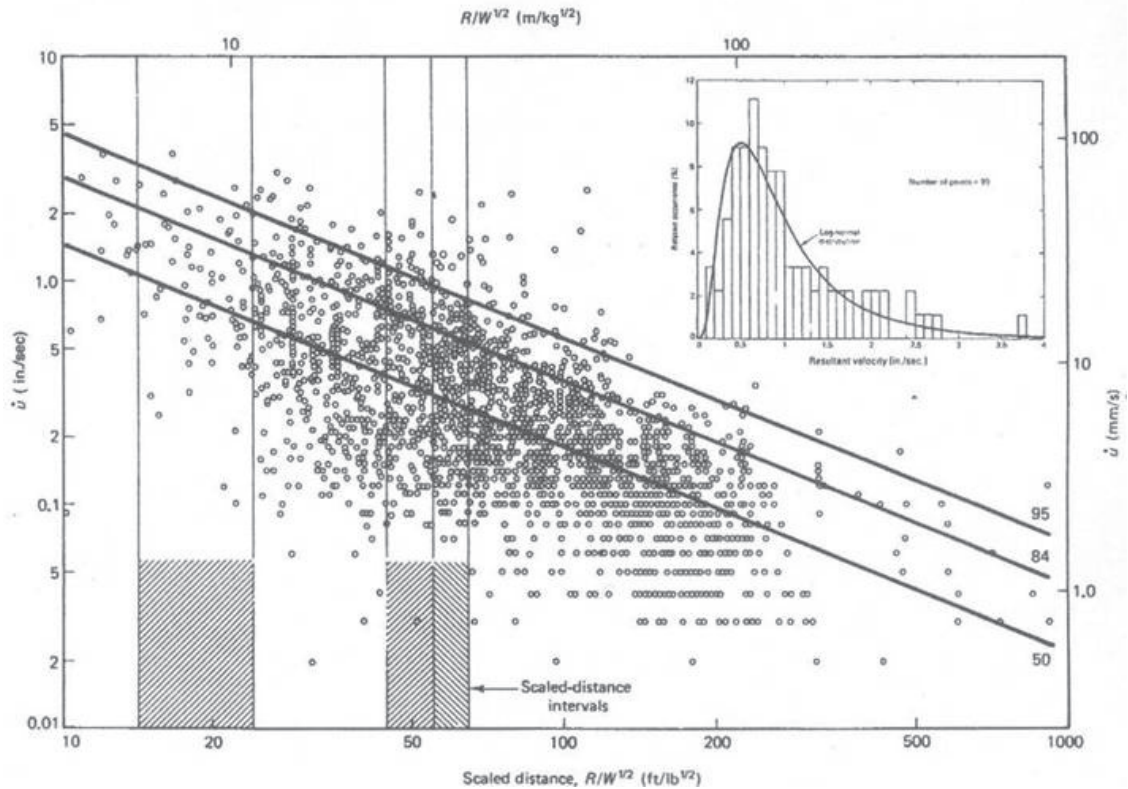


Figura 5.6 - Variação de velocidades vibratórias de pico em diferentes circunstâncias e leis de atenuação para diversos limites. Retirado de Dowding (1996).

5.4 Modelação numérica da Barragem

Com a concretização deste modelo numérico, apresentado de forma discriminada no anexo I, pretende-se dar ênfase à segunda fase da abordagem de Dowding (1996), isto é, efetuar uma análise para avaliar a resposta da estrutura aos movimentos do terreno, podendo-se a partir desta concluir a terceira fase, ou seja, os limites toleráveis da barragem e se as tensões impostas foram superiores às admissíveis.

O modelo numérico, como todos os trabalhos de investigação, consistiu numa constante aprendizagem e aperfeiçoamento do código utilizado, pelo que a sua formulação teve sempre por base a repetição, ou seja, a possibilidade de com uma pequena melhoria poder repetir de novo o cálculo mantendo inalterados os parâmetros que não foram alterados, ou por ventura, como foi o trabalho descritivo no capítulo 4 a repetição do mesmo cálculo para diversos parâmetros, neste caso, as frequências relativas à simulação numérica da explosão.

5.4.1 CARACTERIZAÇÃO DA BARRAGEM E MACIÇO DE FUNDAÇÃO

A definição da barragem e do maciço envolvente, foram adaptados ao trabalho e objetivos a desenvolver, deixando aos mesmos a possibilidade de serem aperfeiçoados em trabalhos futuros. Com base na informação recolhida, foi desenvolvido um modelo de elementos finitos tridimensionais de 20 pontos nodais, para representar a barragem e maciço de fundação. A malha de elementos finitos da barragem foi elaborada com base nas equações das superfícies dos paramentos fornecidas pela EDP. Posteriormente foi definida a dimensão do maciço de fundação a reproduzir no modelo numérico para que fosse representativo para os objetivos do estudo, assim, foi considerado um modelo com uma dimensão em planta de 440 m x 290 m (Figura 5.7). Com base nos elementos anteriormente referidos foi elaborada uma rotina de cálculo para produzir automaticamente a malha de elementos finitos. Posteriormente a malha de elementos finitos da barragem foi importada para o 3DEC onde foram modeladas as juntas de contração e de inserção da barragem. A modelação destas descontinuidades é de extrema importância para a representação adequada do comportamento dinâmico da estrutura quando for aplicada a ação correspondente às explosões. Para o desenvolvimento deste trabalho, foi necessário definir limites aos objetivos que fossem possíveis de alcançar, face às inúmeras variáveis existentes, nomeadamente, quanto à caracterização do maciço. Desta forma foi considerado para o maciço um meio contínuo, desconsiderando a possibilidade de existência de acidentes geológicos como diáclases, falhas, planos de xistosidade, etc.

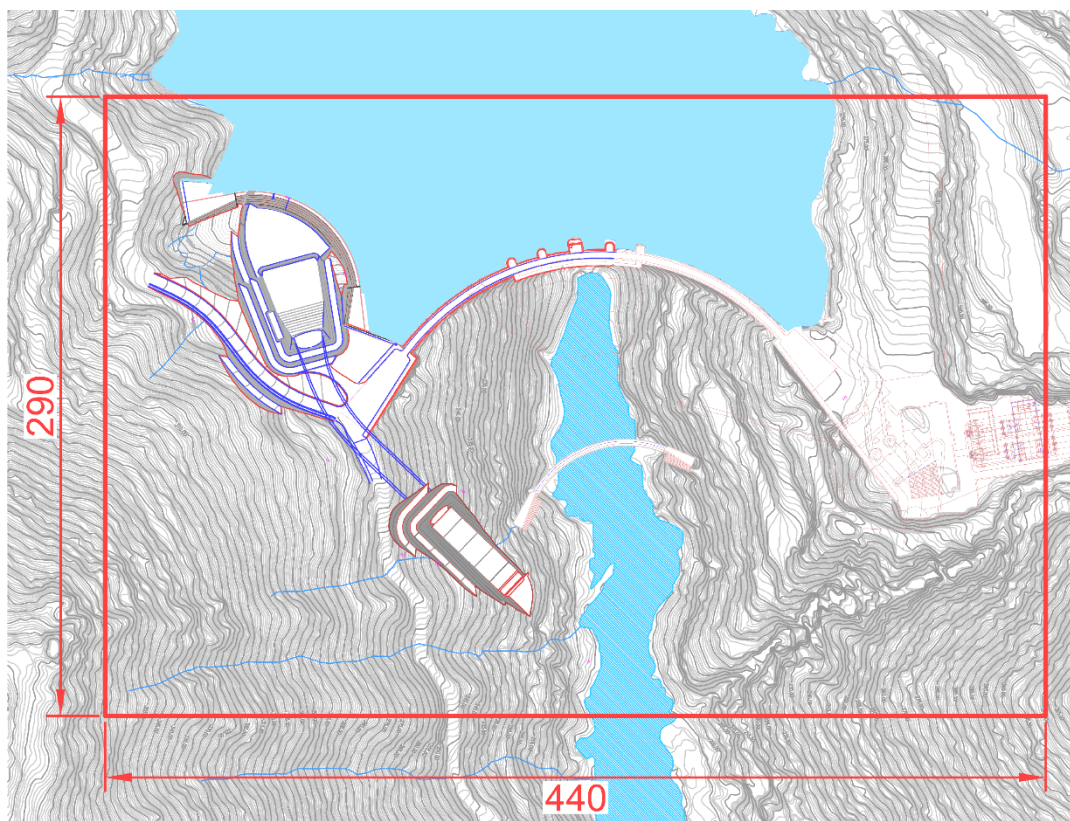


Figura 5.7 - Dimensão do modelo numérico considerado.

Tendo por base a informação e os ensaios realizados (Cunha & Paixão, 2003), adotou-se uma caracterização do maciço constituída por zonamentos homogêneos, conforme representado pela Figura 5.8, repartindo a fundação em três camadas com diferentes módulos de deformabilidade (Tabela 5.4):

Tabela 5.4 - Propriedades mecânicas adotadas no maciço do modelo numérico.

Material do maciço			
Coefficiente de Poisson	0,20	Massa volúmica	2700 kg/m ³
Módulo de elasticidade (região na Figura 5.8):			
	Cotas > 260 m		4 GPa (2)
	Cotas entre 240-260 m		10 GPa (3)
	Cotas < 240 m		20 GPa (4)

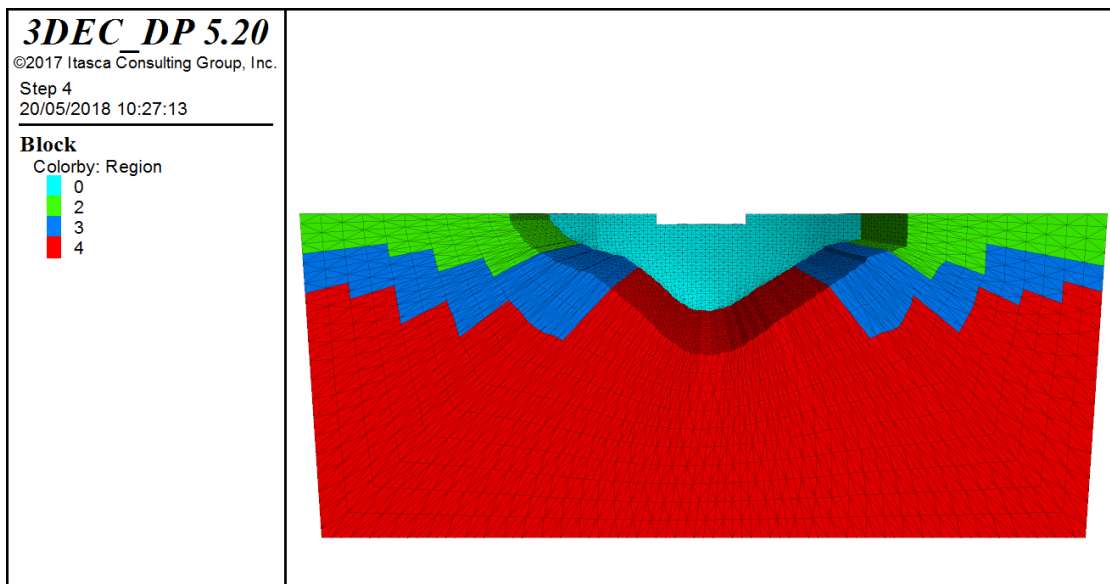


Figura 5.8 – Visualização das camadas do maciço rochoso consideradas no modelo numérico.

A geração dos elementos do maciço é realizada também, através da rotina auxiliar que procede à geração dos elementos constituintes da barragem. Desta forma, os elementos do maciço são criados a partir da definição da barragem de forma radial até aos limites impostos pelo utilizador. Como se verifica pela Figura 5.8, os elementos do maciço apresentam-se de forma radial a partir da barragem, num plano vertical perpendicular ao vale. Inicialmente adotou-se a abordagem de cálculo constante do relatório Cunha & Paixão (2003), que dividia os estratos do maciço radialmente à barragem, onde as cotas que representavam a divisão dos estratos eram lidas pelos elementos que confinam a barragem. Esta abordagem no modelo numérico em elaboração levou a uma discrepância acentuada nos valores obtidos pela simulação das velocidades de pico nos pontos de controlo, comparado com os registos, uma vez que, esta constituição do maciço aumenta em volumetria os estratos correspondentes à região 2 e 3 (representados na Figura 5.8), quando comparados com uma abordagem de estratos horizontais.

Face à limitação imposta pela geração automática do maciço, numa formação radial relativamente à barragem, criando algumas dificuldades na definição de estratos, originou a definição de critérios para que fosse possível a modelação dos três estratos horizontais no maciço tendo por base a informação constante dos relatórios Cunha & Paixão (2003) e Aqualogus (2010). Desta forma, para a definição dos estratos teve-se em consideração a localização, em altimetria, da face do elemento que se encontra mais próxima do vale, podendo as restantes faces ficar fora dos limites teóricos estipulados para os vários estratos

O relatório geotécnico (Aqualogus, 2010), desenvolveu ensaios no local onde se construiu o túnel do descarregador, pelo que com base no mesmo adotou-se para o maciço um valor para a massa específica de $2,7 \times 10^3 \text{ kg.m}^{-3}$.

Quanto à caracterização da superestrutura assumiu-se que o betão é homogéneo, com uma massa específica de $2,4 \times 10^3 \text{ kg.m}^{-3}$ caracterizado para análises estruturais de ações estáticas com um módulo de elasticidade (E) de 33 GPa, um coeficiente de Poisson (ν) de 0,2, o mesmo considerado também para o maciço de fundação.

No entanto, o estudo e desenvolvimento deste trabalho, assenta sobre a propagação e ocorrência de uma ação dinâmica, pelo que conforme descrito no relatório Cunha & Paixão (2003), para o cálculo dinâmico considerou-se um aumento em 50% do valor adotado para o módulo de elasticidade betão da barragem, ou seja, um valor de 45 GPa. A adoção deste critério pretende simular o comportamento do betão quando sujeito a cargas instantâneas, como é referido por Eissa & Kazi (1988), uma vez que a determinação do módulo de elasticidade corresponde a ensaios estáticos e lentos quando comparados com a ação de vibrações provocadas por explosões.

Devido à sua importância na avaliação do comportamento estrutural foram modeladas as juntas de contração e a junta de inserção da barragem na fundação, tendo sido utilizado um modelo constitutivo de Mohr-Colomb, com dilatação nula sem possibilidade de rotura (resistência à tração e coesão elevadas). Em ambas as juntas foram assumidos para os parâmetros de rigidez normal (k_N) e rigidez tangencial de corte (k_S) os valores correspondentes ao cálculo das expressões (5.4) e (5.5), respetivamente, com base nas propriedades mecânicas do betão da barragem e da experiência na modelação das juntas de contração. Na Tabela 5.5, apresentam-se as propriedades mecânicas adotadas no material da barragem e respetivas juntas.

$$k_N = E \quad (5.4)$$

$$k_S = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (5.5)$$

Tabela 5.5 - Propriedades mecânicas adotadas no material da barragem do modelo numérico.

Material da barragem		Juntas de contração	
Módulo de elasticidade dinâmico	45,0 GPa	Rigidez normal	45,0 GPa/m
Coefficiente de Poisson	0,20	Rigidez corte	18,75 GPa/m
Massa volúmica	2400 kg/m ³	Ângulo de atrito	45°
		Resistência à tração	1000 GPa
		Coesão	1000 GPa

As condições de fronteira do modelo pretendem representar de forma mais aproximada da realidade o comportamento do maciço e ao mesmo tempo eliminar o efeito da sua dimensão finita.

Na Figura 5.9 são apresentadas as condições de fronteira que foram consideradas, a vermelho, correspondente às faces laterais e à base do modelo, representa superfícies viscosas absorventes. Esta propriedade permite que as ondas que se propaguem até estes limites sejam eliminadas, ou seja, numa perspetiva real estas teriam uma continuidade na sua propagação, pelo que a partir deste limite deixariam de afetar a zona que se encontra modelada.

Para a superfície superior do modelo, foi estipulado que a mesma se encontraria no seu estado livre, isto é, pretende-se simular a interação maciço-atmosfera, possibilitando aos elementos sofrerem os efeitos da passagem das ondas, através de compressões, dilatações, corte e ainda por movimentos elípticos.

No desenvolvimento do modelo numérico, concretamente durante a verificação de equilíbrio da estrutura através do cálculo estático, constatou-se que na ausência de restrições estáticas o mesmo sofria um deslocamento gravítico. Esta alteração também se verificava quando se incutia a ação dinâmica, o que diminuía os valores de tensões e de velocidades nos pontos de controlo em virtude do movimento do modelo se realizar como um todo. Para colmatar esta situação e principalmente não quebrar a capacidade de absorção das diversas fronteiras, foram restringidas as duas arestas inferiores da base do modelo, representadas com a cor azul. Esta situação revelou-se suficiente para eliminar os deslocamentos, tendo-se confirmado através do cálculo estático a sua correta aplicação.

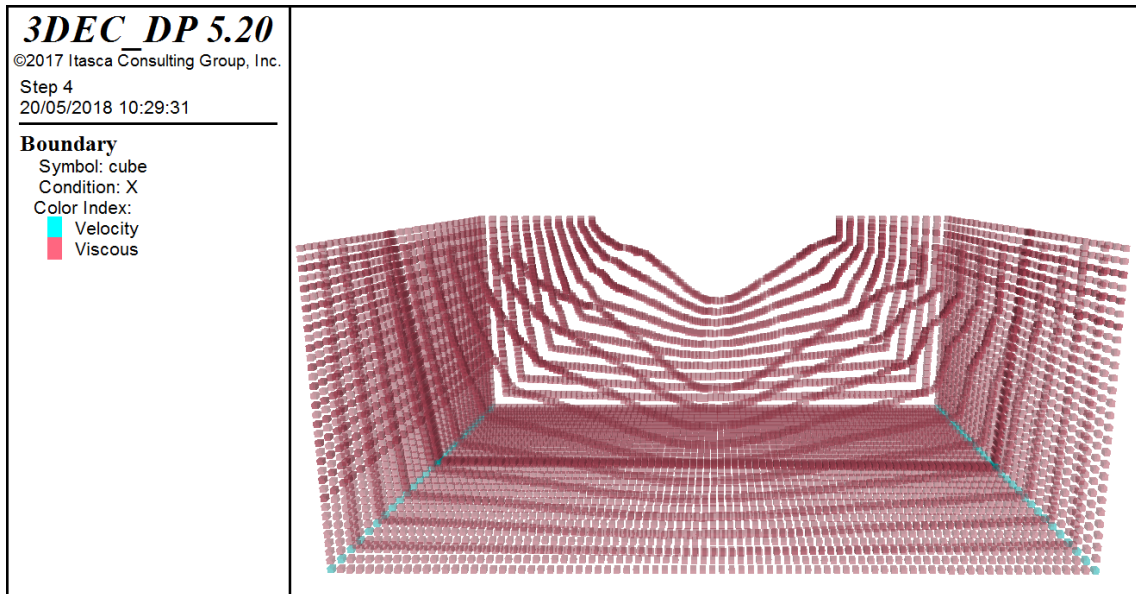


Figura 5.9 - Condições de fronteira consideradas do modelo numérico (vermelho – fronteiras viscosas absorventes, azul – deslocamentos restringidos).

5.4.2 CARACTERIZAÇÃO DA AÇÃO DINÂMICA

Nos primeiros testes realizados, foi possível concluir que a malha de elementos de vinte nós absorve as gamas de frequências acima dos 30 Hz, sendo também a partir desta gama de frequências onde se verifica que o erro é maior, pelo que o estudo da ação dinâmica que representa o efeito da propagação de vibrações com origem numa detonação para desmorte do maciço rochoso, por meio de um impulso de força (Figura 5.10), incidiu sobre as frequências de 30 e 40 Hz.

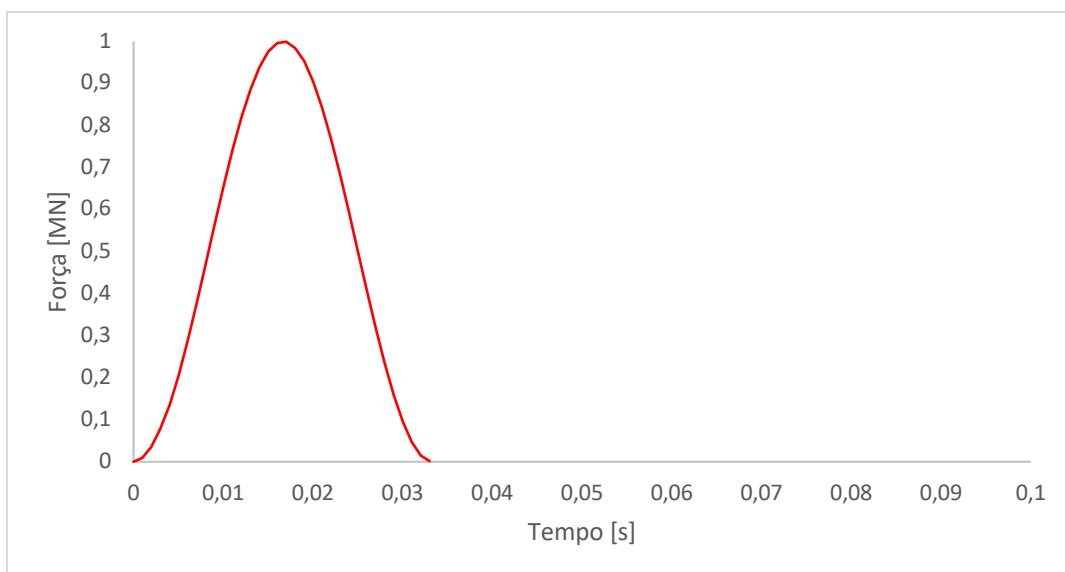


Figura 5.10 – Impulso de força genérico para simular o efeito de uma detonação com frequência central de 30Hz.

Os relatórios de monitorização das pegas, contemplam apenas o registo do valor da carga instantânea aplicada em cada pega, sendo esta a variável de referência para o controlo das velocidades, pelo que foi preciso através da leitura de bibliografia, com especial ênfase para Hustrulid (1999), tentar deduzir uma formulação que permitisse aproximar a carga de explosivo aplicado à força que o mesmo incute no meio circundante. O mesmo autor indica que a quantidade de energia libertada numa explosão na forma de calor é denominada calor de explosão, representada por “Q” em calorias/grama.

