Proteção de lajes de betão com material granular face a ações explosivas: Ensaio experimental e modelação

Ricardo Telo Preto Ramos

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Militar

Orientadores:

Professor Doutor Rui Carrilho Gomes

Capitão de Engenharia João Amílcar Rodrigues Marques

Júri

Presidente: Professor Doutor Pinto da Costa

Orientador: Professor Doutor Rui Carrilho Gomes

Vogal: Professora Doutora Rita Bento

Vogal: Tenente Coronel de Engenharia Oliveira

Novembro de 2017

Agradecimentos

Em primeiro lugar, pretendo expressar o meu agradecimento ao Professor Doutor Rui Gomes, o meu orientador cientifico, pelo tempo despendido, por abraçar de forma entusiástica o projeto, pela estruturação e pelos constantes conselhos transmitidos. Agradeço igualmente ao Capitão de Engenharia João Marques, o meu co-orientador cientifico, cujo conhecimento técnico nesta área foi fundamental para o desenvolvimento da dissertação. Agradeço-lhe também pelos métodos científicos transmitidos, pelo apoio prestado na solicitação dos materiais presentes nos ensaios e pela coordenação da campanha experimental. O rigor e disciplina solicitados por ambos orientadores foi determinante para a consecução dos objetivos traçados.

Agradeço à Cárin Ferreira, da empresa Ilha Augusto, Construções, Lda, pelo importante papel que teve neste trabalho. Foi a ponte no processo de aquisição do colchão reno e permitiu que fosse possível o completo entendimento na montagem do material.

Manifesto o meu agradecimento à Engenheira Cristina, da empresa CONCREMAT - Prefabricação e Obras Gerais SA, pelo acompanhamento nas betonagens e nos ensaios dos provetes. Agradeço também ao Engenheiro Pedro Lopes, pela elucidação técnica relativa aos ensaios de provetes realizados na empresa CONCREMAT - Prefabricação e Obras Gerais SA.

Endereço um profundo agradecimento ao Engenheiro Peyman Karampour, por auxiliar em dúvidas que surgiram na utilização do *software Abaqus.*

O trabalho de campo não seria possível sem o envolvimento dos meios e pessoal do Regimento de Engenharia Nº1, através do seu Centro de Excelência Counter-IED e NBQR, e do apoio prestado através do pessoal e meios da Brigada Mecanizada. As qualificações, competências e desembaraço destes militares foram imprescindíveis para a consecução dos objetivos traçados. É de louvar o espirito de missão presente em todos os militares e a resiliência nas tarefas realizadas.

Agradeço à ORICA *Mining Services* Portugal pelo fornecimento de todo o explosivo necessário para a realização dos ensaios.

Apresento também os meus agradecimentos aos camaradas Vítor Pereira e Luís Cardoso, por abraçarem comigo este projeto e pela camaradagem manifestada ao longo de todo o projecto.

Agradeço-te a ti, Margarida Chambel, pelo teu apoio incondicional e o continuado alento que me transmites. Decididamente que, em todos os momentos, foste a minha fonte de inspiração e abnegação.

Agradeço a toda a minha família, pelo apoio e força moral transmitida ao longo deste percurso académico.

Em especial, ao meu irmão, Nuno Ramos, pela ligação de irmandade fomentada desde sempre, pelas convivências partilhadas e pelo apoio, que foi sempre sentido mesmo estando distante.

Também um agradecimento muito especial à minha mãe, Luzia Preto, pelos preciosos valores transmitidos, pelos aconselhamentos, pelo carinho e pelos braços sempre abertos, prontos para me acolherem.

Resumo

Atualmente tem-se assistido a efeitos catastróficos, decorrentes de ações explosivas sob a alçada de grupos terroristas. Consequentemente, os danos desencadeados têm instabilizado a segurança internacional e provocado um clima de instabilidade nas populações. Perante estes acontecimentos, urge incidir na proteção de infraestruturas críticas, que se destacam por acolher um grande número de pessoas ou por apresentarem uma importância vital para um determinado Estado.

A presente dissertação visa analisar o contributo da aplicação de materiais granulares na proteção de elementos estruturais em betão armado sujeitos a ações explosivas.

O estudo consagrou a adoção de lajes em betão armado como elemento estrutural em análise.

No que respeita à camada de proteção, foram utilizados colchões reno preenchidos com o material granular. Foi levada a cabo uma campanha experimental, onde foram ensaiadas, uma laje sem proteção, e duas lajes com a uma espessura final compreendida entre os 0,16 m e 0,22 m.

Numa outra fase, foi construído um modelo de elementos finitos com o objetivo de simular as condições relativas aos ensaios e de serem integrados conhecimentos relevantes no domínio desta área.

Tendo em conta os resultados obtidos neste trabalho, concluiu-se que o material granular é uma solução adequada para a proteção de elementos estruturais. Contudo, a sua aplicação em coberturas fica limitada por um nível máximo de espessura da proteção, devido ao peso relevante na estrutura exercida pelo material granular.

Palavras chave: Ações explosivas, materiais granulares, proteção, elementos estruturais, colchão reno, campanha experimental, modelo de elementos finitos.

Abstract

Nowadays, catastrophic effects of explosions caused by terrorist groups have been reported. Consequently, the damage caused by these actions has compromised international security and has generated a sense of fear in populations. Faced with these events, it has become necessary to focus on the protection of critical infrastructures, such as buildings that gather a large number of people or that have a vital importance to the country.

The present dissertation aims to analyse the contribution of the application of granular materials in the protection of structural reinforced concrete elements subject to blast loads.

In this study, slabs represented the structural elements to be protected. While the protection was materialized through reno mattresses filled with the granular material. An experimental campaign was carried out, where it was tested: a reference slab and two slabs covered with the protection solution. Also, a finite element model was also constructed in order to simulate the experimental conditions and to integrate relevant knowledge.

Considering the results obtained in this work, it was concluded that the granular material is an appropriate solution for the protection of structural slabs. However, the protection is limited to a level maximum of thickness, due to the relevant self-weight of the granular material.

Keywords: Blast loads, granular materials, protection, structural elements, reno mattress, experimental campaign, finite element model.

Índice

Resumo ..... **iii**

Abstract ..... **v**

1 Introdução **1**

1.1 ENQUADRAMENTO E MOTIVAÇÃO 1

1.2 OBJETIVOS PROPOSTOS 2

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 3

2 Ação Explosiva **5**

2.1 A AÇÃO 5

2.1.1 Explosões em função do ambiente *6*

2.2 ONDA EXPLOSIVA 6

2.2.1 Propagação da Onda Explosiva *6*

2.2.2 Caracterização da onda explosiva *7*

2.3 QUANTIFICAÇÃO DA AÇÃO EXPLOSIVA 8

2.3.1 Configuração dos explosivos *8*

2.3.2 Equivalência em TNT *9*

2.3.3 Distância Reduzida *9*

2.3.4 Pico de pressão incidente *10*

2.3.5 Impulso *11*

2.4 INTERAÇÃO COM A SUPERFÍCIE 12

2.4.1 O efeito de sopro – Pressão dinâmica *12*

2.4.2 Onda refletida *13*

3 Resposta dos materiais à ação explosiva **15**

3.1 RESPOSTA DOS MATERIAIS 15

3.1.1 Material granular *15*

3.1.2 Betão Armado *19*

3.2 ELEMENTOS ESTRUTURAIS 24

3.2.1 Modos de rotura *24*

3.2.2 Fatores de transformação *24*

3.2.3 Análise energética *25*

3.2.4 Momento dinâmico resistente *26*

3.3 TOLERÂNCIA HUMANA A AÇÕES EXPLOSIVAS 26

3.4 MEDIDAS DE PROTEÇÃO 27

4 Ensaios experimentais **31**

4.1 INTRODUÇÃO 31
4.2 DEFINIÇÃO E GEOMETRIA DOS MATERIAIS SUBMETIDOS AOS ENSAIOS EXPLOSIVOS 31
4.2.1 Laje betão armado (A17 EXE – Tipo 2) 31
4.2.2 Colchão Reno 32
4.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS SUBMETIDOS AOS ENSAIOS EXPLOSIVOS 33
4.3.1 Betão 33
4.3.2 Aço 35
4.3.3 Colchão Reno 35
4.3.4 Material granular 35
4.4 CARGA EXPLOSIVA 36
4.5 ESTRUTURA DO ENSAIO, MONTAGEM E MEDIÇÕES PRELIMINARES 36
4.6 METODOLOGIAS DO ENSAIO EXPERIMENTAL 39
4.6.1 A aplicação da proteção 39
4.6.2 Procedimentos de execução dos ensaios 39
4.7 RESULTADOS EXPERIMENTAIS OBTIDOS E DISCUSSÃO DE RESULTADOS 41
4.7.1 Laje de referência 41
4.7.2 Laje com colchão reno de espessura e = 0,16 m 42
4.7.3 Laje com colchão reno de espessura e = 0,22 m 44
4.7.4 Discussão dos resultados obtidos nos três ensaios 46

5 Modelo numérico 47

5.1 INTRODUÇÃO 47
5.2 MODELAÇÃO DA AÇÃO EXPLOSIVA 47
5.2.1 Modelo numérico 47
5.2.2 Comparação dos modelos e validação do modelo numérico 48
5.3 ELEMENTO BETÃO ARMADO 51
5.3.1 Elemento finito de betão armado 51
5.3.2 Modelo constitutivo do betão 52
5.3.3 Validação 53
5.4 ELEMENTO DE COLCHÃO RENO E MATERIAL GRANULAR 54
5.4.1 Elemento finito de material granular e colchão Reno 54
5.4.2 Modelo constitutivo do material granular e colchão reno 55
5.4.3 Validação 56
5.5 RESPOSTA DO MODELO DE LAJE DE REFERÊNCIA À ACÇÃO EXPLOSIVA 56
5.5.1 Abordagem Analítica 56
5.5.2 Simulação numérica da resposta da laje de referência 60
5.6 A RESPOSTA DA LAJE COM A PROTEÇÃO DO COLCHÃO RENO E MATERIAL GRANULAR 70
5.6.1 Considerações na modelação da proteção 70

5.6.2 Resultados obtidos e = 0,16 m *71*

5.6.3 Resultados obtidos e = 0,22 m *72*

5.6.4 Comparação dos resultados dos três ensaios *73*

5.6.5 Análise de sensibilidade *75*

6 Conclusões e desenvolvimentos futuros 77

6.1 SÍNTESE E PRINCIPAIS CONCLUSÕES 77

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 79

7 Bibliografia 81

ANEXOS 1

ANEXO A – PORMENORIZAÇÃO DA LAJE DE REFERÊNCIA 1

ANEXO B – FIGURAS E TABELAS DE AUXILIO AO CÁLCULO ANALÍTICO DA LAJE DE REFERÊNCIA 2

..... 2

ANEXO C – FICHA TÉCNICA COM AS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SEIXO 4

ANEXO D – FICHAS DE CARACTERIZAÇÃO DOS ENSAIOS DOS PROVETES À COMPRESSÃO 5

ANEXO E – PROCEDIMENTOS DE MONTAGEM DOS COLCHÕES RENO 7

ANEXO F – SPLIT HOPKINSON PRESSURE BAR 9

ANEXO G.1 - FICHA DE ENSAIO DA LAJE DE REFERÊNCIA 10

ANEXO G.2 - FICHA DE ENSAIO DA LAJE PROTEGIDA COM COLCHÃO RENO DE ESPESSURA E = 0,16 M 13

ANEXO G.3 - FICHA DE ENSAIO DA LAJE PROTEGIDA COM COLCHÃO RENO DE ESPESSURA E = 0,22 M 16

Índice de figuras

Figura 1: Explosão Aérea Perfeita (Gomes, 2016) 6
Figura 2: Propagação da Onda Explosiva (Adaptado de Ngo et al. (2007) e MacDonald (2015)) 7
Figura 3: A pressão em função do tempo (Adaptado de UFC 3-340-02 (2008)) 8
Figura 4: Pressão Incidente de Pico (Pmáx): Comparação de modelos numéricos (Adaptado de Nabais (2016)) 11
Figura 5:Pressão refletida, incidente e dinâmica, em função do tempo (Adaptado de Karlos e Solomon (2013)) 12
Figura 6:A influência de uma superfície na propagação de ondas de choque (Adaptado de Karlos e Solomon (2013)) 13
Figura 7:Comportamento de referência dos solos (Adaptado de Jardine (1992)) 15
Figura 8:Tensões-extensões do ensaio triaxial (Adaptado de Sture (n.d.)) 16
Figura 9:Representação do critério de rotura de Mohr-Coulomb 17
Figura 10:Exemplo da dilatância da areia (Adaptado de Stromblad (2014)) 17
Figura 11:Classificação de problemas dinâmicos (Adaptado de Ishihara (1996)) 18
Figura 12: Elemento de betão simples: Lei constitutiva; Diagrama momento – curvatura; Diagrama carga-deslocamento (Adaptado de Camara (2015) 19
Figura 13: Elemento de betão armado: Diagrama momento – curvatura; Diagrama carga-deslocamento (Adaptado de Camara (2015)) 20
Figura 14: Comparação da resposta dinâmica com a resposta estática (Adaptado de UFC 3-340-02 (2008)) 21
Figura 15: Relação entre o módulo de Young estáticos e dinâmicos com a taxa de deformação (Adaptado de (Lu e Xu, 2004)) 22
Figura 16: Comparação de modelos analíticos com testes reais: ε - DIF (Adaptado de Zhou e Chen (2013)) 23
Figura 17: Relação: DIF – taxa de deformação no aço (Adaptado de UFC 3-340-02 (2008)) ... 23
Figura 18:Modos de rotura de uma estrutura em betão armado (Adaptado de Li et al. (2017)) 24
Figura 19:Relação carga – deslocamento para os diferentes regimes (Adaptado de Gomes (2016)) 26
Figura 20: Sistema de contenção de uma central nuclear (Nuclear Power Plants, n.d.) 27
Figura 21: Posição Defensiva construída pela Engenharia Militar Portuguesa (Líbano, 2012) . 28
Figura 22: "T-Wall" e posição defensiva (Líbano, 2012) 28
Figura 23: Sistema de Proteção contra Explosivos (Adaptado de (UFC 3-340-02, 2008)) 29
Figura 24: Pormenorização, montagem de armaduras e betonagem do painel 32
Figura 25: Esquema geométrico do colchão reno (Maccaferri, n.d.) 33
Figura 26: Sequência experimental do ensaio à compressão dos cubos de betão 34
Figura 27: Medições da amostra tipo de seixo 35
Figura 28: Carga explosiva de ensaio com 6 kg 36

Figura 29: Pormenor do apoio em “T” invertido e pormenor da carga centrada 37
Figura 32:Métodos de monotorização..... 37
Figura 30: Alçado do sistema de ensaio (unidades em [m])..... 38
Figura 31:Planta do sistema de ensaio (unidades em [m])..... 38
Figura 33: Esquema da secção da laje com e sem proteção..... 39
Figura 34: Fluxograma relativa à arvore de decisão dos ensaios 39
Figura 35: Fendas observadas na face inferior da laje de referência..... 41
Figura 36: Fendas observadas no bordo da laje protegida com o colchão reno de e=0,16 m .. 43
Figura 37: Fendas observadas na face inferior da laje protegida com o colchão reno de e=0,16 m..... 43
Figura 38: Dano observado na terceira laje ensaiada 44
Figura 39: Fendas observadas no bordo da laje protegida com o colchão reno de $e \approx 0{,}22$ 45
Figura 40: Fendas observadas na face inferior da laje protegida com o colchão reno de $e \approx 0{,}22$ 45
Figura 41: Pressão(Pa)-Tempo(s) para posição de carga z=0,84m..... 49
Figura 42: Pressão(Pa)-Tempo(s) para posição de carga z=50m..... 49
Figura 43: Referenciais das fontes explosivas 49
Figura 44: Comparação dos modelos analíticos com dados numéricos do Abaqus 50
Figura 45: Hipótese da Teoria de Kirchhoff (Adaptado de Leitão e Castro (2014)) 51
Figura 46: Elemento S4R 52
Figura 47: Modelo bilinear do betão armado (Adaptado de IPQ, 2010) 52
Figura 48: Elemento finito com forças nodais aplicadas à tração e à compressão..... 53
Figura 49: Comparação do modelo analítico com o Abaqus – Betão armado 54
Figura 50: Elemento C3D8R 54
Figura 51: Tensão – Extensão de um elemento único de gabião (Adaptado de Lin et al., 2000) 55
Figura 52: Comparação do modelo analítico com o Abaqus – Colchão reno e material granular 56
Figura 53: Modelo de cálculo de estrutura simplesmente apoiada 59
Figura 54: Fluxograma relativo à preparação do modelo no Abaqus..... 60
Figura 55: Malha de elementos finitos e distância da fonte explosiva à superfície 61
Figura 56: Estudo de sensibilidade de diferentes malhas 62
Figura 57: Gráfico de Pressão da onda de choque para W=5,94kg e W=30kg 63
Figura 58: Gráfico de Pressão da onda de choque para W=5,94kg e W=30kg 64
Figura 59: Evolução do deslocamento inicial da laje de referência para W=7kg e W=30kg..... 64
Figura 60: Configuração dos 3 primeiros modos de vibração 66
Figura 61: Frequência natural vs. coeficiente de amortecimento viscoso 66
Figura 62: Evolução do deslocamento da laje de referência com amortecimento para W=5,94kg e W=30kg 67
Figura 63: Tensões presentes na laje de referência b), c), d) 68

Figura 64: Relaçãotensão-extensão ($\sigma - \varepsilon$) para W=5,94kg e W=30kg 68
Figura 65: Simplificação da proteção adotada no Abaqus 70
Figura 66: Deslocamento da laje com uma proteção e = 0,16 m 71
Figura 67: Níveis de tensão ao longo da laje após a passagem da onda de choque pela proteção e=0,16m..... 72
Figura 68: Gráfico do deslocamento da laje com uma proteção e = 0,22 m 73
Figura 69: Comparação das deformações inicias..... 73
Figura 70: Comparação das deformações máximas acumuladas..... 74
Figura 71: Comparação das deformações finais acumuladas..... 75
Figura 72: Análise de sensibilidade da espessura de proteção vs deformações máximas 76
Figura 73: Secção do Tipo I (Nabais, 2016) 2
Figura 74: Secção do Tipo II (Nabais, 2016)..... 2
Figura 75: Secção do Tipo III (Nabais, 2016)4 2
Figura 76: Coeficiente F (Nabais, 2016) 3
Figura 77: Modelo esquemático do Split Hopkinson Pressure Bar (Adaptado de Sharma et al. (2011)) 9

Índice de tabelas

Tabela 1: Equivalência TNT para explosivos (Adaptado de Draganić e Sigmund (2012)) 9
Tabela 2: Resultados da tensão de compressão dos cubos de betão ensaiados 34
Tabela 3: Resultados obtidos no ensaio experimental da laje de referência 42
Tabela 4: Resultados obtidos no ensaio experimental com a proteção do colchão reno de e ≈ 0,16 44
Tabela 5: Resultados obtidos no 2º ensaio experimental com a proteção do colchão reno 46
Tabela 6: Síntese dos resultados dos 3 ensaios 46
Tabela 7: Polinómio de Kingery e Bulmash (United Nations, 2015) 47
Tabela 8: Dados relativos ao Abaqus e aos modelos analíticos assumidos 49
Tabela 9: Síntese das expressões analíticas usadas como base comparativa com o Abaqus . 50
Tabela 10: Propriedades mecânicas dos materiais em regime dinâmico (Adaptado de (Nabais, 2016)) 58
Tabela 11: Súmula das características dos elementos adotados no Abaqus 61
Tabela 12: Estudo de sensibilidade de diferentes malhas..... 62
Tabela 13: Frequência e período dos 6 primeiros modos de vibração..... 65
Tabela 14: Diferenças entre o modelo experimental e o modelo numérico para a laje de referência 69
Tabela 15: Diferenças entre o modelo experimental e o modelo numérico para a proteção e = 0,16m 71
Tabela 16: Diferenças entre o modelo experimental e o modelo numérico para a proteção e = 0,22m 72
Tabela 17: Comparação dos valores de deformação máxima acumulada..... 74
Tabela 18: Fatores de Transformação dinâmicos em elementos simplesmente apoiados (Nabais, 2016)..... 3

Índice de Símbolos

Letras maiúsculas latinas

A_S	Área da armadura à tração do elemento estrutural
C_n	Constante do modelo de explosão aérea do Conventional Weapon
C	Amortecimento de Rayleigh
E	Módulo de elasticidade
EI	Rigidez à flexão
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F	Coeficiente Dinâmico
$\vec{F}$	Força concentrada
G	Módulo de distorção
H_{EXP}^{d}	Calor de detonação de um explosivo
H_{TNT}^{d}	Calor de detonação do explosivo TNT
I	Momento de inércia
I_c	Momento de inércia de uma secção de betão fendilhado
I_g	Momento de inércia de uma secção de betão
K	Rigidez
K_e	Rigidez equivalente
K_E	Rigidez elástica
K_L	Fator de transformação do carregamento do elemento estrutural
K_{LM}	Fator de transformação que afeta a massa total do elemento no modelo analítico
K_M	Fator de transformação que afeta a massa do elemento estrutural
L	Comprimento de um elemento estrutural
M	Massa total do modelo analítico
M	Momento fletor
M_{RD}	Momento resistente de um elemento estrutural
$M_{R,din}$	Momento resistente a ações dinâmicas
M_{SD}	Momento atuante de um elemento estrutural
P_0	Pressão ambiente
P_{min}	Pressão mínima negativa
P_{R0}	Pressão de pico refletida
P_{S0}	Pressão de pico incidente
$P(t)$	Pressão ao longo do tempo
R	Distância entre a carga e o ponto alvo
T	Período
T_E	Trabalho da força exterior
T_I	Trabalho da força interior

U_{RX} Rotação de elementos finitos segundo o referencial x

U_{RZ} Rotação de elementos finitos segundo o referencial z

U_Y Descolamento de elementos finitos segundo a direção do eixo y

U_Z Descolamento de elementos finitos segundo a direção do eixo z

Y Logaritmo referente à explosão aérea do Conventional Weapon

Y_1 Envolvente de cedência do solo

Y_2 Envolvente plástica do solo

Y_3 Envolvente de rotura do solo

W Carga explosiva

W_E Massa de carga equivalente

W_{EXP} Massa explosiva

Z Distância Reduzida

Letras minúsculas latinas

b Largura da secção transversal de um elemento estrutural

b Coeficiente de decaimento

c' Coesão do solo

d Altura útil da secção transversal

d' Recobrimento de um elemento estrutural

d_c Distancia compreendida entre a armadura sujeita à compressão e a armadura sujeita à tração

e Espessura

f_c Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

$f_{c,din}$ Tensão de cedência do betão sob ações dinâmicas

f_{ck} Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

f_{cm} Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ct} Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração

f_{du} Tensão de rotura do aço em ações dinâmicas

f_u Tensão última do aço

f_y Tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado

$f_{y,din}$ Tensão de cedência à tração das armaduras sob ações dinâmicas

f_{yk} Valor característico da tensão de rotura do aço

f_{ym} Valor médio da tensão de rotura do aço à tração

h Altura da secção transversal de um elemento estrutural

i_R Impulso especifico refletido

i_s^- Impulso na fase negativa da onda de pressão

i_s^+ Impulso na fase positiva da onda de pressão

k Parâmetros de estado do solo

m Massa

n Porosidade de um solo

p'	Tensão efetiva média
p_u	Carga última
q	Tensão deviatórica
q_s	Pico de pressão dinâmica
t_a	Tempo de chegada da onda de choque explosiva
t_d	Duração da onda explosiva na fase positiva
t_n	Duração da onda explosiva na fase negativa
u	Deslocamento
y_e	Deslocamento elástico de um elemento estrutural
w_k	Dimensão da abertura de fendas

Letras gregas

α	Ângulo de incidência da carga explosiva
α	Coeficiente de Rayleigh
α_e	Coeficiente de homogeneização do betão
β	Coeficiente de Rayleigh
γ	Deformação
γ_G	Peso volúmico total aparente
γ_s	Peso volúmico da pedra
δ	Deslocamento de um elemento estrutural
ε	Deformação
$\dot{\varepsilon}$	Taxa de deformação
ε_c	Deformação do betão
ε_{c3}	Deformação do betão na cedência
ε_{cu3}	Deformação última do betão
ε^e	Deformação elástica presente nos solos
ε^p	Deformação plástica presente nos solos
ε_u	Deformação última
$\Delta\varepsilon$	Variação de deformação
$\Delta\varepsilon^e$	Variação de deformação elástica dos solos
$\Delta\varepsilon^p$	Variação de deformação plástica dos solos
θ	Ângulo formado entre o elemento estrutural e os apoios
μ	Momento reduzido
ν	Coeficiente de Poisson
ρ	Percentagem geométrica de armadura
ρ	Massa volúmica
σ	Tensão normal
σ_c	Tensão presente no betão
σ'_h	Tensão efetiva horizontal
σ'_n	Tensão normal efetiva
σ'_v	Tensão efetiva vertical

τ_f Tensão tangencial efectiva

φ' Ângulo de atrito do critério de Mohr-Coulomb

Ψ' Ângulo de dilatância

ω Percentagem mecânica de armadura

ω_r Frequência de vibração

Abreviaturas e Acrónimos

C3D8R Elemento finito sólido de oito nós

C-4 Explosivo plástico de demolição, pertencente ao composto C

Comp B Composto B: explosivo constituído por TNT e por RDX

ConWep *Conventional Weapon*

DIF Fator de incremento dinâmico

EC1 Norma Portuguesa: NP EN 1991-1-4: Eurocódigo 1 – Ações em estruturas

EC2 Norma Portuguesa: NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 - Projecto estruturas de betão

EC8 Norma Portuguesa: NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos

EF Elementos Finitos

RDX Explosivo denominado por ciclotrimetilenotrinitramina

RP-F Fonte explosiva final do modelo de validação da ação

RP-I Fonte explosiva inicial do modelo de validação da ação

S4R Elemento finito *shell* com quatro nós

SHPB *Split Hopkinson Pressure Bar*

SIF Fator de incremento de resistência

TNT Trinitrotolueno

UFC *Unified Facilities Criteria*

1 Introdução

1.1 Enquadramento e motivação

Nas últimas décadas, o mundo tem sido assolado por um escalar de violência. Organizações, grupos terroristas, ou até individualidades fazem uso do terror e violência indiscriminada para provocar a insegurança nas populações. A magnitude deste flagelo social encontra-se materializado através de redes bem organizadas e dispersas um pouco por todo o globo.

Estes grupos extremistas recorrem aos meios mais destrutivos para atentar contra a vida humana, entre os quais, os engenhos explosivos. A ameaça *Improvised Explosive Devices* (IED) engloba uma panóplia de engenhos improvisados que podem ser empregues de formas muito diversificadas. Destaca-se, por exemplo, a aplicação em veículos tripulados e não tripulados, por terem a capacidade de albergar grandes quantidades de explosivo.

Os edifícios são indissociáveis da malha urbana. São conotados como o garante da proteção do ser humano e muitos deles representam um grande valor do ponto de vista económico e estratégico. No decurso da história, a Engenharia Estrutural tem dado especial primazia à análise de ações sísmicas, térmicas, gravíticas e do vento. Tal facto, é motivado pelo risco associado destas ações nas infraestruturas. Neste sentido, os efeitos imprevisíveis que as ações explosivas provocam não devem também ser desprezados. É indispensável um estudo mais aprofundado nesta área e, consequentemente, criar uma filosofia de dimensionamento para todas as estruturas que preveja este tipo de ação.

Os centros das cidades recebem com frequência eventos que mobilizam elevada densidade populacional. Estes centros assumem uma posição critica na cidade, uma vez que a sua morfologia é muitas vezes definida por ruas estreitas e por infraestruturas antigas, com fraca resistência estrutural. Refere-se, ainda, que em determinados centros históricos da cidade, é imprescindível preservar a traça arquitetónica, o que dificulta as intervenções de raiz nas infraestruturas. Assim, um atentado nestas zonas, pode reproduzir efeitos catastróficos.

Em Portugal, no âmbito do projeto de investigação de Segurança e Integridade de Infraestruturas Estratégicas face a Explosões Acidentais (SI4E), Gonçalves, (2015) ensaiou lajes de betão armado simplesmente apoiadas com reforços em argamassa armada, de onde conclui que a inclusão de um material resistente e com boa capacidade de absorção de energia, aumenta a resistência das lajes de betão armado. Posteriormente, Rebelo (2015) com recurso ao *software Extreme Loading for Structures* (ELS), modelou numericamente estes resultados, tendo conseguindo um bom ajustamento entre os resultados experimentais e o modelo.

Gomes (2016) apoiou-se em diversos métodos simplificados e constituiu numa outra fase, um modelo calibrado no *software Extreme Loading for Structures* (International, 2013), com o intuito de avaliar um edifício corrente sob ações dinâmicas. Ainda no mesmo ano, Nabais (2016) efetuou ensaios em painéis de betão armado com a adição de camadas compostas por fibras (UHPFRC), por agregados leves (LWAC) e por agregados de borracha (RuC). Nabais (2016) confronta os resultados experimentais com métodos analíticos, descritos na norma UFC 3-340-02 (2008). Constatou-se que o diferencial percentual, entre os resultados dos ensaios e a abordagem analítica, aumentava à medida

que eram acrescentadas camadas de reforço, atingindo-se uma diferença de 20%. Contudo, o reforço permitiu uma diminuição de 37,5% da deformação em relação à laje de referência. Também neste mesmo ano, Tandu (2016) apresentou um estudo que consistiu em avaliar experimentalmente painéis *sandwich* pré-fabricados e posteriormente efetuar a respetiva modelação numérica através do método incremental de Newmark, obtendo diferenças constatáveis entre a analise experimental e a análise numérica.

As investigações anteriormente realizadas debruçaram-se em soluções que necessitavam de intervenções de raiz nos elementos estruturais. A presente dissertação estuda a proteção de estruturas com materiais que consigam absorver a intensa energia libertada da onda de choque do evento explosivo. Conceptualmente, pretende-se originar uma proteção, que possa ser facilmente aplicada em situações de alto risco, e posteriormente removida.

Deste modo, optou-se por analisar a proteção de colchões reno preenchidos com material granular. A escolha desta solução surgiu com o intuito de garantir um tempo rápido de montagem e com o objetivo de ser composta por materiais de fácil aquisição.

Neste âmbito, a Engenharia não pode estar apenas confinada à construção, é necessário originar eventos explosivos controlados, com o objetivo de serem analisadas as propriedades dos materiais. Por outro lado, a modelação numérica constitui uma ferramenta muito útil para analisar em detalhe o fenómeno explosivo e a sua interação com os materiais.

1.2 Objetivos propostos

A presente dissertação tem como objetivo estudar uma solução que garanta a proteção de estruturas em betão armado submetidas a ações explosivas. Dada a complexidade da ação e dos efeitos que dela advêm, o comportamento dinâmico das ações explosivas necessita de ser explorado. Com a presente dissertação, pretende-se que sejam aprofundados conhecimentos relativos a esta área e alinhar dados relevantes provenientes de ensaios experimentais e de modelos numéricos.

O objetivo genérico deste estudo é compreender de que forma a inclusão de um sistema - colchão reno e material granular, permite atenuar os efeitos dinâmicos de uma onda explosiva num elemento estrutural. Deste modo, pretende-se testar lajes que simplificadamente simulem elementos estruturais presentes em coberturas, onde a ação explosiva é desencadeada com uma determinada altura. A solução de reforço preconizada será de caráter temporário, aplicável em situações de emergência.

Seguidamente, são elencados objetivos particulares desta investigação. Inicialmente, pretende-se compreender categoricamente conceitos implícitos na ação explosiva. Objetiva-se também, um estudo vasto dos materiais deste projeto sob ações dinâmicas. Pretende-se por outro lado, recorrer à norma de referência UFC 3-340-02 (2008) como termo de comparação de análise de resultados. Neste trabalho está incluída uma campanha experimental que assenta em ensaios explosivos dos materiais em análise, no Campo Militar de Santa Margarida. Posteriormente, pretende-se entrar no campo da modelação numérica, através do software *Abaqus* (Hibbitt e Sorensen, 2000), e fazer uma análise gradual do sistema idealizado nesta dissertação.

1.3 Estrutura da dissertação

O presente documento é composto por cinco capítulos. No primeiro capítulo são apresentados as motivações e o enquadramento que legitimaram o interesse pelo tema em estudo. São ainda referidos os principais objetivos desta dissertação.

Com o segundo e terceiro capítulo apresenta-se o estado de arte deste trabalho, onde se encontram contemplados todos os conceitos implícitos desta dissertação. Inicialmente é dado ênfase à ação explosiva e aos principais parâmetros que lhe estão subjacentes. Numa outra fase, são analisados os diferentes materiais presentes neste estudo e os tipos de resposta à ação explosiva. Por último são descritos os diferentes comportamentos dos elementos estruturais em função da distância reduzida. São ainda caracterizadas as diferentes medidas a ser implementadas para mitigar os efeitos de uma ação explosiva. Grande parte da pesquisa bibliográfica encontra-se concentrada neste capítulo.

O quarto capítulo é dedicado à descrição da campanha experimental. Alude-se à caracterização dos materiais presentes nos ensaios e refere-se toda a inerente preparação até à data dos mesmos. Seguidamente é explicada a metodologia que serviu de fio condutor ao longo da campanha. Encontra-se também detalhado o sistema de ensaio e a monotorização que lhe é subjacente. Por fim, apresentam-se os resultados obtidos na data dos ensaios e a respetiva discussão.

No quinto capítulo é abordada a modelação do ensaio através do *software Abaqus*. O estudo inicia-se com a validação da ação e dos materiais tendo em conta modelos constitutivos e a abordagem prevista no UFC 3-340-02 (2008). Por último representa-se um modelo da laje de referência acoplada com a proteção do conjunto colchão reno e seixo.

No sexto e último capítulo são apresentadas as considerações finais e tecem-se conclusões deste projeto. São também referidas limitações e são abertas linhas de investigação futuras.

2 Ação Explosiva

2.1 A ação

Uma ação explosiva está associada a uma reação química extremamente rápida (ordem de grandeza dos milissegundos), que resulta numa libertação quase instantânea de energia e de gases a altas temperaturas (Karlos e Solomon, 2013).

Segundo Ngo et al. (2007), as explosões podem ser divididas com base na sua natureza em físicas, nucleares e químicas.

As explosões físicas estão isentas de quaisquer reações químicas ou nucleares. Um exemplo comum decorrente deste tipo de explosão é a rotura de uma botija com gás comprimido. Caso um incêndio provoque a rotura da botija, o gás que inicialmente estava confinado a elevada pressão, vai ter a liberdade de se expandir e, consequentemente, criar uma onda de choque (Davis, 1972).

Nas explosões nucleares, a libertação de energia ocorre através de reações de fusão e de fissão. Numa reação de fusão, dois átomos são combinados e originam um átomo de maiores dimensões, que por vezes pode ser acompanhado por um neutrão. A massa que resulta do produto da reação é inferior à massa dos reagentes. Numa reação de fissão, um átomo de grandes dimensões é bombardeado com neutrões, resultando numa divisão do átomo em dois núcleos de dimensões inferiores e em neutrões. Também na reação de fissão, a massa do produto é inferior à massa do átomo original. Tendo em conta Davis (1972), a energia resultante destas reações nucleares provoca um aquecimento drástico da atmosfera e, consequentemente, o ar é expandido sob a forma de uma onda explosiva.

As explosões químicas podem ser divididas em reações combinadas e em reações de decomposição. Refira-se que ambas as reações são exotérmicas. Nas reações combinadas ocorre uma reação exotérmica de dois ou mais componentes, originando a produção de gases a altas temperaturas. Apresenta-se a pólvora, como material que possui este tipo de reação. Por outro lado, as reações de decomposição caracterizam-se pela decomposição de moléculas que contêm átomos de oxigénio. O produto são gases de combustão originados a altas temperaturas. O volume originado por estes gases gera elevadas pressões na zona de reação. Seguidamente, a rápida propagação dos gases forma a onda de choque que evidencia o efeito de choque da explosão. As reações de decomposição ocorrem, por exemplo, após a detonação do TNT (Trinitrotolueno) e da nitroglicerina. Os efeitos de uma explosão encontram-se, em parte, relacionados com o tempo de reação química. As reações de decomposição geralmente ocorrem mais rapidamente do que as reações de combinação. Providenciam condições para aplicabilidade militar por serem reações com elevada velocidade, resultando numa grande capacidade destrutiva (Davis, 1972).

De acordo com Mamrak (n.d.), os três principais efeitos causados por uma ação explosiva são: os picos de pressão da onda; o efeito de choque, produzido pela onda de choque e transmitido através do ar ou do solo e as ações de fragmentação, originadas por trajetórias indefinidas, provenientes dos estilhaços das munições ou de qualquer objeto suscetível de ser arrastado com a onda explosiva. É de salientar que neste estudo não se irá considerar a influência da fragmentação.

Quanto à velocidade de reação, as explosões podem ser distinguidas em deflagrações e detonações. As deflagrações não são mais do que uma rápida combustão, não ultrapassando a

velocidade de propagação do som no ar, enquanto que nas detonações, a reação ocorre a uma velocidade superior à da propagação do som, provocando uma onda de choque (Larcher, 2007).

2.1.1 Explosões em função do ambiente

Para além de ser importante entender o fenómeno explosivo, é também necessário estudar o seu efeito num determinado ambiente. O *Unified Facilities Criteria* (UFC 3-340-02, 2008) faz a menção clara dos possíveis tipos de explosões nas estruturas, dividindo-as em confinadas e não confinadas. No âmbito das explosões não confinadas, destaca-se a explosão aérea perfeita que será abordada na presente dissertação.

A Figura 1 ilustra a situação típica de uma explosão aérea perfeita, onde a onda de choque é propagada desde o centro de detonação (W) até atingir uma dada superfície. R, representa a distância mais próxima que a onda explosiva percorre, consequentemente, a sua interceção com a superfície do "Edifício" origina um ponto com maior impacto.