Sendo conhecida a massa de explosivo utilizada (m), através dos registos da carga instantânea, foi deduzida a energia de explosão (E) para o explosivo de referência ANFO através da expressão (5.6):

$$E [kcal] = 912 * m [kg] \quad (5.6)$$

A energia de explosão em kcal, pode ser convertida para a unidade de newton metro através da conversão expressa em (5.7).

$$\frac{kcal}{0,0002388459} = N.m \quad (5.7)$$

Tendo sido adotada a simplificação de aplicação da força em 1 metro de comprimento reduzindo desta forma a energia de explosão para uma força em newton.

Nos relatórios de monitorização referem o uso do explosivo Senatel, cuja força de explosão relativa, comparada com o explosivo de referência ANFO, tendo por base as especificações técnicas é de 201%.

Esta aproximação da quantidade de carga instantânea de explosivo utilizado nas pegas, em função do calor de detonação, para a força resultante aplicada no ponto da pega, ainda que careça de mais validações e confirmações, demonstrou-se capaz de corresponder às necessidades pelo que se apresenta na Tabela 5.6, em função das cargas instantâneas das pegas estudadas as forças resultantes calculadas.

Tabela 5.6 - Forças resultantes aplicadas no modelo numérico em função das cargas instantâneas.

Carga instantânea	Força aplicada
2,3 kg	17,50 MN
2,8 kg	21,49 MN
3,7 kg	28,36 MN
4,2 kg	32,23 MN

Partindo do pressuposto que a detonação no maciço rochoso com recurso a explosivos origina uma propagação esférica das ondas, torna-se, por isso, necessário definir uma direção da força a aplicar para simular a detonação. Desta forma, considerou-se uma abordagem inicial, com valores iguais para cada eixo, em que a sua resultante seria igual à intensidade da explosão. Contudo, verificou-se que para as pegas localizadas no interior do túnel, que por sua vez se encontram mais próximas da barragem, os valores de velocidade nos pontos de controlo da margem direita eram muito elevados relativamente aos registos em obra e, por sua vez, os valores obtidos nos pontos de controlo da margem esquerda eram demasiado baixos. Procedeu-se à uma correção da abordagem inicial, pelo que, a direção da força a aplicar para cada pega foi orientada ao ponto localizado na fundação do eixo da barragem. Esta abordagem permitiu diminuir os valores das velocidades nos pontos de controlo da margem direita e aumentar os valores nos pontos de controlo da margem esquerda, de acordo com o que foi observado durante a obra.

5.4.3 PEGAS E PONTOS DE CONTROLO

As informações necessárias para a definição das pegas e respetivos pontos de controlo no modelo numérico foram retiradas do relatório do LNEC (2012). Começou-se por definir os pontos de controlo da barragem no modelo numérico conforme a localização e nomenclatura apresentada na Figura 5.11.

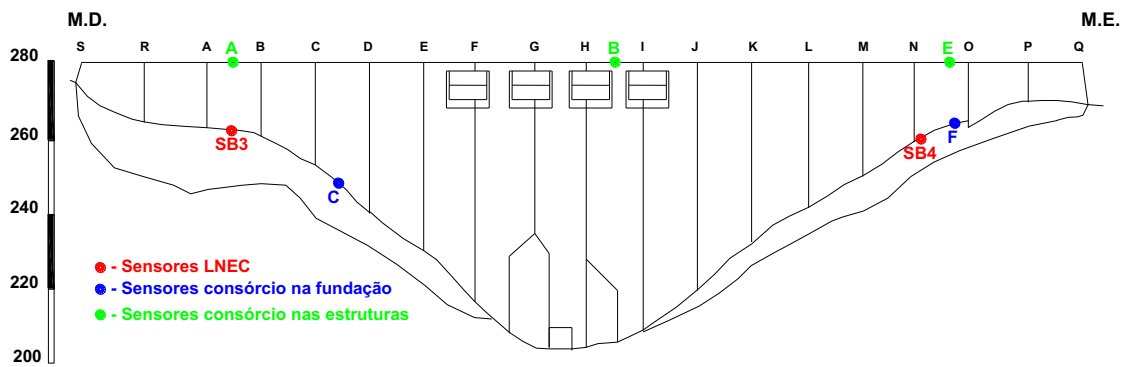


Figura 5.11 - Localização e nomenclatura dos pontos de controlo (LNEC, 2012).

Não sendo objetivo deste trabalho a análise e comparação minuciosa de todos os resultados constantes do relatório do LNEC (2012), procedeu-se à escolha de seis pegas realizadas durante o acompanhamento em obra, suficientemente caracterizadoras do desenrolar dos trabalhos de escavação, duas em cada zona do túnel do descarregador complementar, nomeadamente na zona de entrada, no interior e na zona de saída. Para a escolha das pegas a utilizar, como meio de comparação e simulação no modelo numérico, foi tido em consideração as pegas com maior quantidade de informação, isto é, verificou-se nos registos aquelas que continham informação sobre a sua localização, a distância aos pontos de controlo, os valores de registo da velocidade de pico nos pontos de controlo, a carga instantânea utilizada nas pegas, bem como a cota altimétrica. Ainda que com prejuízo dos valores de registo, foi considerado como mais importante na escolha das pegas as informações sobre as cotas altimétricas, bem como a sua localização e distância aos pontos de controlo, uma vez que, são estas as informações necessárias para a modelação das pegas, podendo os valores obtidos nos pontos de controlo e a carga instantânea serem trabalhados conforme as características físicas definidas para as várias componentes do modelo.

5.4.4 ORGANIZAÇÃO DA ROTINA DE CÁLCULO

O modelo numérico foi concretizado com recurso ao *software* 3DEC (Itasca, 2016) utilizado no capítulo 4, no entanto, desta vez com acesso a uma chave de desbloqueio, possibilitando usufruir de todas as suas potencialidades. A linha de código encontra-se organizada por diversos ficheiros conforme apresentado na Figura 5.12, associados num único projeto, que por sua vez, vão sendo chamados no ficheiro principal à medida que se pretende efetuar os cálculos de acordo com o fluxograma apresentado na Figura 5.13. Esta organização em diversos ficheiros, tem por base um dos objetivos deste trabalho, que tem em vista a possibilidade de utilização deste modelo em

trabalhos futuros, bem como simplificar a organização, distribuição e pesquisa da informação necessária à concretização da rotina.

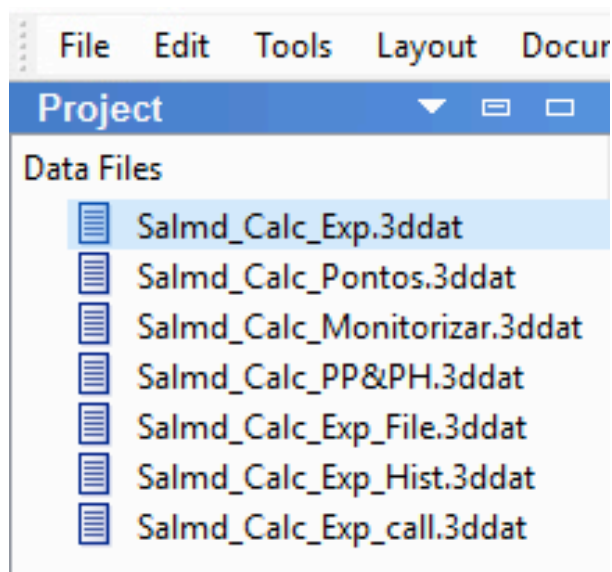


Figura 5.12 - Ficheiros constituintes do projeto elaborado para o desenvolvimento do modelo numérico.

O ficheiro principal, de nome “Salmd_Calc_Exp.3ddat”, responsável pela grande maioria do cálculo, encontra-se organizado em blocos de conteúdo, representados na (Figura 5.13). O ficheiro “Salmd_Calc_Exp_call.3ddat” corresponde a uma rotina, que serviu para correr o projeto enumeras vezes seguidas sem a necessidade da intervenção do utilizador, neste caso, programou-se o mesmo de forma a que fosse possível correr a rotina do ficheiro principal para todas as gamas de frequência a estudar e só no final analisar os resultados obtidos.

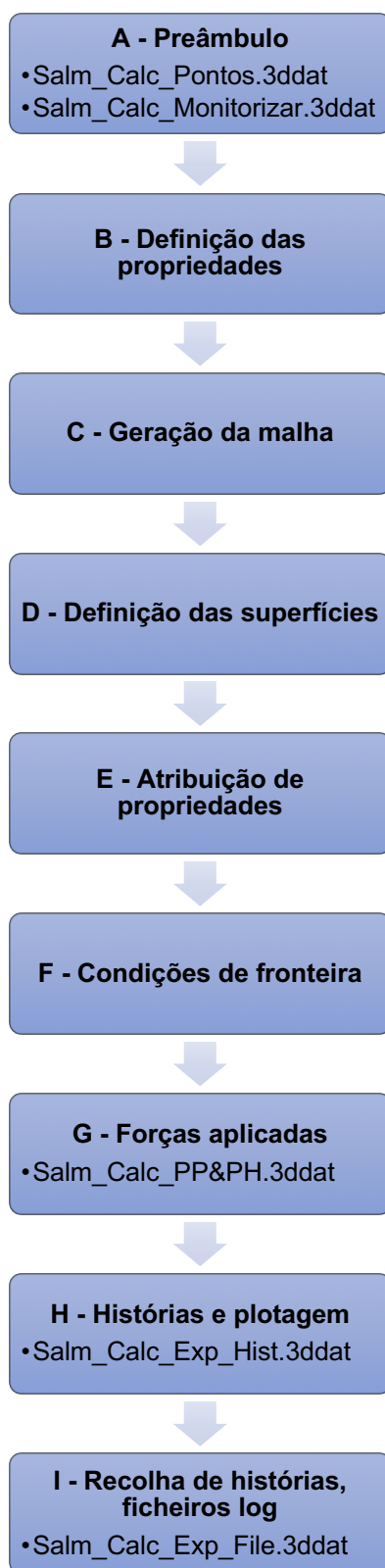


Figura 5.13 – Fluxograma representativo do ciclo de cálculo e respetiva inclusão de ficheiros auxiliares.

O primeiro ficheiro indicado no bloco A (Preâmbulo) de nome "Salm_Calc_Pontos.3ddat", contém informação de apoio, relativamente à localização das pegas a estudar. Encontra-se inserido no mesmo ficheiro as coordenadas relativas a todas as pegas que foram selecionadas para serem estudadas, podendo o utilizador optar por qual que pretende analisar.

O ficheiro seguinte com o nome "Salmd_Calc_Monitorizar.3ddat", contém as coordenadas de todos pontos que se pretendem monitorizar, seja ao nível das velocidades, deslocamentos ou tensões.

No bloco G (forças aplicadas), o ficheiro "Salmd_Calc_PP&PH.3ddat" inclui uma rotina para determinar a resposta do modelo à aplicação da ação do peso próprio da superestrutura e da pressão hidrostática provocada pela albufeira. Este cálculo permite, essencialmente, validar o modelo, através da análise do estado de tensão em alguns pontos representativos.

O ficheiro "Salmd_Calc_Hist.3ddat" incluído no bloco H (histórias e plotagem) permite a leitura e registo em memória, nos pontos definidos através do ficheiro "Salmd_Calc_Monitorizar.3ddat", dos deslocamentos, tensões e velocidades consoante as definições escolhidas pelo utilizador.

Por último no bloco I (recolha de histórias, ficheiros log) o ficheiro "Salmd_Calc_File.3ddat" permite a exportação para ficheiros externos, sobre a forma de texto ou imagens, a informação que é processada e guardada em memória, ou seja, as histórias de deslocamentos, tensões e velocidades, registadas através do ficheiro referido no parágrafo anterior.

5.4.5 ROTINA DE CÁLCULO

A rotina de cálculo, conforme apresentado no ponto 5.4.4, centra-se no ficheiro "Salmd_Calc_Exp.3ddat", que ao longo da mesma procede à chamada dos restantes ficheiros, recolhendo ou extraindo a informação processada. Ao longo desta secção pretende-se explicar como se encontra estruturada a rotina e os passos que são executados, a informação necessária a introduzir pelo utilizador e quais os resultados que são apresentados.

No bloco "A", são definidas as variáveis correspondentes à frequência (freq_accao) e o período (period) relativas à ação, tendo sido utilizados os valores de 30 Hz para a frequência e 0,0333 s para o período. Uma vez que durante a rotina serão criados diversos ficheiros, é necessário proceder à atribuição do nome dos mesmos, bem como a localização onde deverão ser guardados, esta informação será guardada em variáveis próprias que vão sendo chamadas e completadas no desenrolar do cálculo.

Neste bloco são ainda dadas instruções para o programa proceder ao registo de toda a atividade através de um ficheiro "log". São chamados a correr nesta fase os ficheiros

“Salmd_Calc_Pontos.3ddat” e “Salmd_Calc_Monitorizar.3ddat”, para que fiquem atribuídas às variáveis correspondentes as coordenadas dos diversos pontos. É definido uma série igual ao tempo em segundos, de forma a que seja possível analisar as histórias de velocidades em função do tempo e não em função dos passos de cálculo, sendo esta última a configuração padrão do *software*. Para finalizar o bloco, é dada a instrução que permite ao *software* proceder a uma análise dinâmica do modelo.

O bloco “B” é um bloco de associação de valores numéricos às variáveis que corresponderão num passo mais à frente às propriedades do betão da barragem, bem como do maciço, dividido nos seus três estratos.

No bloco “C” começa por proceder à leitura do ficheiro com informação sobre barragem, conforme descrito no ponto 5.4.1 e elabora um modelo em três dimensões, representado na Figura 5.14.

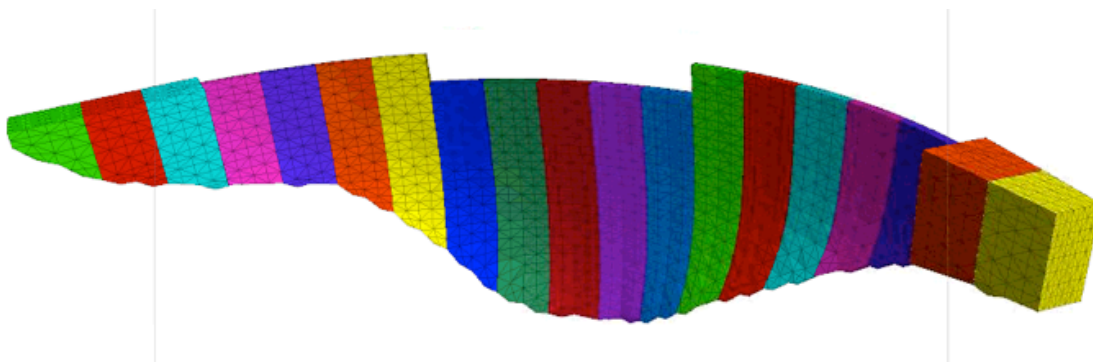


Figura 5.14 – Vista do modelo numérico da barragem com representação das juntas de contração.

O modelo da barragem é constituído por 19 blocos, correspondendo 5 blocos aos encontros, conforme a geometria apresentada na secção 5.1. Definido o modelo da barragem, após a leitura do ficheiro com informação da malha da barragem, procede à modelação do maciço, gerando o mesmo de uma forma radial em relação à barragem, conforme se visualiza na Figura 5.15.

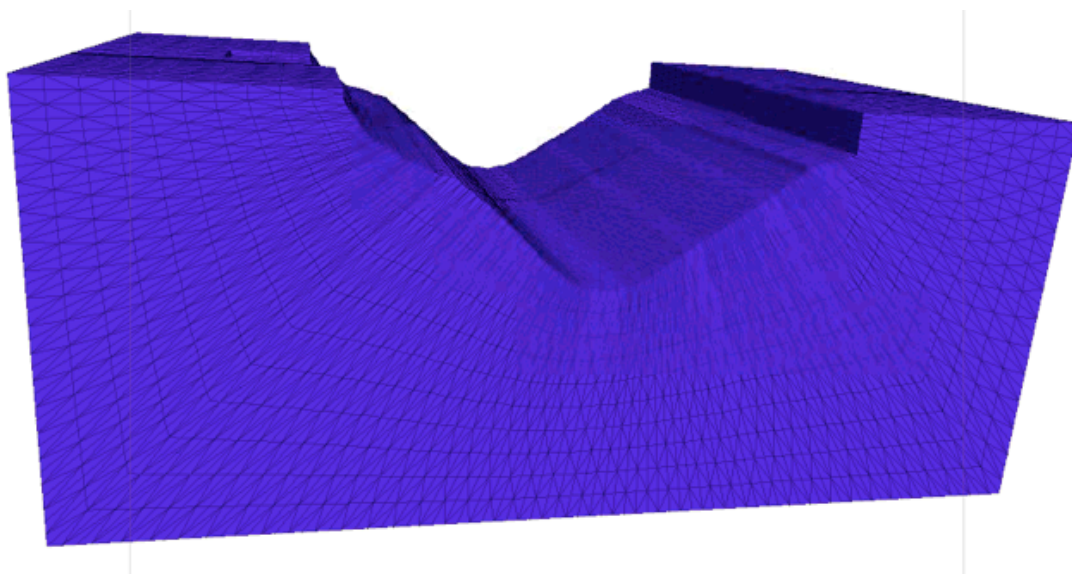


Figura 5.15 – Vista do modelo numérico do maciço de fundação.

Para que o *software* proceda à elaboração de um bloco de maciço de dimensões finitas, é necessário que o utilizador defina as dimensões máximas segundo cada eixo no ficheiro de informação sobre a barragem. Para a definição destas dimensões foi tido em consideração as dimensões da obra de arte, apresentada na secção 5.1, a localização do túnel do descarregador complementar, a possibilidade de inclusão dos três estratos do maciço e por último que as próprias dimensões do maciço permitissem a propagação das ondas de modo a que fosse possível obter registos aceitáveis nos diversos pontos de controlo apresentados no ponto 5.4.3, sendo esta uma das conclusões obtidas através da realização do modelo experimental no capítulo 4. Desta forma, foi atribuído segundo o eixo ZZ a dimensão de 180 m em profundidade, com ponto de referência no coroamento da barragem, sendo este o ponto de cota mais elevado do modelo. Segundo o eixo YY foi definida a dimensão máxima de 145 m para cada lado do eixo de referência, neste caso o eixo da barragem, obtendo-se 290 m entre os limites físicos do bloco, esta dimensão permite a inclusão da barragem e da zona do túnel na margem direita. Segundo o eixo XX, foi preciso ter em consideração o comprimento do túnel, ainda que o mesmo se desenvolva a partir da barragem para montante/jusante, adotou-se a mesma dimensão para os dois sentidos, resultando num total de 440 m.

Definido o modelo global barragem e maciço, representado na Figura 5.16, é necessário proceder à definição dos três estratos do maciço atribuindo diferentes regiões, conforme a caracterização apresentada no ponto 5.4.1 e representada na Figura 5.8.

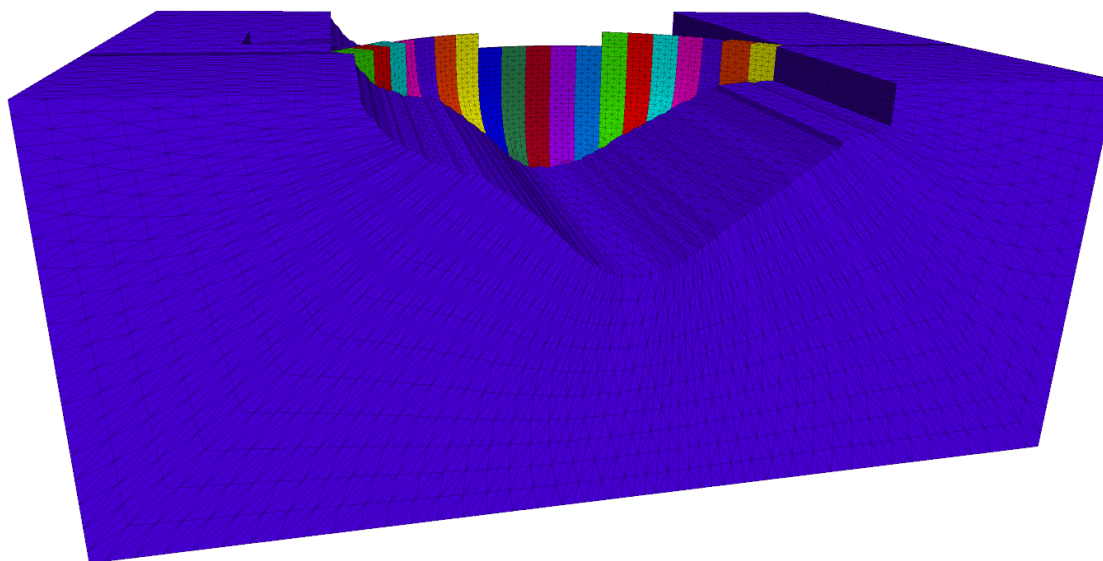


Figura 5.16 – Vista do modelo numérico, conjunto barragem e maciço.

Não obstante a definição do maciço em três estratos com características distintas, conforme já foi abordado no ponto 5.4.1, não é objetivo deste trabalho a definição de acidentes geológicos naturais como o diaclasamento, pelo que o mesmo será considerado como um meio contínuo. Nesta fase, é constituído um único bloco para o maciço, unindo as respetivas regiões que o constituem, podendo ser assim considerado como um meio contínuo.

Tendo por base a informação disponível nos relatórios Aqualogus (2010) e LNEC (2012), foram definidos no modelo numérico os diversos blocos que podem representar a localização do túnel construído, podendo posteriormente serem eliminados para simular a escavação do túnel e modelar pegadas interiores ou mais profundas no maciço.

O bloco “D” define a superfície dos blocos da barragem e dos encontros que têm contato com a albufeira a montante, para que seja possível proceder às verificações e cálculos relacionados com o peso próprio e a pressão hidrostática. Realiza-se uma verificação do estado do modelo numérico através da observação na linha de comandos dos valores máximos existentes nos blocos referentes a deslocamentos e velocidades.

No bloco “E” são atribuídas às regiões do maciço de fundação e da barragem, valores correspondentes à primeira região, à barragem e respetivas juntas de inserção e de contração, propriedades definidas no bloco “B”, possibilitando ao *software* a interpretação de dois materiais com propriedades distintas, não sendo ainda definidas as três camadas existentes no maciço rochoso.