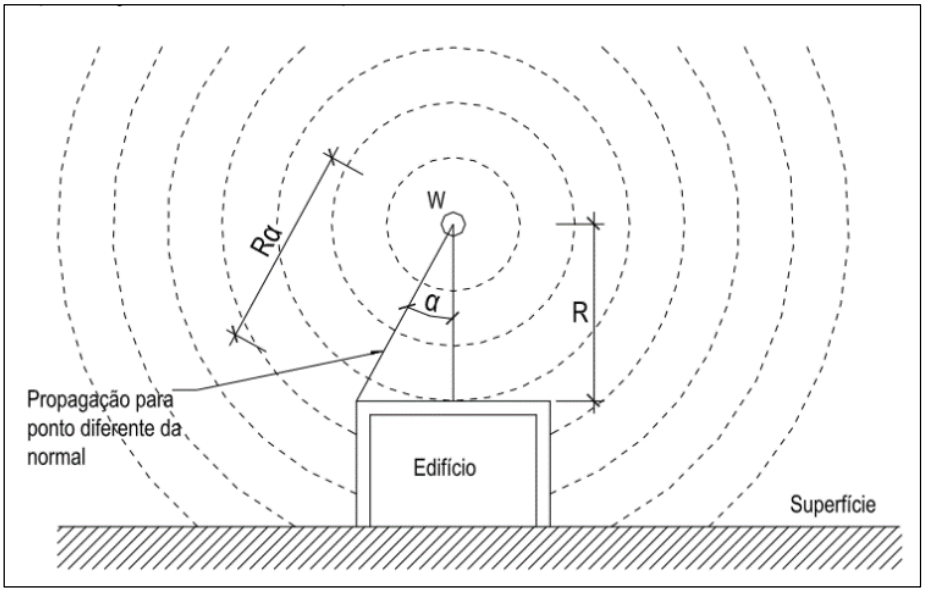


Figura 1: Explosão Aérea Perfeita *(Gomes, 2016)*

2.2 Onda explosiva

2.2.1 Propagação da Onda Explosiva

De acordo com Ngo et al. (2007), após uma detonação são gerados gases com elevada temperatura que se expandem, exercendo pressão sobre o volume ocupado por este. Por conseguinte, forma-se uma camada de ar comprimido (onda de choque) em redor deste volume de gás, contendo grande parte da energia libertada no fenómeno explosivo.

Automaticamente, os valores de pressão da onda explosiva vão aumentar, ultrapassando o valor da pressão atmosférica. Imediatamente após a onda de choque, os movimentos das partículas de ar originam uma pressão dinâmica, que se caracteriza por ventos intensos.

Após um curto período de tempo, a pressão procedente à da frente da onda pode tomar valores inferiores aos valores da pressão ambiente (ver Figura 2). Note-se também, através da Figura 2, que a onda de choque apresenta um declínio de pressão em função da distância à fonte explosiva. No

decorrer da fase de pressão negativa, o ambiente estará sob o efeito de vácuo temporário. Posteriormente, o ar será aspirado e acompanhado por detritos para longe da fonte.

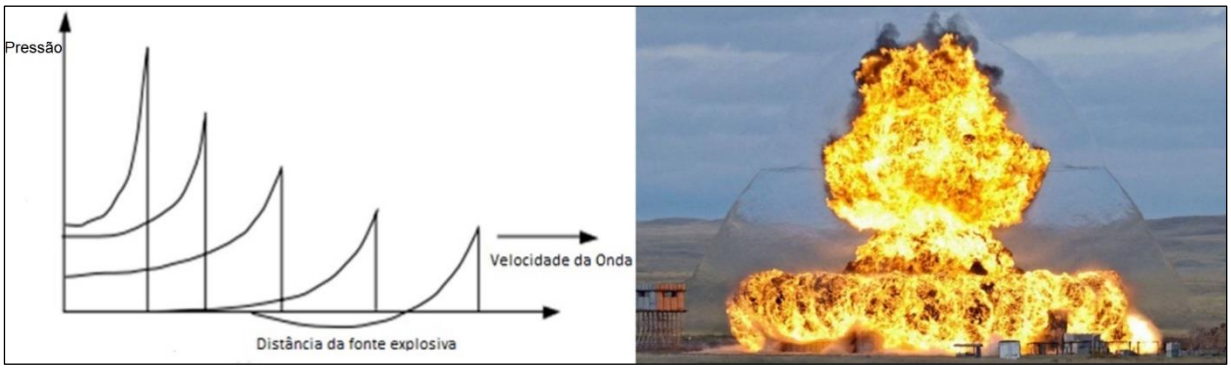


Figura 2: Propagação da Onda Explosiva (Adaptado de *Ngo et al. (2007)* e *MacDonald (2015)*)

2.2.2 Caracterização da onda explosiva

Para avaliar o comportamento da pressão da onda explosiva em função do tempo, utiliza-se como modelo: a explosão aérea perfeita. Tal como descrito no subcapítulo 2.1.1, após a detonação, ir-se-á formar uma onda de choque que se propagará radialmente em relação ao epicentro de detonação.

Tomando como referência o epicentro da explosão, após a detonação, o tempo de chegada a um determinado ponto é definido por t_a. Nesse mesmo instante, a pressão que inicialmente se encontra à pressão ambiente, sofre um aumento drástico até atingir a chamada pressão de pico incidente (P_{S0}) (UFC 3-340-02, 2008). Seguidamente, essa sobrepressão vai sofrer um decréscimo aproximadamente exponencial, ao longo de um intervalo infinitesimal (t_d), até, por fim, retomar novamente ao nível da pressão ambiente. Como se pode observar na Figura 3, ao longo de toda a fase de pressão positiva, constitui-se um parâmetro importante para quantificar danos, designado por impulso da fase positiva - $i_S{}^+$. Este representa a área sob a curva de pressões, e é calculado através do integral pressão-tempo (Wilkinson e Anderson, 2003).

Logo após a fase positiva, a pressão continua em decréscimo, entrando-se na fase negativa de pressão que toma valores compreendidos entre a pressão ambiente P_0 (pressão média do ar ao nível do mar equivalente a $101{,}33\mathrm{kPa}$ (Gomes (2016)) e P_{min}, num intervalo de tempo t_n. Fisicamente, esta fase negativa de pressão manifesta-se sob a forma de uma sucção. Comparativamente à fase positiva, a fase negativa tem uma duração maior. No entanto, em ambientes não confinados os valores da intensidade na fase negativa são bastante inferiores em relação à fase positiva, desprezando-se normalmente os seus efeitos.

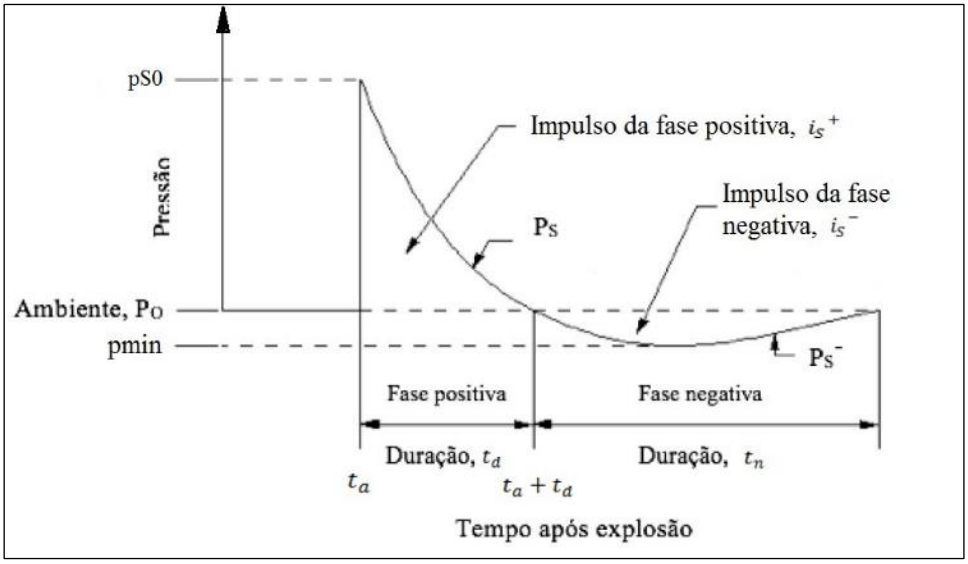


Figura 3: A pressão em função do tempo (Adaptado de *UFC 3-340-02 (2008)*)

Tem sido recorrente modelar analiticamente os efeitos de uma dada explosão com recurso à equação (2.1) de Friedlander (Guzas e Earls, 2010) modificada com a relação pressão – tempo, descrita por um andamento dentro dos moldes apresentados na Figura 3.

$$P(t) = \begin{cases} 0, & t < t_a, \\ P_{S0}\left(1 - \frac{t - t_a}{t_d}\right) e^{-b\left(\frac{t-t_a}{t_d}\right)}, & t_a \leq t \leq t_a + t_d, \\ 0, & t > t_a + t_d, \end{cases} \tag{2.1}$$

onde,

t_a = Tempo de chegada da onda de choque;

P_{S0} = Pressão de pico incidente;

t_d = Duração da fase positiva;

$i_S{}^+$, $i_S{}^-$ = O impulso da fase positiva e da fase negativa (ver equação (2.11) e equação (2.12)).

b = Coeficiente de decaimento e obtém-se a partir da expressão (2.2). Segundo Larcher (2007), o coeficiente b descreve o declínio da curva de pressão.

$$b = 5.2777 \cdot Z^{-1.1975} \tag{2.2}$$

onde,

Z simboliza a distância reduzida, que será detalhada no mais à frente, no subcapítulo 2.3.3.

2.3 Quantificação da ação explosiva

2.3.1 Configuração dos explosivos

De acordo com o UFC 3-340-02 (2008), o formato do explosivo vai ter um papel relevante na propagação da onda após a detonação. Refere-se que geometrias de carga hemisféricas e esféricas, idealizam uma onda explosiva perfeita, devido à sua simetria de revolução.

2.3.2 Equivalência em TNT

Nos dias de hoje, há uma inúmera tipologia de explosivos que, quando solicitados por um estímulo, desencadeiam efeitos diferenciados. Deste modo, para que seja possível a sua comparação, há a necessidade de converter os seus efeitos numa unidade de referência.

Wilkinson e Anderson (2003) descrevem o conceito da equivalência em TNT, como a massa de TNT necessária para se obter a mesma energia libertada pela massa da carga explosiva em análise. O UFC 3-340-02 (2008) sugere que os efeitos da energia produzida podem ser quantificados através do calor de detonação, obtido com base na expressão (2.3):

$$H_{EXP}^{d} = \frac{W_E}{\mathrm{W_{EXP}}} \cdot H_{TNT}^{d} \tag{2.3}$$

onde,

$\mathrm{W_E}$ = Massa da carga equivalente;

$\mathrm{W_{EXP}}$= Massa do explosivo em estudo;

$\mathrm{H_{EXP}^{d}}$ = Calor de detonação do explosivo em estudo;

$\mathrm{H_{TNT}^{d}}$ = Calor de detonação do TNT.

A Tabela 1 exprime seis tipos de explosivos comumente empregues na atualidade, descritos em função do calor de detonação e da massa de carga equivalente TNT.

Tabela 1: Equivalência TNT para explosivos (Adaptado de *Draganić e Sigmund (2012)*)

Explosivo	Calor de detonação	Massa de carga equivalente TNT
	$\mathrm{H_{EXP}^{d}}$ [KJ/Kg]	$\mathrm{H_{EXP}^{d}/H_{TNT}^{d}}$
TNT	4520	1,000
“Comp B” (60% de RDX, 40% de TNT)	5190	1,148
Semtex	5660	1,250
HMX	5680	1,256
C4	6057	1,340
Nitroglicerina (liquida)	6700	1,481

Refira-se que para além da energia libertada, há outros fatores que condicionam a equivalência do material explosivo. Estes fatores incluem a forma do material explosivo, o confinamento do explosivo, a escala de pressão a ser considerada e a estrutura do explosivo.

2.3.3 Distância Reduzida

Com a obtenção das propriedades que permitem a avaliação de uma onda de choque gerada pela detonação, há a necessidade de fazer uma correspondência com outras ações explosivas (Kinney e Graham, 1985).

De acordo com Guzas e Earls (2010), a relação de equivalência de Hopkinson é a mais adequada para explosões convencionais. Segundo esta relação, quando duas cargas constituídas pelo mesmo explosivo, são detonadas nas mesmas condições atmosféricas, os efeitos das ondas de choque

são semelhantes. Isto, se estiverem dispostas a uma distância reduzida, Z, definida em (2.4) (Guzas e Earls, 2010):

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} [m/Kg^{1/3}], \tag{2.4}$$

sendo que R, representa a distância à fonte da detonação e, W, a massa da carga explosiva.

2.3.4 Pico de pressão incidente

A evolução tecnológica permitiu formular e ajustar modelos próximos do comportamento real. A pressão incidente de pico é um aspeto bastante relevante na avaliação dos efeitos provocados por uma onda explosiva. No que respeita esta temática, diversos modelos analíticos foram formulados tendo por base dados experimentais obtidos por diversos autores. Na Figura 4 confrontam-se alguns desses modelos analíticos, onde P_{S0} está em função de Z.

Segundo Kumar e Ho (n.d.), o modelo qualitativo da onda de pressão ilustrado na Figura 3, foi progressivamente desenvolvido por investigadores sob dependência direta ou indireta de ministérios da defesa. Embora durante muito tempo, estas informações se tenham mantido classificadas, atualmente parte delas já se encontram disponíveis ao público. Assim, face ao conteúdo bibliográfico disponível, pretende-se entrar em maior grau de detalhe no que respeita a diversas formulações do pico de pressão incidente, para além da equação geral de pressão (2.1) de Friedlander. Estas expressões serão utilizadas no quarto capítulo, com o objetivo de validar a simulação numérica da ação explosiva.

Brode (1955) construiu uma expressão (2.5) representativa da pressão incidente de pico (P_{S0}) em função da distância reduzida (Z), para dois intervalos distintos de pressão, ditado pelo valor de pressão:

$$\begin{gathered} P_{S0} = \frac{6{,}7}{Z^3} + 1\ [\text{bar}], \text{caso } P_{S0} > 10 \text{ bar} \\ P_{S0} = \frac{0{,}975}{Z} + \frac{1{,}455}{Z^2} + \frac{5{,}85}{Z^3} - 0{,}019\ [\text{bar}], \text{caso: } 0{,}1 \text{ bar} < P_{S0} < 10 \text{ bar} \end{gathered} \tag{2.5}$$

Henrych em 1979, citado por Goel et al (2012), desenvolveu um conjunto de equações (2.6) que descrevem o pico de pressão em função da distância reduzida:

$$\begin{gathered} P_{S0} = \frac{14{,}072}{Z} + \frac{5{,}540}{Z^2} - \frac{0{,}357}{Z^3} + \frac{0{,}00625}{Z^4}, \text{caso: } 0{,}005 < Z < 0{,}3 \\ P_{S0} = \frac{6{,}194}{Z} - \frac{0{,}326}{Z^2} + \frac{2{,}132}{Z^3}\ [\text{bar}], \text{caso: } 0{,}3 \leq Z \leq 1{,}0 \\ P_{S0} = \frac{0{,}662}{Z} - \frac{4{,}05}{Z^2} + \frac{3{,}228}{Z^3}\ [\text{bar}], \text{caso: } 1{,}0 \leq Z \leq 10 \end{gathered} \tag{2.6}$$

Guzas e Earls (2010) fazem referência à expressão (2.7) proposta por Kinney e Graham (1985):

$$P_{S0} = 808 P_0 \frac{\left[1 + (\frac{Z}{4{,}5})^2\right]}{\sqrt{\left[1 + (\frac{Z}{0{,}048})^2\right]\left[1 + (\frac{Z}{0{,}32})^2\right]\left[1 + (\frac{Z}{1{,}35})^2\right]}}\ [\text{bar}]. \tag{2.7}$$

Mills sugere a expressão (2.8) para obter valores da pressão de pico incidente com unidades em kPa (Ngo et al., 2007):

$$P_{S0} = \frac{1772}{Z^3} - \frac{114}{Z^2} + \frac{108}{Z} \text{[kPa]} \tag{2.8}$$

De acordo com Goel et al. (2012), Sadovskiy (2004) a partir de dados experimentais, apresenta a equação (2.9):

$$P_{S0} = 0{,}085 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right) + 0{,}3 \cdot (\frac{1}{Z})^2 + 0{,}8 \cdot (\frac{1}{Z})^3 \tag{2.9}$$

Segundo Goel et al. (2012), Bajić em 2007 baseou-se em valores experimentais e modificou a expressão (2.9), propondo a equação (2.10).

$$P_{S0} = 1{,}02\frac{W^{1/3}}{R} + 4{,}36\frac{W^{2/3}}{R^2} + 14\frac{W}{R^3} \text{ [bar].} \tag{2.10}$$

Na Figura 4, com a apresentação de modelos ordenados cronologicamente, constata-se uma maior dispersão de valores de P_{S0} para $Z < 1$ entre as diferentes formulações.

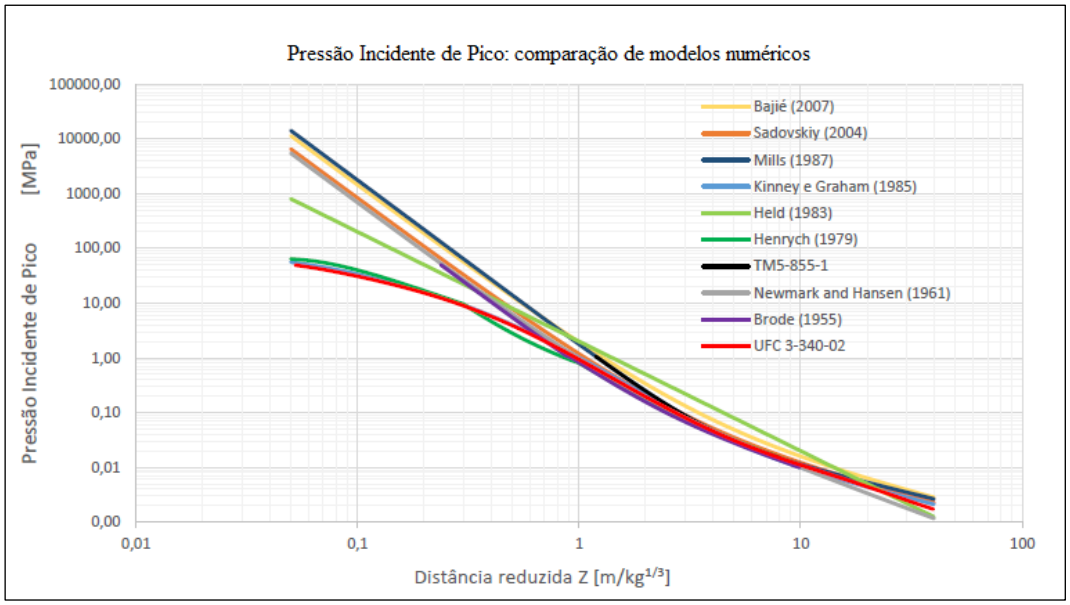


Figura 4: Pressão Incidente de Pico (Pmáx): Comparação de modelos numéricos (Adaptado de Nabais (2016))

2.3.5 Impulso

Numa explosão aérea perfeita, o impulso positivo causa danos consideravelmente superiores, quando comparado com os danos originados pelo impulso negativo. Neste sentido, a análise vai-se concentrar no impulso positivo, ${i_S}^+$.

Recuperando os conceitos presentes no subcapítulo 2.2.2, uma vez que o impulso é a integral da equação (2.1) , traduz-se na seguinte expressão:

$${i_S}^+ = \int_{t_a}^{t_a+t_d} P(t)\, d(t) = \frac{P_{S0} \cdot t_0}{b} \cdot \left[1 - \frac{(1 - e^{-b})}{b}\right]. \tag{2.11}$$

Nabais (2016) constata que a expressão (2.11), formulada por Kinney e Graham (1985) aproxima-se dos ábacos do (UFC 3-340-02, 2008). Sendo este o domínio de referência, considera-se a seguinte expressão (2.12):

$$i_S{}^{+} = \frac{0{,}0067 \cdot \sqrt{1 + (\frac{Z}{0{,}23})^4}}{Z^2 \cdot \sqrt[3]{1 + (\frac{Z}{1{,}55})^3}} \; [\mathrm{MPa} \cdot \mathrm{ms}]. \tag{2.12}$$

2.4 Interação com a superfície

Uma onda de choque, ao atravessar uma determinada estrutura, será acompanhada por uma série de fenómenos físicos resultantes desta interação. Tais fenómenos são apontados tanto à colisão da onda de choque com a superfície, como à transformação da energia cinética das partículas em movimento em variações de pressão sobre a estrutura (Maciel, 2007).

2.4.1 O efeito de sopro – Pressão dinâmica

A pressão dinâmica pode assumir uma influência significativa em eventos de intensa magnitude (explosões nucleares). Embora para as explosões químicas os intensos ventos da pressão dinâmica não sejam os mais preponderantes, poderão haver casos em que estes sejam condicionantes (Maciel, 2007). Estas ondas de pressão secundárias apresentam velocidades consideravelmente inferiores, quando comparadas com as que se verificam na onda de choque inicial. O pico de pressão dinâmica (q_s) é o parâmetro que quantifica este efeito e é definido em função da velocidade que as partículas atingem na fase de sobrepressão (P_{S0}).

Em termos comportamentais, a função "pressão dinâmica - tempo" representada na Figura 5, apresenta um pico inicial (q_s) com valor inferior à pressão incidente (P_{S0}), sofrendo um decréscimo exponencial ao longo do tempo. Convém salientar que os efeitos da pressão dinâmica são cumulativos com os da pressão incidente.

Através da relação Rankine-Hugoniot, obtém-se a expressão (2.13) referida por Needham (2010).

$$q_s = \frac{5}{2} \cdot \frac{P_{S0}^2}{(7 \cdot P_0 + P_{S0})} \; [\mathrm{MPa}] \tag{2.13}$$

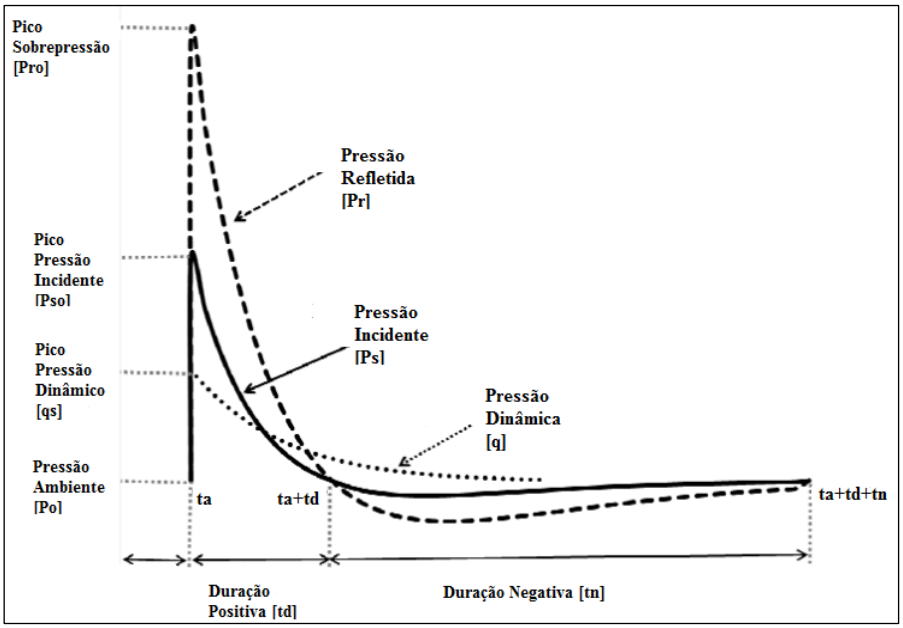


Figura 5:Pressão refletida, incidente e dinâmica, em função do tempo (Adaptado de *Karlos e Solomon (2013)*)

2.4.2 Onda refletida

O deslocamento de ar, proveniente da onda de choque, ao encontrar um obstáculo que oferece resistência à sua propagação, terá como resposta uma reflexão. Observando a Figura 6, constata-se que ao ser despoletada uma detonação aérea, a onda de choque de configuração esférica será refletida pelo solo. Caso a distância do ponto de detonação ao solo seja inferior à distância do ponto de detonação ao obstáculo, a onda refletida cruza-se com a onda incidente (ponto 3 da Figura 6). Nestas circunstâncias é originada uma terceira onda de pressão – designada por onda Mach. A partir da Figura 6, pode-se observar que a altura da frente Mach aumenta com o acréscimo da distância de propagação (Maciel, 2007).

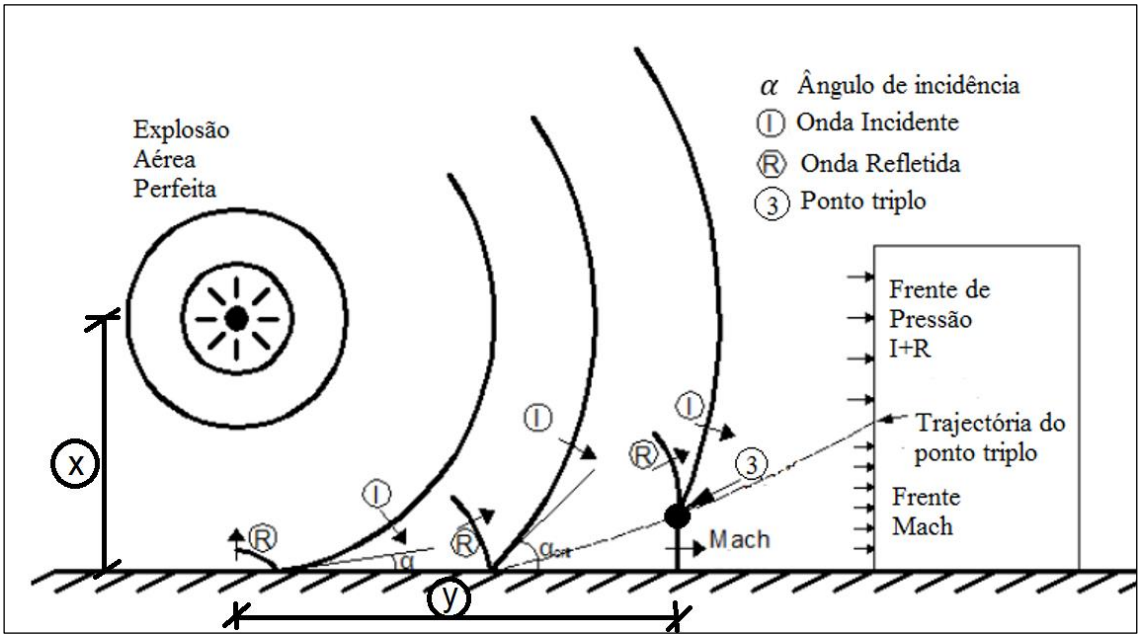


Figura 6:A influência de uma superfície na propagação de ondas de choque (Adaptado de *Karlos e Solomon (2013)*)

O ângulo de incidência, α, compreendido entre a superfície refletora e a direção de propagação da onda de choque, vai determinar o tipo de reflexão em causa (ver Figura 6). Karlos e Solomon (2013) preconizam que a situação que origina maiores danos é quando uma superfície se encontra disposta perpendicularmente à direção da onda ($\alpha = 0^{\circ}$) - reflexão normal.

Refere-se também que, para qualquer valor de pressão da onda incidente (P_{S0}) com ângulos de incidência inferiores a 40°, a consideração da pressão refletida normal conduz a valores conservativos. Por outro lado, para ondas com baixos valores de pressão ($0{,}01 - 3{,}50$ MPa) e com ângulos de incidência compreendidos entre os 40°e os 55°, a pressão pode ser avaliada por intermédio de uma percentagem da reflexão normal.

A expressão (2.14) constitui uma das aproximações propostas por Needham (2010), para estimar a pressão refletida de pico (P_{R0}), normal à superfície:

$$P_{R0} = 2P_{S0}\,\frac{4P_{S0} + 7P_0}{4P_{S0} + 7P_0}\ [\mathrm{MPa}] \qquad (2.14)$$

Recorrendo à Figura 5, verifica-se que a pressão de pico gerada pela onda refletida apresenta um valor superior ao pico de pressão incidente. Segundo Karlos e Solomon (2013) a explicação deste

crescimento deve-se à natureza do fenómeno de propagação da onda de choque pelo ar. Numa situação ideal, considerando um comportamento elástico linear dos materiais, as partículas de ar ao colidirem com uma superfície têm a capacidade de retornarem à posição anterior ao ressalto, permitindo que a pressão refletida seja igual à pressão incidente. No entanto, numa intensa onda de choque caracterizada por uma resposta não linear do modelo, as partículas refletidas encontram-se obstruídas por partículas de ar subsequentes que foram transferidas para próximo da superfície. Como resultado, a pressão refletida toma valores substancialmente mais elevados do que os da pressão incidente.

Uma superfície refletora terá também um papel condicionante no impulso. Baker et al (1983) sugerem uma expressão (2.15), que correlaciona o impulso especifico positivo, a pressão de pico incidente, a pressão refletida de pico e, por último, o impulso especifico refletido (i_r):

$$\frac{i_r}{{i_S}^+} \approx \frac{P_{R0}}{P_{S0}} \tag{2.15}$$

3 Resposta dos materiais à ação explosiva

No presente capítulo é explorada a capacidade de resposta dos materiais aos efeitos das ações explosivas. Inicialmente, são descritos os comportamentos dos diferentes materiais analisados neste trabalho. Nesse subcapítulo, é dada particular atenção à resposta dos materiais às ações explosivas. Posteriormente, são apresentados de forma breve, os modos de rotura de elementos estruturais à ação explosiva e definem-se parâmetros que entram na análise analítica. Seguidamente, são quantificados os efeitos que o diferencial de pressões de uma onda explosiva provoca no ser humano. No último subcapítulo é apresentado o sistema de proteção a ações explosivas e são sugeridas medidas para mitigar os seus danos.

3.1 Resposta dos materiais

3.1.1 Material granular

3.1.1.1 Gamas de comportamento

Jardine (1992) delimita diferentes zonas de comportamento dos solos (Figura 7), onde o sistema de eixos é definido por tensão deviatórica, q e tensão efetiva média, p'. Toma-se como ponto de partida um elemento de solo inicialmente equilibrado, cujo estado de tensão é indicado pelo ponto (o). Com um carregamento monotónico, segundo a trajetória (o)-(a)-(b)-(c), verificam-se comportamentos distintos por parte do solo.

De acordo com Correia (2004), uma ação de corte desde (o) até à envolvente Y1, vai se traduzir numa resposta elástica linear do solo. Nesta Zona I, a rigidez ao corte do solo é caracterizada por um valor máximo do módulo de distorção, G associada a muito pequenas deformações ($10^{-6} < \gamma < 10^{-5}$) nesta região.

Com o incremento da ação de corte, atinge-se a Zona II, onde tipicamente, o solo apresenta um comportamento elástico não linear. Destaca-se que sob a influência de ciclos carga-descarga, o solo recupera totalmente, sem deformações permanentes. Na próxima superfície Y2, o solo evidencia degradação da rigidez quando submetido a ações cíclicas. No segmento assumido pela trajetória (a)-(b), as deformações poderão atingir valores na ordem dos $5x10^{-4}$ (Correia, 2004).

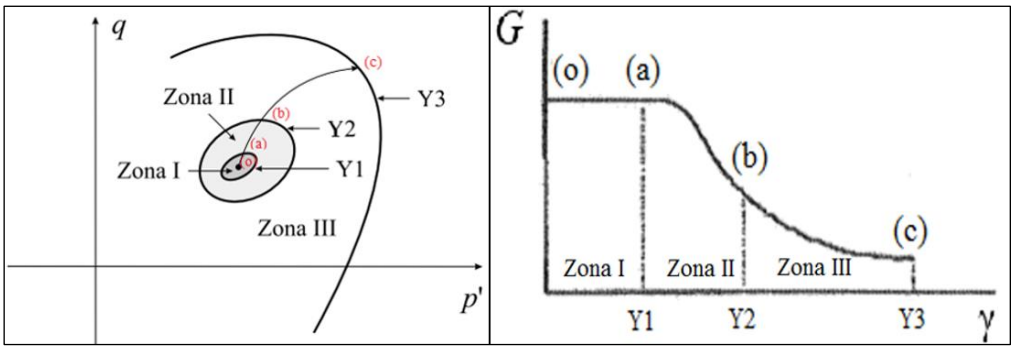


Figura 7:Comportamento de referência dos solos (Adaptado de Jardine (1992))

Prosseguindo com o acréscimo monotónico do carregamento, entra-se na Zona III, onde se verifica um aumento de deformações irreversíveis. Quanto mais a trajetória se aproxima do patamar

dos estados limites Y3, mais permanente será o caráter das deformações. No limiar da superfície Y3 ocorrem alterações bastante significativas no arranjo interno das partículas com a ocorrência da dilatância, se a resposta for não drenada, e geração de pressões intersticiais, se a resposta for drenada.

3.1.1.2 Modelo de Mohr-Coulomb

Com o objetivo de modelar o comportamento elástico plástico do solo, pode-se admitir que a deformação do solo é dividida numa componente elástica (ε^e) e numa componente plástica (ε^p) (Miguel e Abreu, 2013):

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon^e + \Delta\varepsilon^p \tag{3.1}$$

Um dos critérios fundamentais em que o modelo elasto-plástico se baseia, consiste em considerar que o estado do solo depende de uma função de cedência:

$$F(\{\sigma\},\{k\}) = 0 \tag{3.2}$$

A expressão (3.2) encontra-se em função do estado de tensão $\{\sigma\}$ e dos parâmetros do estado de solo $\{k\}$. É relevante o facto da função mencionada separar por completo o comportamento puramente elástico $F(\{\sigma\},\{k\}) < 0$, do comportamento elasto-plástico $F(\{\sigma\},\{k\}) = 0$.

Um outro critério é a função de potencial plástico. Após a cedência do solo, transita-se automaticamente para o domínio plástico, onde a direção da deformação plástica é retratada pela função de potencial plástico:

$$P(\{\sigma\},\{m\}) = 0 \tag{3.3}$$

Na presente dissertação, é adotado o modelo elástico perfeitamente plástico com critério de rotura de Mohr-Coulomb. Através da Figura 8, observa-se que a relação tensão-deformação do solo aproximada pelo modelo Mohr-Coulomb, representado a traço vermelho.

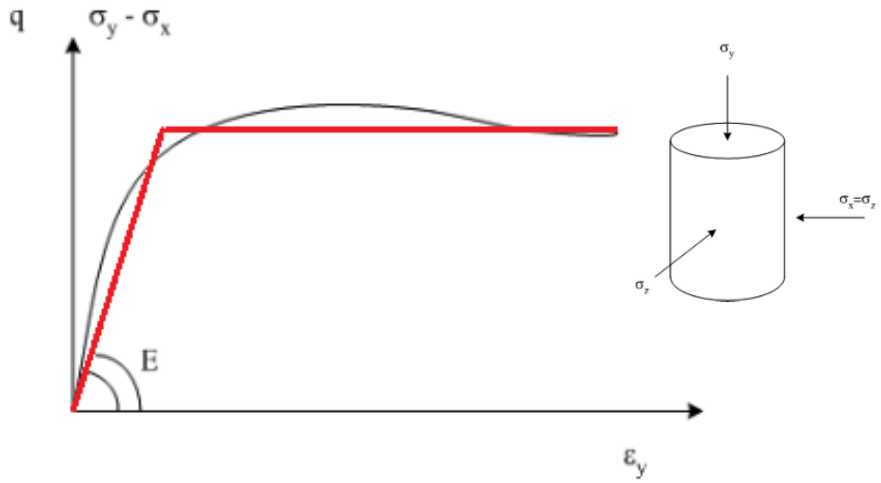


Figura 8:Tensões-extensões do ensaio triaxial (Adaptado de *Sture (n.d.)*)

O critério de rotura de Mohr-Coulomb estabelece que a resistência de um solo aumenta proporcionalmente ao incremento da tensão normal, sendo a rotura atingida quando a reta definida pela equação (3.4) é tangente ao circulo de Mohr:

$$\tau_f = c' + \sigma'_{nf} \cdot \tan\varphi' \tag{3.4}$$

onde,

τ_f: Tensão tangencial efectiva;

σ': Tensão normal efectiva;

c': Coesão;

φ': Ângulo de atrito.

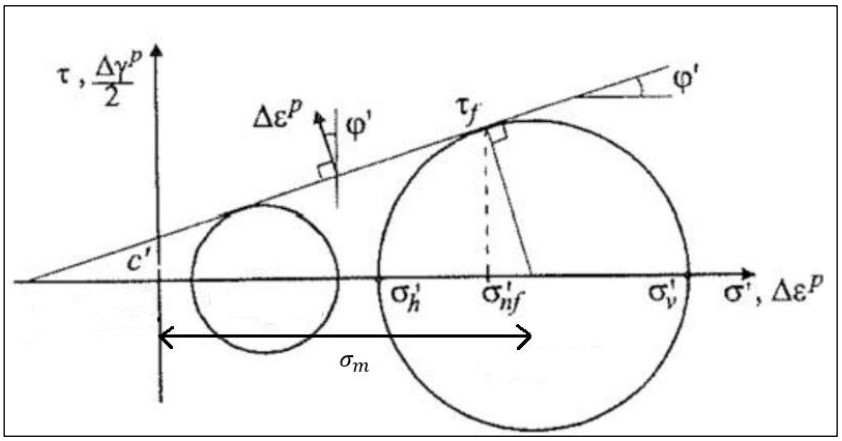


Figura 9:Representação do critério de rotura de Mohr-Coulomb

Pela análise da Figura 9, é possível redefinir a expressão (3.5) em função das tensões principais:

$$\sigma'_v - \sigma'_h = 2c' \cdot \cos\varphi' + (\sigma'_v + \sigma'_h) \cdot \sin\varphi' \tag{3.5}$$

sendo designado σ'_v pela maior tensão efetiva principal e σ'_h pela menor tensão efetiva principal. Com a expressão (3.6) , resulta que a função de cedência do modelo de Mohr-Coloumb é:

$$F(\{\sigma\},\{k\}) = (\sigma'_v - \sigma'_h) - 2c' \cdot \cos\varphi' - (\sigma'_v + \sigma'_h) \cdot \sin\varphi' = 0 \tag{3.6}$$

Por outro lado, é bastante recorrente o uso da seguinte definição do potencial plástico (A. Miguel et al., 2013):

$$P(\{\sigma\},\{m\}) = (\sigma'_v - \sigma'_h) - (\sigma'_v + \sigma'_h) \cdot \sin\psi' = 0 \tag{3.7}$$

sendo ψ' o ângulo de dilatância.

Segundo Stromblad (2014), a dilatância traduz-se num parâmetro que quantifica a alteração de volume que ocorre no solo quando sujeito ao corte. Na Figura 10, a ilustração à esquerda representa areia densa que resultou da aplicação de forças de corte e, consequentemente, na diminuição do volume ocupado. Esta propriedade física é medida pelo ângulo de dilatância (ψ'), que controla a quantidade de deformação volumétrica desenvolvida durante a cedência.

Figura 10:Exemplo da dilatância da areia (Adaptado de *Stromblad (2014)*)

3.1.1.3 Particularidades na resposta do solo a ações explosivas

De acordo com Ishihara (1996), num carregamento dinâmico as forças de inércia exercem um papel cada vez mais relevante à medida que o intervalo de tempo em que ocorre a deformação decresce.

Tendo como parâmetros, o tempo de carregamento e o numero de ciclos, a Figura 11 situa diferentes tipos de ações (Ishihara,1996). As explosões apresentam simultaneamente um tempo reduzido de ação e um baixo número de ciclos.