No bloco “F” são definidas as condições de fronteira do modelo numérico, conforme descrito no ponto 5.4.1. Seguidamente é efetuado um passo de cálculo, para que sejam gerados

o modelo, os contatos e sub-contatos entre blocos, possibilitando, posteriormente a sua gravação em ficheiro, para que possa ser utilizado em posteriores testes, diminuindo substancialmente o tempo global da rotina.

O bloco “G” começa por definir para os subcontactos o seu estado inicial de tensões com o valor de zero para todos os parâmetros e definição das três camadas do maciço de fundação, seguindo-se uma verificação do estado do modelo numérico através da observação na linha de comandos dos valores existentes nos blocos referentes deslocamentos e velocidades, que se apresentam a zero, uma vez que ainda não foi aplicada nenhuma ação. Seguidamente é chamado o ficheiro “Salm_Calc_PP&PH.3ddat”, que procede à aplicação das ações estáticas ao modelo, peso próprio e pressão hidrostática no paramento de montante. Os resultados da aplicação das ações estáticas são validados com os valores expetáveis para esta obra e assim validada a fiabilidade do modelo numérico, relativamente a todos os parâmetros modelados (geometria, propriedades mecânicas dos materiais, condições de fronteira, ações, etc.). Posteriormente a esta verificação, e para dar início à simulação das explosões, são iniciadas a zero todas as grandezas relativas à análise estática, nomeadamente os deslocamentos, as velocidades, tempo e passos de cálculo. Por fim concretiza-se a simulação da pega, por meio de um impulso de força, com intensidade e direção definidos consoante a pega a simular.

No bloco “H” é carregada a informação constante no ficheiro “Salm_Calc_Exp_Hist.3ddat” cujo conteúdo se resume às instruções para guardar as histórias de velocidades, deslocamentos e tensões, durante o processo de cálculo, para os pontos definidos no ficheiro “Salm_Calc_Exp_Monitorizar.3ddat”. De seguida procede-se ao cálculo durante o tempo estipulado. Numa primeira fase foi efetuado o cálculo para um 1 segundo, que demorava em média cerca 5 horas. Para a fase final do trabalho e validação dos resultados obtidos, foi estipulado o tempo de 10 segundos, com este tempo de cálculo pretende-se que os valores de velocidades voltem aos valores iniciais, e podendo verificar se o efeito das explosões provoca alterações na estrutura, nomeadamente deslizamentos irreversíveis das juntas. Por fim são disponibilizados os valores máximos de velocidade, tensões e deslocamentos, para que o utilizador de uma forma rápida e expedita proceda a observação dos máximos valores registados durante todo o cálculo.

O último bloco, “I”, guarda em ficheiros toda a informação gerada e registada durante todo o processo de cálculo, nomeadamente, histórias de velocidades, deslocamentos e tensões, bem como imagens dos gráficos solicitados. No final é guardado num ficheiro o modelo numérico no seu estado final, possibilitando ao utilizador observar para aquele tempo de cálculo os diversos estados de tensões, magnitude de velocidade e deslocamentos. Toda a informação apresentada na linha de comandos é guardada em ficheiro.

5.4.6 RESULTADOS / LEIS DE ATENUAÇÃO

Conforme descrito no ponto 5.4.3, foram escolhidas seis pegas para proceder à simulação através do modelo numérico e posterior comparação de resultados através dos registos em obra, tendo sido escolhidas duas pegas para cada tipo de frente de trabalho.

As tabelas Tabela 5.7 e Tabela 5.8, apresentam de forma resumida os valores máximos obtidos para as diversas simulações, ao nível de velocidades e de tensões, sendo apresentado no anexo II, os registos completos de medições para as diversas simulações efetuadas.

Tabela 5.7 - Valores dos parâmetros determinados nos pontos de controlo para as pegas simuladas no modelo numérico.

Registo	Parâmetros	Pontos de Controlo			
		SB3	A	SB4	E
EE_467	Vel [mm/s]	0,593	1,104	0,279	0,407
	Dist. [m]	69,31	65,39	247,79	-
	$R/W^{0.5}$	41,421	39,078	148,083	-
EE_517	Vel [mm/s]	0,336	0,394	0,084	0,181
	Dist. [m]	89,23	84,38	267,71	-
	$R/W^{0.5}$	53,325	50,427	159,988	-
ET_702	Vel [mm/s]	3,656	2,129	0,646	0,712
	Dist. [m]	61,67	69,44	240,15	197,27
	$R/W^{0.5}$	32,078	36,120	124,916	102,611
ET_835	Vel [mm/s]	1,758	0,653	0,165	0,372
	Dist. [m]	53,84	56,53	232,32	215,79
	$R/W^{0.5}$	35,656	37,438	153,858	142,910
ES_459	Vel [mm/s]	0,747	1,663	0,268	0,580
	Dist. [m]	89,76	97,82	268,24	-
	$R/W^{0.5}$	43,798	47,731	130,888	-
ES_462	Vel [mm/s]	0,347	0,788	0,247	0,385
	Dist. [m]	90,30	127,67	268,78	-
	$R/W^{0.5}$	44,062	62,297	131,152	-

Nota: Estrutura de entrada (EE), Estrutura do túnel (ET), Estrutura de saída (ES).

Tabela 5.8 - Valores das tensões máximas determinadas nos pontos de controlo para as pegas simuladas no modelo numérico.

Registo	Pontos de Controlo [kPa]			
	SB3	A	SB4	E
EE_467	19,2	9,4	6,2	6,9
EE_517	10,6	4,4	1,5	2,6
ET_702	57,0	48,6	12,6	33,6
ET_835	41,2	5,4	4,3	5,9
ES_459	32,7	15,1	5,7	13,1
ES_462	14,6	9,2	4,6	7,4

Na Figura 5.17 apresenta-se os valores de PPV obtidos no modelo numérico para a pega ET_702. Os valores obtidos junto do ponto de detonação são elevados, verificando-se uma forte atenuação à medida que os pontos se afastam da fonte geradora de velocidades. A zona de detonação, corresponde a um local com muitas perturbações pelo que os valores de velocidade registados são fortemente influenciados por estas características. Verifica-se desta forma o efeito de amortecimento do maciço na propagação das vibrações ao longo deste meio.

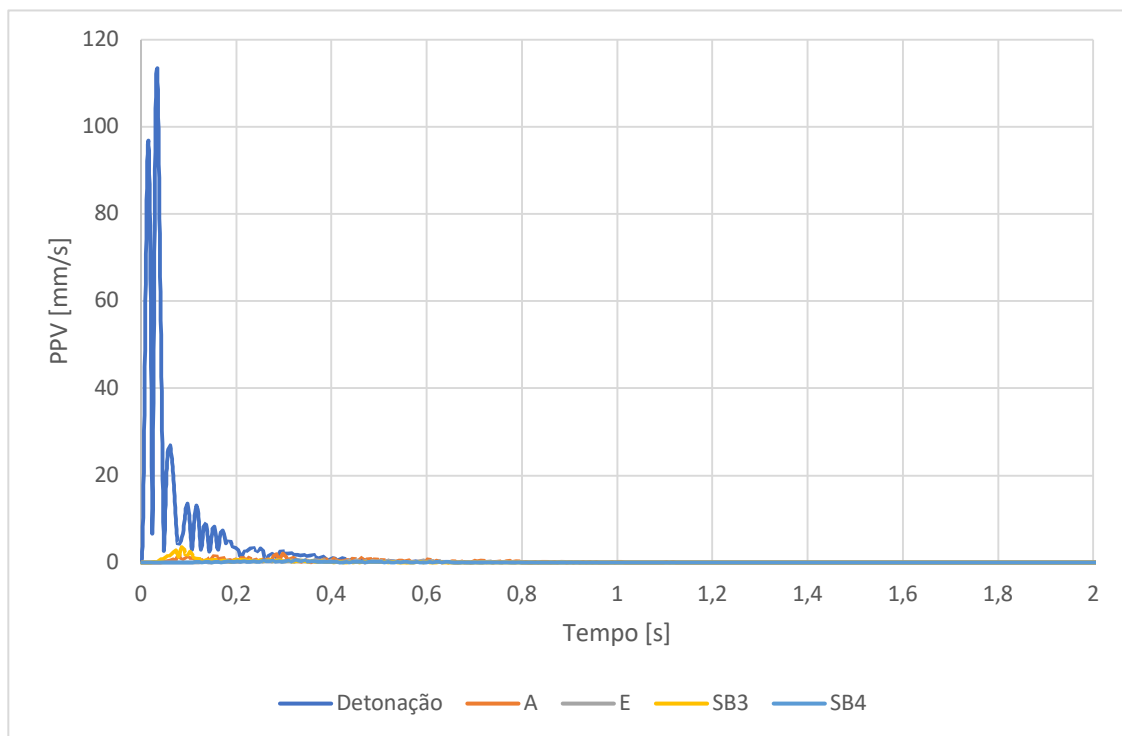


Figura 5.17 – Valores de velocidade vibratória de pico obtidos no modelo numérico para a pega Tunel_702.

Tendo como base os registos obtidos em obra, foi possível elaborar gráficos de dispersão de PPV (Figura 5.18 e Figura 5.19), através dos quais se procedeu à análise e comparação dos resultados obtidos com recurso ao modelo numérico, tendo sido escolhida a abordagem da raiz quadrada, pela justificação apresentada na secção 5.3. Pretende-se com esta abordagem verificar a adequabilidade das simulações numéricas, através da introdução dos resultados numéricos neste tipo de gráfico e constatar se enquadrem na zona correspondente ao respetivo ponto de controlo.

É importante salientar que, os registos medidos em obra são obtidos através de duas fontes, os pontos de controlo na fundação obtidos pela aparelhagem instalada pelo LNEC e o empreiteiro, enquanto que os registos do coroamento têm a sua origem apenas na aparelhagem do empreiteiro. Desta forma, verifica-se que existe algumas diferenças na gama de valores registados, sendo que se deu maior importância aos registos do LNEC, tendo-se utilizado os do empreiteiro para avaliar a amplificação das vibrações entre a fundação e o coroamento. A diferença reside no facto de os valores do LNEC terem sido filtrados através da eliminação das frequências superiores a cerca de 100 Hz enquanto que os registos do empreiteiro têm conteúdos em frequência até 500 Hz, originando valores de velocidade superiores. O objetivo da monitorização era avaliar quais os valores de velocidade que estavam a excitar a estrutura e através da sua limitação, através da aplicação da NP 2074:1983, precaver qualquer tipo de problema. Valores de velocidade com frequências acima de 80-100 Hz, não são “sentidas” pelas estruturas de betão, pelo que é necessário conhecer os valores reais que podem provocar algum dano na estrutura, e esse tem conteúdos em frequência inferiores ao valor referido.

Por comparação entre os valores das simulações numéricas e os valores dos registos observados em obra, relativamente aos pontos da fundação, verifica-se a existência de uma ótima concordância (Figura 5.18), enquanto que nos pontos do coroamento, observa-se um correto alinhamento, tendo os valores simulados numericamente sido ligeiramente inferiores aos medidos pelo empreiteiro (Figura 5.19).

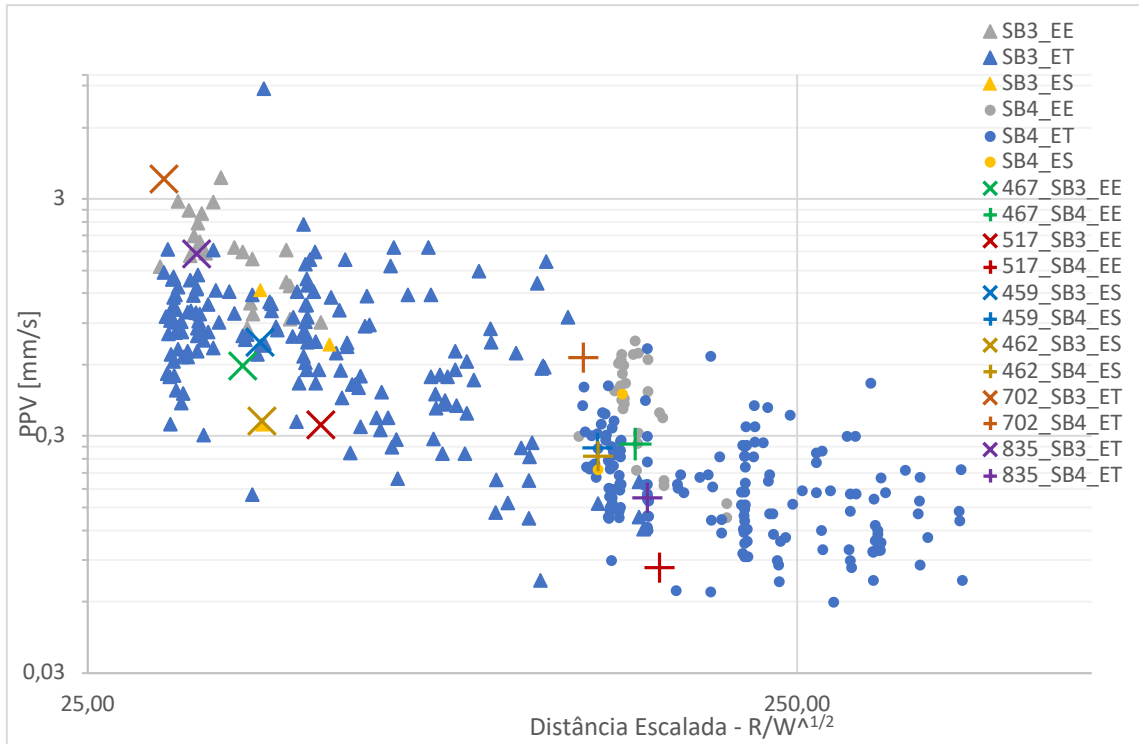


Figura 5.18 – Comparação dos resultados nos pontos de controle SB3 e SB4, correspondentes à fundação, entre a simulação de pegas no modelo numérico com as medições em obra.

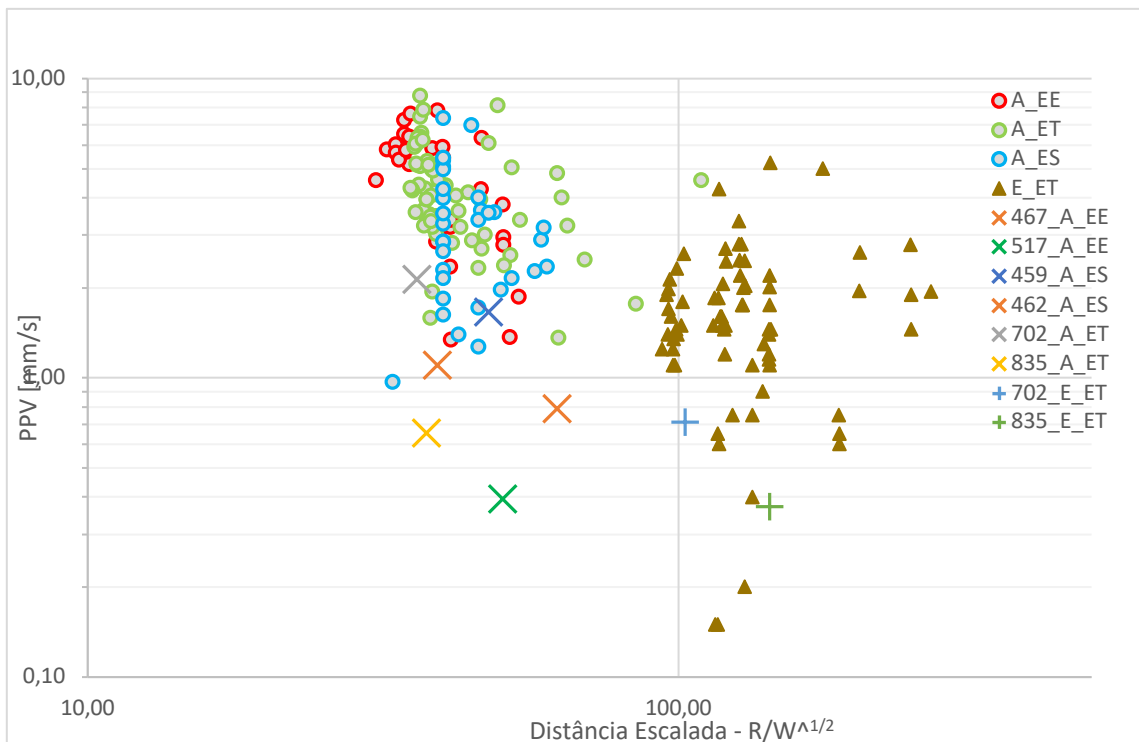


Figura 5.19 - Comparação dos resultados no ponto de controle A, correspondente ao coroamento, entre a simulação de pegas no modelo numérico com as medições em obra.

Nota:

Para uma melhor compreensão da legenda das figuras anteriores, de seguida é apresentado a interpretação das siglas referenciadas.

EE – Estrutura de entrada; ET – Estrutura do túnel; ES – Estrutura de saída;

SB3, SB4, A e E – Pontos de controlo de vibrações no coroamento (Figura 5.11);

“SB3_EE” – Valores medidos em obra no ponto SB3 referentes a pegas executadas na estrutura de entrada;

“467_SB3_EE” – Valor obtido no ponto SB3 referente à simulação numérica da pega 467 na estrutura de entrada.

Os registos de velocidades vibratórias de pico são formas aproximadas de verificar o impacto nas estruturas devido às solicitações das vibrações, contudo, deverá ser efetuada uma análise de tensões. Esta análise permite avaliar qual o nível de tensões que a estrutura esteve sujeita e assim verificar se não houve roturas pontuais ou generalizadas da obra. As Figura 5.20, Figura 5.21 e Figura 5.22 apresentam as distribuições de tensões principais do modelo numérico para simulações de pegas realizadas, onde se verificam os valores máximos na barragem devido exclusivamente às vibrações provocadas pelas explosões.

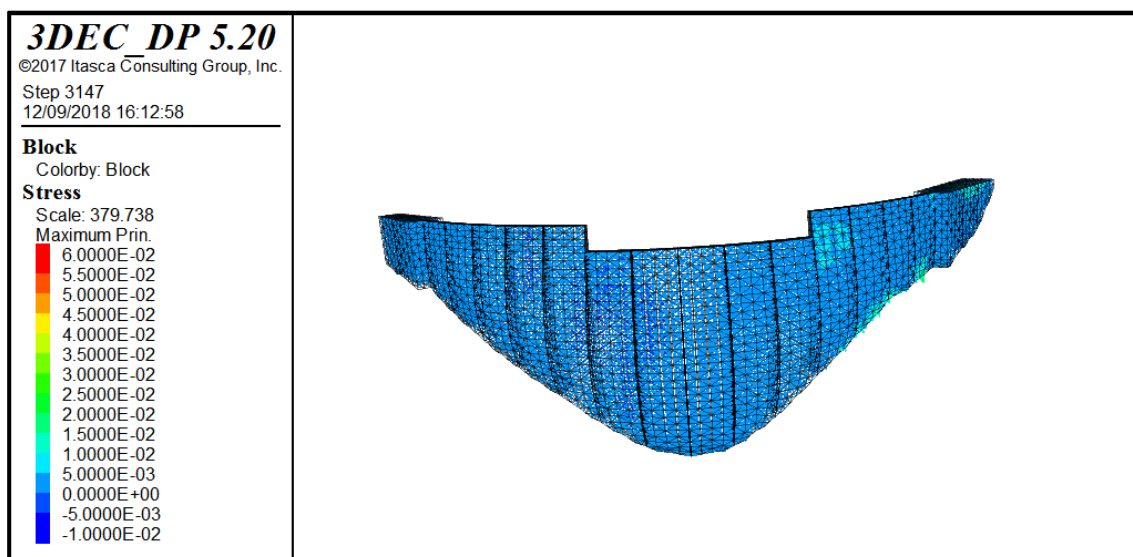


Figura 5.20 - Vista de montante do modelo numérico da barragem com representação das tensões devidas à pega 467 na estrutura de entrada (EE), no instante 0,22 s.

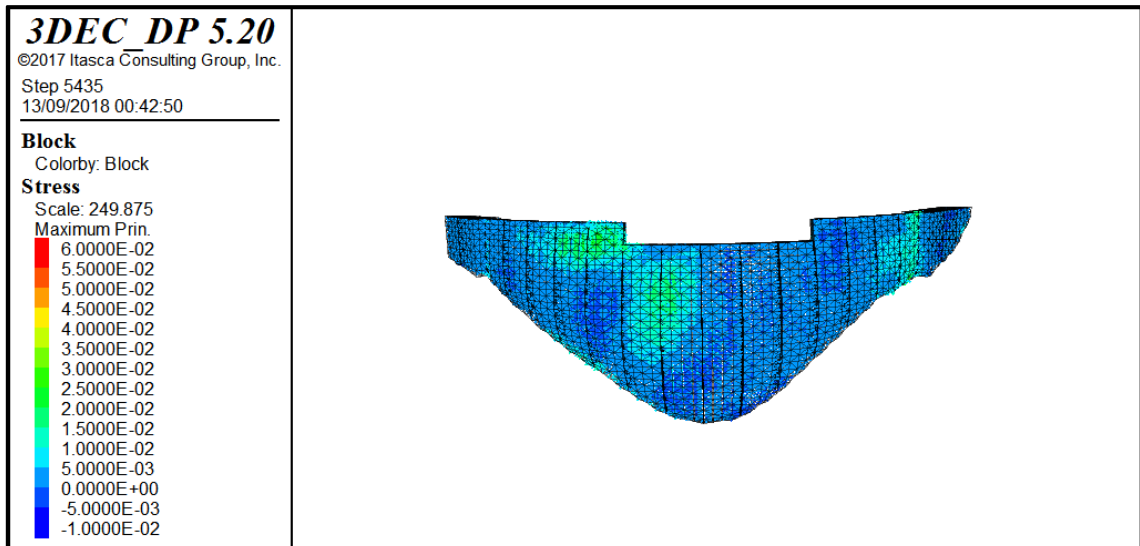


Figura 5.21 - Vista de montante do modelo numérico da barragem com representação das tensões devidas à pega 702 na estrutura do túnel (ET), no instante 0,38 s.