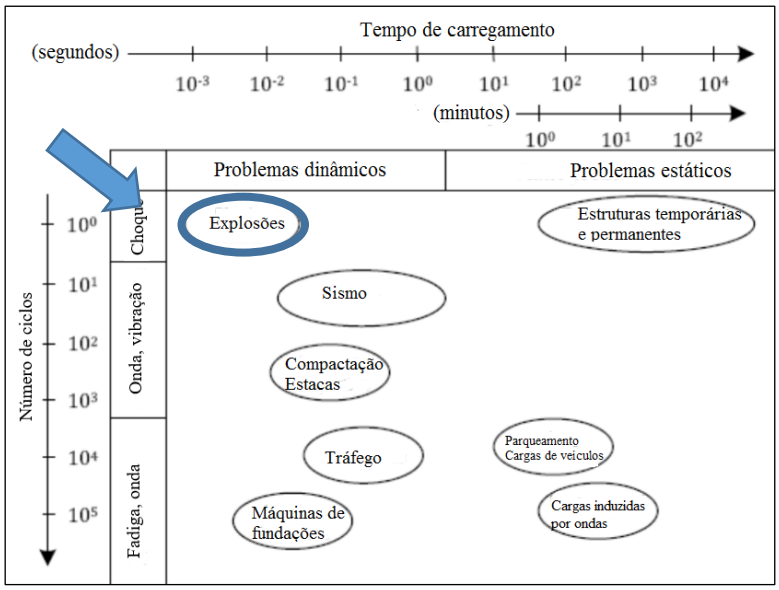


Figura 11:Classificação de problemas dinâmicos (Adaptado de Ishihara (1996))

Tais especificidades da ação dinâmica explosiva vão condicionar o tipo de resposta do elemento solo. An et al (2011) referem que a deformação de um solo pode ser descrita através de dois principais mecanismos:

(1) A baixas pressões, verificam-se deformações elásticas nas ligações em contacto com a superfície das partículas. Contudo, quando os solos estão sujeitos a elevadas pressões, verifica-se uma quebra nas ligações e consequentemente deslocamentos das partículas.

(2) Ocorrência de deformações em todas as componentes do solo causada pelo volume de compressão

Acrescenta-se que ambos os mecanismos atuam em simultâneo quando um solo está sujeito a um dado carregamento.

Num solo seco, sob a ação de um carregamento estático ou dinâmico, a deformação inicial será atribuída ao primeiro mecanismo de deformação (1) (Wang et al. 2004). Com o incremento da pressão, as ligações das partículas ir-se-ão deformar e deslocar, levando à reorganização do solo, de modo que o mecanismo (2) vai se tornando cada vez mais preponderante.

Wang et al. (2004) referem que numa ação explosiva, a reduzida duração do fenómeno não permite que o ar e a água circulem pelo esqueleto sólido, constatando-se uma deformação simultânea das três componentes do solo, o que configura uma resposta não drenada. Deste modo, o movimento relativo entre o conteúdo aprisionado nos poros e o esqueleto sólido pode ser desprezado (An, 2010).

Portanto, embora o solo, a uma escala reduzida, assuma um comportamento de material trifásico, no ponto de vista geral pode-se adotar um comportamento de material único.

3.1.2 Betão Armado

3.1.2.1 Comportamento sob solicitação monotónica

Através da análise da relação constitutiva: tensão – deformação (Figura 12), constata-se que um elemento de viga em betão simples apresenta uma boa resistência à compressão, com f_c (tensão máxima à compressão) na ordem dos 20 a 80 MPa, variável em função da classe do betão. Em termos de resistência à tração,f_{ct}, o betão apresenta um fraco comportamento, na ordem dos 1/10 a 1/15 da resistência à compressão.

Segundo Camara (2015), um elemento de betão simples não explora eficazmente a capacidade resistente do material à compressão, dado que a tensão máxima que se consegue mobilizar encontra-se condicionada pela tensão de rotura à tração f_{ct}. Deste modo, em elementos estruturais de betão simples, o aparecimento de uma fenda no material será suficiente para desencadear uma rotura frágil. Note-se, pela análise das relações momento-curvatura e carga-deslocamento da Figura 12, a ausência de um intervalo de ductilidade no elemento betão simples.

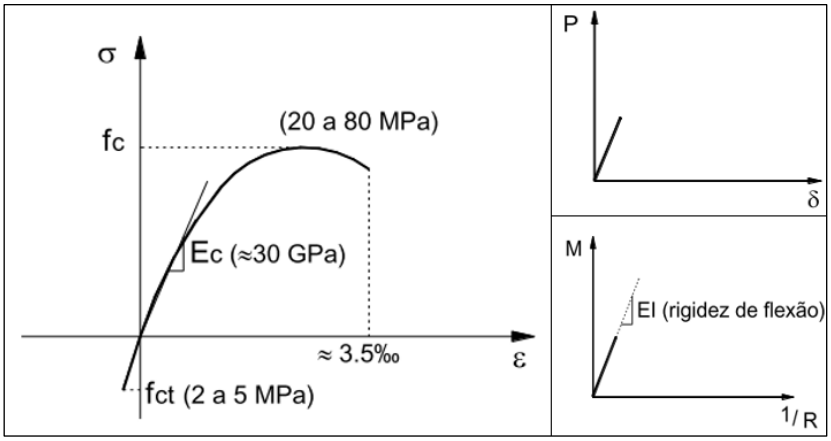


Figura 12: Elemento de betão simples: Lei constitutiva; Diagrama momento – curvatura; Diagrama carga-deslocamento (Adaptado de Camara (2015)

Tendo como objetivo explorar eficazmente a capacidade resistente do betão, é adotada a inclusão de armaduras de aço. Desta forma, vai-se garantir o equilíbrio das compressões mais elevadas no betão, por intermédio das trações que se passam a poder mobilizar nas armaduras.

Em termos globais, perceciona-se uma resposta tipicamente não linear num elemento de betão armado. Na Figura 13, verifica-se uma dependência linear momento – curvatura até se atingir a fendilhação do betão (1). Hipoteticamente, considera-se que no Estado II (estado de tensão nas secções após a fendilhação do betão), as trações são suportadas apenas pela armadura. Seguidamente, com o acréscimo de esforços, ocorre a cedência nas armaduras (2), que corresponde ao momento de cedência na secção. Após esta fase, o valor do momento da secção poderá ainda sofrer um novo aumento, graças ao incremento residual da tensão do aço entre o valor de cedência f_y e o último f_u. Assim sendo, o elemento de betão armado revela um comportamento dúctil até atingir a rotura em (3) (Camara, 2015).

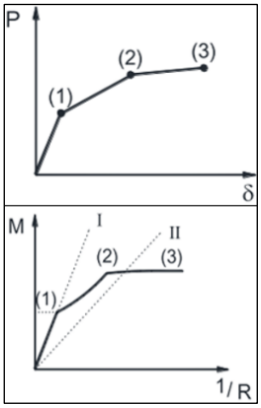


Figura 13: Elemento de betão armado: Diagrama momento – curvatura; Diagrama carga-deslocamento (Adaptado de Camara (2015))

3.1.2.2 Particularidades na resposta do betão armado a ações explosivas

O fenómeno explosivo vai provocar um acréscimo de deformação num dado material ao longo do tempo. Para entrar em consideração com este efeito, emprega-se no presente estudo, a taxa de deformação ($\dot{\varepsilon}$) explicitada pela expressão (3.8) (Araújo, 2001). A taxa de deformação traduz-se no inverso do período, T de uma dada ação:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon(t)}{dt}\ [s^{-1}] \tag{3.8}$$

Como tem sido apresentado, a ação explosiva é uma ação dinâmica, cuja contabilização tem um alto grau de incerteza, uma vez que é influenciada por diversas condições internas e externas. Acresce ainda mais a complexidade, quando o alvo de análise são os materiais sujeitos a ondas explosivas. Repare-se que materiais como o betão e o aço apresentam variáveis como: porosidade, inércia, densidade, ductilidade e heterogeneidade.

Sharma et al. (2011) referem que, para taxas de deformação superiores a $10^0\ s^{-1}$, a inércia é considerada condicionante. A progressão de fissuras numa determinada secção de laje de betão armado vai provocar a alteração do momento de inércia. O UFC 3-340-02 (2008) recomenda para ações explosivas, a contabilização do momento de inércia (I) através da expressão (2.11):

$$I = \frac{I_g + I_c}{2} \tag{3.9}$$

sendo que I_g e I_c, representam respetivamente, o momento de inércia da secção de betão em estado não fendilhado (3.10), e em estado fendilhado (3.11).

$$I_g = \frac{h^3}{12}\ [m^3 \cdot m] \tag{3.10}$$

$$I_c = F \cdot d^3\ [m^3 \cdot m] \tag{3.11}$$

Note-se que h simboliza a espessura da laje em causa e d representa a altura útil, cuja distância se encontra compreendida entre a armadura longitudinal inferior, sujeita à tração, e a fibra superior comprimida mais afastada. O coeficiente F é obtido através da Figura 76, presente no Anexo B, que depende do coeficiente de homogeneização do aço com o betão, α_e e da percentagem geométrica de armadura, ρ.

Magnusson (2007) assinala que o betão e a armadura de reforço, sob uma ação explosiva, terão como resposta deformações num curto período de tempo. Afirma também que, os níveis de tensão no betão armado atingem valores superiores quando comparados com os que se verificam num carregamento estático.

De acordo com Magnusson (2007), o valor do módulo de elasticidade do betão, E_c, é condicionado pela taxa de deformação. A Figura 14 mostra o aumento de módulo de elasticidade para respostas dinâmicas, que se justifica pela inferior presença de microfissuras no betão. Assim, para um mesmo nível de tensão f, o betão apresenta menor valor de deformação ε, quando submetido a ações de caráter dinâmico.

O aço, à semelhança do betão, vai ser afetado pelo carregamento dinâmico, exibindo diferentes níveis de aumento de resistência em função da classe do aço. Na Figura 14, é visível que o aumento da capacidade resistente para ações dinâmicas, sofre um acréscimo mais elevado para a tensão de cedência $\mathrm{f_{dy}}$, do que para a tensão de rotura $\mathrm{f_{du}}$. Segundo Magnusson (2007), o aumento destes patamares de tensão, são atribuídos à alteração da estrutura cristalina do aço, que se encontra sob tensões de corte. Por outro lado, é de constatar que o módulo de elasticidade ($\mathrm{E_s}$) se mantem constante, independentemente do tipo de resposta.

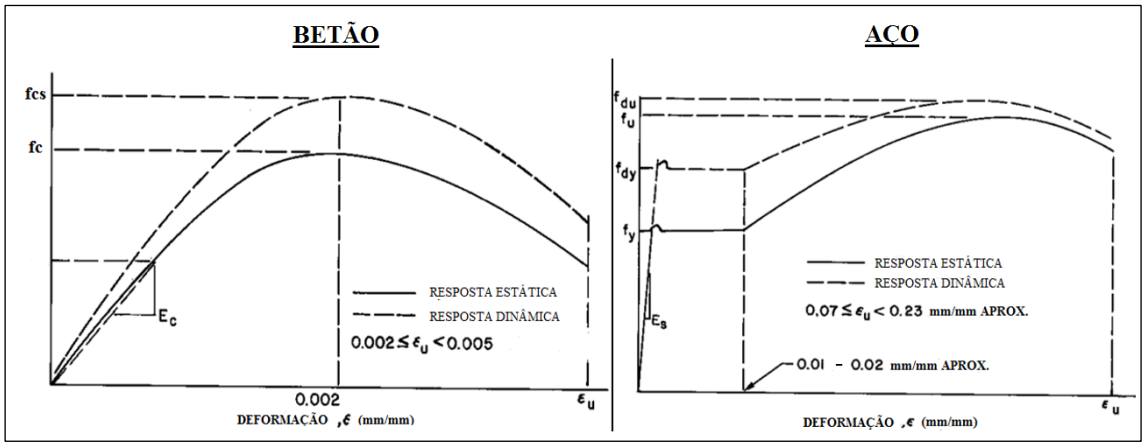


Figura 14: Comparação da resposta dinâmica com a resposta estática (Adaptado de *UFC 3-340-02 (2008)*)

Um fenómeno explosivo irá introduzir acelerações nos elementos estruturais, pelo que se deverão considerar os efeitos da inércia (expostos anteriormente) e da energia cinética, na análise dinâmica. Por outro lado, para ações explosivas, não basta a consideração do comportamento elástico no dimensionamento. Um elemento estrutural deverá permitir deformações plásticas, através da capacidade de absorção de energia dos elementos estruturais. Deste modo, é o aço que vai munir a estrutura com a ductilidade necessária (Magnusson, 2007).

Para apurar a resposta do betão e do aço a ações explosivas, considera-se como simplificação: considerar valores dinâmicos obtidos por máquinas apropriadas de impactos com taxas de deformações próximas de um evento explosivo. Segundo Sharma et al. (2011), as máquinas convencionais de ensaio à compressão e à tração raramente atingem taxas de deformação, $\dot{\varepsilon}$ superiores a 10 s^{-1}. Para se atingirem patamares de taxa de deformação superiores apresenta-se como exemplo a máquina *Split Hopkinson Pressure Bar (*SHPB). Esta máquina permite simular taxas

dinâmicas próximas das ações explosivas, cuja explicação se encontra no Anexo F. A SHPB garante um intervalo de taxa de deformação situado entre os 10^2 e os $10^4\ s^{-1}$.

Em relação ao parâmetro módulo de Young (E), Lu e Xu (2004) apoiam-se em modelos experimentais para avaliar a influência da taxa de deformação $\dot{\varepsilon}$, no valor do módulo de Young, sugerindo uma linha de tendência que se encontra retratada na Figura 15.

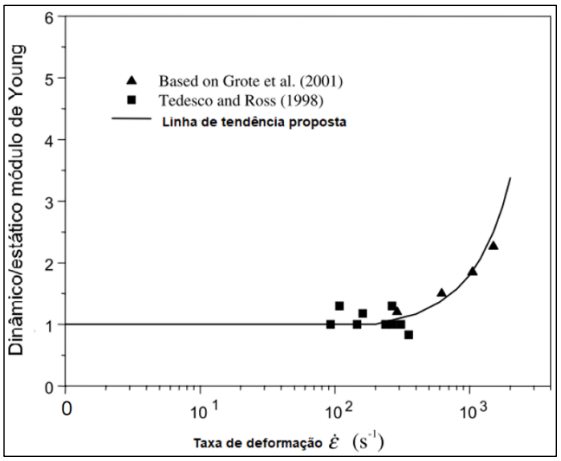


Figura 15: Relação entre o módulo de Young estáticos e dinâmicos com a taxa de deformação (Adaptado de *(Lu e Xu, 2004)*)

Para quantificar a diferença de tensões para este tipo de ações, aplica-se o fator de incremento dinâmico, DIF). Este fator traduz, para um dado material, o rácio entre o comportamento dinâmico e o comportamento estático, quando sujeito à compressão, tração ou flexão.

Zhou e Chen (2013) fazem alusão a diversos modelos analíticos referentes ao DIF no betão e compara-os com resultados provenientes de impactos SHPB. Considera-se o modelo formulado por Ngo et al. (2007), expresso em (3.12), uma vez que se aproxima quase fielmente dos resultados reais retratados na Figura 16.

$$\mathrm{DIF} = \begin{cases} \dfrac{f_{c,din}}{f_c} = \left(\dfrac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_s}\right)^{1.026\alpha}, & \dot{\varepsilon} \leq \dot{\varepsilon}_1 \\ \dfrac{f_{c,din}}{f_c} = A_1 \ln(\dot{\varepsilon}_1) - A_2, & \dot{\varepsilon} > \dot{\varepsilon}_1 \end{cases} \tag{3.12}$$

onde,

$f_{c,din}$ = resistência dinâmica à compressão;

f_c = resistência estática à compressão;

$\dot{\varepsilon}$ = taxa de deformação (30×10^{-6} s $^{-1}$ a 300 s $^{-1}$);

$\dot{\varepsilon}_s$= taxa de deformação (30×10^{-6} s $^{-1}$);

$\dot{\varepsilon}_1 = 0{,}0022 f_c^{\ 2} - 0{,}1989 f_c + 46{,}137$

$A_1 = -0{,}0044 f_c + 0{,}9866$

$A_2 = -0{,}0128 f_c + 2{,}1396$

$\alpha_s = 1/\ (20 + f_c/2)$;

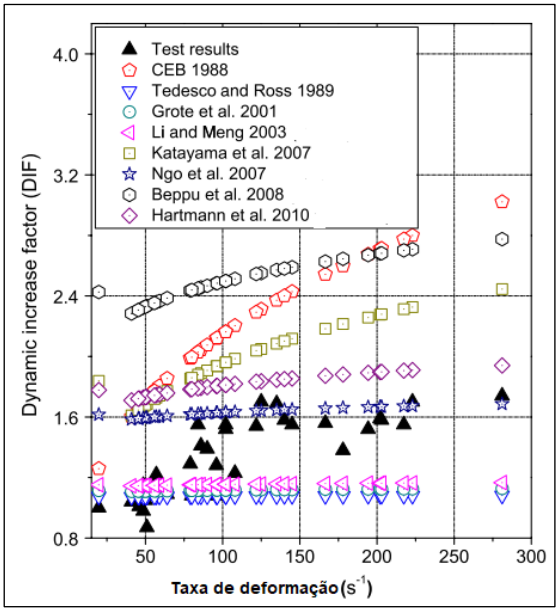


Figura 16: Comparação de modelos analíticos com testes reais: $\dot{\varepsilon}$ - DIF (Adaptado de *Zhou e Chen (2013)*)

Para o aço, o UFC 3-340-02 (2008) recomenda o fator de incremento dinâmico em formato de ábaco, que se encontra representado na Figura 17.

Note-se, que em primeiro lugar, as diferentes curvas estão associadas ao tipo de aço graduados de acordo com as normas americanas. Em segundo lugar, as curvas a cheio e a tracejado encontram-se associadas aos patamares de comportamento passíveis de serem atingidos pelo aço (tensão de cedência ou tensão última).

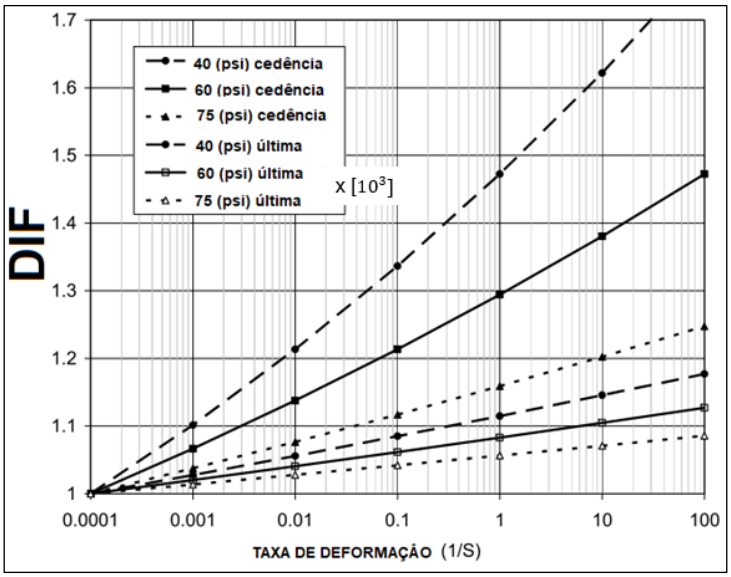


Figura 17: Relação: DIF – taxa de deformação no aço (Adaptado de *UFC 3-340-02 (2008)*)

O UFC 3-340-02 (2008) sugere que se quantifique a capacidade dúctil do aço através de um fator de incremento de resistência (SIF). Deste modo, o comportamento de deformação plástica será incluído ao fator de incremento dinâmico (DIF) para descrever a resistência do aço submetido a ações dinâmicas. O UFC 3-340-02 (2008) propõe a consideração de 1,10 para o valor do SIF no aço. O parâmetro DIF e SIF será, daqui em diante, afetado na resistência do betão e do aço.

3.2 Elementos estruturais

3.2.1 Modos de rotura

Segundo Li et al. (2017), para além da caracterização da ação explosiva, a resposta estrutural face a este carregamento dinâmico tem sido alvo de um interesse crescente. A Figura 18 mostra a dependência do modo de rotura com a distância reduzida (Z).

A rotura do elemento estrutural poderá ocorrer por flexão simples nas zonas de formação de potenciais rótulas plásticas (posições com momento fletor absoluto máximo). Esta situação proporciona uma grande absorção de energia no elemento, o que se traduz numa resposta mais dúctil. Quando a distância reduzida diminui, a magnitude da ação sofre um acréscimo e o tempo de duração da onda decresce. Isto vai desencadear uma rotura por flexão e por corte no elemento, onde o colapso ocorre de forma abrupta e frágil, sem explorar a capacidade dúctil. Nesta situação não se verifica um "aviso" prévio de rotura e a estrutura consome menos energia proveniente da ação explosiva, ficando assim limitada a sua capacidade de carga. Caso o ponto de detonação se encontre muito próximo da estrutura, Li et al. (2017) refere que se observa o efeito *spall*. Ora, neste efeito o betão é projetado, e caso não haja redundância estrutural suficiente, a estrutura poderá colapsar por completo.

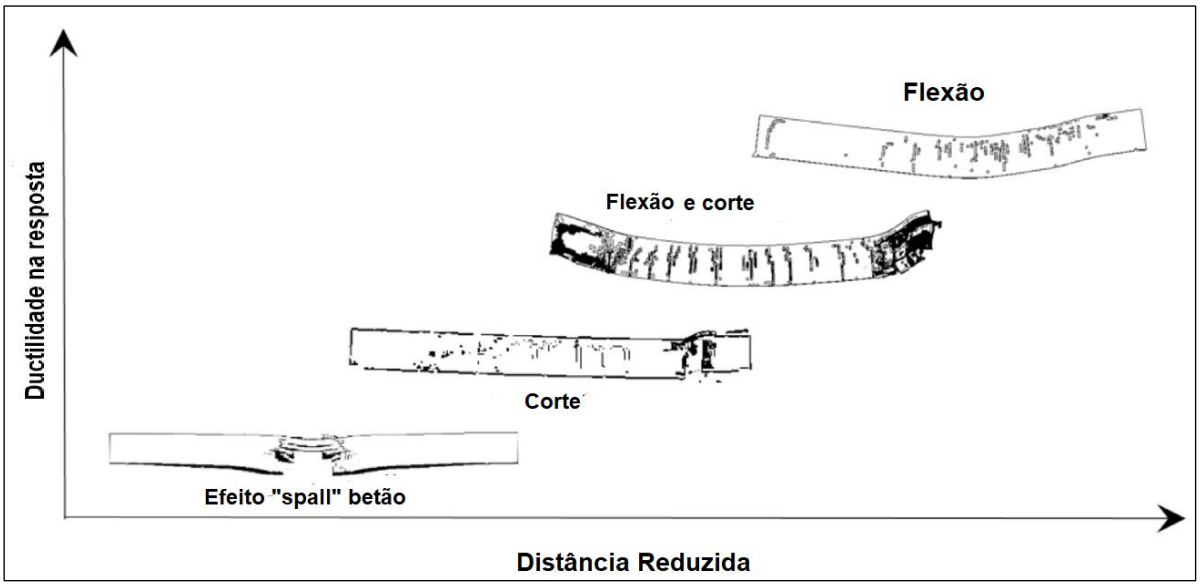


Figura 18:Modos de rotura de uma estrutura em betão armado (Adaptado de *Li et al. (2017)*)

3.2.2 Fatores de transformação

Segundo a análise analítica do UFC 3-340-02 (2008), os fatores de transformação dinâmica permitem reproduzir, de forma equivalente, o carregamento e a massa de um determinado elemento estrutural de betão armado, num sistema equivalente com um único grau de liberdade. Assim, surge o parâmetro K_{LM}, expresso em (3.13) pelo quociente entre o fator de transformação da massa (K_M) do elemento estrutural e o fator de transformação do carregamento aplicado (K_L) (Wu et al., 2009). Esta equação vai permitir simplificar o processo de análise de estruturas submetidas a ações dinâmicas de alta velocidade. A Tabela 18 do Anexo D, apresenta valores dos referidos coeficientes para elementos estruturais com as condições de apoio adotadas no presente estudo (simplesmente apoiado).

$$K_{LM} = \frac{K_M}{K_L} \tag{3.13}$$

3.2.3 Análise energética

No decorrer de um evento explosivo são libertadas grandes quantidades de energia e, consequentemente, parte dela é propagada para o meio. Os elementos estruturais, não sendo exceção, absorvem esta energia e respondem, maioritariamente, através de deformações.

Incidindo no balanço energético, é possível caracterizar a resposta dos elementos nos vários domínios das deformações (elástico, elasto-plástico e plástico) em sistemas com um grau de liberdade. A realização desta análise por via dos métodos energéticos, é formulada com base no conceito de equilíbrio do trabalho interno com o trabalho externo.

A norma UFC 3-340-02 (2008) sugere que o trabalho exterior T_e, provocado pelo carregamento impulsivo seja avaliado através da expressão (3.14).

$$T_e = \frac{i_r^2}{2 \cdot m} \tag{3.14}$$

onde,

m = massa total afetada com os fatores de transformação;

i_r = impulso refletido que surge da expressão (2.15).

Com o auxílio da Figura 19, verifica-se que a energia absorvida pelo elemento estrutural, em regime elástico, corresponde à área sob a função carga-deslocamento (3.15).

$$T_i = \frac{p_u \cdot y_e}{2} \tag{3.15}$$

onde,

y_e = deslocamento elástico.

p_u = carga última.

Assegurando o equilíbrio do trabalho externo com o trabalho interno, é possível obter o deslocamento elástico (y_e) , calculado através da equação (3.16):

$$T_e = T_i \rightarrow \frac{i_r^2}{2 \cdot m} = \frac{p_u \cdot y_e}{2} \rightarrow y_e = \frac{i_r^2}{2 \cdot m} \tag{3.16}$$

Com o aumento de carga, atinge-se o patamar de comportamento plástico. Como retrata a Figura 19, a relação carga-deslocamento toma um valor constante. Somando a componente elástica (3.16), é possível estimar o valor do trabalho interno total, através da expressão (3.17):

$$T_i = \frac{p_u \cdot y_e}{2} + p_u \cdot (y_m - y_e) = p_u \cdot \left(y_m - \frac{1}{2} y_e\right) \tag{3.17}$$

onde,

y_m = deslocamento máximo.

Recorrendo ao conceito de balanço energético, iguala-se a expressão (3.16) com a expressão (3.17). Assim, deduz-se a equação (3.18), que permite estimar o valor deslocamento máximo (y_m):

$$T_e = T_i \rightarrow y_m = \frac{\frac{i_r^2}{2 \cdot m}}{p_u} + \frac{1}{2} \cdot y_e \tag{3.18}$$

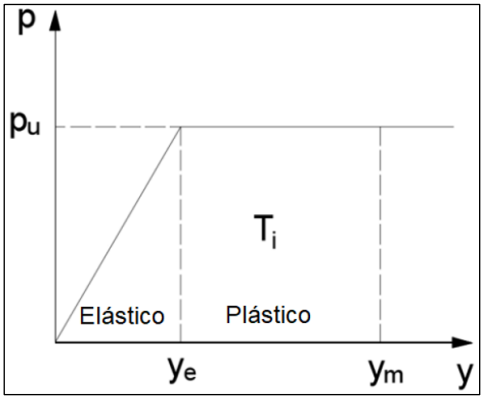


Figura 19:Relação carga – deslocamento para os diferentes regimes (Adaptado de *Gomes (2016)*)

3.2.4 Momento dinâmico resistente

De acordo com a abordagem aos modos de rotura, verifica-se que a flexão é o esforço predominante, isto porque a pressão produzida pela explosão na laje é aproximadamente uniforme. Assim, é equivalente considerar o elemento sujeito a uma carga uniformemente distribuída. Deste modo, para avaliar o momento resistente de uma secção sujeita a um carregamento impulsivo, recorre-se à expressão (3.19) usada por Nabais (2016).

$$M_{r,din} = \rho \cdot f_{y,din} \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{y,din}}{2 \cdot f_{c,din}}\right) \tag{3.19}$$

sendo,

d = distância entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior;

ρ = percentagem geométrica de armadura;

$f_{y,din}$= valor de cálculo dinâmico da tensão de cedência do aço;

$f_{c,din}$= valor de cálculo dinâmico da resistência à compressão do betão.

3.3 Tolerância humana a ações explosivas

As ações explosivas, quer sejam de origem acidental ou originadas deliberadamente, podem provocar consequências irreversíveis na vida dos seres humanos.

O UFC 3-340-02 (2008) quantifica os danos em seres humanos através das acelerações causadas pelas vibrações da estrutura, pelas colisões de fragmentos e, por último, devido a pressões resultantes da onda explosiva. Seguidamente, analisa-se de que forma o diferencial de pressões condiciona o grau de lesões no ser humano. Importa referir que a magnitude das lesões em relação à frente de onda, depende da posição corporal que a pessoa adota. Por exemplo, os danos são significativamente superiores numa pessoa que esteja de pé, quando comparadas aos de uma pessoa que se mantenha deitada.

Ensaios experimentais revelaram que a tolerância dos seres humanos depende da combinação do nível de pressão com o tempo de duração da onda explosiva. As patologias mais frequentemente associadas a uma subida repentina de pressão é o rompimento dos tímpanos e a chamada embolia gasosa. Refira-se também que a região do organismo potencialmente vulnerável a este tipo de ação são os tecidos pulmonares, onde nomeadamente, ocorrem a libertação de bolhas de ar dos alvéolos danificados para a corrente sanguínea (embolia gasosa). Caso se assista a uma subida vertiginosa da

pressão em intervalos de tempo reduzidos, na ordem dos 3 a 5 ms, o UFC 3-340-02 (2008) estipula patamares de pressão representativos. Para um intervalo de pressão: $0{,}21$ a $0{,}55$ MPa, assistem-se a níveis severos de hemorragia pulmonar. Caso os níveis de pressão estejam compreendidos no intervalo: $0{,}69$ a $0{,}83$ MPa está-se perante o limiar da letalidade provocado pelos danos pulmonares.

3.4 Medidas de proteção

Para mitigar os efeitos provenientes de uma ação explosiva, tem de se estabelecer um grau de proteção numa determinada área. Para esse efeito, é essencial o íntegro conhecimento do sistema emissor e do sistema recetor. O sistema emissor representa a ação explosiva que origina ondas de pressão, fragmentos (subdividem-se em primários e em secundários) e outros efeitos. Os fragmentos primários são provenientes dos invólucros da fonte explosiva, enquanto que os fragmentos secundários são originados pelo contacto da onda de choque com objetos exteriores à fonte explosiva.

É atribuído ao sistema recetor, o conjunto de pessoas, de equipamentos e de substâncias sensíveis à ação explosiva (UFC 3-340-02, 2008). É o sistema recetor que vai solicitar um determinado nível de proteção, tendo por referência o tipo de ameaça do sistema emissor. O UFC 3-340-02 (2008) enumera as seguintes medidas de proteção:

1. Garantir uma distância de segurança (*stand-off*) entre o sistema emissor e o sistema recetor, com o objetivo de dissipar os efeitos da ação explosiva. Esta distância pode ser materializada, por exemplo, com a adoção de *Jerseys*.

2. Recorrer a estruturas de contenção com capacidade de conter os efeitos do sistema emissor. Este tipo de estruturas caracteriza-se pela sua elevada capacidade resistente. São apresentadas como exemplo, as centrais nucleares ilustradas na Figura 20, cujas estruturas para além de serem dimensionadas para prevenir a libertação de agentes nucleares e radiológicos, têm de confinar as elevadas pressões caso se desencadeie um evento explosivo no seu interior.

Figura 20: Sistema de contenção de uma central nuclear *(Nuclear Power Plants, n.d.)*

3. Conceber estruturas que protejam o sistema recetor dos danos causados pelo sistema emissor: abrigos e barreiras. Como se apresenta na Figura 21, os abrigos caracterizam-se pela capacidade em conferir proteção de pessoas e equipamentos a $360°$. As barreiras são estruturas projetadas para evitar a propagação de ondas explosivas, atuando como um escudo. São tipicamente usadas para proteger uma unidade militar. É neste ultimo item que esta dissertação se irá debruçar.

Figura 21: Posição Defensiva construída pela Engenharia Militar Portuguesa (Líbano, 2012)

Figura 22: "T-Wall" e posição defensiva (Líbano, 2012)

A Figura 23 replica uma síntese esquemática da avaliação a ser realizada para implementação de medidas que atenuem os efeitos de um evento explosivo.

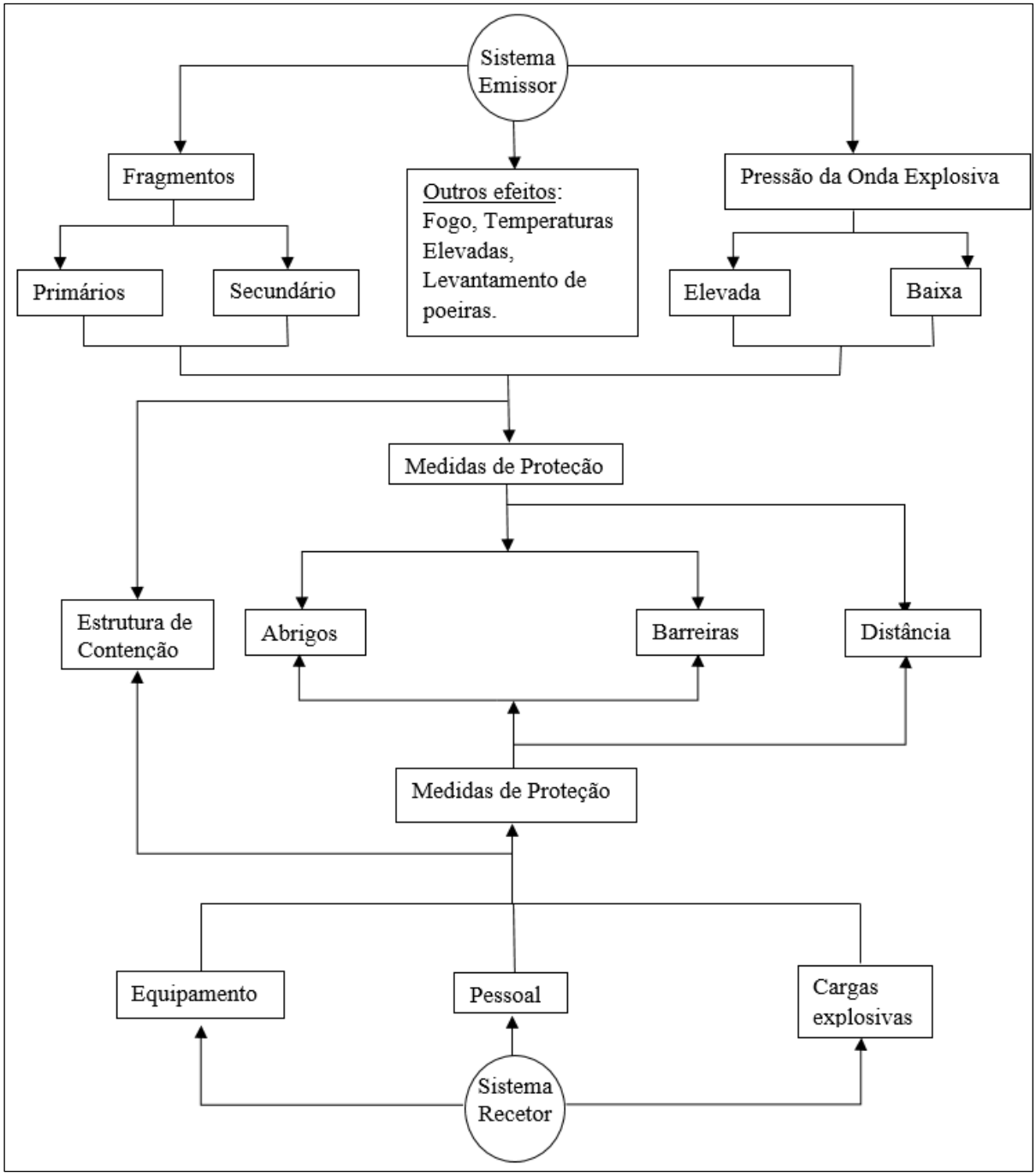


Figura 23: Sistema de Proteção contra Explosivos (Adaptado de *(UFC 3-340-02, 2008)*)

4 Ensaios experimentais

4.1 Introdução

Para este trabalho, considerou-se fundamental retirar a maior fonte de informação da campanha experimental. Esta campanha assenta num planeamento iniciado em 2016 com a conceção da solução de proteção presente nesta dissertação. No início de 2017, solicitou-se a orçamentação dos materiais a diversas empresas, tendo sido posteriormente adjudicadas em função do preço e da proximidade à zona de ensaios.

A campanha foi prevista efetuar-se em julho de 2017, no entanto, devido a contingências exteriores, os ensaios foram adiados e efetuados de 3 a 4 de outubro de 2017. O apoio a esta campanha foi dado por elementos da Companhia de Engenharia da Brigada Mecanizada e do Grupo de Equipas de Inativação de Engenhos Explosivos (EOD).

O objetivo da campanha experimental foi testar a capacidade de proteção do colchão reno preenchido com material granular a ações explosivas e avaliar o comportamento estrutural da laje.

4.2 Definição e geometria dos materiais submetidos aos ensaios explosivos

4.2.1 Laje betão armado (A17 EXE – Tipo 2)

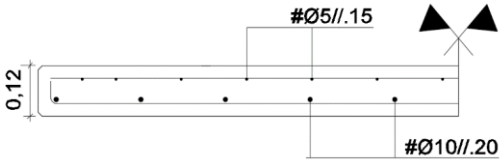
O tipo de fabrico da laje em betão armado apresenta uma severa importância no âmbito do presente estudo, visto que terá de ser o mais aproximado possível da caracterização teórica. Assim, deve estar inerente o rigor na sua conceção desde a pormenorização até ao término da sua cura. Para ter em conta estes princípios foram requisitadas lajes pré-fabricadas ao invés de betonadas *in situ*. O Exército Português celebrou contrato com a empresa CONCREMAT - Prefabricação e Obras Gerais, S.A. para serem fabricadas quatro lajes deste género. Esta quantidade limitada prende-se sobretudo com questões financeiros.

Todos os painéis presentes na campanha experimental são designados por: “A17 EXE – Tipo 2” e apresentam as seguintes dimensões: 2,6 x 2,0 x 0,12 $[\mathrm{m}]$. Em termos de conceção, foi uniformizado na presenta dissertação, a pormenorização representada na Figura 24.

Os painéis a serem usados nos ensaios apresentam uma malha inferior $\emptyset 10//0.20$ com aço A500NR, uma malha superior $\emptyset 5//0.15$ com aço A500ER e betão do tipo C30/37. O Anexo A expõe as características geométricas do painel em maior grau de detalhe.

Após ter sido respeitado o período de cura, no dia 25 de setembro, as lajes foram transportadas para a zona de ensaios do Campo Militar de Santa Margarida, através de um semirreboque com plataforma.

(a) Pormenorização do painel



(b) Colocação e montagem das armaduras

(c) Betonagem do painel no molde

(d) Painel pronto para ensaio experimental

Figura 24: Pormenorização, montagem de armaduras e betonagem do painel

4.2.2 Colchão Reno

O colchão reno tem uma geometria paralelepipédica composta por uma base, um diafragma duplo e uma tampa. Foram adquiridos na empresa Ilha Augusto Construções, Lda colchões com as seguintes dimensões: comprimento C = 4,0 m, largura L = 2,0 m e altura H = 0,30 m. É fundamental fazer coincidir as dimensões do colchão com as dimensões da laje, assumindo-se finalmente C = 2.60 m, L = 2,0m e H variável em função da altura de proteção pretendida. Na Figura 25 ilustra-se a geometria da malha do colchão, cujas aberturas apresentam as seguintes dimensões: a=60 mm e b=80 mm e um diâmetro ∅=2,20 mm.

Para compreender a execução técnica do material, no dia 28 de setembro foram administradas explicações de montagem e conselhos úteis por pessoal da empresa Ilha Augusto Construções, Lda. Posteriormente, os colchões foram transportados para o Campo Militar de Santa Margarida. O modo genérico de execução dos colchões encontra-se descrito no Anexo E.

Nos dias dos ensaios, o uso de ferramentas adequadas foi determinante para uma execução rigorosa dos colchões. Por outro lado, constatou-se que para ser atingida uma produtividade adequada seriam necessários 2 a 3 pessoas a construir a base do colchão.

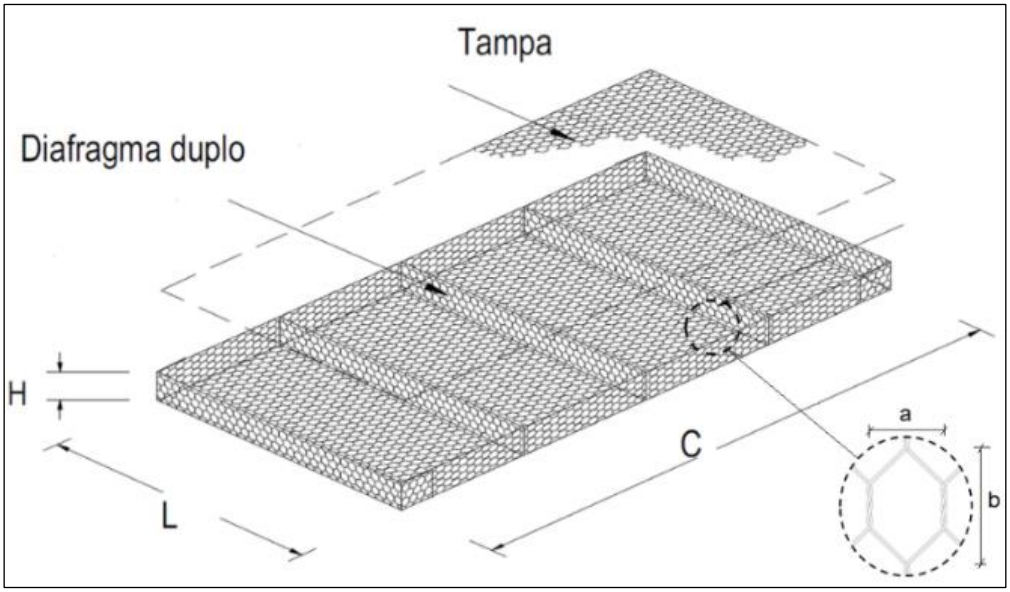


Figura 25: Esquema geométrico do colchão reno (Maccaferri, n.d.)

4.3 Propriedades mecânicas dos materiais submetidos aos ensaios explosivos

4.3.1 Betão

O betão é composto por: ligante, agregados, água e adjuvantes, que se encontram distribuídos em diferentes porções. É prática corrente estimar o valor médio de resistência, através de diversos provetes compostos com o mesmo betão usado nos painéis.

A propriedade mecânica com importância a determinar no betão é a resistência à compressão. Através da máquina de compressão, presente nas instalações da empresa CONCREMAT - Prefabricação e Obras Gerais, S.A., foram ensaiados doze provetes com as dimensões de 0,15 x 0,15 x 0,15 [m] (conforme a NP EN 12390-1 (IPQ, 2005a)). A execução e a cura dos provetes obedeceram à norma NP EN 12390-2 (IPQ, 2005b).

Foi estipulado a execução de ensaios em cubos de betão C30/37 com 6, 13 e 20 dias de idade. Os cubos de 6 e 13 dias, servem de alerta a eventuais problemas resultantes do processo de betonagem. Indica-se que esta empresa para atender aos pedidos em obra, necessita de libertar os moldes rapidamente. Logo, contrariamente às betonagens *in situ*, o betão pré-fabricado contém adjuvantes que aceleram a presa. Chega-se à conclusão que um cubo com 20 dias de idade encontra-se praticamente com as propriedades mecânicas de um cubo com 28 dias de idade. A Figura 26 descreve de forma sequencial o que anteriormente foi explicado. Por último, obtém-se a tensão máxima de compressão do betão após a rotura do provete.

O “Anexo E - Fichas de caracterização dos ensaios dos provetes à compressão”, apresenta os dados completos do betão ensaiado.

(a) Cura dos cubos de betão **(b)** Provete “EXE-2” no pré-ensaio

(c) Provete “EXE-2” no pós-ensaio

(d) Resultados da rotura do provete

Figura 26: Sequência experimental do ensaio à compressão dos cubos de betão

Na Tabela 2 apresentam-se os resultados dos provetes com diferentes idades. Salienta-se que a betonagem dos provetes foi executada em duas datas (24 e 26 de junho), coincidindo com as datas de betonagem das lajes.

Tabela 2: Resultados da tensão de compressão dos cubos de betão ensaiados

Painel (Data do provete)	f_c (6 dias) [MPa]	f_c (13 dias) [MPa]	f_c (20 dias) [MPa]
A17 EXE – Tipo 2 (24/06/2017)	41,6 39,6	45,3 43,7	60,8 57,8
A17 EXE – Tipo 2 (26/06/2017)	36,7 38,5	41,1 42,7	43 43,3
Valor médio	39,05	43,2	43,15

Pela observação da Tabela 2, constata-se que os provetes executados em 24 de junho apresentam uma disparidade de valores em relação ao que seria de esperar para esta classe de betão. Segundo o técnico da firma, as possíveis causas para este acontecimento estarão ligadas ao modo de preenchimento ao modo de aplicação do betão nos moldes. Isto é, o procedimento de vibração do betão para assegurar uma mistura homogénea terá condicionado a distribuição das parcelas constituintes deste material, o que por sua vez, conduziu ao aumento da sua resistência. Assim, será apenas considerado o valor médio de resistência à compressão dos provetes betonados a 26 de junho, $f_{cm} = 43{,}15\ [\mathrm{MPa}]$.

Refere-se que f_{cm} é o valor que tem maior probabilidade de ocorrer na curva de Gauss das resistências do betão à compressão (UNL, 2006). Neste sentido, é o parâmetro mais adequado para simular o comportamento real do betão e será considerado nesta dissertação.

4.3.2 Aço

Como referido anteriormente, outro material presente na laje é o aço. Encontra-se materializado pela armadura ordinária $\emptyset 10//0.20$ com aço A500NR e pela malha superior $\emptyset 5//0.15$ com aço A500ER. Para definir a massa volúmica do aço, assume-se o valor proposto no EC2 ((IPQ), 2010), onde $\rho = 78{,}5$ KN/m³.

Consultando o EC2, o valor característico de cedência do aço, f_{yk}, toma o valor de 500 [MPa]. Próximo de esgotar a capacidade plástica, assume-se a tensão máxima, kf_{yk}= 550 [MPa] e uma deformação máxima, ε_{uk} = 5,0 %.

4.3.3 Colchão Reno

O arame do colchão reno apresenta uma resistência à tração no intervalo de $380 - 560\ [\mathrm{MPa}]$ e encontra-se revestido com Galfan. Esta liga apresenta uma composição de 95% de Zinco e 5% de Alumínio, proporcionando uma adequada proteção à corrosão.

4.3.4 Material granular

Para o preenchimento do colchão reno, foi necessário selecionar o tipo de agregado a ser incluído. O critério de escolha prendeu-se com o tipo de agregado presente nas áreas geográficas mais próximas. Assim, adquiriu-se um seixo da empresa Miraterraplenagens, Lda, sedeada em Santarém.

Definiu-se, inicialmente, uma granulometria superior a $80\ \mathrm{mm}$ para garantir que o agregado seria totalmente confinado pela malha do colchão reno. No entanto, face ao stock disponível na empresa, parte do pedido era constituído por agregados de dimensão inferior a $80\ \mathrm{mm}$. De modo a colmatar esta situação, foi adquirido um revestimento plástico com 20 m^2 com o objetivo de forrar o interior do colchão reno e, assim, impedir que o agregado saísse para fora da malha do colchão.

Um parâmetro importante a ser considerado é a massa volúmica do agregado. Para a sua obtenção, determinou-se o peso de 3 amostras com o mesmo volume. O volume do recipiente, representado na Figura 27, era de $0{,}017224\ \mathrm{m}^3$. Através das 3 medidas efetuadas, admite-se o seguinte valor médio:

$$\bar{x} = \frac{26{,}6 + 27{,}0 + 27{,}4}{3} = 27{,}0\ [\mathrm{kg}]$$

Finalmente, obtém-se a massa volúmica esperada:

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{27{,}0}{0{,}017224} = 1567{,}58\ [\mathrm{kg/m^3}]$$

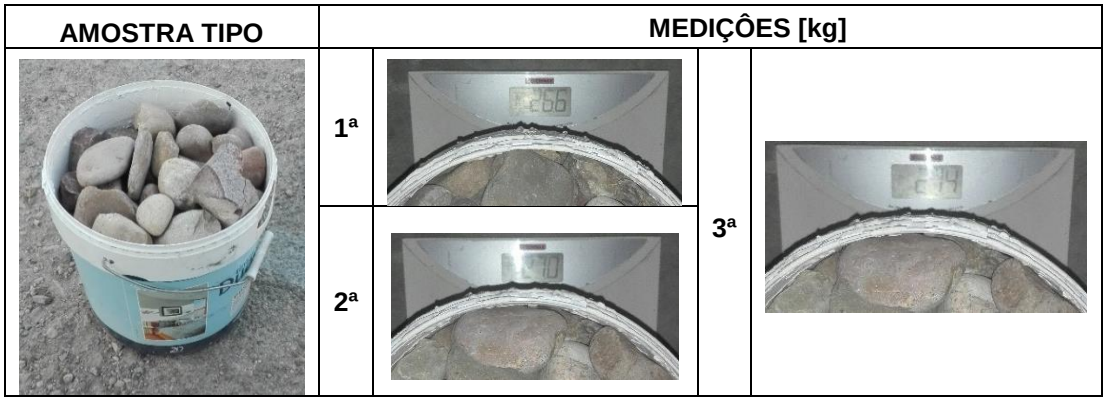


Figura 27: Medições da amostra tipo de seixo

De acordo com a empresa Miraterraplenagens, Lda, o seixo fornecido apresentava um intervalo granulométrico situado entre os $20\ \mathrm{mm}$ e os $120\ \mathrm{mm}$.

4.4 Carga Explosiva

No decorrer da campanha experimental foram usadas cargas explosivas de aplicação comercial Eurodyn ™ 2000. Segundo a ficha técnica (Eurodyn, 2015), o explosivo apresenta um calor de detonação, $\mathrm{H}_{\mathrm{EXP}}^{\mathrm{d}} = 4509\ [\mathrm{kJ/kg}]$. Tendo em conta a expressão (2.3) e a Tabela 1, é possível calcular carga equivalente de TNT:

$$\mathrm{W_E} = \frac{\mathrm{H}_{\mathrm{EXP}}^{\mathrm{d}}}{\mathrm{H}_{\mathrm{TNT}}^{\mathrm{d}}} \cdot \mathrm{W_{EXP}} = \frac{4509}{4520} \cdot 1 = 0{,}99\ [\mathrm{kg}]\ \mathrm{TNT}$$

Tendo em consideração o explanado no subcapítulo 2.3.1, atribui-se à carga explosiva presente nos ensaios, uma configuração cilíndrica. Na Figura 28 encontra-se ilustrada a carga explosiva-tipo com configuração cilíndrica presente em todos os ensaios. A carga é constituída por 50 velas (180 mm x 25 mm) com 120g de explosivo *Eurodyn ™ 2000,* totalizando-se 6 kg do explosivo, ou seja, o equivalente a 5,94 kg TNT. A escolha da quantidade de carga foi deliberada tendo como suporte uma avaliação geral de danos através dos modelos analíticos e através do aconselhamento de militares especialistas na área.

Figura 28: Carga explosiva de ensaio com 6 kg

4.5 Estrutura do ensaio, montagem e medições preliminares

O sistema de ensaio ao longo de toda a campanha experimental encontra-se ilustrada em alçado, na Figura 31, e em planta, na Figura 32. Este sistema de ensaio foi desenvolvido pelo projeto SI4E e destina-se a garantir condições que simulem uma explosão aérea perfeita.

O sistema de ensaio apresenta uma estrutura de perfis metálicos, que tem como função suspender a carga à altura pretendida, estando equilibrado por sacos de areia, que servem de contrapeso. Quando a carga é suspensa, são unidos três fios com o objetivo de estabilizar a carga à ação do vento e de garantir o seu alinhamento com o centro da laje (ver Figura 28).

O apoio em cada bordo da laje é garantido por duas vigas justapostas de betão armado em “T” invertidas, com a largura de apoio efetiva de 0,15 m e com de comprimento de 1,65 m, como se pode observar pelas Figura 29 e Figura 32.

a) *Viga em "T" invertida como apoio da laje*

b) Pormenor da carga centrada com a laje através de fios presos no solo

Figura 29: Pormenor do apoio em "T" invertido e pormenor da carga centrada

Em ambientes expostos a uma ação tão abrupta como a explosão, os equipamentos tecnológicos que processam os resultados podem ter danos irreversíveis. Assim, perante a inexistência de sensores com capacidade para resistir aos efeitos explosivos, recorreu-se a um sistema mecânico de fabrico artesanal, mas com provas dadas em estudos anteriores ((Nabais (2016), Rebelo (2015)) e que tem estado na base dos estudos realizados pelo Exército Português, o IST e a FCT. Como se pode observar na Figura 32, o sistema é constituído por duas vigas em madeira que contêm cinco aberturas preenchidas com espuma de poliuretano. A totalidade das 10 hastes permitiu que fosse garantida uma amostra significativa para contabilizar um valor médio de deformações na laje sujeita à ação explosiva. O objetivo é contabilizar diferentes deformações numa faixa central da laje, materializada pelas 10 hastes, que medem diferentes valores de flechas.

Em relação à implementação do sistema, importa referir que após ser respeitado o tempo de secagem, deve ser retirado o excedente de poliuretano para que sejam introduzidas uma haste metálica em cada orifício. As hastes metálicas apresentam a vantagem de terem uma relação comprimento/espessura elevada, o que permite que penetrem facilmente na espuma, garantindo, sem encurvadura aparente, a sensibilidade necessária para contabilizar as flechas da laje (ver Figura 32). Importa também referir que "a)", "b)" e "c)" da Figura 32 representam as posições onde assenta a régua metálica para registar as deformações residuais iniciais e as finais.

Um outro método de medição usado foi a régua de controlo de fendilhação, com o propósito de serem contabilizadas as espessuras das fendas nos bordos e na face inferior (ver Figura 30).

(a) Régua de medição de fendilhação

(b) Sistema de hastes metálicas

Figura 30:Métodos de monotorização

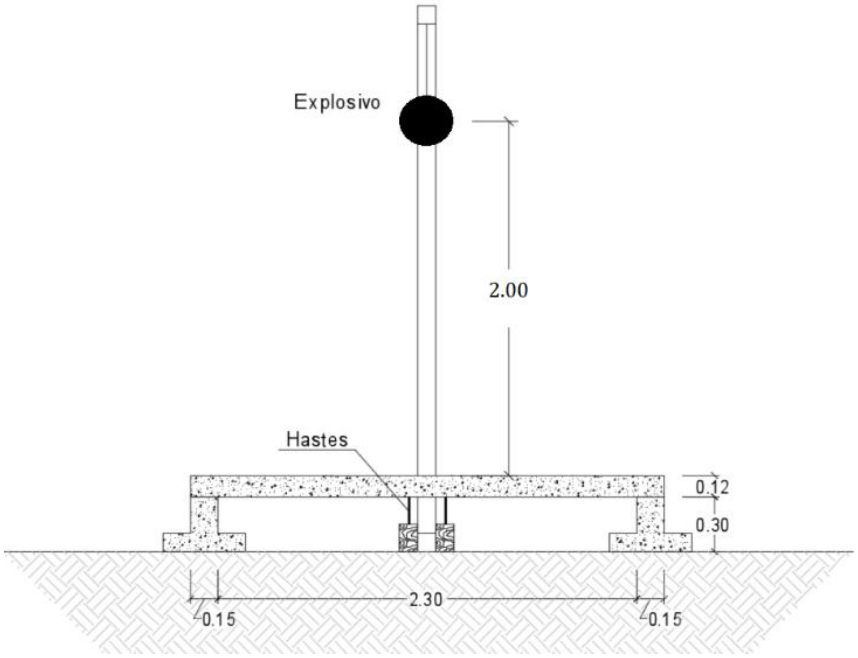


Figura 31: Alçado do sistema de ensaio (unidades em [m])

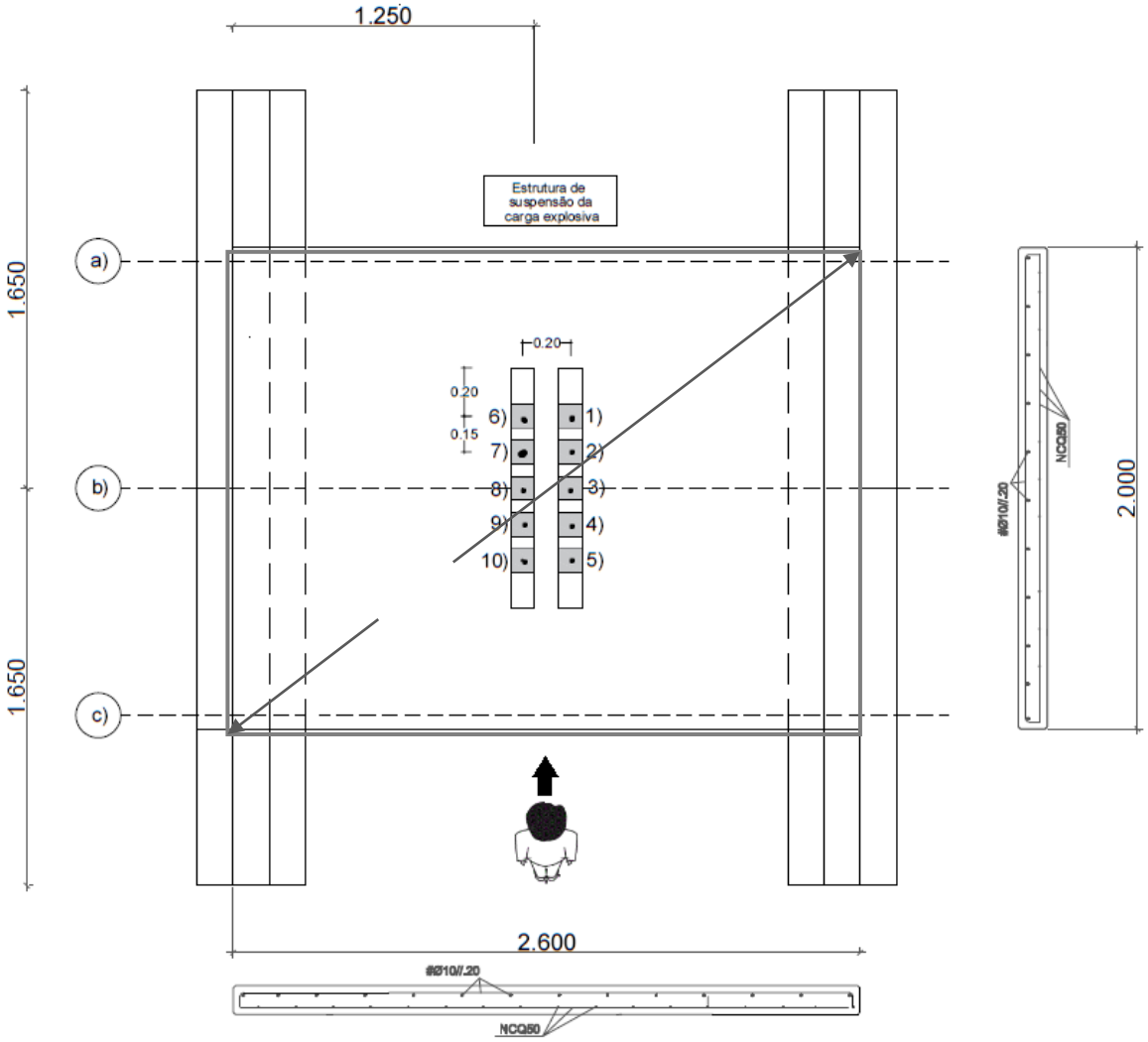


Figura 32:Planta do sistema de ensaio (unidades em [m])

4.6 Metodologias do ensaio experimental

4.6.1 A aplicação da proteção

Como planeamento base, considerou-se essencial otimizar o tempo reservado para os ensaios experimentais. Deste modo, foi pré-estabelecida uma metodologia de ensaio, que relaciona os danos ocorridos na laje com a espessura de colchão sobreposta no elemento estrutural. Na Figura 34 é apresentado um fluxograma que representa a árvore de decisão adoptada nos ensaios, em função dos danos verificados na laje. Foi estipulado considerar "danos residuais" para aberturas de fendas, $w_k < 0{,}05$. Por outro lado os danos observados seriam moderados, caso se verificasse $w_k > 0{,}05$. Por fim, se porventura ocorresse o destacamento do betão, os danos seriam considerados severos.

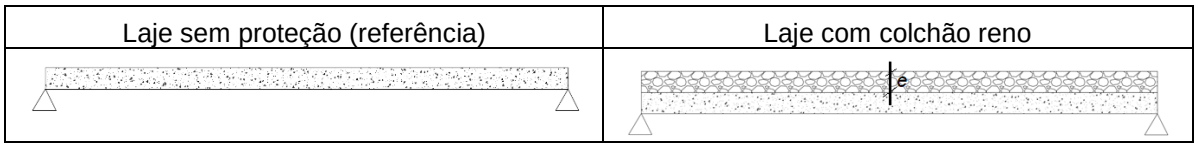


Figura 33: Esquema da secção da laje com e sem proteção

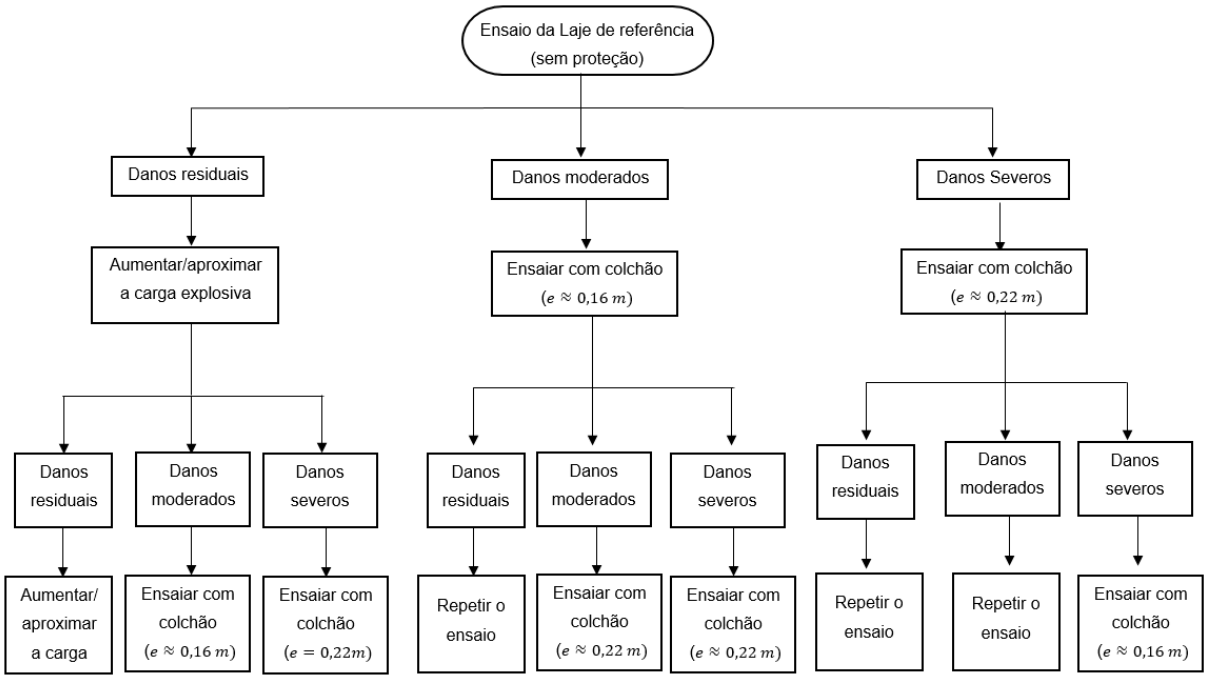


Figura 34: Fluxograma relativa à arvore de decisão dos ensaios

4.6.2 Procedimentos de execução dos ensaios

Neste ponto são explicados, de forma sequencial, todos os passos contemplados na execução dos ensaios. Destaca-se que os itens numerados representam as etapas efetuadas nos ensaios da laje de referência e da laje com o colchão reno. Por outro lado, os itens indicados com números e caracteres representam fases exclusivas aos ensaios de lajes com colchão reno:

1). Garantir o correto nivelamento dos apoios (vigas de betão em "T" invertido);

2). Verificar se os orifícios das vigas de madeira, que materializam o sistema de monotorização, possuem a quantidade necessária de espuma de poliuretano;

3). Colocar as hastes metálicas em boas condições (isentas de marcações e sem encurvaduras) e nivelá-las igualmente com uma régua metálica;

4). Marcar cuidadosamente pontos de referência nas hastes metálicas;

5). Montar os olhais na laje. Seguidamente, com o recurso a uma pá carregadora, colocar a laje em cima dos apoios. Para não provocar danos na laje, esta tarefa requer um grande cuidado por parte dos manobradores.

5ª). Colocar a base do colchão reno em cima da laje;

5b). Com a pá carregadora, descarregar o seixo e distribuir uniformemente em toda a área do colchão através de pás manuais;

5c). Após ser espalhada a primeira camada de seixo, devem ser entrelaçados arames ao longo do comprimento e largura do colchão para garantir que os diafragmas (ver Figura 25) não sejam deformados com o peso do seixo;

5d). Distribuir uma última camada de seixo ao longo se todo o colchão. Nesta etapa remexe-se devidamente o seixo com a finalidade de garantir uma correta distribuição. Refira-se que é importante o uso frequente da fita métrica para garantir a mesma espessura da camada seixo;

5e). Colocar a tampa e fechar o colchão através da dobragem de diversos arames (aproximadamente 1 arame a cada 20 cm) ao longo das arestas de contacto do suporte com a tampa. Esta tarefa deve ser bem acautelada para que seja obtido um bom confinamento do material granular;

6). Marcar novamente as hastes para contabilizar as deformações residuais iniciais provenientes do peso próprio da laje ou da laje com o colchão reno preenchido com seixo;

7). Medir a distância R, compreendido entre o centro geométrico da carga e a face superior da laje. Seguidamente, suspender a carga explosiva e amarrá-la com fios em três pontos distintos do solo;

8). Escorvar o explosivo e proteger o pessoal num bunker distanciado a cerca de 150m da fonte explosiva. Proteção do pessoal em bunkers;

9). Iniciar a carga explosiva;

10). Após desencadeada ação, avança-se para a medição de fendas nos bordos;

10a). Arrastar o colchão com a pá carregadora e desimpedir todos os agregados sobrepostos na laje;

11). Através de uma régua metálica são medidas as deformações residuais finais nos bordos e no meio vão da laje;

12). Com a pá carregadora, suspende-se a laje e contabilizam-se as fendas na face inferior da mesma;

13). Medição dos deslocamentos residuais iniciais e deformações máximas nas hastes metálicas através de uma fita métrica;

14). Transporte da laje para um local que não perturbe as manobras dos veículos pesados.

Nos Anexos G.1, Anexo G.2 e Anexo G.3. apresentam-se com maior detalhe as figuras e outras anotações associadas à descrição referida.

4.7 Resultados experimentais obtidos e discussão de resultados

Seguidamente, são apresentados os resultados experimentais dos três ensaios efetuados e, numa fase posterior, procede-se à sua discussão e análise. As fichas dos ensaios encontram-se presentes nos Anexos G-1, G-2 e G-3, como apoio aos próximos subcapítulos.

4.7.1 Laje de referência

O primeiro ensaio ocorreu a 3 de outubro, numa laje sem qualquer tipo de proteção. Com esta laje pretende-se a calibração da carga explosiva, tendo em conta os efeitos desencadeados no betão após a ação.

Nos dias dos ensaios ocorreu um lapso que, para efeitos do presente estudo, não teve relevância. A laje de referência pormenorizada segundo o Anexo A, foi colocada na posição invertida relativamente ao que tinha sido planeado. Ou seja, as armaduras inferiores, que inicialmente tinham sido dimensionadas para resistir à tração, ficaram localizadas na face superior. Face a esta ocorrência imprevista, foi decidido ensaiar as restantes lajes na posição invertida para garantir a uniformidade de comportamento estrutural em todos os ensaios.

O controlo da fendilhação e a medição das distintas deformações materializaram-se como ferramentas de avaliação de danos, tendo sido transversais a todos os ensaios da campanha experimental. De acordo com a Tabela 3, quer no bordo, quer na face inferior, foram verificadas fendas com abertura máxima de 0,25 mm. Através da Figura 35, é possível verificar que as fendas se encontram, na grande maioria, concentradas a meio vão indiciando um comportamento em flexão cilíndrica.

Para contabilizar as flechas residuais relativas ao peso próprio da laje, foi utilizada uma régua metálica que assentava na maior direção da laje. A flecha residual inicial, que contabiliza unicamente a deformação pelo peso próprio da laje, não foi observada.

Figura 35: Fendas observadas na face inferior da laje de referência

As hastes metálicas que penetraram a espuma de poliuretano permitiram obter uma média de 28,5 mm de flecha máxima. Tendo em conta a Tabela 3, é natural verificar-se diferentes valores de

deslocamentos máximos nas 10 hastes, uma vez que o seu contacto ocorre em pontos distintos da laje. Refira-se que 2 das hastes registaram valores de deslocamento reduzidos por terem encurvado, não entrando na estimativa da deformação máxima. Após a laje ter sido submetida à ação explosiva, a média de deformações finais observadas foi de 4,33 mm, o que leva a concluir que a laje entrou no patamar de comportamento plástico.

Tabela 3: Resultados obtidos no ensaio experimental da laje de referência

Fendilhação (w_k) [mm]		Deformação Inicial [mm]	Deformação Residual Final [mm]		Deformação Total Máxima [mm]				Deformação Total Máxima Média [mm]
Bordo	Face inferior				1)	27	Desvio padrão	Variância	
0,15 - 0,25	0,15 - 0,25	Não observado	a)	4	2)	25	$s = 2{,}20$	$s^2 = 4{,}86$	28,5
					3)	25			
			b)	4	4)	10			
					5)	5,50			
					6)	29			
			c)	5	7)	28			
					8)	30			
					9)	31			
					10)	29			

Respeitando as condições de ensaio anteriormente descritas, a detonação da carga explosiva de 6 kg, distanciada 2 metros da face superior, levou a concluir que os danos observados ($w_k > 0{,}05$) foram moderados. Deste modo, a laje foi constituída como referência para os restantes ensaios, permitindo que os efeitos desencadeados pelo impacto da onda de choque servissem de base de comparação para as restantes tipologias de lajes com proteção. Tendo em conta o fluxograma da Figura 34, no próximo subcapítulo apresenta-se o ensaio de uma laje com uma espessura de 0,16 m de colchão reno preenchido com material granular.

4.7.2 Laje com colchão reno de espessura e = 0,16 m

O segundo ensaio teve como objetivo testar uma laje com proteção de colchão reno preenchido com seixo. Pretende-se avaliar se a inclusão desta proteção, caracterizada por ser um conjunto de elementos singulares e irregulares, consegue absorver parte da energia libertada pela onda de choque.

Adota-se uma espessura do colchão com 0,16 m, através da dobragem dos diafragmas que inicialmente tinham 0,30 m. Embora tivesse sido garantida uma boa distribuição do seixo na fase de enchimento, a granulometria e geometria irregular dos agregados não permitiu registar medições iguais de espessura ao longo de todo o colchão. No entanto, os seus valores médios foram aproximadamente de 0,16 m.

O revestimento de plástico que tinha sido inicialmente idealizado para garantir que não ocorresse qualquer fuga de agregados não chegou a ser usado. Isto porque, num primeiro teste de enchimento sem forro verificou-se que o colchão permanecia compacto e sem agregados a saírem fora da malha. Por outro lado, é de destacar que a sobreposição do colchão com a laje provocou a alteração do *stand-off* (distância compreendida entre a fonte explosiva e a face superior). Contudo, a distância entre a fonte explosiva e o elemento estrutural a proteger manteve-se na mesma.

Neste segundo ensaio já foi possível observar deformações antes de se desencadear a ação explosiva, dado que a laje se encontrava mais solicitada pela carga correspondente ao peso do seixo. Deste modo, foi verificada uma de flecha média inicial de 4,5 mm. Comparativamente aos valores obtidos para a laje de referência, constatou-se um aumento da flecha inicial.

Na Figura 36 exibem-se as fendas formadas após a detonação do explosivo. Tendo em conta os resultados mostrados na Tabela 4, verifica-se que a fenda máxima no bordo da laje toma o valor de w_k= 0,1 mm. Confrontando com o valor máximo obtido na laje de referência, contata-se uma

diminuição de 60 % na dimensão da abertura das fissuras.

Figura 36: Fendas observadas no bordo da laje protegida com o colchão reno de e=0,16 m

Em relação à fendilhação presente na face inferior é visivel, pela Figura 37, uma abertura de fendas que teve um limite máximo de w_k = 0,15 mm. Comparando com os valores observados na laje de referência, verifica-se uma dimuinuição da abertura máxima em 40%. Ao avaliar a distribuição da fendilhação, presente na Figura 37, verificou-se que, genericamente, as fendas formadas estão de acordo com o modelo de flexão cilindrica previsto. No entanto, observou-se a formação de uma fenda lateral (marcada a “1)”) com uma configuração distinta. Concluíu-se que esta fenda coincidia com a interface das vigas em T (ver Figura 32) de um dos apoios onde a laje foi assente. Embora a fenda apresentasse um valor reduzido na abertura, é de relevo constatar que a descontinuidade existente terá provocado uma alteração na direção da fenda commumente observada.

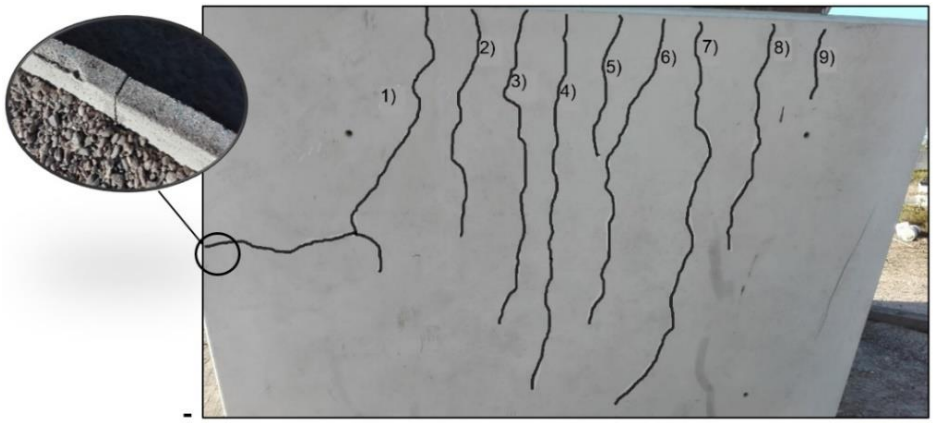


Figura 37: Fendas observadas na face inferior da laje protegida com o colchão reno de e=0,16 m

Ao longo do evento explosivo, 9 das 10 hastes metálicas permitiram obter uma média de deformação total máxima de 18,9 mm. Salienta-se que uma das hastes foi desprezada, uma vez que

entrou por completo no orifício. Comparando com o primeiro ensaio, assistiu-se a uma diminuição de flecha máxima na ordem dos 33%.

Tabela 4: Resultados obtidos no ensaio experimental com a proteção do colchão reno de $e \approx 0{,}16$

Fendilhação (w_k) [mm]				Deformação Inicial [mm]		Deformação Residual Final [mm]		Deformação Total Máxima [mm]				Deformação Total Máxima Média [mm]
Bordo		Face inferior		1)	5	a)	4	1)	18	Desvio padrão	variância	18,9
1)	0,05	1)	0,05	2)	4			2)	51 ✗	$s = 1{,}05$	$s^2 = 1{,}11$	
		2)	0,1	3)	4			3)	19			
2)	0,10	3)	0,15	4)	5	b)	5	4)	20			
		4)	0,15	5)	4			5)	19			
3)	0,05	5)	0,1	6)	5			6)	18			
		6)	0,1	7)	5	c)	5	7)	18			
4)	0,05	7)	0,15	8)	6			8)	18			
		8)	0,05	9)	3			9)	19			
		9)	0,05	10)	4			10)	21			

Após ter sido despoletada a ação explosiva, verificou-se um valor médio de flecha residual de 4,67 mm (Tabela 4). Comparando com os valores da flecha residual inicial, verifica-se que a ação explosiva praticamente não introduziu nenhum acréscimo de deformações na laje. Confrontando com o ensaio da laje sem proteção, verifica-se um aumento de 7 % do valor médio da flecha final.

Os danos observados na laje foram avaliados novamente como moderados. No intuito de diminuir estes efeitos, no próximo subcapítulo apresenta-se o ensaio de uma laje com uma espessura de 0,22 m de colchão reno preenchido com material granular.

4.7.3 Laje com colchão reno de espessura e = 0,22 m

De acordo com o plano experimental delineado, é ensaiada uma última laje com o acréscimo de proteção do colchão reno com 0,22 m. Com a adoção desta solução é levantada a seguinte questão: existirão vantagens em aumentar a espessura do seixo para potenciar a absorção de energia da onda de choque, mesmo aceitando o risco de aumentar a sobrecarga na laje? Seguidamente são, então, expostos os resultados deste ensaio e as respetivas discussões.

Uma informação de relevo é que na zona de fixação dos olhais de suspensão, a 0,52 m do vértice do bordo maior, o betão encontrava-se muito fissurado. O dano, ilustrado pela Figura 38, é apontado a uma eventual má fixação dos olhais aquando as manobras de carga e descarga.

Figura 38: Dano observado na terceira laje ensaiada

Antes de ser desencadeada a ação explosiva a flecha residual tomou um valor médio de 6,3 mm (Tabela 5). Verificando-se assim, um acréscimo de deformação de 29 % em relação à laje com proteção

de $e = 0{,}16\ m$. O acréscimo na espessura e o consequente incremento de sobrecarga na laje, provocaram o aumento da deformação inicial.