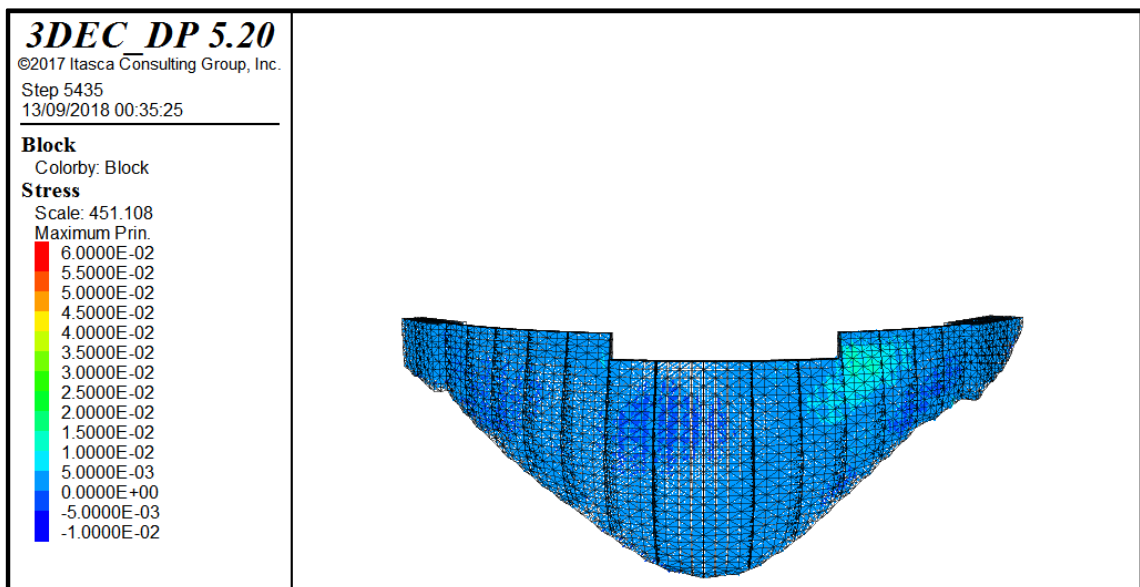


Figura 5.22 - Vista de montante do modelo numérico da barragem com representação das tensões devidas à pega 459 na estrutura de saída (ES), no instante 0,38 s.

Para as pegas simuladas no modelo numérico e apresentadas nas figuras anteriores, registaram-se valores de tensões principais máximas no ponto de controlo “SB3” (Figura 5.11), localizado na fundação da margem direita da barragem, na ordem de 19,2 kPa para pegas na estrutura de entrada, 57,0 kPa para pegas na estrutura do túnel e 32,7 kPa para pegas na estrutura de saída. Para o ponto de controlo “A” localizado no alinhamento vertical do ponto de fundação “SB3”, no coroamento da barragem, obteve-se valores na ordem de 9 kPa para a estrutura de entrada, 48,6 kPa para o túnel e 15,1 kPa para a estrutura de saída.

Se tivermos em consideração a capacidade de resistência mínima à tração do betão para este tipo de estruturas, na ordem dos 1 MPa, constata-se que as tensões registadas nos pontos de controlo do modelo numérico são na ordem de grandeza de 100 vezes inferior à resistência do betão. No entanto, para uma perfeita avaliação do estado de tensão na barragem, estes valores obtidos devido às vibrações provocadas pelas explosões das pegas deveriam ser somados ao estado de tensão provocado pelas restantes ações (peso próprio, pressão hidrostática, variações de temperatura, etc.) e instalado na altura da execução das escavações.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 Conclusões

Neste capítulo pretende-se resumir as principais conclusões obtidas com a concretização deste trabalho, em concreto com a elaboração e aplicação a um caso prático do modelo numérico concretizado no capítulo 5, posteriormente sugerindo algumas propostas para desenvolvimento de trabalhos futuros.

O desenvolvimento deste trabalho revelou-se desde o início bastante ambicioso para os objetivos pretendidos, tendo em consideração o seu contexto de concretização, razão pela qual obrigou a diversas escolhas e simplificações, promovendo desta forma também, a possibilidade de um aperfeiçoamento e desenvolvimento de trabalhos futuros tendo simplesmente por base a continuidade deste trabalho.

O fenómeno de propagação de ondas com origem numa detonação é um fenómeno complexo do ponto de vista teórico, onde nenhuma detonação é igual à anterior e face às suas inúmeras variáveis difíceis de isolar desde as propriedades do terreno, o estado do terreno as características do explosivo utilizado, a geometria da pega e as condições do próprio edificado. No caso atual as condições da estrutura da barragem com grandes dimensões e juntas de contração, não existindo à data forma de prever os impactos sofridos pelas estruturas sem o recurso a este

tipo de modelos numéricos. Sendo desta forma importante realçar o avanço conseguido no sentido de minimizar a incerteza relativa à análise de estruturas sujeitas a este tipo de ações dinâmicas.

Conforme as conclusões do relatório do LNEC (2012) e com base nas simulações numéricas realizadas de algumas pegas, verifica-se o valor baixo do acréscimo das tensões induzidas pelo efeito das vibrações, não acarretando sinais de preocupação ao nível da resistência estrutural. No entanto, só através de inspeções visuais poderá ser possível determinar o impacto que possa ter ocorrido na barragem.

A elaboração deste modelo numérico permitiu desenvolver novas abordagens para a simulação das explosões, da propagação de vibrações ao longo do maciço e respetivos efeitos na estrutura. Estas abordagens, devidamente adaptadas, são passíveis de serem implementadas em estudos futuros, possibilitando a continua melhoria do respetivo modelo numérico.

A realização deste trabalho foi organizada em duas fases principais, na primeira a conceção de um modelo experimental simplificado, onde se pretendeu definir a ação dinâmica que melhor representa o efeito de uma detonação, podendo ser posteriormente aplicada num caso prático à estrutura da barragem.

A primeira fase deste trabalho assenta nos testes realizados com recurso a modelos de bloco experimental simplificado sobre a forma de um cubo e de um paralelepípedo. Começou por verificar-se que não era possível observar, através dos valores registados nos pontos de controlo, o efeito de propagação das ondas com origem numa ação dinâmica no bloco de forma cúbica, uma vez que, o comprimento de onda associado a cada frequência é superior às dimensões reduzidas do cubo. Possibilitando desta forma tirar a primeira conclusão: o modelo de bloco experimental para iniciar o estudo da propagação das ondas ao longo do maciço provenientes da utilização de explosivos iria ser o modelo paralelepipedico.

O estudo das dimensões das zonas de cálculo foi efetuado nos modelos de bloco experimental, uma vez que, nestes modelos esta dimensão pode ser facilmente alterada, ao passo que no modelo numérico a dimensão dos elementos é intrínseca à elaboração da malha do próprio modelo. Contudo possibilitou selecionar a dimensão que apresenta um melhor rácio entre tempo despendido no cálculo e os resultados obtidos, minimizando o erro associado pela absorção das frequências em malhas de maiores dimensões, tendo sido adotado a dimensão de cinco metros na barragem.

Com o aperfeiçoamento do bloco experimental de forma paralelepipedica e a realização de novos testes, com variação nas dimensões de largura e altura, foi notório que para o tipo de estudo em causa, é necessário um modelo de dimensões consideráveis que permita a observação do comportamento da propagação das ondas.

A adoção da história pré-definida do *software* denominada de impulso, aplicada no modelo numérico para o estudo do comportamento da barragem sujeita a vibrações com origem em explosões, demonstrou corresponder às necessidades deste estudo desde a sua primeira aplicação, razão pela qual não foram exploradas outras hipóteses, tal como séries temporais de diferentes formas incluindo cosenos e senos, contudo, considera-se que a mesma poderá ser aprofundada, no entanto, a consideração do impulso de força correspondeu a resultados muito satisfatórios.

A conclusão mais importante da primeira fase do trabalho, surge com a escolha da ação que melhor representa o efeito de uma detonação de carga explosiva onde, analisados os resultados obtidos, se verifica que apenas para a ação dinâmica da força, que consiste em aplicar uma força num nó definia pela sua intensidade e direção de propagação, existe uma variação da velocidade de propagação em função da frequência aplicada. Bem como é nesta ação que se verifica, segundo o eixo do bloco experimental, uma diminuição gradual de velocidades vibratórias de pico com a distância à fonte, ao contrário da aplicação da ação como pressão, onde os registos de velocidade de pico são praticamente constantes. Pode-se assim terminar a fase experimental e prosseguir para a aplicação das conclusões deduzidas no modelo numérico.

Na segunda fase deste trabalho foi desenvolvido um modelo numérico híbrido descontínuo de elementos discretos e elementos finitos dos blocos da abóbada, incluindo as juntas de contração e o maciço de fundação, para análise do comportamento da barragem de betão sujeita a vibrações provocadas pelo desmonte do maciço com recurso a explosivos na sua vizinhança. Com base na análise dos resultados apresentados nas Figura 5.18 e Figura 5.19, verifica-se uma boa concordância entre os valores obtidos no modelo numérico e os valores observados na obra.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Todo o trabalho de modelação numérica só por si permite o desenvolvimento de trabalhos no futuro pelo simples aperfeiçoamento do moledo. Neste caso e face ao tempo planeado para a concretização deste trabalho, foi necessário delimitar barreiras nos objetivos a atingir.

O modelo numérico elaborado tentou abordar apenas algumas das partes consideradas mais importantes neste tema, nomeadamente, a ação dinâmica que melhor representa o efeito de vibrações com origem numa explosão e a representação da estrutura em avaliação, neste caso uma barragem, tendo sido por sua vez considerado o maciço como um meio contínuo e homogéneo.

Desta forma, pode-se dizer que o próprio modelo pode ser mais elaborado, nomeadamente, definindo melhor a representação do maciço, através da representação de alguns acidentes geológicos mais importantes (descontinuidades, falhas, etc), dos estratos existentes, do túnel. Outro desenvolvimento que poderia ser incluído, diz respeito à consideração das ações de funcionamento da barragem (peso próprio, pressão hidrostática, variações de temperatura, etc.) para assim ser possível avaliar qual o nível de tensões instalado na estrutura devido a todas as ações, incluindo o efeito das vibrações provenientes da utilização de explosivo para o desmonte de rochas.

Um dos principais trabalhos a realizar em futuro é referente à ação dinâmica que pretende caracterizar a pega de fogo, não só a ação em si, aprofundando a dedução apresentada neste trabalho, mas também a história de aplicação da respetiva ação.

Tendo sido todo este trabalho desenvolvido e assente com base na informação proveniente do acompanhamento e monitorização de uma única obra, torna-se necessário legitimar o próprio modelo, fazendo uso do mesmo em outras obras de características semelhantes, possibilitando a deteção de possíveis erros, ou mesmo necessidades de aperfeiçoamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amec Foster Wheeler. (2017). Blasting Radius Plan. Obtido 15 de Setembro de 2017, de <https://twinrivertiverton.com/construction-updates/>
- Andrade Gomes, J. P. A. (2016). *Metodologia Para a Análise De Vibrações Provocadas Por Desmontes Com Recurso a Explosivos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Minas e Geo-Ambiente. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Aqualogus. (2010). *Barragem de Salamonde, Descarregador Complementar de Cheias - Projeto. Vol III - Estudos Geológicos e Geotécnicos*.
- Azevedo, F. L. S. (2002). *Vibrações Ambientais - Incomodidade nos seres humanos e danos nas edificações*. Nota Técnica. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, Portugal.
- Bernardo, P. (2004). *Impactes ambientais do uso de explosivos na escavação de rochas, com ênfase nas vibrações*. Tese de Doutoramento em Engenharia de Minas. Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa.
- BS-7385 - Parte I. (1990). Evaluation and Measurement for Vibration in Buildings. Guide to Measurement of Vibrations and Evaluation of their Effects on Buildings. British Standard.
- BS-7385 – Parte II. (1990). Evaluation and Measurement for Vibration in Buildings. Guide to Damage Ground Born Vibration. British Standard.
- Cunha, J., & Paixão, J. (2003). *Barragem de Salamonde - Relatório de Análise de Comportamento*. Porto, Portugal.
- D 2845-00. (2010). Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock. American Society for Testing and Materials (ASTM).
- Dinis da Gama, C. (1998). Ruídos e vibrações ligados à utilização dos explosivos e equipamentos. Em *Comunicações do 1º Seminário de Auditorias Ambientais Internas*. Lisboa, Portugal: Instituto Geológico e Mineiro. Obtido de http://www.Ineg.pt/CienciaParaTodos/edicoes_online/diversos/auditorias_amb
- Dowding, C. H. (1996). *Construction Vibrations* (1st ed.). E.U.A.: Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- Dowding, C. H. (1992). Suggested Method for Blast Vibration Monitoring. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 29(2), 143–156.
- EDP. (2010a). *Aproveitamento hidroelétrico de Salamonde. Barragem de Salamonde. Controlo de segurança da barragem durante as obras de reforço de potência e do descarregador de cheias complementar*.

- EDP. (2010b). *Barragem de Salamonde. Descarregador de Cheias Complementar. Projeto.*
- Edwards, A. T., & Northwood, T. D. (1960). *Experimental Studies of the Effects of Blasting on Structures. The Engineer, Vol. 210.*
- Eissa, E. A., & Kazi, A. (1988). *Relation Between Static and Dynamic Young's Moduli of Rocks.* Inr. .I. Rock Mech. Mm Sci. & Geomech. Absir. Vol. 25, Nº. 6, pp. 479-482.
- Geosig. (2017). GSR-16. Obtido 5 de Março de 2017, de <https://www.geosig.com/GCR-16-id12581.aspx>
- Hartman, H. L. (1992). *S. M. E. Mining Engineering Handbook.* Colorado, EUA: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc.
- Hustrulid, W. A. (1999). *Blasting Principles for Open Pit Mining, Volume 1 General Design Concepts.* Colorado, E.U.A.: Taylor & Francis Group, LCC.
- ISO-2631. (1997). *Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration.* International Organization for Standardization.
- ITA. (2016). *Vibration Control in Urban Drill and Blast Tunneling.* Technical report. ITA-AITES.
- Itasca. (2016). *3DEC 5.2, Command Reference.* Itasca Consulting Group Inc., 4ª Edição, Novembro 2016.
- Itasca. (2016). *3DEC 5.2, Plot Command Reference.* Itasca Consulting Group Inc., 4ª Edição, Novembro 2016.
- Itasca. (2016). *3DEC 5.2, FISH in 3DEC.* Itasca Consulting Group Inc., 4ª Edição, Novembro 2016.
- Itasca. (2016). *3DEC 5.2, User's Guide.* Itasca Consulting Group Inc., 4ª Edição, Novembro 2016.
- Jimeno, C. L., Jimeno, E. L., & Carcedo, F. J. A. (1995). *Drilling and Blasting of Rocks.* (T. & F. Group, Ed.). Geomining Technological Institute of Spain.
- Karlos, V., & Solomon, G. (2013). *Calculation of Blast Loads for Application to Structural Components.* European Laboratory for Structural Assessment.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering.* New Jersey, E.U.A.: Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- Lemos, J. V. (1995). *Metodologias para a deteção e actualização de contactos em modelos de elementos discretos.* IV Encontro Nacional de Mecânica Computacional, vol. 1, pp. 61-72. Lisboa, Portugal.
- Lemos, J. V. (2001). *Modelling and Failure Analysis in Rock Engineering.* Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, Portugal.
- LNEC. (2012). *Acompanhamento e controlo das vibrações durante as escavações do maciço rochoso com recurso a explosivos.* Relatório Técnico (Confidencial). Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, Portugal.
- Louro, A. C. (2009). *Novas formulações para leis de propagação de vibrações, em maciços*

- rochosos, baseadas nas propriedades termodinâmicas dos explosivos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Minas. Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa.
- Miguens, J. F. (2011). *Vibrações induzidas pela escavação subterrânea de maciços rochosos com recurso a explosivos e seus eventuais impactes nas estruturas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro.
- Mohamed, M. (2011). *Vibration Control, Vibration Control*. (M. Lallart, Ed.). InTech. Obtido de <http://www.intechopen.com/articles/show/title/vibration-control>
- Moutinho, C. (2007). *Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Nicholls, H. R., Johnson, C. F., & Duvall, W. I. (1971). *Blasting vibrations and their effects on structures*. United States Bureau of Mines (USBM).
- Norma Portuguesa NP-2074. (1983). *Avaliação da influência de vibrações impulsivas em estruturas*. Lisboa, Portugal: Instituto Português da Qualidade.
- Oliveira, S., & Pereira Gomes, J. (2016). *Folhas de apoio a Modelação Estrutural com Elementos Finitos*. Lisboa, Portugal: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Pereira Gomes, J. (2005). *Análise experimental de cenários de rotura em fundações de barragens de betão*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.
- Raposo, N. C. (2012). *Propagação de Vibrações num Complexo Subterrâneo em Rocha*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Resende, R., Lamas, L., Lemos, J., & Calçada, R. (2014). Stress wave propagation test and numerical modelling of an underground complex. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 72, 26–36. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2014.08.010>
- Resende, R. (2010). *An Investigation of Stress Wave Propagation Through Rock Joints and Rock Masses*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sarsby, R. (2000). *Environmental Geotechnics*. Londres, Reino Unido: Thomas Telford Ltd.
- Sitharam, T. G. (2012). *Geotechnical applications for earthquake engineering research advancements*. (I. Global, Ed.).
- SN 640 312a. (1992). *Effect of Vibrations on Constructions*. Union des Professionnels Suisses de la Route (VSS). Schweizer Norm.
- Vuolio, R. (1990). Blast Vibration: Threshold Values and Vibration Control. Em *Acta Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series n° 95* (p. 146). Heksinki, Finlândia.

ANEXOS

ANEXO I – FICHEIRO DE PROGRAMAÇÃO DO 3DEC PARA O MODELO NUMÉRICO

new
set log on

```
;-----  
; Simulação da Escavação c/ Recurso a Explosivos  
; Modelo: Barragem de Salamonde II  
; Simulação da carga: Impulso de Força  
;  
; Junho de 2018  
;-----
```

```
; A - Preâmbulo  
; B - Definição das Propriedades  
; C - Geração da Malha  
; D - Definição das Superfícies  
; E - Atribuição de Propriedades  
; F - Condições de Fronteira  
; G - Forças Aplicadas  
; H - Histórias e Plotagem  
; I - Recolha de histórias, ficheiros log
```

```
;-----  
; A - Preâmbulo  
DEF VAR  
  freq_acciao = 30 ;<<< [Hz]  
  period = 0.0333 ;<<< [s]  
END  
@VAR
```

```
DEF NOMES_FICHEIROS  
fich_hist = 'Resultados/' + string(freq_acciao) + 'Hz/Salmd_hist_' + string(freq_acciao)  
fich_log = 'Resultados/' + string(freq_acciao) + 'Hz/Salmd_log_' + string(freq_acciao)  
fich_sav = 'Resultados/' + string(freq_acciao) + 'Hz/Salmd_sav_' + string(freq_acciao)  
fich_sav_pp = 'Resultados/' + string(freq_acciao) + 'Hz/Salmd_sav_' + string(freq_acciao) + "_PP"  
fich_sav_ph = 'Resultados/' + string(freq_acciao) + 'Hz/Salmd_sav_' + string(freq_acciao) + "_PH"  
fich_sav_exp = 'Resultados/' + string(freq_acciao) + 'Hz/Salmd_sav_' + string(freq_acciao) + "_EXP"  
END  
@NOMES_FICHEIROS
```

set logfile @fich_log

CALL Salmd_Calc_Pontos.3ddat

CALL Salmd_Calc_Monitorizar.3ddat

```
DEF Serie_Temporal ; X-Axis em função do tempo [s]  
whilestepping  
Serie_Temporal=time  
END
```

config feblock dyn
set wr on

```
;-----  
; B - Pré-definição das Propriedades
```

; Betão

```

DEF PROP_BET
  elast_B = 45000          ;<<< [MPa] 1000000
  miu_B = 0.2             ;<<<
  den_B = 0.0024          ;<<< [10^6 Kg/m3]
  kapa_B = elast_B/(3.0*(1.0-2.0*miu_B))
  ge_B = elast_B/(2.0*(1.0+miu_B))
  kn_B = elast_B          ;<<< Definição propriedades juntas
  ks_B = elast_B/(2.0*(1.0+miu_B))
  tens_B = 1E6
  coh_B = 1E6
  fric_B = 45
END
@PROP_BET

```

```

; Maciço
DEF PROP_MAC
  den_M = 0.0027          ;<<< [10^6 Kg/m3]
  miu_M = 0.2             ;<<<
  fric_M = 45             ;<<< Pontos no interior e saída do túnel (estratos inferiores)
  tens_M = 1E10
  coh_M = 1E10
  kn_M = elast_B          ;<<< Definição propriedades juntas
  ks_M = elast_B/(2.0*(1.0+miu_B))

  elast_M1 = 4000         ;<<< [MPa]
  kapa_M1 = elast_M1/(3.0*(1.0-2.0*miu_M))
  ge_M1 = elast_M1/(2.0*(1.0+miu_M))

  elast_M2 = 10000        ;<<< [MPa]
  kapa_M2 = elast_M2/(3.0*(1.0-2.0*miu_M))
  ge_M2 = elast_M2/(2.0*(1.0+miu_M))

  elast_M3 = 20000        ;<<< [MPa]
  kapa_M3 = elast_M3/(3.0*(1.0-2.0*miu_M))
  ge_M3 = elast_M3/(2.0*(1.0+miu_M))
END
@PROP_MAC

```

```

; -----
; C - Geração da Malha

```

```

feblock read Sal_Fund-apertada_tunel.txt ; Leitura do ficheiro da malha
;restore Resultados/30Hz/Salmd_sav_Lz5_30.3dsav

```

```

pri b info

```

```

; Definição do maciço em 3 estratos
mark reg 1 range bid 2 21 ; Definição dos blocos da barragem

```

```

; Estrato acima dos 261m
mark reg 2 range bid 247 255 ; Margem Esquerda
mark reg 2 range bid 22 43
mark reg 2 range bid 123 128
mark reg 2 range bid 44 54
mark reg 2 range bid 56
mark reg 2 range bid 58
mark reg 2 range bid 60 65

```

mark reg 2 range bid 67
mark reg 2 range bid 69
mark reg 2 range bid 71 76
mark reg 2 range bid 78
mark reg 2 range bid 80
mark reg 2 range bid 82 87

mark reg 2 range bid 283 289 ; Margem Direita
mark reg 2 range bid 233 246

; Estrato entre os 261 e os 241 m
mark reg 3 range bid 256 273 ; Margem Esquerda
mark reg 3 range bid 55
mark reg 3 range bid 57
mark reg 3 range bid 59
mark reg 3 range bid 66
mark reg 3 range bid 68
mark reg 3 range bid 70
mark reg 3 range bid 77
mark reg 3 range bid 79
mark reg 3 range bid 81
mark reg 3 range bid 88 122
mark reg 3 range bid 129 146

mark reg 3 range bid 290 303 ; Margem Direita
mark reg 3 range bid 215 232

; Estrato abaixo dos 241m
mark reg 4 range bid 1
mark reg 4 range bid 274 282
mark reg 4 range bid 147 214

; Juntar os blocos maciço
join on range reg 2 3 4

; Eliminar os blocos correspondentes aos descarregadores
delete bid 21

; Eliminar blocos do túnel consuante as pegas simuladas

;DCC_EE - AUE 467
delete bid 22 37

;DCC_EE - AUE 517
;delete bid 44 47
;delete bid 247

;;DCC_Tunel - AUE 702
;delete bid 54
;delete bid 65
;delete bid 76
;delete bid 87
;delete bid 98
;delete bid 109
;delete bid 120 122

;;DCC_Tunel - AUE 835

;delete bid 43
 ;delete bid 53
 ;delete bid 64
 ;delete bid 75
 ;delete bid 86

; -----
 ; D - Definição das Superfícies

pri b_max

; Malha Apertada
 ; Superfície a montante
 feb feid 1 228 fef 4 4 mark 1
 feb feid 233 252 fef 4 4 mark 1
 feb feid 257 278 fef 4 4 mark 1
 feb feid 283 306 fef 4 4 mark 1
 feb feid 311 336 fef 4 4 mark 1
 feb feid 341 368 fef 4 4 mark 1
 feb feid 373 400 fef 4 4 mark 1
 feb feid 405 432 fef 4 4 mark 1
 feb feid 437 464 fef 4 4 mark 1
 feb feid 469 494 fef 4 4 mark 1
 feb feid 499 790 fef 4 4 mark 1

feb feid 77 fef 6 6 mark 1
 feb feid 81 fef 6 6 mark 1
 feb feid 85 fef 6 6 mark 1
 feb feid 89 fef 6 6 mark 1
 feb feid 93 fef 6 6 mark 1
 feb feid 97 fef 6 6 mark 1

feb feid 715 fef 5 5 mark 1
 feb feid 719 fef 5 5 mark 1
 feb feid 723 fef 5 5 mark 1
 feb feid 727 fef 5 5 mark 1
 feb feid 731 fef 5 5 mark 1

; -----
 ; E - Atribuição de propriedades

change mat 1 range reg 1
 change mat 2 range reg 2 3 4

change rint 1 1 jmat 1
 change rint 1 2 jmat 2

prop mat 1 d @den_B k @kapa_B g @ge_B
 prop jmat 1 jkn @kn_B jks @ks_B jtens @tens_B jcoh @coh_B jfric @fric_B

prop mat 2 den 0.0000001 bulk @kapa_M1 shear @ge_M1
 prop jmat 2 jkn @kn_M jks @ks_M jtens @tens_M jcoh @coh_M jfric @fric_M

; -----
 ; F - Condições de Fronteira

; Superfície absorvente

bou xvisc yvisc zvisc range xr -220.01 -219.99
bou xvisc yvisc zvisc range xr 209.99 210.01
bou xvisc yvisc zvisc range yr -181.00 -180.00
bou xvisc yvisc zvisc range yr 110.00 111.00
bou xvisc yvisc zvisc range zr 99.99 100.01

; Superfície encastrada
bou xv 0 yv 0 zv 0 range zr 99.99 100.01 xr -220.01 -219.99
bou xv 0 yv 0 zv 0 range zr 99.99 100.01 xr 209.99 210.01

set dyn off

cy 1

save @fich_sav

; -----
; G - Forças Aplicadas

; Alteração das Propriedades do Maciço
prop mat 3 den @den_M bulk @kapa_M1 shear @ge_M1
prop mat 4 den @den_M bulk @kapa_M2 shear @ge_M2
prop mat 5 den @den_M bulk @kapa_M3 shear @ge_M3

change mat 3 range reg 2
change mat 4 range reg 3
change mat 5 range reg 4

set atol 2.0

; Criar Sub-Contactos
insitu str 0 0 0 0 0 0

set atol 0.2

pri max
pri con sum

Set nucp 0
Set nucx 0

;CALL Salmd_Calc_PP&PH.3ddat

reset hist
reset time
reset disp
reset vel

set dyn on
damp 0.06 @freq_acciao mass ;Amortecimento geral 3%

prop mat 1 damp 0.02 @freq_acciao mass ;Amortecimento betão 1%

; Simulação da explosão
; EE AUE 467
;bou xload 17.614 yload -0.356 zload -7.801 hist imp @freq_acciao @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2
yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; 01_Vert

bou xload 8.781 yload -0.257 zload -3.887 hist imp @freq_accas @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; 02_Vert

; EE AUE 517

;bou xload 16.997 yload -3.777 zload -6.287 hist imp @freq_accas @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; 01_Vert

; ES AUE 459

;bou xload 18.312 yload 24.742 zload -11.298 hist imp @freq_accas @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; 01_Vert

;bou xload 9.180 yload 12.201 zload -5.621 hist imp @freq_accas @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; 02_Vert

; ES AUE 462

;bou xload 16.786 yload 34.767 zload -11.471 hist imp @freq_accas @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; 01_Vert

;bou xload 8.416 yload 17.167 zload -5.706 hist imp @freq_accas @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; 02_Vert

; Tunel AUE 702

;bou xload 18.046 yload 16.159 zload -9.007 hist imp @freq_accas @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; 01_Vert

;bou xload 8.585 yload 9.098 zload -5.676 hist imp @freq_accas @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; 02_Vert

; Tunel AUE 835

;bou xload 11.580 yload 13.114 zload -8.812 hist imp @freq_accas @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; 01_Vert

;bou xload 2.445 yload 2.247 zload -1.316 hist imp @freq_accas @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; 05_Vert

;bou xload 18.121 yload 25.561 zload -11.616 hist imp @freq_accas @period range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2 ; AUE369

print bou force range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2
print bou hist range xr @X_EXP_1 @X_EXP_2 yr @Y_EXP_1 @Y_EXP_2 zr @Z_EXP_1 @Z_EXP_2

;pause ; Verificar a aplicação da força no ponto definido

; -----
; H - Histórias e Plotagem

CALL Salmd_Calc_Exp_Hist.3ddat
;pause ; Verificar pontos de recolha de histórias

cy time 6

pri max
pri con sum

; -----
; I - Recolha de histórias, log

CALL Salmd_Calc_Exp_File.3ddat

save @fich_sav_exp
set log off

ANEXO II – RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO

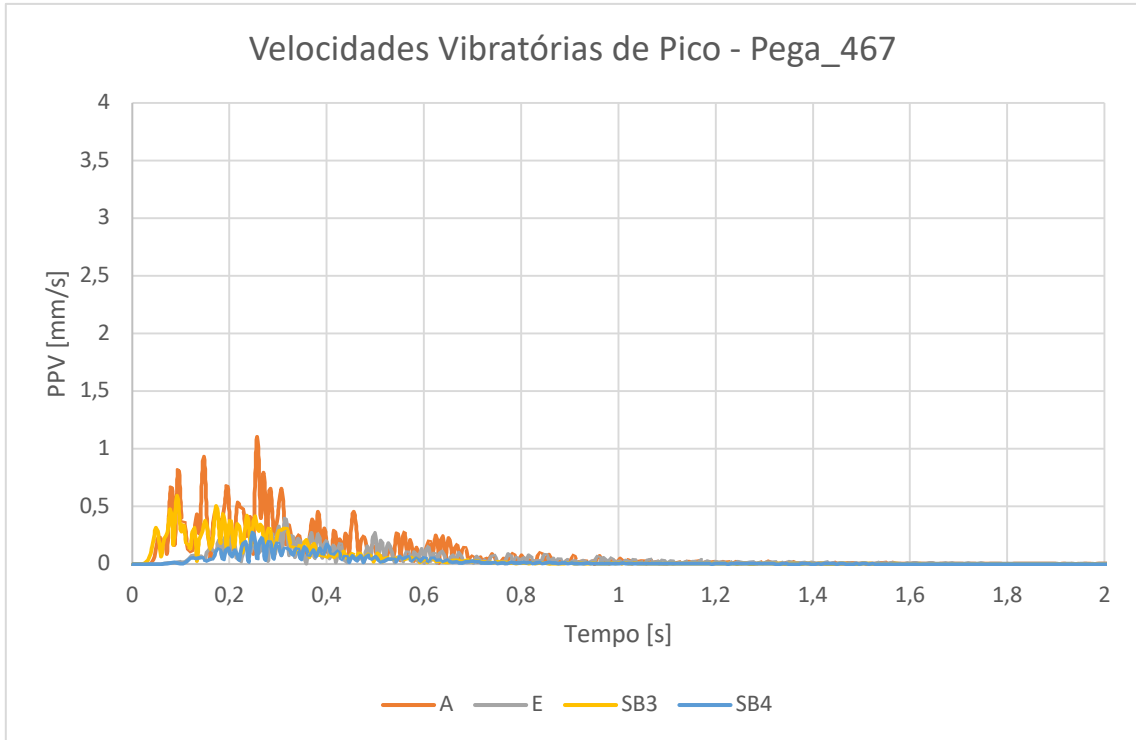


Figura II.1 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 467 na estrutura de entrada.

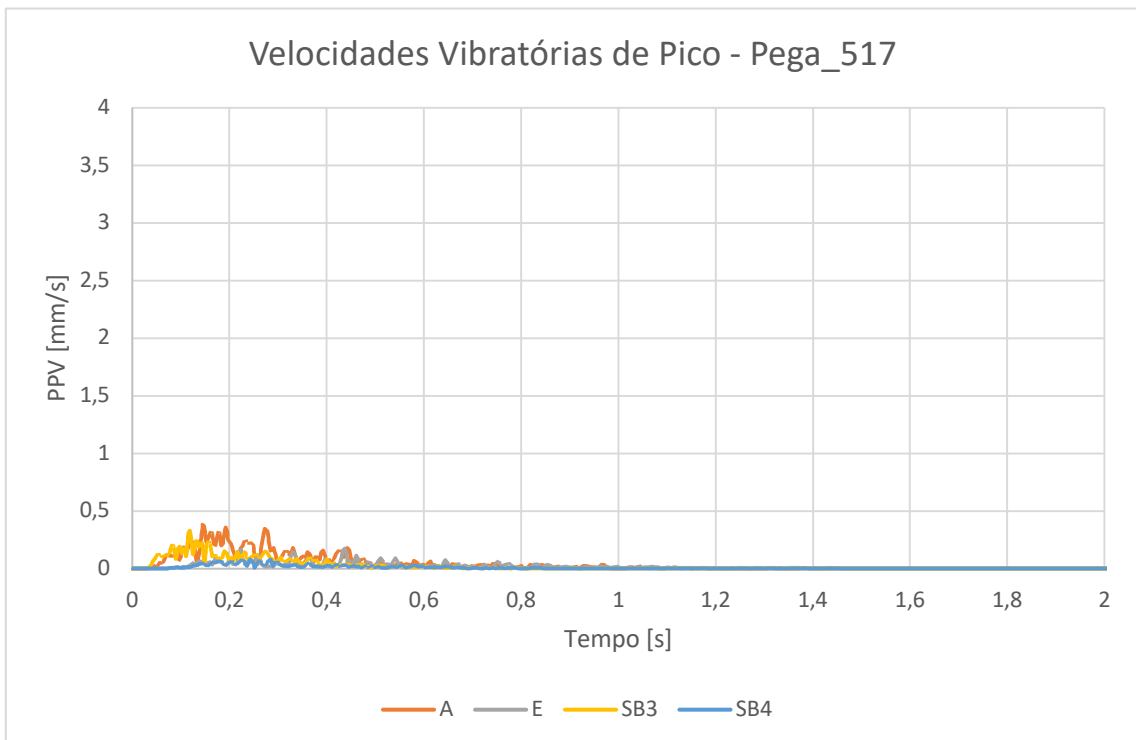


Figura II.2 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 517 na estrutura de entrada.

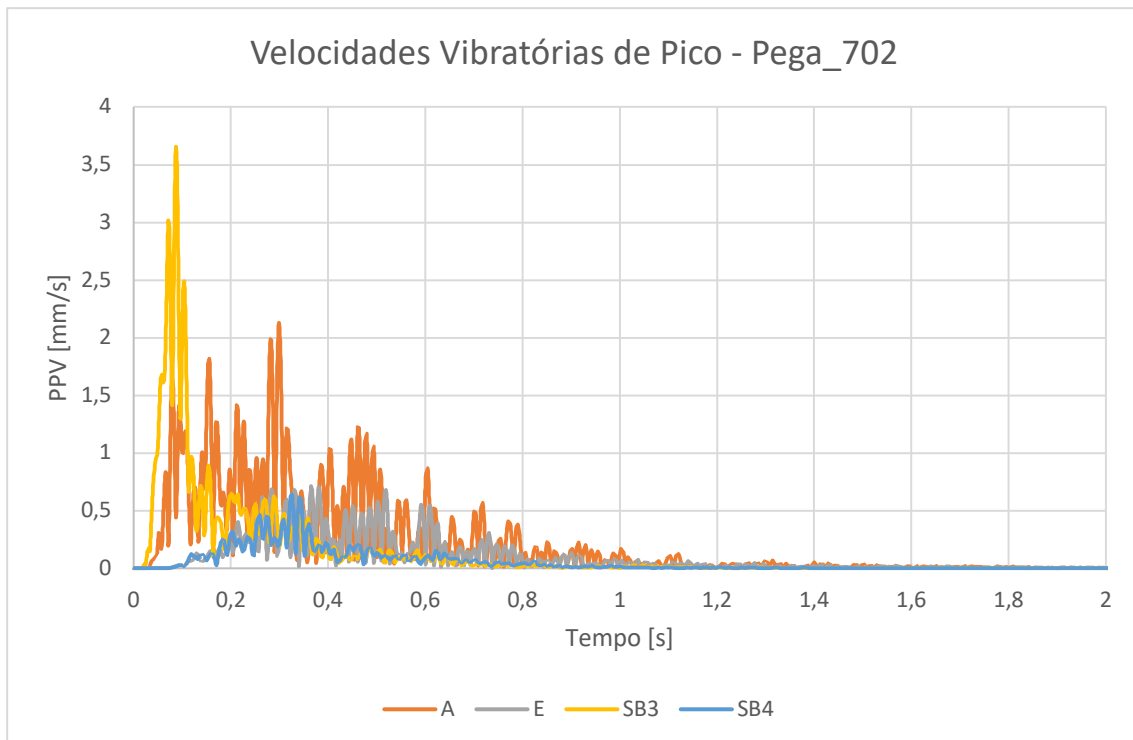


Figura II.3 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 702 na estrutura do túnel.

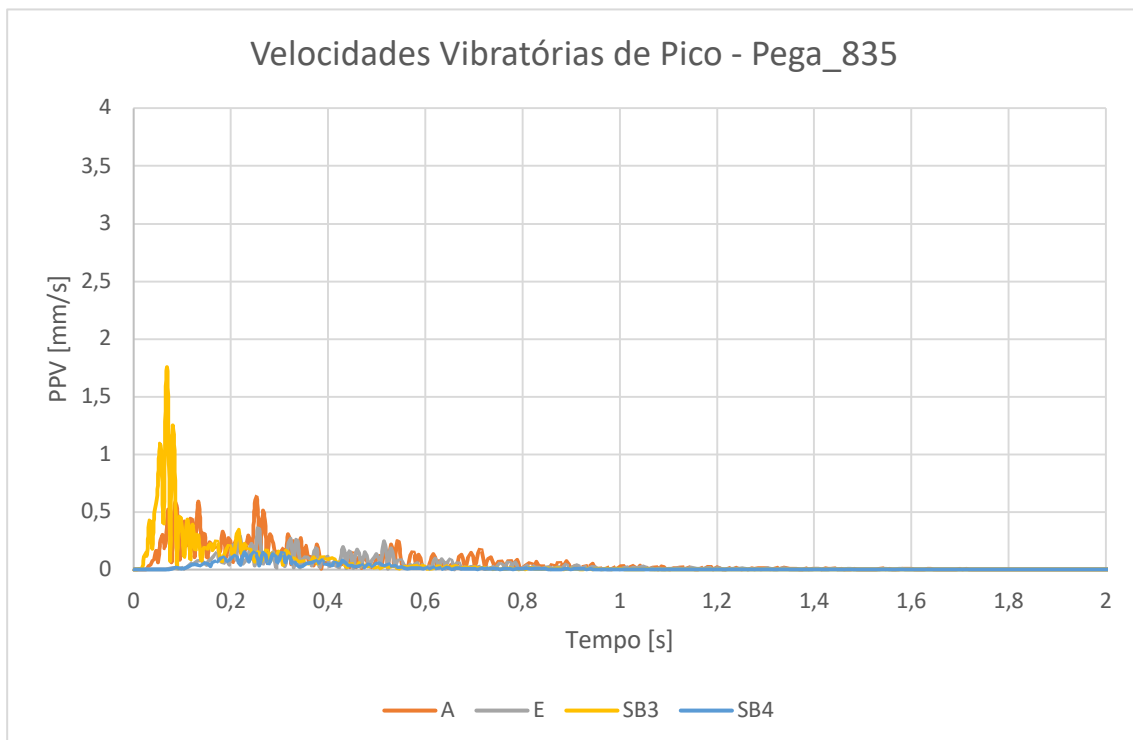


Figura II.4 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 835 na estrutura do túnel.

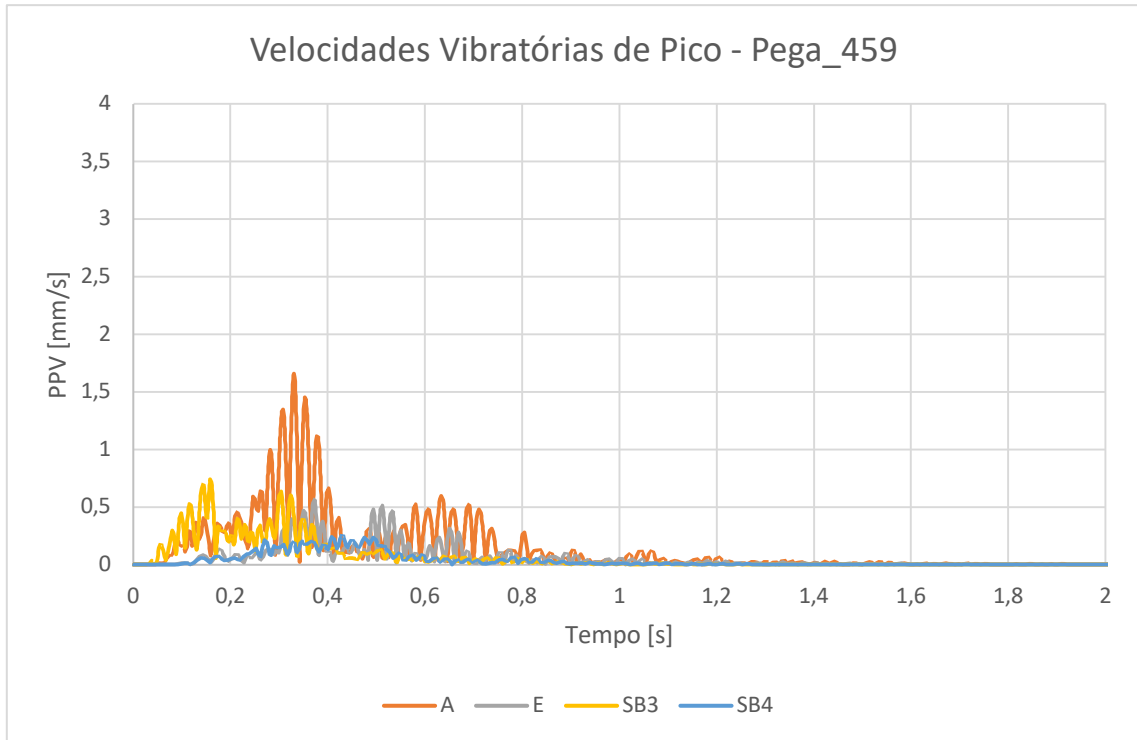


Figura II.5 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 459 na estrutura de saída.

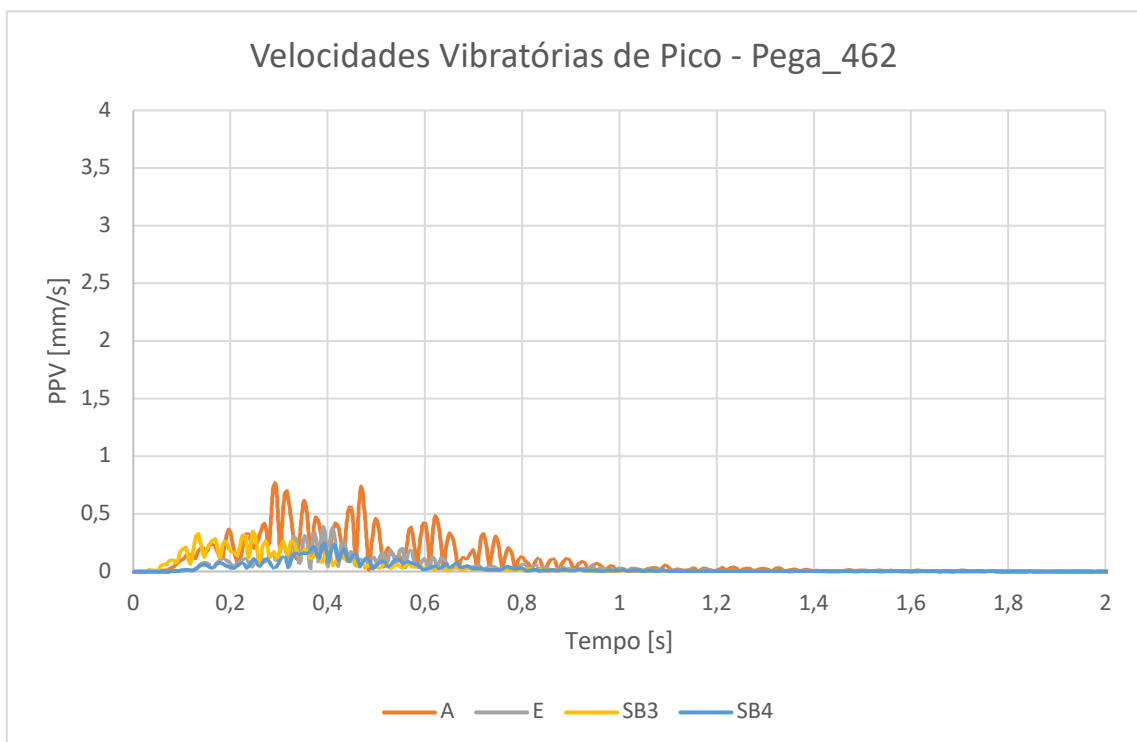


Figura II.6 - Registo da velocidade vibratória de pico, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 462 na estrutura de saída.