Como resultado da ação explosiva, verificaram-se 6 fendas situadas no centro do bordo da laje (Figura 39), das quais, as fendas marcadas por “4)” e “5)” apresentaram uma espessura superior. Comparando com os resultados da laje de referência, verificou-se uma diminuição de 20% da espessura das fendas.

Na face inferior da laje, verificaram-se uma grande concentração de fendas no meio vão da laje (ver Figura 40). Observa-se que o valor máximo da abertura é de $w_k = 0{,}2$ mm (Tabela 5). Correspondendo a um decréscimo de 20% relativamente à abertura máxima de fendas na laje de referência.

À semelhança do segundo ensaio, verificaram-se fendas transversais à direção predominante. Nesta situação, representada através da Figura 40, observou-se um aumento para 3 fendas. Esta ocorrência foi novamente apontada à zona de junção das duas vigas em T que apoiam a laje.

Figura 39: Fendas observadas no bordo da laje protegida com o colchão reno de $e \approx 0{,}22$

No decorrer da ação explosiva, a deformação máxima registou um valor médio de 23,5 mm, significando uma diminuição de 18% quando comparado com os valores obtidos na laje de referência.

Figura 40: Fendas observadas na face inferior da laje protegida com o colchão reno de $e \approx 0{,}22$

Após ter sido despoletada a ação explosiva, as medições realizadas através da régua metálica permitiram registar um valor de flecha final na ordem dos 7 mm. Ou seja, a laje sofreu um acréscimo de 39% de deformação residual final em relação à laje sem proteção.

Perante as deformações observadas, os danos foram avaliados como moderados. Face à indisponibilidade de meios no terreno, não foi ensaiada uma quarta laje. Teria sido interessante o ensaio de uma laje com uma espessura de proteção compreendida entre $\mathrm{e} = 0{,}16\ \mathrm{m}$ e $\mathrm{e} = 0{,}22\ \mathrm{m}$, de modo a serem verificados danos residuais.

Tabela 5: Resultados obtidos no 2º ensaio experimental com a proteção do colchão reno

Fendilhação (w_k) [mm]				Deformação Residual Inicial [mm]		Deformação Residual Final [mm]		Deformação Total Máxima [mm]		Deformação Total Máxima Média [mm]
Bordo		Face inferior		1)	7	a)	8	1)	22	23,5
1)	0,15	1)	0,05	2)	7			2)	23	
		2)	0,15	3)	7			3)	28	
2)	0,15	3)	0,20	4)	3	b)	7	4)	25	
		4)	0,10	5)	5			5)	18	
3)	0,10	5)	0,15	6)	8			6)	22	
4)	0,20	6)	0,10	7)	8	c)	6	7)	20	
5)	0,20	7)	0,05	8)	9			8)	24	
6)	0,15	8)	0,15	9)	4			9)	26	
		9)	0,05	10)	5			10)	27	

4.7.4 Discussão dos resultados obtidos nos três ensaios

A Tabela 6 sintetiza os resultados obtidos nos 3 ensaios. Em primeiro lugar, ao se confrontarem os resultados dos dois primeiros ensaios, conclui-se que o conjunto colchão reno e seixo tem a capacidade de atenuar efeitos decorrentes da ação explosiva.

Os resultados revelam que a passagem para uma solução com maior espessura de proteção teve repercussões nos três tipos de deformações avaliadas. O aumento de espessura vai condicionar inevitavelmente a resistência do elemento estrutural, visto que o seixo aplica uma sobrecarga considerável. Por exemplo, uma proteção com $\mathrm{e} = 0{,}22\ \mathrm{m}$, corresponde a uma $\mathrm{SC} = 0{,}22 \cdot 15{,}68\ \mathrm{kN/m^3} = 3{,}45\ \mathrm{kN/m^2}$. Assim, não se justifica a adoção de um colchão muito espesso, uma vez que a deformação ocorrida pela carga excessiva da proteção, retira quaisquer vantagens de absorção de energia conferida pelo material granular.

Tabela 6: Síntese dos resultados dos 3 ensaios

Ensaio	Tipo	W [kg]	R [m]	Fendilhação (w_k)[mm]		Deformação Inicial [mm]	Deformação Total Máxima [mm]	Deformação Residual Final [mm]
				Bordo	Face inferior			
1º	Laje referência	6	2	0,25	0,25	Não observada	28,5	4,3
2º	Laje c/ colchão reno e = 0,16m	6	2	0,10	0,15	4,5	18,9	4,0
3º	Laje c/ colchão reno e = 0,22m	6	2	0,20	0,20	6,3	23,5	7,0

A reduzida amostra de ensaios experimentais não permitiu que fosse verificada uma convergência para uma espessura ótima de proteção. Por outro lado, o sistema de monotorização mecânico apresenta alguma margem de erro, o que condiciona o rigor dos resultados.

Refira-se também que foi garantida uma boa compactação, contudo, as dimensões consideráveis do agregado possibilitam a presença de vazios entre eles. Esta constante descontinuidade entre o meio físico (agregados) e gasoso (vazios) poderá ter afetado a propagação da onda de choque.

5 Modelo numérico

5.1 Introdução

Este capítulo começa por descrever a validação do modelo numérico correspondente às soluções de proteção ensaiadas.

O método de abordagem do problema será: partir de um modelo numérico mais simplificado e refinar progressivamente o mesmo. Como tal, primeiramente, verificar-se-á se o *software* baseado no método de elementos finitos *Abaqus* (Hibbitt e Sorensen, 2000), assume na integra as relações constitutivas dos materiais e o algoritmo da ação explosiva. Seguidamente, a par de conceitos presentes no capítulo anterior e nos anexos, será calculado analiticamente a deformação no elemento de laje e comparada com o modelo numérico da laje de referência.

A análise do modelo numérico foi efetuada num processador Intel Core i7 CPU de 2.60 GHz e com 8 GB de RAM.

5.2 Modelação da Ação Explosiva

5.2.1 Modelo numérico

O *software* de elementos finitos *Abaqus* contém um módulo denominado *Abaqus/Explicit* propositadamente desenvolvido para analisar problemas dinâmicos de alta velocidade e problemas não lineares (Hibbitt e Sorensen, 2000). É de destacar que será benéfico o uso dos métodos explícitos neste trabalho porque ao contrário dos métodos implícitos, estes não necessitam de um conjunto global de equações após cada incremento no tempo.

O *Abaqus/Explicit* dispõe do software *Conventional Weapon (ConWep),* cujo algoritmo foi inicialmente desenvolvido por Charles Kingery e Gerald Bulmash (Kumar e Ho, 2011). A pesquisa e calibração dos modelos pelos autores assentou numa aquisição de resultados através de ensaios explosivos, cuja carga se situava na gama: 1 a 400 kg TNT. De acordo com (United Nations, 2015), estes autores usaram técnicas de ajuste da curva idealizada (pressão-tempo) para representar os resultados com equações polinomiais de ordens elevadas. A formulação polinomial geral encontra-se descrita na Tabela 7, onde Karlos et al. (2016) apresenta múltiplas soluções polinomiais de *Y* em função do valor da distância reduzida considerada.

Tabela 7: Polinómio de Kingery e Bulmash (Karlos et al., 2016)

$\mathrm{Y} = \mathrm{C}_0 + \mathrm{C}_1\mathrm{U} + \mathrm{C}_2\mathrm{U}^2 + \mathrm{C}_3\mathrm{U}^3 + \cdots + \mathrm{C}_\mathrm{n}\mathrm{U}^\mathrm{n}$	Y = Função Polinomial da explosão aérea [Pressão ou impulso]
	$C_{0,1\,2\,etc}$= Constante
	$U = K_0 + K_1 T$
	$K_{0,1\,etc}$ = Constante
	T = Logaritmo da distância [m]

O modelo *ConWep* é aplicável a duas situações distintas de ondas explosivas: ondas hemisféricas para explosões ao nível do solo, cuja influência do solo se encontra incluída, e ondas do tipo esféricas, que correspondem ao caso de estudo. Com a introdução de uma determinada distância reduzida $\mathbb{Z}$, o *ConWep* permite determinar o tempo de chegada da onda e a pressão total de pico, descrita pela expressão (5.1) (Mamrak, n.d.).

$$P(t) = \begin{cases} P_{S0}(t) \cdot [1 + \cos(\alpha) - 2 \cdot \cos^2(\alpha)] + P_{R0}(t) \cdot \cos^2(\alpha), & \cos\alpha \geq 0 \\ P_{S0}(t), & \cos\alpha < 0 \end{cases} \quad (5.1)$$

O algoritmo do *Abaqus*, representado pela expressão (5.1), relaciona a pressão incidente (P_{S0}) e pressão refletida (P_{R0}) com o ângulo de incidência (α), ilustrado na Figura 6. Quando a onda incidente intercepta o solo, surge a segunda onda de pressão (onda refletida). Assim, a pressão captada numa dada superfície resulta da combinação dos dois tipos de ondas.

Note-se que P_{S0} e P_{R0} são obtidos através de iterações dos polinómios de Kingery e Bulsmash. Salienta-se que, tendo em conta a Figura 6, o caso de estudo será para $\alpha = 0° \rightarrow \cos\alpha \geq 0$.

5.2.2 Comparação dos modelos e validação do modelo numérico

A simulação através da *ConWep* deverá garantir uma boa aproximação à propagação da onda explosiva. Deste modo, no presente estudo, a sua validação resultará de uma análise comparativa de uma modelação proveniente do *Abaqus* com os modelos empíricos de diversos autores descritos em 2.3.4. Consideram-se como variáveis, a distância reduzida (Z) e a pressão total ($P(t)$).

No modelo numérico foi arbitrado um valor de carga (W) de 5 kg TNT. Também no *software* são introduzidos valores do período que se compreendem entre os $0{,}01\ s$ e os $0{,}2\ s$. Isto porque, o tempo decorrido pela passagem da onda de pressão está dependente da distância que essa mesmo percorre. Note-se para duas distâncias distintas, representadas na Figura 41 e Figura 42, a discrepância de valores que o tempo toma relativamente ao pico de pressão incidente. O pico quase instantâneo de pressão associado à detonação, levou a que fosse admitido um intervalo de tempo razoável, sem comprometer o tempo de processamento, visto serem efetuadas varias simulações em pontos distintos. Deste modo, foram admitidos 300 intervalos no tempo.

Como ponto de partida, são assumidos no modelo numérico vinte pontos de referência que representam as fontes da ação explosiva. Os pontos de referência encontram-se dispostos na vertical, perpendiculares ao centro geométrico de uma superfície que na simulação numérica será a laje de referência. Por outro lado, as distâncias reduzidas (Z) ilustradas na Figura 43, foram admitidas para garantir resultados ajustados e devidamente espaçados.

Inicialmente, foram registados os valores de pressão de pico (a expressão 2.31 fica abreviada apenas a P_{S0} porque não é avaliada a reflexão da onda) das vinte situações consideradas, presentes na Tabela 8. Seguidamente, confrontaram-se com os modelos analíticos assumidos em 2.3.4, sintetizados na Tabela 9. Logo após, foi construído um gráfico composto pelo modelo numérico e pelos modelos analíticos, expresso pela Figura 44, observa-se que para $Z < 1$ o *Abaqus* fornece valores de pressão, que na grande maioria são médias dos valores obtidos nos modelos analíticos. Contudo, para $Z > 1$, é visível que a representação discreta de pontos do modelo numérico assume valores de pressão superiores à maioria dos modelos. Note-se como exemplo: para $Z = 1{,}17$, a diferença de pressão entre o modelo numérico e o analítico formulado por Brode é de $2{,}5\ MPa$, ou seja, uma diferença de 81%.

Embora se possa verificar uma amplitude considerável dos valores de pressão, observa-se que o modelo numérico tem uma evolução ao longo da distancia reduzida enquadrada com os restantes modelos teóricos. Deste modo, ao longo dos modelos subsequentes será usado o modelo de análise: *ConWep*.

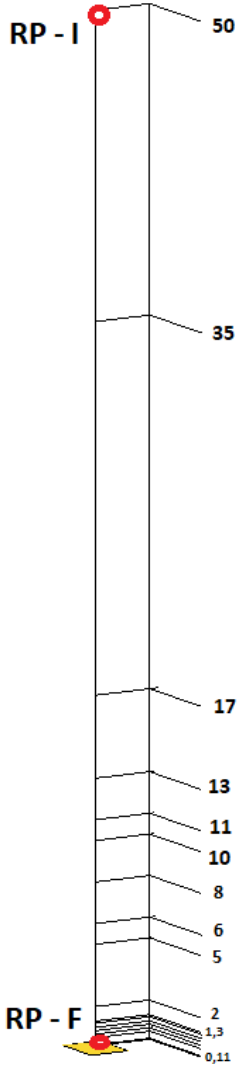


Figura 43: Referenciais das fontes explosivas

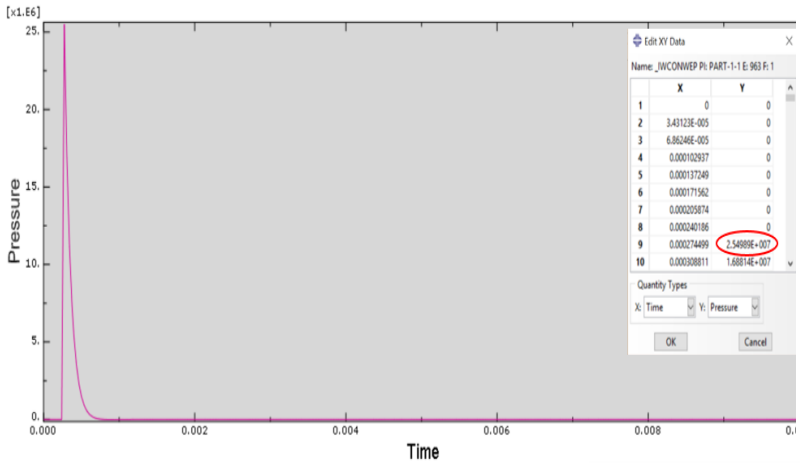


Figura 41: Pressão(Pa)-Tempo(s) para posição de carga z=0,84m

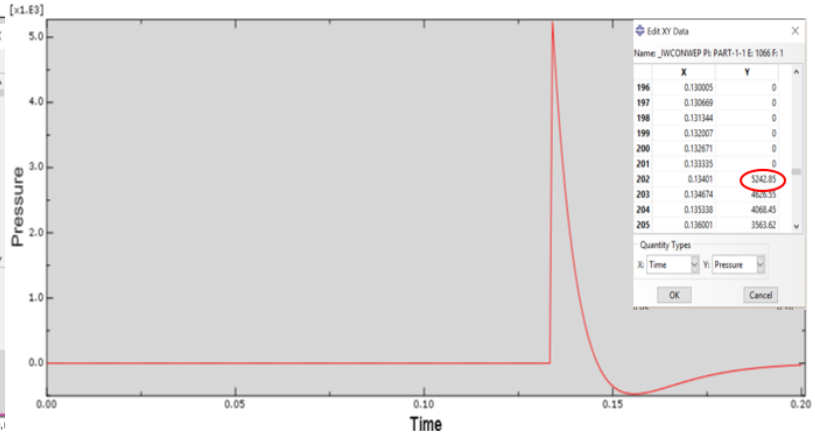


Figura 42: Pressão(Pa)-Tempo(s) para posição de carga z=50m

Tabela 8: Dados relativos ao Abaqus e aos modelos analíticos assumidos

			Pressão de pico incidente (Ps0) [Mpa]							
R [m]	Z (m/kg^1/3)	W [kg TNT]	PRESSAO ABAQUS	Kinney e Graham (1985)	Bajié (2007)	Brode (1955)	Newmark and Hansen (1961)	Henrych (1957)	Mills (1987)	Sadovkiy (2004)
50	29,1241	5,06	0,0052	0,0029	0,0041	0,0016	0,0019	n.a.	0,0036	0,0033
35	20,3869	5,06	0,0084	0,0043	0,0062	0,0033	0,0033	n.a.	0,0052	0,0050
17	9,9022	5,06	0,0229	0,0101	0,0162	0,0100	0,0101	0,0111	0,0116	0,0125
13	7,5723	5,06	0,0329	0,0147	0,0243	0,0149	0,0157	0,0165	0,0164	0,0183
11	6,4073	5,06	0,0449	0,0191	0,0319	0,0191	0,0207	0,0214	0,0208	0,0236
10	5,8248	5,06	0,0516	0,0224	0,0374	0,0221	0,0244	0,0249	0,0241	0,0275
8	4,6599	5,06	0,0769	0,0333	0,0558	0,0315	0,0359	0,0360	0,0354	0,0400
6	3,4949	5,06	0,1486	0,0592	0,0977	0,0516	0,0609	0,0597	0,0631	0,0676
5	2,9124	5,06	0,2262	0,0879	0,1431	0,0724	0,0866	0,0835	0,0954	0,0969
2	1,1650	5,06	2,9754	0,7212	1,2943	0,5590	0,6630	0,5594	1,1295	0,8000
1,3	0,7572	5,06	9,0648	1,8082	4,1195	1,7279	2,0088	1,2522	4,0250	2,4780
1,2	0,6990	5,06	10,6588	2,1234	5,1379	2,1484	2,4898	1,4437	5,1100	3,0782
1	0,5825	5,06	15,0722	3,0224	8,5442	3,5544	4,0942	2,0461	8,8157	5,0781
0,84	0,4893	5,06	25,4989	4,1619	13,9817	5,7994	6,6509	2,9499	14,8724	8,2566
0,67	0,3903	5,06	34,5715	6,1335	26,6775	11,3720	12,6196	4,9599	29,3402	15,6466
0,5	0,2912	5,06	60,8384	9,6651	62,1624	27,2216	29,3328	10,0048	70,7574	36,2127
0,16	0,0932	5,06	283,8720	35,9212	1780,7839	827,7855	848,3991	43,0644	2177,0768	1023,7327
0,15	0,0874	5,06	299,8380	37,9633	2157,2437	1004,6037	1028,4848	45,8775	2642,9902	1239,6784
0,13	0,0757	5,06	404,1440	42,5997	3301,7824	1543,2042	1576,5644	51,9888	4062,7099	1895,9551
0,11	0,0641	5,06	439,5850	48,0867	5430,1085	2547,2074	2597,1743	58,2719	6710,4460	3115,7240

Tabela 9: Síntese das expressões analíticas usadas como base comparativa com o Abaqus

Autor	Expressão
Bajié	$P_{S0} = 1{,}02 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right) + 4.36 \cdot (\frac{1}{Z})^2 + 14 \cdot (\frac{1}{Z})^3$
Sadovskiy	$P_{S0} = 0{,}085 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right) + 0{,}3 \cdot (\frac{1}{Z})^2 + 0{,}8 \cdot (\frac{1}{Z})^3$
Mills	$P_{S0} = \frac{1772}{Z^3} - \frac{114}{Z^2} + \frac{108}{Z}$
Kinney e Graham	$P_{S0} = 808P_0 \frac{\left[1 + (\frac{Z}{4{,}5})^2\right]}{\sqrt{\left[1 + (\frac{Z}{0{,}048})^2\right]\left[1 + (\frac{Z}{0{,}32})^2\right]\left[1 + (\frac{Z}{1{,}35})^2\right]}}$
Henrych	$P_{S0} = \frac{14{,}072}{Z} + \frac{5{,}540}{Z^2} - \frac{0{,}357}{Z^3} + \frac{0{,}00625}{Z^4}, caso\ 0{,}005 < Z < 0{,}3 \quad ou \quad P_{S0} = \frac{6{,}194}{Z} - \frac{0{,}326}{Z^2} + \frac{2{,}132}{Z^3}\,[bar], caso\ 0{,}3 \leq Z \leq 1{,}0 \quad ou \quad P_{S0} = \frac{0{,}662}{Z} - \frac{4{,}05}{Z^2} + \frac{3{,}228}{Z^3}\,[bar], caso\ 1{,}0 \leq Z \leq 10$
Brode	$P_{S0} = \frac{6{,}7}{Z^3} + 1\,[bar], caso\ P_{S0} > 10 \quad ou \quad P_{S0} = \frac{0{,}975}{Z} + \frac{1{,}455}{Z^2} + \frac{5{,}85}{Z^3} - 0{,}019\,[bar], caso\ 0{,}1 < P_{S0} < 10$

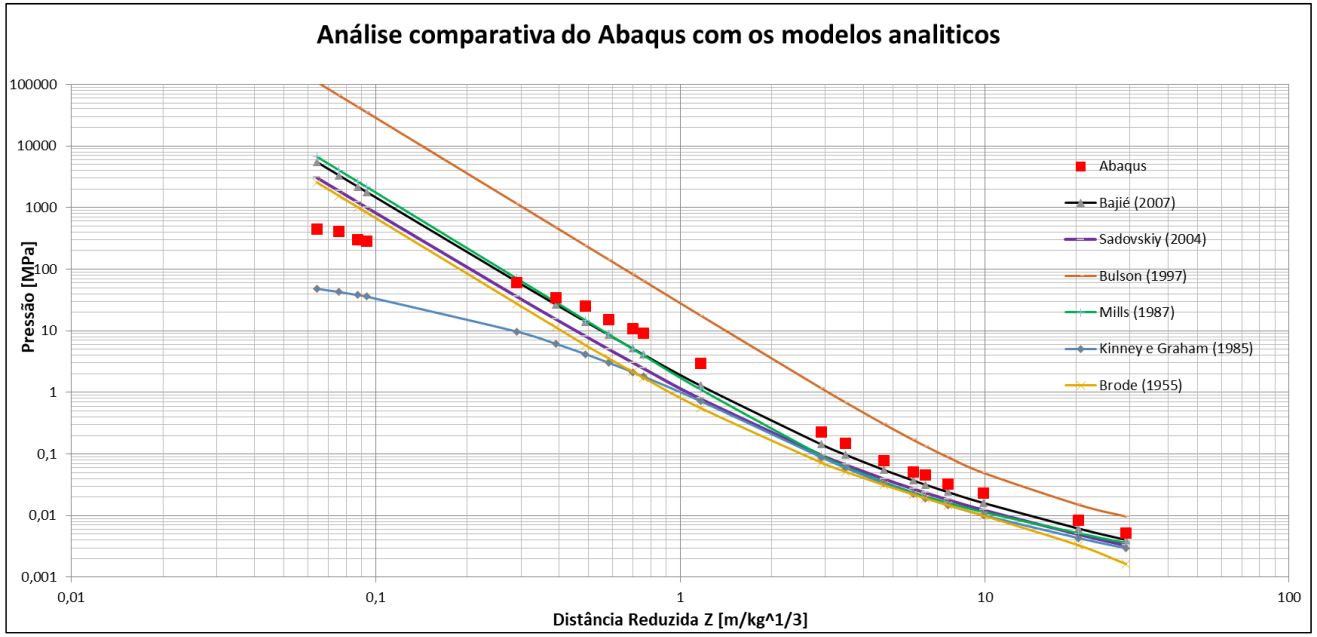


Figura 44: Comparação dos modelos analíticos com dados numéricos do Abaqus

5.3 Elemento betão armado

5.3.1 Elemento finito de betão armado

O elemento de betão armado, na presente dissertação, é modelado admitindo uma secção homogénea. Assim, evita-se a dificuldade em estimar a interação de contacto entre o betão e o aço no modelo numérico, o que permite obter menores tempos de simulação.

Tendo por referência Castro (2007), para uma relação vão/espessura superior a 10 é aceitável a consideração do domínio do problema de laje fina, sendo explicado pela teoria de Kirchhoff. Note-se que a laje em estudo fornece uma relação vão/espessura igual a 22.

Na teoria de Kirchhoff está implícito a não consideração da deformação por esforço transverso, que é justificada pela hipótese tomada (ilustrada pela na Figura 45), em que as fibras retas que inicialmente se encontram dispostas perpendicularmente ao plano médio da laje, permanecem retas após deformações e perpendiculares ao plano médio (Leitão e Castro, 2014).

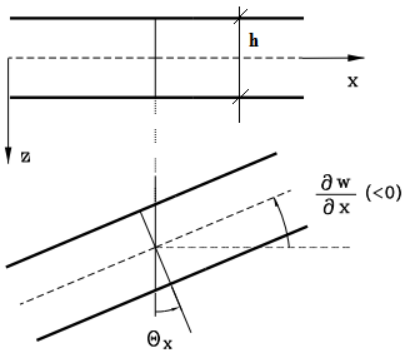


Figura 45: Hipótese da Teoria de Kirchhoff (Adaptado de *Leitão e Castro (2014))*

Posto isto, o elemento *shell* será o mais indicado para simular o comportamento combinado dos materiais betão e aço, uma vez que inclui a teoria de lajes finas de Kirchoff, anteriormente descrita.

O elemento do tipo *shell* apresenta a vantagem de garantir economia no tempo de processamento, devido ao reduzido número de elementos finitos (consequentemente resulta numa redução quanto ao número de equações a serem resolvidas).

Consideram-se elementos 2D constituídos por quatro nós (S4R), ilustrado na Figura 46, para modelar o betão armado. Para garantir o cumprimento dos princípios da teoria das lajes finas de Kirchoff, o elemento S4R dispõe de cinco graus de liberdade por nó, dos quais três são deslocamentos e dois são rotações (*ABAQUS Theory Manual*, 1995).

No elemento S4R será considerado um único ponto de integração, representado pela cruz ao centro da Figura 46 . Em TWI (2017), é referido que as formulações de elementos finitos baseados em deslocamentos, têm o inconveniente de sobrestimar a matriz de rigidez. A adoção de menos pontos de integração assegura que o elemento seja menos rígido. Portanto, em problemas não lineares, em que por exemplo inclua o domínio plástico, é aconselhável o uso da integração reduzida ao invés da integração completa. Assim, a pequena perda de precisão é contrariada pela melhoria na aproximação ao comportamento real.

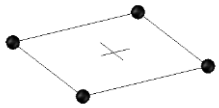


Figura 46: Elemento S4R

5.3.2 Modelo constitutivo do betão

Em termos de propriedades físicas dos materiais, é tomado como valor de referência da massa volúmica do betão armado, $\rho = 2500\ \mathrm{kg/m^3}$.

Como referido no subcapítulo 3.1.2.1, o betão e o aço apresentam maioritariamente um comportamento não linear e com intervalos tensão-extensão diferenciados. No entanto, para efeitos de modelação, é imprescindível uma aproximação que contabilize o comportamento dos dois materiais e que permita uma resposta adequada face a ações explosivas.

O comportamento do betão armado é simulado de forma simplificada através de um modelo constitutivo elasto-plástico e considerando-se as tensões, σ_c, e as extensões do betão, ε_c, visto que é o material que apresenta as propriedades mecânicas mais suscetíveis à rotura. A Figura 47 retrata um modelo bilinear equivalente e conservativo das tensões e extensões do betão armado que se adota no software. Para um modelo elasto-plástico, o *Abaqus* apresenta a limitação de não permitir que sejam definidas diferentes resistências à compressão e à tração, típicas do betão. Contudo, foi admitido que a tensão de cedência à tração e à compressão teriam os mesmos valores máximos. Esta aproximação é explicada pelo ganho de resistência à tração que o aço confere ao betão.

Uma vez que há *softwares* que entram em consideração com fatores dinâmicos dos materiais (DIF), é necessário entender se o *Abaqus* permite essa capacidade. No decorrer do processo foi utilizado um elemento de quatro nós S4R. O elemento encontra-se constituído por uma relação constitutiva elástica-plástica e com um limite de resistência à compressão estática. Foi considerada uma quantidade de carga TNT suficientemente elevada para garantir que fosse atingido o limite de resistência à compressão. Nos pós-processamento, verificou-se que o elemento finito não sofreu qualquer incremento dinâmico, ou seja, no limite manteve o patamar máximo de resistência estática. Assim, chegou-se à conclusão que nos dados de entrada do *Abaqus* é necessário incluir o fator de incremento dinâmico.

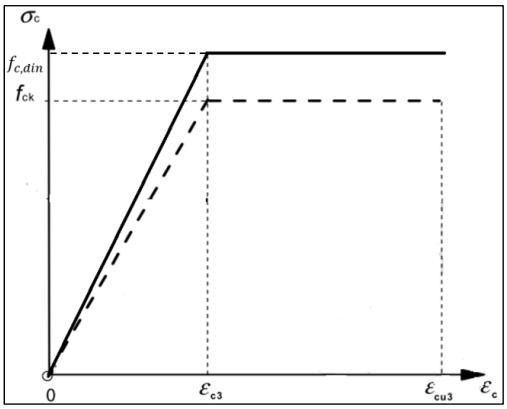


Figura 47: Modelo bilinear do betão armado (Adaptado de IPQ, 2010)

A parcela elástica é exclusivamente controlada pelo comportamento do betão. Levando a cabo esta hipótese, são introduzidos no *Abaqus* o módulo de Young não fendilhado (E) e o coeficiente Poisson (ν).

Adota-se a resistência média obtida pelos ensaios de provetes à compressão para uma classe de betão C30/37, $f_{cm} = 43{,}15\ [MPa]$.

Para entrar em conta com o efeito de acréscimo de resistência que a ação explosiva confere ao betão, explicado no subcapítulo 3.1.2.2, afeta-se a resistência média com o DIF. Finalmente é possível calcular o valor de cálculo dinâmico da resistência à compressão do betão, $f_{c,din}$:

$$f_{c,din} = f_{cm} \cdot 1{,}4 = 60\ MPa$$

O próximo passo será estimar um módulo de Young que seja aceitável considerar no modelo. Como tal, é necessário recuar até à Figura 15 e através da linha de tendência extrair o módulo de Young mais adequado. De acordo com o que se encontra explanado mais à frente no subcapítulo 5.5.1, obteve-se uma taxa de deformação, $\dot{\varepsilon} = 100\ s^{-1}$, o que corresponde uma relação módulo de Young dinâmico – estático =1. Assim, através da expressão para ações estáticas de (Universidade Nova Lisboa, 2006), finalmente resulta que o valor médio do módulo de Young, $E_{cm} = 22 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 32{,}73\ [GPa]$. Note-se que os valores médios são empregues a fim de se aproximar ao comportamento real.

Em relação ao coeficiente de Poisson, adota-se $\nu = 0{,}2$.

Para caracterizar a parcela do comportamento plástico, exposto na Figura 47, são introduzidos no *Abaqus* valores para a tensão de cedência, $f_{c,din} = 60\ MPa$. Os patamares das deformações condicionam o de deslocamentos que se consegue obter no modelo. Nesse sentido, foram introduzidos os seguintes valores de deformação plástica, $\varepsilon_{c3} = 0{,}00182$ e $\varepsilon_{cu3} = \infty$. Foi adotado um ε_{cu3} sem patamar de deformação com o intuito de não ocorrer rotura do material.

5.3.3 Validação

Para garantir a viabilidade do software, torna-se necessário analisar se o Abaqus assume corretamente os dados introduzidos relativos ao comportamento do material homogeneizado.

Considera-se um elemento composto por quatro nós sujeito à relação constitutiva assumida para o betão através da Figura 47 . Como condições de fronteira, opta-se por bloquear o deslocamento do elemento em $Y\ (U_Y = 0)$, a rotação em $X\ (R_X = 0)$ e em $Z\ (R_Z = 0)$. Uma força concentrada F, no sentido Y e $-\ Y$ é introduzida no elemento, que consequentemente resulta numa distribuição de forças nodais pelos quatro nós, conforme se pode observar na Figura 48. A força F no sentido Y e $-\ Y$ vai permitir que se avalie a resposta do Abaqus quer à compressão, quer à tração.

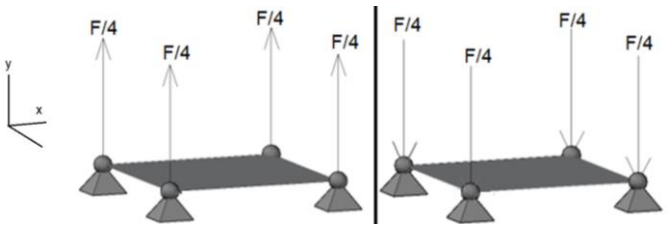


Figura 48: Elemento finito com forças nodais aplicadas à tração e à compressão

Por fim, os valores de tensão-extensão extraídos no pós-processamento do software, permitiu construir do gráfico tensão – extensão da resposta do modelo (Figura 49).

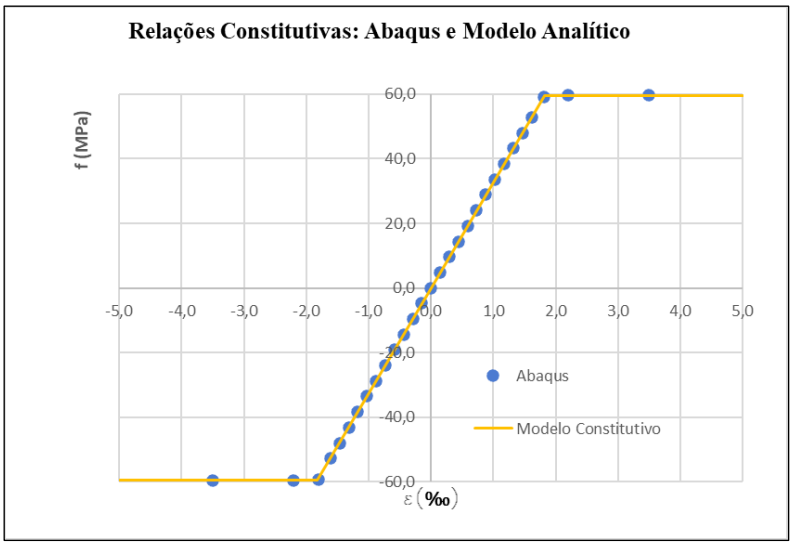


Figura 49: Comparação do modelo analítico com o Abaqus – Betão armado

Assim, o *software* aproxima-se com precisão do modelo analítico. Isto vai permitir incluir nos próximos modelos, o elemento "betão armado" testado e validado. O que contribui para que o modelo seja o mais fiável possível.

5.4 Elemento de colchão reno e material granular

Em traços gerais, o comportamento de um solo granular com uma determinada granulometria é extremamente imprevisível de quantificar. Isto porque, cada porção de material assume uma dimensão e um formato singular. Caso se considerasse o material de forma discreta, poderiam ocorrer trajetórias difíceis de prever e simular. No entanto, as propriedades da malha do colchão reno (rever as características em 4.3.3) permitem que sejam criadas condições para um bom confinamento do material granular. Deste modo, o colchão reno e o material granular serão modelados como um meio continuo, homogéneo e isotrópico.

5.4.1 Elemento finito de material granular e colchão Reno

Para estudar o comportamento do conjunto: material granular e colchão Reno no *Abaqus,* são considerados elementos finitos do tipo C3D8R com um ponto de integração. Estes elementos, como ilustra a Figura 50, são constituídos por oito nós. Cada um dos nós estão apenas sujeitos a deslocamentos nas três direções: x, y, z.

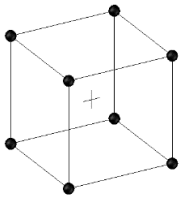


Figura 50: Elemento C3D8R

Esta tipologia de elementos finitos C3D8R são muito adequados para análises não lineares estáticas e dinâmicas e permitem deformações e rotações aquando a análise de grandes deslocamentos (Ahmed, 2014).

5.4.2 Modelo constitutivo do material granular e colchão reno

No modelo numérico é introduzida a massa volúmica, $\rho = 1568\ \mathrm{kg/m^3}$ calculada no subcapítulo **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**.

Para descrever o comportamento do colchão e do seixo, no *Abaqus* será incluído o modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de rotura de Mohr-Coulomb (ver subcapítulo 3.1.1.2) com a adoção dos seguintes valores nos parâmetros já mencionados (Lin et al., 2000):

→ <u>Módulo de Young:</u>

À exceção da geometria, um gabião apresenta as mesmas propriedades mecânicas de um colchão reno. Será explanado, seguidamente, de que forma é que o seu modelo constitutivo foi considerado nesta análise.

Lin et al., (2000) através de ensaios experimentais e de um respetivo modelo numérico de análise, obtém avaliações tensão-extensão para um gabião confinado e para um gabião não confinado. Este último corresponde à situação desejada. Simplifica-se então, a função "Não confinado (medido)" do gráfico da Figura 51 para um andamento linear composto por dois distintos módulos de Young (E):

$$\mathrm{E1} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{600 \cdot 10^3}{0{,}25} = 2{,}4\ [\mathrm{MPa}] \qquad \mathrm{E2} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{(1600 - 600) \cdot 10^3}{0{,}4 - 0{,}25} = 6{,}67\ [\mathrm{MPa}]$$

Finalmente é obtido o módulo de Young através da média ponderada:

$$\frac{\mathrm{E1} + \mathrm{E2}}{2} = \frac{(2{,}4 + 6{,}67) \cdot 10^6}{2} = 4{,}535\ [\mathrm{MPa}]$$

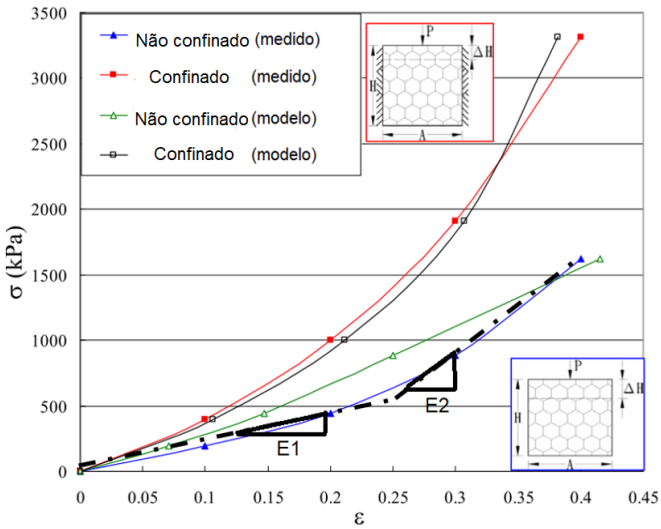


Figura 51: Tensão – Extensão de um elemento único de gabião (Adaptado de Lin et al., 2000)

Tendo em conta a Figura 51, à medida que aumenta a deformação (ε), a pedra do núcleo é progressivamente fraturada e a malha do colchão mobiliza com mais preeminência o confinamento. O

término da representação das curvas tensão-extensão coincide com a rotura da malha externa, devido ao esgotamento da sua capacidade resistente (Lin et al., 2000).

→ Coeficiente de Poisson: $\nu = 0{,}3$.

→ Ângulo de atrito, $\varphi' = 35°$;

→ Dilatância $\psi' = 0$.

→ Coesão, $c' = 20$ [kPa];

Refira-se que o parâmetro coesão pertencente às hipóteses tomadas no modelo, encontra-se relacionado com o confinamento que a malha do colchão reno vai assegurar ao material granular. Portanto, não se toma como fundamento que c', apresentado na Figura 9, esteja dependente das propriedades mecânicas do material granular.

5.4.3 Validação

Mantendo o raciocínio e as condições admitidas na validação do elemento de betão armado (rever Figura 48), pretende-se efetuar a validação do conjunto colchão reno e do material granular. Efetuado o processamento do *Abaqus*, obtiveram-se resultados tensão-extensão enquadrados no modelo constitutivo elástico linear previsto para este modelo (ver Figura 52).