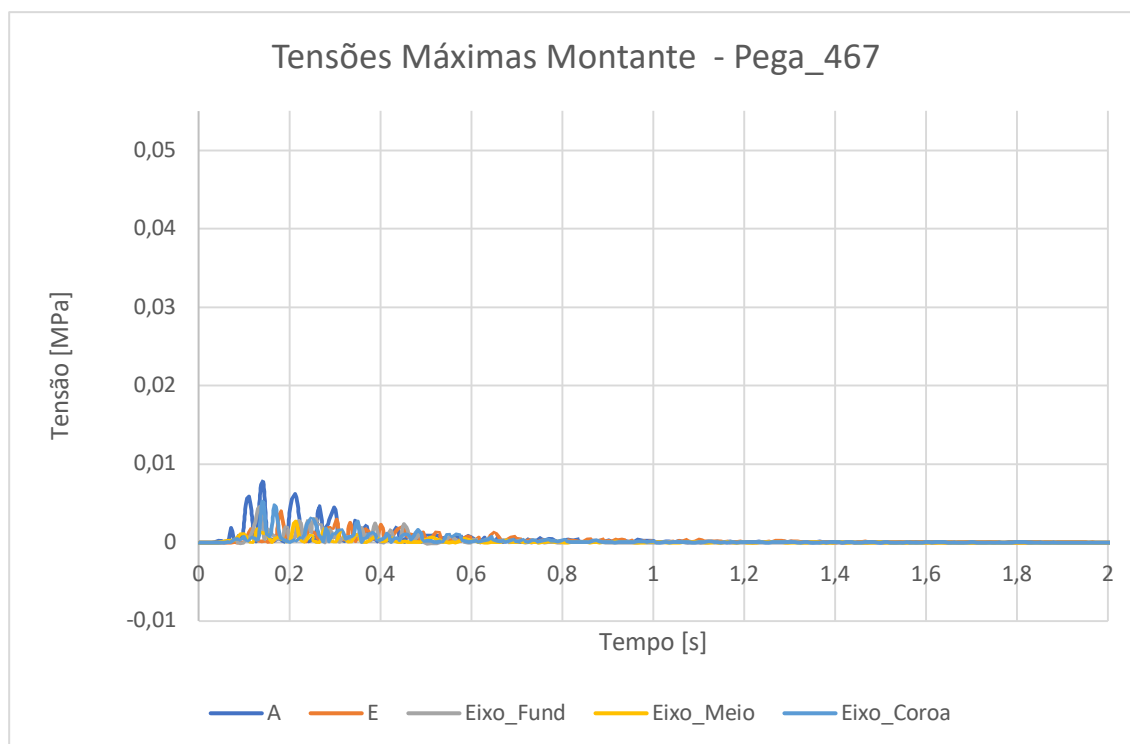


Figura II.7 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 467 na estrutura de entrada.

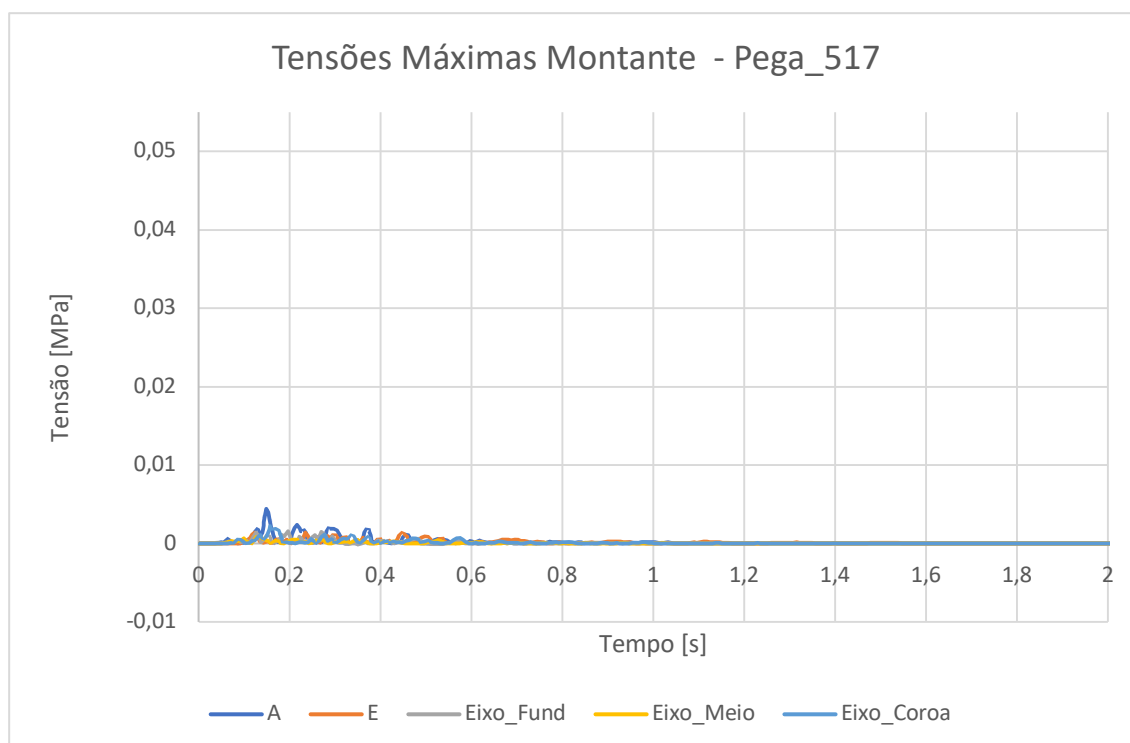


Figura II.8 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 517 na estrutura de entrada.

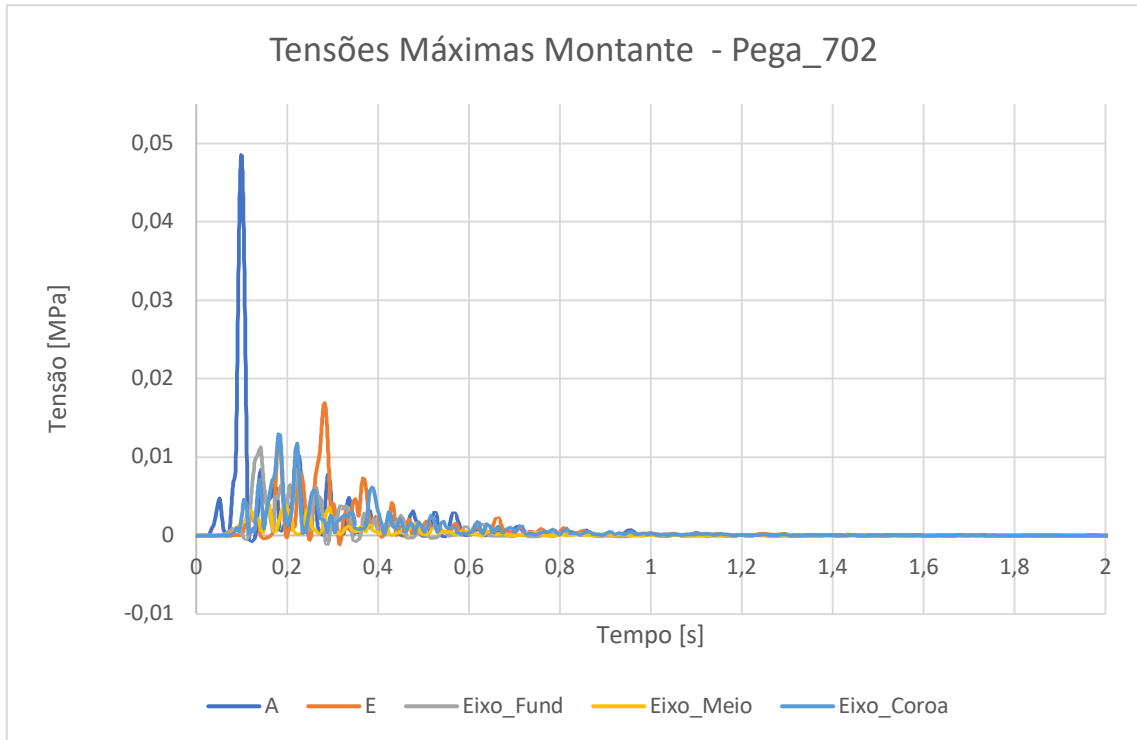


Figura II.9 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 702 na estrutura do túnel.

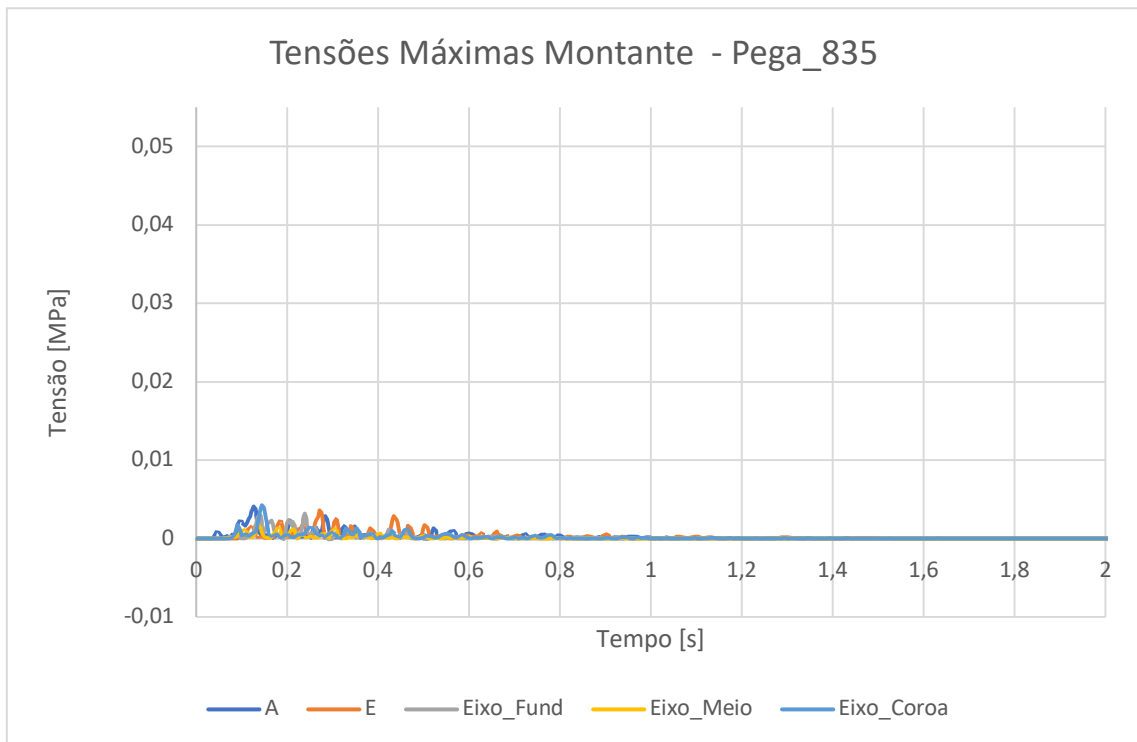


Figura II.10 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 835 na estrutura do túnel.

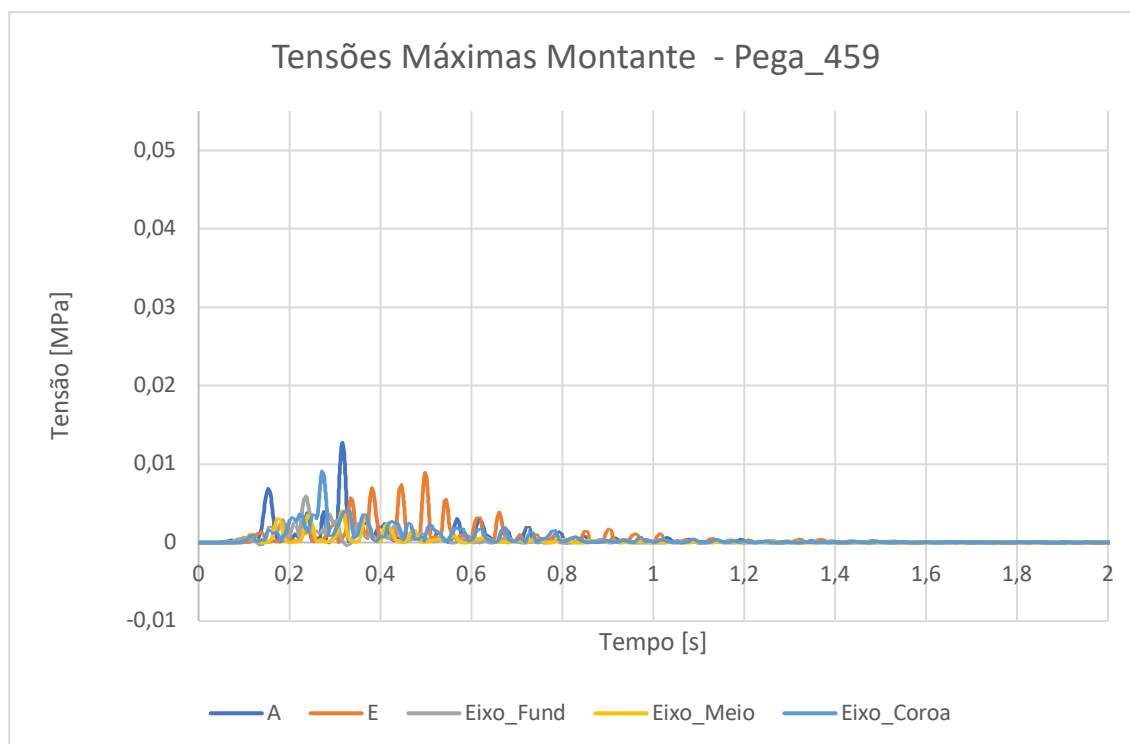


Figura II.11 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 459 na estrutura de saída.

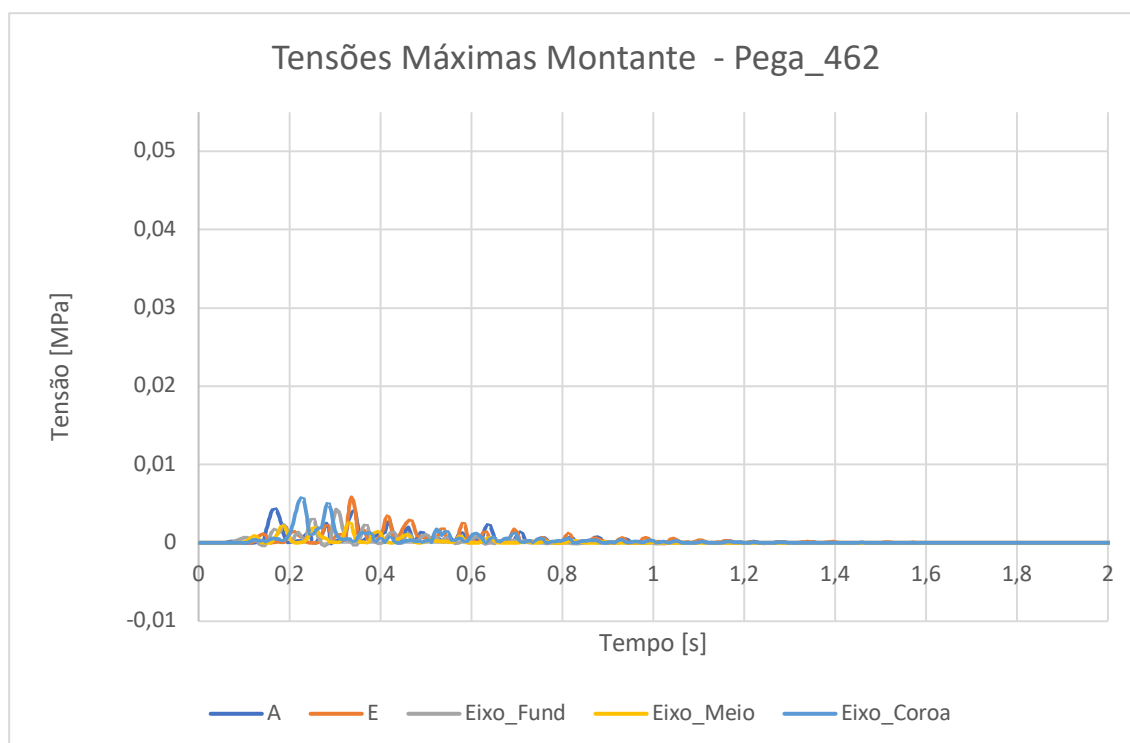


Figura II.12 - Registo das tensões máximas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelonumérico referente à pega 462 na estrutura de saída.

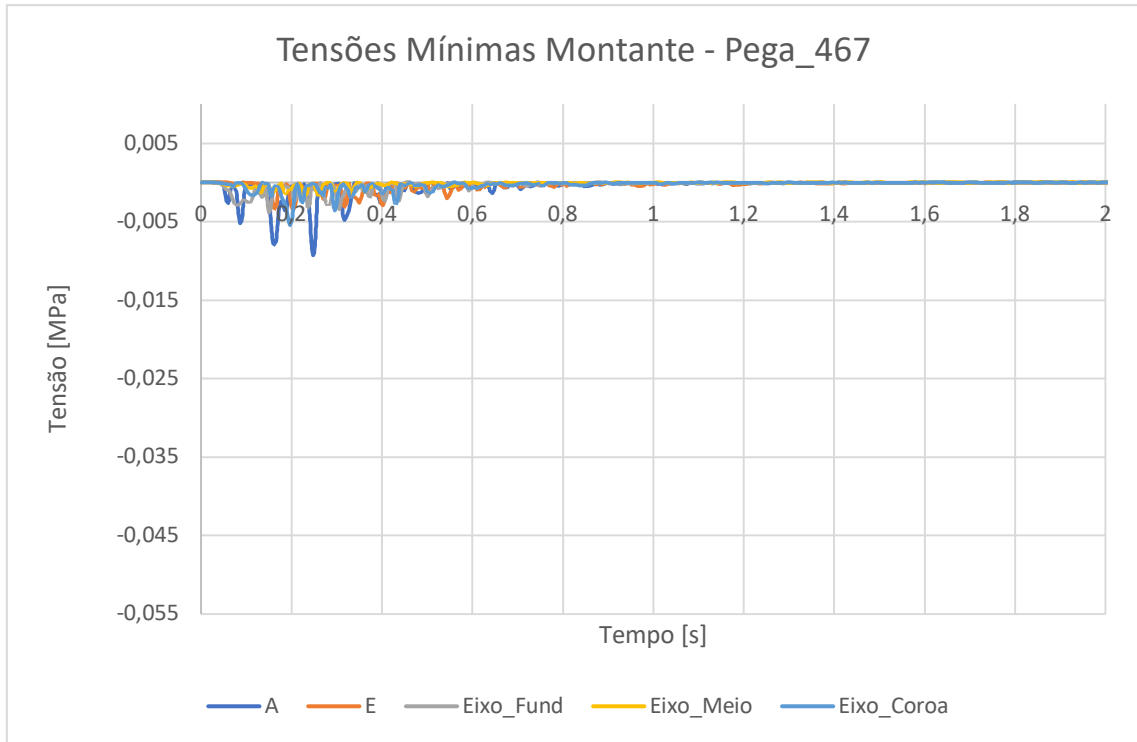


Figura II.13 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 467 na estrutura de entrada.

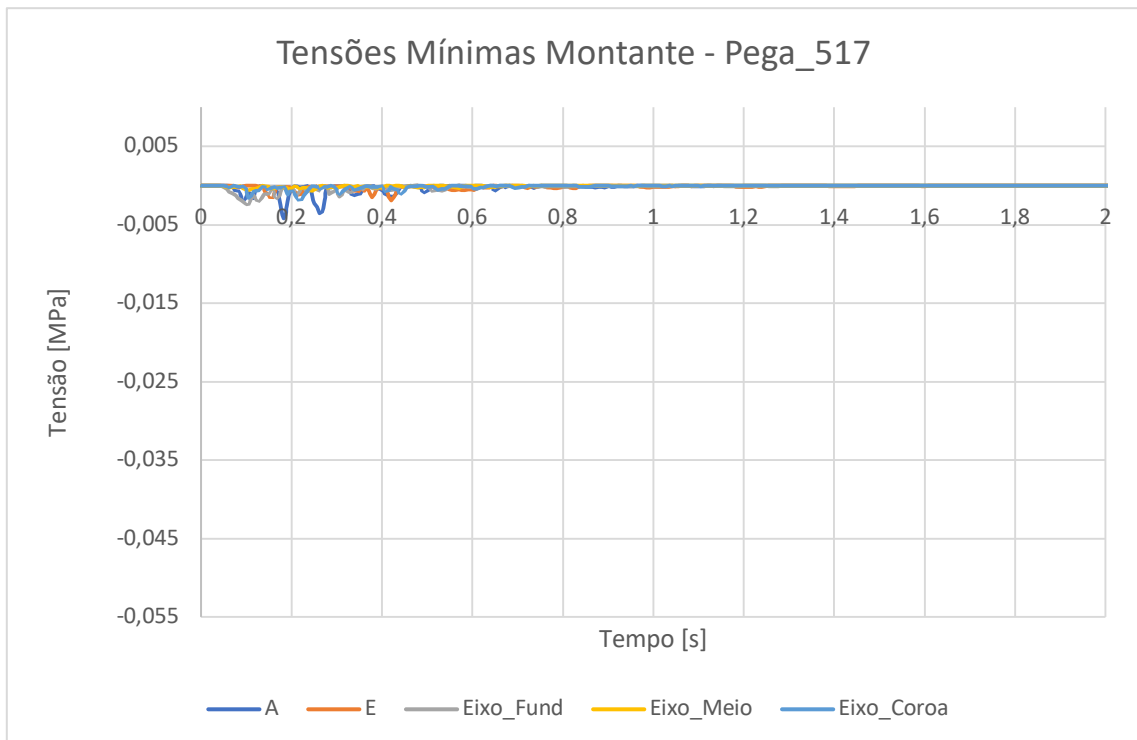


Figura II.14 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 517 na estrutura de entrada.