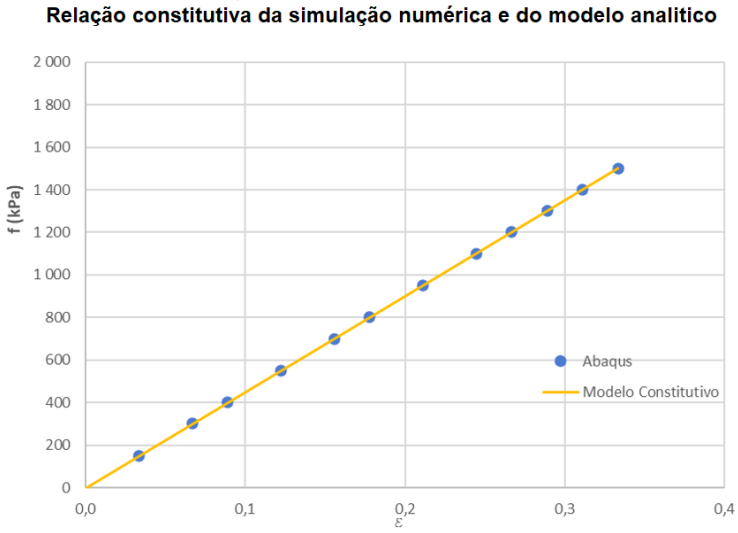


Figura 52: Comparação do modelo analítico com o Abaqus – Colchão reno e material granular

5.5 Resposta do modelo de laje de referência à acção explosiva

5.5.1 Abordagem Analítica

Seguidamente, a abordagem analítica é utilizada como referência para analisar e comparar dados dos ensaios. Com base nos conceitos referidos no capítulo 2 e na literatura de referência desta área, o UFC 3-340-02 (2008) aplica uma sequência de cálculo analítico. Nabais (2016) aplicou este método analítico e verificou que se aproximava dos resultados reais.

Assim sendo, é plausível cruzar este modelo de cálculo com o modelo numérico e com a informação dos ensaios. Tendo como objetivo, validar o modelo na presente dissertação. A abordagem analítica é baseada nos fundamentos teóricos presentes no capítulo 2 e capítulo 3.

O explosivo Eurodyn™ 2000, usado nos ensaios (ver subcapítulo 4.4), é uma versão comercial. Através das fichas técnicas constatou-se que 6 kg de Eurodyn™ 2000 equivalem a 5,94 kg de TNT. Sabendo a distância, R e associando o valor de carga, W à expressão (2.4), obtém-se o seguinte valor de distância reduzida, Z:

$$\mathrm{Z} = \frac{\mathrm{R}}{\sqrt[3]{\mathrm{W}}} = \frac{2{,}0}{\sqrt[3]{5{,}94}} = 1{,}104\ [\mathrm{m/Kg^{1/3}}].$$

De acordo com o (UFC 3-340-02, 2008), quando o valor de Z toma valores inferiores a $1{,}5\ \mathrm{m/kg^{1/3}}$ considera-se que a onda de choque é não planar. Nesta situação verifica-se que a onda é não planar, no entanto, dada a posição centrada da carga, considera-se de forma simplificada que há uma distribuição de pressões uniformes.

Através da equação (2.11), é calculado o impulso especifico positivo ($\mathrm{i_S}^+$):

$$\mathrm{i_S}^+ = \frac{0{,}0067 \cdot \sqrt{1 + (\frac{\mathrm{Z}}{0{,}23})^4}}{\mathrm{Z}^2 \cdot \sqrt[3]{1 + (\frac{\mathrm{Z}}{1{,}55})^3}} = 0{,}114\ [\mathrm{MPa \cdot ms}].$$

A pressão incidente de pico ($\mathrm{P_{S0}}$) é obtida através da equação (2.7), formulada por Kinney e Graham. Relembra-se que foi deliberado o uso desta expressão por estar presente maioritariamente na literatura de referência.

$$\mathrm{P_{S0}} = 808 \cdot \mathrm{P_0} \cdot \frac{\left[1 + \left(\frac{\mathrm{Z}}{4{,}5}\right)^2\right]}{\sqrt{\left[1 + \left(\frac{\mathrm{Z}}{0{,}048}\right)^2\right]\left[1 + \left(\frac{\mathrm{Z}}{0{,}32}\right)^2\right]\left[1 + \left(\frac{\mathrm{Z}}{1{,}35}\right)^2\right]}} = 0{,}812[\mathrm{MPa}].$$

Seguidamente, é possível calcular a pressão refletida de pico, através do uso da equação (2.14):

$$\mathrm{P_{R0}} = 2 \cdot \mathrm{P_{S0}}\ \frac{4 \cdot \mathrm{P_{S0}} + 7 \cdot \mathrm{P_0}}{4 \cdot \mathrm{P_{S0}} + 7 \cdot \mathrm{P_0}} = 4{,}224[\mathrm{MPa}]$$

Com a relação de impulsos e pressões, proposta pela expressão (2.15), obtém-se impulso especifico refletido ($\mathrm{i_r}$).

$$\frac{\mathrm{i_r}}{\mathrm{i_S}^+} \approx \frac{\mathrm{P_{r0}}}{\mathrm{P_{s0}}} \leftrightarrow \mathrm{i_r} = 0{,}595\ [\mathrm{MPa \cdot ms}]$$

Considerando os princípios apresentados no subcapítulo 3.1.2.2, a resistência dos materiais (aço e betão) devem ser caracterizados de acordo com o tipo de ação em causa, ou seja, a ação dinâmica. Assim, é necessário calcular o fator de transformação dinâmica (DIF).

● <u>Betão</u>

Como primeiro passo, é necessário determinar a taxa de deformação $\dot{\varepsilon}$. Ora, observando a Figura 41, verifica-se que o periodo da acção pode ser assumido como $\mathrm{T} = 0{,}01\ s$, uma vez que a laje de referência se encontra a uma distância próxima da admitida no modelo real. Sabendo que a que a taxa de deformação é o inverso do periodo da acção, obtém-se:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{1}{\mathrm{T}} = \frac{1}{0{,}01} = 100\ [\mathrm{s^{-1}}]$$

Seguidamente, calcula-se o parâmetro $\dot{\varepsilon}_1$ para se identificar qual é o ramo da equação (3.12) que se vai considerar:

$$\dot{\varepsilon}_1 = 0{,}0022f_c{}^2 - 0{,}1989f_c + 46{,}137 = 0{,}0022 \cdot 37{,}6^2 - 0{,}1989 \cdot 37{,}6 + 46{,}137 = 41{,}769\ [s^{-1}]$$

Adopta-se assim a expressão logaritmica que corresponde a $\dot{\varepsilon} > \dot{\varepsilon}_1$, onde os parâmetros A_1e A_2 são posteriormente calculados:

$$A_1 = -0{,}0044f_c + 0{,}9866 = -0{,}0044 \cdot 37{,}6 + 0{,}9866 = 0{,}82116$$

$$A_2 = -0.0128f_c + 2.1396 = -0.0128f_c + 2.1396 = 1{,}658$$

Finalmente, obtém-se o valor para o DIF:

$$\mathrm{DIF} = A_1 \ln(\dot{\varepsilon}_1) - A_2 = 0{,}82116 \cdot \ln(41{,}769) - 1{,}658 = 1{,}4$$

● <u>Aço</u>

Como foi referido no subcapítulo 3.1.2.2, o cálculo do DIF para o aço incide na associação da taxa de deformação ($\dot{\varepsilon}$) com uma curva correspondente à classe de resistência e ao patamar de comportamento do aço. Na Figura 17 a classe de resistência do aço provém da uma norma americana e como tal procede-se à respetiva equivalência com o EC2: ((IPQ), 2010):

$$75000\ \mathrm{psi} = 517{,}1\ \mathrm{MPa}$$

O valor característico da tensão de cedência à tração, $f_{yk} = 500\mathrm{MPa}$ dos varões A500 NR-SD e da malha electrossoldada A500 ER presentes nas lajes de referência aproximam-se dos varões de classe $75000\ \mathrm{psi}$. Por simplificação, admite-se a curva dos $75000\ \mathrm{psi}$ e considera-se o patamar de comportamento em regime de cedência, uma vez que a deformação plástica será contabilizada pelo fator de incremento de resistência, SIF, (fundamentado em 3.1.2.2).

Ao cruzar na Figura 17, o valor de $\dot{\varepsilon} = 100$ das abcissas com o a curva dos $75000\ \mathrm{psi}$, obtém-se um $\mathrm{DIF} = 1{,}25$. Em relação ao SIF, Nabais (2016) refere que o UFC 3-340-02 (2008) considera o valor de 1,10. Na Tabela 10 encontram-se descritas as tensões dinâmicas de cálculo e os parâmetros considerados.

Tabela 10: Propriedades mecânicas dos materiais em regime dinâmico (Adaptado de (Nabais, 2016))

Material	Tensão média [MPa]	DIF	SIF	Tensão Dinâmica de cálculo [MPa]
Betão C30/37	$f_{cm} = 43{,}15$	1,4	n.a.	$f_{c,din} = 43{,}15 \cdot 1{,}4 = 60{,}00$
Aço A500 NR-SD	$f_{ym} = 550$	1,25	1,10	$f_{y,din} = 550 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}10 = 756{,}25$
Aço A500 ER	$f_{ym} = 550$	1,25	1,10	$f_{y,din} = 550 \cdot 1{,}25 \cdot 1{,}10 = 756{,}25$

A próxima etapa de cálculo passa por aceder às considerações geométricas da laje. Tendo em conta o lapso ocorrido nos ensaios experimentais, analisando o corte A-A do Anexo A, verifica-se a presença de armadura superior $\emptyset 10//0{,}20$ e de uma malha electrossoldada $\emptyset 5//0{,}15$ na posição inferior. É calculada a altura útil, d da secção:

$$d = h - rec - \emptyset_l - \frac{\emptyset_l}{2} = 0{,}12 - 0{,}025 - 0{,}005 - \frac{0{,}005}{2} = 0{,}0875\ [m]$$

Seguidamente, é calculada a percentagem geométrica de armadura (ρ):

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}\ ; A_s = 5{,}24[cm^2/m] \rightarrow \rho = \frac{5{,}24 \cdot 10^{-4}}{1{,}00 \cdot 0{,}08} = 0{,}00599$$

O próximo passo será calcular o momento resistente dinâmico, $M_{r,din}$. Através da equação, é calculado o momento resistente na secção:

$$M_{r,din} = \rho \cdot f_{y,din} \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{y,din}}{2 \cdot f_{c,din}}\right) = 0{,}0065 \cdot 756{,}25 \cdot 0{,}0875^2 \cdot \left(1 - \frac{0{,}006 \cdot 756{,}25}{2 \cdot 60}\right) = 33{,}36\ [\mathrm{kNm/m}]$$

A Figura 53 representa a o modelo de cálculo simplificado para esta análise analítica e para a subsequente análise numérica. O conjunto constituído pelos apoios e pela laje de referência são assim aproximados para uma estrutura simplesmente apoiada.

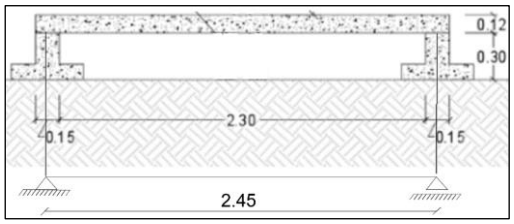


Figura 53: Modelo de cálculo de estrutura simplesmente apoiada

Resulta que a carga última, p_u, é calculada da seguinte forma:

$$p_u = \frac{8 \cdot M_{r,din}}{L^2} = \frac{8 \cdot 30{,}4}{2{,}45^2} = 44{,}45\ [\mathrm{kN/m^2}]$$

Seguidamente, calcula-se a massa total, M, da laje de referência. Pela consulta do Anexo C, conclui-se que o elemento de laje se trata de uma secção do tipo I, e como tal o recobrimento é desprezado, obtendo-se a massa total:

$$M = \frac{2500\ \mathrm{kg/m^3}}{1000\ \mathrm{kg}} \cdot 0{,}08\ \mathrm{m} = 0{,}200\ [\mathrm{ton/m^2}]$$

Como etapa seguinte, é necessário afetar a massa total pelo fator de transformação dinâmico (expressão (3.13)). A Tabela 18 presente no Anexo C, exibe diversos fatores de transformação para o elemento de laje simplesmente apoiado. Uma vez que se adotou uma distribuição uniforme de pressões e ao se considerar no limite o regime plástico, resulta que $K_{LM} = 0{,}66$.

$$m = M \cdot K_{LM} = 0{,}2 \cdot 0{,}66 = 0{,}132\ [\mathrm{ton/m^2}]$$

Após isto, homogeneíza-se o betão C30/37, o aço A500NR-SD e a malha electrossoldada A500ER:

$$\alpha_e = \frac{E_S}{E_C} = \frac{200}{32{,}73} = 6{,}11$$

A etapa seguinte será calcular o momento de inércia, tendo em conta o conceito de momento de inércia sob ações explosivas, referido no subcapítulo 3.1.2.2.

$$I_g = \frac{h^3}{12} = \frac{0{,}12^3}{12} = 144 \cdot 10^{-6} [\mathrm{m^4/m}]$$

Com a interpretação da Figura 76, verifica-se que para $\alpha_e = 6{,}11$ e $\rho = 0{,}006$, obtém-se um $F = 0{,}028$.

$$I_c = F \cdot d^3 = 0{,}028 \cdot 0{,}08^3 = 14{,}34 \cdot 10^{-6} [\mathrm{m^4/m}]$$

$$I_g = \frac{I_g + I_c}{2} = \frac{144 + 14{,}34}{2} \cdot 10^{-6} = 79{,}17 \cdot 10^{-6}\ [\mathrm{m^4/m}]$$

O próximo passo é ter em consideração os conceitos relativos aos métodos energéticos, presentes no subcapítulo 3.2.3. Deste modo, permite-se obter a resposta impulsiva em regime elástico, plástico e elasto-plástico. Sendo possível, por último, calcular a flecha resultante do impacto explosivo.

Em primeiro lugar, é necessário contabilizar o deslocamento da laje em regime elástico (y_e), que se encontra em função da rigidez elástica, K_e (ver Tabela 18 – Anexo C):

$$K_e = \frac{384 \cdot EI}{5 \cdot L^4} = \frac{384 \cdot 32{,}73 \cdot 80{,}71}{5 \cdot 2{,}45^4} = 5630{,}73\ [kN/m^2/m]$$

$$y_e = \frac{p_u}{K_e} = \frac{44{,}45}{5630{,}73} = 0{,}0079\ m$$

Finalmente, recorre-se à expressão (3.18) para se estimar o deslocamento máximo no elemento estrutural (y_m):

$$T_e = T_i \rightarrow y_m = \frac{\frac{i_r^2}{2 \cdot m}}{P_u} + \frac{1}{2} \cdot y_e = \frac{\frac{0{,}595^2}{2 \cdot 0{,}144}}{44{,}45} + \frac{1}{2} \cdot 0{,}0073 = 0{,}0315\ m$$

5.5.2 Simulação numérica da resposta da laje de referência

5.5.2.1 Calibração do modelo

A Figura 54 apresenta as etapas a que o modelo vai estar sujeito desde o pré-processamento até ao pós-processamento.

Tendo sido validadas anteriormente as propriedades mecânicas dos materiais e da ação explosiva, prossegue-se com a montagem do modelo. Deste modo, seguindo a ordem de definição do modelo na fase do pré-processamento (Figura 54), são admitidas as seguintes opções:

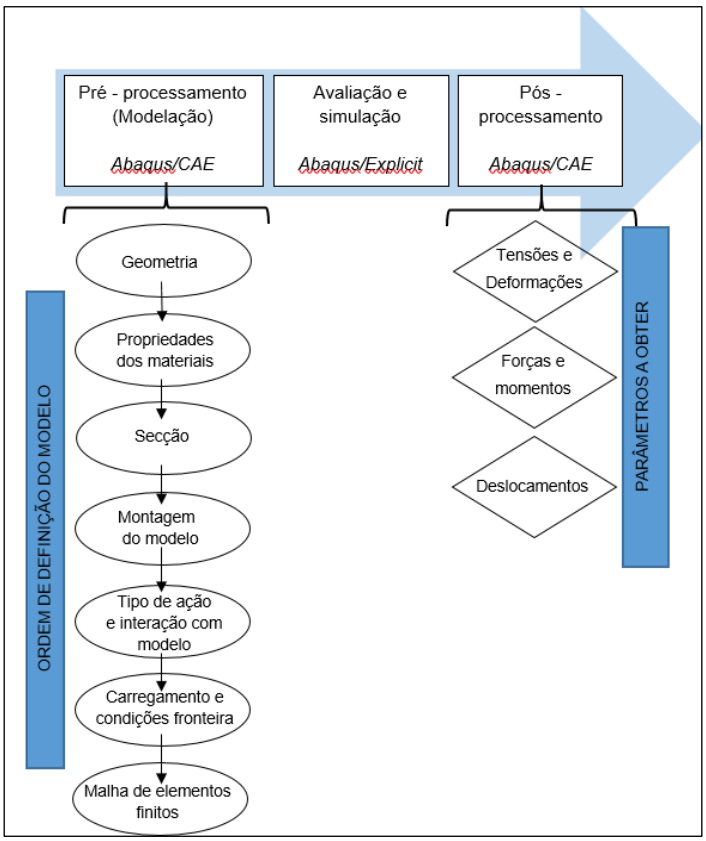


Figura 54: Fluxograma relativo à preparação do modelo no Abaqus

1). Na geometria do modelo, adotam-se as dimensões presentes na Figura 55. A dimensão do vão com 2,45 m resulta da simplificação esquematizada pela Figura 53 e são aplicados elementos S4R, definidos no subcapítulo 5.3.1;

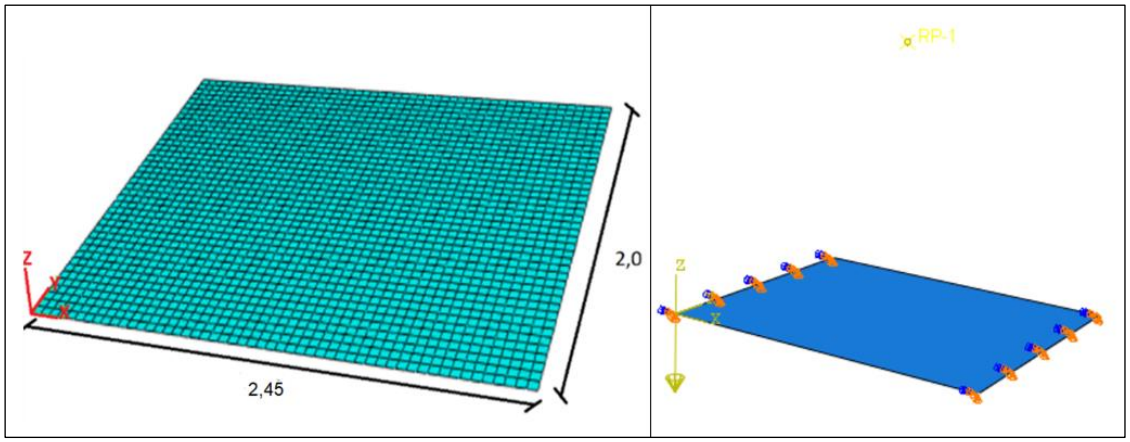


Figura 55: Malha de elementos finitos e distância da fonte explosiva à superfície

2). Propriedades dos materiais segundo a síntese presente na Tabela 11;

Tabela 11: Súmula das características dos elementos adotados no Abaqus

	Elemento Finito	**Peso volúmico**	**Modelo Constitutivo**	
			Domínio Elástico	Domínio após cedência
Laje de Betão	S4R	$25\ \mathrm{kN/m^3}$	• $\mathrm{v} = 0{,}2$; • $\mathrm{E} = 32{,}73\ [\mathrm{GPa}]$.	"Plastic": • $\mathrm{f_{c,din}} = 60{,}00\ [\mathrm{MPa}]$; • $\varepsilon_{\mathrm{cu3}} = \infty$
Colchão Reno e Seixo	C3D8R	$15{,}67\ \mathrm{kN/m^3}$	• $\mathrm{v} = 0{,}3$; • $\mathrm{E} = 4{,}535\ [\mathrm{MPa}]$.	"Mohr-Coulomb": • $\varphi' = 35°$; • $\mathrm{c}' = 20[\mathrm{kPa}]$; • $\psi' = 0$;

•

3). No carregamento dinâmico, conduzido pelo *ConWep*, admitem-se cargas explosivas, W=5,94kg TNT e W=30kg TNT. A carga de 5,94 kg representa a quantidade usada nos ensaios experimentais e a carga de 30 kg é adotada para explorar o domínio plástico do modelo. Ambas as cargas foram distanciadas a 2 m da laje de referência (ver Figura 55), respeitando a distancia mínima para que a onda de choque possa ser equivalente a uma distribuição uniforme de pressões (UFC 3-340-02, 2008). Tendo em conta esta distância e o esquema da Figura 6, verifica-se a não formação da frente Mach na região da laje.

Para simular a carga explosiva usada nos ensaios, ilustrada na Figura 28, é admitida simplificadamente no *Abaqus* uma carga esférica, que tal como a carga cilíndrica dos ensaios, permite a propagação perfeita da onda explosiva (ver subcapítulo 2.3.1).

4). Numa primeira simulação do elemento sob os efeitos da ação explosiva, obteve-se um gráfico deslocamento – tempo, cuja frequência se aproximava dos $5\ \mathrm{ciclos}/0{,}2\ \mathrm{segundos}$, ou seja $\mathrm{f} \approx 25\mathrm{Hz}$. O que equivale a um período $\mathrm{T} = 0{,}04$ s. Para se obter um traçado aceitável da curva, estipulou-se contabilizar 10 pontos por ciclo, resultando numa variação máxima no tempo $\Delta\mathrm{t_{máx}} = 0{,}04/10 = 0{,}004\mathrm{s}$.

Assim, numa análise $t = 1s$, obtêm-se 250 incrementos no tempo. Visto que poderão haver fases no modelo mais criticas e que requeiram mais pontos de análise, foi adotado um intervalo confortável com 300 incrementos no tempo (Δt);

5). A correta otimização do modelo depende da obtenção de resultados numéricos precisos, e do tempo de processamento desses mesmos resultados. Deste modo, pretende-se calibrar uma malha de elementos finitos que permita a obtenção de resultados precisos e submetidos a um tempo de análise reduzido.

Para a análise da sensibilidade da malha, foi aplicado uma força uniformemente distribuída de 15 kN/m^2 ao longo de dez intervalos iguais no tempo. O elemento *shell* foi discretizado nas direções "a" e "b" apresentadas na Figura 55 .

. A abordagem desta análise, consistiu em ter como linha de partida uma malha com poucos elementos e refinar progressivamente até se obter uma quarta malha.

Tabela 12: Estudo de sensibilidade de diferentes malhas

Malha Nº	Direção a (nº EF)	Direção b (nº EF)	Total EF
1	14	11	154
2	26	20	520
3	49	40	1960
4	87	67	5829

Constata-se que a diferença entre as malhas analisadas foi pouco substancial. Contudo, através da análise da Figura 56, verifica-se que a Malha EF nº3 apresenta um andamento $F - \delta$ que converge para os resultados obtidos da Malha EF nº2 e da Malha EF nº4. Deste modo, conclui-se que a Malha EF nº3 apresenta resultados precisos e permite que o tempo de processamento seja aceitável.

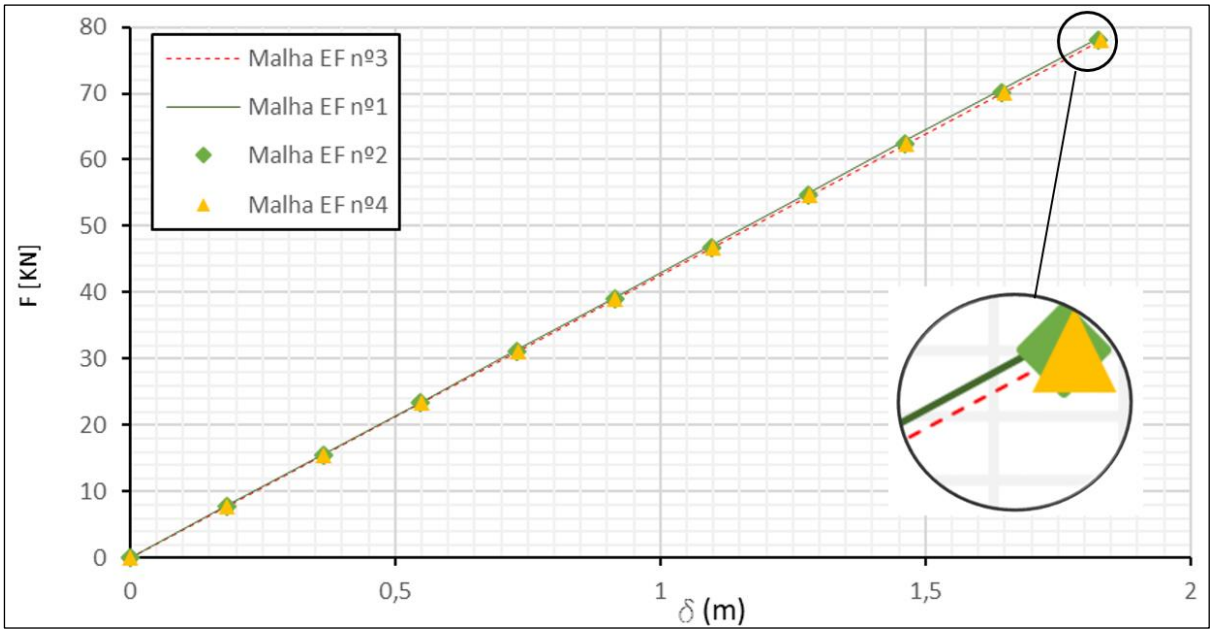


Figura 56: Estudo de sensibilidade de diferentes malhas

6). Para respeitar a condição simplesmente apoiada da laje, foi admitido num dos bordos com 2,0m as seguintes condições de apoio: $U_X = U_Y = U_Z = UR_X = 0$. No bordo remanescente foi adotado: $U_Z = UR_X = 0$. Para garantir que eram considerados os pesos próprios e qualquer carga externa aplicada no modelo, foi considerada uma aceleração gravítica, $g = 9{,}81 m/s^2$.

Resultados iniciais

Primeiramente é analisada a onda explosiva aplicada num elemento finito coincidente com o centro da laje ao longo do tempo. São simultaneamente aplicadas duas cargas com diferentes quantidades, respeitando as condições anteriormente definidas. W=5,94 kg TNT é a quantidade de carga usada na campanha experimental e a carga W=30kg foi arbitrada para servir de base comparativa. O algoritmo *Conwep* permite que seja obtida a pressão da onda incidente em função do tempo. Obtém-se um valor de pico de pressão da onda "P(t) - 30kg" de 14,22 MPa, enquanto que a "P(t) - 5kg" atinge um pico de $3{,}56\ \mathrm{MPa}$. Na Figura 57 é visível que "P(t) - 30kg" atinge o centro da laje num tempo mais reduzido do que "P(t) - 5kg". Ou seja, uma carga superior permite a formação de uma onda de choque com velocidade superior e assim o elemento é atingido num período de tempo mais reduzido.

Seguidamente, com apoio do subcapítulo 3.3, analisam-se os efeitos que as ondas de choque da carga correspondente aos ensaios teriam num ser humano. Sabendo que o limite máximo de pressão de um humano em exposição com uma onda de choque é de $0{,}83\ \mathrm{MPa}$, para uma pressão de $\mathrm{P_{S0}} = 3{,}56\mathrm{MPa}$, os danos seriam letais.

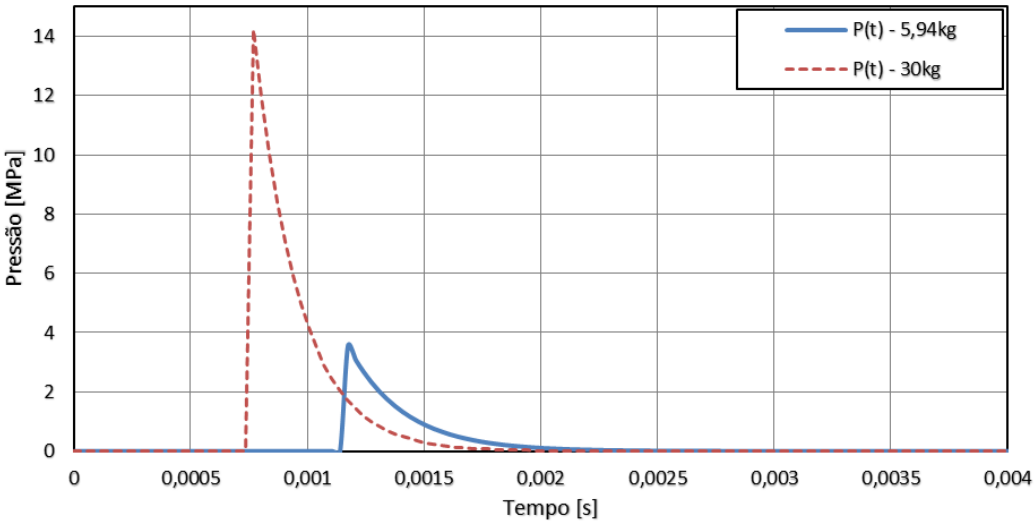
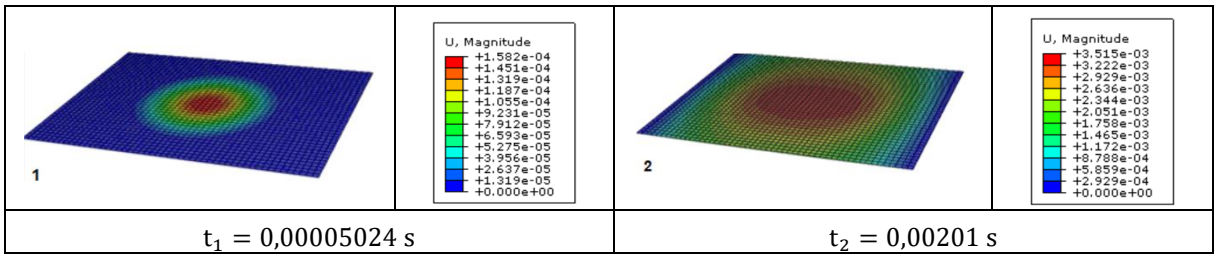


Figura 57: Gráfico de Pressão da onda de choque para W=5,94kg e W=30kg

Ao se atingir esta etapa no pós-processamento, é importante compreender o comportamento global dos deslocamentos nos elementos finitos. O campo de deslocamentos encontra-se presente na Figura 58, onde se indicam as regiões da laje mais afetadas no decorrer do evento explosivo. Por outro lado, as ilustrações permitem concluir que o modelo tende a aproximar-se do mecanismo de rotura cilíndrico, característico de uma laje simplesmente apoiada em dois bordos.



$\mathrm{t_1} = 0{,}00005024\ \mathrm{s}$	$\mathrm{t_2} = 0{,}00201\ \mathrm{s}$

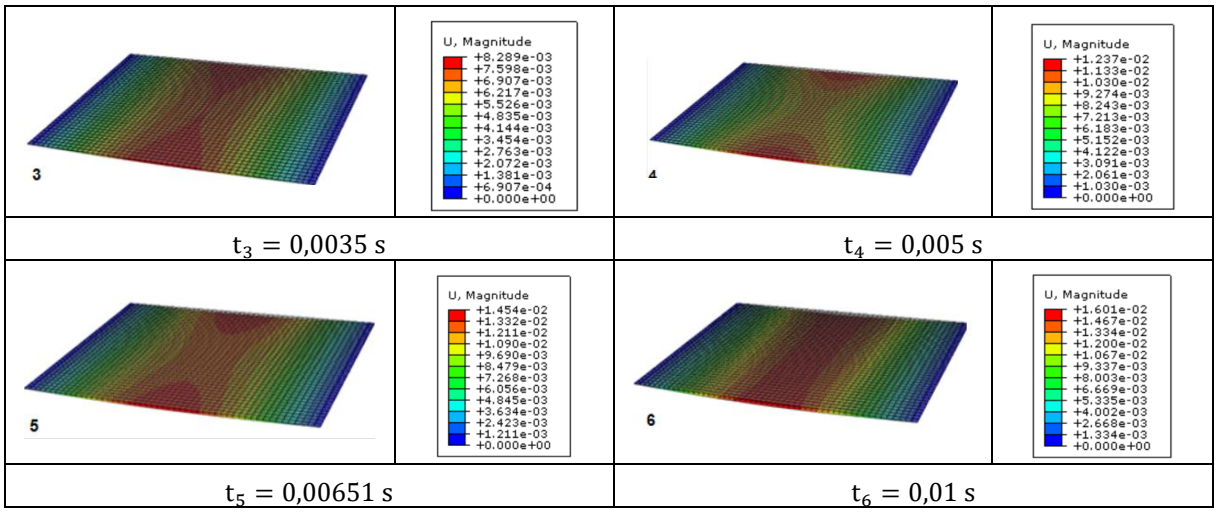


Figura 58: Gráfico de Pressão da onda de choque para W=5,94kg e W=30kg

Após esta avaliação global, é necessário contabilizar o deslocamento máximo nas zonas criticas. Como se pode verificar através da Figura 58, os deslocamentos a meio vão atingem os valores mais elevados (escala de magnitude de deslocamentos encontra-se definida em metros). Portanto, opta-se por um nó, presente nesta região e constrói-se um gráfico deslocamento-tempo, representado através da Figura 59. De acordo com a Figura 59, verifica-se que próximo de $t = 0{,}01\ [s]$ obtêm-se os deslocamento máximos de $\delta = -17{,}8\ [mm]$ para a carga $W = 5{,}94\ kg$ e $\delta = -65{,}72\ [mm]$ para a carga $W = 30kg$.

Seguidamente, analisam-se os efeitos que a onda teria após ter incidido na superfície da laje. Uma vez que a carga explosiva (RP-2) no plano xy (ver Figura 55) se encontra centrada com o centro geométrico da laje e considerando as opções tomadas na modelação, obtém-se um ângulo de incidência $\alpha = 0°$. Retornando ao subcapítulo 2.4.2, é possível concluir que se trata de um caso de reflexão normal (expressão (2.14)), onde $P(t) = P_{R0}(t)$. Conclui-se que a onda refletida seria a que provocaria maiores danos maiores danos, caso se encontrasse um alvo próximo do elemento estrutural

Realizando uma análise comparativa da Figura 59 com a Figura 57, é visivél que a resposta da laje de referência em ambas as cargas ocorre em $t = 0{,}01\ [s]$, bem após o momento do pico de pressão ($t = 0{,}001\ [s]$ – média de tempo estimada para as duas cargas). Repare-se também que para a carga de quantidade superior W=30 kg, obtém-se uma amplitude mais elevada entre o deslocamento máximo e minimo.

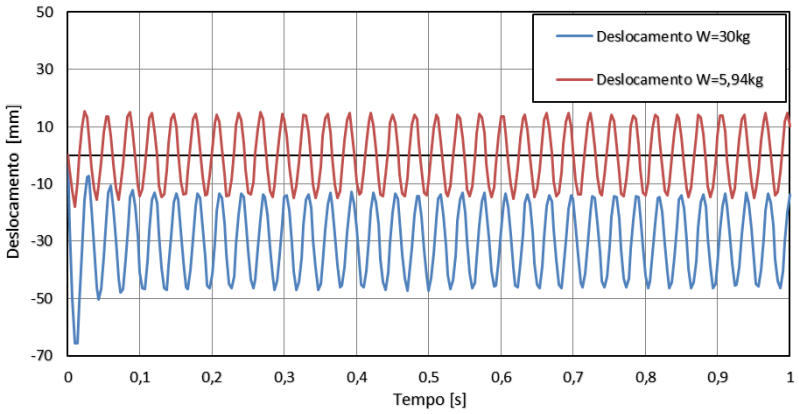


Figura 59: Evolução do deslocamento inicial da laje de referência para W=7kg e W=30kg

Seria expectavél uma diminuição da variação de deslocamento. No entanto, a partir de $t = 0{,}033\ [s]$, os ciclos de deslocamento da laje ilustrados na Figura 59, apresentam ciclos de variação de deslocamento constante, como resultado da ausência de amortecimento

Assim, para que seja possivel aproximar a simulação do modelo ao comportamento real da laje, é tomada como hipótese, a necessidade de incluir amortecimento do material, apoiado numa análise dinâmica.

O amortecimento de Rayleigh é computacionalmente eficiente e obtém-se através da expressão (5.2).

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \tag{5.2}$$

onde,

M = Massa total do elemento [kg];

K = Rigidez total do elemento [N/m];

α = Constante com unidades de s^{-1}, calculada através da expressão (5.3);

β = Constantes com unidades de s, calculada através da expressão (5.4).

$$\alpha = \frac{2 \cdot \omega_1 \cdot \omega_2 \cdot (\omega_2 \cdot \xi_1 - \omega_1 \cdot \xi_2)}{(\omega_2^2 - \omega_1^2)} \tag{5.3}$$

$$\beta = \frac{2 \cdot (\omega_2 \cdot \xi_2 - \omega_1 \cdot \xi_1)}{(\omega_2^2 - \omega_1^2)} \tag{5.4}$$

As expressões (5.3) e (5.4) encontram-se em função do coeficiente de amortecimento viscoso (ξ) e da frequência natural (ω) dos dois primeiros modos. O EC8 ((IPQ, 2010)) sugere que para estruturas em betão armado seja considerado, na grande maioria, um coeficiente de amortecimento viscoso, $\xi = 5\%$.

As frequências naturais da laje têm de ser avaliadas através de uma análise modal no software Abaqus. Deste modo, são solicitados os seis primeiros modos de vibração e as suas correspondentes frequências. Através dos resultados expostos na Tabela 13 e das ilustrações presentes na Figura 60, verifica-se que o modo fundamental de vibração assume uma frequência $f = 29{,}26\ Hz$. Portanto, é o modo de vibração que oferece menor resistência à deformação.

Tabela 13: Frequência e período dos 6 primeiros modos de vibração

MODOS	FREQUÊNCIA [Hz]	PERÍODO [s]	FREQUÊNCIA NATURAL (rad/s)	MOVIMENTO
1º	29,26	0,0338	185,73	1º modo de flexão segundo o eixo “Y”
2º	60,05	0,0167	377,31	1º modo de flexão segundo o eixo “X”
3º	116,60	0,0086	732,62	2º modo de flexão segundo o eixo “Y”
4º	155,44	0,0064	976,66	2º modo de flexão segundo o eixo “X”
5º	157,87	0,0063	991,93	3º modo de flexão segundo o eixo “X”
6º	259,19	0,0039	1628,54	2º modo de flexão segundo o eixo “Y”

A Figura 60 ilustra que o primeiro modo de vibração coincide com o com o modo de deformação da laje sujeita ações explosivas. O segundo modo de vibração revela fexão em relação ao eixo “x” com curvaturas diferentes nos bordos livres, devido à restrições das condições de apoio no modelo. Destaca-se que o primeiro modo é o mais representativo da deformação induzida pela explosão.