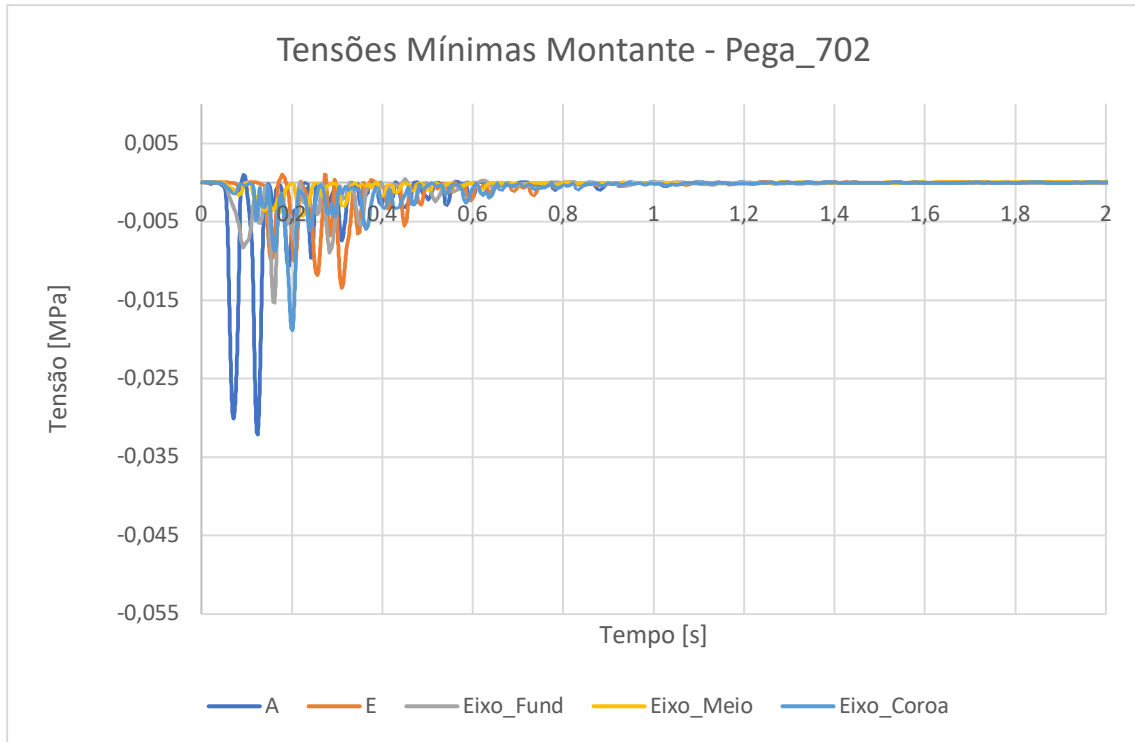


Figura II.15 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 702 na estrutura do túnel.

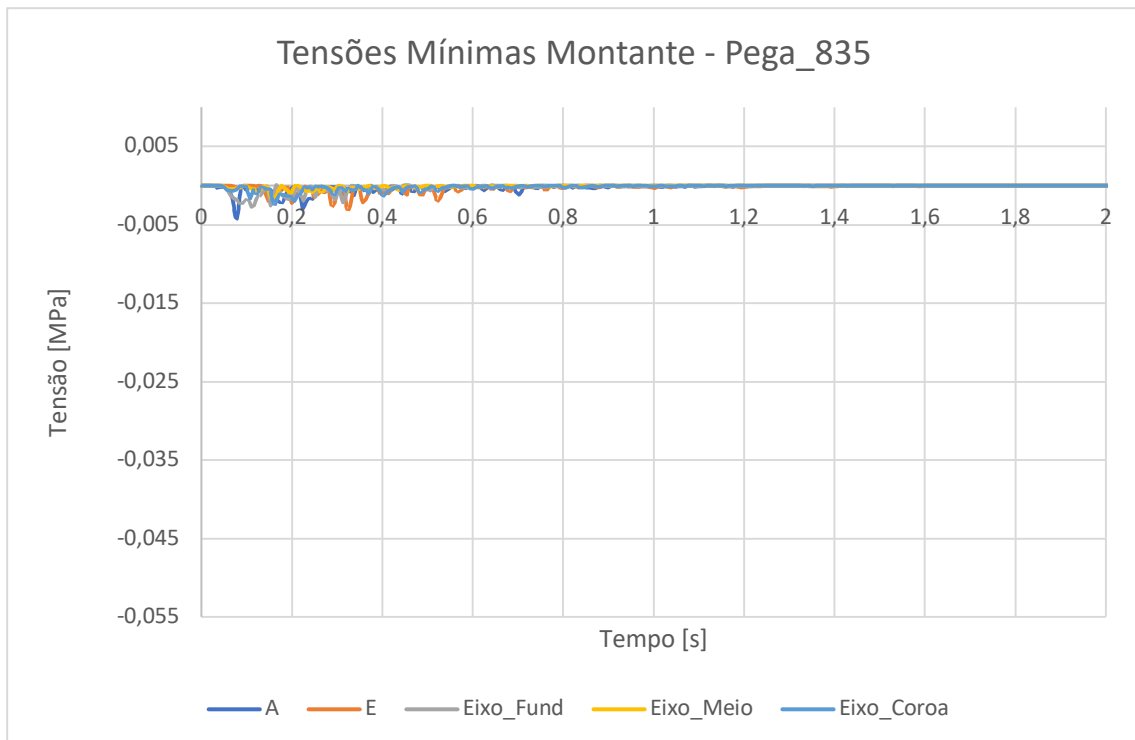


Figura II.16 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 835 na estrutura do túnel.

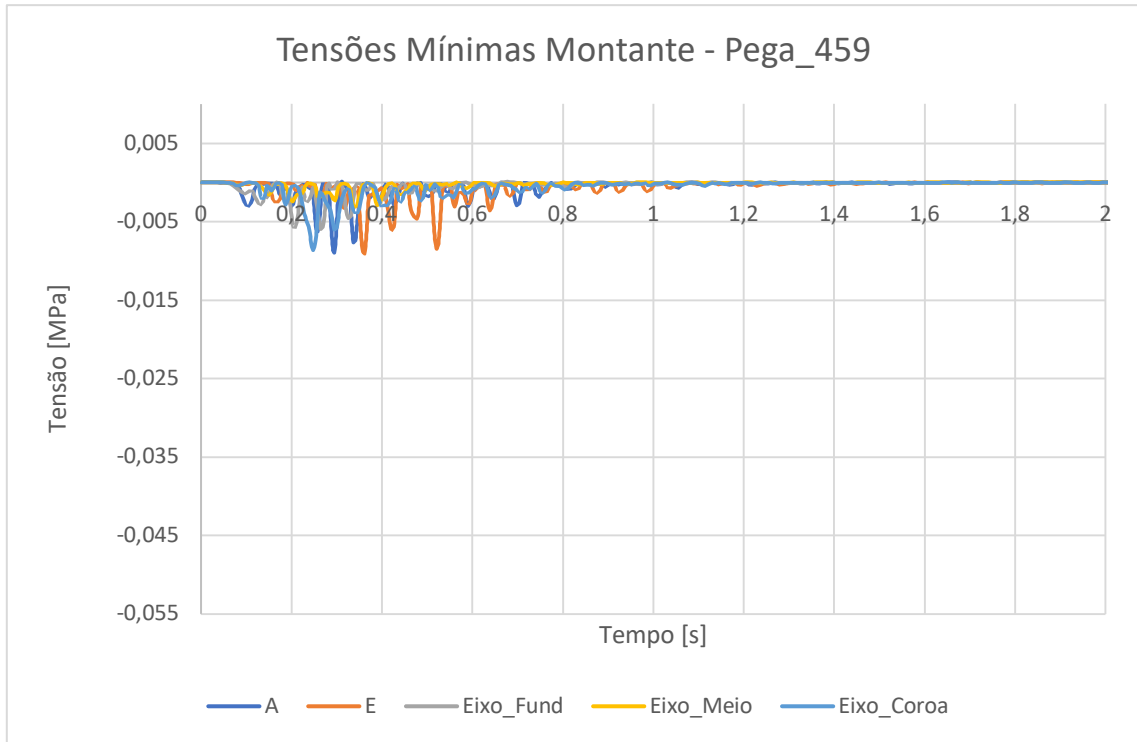


Figura II.17 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 459 na estrutura de saída.

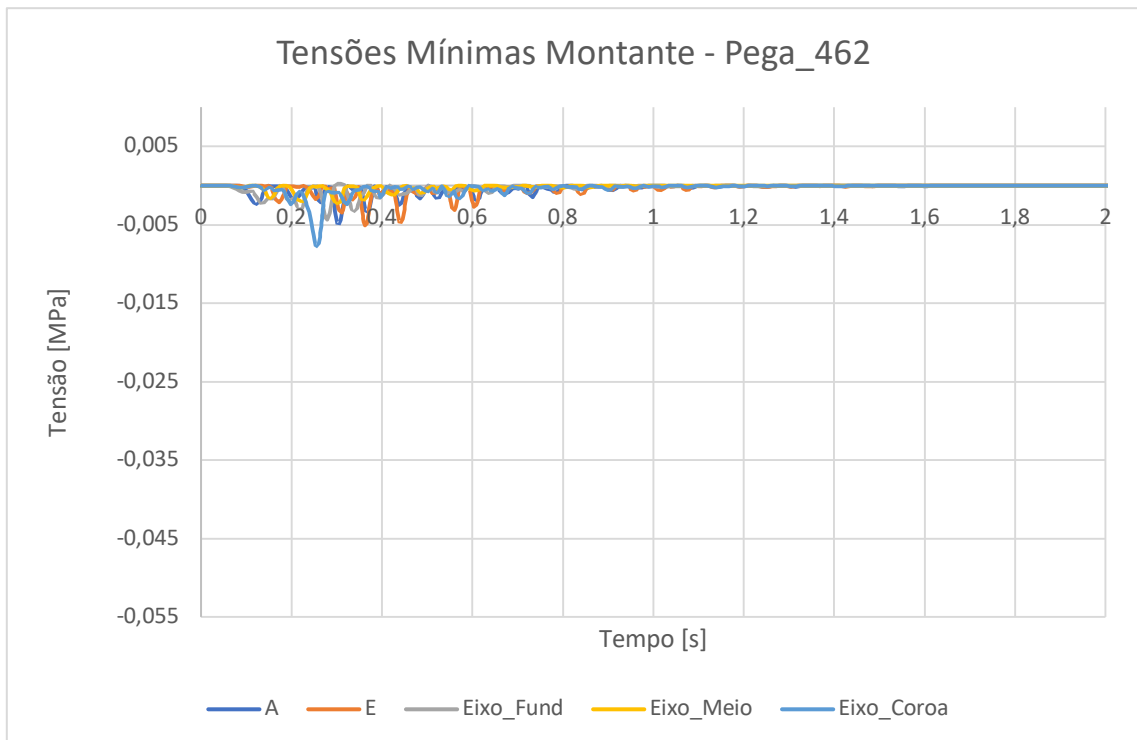


Figura II.18 - Registo das tensões mínimas a montante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 462 na estrutura de saída.

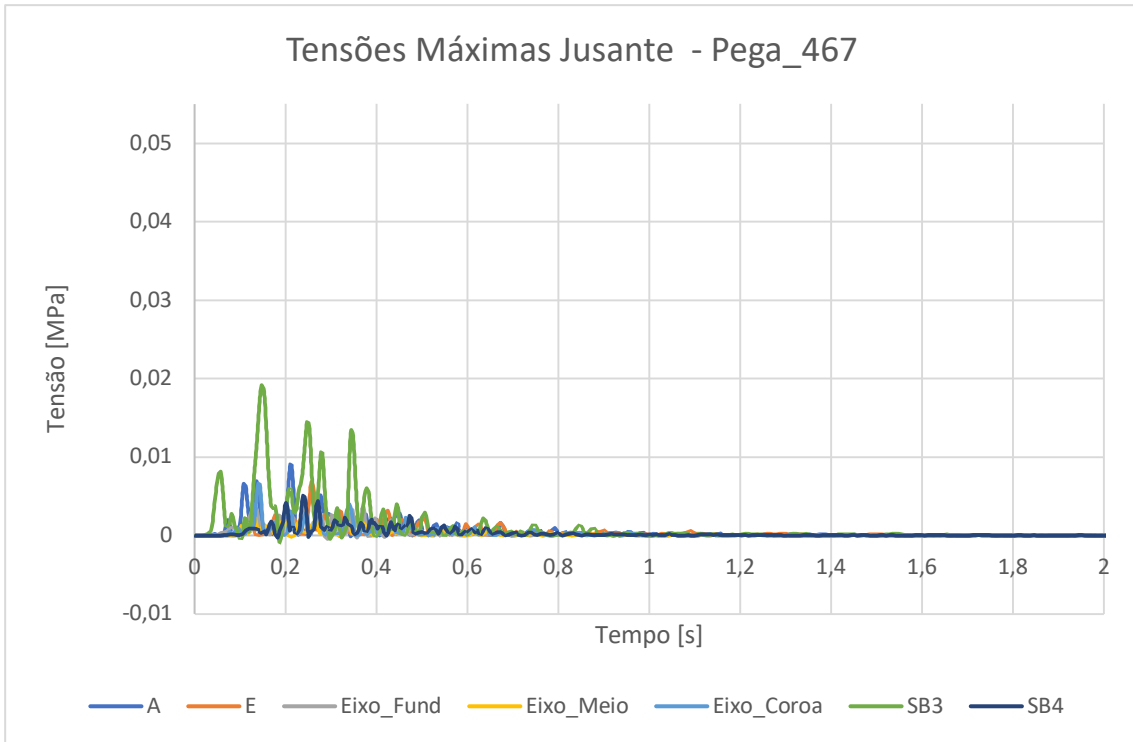


Figura II.19 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelnumérico referente à pega 467 na estrutura de entrada.

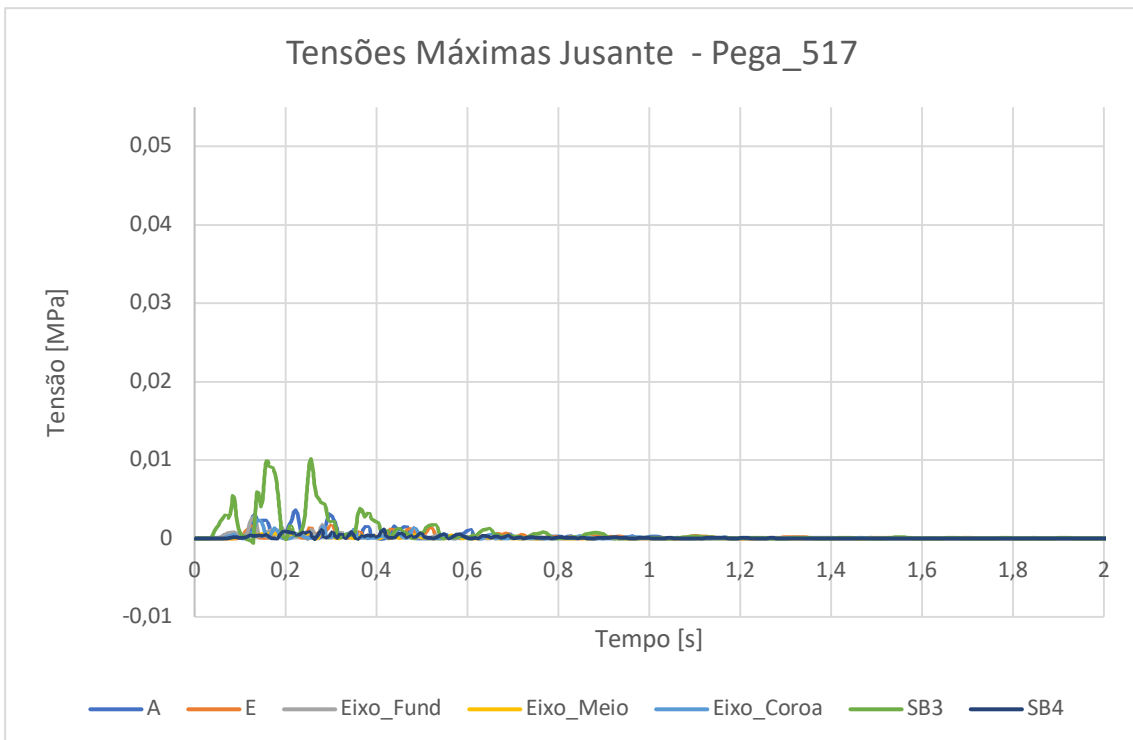


Figura II.20 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 517 na estrutura de entrada.

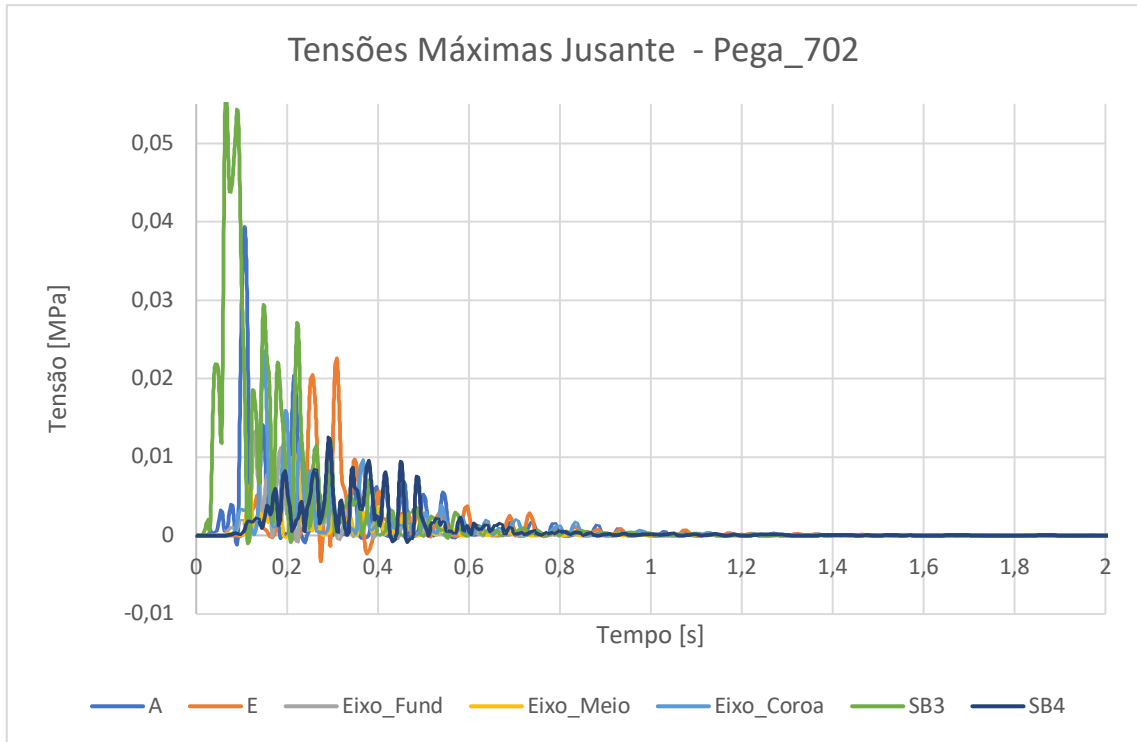


Figura II.21 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 702 na estrutura do túnel.

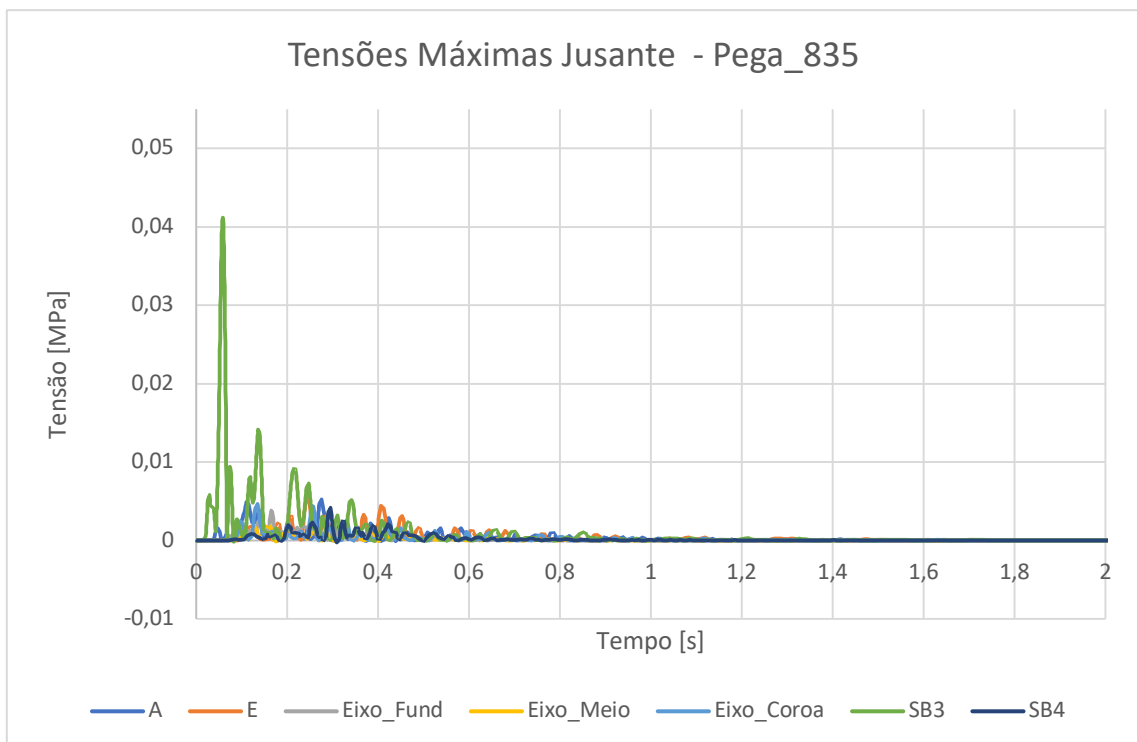


Figura II.22 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 835 na estrutura do túnel.

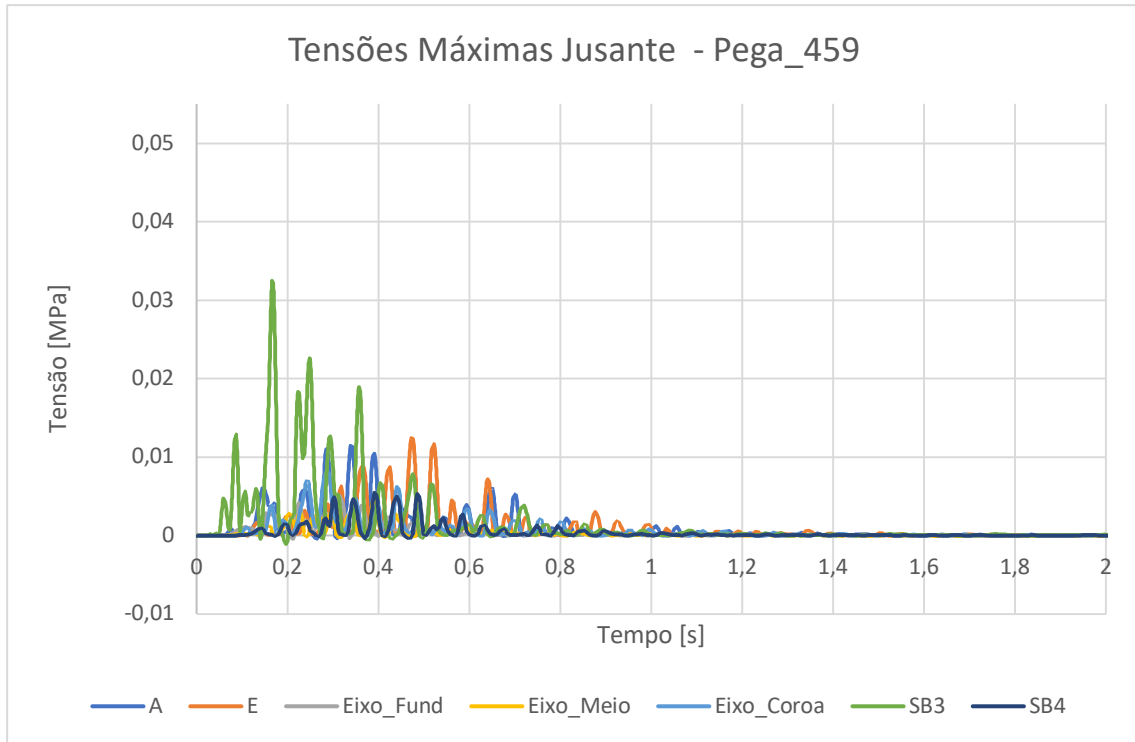


Figura II.23 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 459 na estrutura de saída.

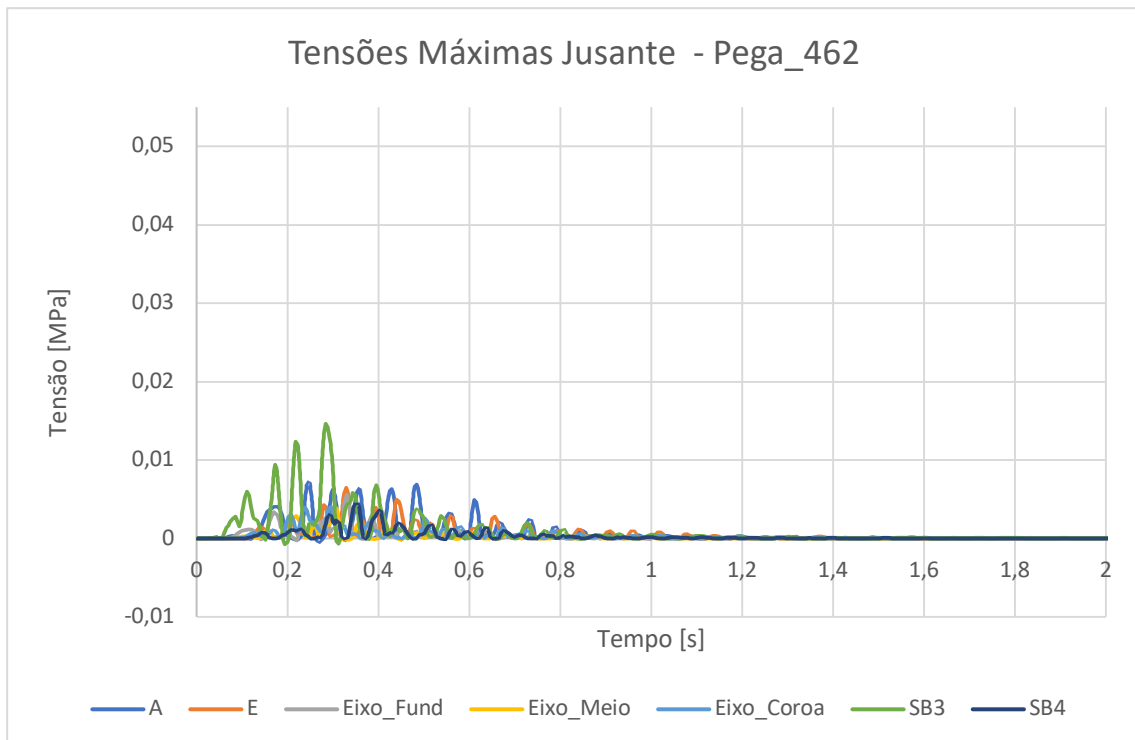


Figura II.24 - Registo das tensões máximas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 462 na estrutura de saída.

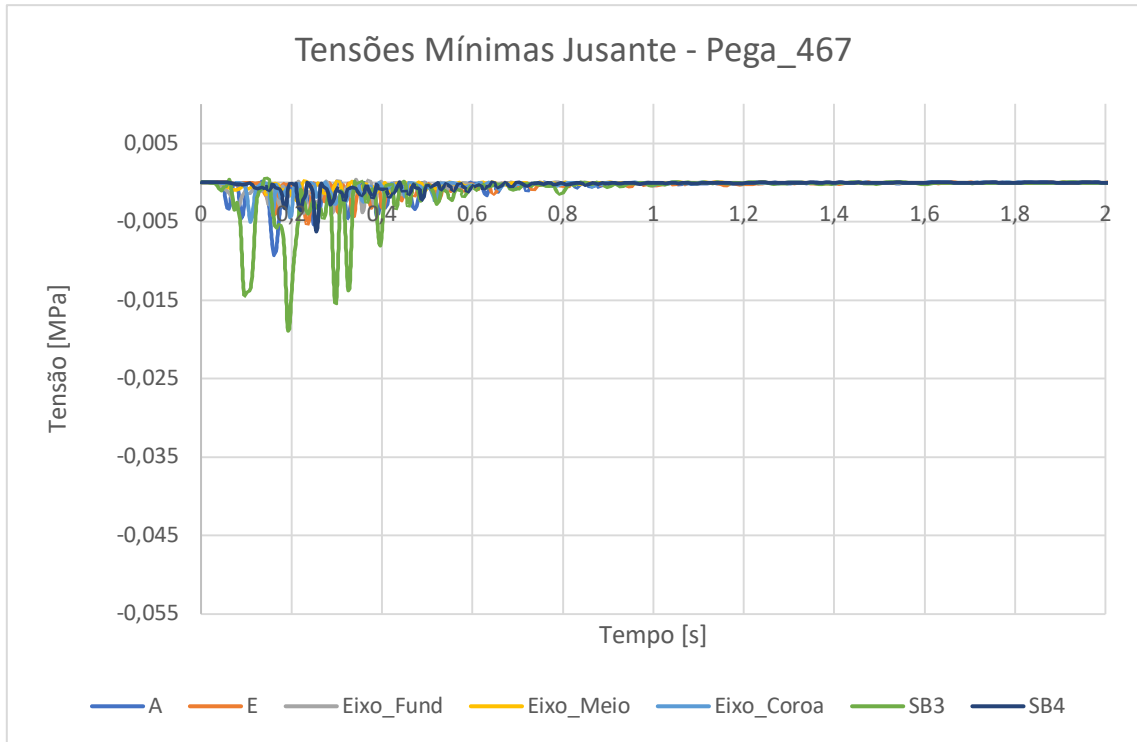


Figura II.25 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 467 na estrutura de entrada.

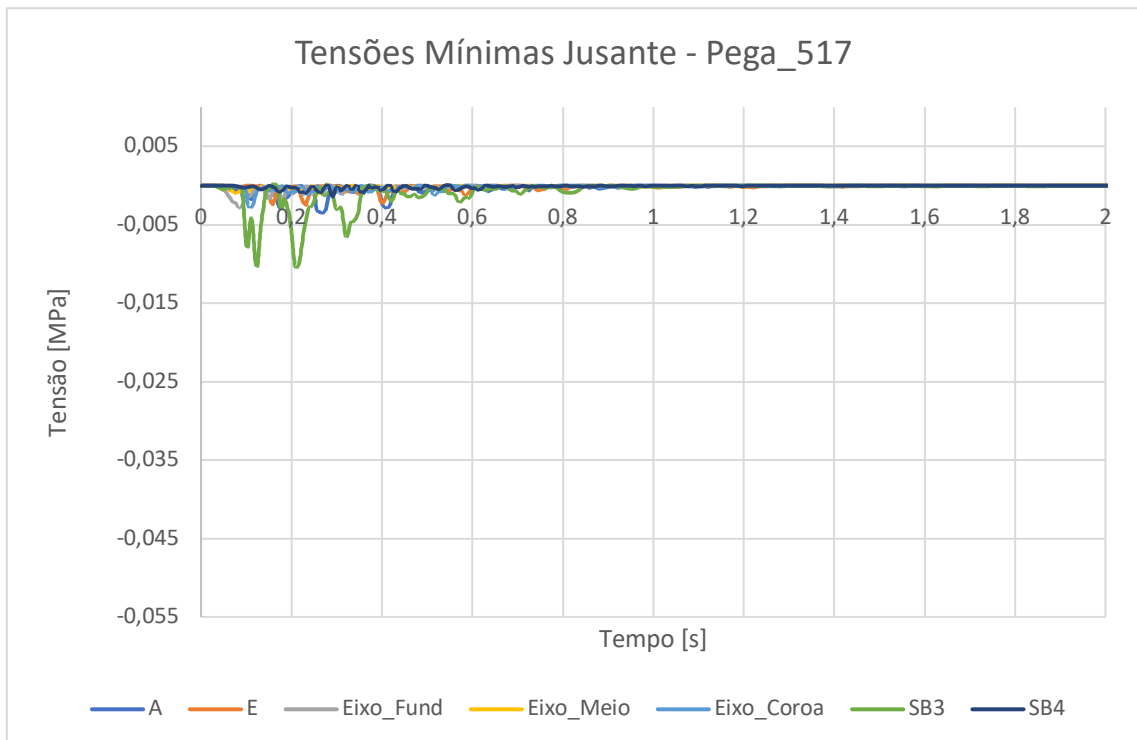


Figura II.26 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 517 na estrutura de entrada.

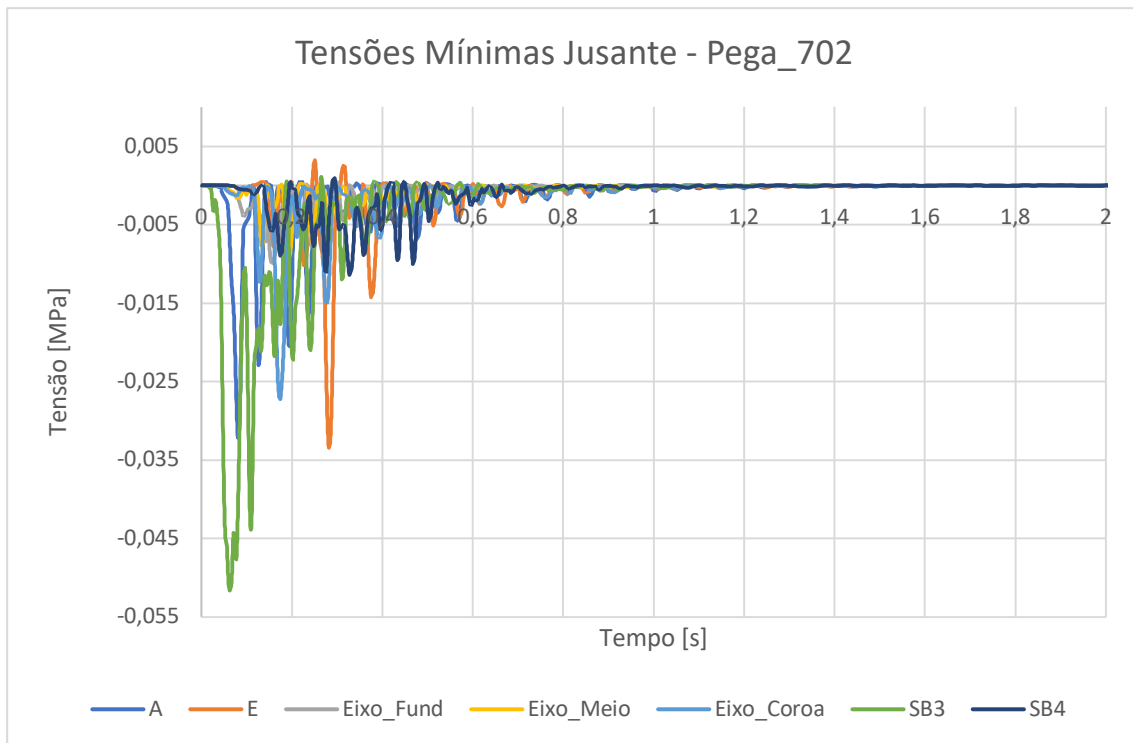


Figura II.27 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 702 na estrutura do túnel.

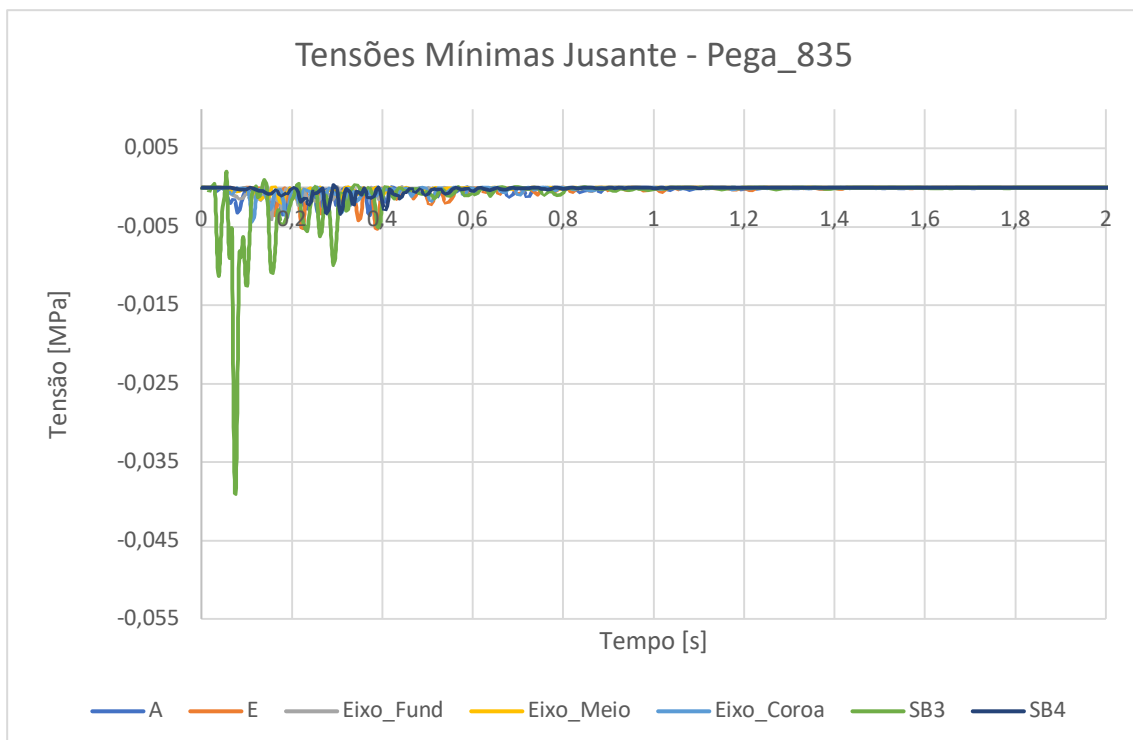


Figura II.28 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 835 na estrutura do túnel.

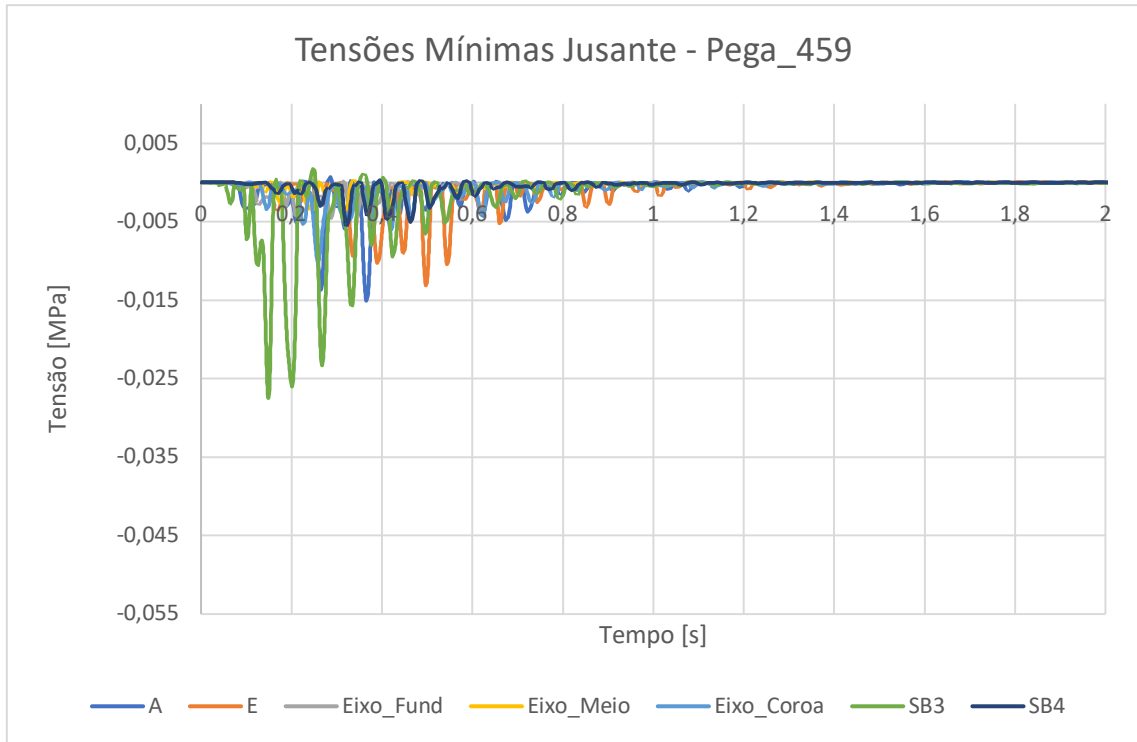


Figura II.29 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 459 na estrutura de saída.

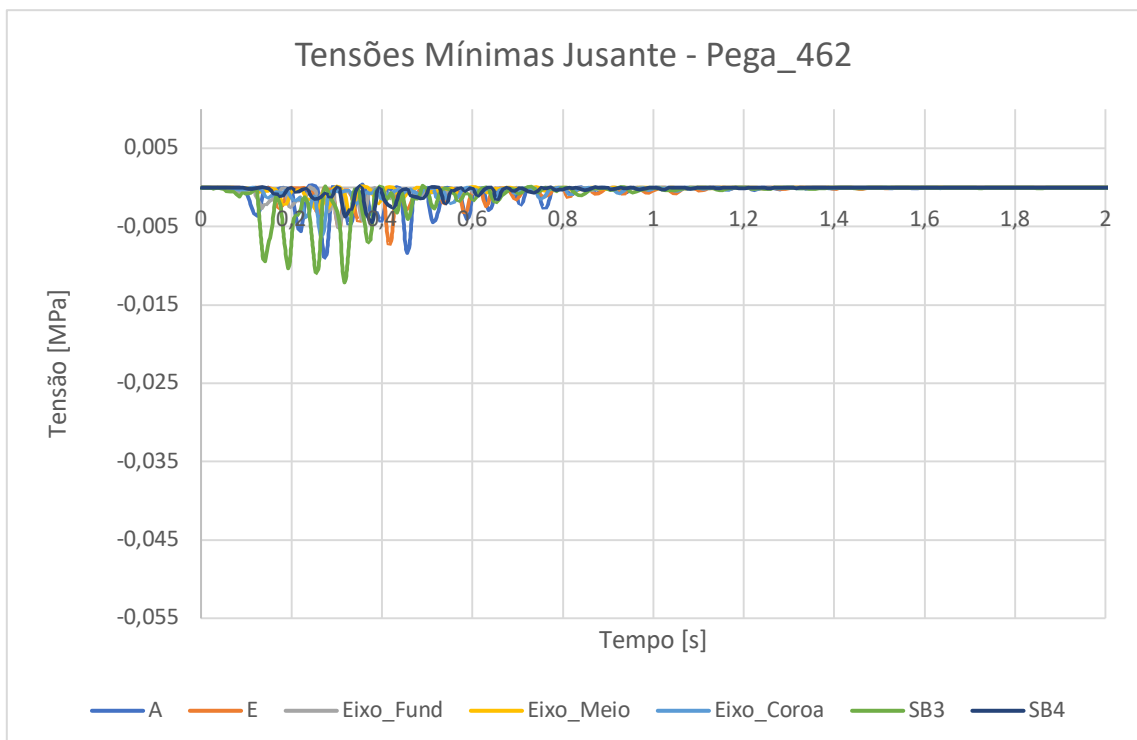


Figura II.30 - Registo das tensões mínimas a jusante, nos pontos de controlo, para a simulação no modelo numérico referente à pega 462 na estrutura de saída.