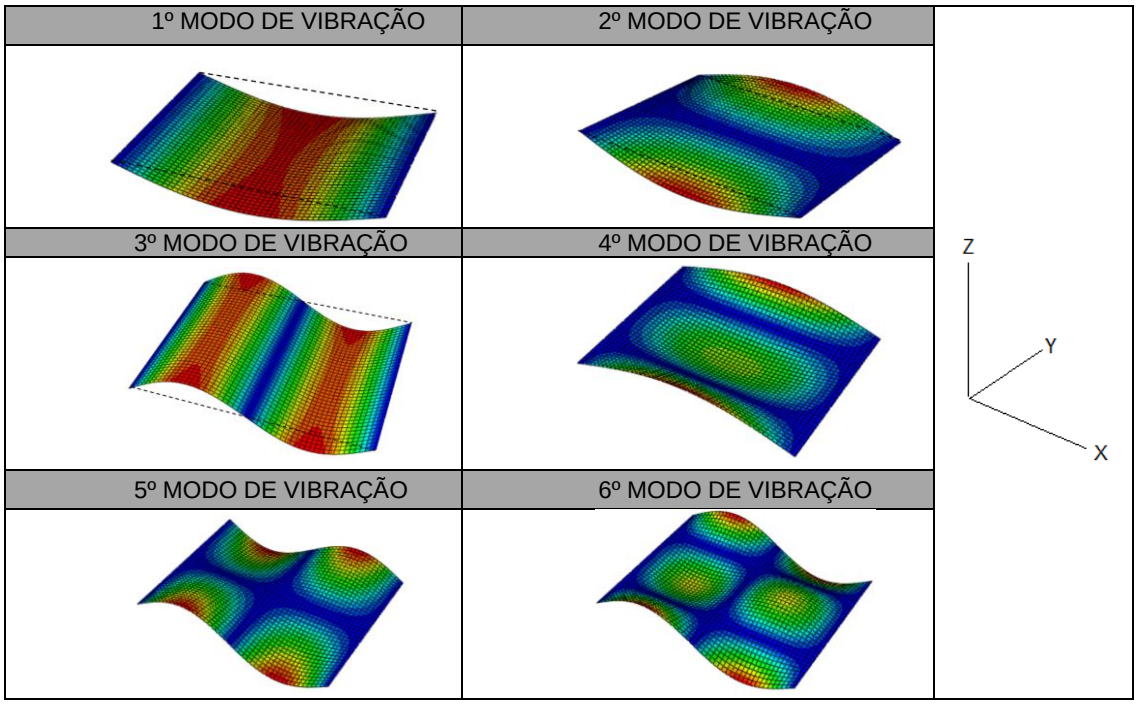


Figura 60: Configuração dos 3 primeiros modos de vibração

Com as frequências naturais determinadas na Tabela 13, é possível obter as contantes α, β, através das expressões (5.3) e (5.4), respetivamente:

$$\alpha = \frac{2 \cdot 185{,}73 \cdot 377{,}31 \cdot (377{,}31 \cdot 0{,}05 - 185{,}73 \cdot 0{,}05)}{(377{,}31^2 - 185{,}73^2)} = 14{,}687\ [\mathrm{s}^{-1}]$$

$$\beta = \frac{2 \cdot (\omega_2 \cdot \xi_2 - \omega_1 \cdot \xi_1)}{(\omega_2^2 - \omega_1^2)} = 0{,}000109\ [\mathrm{s}]$$

A função (5.5) relaciona as frequências naturais (ω_r) com o coeficiente de amortecimento viscoso (ξ_r). Ao serem aplicados na expressão (5.5), os valores das constantes anteriormente calculados, obtém-se o gráfico ilustrado na Figura 61. Observa-se que as duas frequências apresentam o mesmo coeficiente de amortecimento viscoso, $\xi_r = 0{,}05$, nas ordenadas do gráfico. Deste modo, verificou-se que o modelo assimilou com êxito o amortecimento adotado.

$$\xi_r = \frac{\alpha}{2 \cdot \omega_r} + \frac{\beta \cdot \omega_r}{2} \tag{5.5}$$

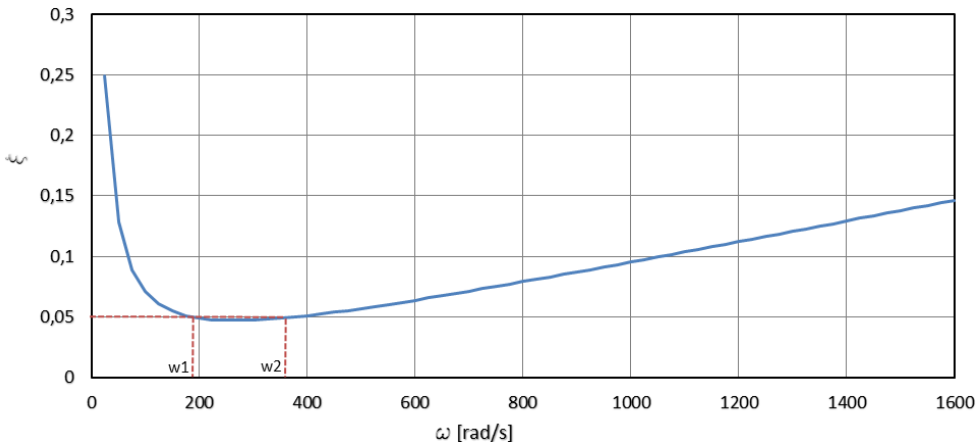


Figura 61: Frequência natural vs. coeficiente de amortecimento viscoso

Seguidamente, aproveitando a análise modal efetuada e recorrendo aos 3 primeiros modos de vibração é possível redefinir algumas opções tomadas no modelo.

Retomando ao ponto 4 das opções tomadas na modelação, pretende-se novamente verificar e garantir um correto incremento no tempo Δt . Como a frequência máxima dos 3 primeiros modos é igual a $f = 116{,}60\ \mathrm{Hz}$, aproxima-se em excesso um $f_{máx} = 120\ \mathrm{Hz}$. Resulta num $T_{máx} = 0{,}00833\ s$. Garantindo-se 10 pontos por cada período de tempo, resulta num intervalo de tempo entre cada ponto de $\Delta t = \frac{0{,}00833}{10} = 0{,}000833\ s$. O que permite obter o total de incrementos num segundo se análise: $1/0{,}000833 = 1200$.

Finalmente, tendo em conta a redefinição de determinados pressupostos do modelo, o amortecimento introduzido no *Abaqus* pelas constantes α, β de Rayleigh e o cruzamento das repostas da ação e da laje, vão ser recalculadas as deformações dadas pelos deslocamentos. A Figura 62 representa os deslocamentos com amortecimento acoplado para as duas situações de carga. É visível um amortecimento notável, sendo que a em $t = 0{,}3\ s$ as variações no deslocamento são bastante reduzidas e em $t = 0{,}6\ s$ o deslocamento é constante.

Para a quantidade de carga explosiva usada nos ensaios W = 5,94 kg é possível verificar que a laje do modelo numérico apresenta uma flecha residual final muito reduzida ($\delta \approx 0{,}01\ \mathrm{mm}$). Em contrapartida, a carga de W = 30 kg gera um deslocamento residual de 19 mm. É possível depreender, que o aumento da carga explosiva, permitiu que a laje explorasse mais o comportamento plástico.

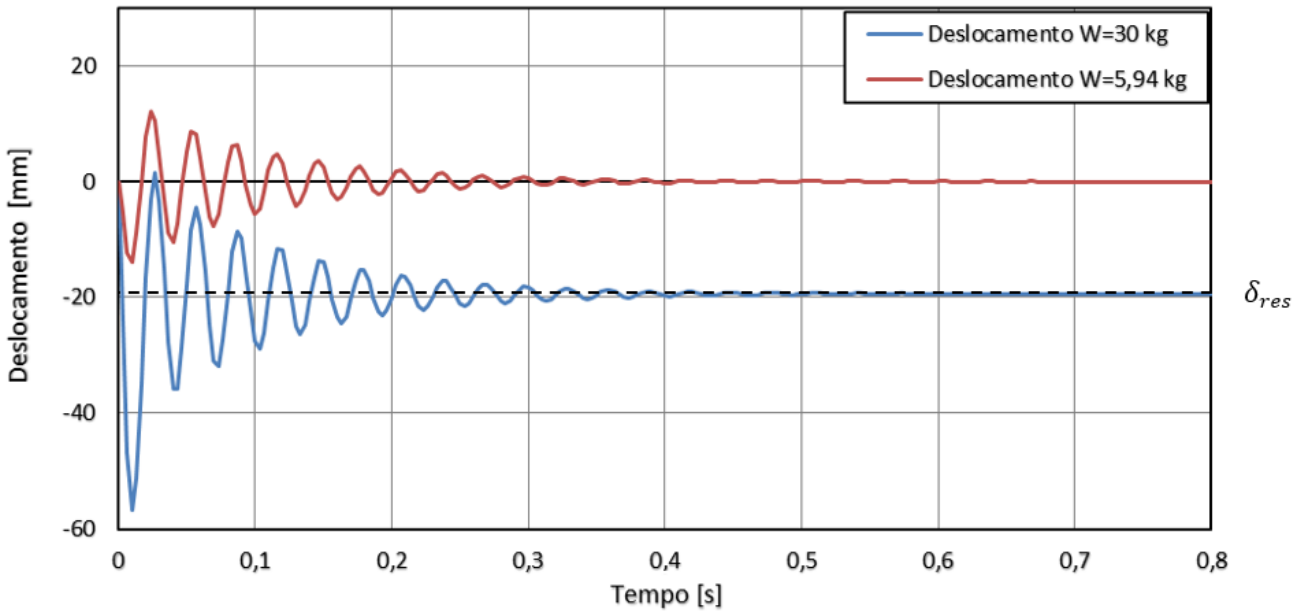


Figura 62: Evolução do deslocamento da laje de referência com amortecimento para W=5,94kg e W=30kg

Paralelamente à análise de deslocamentos, é interessante avaliar as tensões obtidas no modelo ao longo da ação. A

Figura 63 indica o nível de tensões segundo o critério de cedência de Von Mises, cujos resultados são obtidos pela leitura da legenda a). Em b), as tensões decorrentes da ação explosiva atingem o valor máximo $f_{c,din} = 60{,}00\text{MPa}$, atingindo-se o patamar de cedência do material. Após a passagem da onda de choque, a laje recupera gradualmente até retomar ao valor nulo de tensões.

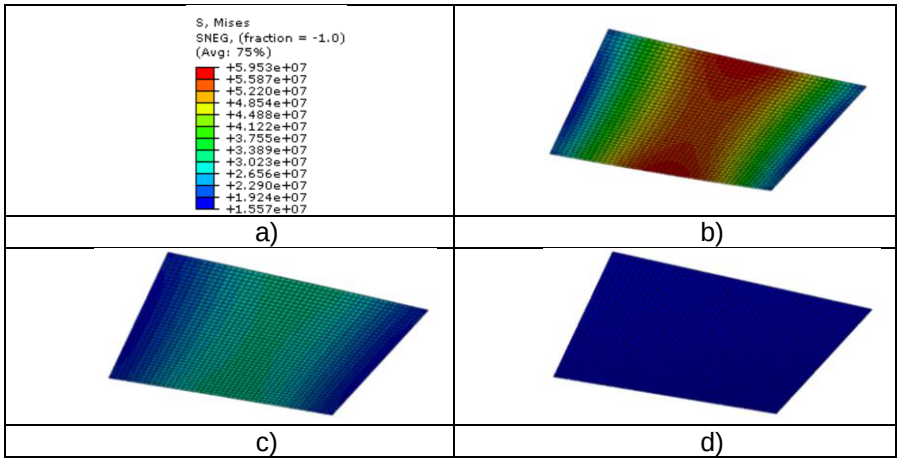


Figura 63: Tensões presentes na laje de referência b), c), d)

Para fazer uma analise mais detalhada das tensões e extensões nos elementos ao longo da passagem da onda de choque, foi considerado um EF do ponto central da laje sujeito às duas diferentes cargas em análise. Seguidamente, construiu-se o gráfico da Figura 64 através dos valores obtidos de tensão e deformação ao longo do período de tempo em análise. Verificou-se um valor máximo de extensão para $W = 5{,}94\ \text{kg}$ de $\varepsilon = 0{,}0058$, enquanto que para $W = 30\ \text{kg}$ verificou-se $\varepsilon = 0{,}0064$. As superiores deformações constatadas para $W = 30\ \text{kg}$, explicam os elevados deslocamentos da Figura 62.

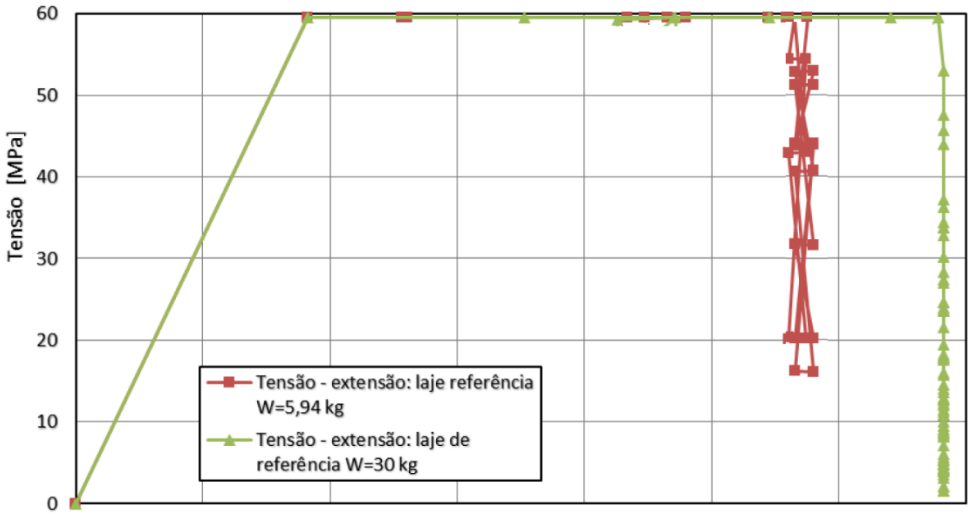


Figura 64: Relaçãotensão-extensão ($\sigma - \varepsilon$) para W=5,94kg e W=30kg

<u>Comparação dos resultados obtidos com o modelo numérico</u>

Através da Tabela 14, é possível verificar que, face aos resultados experimentais, o modelo numérico da laje apresenta deslocamentos máximos na ordem dos 48% de diferença. Por outro lado, após a passagem da onda de choque, a laje apresenta uma diferença de 87% de deslocamento entre os resultados medidos e os valores numericamente obtidos. Deste modo, verifica-se que segundo a carga explosiva aplicada ($W = 5{,}94\ \mathrm{kg}$), a resposta do modelo numérico apresenta danos mais reduzidos do que os verificados nos ensaios. À exceção das diferenças constatadas nos valores de deslocamentos, o modelo numérico do elemento estrutural apresenta uma resposta adequada à simulação do evento explosivo recriado pelo *ConWep.*

Tabela 14: Diferenças entre o modelo experimental e o modelo numérico para a laje de referência

Deslocamento [mm]	Máximo	Residual final
Ensaio Experimental	28,5	4,3
Modelo numérico	17,8	0,01
Diferença [%]	48	87

<u>Comparação do modelo analítico com o modelo numérico</u>

Comparando a análise analitica com a numérica, para um $W = 5{,}94\ \mathrm{kg}$ é possivel constatar uma variação de deformação entre estes dois métodos de $\Delta d = 19\ \mathrm{mm}$. Em termos genéricos, esta diferença prende-se com a acção e com o modelo constitutivo adoptado.

A acção dinâmica, é contabilizada pelo modelo numérico por intermédio do *ConWep* que permite um desenvolvimento temporal da onda de pressão, enquanto que o modelo analitico é isento de um comportamento dinâmico ao longo do tempo. Ao quantificar a acção em termos de pressão incidente, em $Z = 1{,}104\ \mathrm{m/Kg^{1/3}}$, obtém-se para o modelo analitico, $P_{S0} = 0{,}812\ \mathrm{MPa}$, e para o modelo numérico, $P_{S0} = 3{,}56\ \mathrm{MPa}$. Esta diferença de resultados advém dos algoritmos considerados para os dois tipos de abordagem.

A segunda causa está relacionada com as hipóteses relativas aos modelos constitutivos dos materiais. Note-se que o betão armado foi assumido de forma simplificada como homogénea e apenas foi considerado o modelo elasto-plástico. Não obstante, esta encontra-se isenta da rotura frágil, tipica do betão, visto se considerar elementos finitos do tipo S4R munidos de rotações e apresentar os mesmos patamares de cedência quer à compressão quer à tração. Por outro lado a deformação máxima não é limitada para permitir que seja explorada a deformação e para que sejam visiveis danos.

Em ambos os modelos, encontra-se assumido o comportamento elástico e o comportamento plástico. No modelo analitico verifica-se um acréscimo significativo de deformações desde a cedência, $y_e = 0{,}0073\mathrm{m}$ até ao deslocamento máximo, $y_m = 0{,}0368\mathrm{m}$, de $504\ \%$. Em relação ao modelo numérico (Figura 64), é visivel um aumento menos considerável de deformações, onde se verificou um aumento de $316\ \%$ entre o instante da cedência e o instante de deformação máxima do patamar plástico.

Na formulação do modelo analitico, verifica-se que a componente elástica é afetada pelo carregamento dinâmico na inércia (I) e pelo momento resistente dinâmico $(M_{r,din})$, onde se encontram dependentes dos valores das propriedades mecânicas das armaduras da laje. Por outro lado, no patamar de comportamento plástico, a flecha máxima é extraida através do emprego dos métodos energéticos.

Reitera-se que os dois modelos têm considerações de base bastante distintas. Sendo que o modelo analitico do UFC 3-340-02 (2008) apresenta valores mais conservativos e permite uma análise expedita dos efeitos num dado elemento estrutural, no entanto, carece de análise temporal da ação e não permite uma avaliação tridimensional do elemento e, consequentemente, não é possivel a avaliação de pontos criticos. Assim sendo, o modelo numérico da laje de referência será o indicador dos efeitos da ação explosiva e irá permitir nas próximas secções a medição de danos no elemento estrutural.

5.6 A resposta da laje com a proteção do colchão reno e material granular

5.6.1 Considerações na modelação da proteção

Como verificado no anterior capítulo de ensaios experimentais, a tipologia de proteção colchão reno e material granular assume uma composição heterogénea. Face ao grau de complexidade, que requer a sua aplicação num modelo de elementos finitos, torna-se necessário simplificar determinados parâmetros.

A proteção de material granular caracteriza-se por apresentar um intervalo de granulometria elevado e uma geometria irregular. A especial atenção dada ao confinamento, materializada pela malha do colchão e pela distribuição cuidada do agregado na execução, permitiu que as partículas de seixo ficassem em contacto em diversos pontos (Figura 65). Como se pode verificar através da Figura 65, foi admitido no *software Abaqus* um modelo contínuo composto por elementos finitos do tipo C3D8R (ver subcapítulo 5.4.1) e adotaram-se as leis constitutivas anteriormente propostas para este tipo de material.

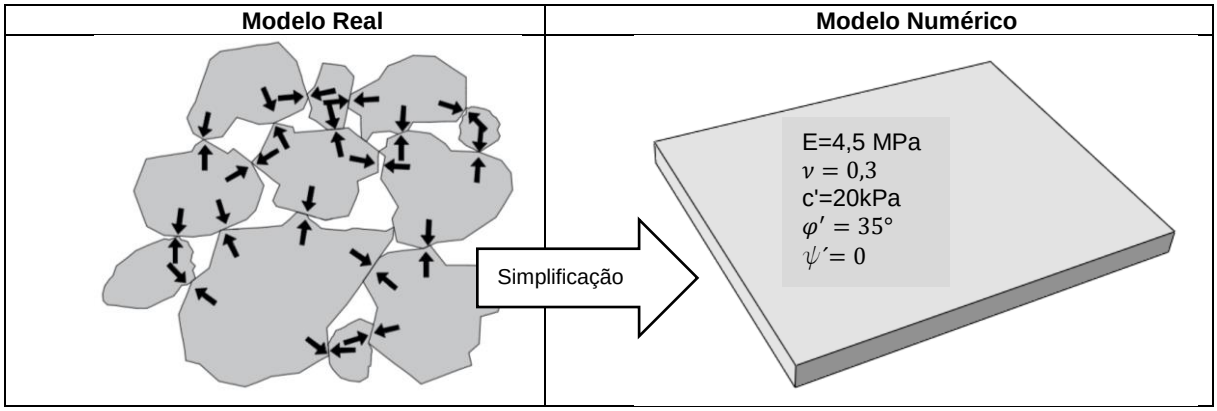


Figura 65: Simplificação da proteção adotada no Abaqus

Considerou-se que o elemento finito da proteção teria a dimensão igual à adotada no elemento finito de laje (S4R). Isto permite coincidir os nós dos elementos e assim garantir a compatibilidade de deslocamentos e rotações. Assim, obtém-se um total de 6240 elementos para uma espessura de 16 cm e de 8580 elementos para uma espessura de 22 cm.

Como verificado, camada protetora sobreposta com a laje de referência, provoca uma consequente alteração da distância entre a fonte explosiva e primeira face em contacto (*stand-off).* Deve-se atender a este facto no *Abaqus*, através da consideração de diferentes distâncias que se compreendem entre a fonte explosiva e a primeira superfície em contacto com a onda de choque.

Numa das fases do processo de modelação, foi necessário simular o contacto entre a laje e a proteção. Assim, os elementos finitos que simulam a proteção estão ligados aos elementos finitos da laje, através de elementos de interface que asseguram a compatibilidade entre as tensões normais, e entre as tensões de corte. Para as tensões de corte, assume-se um valor máximo determinado a partir do coeficiente de atrito entre o betão e seixo, igual a 0,6, sugerida por Interface Materials (1992). Para que seja possível uma completa compatibilidade de deslocamentos e rotações dos diferentes tipos de elementos finitos entre os diferentes materiais, define-se uma restrição do tipo *Tie*. Esta função do *Abaqus* permite que para duas diferentes superfícies, as translações e rotações tomem comportamentos iguais.

5.6.2 Resultados obtidos e = 0,16 m

A Figura 66 ilustra o deslocamento obtido na laje protegida com a camada colchão reno e material granular submetida aos efeitos de 5,94 kg TNT. Relembra-se que com a inclusão da proteção com $\mathrm{e} = 0{,}16\ \mathrm{m}$, o *stand-off* do modelo vai ser alterado para 1,84 m. A escolha da malha de elementos finitos, a duração do período de análise de $1s$ e os pormenores de contacto acima mencionados criaram condições para elevados tempos de processamento. Em média registou-se uma duração de 11h por cada simulação.

Através da observação da Tabela 15 e da Figura 66, é possível verificar uma diferença no deslocamento máximo de 48%, entre o ensaio experimental e o modelo obtido no *Abaqus.* Comparativamente com a laje de referência, obteve-se um aumento de deformação residual final devido à parcela condicionante do peso da proteção.

Por outro lado, comparando com o valor das deformações residuais dos ensaios numéricos com os resultados registados nos ensaios, observou-se uma diferença relevante de 87%.

Tabela 15: Diferenças entre o modelo experimental e o modelo numérico para a proteção e = 0,16m

Deslocamento [mm]	Máximo	Residual final
Ensaio Experimental	18,9	4,0
Modelo numérico	10,8	0.5
Diferença [%]	48	87

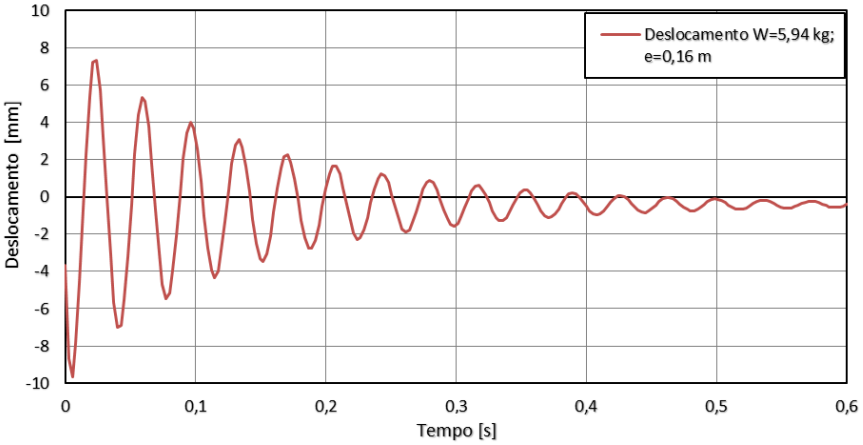


Figura 66: Deslocamento da laje com uma proteção e = 0,16 m

Com o incremento desta espessura de proteção, verificou-se um andamento dos deslocamentos ao longo do tempo muito semelhante ao registado anteriormente para a laje de referência. Realizando uma análise de tensões, exposta a partir da Figura 67, verifica-se um pico máximo de tensões de $f_{c,din} = 60{,}00\ \mathrm{MPa}$, através do qual são mobilizadas as deformações no elemento. Novamente se verifica, que após este pico, os valores das tensões presente da laje sofrem um decréscimo até atingir valores nulos.

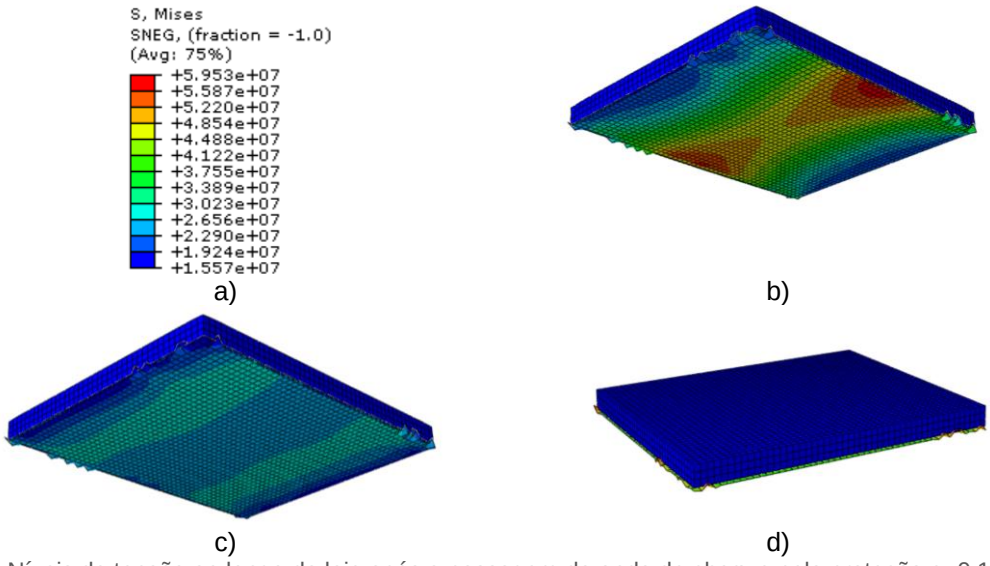


Figura 67: Níveis de tensão ao longo da laje após a passagem da onda de choque pela proteção e=0,16m

Mesmo tendo sido considerada a mesma dimensão em todos os elementos finitos e garantidas as condições de contacto é possível observar, na Figura 67, distorções pontuais nas arestas inferiores dos bordos. Presume-se que esta ocorrência esteja relacionada com pormenores de ligação dos diferentes elementos das superfícies em contacto, onde neste caso estão dispostas em interseções perpendiculares. De qualquer das formas, este pormenor não interfere com os resultados que se pretendem obter a meio vão do elemento estrutural.

5.6.3 Resultados obtidos e = 0,22 m

Ao se adicionar a proteção com e = 0,22 m, é alterado novamente o *stand-off* para 1,78 m. O aumento de espessura do colchão provocou o aumento do número de EF e, consequentemente, o tempo de processamento foi de 13 h em cada simulação efetuada.

O gráfico ilustrado na Figura 68, apresenta um valor máximo de deformação de 13,6 mm, o que difere em 42 % com o resultado obtido no ensaio experimental. Pela Tabela 16, é possível constatar uma diferença de 80 % entre os resultados do ensaio experimental e os resultados numéricos.

Por fim, observa-se que à semelhança da proteção com $e = 0{,}16\ \mathrm{m}$, a deformação residual na proteção com $e = 0{,}22\ \mathrm{m}$ compreende resultados numéricos inferiores aos verificados nos ensaios experimentais.

Tabela 16: Diferenças entre o modelo experimental e o modelo numérico para a proteção e = 0,22m

Deslocamento [mm]	Máximo	Residual final
Ensaio Experimental	23,5	7,0
Modelo numérico	13,6	0.8
Diferença [%]	42	88

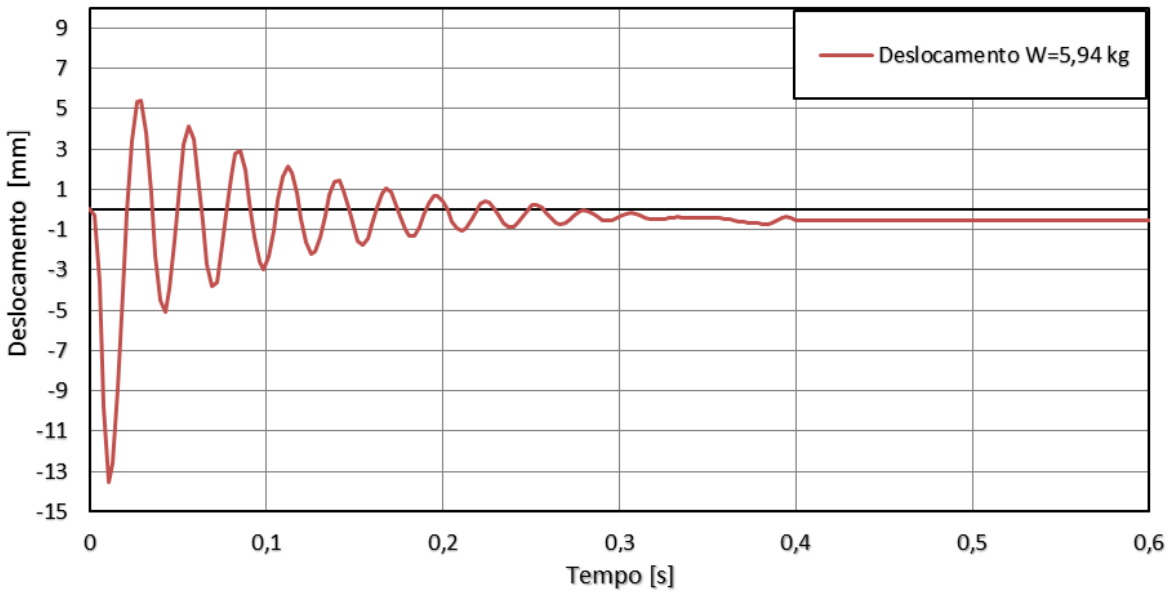


Figura 68: Gráfico do deslocamento da laje com uma proteção e = 0,22 m

5.6.4 Comparação dos resultados dos três ensaios

Na Figura 69 efetua-se a comparação entre as flechas iniciais medidas nos ensaios e obtidas no modelo numérico. Como se pode constatar, em todos as lajes consideradas, os valores medidos nos ensaios são significativamente superiores aos obtidos no modelo numérico. Verifica-se também, um aumento de deslocamentos, do elemento estrutural, proporcional ao aumento de espessura do sistema de proteção. Assim, antes de ser despoletada a ação explosiva, já se encontram deformações na laje devido ao considerável peso volúmico do material granular. Importa também referir que, nos ensaios experimentais, o método de medição da flecha inicial não permite resultados precisos.

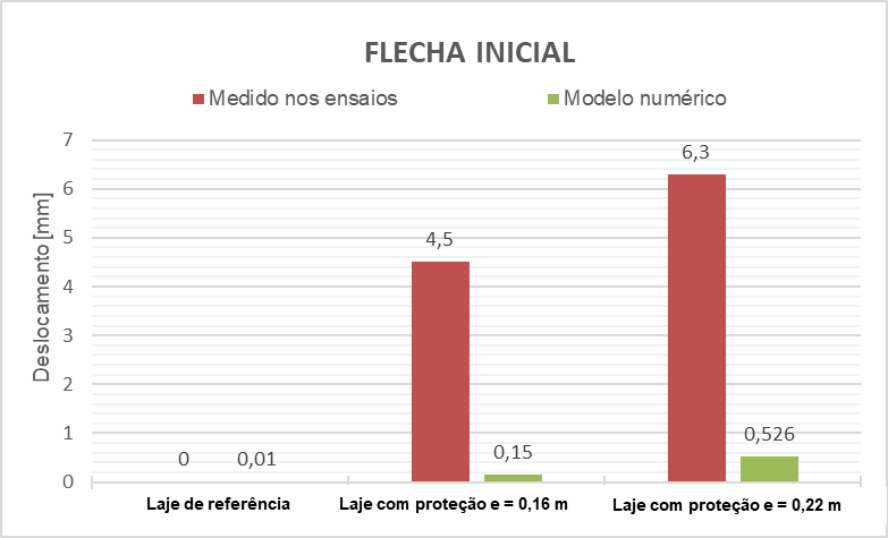


Figura 69: Comparação das deformações inicias

Compiladas as deformações máximas, na Tabela 17, verificam-se diferenças apreciáveis entre os valores medidos e os valores retirados no modelo numérico. Em primeiro lugar, indo ao encontro do que foi referido anteriormente, a laje de referência comporta uma diferença considerável de valores máximos de deformação, que são apontadas aos pressupostos tomados na definição do modelo de

laje (Figura 70). Ainda com o apoio da Figura 70, exibe-se que os resultados obtidos pela abordagem analítica, apresentam valores de deformação máxima acumulada superiores aos ensaios e ao modelo numérico.

No segundo caso, respeitante à laje com 0,16 m de proteção, verifica-se uma diminuição da deformação máxima, tanto nos valores medidos experimentalmente como nos valores obtidos numericamente. No que compete ao terceiro ensaio, a par dos valores medidos e relatados no subcapítulo 4.7.3, o modelo numérico apresenta um aumento de deformações face ao verificado no segundo ensaio.

Tabela 17: Comparação dos valores de deformação máxima acumulada

Ensaio	Tipo	Valores medidos experimentalmente [mm]	Valores obtidos no modelo numérico [mm]	Diferença [mm]	Erro [%]
1º	Laje referência	28,5	17,8	10,7	38
2º	Laje com proteção e = 0,16m	18,9	10,8	8,1	43
3º	Laje com proteção e = 0,22m	23,5	13,6	9,9	42

Ao se observar os resultados da Tabela 17, realça-se que em todas as situações, verificaram-se a mesma ordem de magnitude de danos nos valores medidos e nos valores numéricos. Referem-se por ordem crescente: laje com proteção $\mathrm{e} = 0{,}16\ \mathrm{m}$, laje de referência e laje com proteção $\mathrm{e} = 0{,}22\ \mathrm{m}$. A partir da Tabela 17, observa-se que as diferenças das deformações máximas, dadas pelos deslocamentos entre os valores medidos e obtidos numericamente, são muito próximas em todos os casos de estudo. O que leva a crer que, ao invés do verificado no modelo numérico de laje, as condições numéricas apresentadas para proteção em colchão reno e seixo aproximam-se do comportamento real verificado nos ensaios.

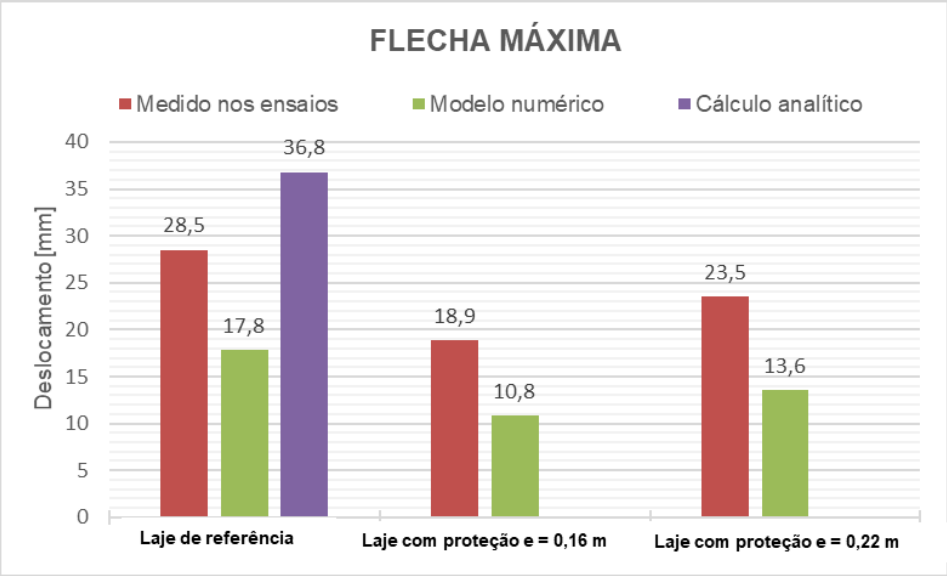


Figura 70: Comparação das deformações máximas acumuladas

Com estes valores obtidos no modelo numérico, faz-se novamente a ressalva que o aumento de espessura da proteção diminui o *stand-off*, o que faz com que a onda explosiva provoque um impulso

superior na primeira face de contacto. Ao impulso, inclui-se o peso gravítico do colchão, que conjuntamente vão desencadear superiores deformações na laje. Este motivo condiciona significativamente o resultado da deformação máxima no 3º ensaio.

A Figura 71 apresenta os valores das deformações finais na laje, obtidos nos ensaios e no modelo numérico. Comparando com os resultados das deformações iniciais, indicados na Figura 69, é visível o aumento de deformações provocado pela passagem da onda de choque no elemento estrutural.

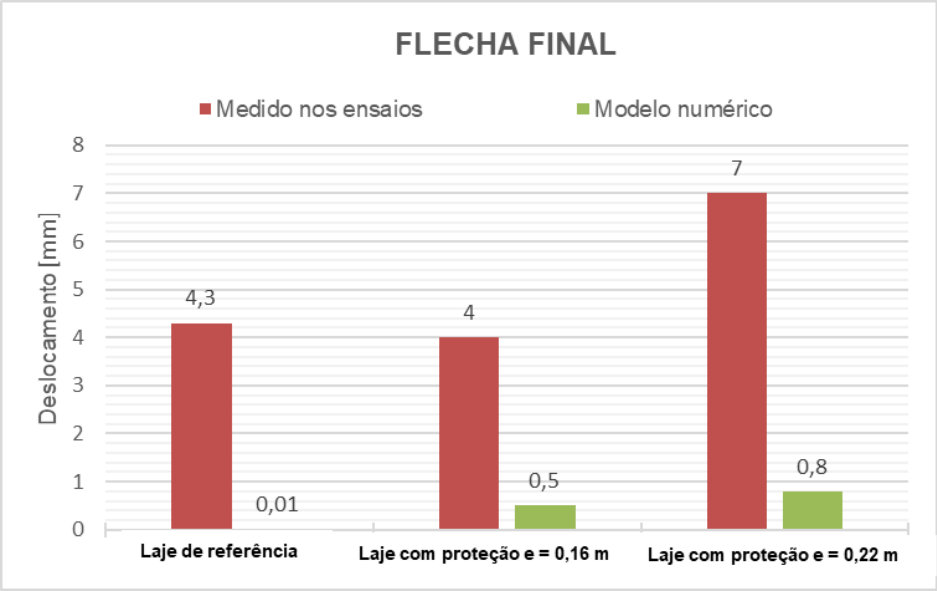


Figura 71: Comparação das deformações finais acumuladas

Relembra-se que, o modelo numérico admitido para a proteção, foi aferido com simplificações que foram admitidas devido à complexidade dos materiais. Por conseguinte, este fator condicionou os resultados do modelo numérico.

5.6.5 Análise de sensibilidade

O número de ensaios efetuados na campanha experimental foi insuficiente para ser observável uma convergência de resultados. Deste modo, pretende-se aumentar a amostra de resultados de modo a que as capacidades do *Abaqus* permitam apurar uma solução de proteção adequada a estruturas presentes em coberturas.

Para esta análise de sensibilidade são considerados 12 valores distintos de espessura de proteção, cujo intervalo se encontra definido dos 0 aos $30\ \mathrm{cm}$. São mantidas todas as restantes condições anteriormente definidas para o modelo numérico da laje e da proteção, à exceção do período de análise, que foi reduzido para $\mathrm{T} = 0{,}1\mathrm{s}$. Este período foi estabelecido para englobar a deformação máxima e para reduzir o tempo de processamento do *Abaqus*.

Tomando como caso de estudo, uma proteção de uma cobertura acessível, do tipo terraço, o EC1 (Mendes, 2011) sugere a consideração de valores de sobrecarga limite de $2\ \mathrm{kN/m^2}$. Para o peso volúmico do seixo considerado neste estudo, $\rho = 15{,}7\ \mathrm{kN/m^3}$, obtém-se uma espessura máxima de proteção: $\mathrm{e} = 12{,}7\ \mathrm{cm}$. Deste modo, a análise será condicionada por este fator da norma de referência do EC1.

No gráfico da Figura 72, demarcado com a espessura de proteção no eixo das abcissas e a deformação máxima nas ordenadas, apresentam-se os valores retirados no modelo numérico. Numa fase inicial, o valor máximo de deformação diminui até atingir $\delta = 1{,}2\ \mathrm{cm}$ para uma $\mathrm{e} = 15\ \mathrm{cm}$. Verifica-se que neste intervalo, a camada de colchão reno preenchida com seixo, atenua os efeitos da ação explosiva. Seguidamente, com o incremento da proteção, observa-se um gradual aumento da deformação, terminando com $\delta = 2{,}05\ \mathrm{cm}$. Nesta fase, a proteção exerce um peso significativo na laje, anulando os efeitos da capacidade de absorção do material granular.

Face à analise de sensibilidade da Figura 72, verifica-se que a espessura de proteção $\mathrm{e} = 10\ \mathrm{cm}$, é a mais indicada para diminuir danos decorrentes de um evento explosivo, apresentando uma deformação máxima de $\delta = 1{,}25\ \mathrm{cm}$. Assim, com esta espessura, obtém-se uma diminuição de deformação de $0{,}52\ \mathrm{cm}$, face à deformação da laje sem proteção.

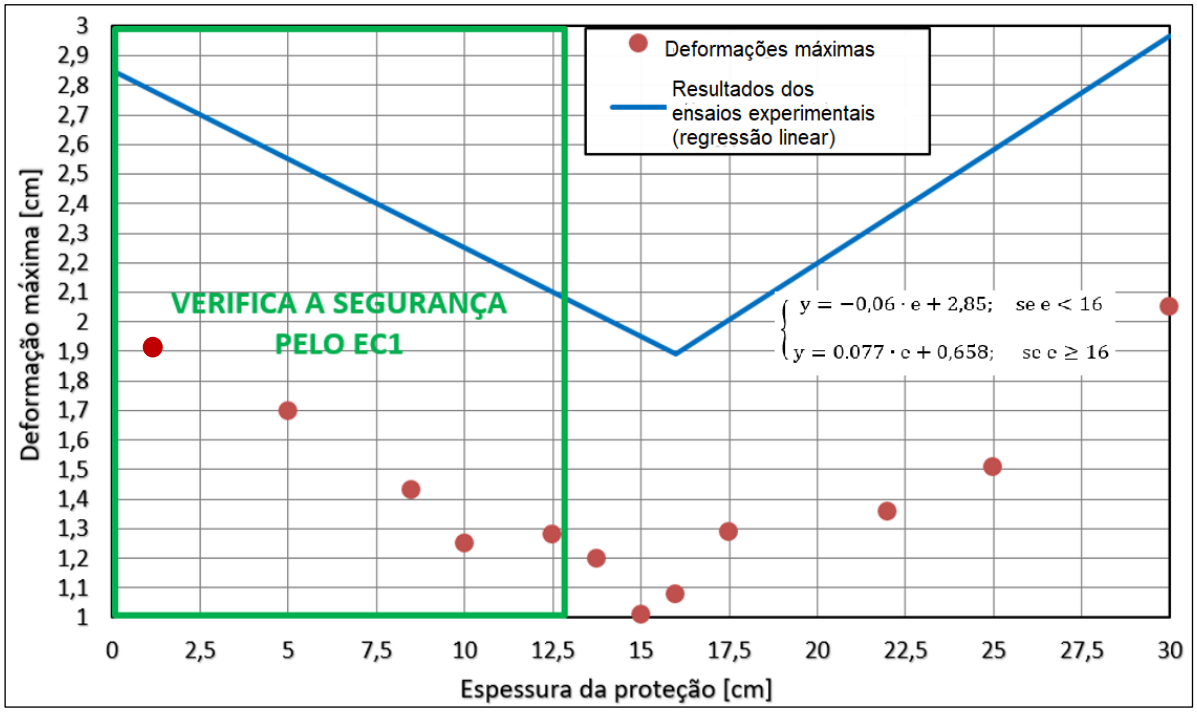


Figura 72: Análise de sensibilidade da espessura de proteção vs deformações máximas

6 Conclusões e desenvolvimentos futuros

O presente estudo visou avaliar uma solução rápida e de fácil execução que garantisse proteção aos efeitos causados por uma ação explosiva. Deste modo, no presente capítulo, apresenta-se uma síntese da investigação desenvolvida, numa outra fase, apresentam-se as conclusões mais relevantes obtidas através do estudo do presente tema, e por fim, apresentam-se linhas de investigação futuras para que seja dada continuidade ao tema desenvolvido.

6.1 Síntese e Principais Conclusões

O grande desafio inicial do trabalho foi idealizar uma solução que tivesse a capacidade de garantir proteção a uma estrutura horizontal (cobertura), isenta de qualquer intervenção estrutural e com tempo de montagem aceitável. O entusiasmo ganhou corpo com referências históricas ligadas aos bunkers, retratadas por conseguirem ser autoportantes face a intensas ações explosivas, onde parte dessa energia seria absorvida pelo terreno. Agregada a esta capacidade do solo, surge o interesse pela solução em gabiões. Caracterizam-se pela facilidade de montagem e por permitir um grande nível de robustez, garantido pelos inertes que o preenchem. Tendo como intuito, a análise de estruturas em coberturas, foi feita a equivalência da capacidade dos gabiões através dos chamados colchões reno.

No terceiro capítulo foram distinguidas as possíveis respostas de um elemento estrutural às ações explosivas, tendo em conta a distância reduzida. Concluiu-se que, a laje presente neste estudo, respondia com comportamento dúctil quando solicitada à ação explosiva. Em termos de resposta dos materiais, foi compreendido que o solo se caracteriza genericamente por ter um comportamento complexo e distinto em diversas fases. Contudo, ao ser solicitado por uma ação explosiva, a sua resposta é única. Em relação ao betão armado, constatou-se que devem ser considerados fatores dinâmicos que permitam a contabilização da diferença entre a resposta dinâmica e a resposta estática. Um ponto importante deste capítulo é a apresentação de medidas de proteção passiveis de serem usadas para reduzir os efeitos de eventos explosivos. Foi concluído que, na presente dissertação, o tipo de proteção aplicado na laje, encontrava-se no domínio das barreiras.

Foi efetuada uma campanha experimental, onde foram ensaiadas três lajes em betão armado, todas elas, com as seguintes dimensões: $2{,}60\ \mathrm{m}$ de comprimento, $2{,}00\ \mathrm{m}$ de largura e $0{,}12\ \mathrm{m}$ de altura. Uma das lajes foi ensaiada sem qualquer tipo de proteção, com o objetivo de ser constituído um valor de referência dos efeitos da ação explosiva no elemento estrutural sem proteção. As duas restantes lajes foram ensaiadas com a sobreposição do colchão reno preenchido com material granular, cujas espessuras foram aproximadamente de $0{,}16\ \mathrm{m}$ e $0{,}22\ \mathrm{m}$.

Após ter sido desencadeada a ação explosiva, a direção das aberturas de fendas, presentes na face inferior das lajes, permitiram validar o modo de flexão cilíndrico. Ainda no que respeita aos ensaios, foram obtidas deformações máximas de $28{,}5\ \mathrm{mm}$ para a laje de referência, $18{,}9\ \mathrm{mm}$ para a solução de proteção com $0{,}16\ \mathrm{m}$ de espessura e $23{,}5\ \mathrm{mm}$ para a solução de proteção com $0{,}22\ \mathrm{m}$. Conclui-se que, a partir de uma dada espessura de proteção, o seu peso próprio passa a ser condicionante nas deformações da laje. Tendo em conta os resultados obtidos, foi apontado que, a

capacidade de proteção conferida pelo material granular estaria dependente da descontinuidade entre o meio físico (agregados) e gasoso (vazios), interferindo assim, na propagação da onda de choque.

Salienta-se que, as características extremas do evento explosivo conjugadas com método de medição mecânico, conduzem a erros de medição associados. Por outro lado, a grande limitação da campanha realizada prendeu-se com o reduzido número de ensaios efetuados.

O quinto capítulo foi destinado à construção de um modelo numérico representativo dos ensaios experimentais. Foi comparada a ação explosiva, definida pelo algoritmo *ConWep,* com modelos analíticos de autores de referência. Verificou-se que seria um algoritmo válido para análise de elementos finitos, com a particularidade de estimar valores de pressão maioritariamente superiores em relação aos modelos analíticos. O *ConWep*, ao apresentar valores superiores de pressão da onda de choque, conduz a resultados conservativos e, consequentemente, permite estar no lado da segurança. O elemento estrutural foi modelado de forma homogénea com o intuito de simplificar problemas de contacto entre o aço e o betão e assim permitir a medição de deformações.

Através do modelo numérico obteve-se uma deformação máxima a meio vão com erro de $48\ \%$ quando comparado com os valores medidos. Importa ter em consideração que, o modelo numérico tem por base algumas simplificações adotadas, entre as quais: carga explosiva pontual; homogeneização da secção da laje e do material granular; modelos constitutivos aproximados dos materiais. Contudo, foi possível simular o elemento estrutural com respostas próximas da realidade e com a possibilidade de serem analisados diversos parâmetros relacionados com os efeitos de ações explosivas. Refere-se também que o ainda se verificam limitações de estudo cientifico no que concerne às propriedades dinâmicas dos materiais, sendo que o único parâmetro viável é o DIF.

De acordo com a comparação efetuada, refere-se que, a abordagem analítica do UFC 3-340-02 (2008) destaca-se por ser um método expedito que apresenta resultados conservativos. Embora não garanta uma avaliação pormenorizada do elemento estrutural, dado que apenas permita a obtenção do parâmetro das deformações, numa primeira abordagem é indicado para estimar os efeitos provocados por uma ação explosiva.

A proteção foi modelada unificando os materiais num único comportamento elasto-plástico com critério de rotura de Mohr-Coulomb. Verificou-se no modelo numérico e nos resultados dos ensaios experimentais, uma evolução semelhante do comportamento da deformação. Explicado, em todos eles, por um erro constante compreendido entre os $[38 - 42\%]$, no que respeita à diferença de valores dos ensaios e do modelo numérico.

É possível concluir que a aplicação desta solução de proteção em elementos estruturais presentes em coberturas, como por exemplo nas lajes, é limitada. Isto porque, a partir de determinada espessura de proteção, o peso do material granular condiciona a resistência do elemento. Deste modo, para este tipo de estruturas, sugere-se a integração de uma espessura de proteção compreendida entre os $0{,}1\ \mathrm{m}$ e os $0{,}13\ \mathrm{m}$. Caso se pretendesse proteger um elemento estrutural vertical do tipo parede, retirar-se-iam maiores benefícios do material granular em soluções de gabiões, dado que a ação gravítica não seria condicionante na resistência estrutural. A solução de proteção, do presente trabalho, apresenta como vantagens: tempo reduzido de instalação; facilidade de aquisição dos materiais e flexibilidade em ser alterada, caso necessário.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Neste ponto, são apresentadas linhas de investigação futuras que foram levantadas no decurso deste trabalho, apresentando-se com significante relevo para dar prosseguimento ao presente estudo:

- Análise dos efeitos dinâmicos em materiais construtivos através de equipamentos de monotorização de elevada sensibilidade;
- Modelação numérica com *software LSDyna* dos ensaios efetuados na presente dissertação, de modo a ser otimizado o modelo da laje de referência;
- Realizar no *Abaqus* uma modelação heterogénea da laje ensaiada com as seguintes considerações: tomar a opção de contacto *Embedded* entre as armaduras e o betão; estudar e adotar para o betão o modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity;*
- Modelação numérica da proteção do presente trabalho, considerando o material granular em meio discreto;
- Estudar especificamente a interação dos vazios dos agregados com a onda de choque;
- Estudar espessuras ótimas de proteção em coberturas e consequente solução de reforço da laje, para superar o acréscimo de sobrecarga do material granular;
- Analisar como solução de proteção, material granular leve.

7 Bibliografia

(IPQ). (2010). Norma Portuguesa: NP EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 - Projecto estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edificios.

ABAQUS Theory Manual. (1995).

Ahmed, A. (2014). Modeling of a reinforced concrete beam subjected to impact vibration using Abaqus. *International Journal of Civil and Structural Engineering*, *4*(3), 227–236. https://doi.org/10.6088/ijcser.201304010023

An, J. (2010). *Soil Behavior under Blast Loading*. *Civil Engineering*. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000086

An, J., Tuan, C. Y., Cheeseman, B. a., & Gazonas, G. a. (2011). Simulation of Soil Behavior under Blast Loading. *International Journal of Geomechanics*, *11*(4), 323–334. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000086

Araújo, J. (2001). *A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E CRITÉRIOS DE RUPTURA PARA O CONCRETO*.

Baker, W., Cox, P., Westine, P., Kulesz, J., & Strehlow, R. (1983). Explosion hazards and evaluation. *Combustion and Flame*, *62*(1), 103. https://doi.org/10.1016/0010-2180(85)90099-9

Camara, J. (2015). *Estruturas de Betão I*.

Castro, M. S. (2007). *Elementos Finitos para a Análise Elástica de Lajes*.

Correia, A. (2004). Caracteristicas de deformabilidade dos solos que interessam à funcionalidade das estruturas. *Sociedade Portuguesa de Geotecnia*. https://doi.org/http://hdl.handle.net/1822/12322

Draganić, H., & Sigmund, V. (2012). Blast loading on structures. *Tehnički Vjesnik*, *19*(3), 643–652.

Eurodyn. (2015). Eurodyn TM 2000: Technical Data Sheet.

Goel, M. D., Matsagar, V. A., Gupta, A. K., & Marburg, S. (2012). An abridged review of blast wave parameters. *Defence Science Journal*, *62*(5), 300–306. https://doi.org/10.14429/dsj.62.1149

Gomes, G. (2016). *REUTILIZAÇÃO DE EDIFÍCIOS CORRENTES PARA FINS OPERACIONAIS - BLAST ASSESSMENT*.

Gonçalves, M. (2015). *Reforço de placas de betão armado com argamassas armadas para acções de explosão*.

Guzas, E. L., & Earls, C. J. (2010). Air blast load generation for simulating structural response. *Steel and Composite Structures*, *10*(5), 429–455.

Hibbitt, K., & Sorensen. (2000). *ABAQUS User's Manual*. *ABAQUS/CAE*.

Interface Materials. (1992). Friction Coefficient for Concrete Cast on Soil. Retrieved from http://usacetechnicalletters.tpub.com/ETL-1110-3-446/ETL-1110-3-4460006.htm

International, A. S. (2013). Extreme Loading Structures: version 3.1. Durham.

IPQ. (2005a). NP EN 12390-1 - Ensaios do betao endurecido. Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes, 10.

IPQ. (2005b). NP EN 12390-2: Ensaios do betão endurecido - Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica, 11.

IPQ. (2010). *Norma Portuguesa: NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*.

Karlos, V., & Solomon, G. (2013). *Calculation of blast loads for application to structural components*. https://doi.org/10.2788/61866

Karlos, V., Solomos, G., & Larcher, M. (2016). Analysis of the blast wave decay coefficient using the Kingery – Bulmash data. https://doi.org/10.1177/2041419616659572

Kinney, G., & Graham, K. (1985). *Explosive Shocks in Air*.

Kumar, S., & Ho, L. (2011). *SIMULATION OF RAPID STRUCTURAL FAILURE DUE TO BLAST LOADS FROM CONVENTIONAL WEAPONS (CONWEP)*.

Larcher, M. (Joint R. C. (2007). Simulation of the Effects of an Air Blast Wave, 1–86.

Leitão, V., & Castro, L. (2014). *Análise de Estruturas I*.

Li, J., Wu, C., Hao, H., Su, Y., & Li, Z.-X. (2017). A study of concrete slabs with steel wire mesh reinforcement under close-in explosive loads. *International Journal of Impact Engineering*, *0*, 1–13. https://doi.org/10.1016/j.ijimpeng.2017.01.016

Lin, D., Huang, B., & Lin, S. (2000). DEFORMATION ANALYSES OF GABION STRUCTURES.

Lu, Y., & Xu, K. (2004). Modelling of dynamic behaviour of concrete materials under blast loading. *International Journal of Solids and Structures*, *41*(1), 131–143. https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2003.09.019

Maccaferri. (n.d.). Ficha Técnica: Colchão Reno revestido com galfan.

MacDonald, F. (2015). This Incredible Photo Clearly Shows an Explosion's Shock Wave. Retrieved from http://www.sciencealert.com/this-incredible-photo-clearly-shows-an-explosion-s-shock-wave

Maciel, H. S. (2007). *BLAST – EFEITOS DA ONDA DE CHOQUE NO SER HUMANO E NAS ESTRUTURAS*.

Magnusson, J. (2007). *Structural Concrete Elements Subjected to Air Blast Loading*. Stockholm.

Mamrak, W. (n.d.). *Blast wave propagation in the air and action on rigid obstacles*.

Mendes, P. Quantificação de acções em edifícios de acordo com o Eurocódigo 1 (2011).

Miguel, A., Mota, G., & Abreu, P. De. (2013). *Influência do comportamento não linear na interacção solo- estrutura : aplicação ao caso de túneis Engenharia Civil Júri*.

Miguel, H., & Rebelo, B. (2015). *Numerical Simulation of Blast Effects on Fibre Grout RC Panels*.

Nabais, D. M. (2016). Desenvolvimento de um Sistema Inovador de Proteção de Estruturas de Betão contra Explosões Engenharia Militar.

Needham, C. E. (2010). *Blast Waves*. https://doi.org/10.1007/978-3-642-05288-0

Ngo, T., Mendis, P., Gupta, A., & Ramsay, J. (2007). Blast loading and blast effects on structures - An overview. *Electronic Journal of Structural Engineering*, *7*, 76–91. https://doi.org/no DOI

Nuclear Power Plants. (n.d.). Retrieved from https://sites.google.com/a/elc-csd.org/2nd-hour-pro-2014/home/nuclear-power-plants

Sharma, S., Chavan, V. M., R.G.Refuelling, & Patel, A. and R. J. (2011). *SPLIT-HOPKINSON PRESSURE BAR: AN EXPERIMENTAL TECHNIQUE FOR HIGH STRAIN RATE TESTS*.

Tandu, J. (2015). *Comportamento de painéis sandwich de betão armado sujeitos a ações de explosão*. Faculdade Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa.

TWI. (2017). What is reduced integration in the context of finite element analysis? Retrieved from http://www.twi-global.com/technical-knowledge/faqs/faq-what-is-reduced-integration-in-the-context-of-finite-element-analysis/

UFC 3-340-02. (2008). *Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*. *Structures Congress 2011*. https://doi.org/10.1061/41171(401)127

United Nations. (2015). *Formulae for ammunition management*.

UNL. (2006). *Estruturas De Betão Armado I*.

Wang, Z., Hao, H., & Lu, Y. (2004). A three-phase soil model for simulating stress wave propagation due to blast loading. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *28*(1), 33–56. https://doi.org/10.1002/nag.325

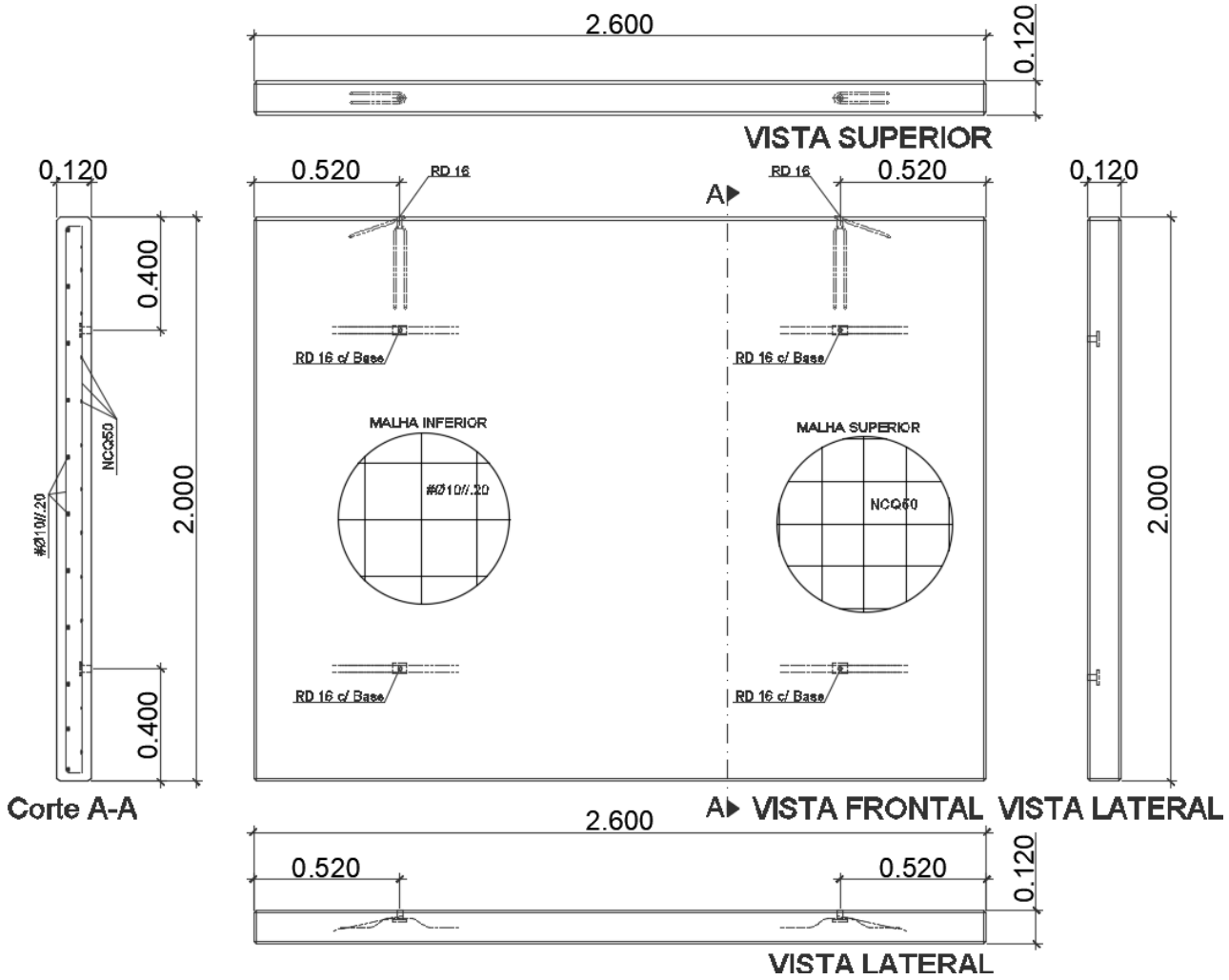
Wilkinson, C. R., & Anderson, J. G. (2003). An Introduction to Detonation and Blast for the Non-Specialist. *DSTO Weapons and Systems Division*, *DSTO-TN-05*.

Wu, C., Oehlers, D. J., Rebentrost, M., Leach, J., & Whittaker, A. S. (2009). Blast testing of ultra-high performance fibre and FRP-retrofitted concrete slabs. *Engineering Structures*, *31*(9), 2060–2069. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.03.020

Zhou, J., & Chen, X. (2013). Stress-Strain Behavior and Statistical Continuous Damage Model of Cement Mortar under High Strain Rates, *1*(January), 120–130. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000570.

ANEXOS

Anexo A – Pormenorização da laje de referência



VOLUME	PESO
0.624 m3	1 560 kg

MATERIAIS

Betão	C30/37 - XC4; cl0,1; D12,5 ; F5
Especificação da Composição	
Aço em Armadura Ordinária	A 500 NR-SD
Aço em Malha Electrosoldada	A 500 ER
Aço de Pré-Esforço	----------
Aço em Perfil Laminado	----------
Recobrimento	25 mm

Anexo B – Figuras e tabelas de auxilio ao cálculo analítico da laje de referência

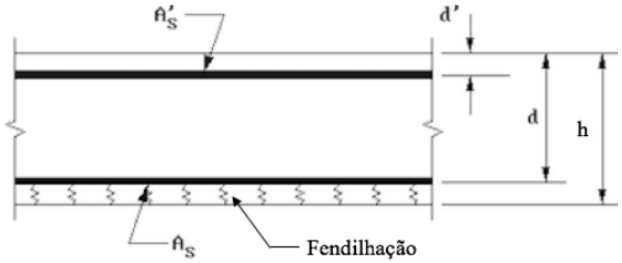


Figura 73: Secção do Tipo I *(Nabais, 2016)*

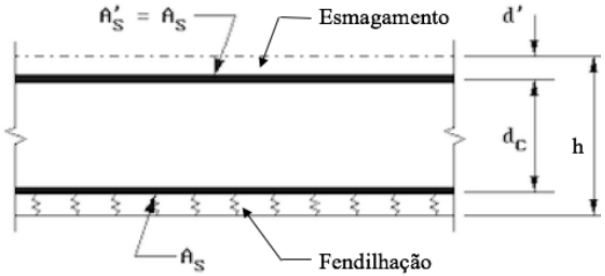


Figura 74: Secção do Tipo II *(Nabais, 2016)*

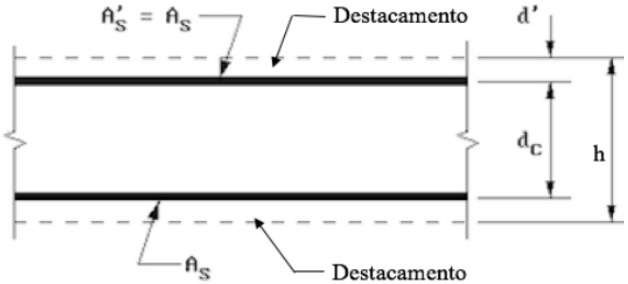


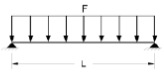
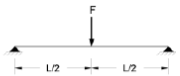
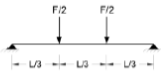
Figura 75: Secção do Tipo III *(Nabais, 2016)*4

- Com destacamento do betão comprimido;
- $\theta > 6°$.

- Com destacamento da face comprimida;
- $2° < \theta < 6°$.

θ: Ângulo formado entre o elemento e os apoios.

Tabela 18: Fatores de Transformação dinâmicos em elementos simplesmente apoiados *(Nabais, 2016)*

Diagrama de carregamento e condições de fronteira	***Regime***	***Fatores de Transformação Dinâmica***			***Carga Última (p_u)***	***Rigidez (K)***	***Rigidez Equivalente (K_e)***
		K_L	K_M	K_{LM}			
	*Elástico*	*0,64*	*0,50*	*0,78*	$\frac{8M_r}{L^2}$	$\frac{384EI}{5L^4}$	$\frac{384EI}{5L^4}$
	Plástico	*0,50*	*0,33*	*0,66*		-----	-----
	*Elástico*	*1,00*	*0,49*	*0,49*	$\frac{4M_r}{L^2}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$\frac{48EI}{L^3}$
	Plástico	*1,00*	*0,33*	*0,33*		-----	-----
	*Elástico*	*0,87*	*0,52*	*0,60*	$\frac{6M_r}{L^2}$	$\frac{56{,}4EI}{L^3}$	$\frac{56{,}4EI}{L^3}$
	Plástico	*1,00*	*0,56*	*0,56*		-----	-----

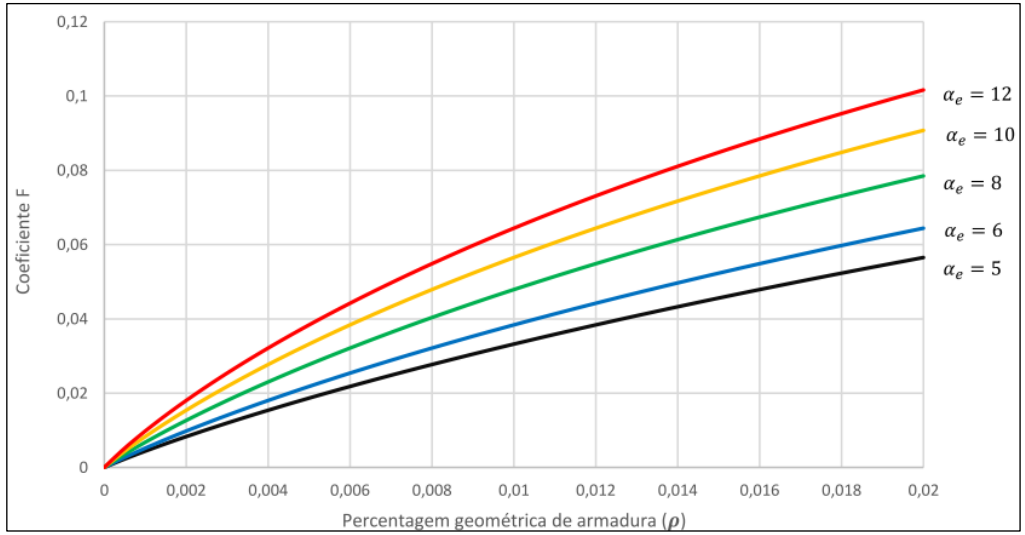


Figura 76: Coeficiente F *(Nabais, 2016)*

Anexo C – Ficha técnica com as propriedades mecânicas do seixo

SULENSAIO
ENGENHARIA E GEOTECNIA

Amostra: SV56811
Data ensaio: 21-11-2011
Ensaiou: Luís Ramos
Validou:

RELATÓRIO DE ENSAIO
MASSA VOLUMICA E ABSORÇÃO DE ÁGUA (NP 1097-6: 2000)

CLIENTE: Miraterraplanagens, Lda.
PROCESSO: PC24011
RELATÓRIO: 568.05
DESIGNAÇÃO: SEIXO ROLADO
PROVENIENCIA: Casal Do Montalvo
DATA RECEPÇÃO: 17-11-2011

Temperatura da Água = 20,1 ºC
Massa Volúmica da Água ρ_w = 0,9982 Mg/m³

		Massa Provete saturado Sup. Seca	Massa cesto vazio Imerso em Água	Massa do cesto e provete imerso	Massa do Provete seco	Massa Volumica Partículas Secas ρrd	Massa Volumica Material Impermeável ρa	Massa Volumica ρssd	Absorção de Água WA_{24}
		M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	M_4 (g)	$\frac{M_4}{[(M_1-M_2)-(M_3-M_2)]/\rho_w}$ (Mg/m³)	$\frac{M_4}{[(M_1-M_2)-(M_4-M_2)]/\rho_w}$ (Mg/m³)	$\frac{M_1}{[(M_1-M_2)-(M_3-M_2)]/\rho_w}$ (Mg/m³)	$WA_{24} = \frac{(M_1 \times 100) - M_4}{M_4}$ 0,1%
R#31,5	1								
	2								
	3								
Media									
R#4	1	2006	894	2136	1996	2,62	2,65	2,63	0,5
	2	1816	894	2018	1806	2,61	2,66	2,63	0,6
	3								
Média		1911	894	2077	1901	2,62	2,65	2,63	0,5

Anexo D – Fichas de caracterização dos ensaios dos provetes à compressão

CONCREMAT SOLUÇÕES DE BETÃO

FICHA DE AMOSTRAGEM DE BETÃO

DADOS DA AMOSTRAGEM

DATA	HORA	APLICAÇÃO	NÚMERO DE AMOSTRA
24/06/2017	14:00	A17 EXERCITO - PAINEL TIPO 2	

ENSAIOS A REALIZAR:

Betão fresco: ☑ Inspecção visual ☐ Espalhamento ☐ Teor de ar ☐

Betão endurecido: ☑ Resistência á compressão ☑ Massa volúmica ☐

DESIGNAÇÃO DO BETÃO

RESISTÊNCIA	EXPOSIÇÃO	CONSISTÊNCIA	DIMENSÃO	CLORETOS	ESPECIAIS	COMPOSIÇÃO
C30/37	XC4	F5	12,5	CL 0,1		4

DADOS DA AMASSADURA

NÚMERO	DOSAGEM CIMENTO	RAZÃO ÁGUA/CIMENTO		OBSERVAÇÕES
13	259	0,41		

INSPECÇÃO VISUAL

SEGREGAÇÃO	
☐ Sim	☑ Não

EXSUDAÇÃO		
☐ Reduzida	☐ Moderada	☐ Elevada

COLORAÇÃO	
☑ Uniforme	☐ Não uniforme

ESPALHAMENTO

INICIAL	FINAL

EXSUDAÇÃO / OBSERVAÇÕES	
☐ Sim	☑ Não

MASSA VOLÚMICA FRESCA

PESO EM VAZIO (g)	PESO CHEIO (g)
1910	10020
PESO DO BETÃO (g)	**M. VOLÚMICA (kg/m³)**
8110	2400

PROVETES

TIPO DE PROVETES		TIPO DE COMPACTAÇÃO		CURA
☑ Cubos	☐ Cilindros	☐ Apiloamento	☑ Vibração	CAIXA VEDADA

DESMOLDAGEM

DATA	HORA
26/06/2017	

ENSAIOS DO BETAO ENDURECIDO

IDENTIFICAÇÃO DO PROVETE		RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO						MASSA VOLÚMICA		
MOLDE	NÚMERO	DATA DE ENSAIO	IDADE (d)	COND. DO PROVETE [1]	FORÇA (kN)	RC_p (MPa)	RC_i (MPa)	PESO (g)	MV_p (kg/m³)	MV_i (kg/m³)
	EXE-1	30/06/2017	6	R	930,9	41,4	40,5			
	EXE-2			R	891,5	39,6				
	EXE-3	07/07/2017	13	R	1019	45,3	44,5			
	EXE-4			R	984,2	43,7				
	EXE-5	14/07/2017	20	C	1369	60,8	59,3			
	EXE-6			C	1301	57,8				

[1] B - Provete ensaiado de acordo com o anexo B da NP EN 12390-3;
C - Provete conforme a NP EN 12390-1;
R - Provete não verificado face à NP EN 12390-1.

☑ Amostragem de acordo com NP EN 12350-1.
☐ Ensaio de abaixamento de acordo com NP EN 12350-2.
☐ Teor de ar de acordo com NP EN 12350-7.
☑ Ensaio de resistência de acordo com NP EN 12390-3.

OBSERVAÇÕES

EFECTUOU A AMASSADURA
PETRICA COSMIN
ENSAIOU O BETÃO FRESCO
VITORIANO FALÉ
ENSAIOU O BETÃO ENDURECIDO
VITORIANO FALÉ

CONCREMAT
SOLUÇÕES DE BETÃO

FICHA DE AMOSTRAGEM DE BETÃO

DADOS DA AMOSTRAGEM

DATA	HORA	APLICAÇÃO	NÚMERO DE AMOSTRA
26/06/2017	15:16	A17 EXERCITO - PAINEL TIPO 2	

ENSAIOS A REALIZAR:

Betão fresco: ☑ Inspecção visual ☐ Espalhamento ☐ Teor de ar ☐

Betão endurecido: ☑ Resistência á compressão ☑ Massa volúmica ☐

DESIGNAÇÃO DO BETÃO

RESISTÊNCIA	EXPOSIÇÃO	CONSISTÊNCIA	DIMENSÃO	CLORETOS	ESPECIAIS	COMPOSIÇÃO
C30/37	XC4	F5	12,5	CL 0,1		4

DADOS DA AMASSADURA

NÚMERO	DOSAGEM CIMENTO	RAZÃO ÁGUA/CIMENTO		OBSERVAÇÕES
32	263,1	0,40		

INSPECÇÃO VISUAL

SEGREGAÇÃO: ☐ Sim ☑ Não

EXSUDAÇÃO: ☐ Reduzida ☐ Moderada ☐ Elevada

COLORAÇÃO: ☑ Uniforme ☐ Não uniforme

ESPALHAMENTO

INICIAL	FINAL

EXSUDAÇÃO / OBSERVAÇÕES: ☐ Sim ☑ Não

MASSA VOLÚMICA FRESCA

PESO EM VAZIO (g)	PESO CHEIO (g)
1905	9995

PESO DO BETÃO (g)	M. VOLÚMICA (kg/m³)
8090	2400

PROVETES

TIPO DE PROVETES	TIPO DE COMPACTAÇÃO	CURA
☑ Cubos ☐ Cilindros	☐ Apiloamento ☑ Vibração	CAIXA VEDADA

DESMOLDAGEM

DATA	HORA
28/06/2017	

ENSAIOS DO BETAO ENDURECIDO

IDENTIFICAÇÃO DO PROVETE		RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO						MASSA VOLÚMICA		
MOLDE	NÚMERO	DATA DE ENSAIO	IDADE (d)	COND. DO PROVETE [1]	FORÇA (kN)	RC_p (MPa)	RC_i (MPa)	PESO (g)	MV_p (kg/m³)	MV_i (kg/m³)
	EXE-1	03/07/2017	7	R	826,4	36,7	37,6			
	EXE-2			R	866,2	38,5				
	EXE-3	10/07/2017	14	R	923,7	41,1	41,9			
	EXE-4			R	960	42,7				
	EXE-5	17/07/2017	21	C	967,4	43,0	43,2			
	EXE-6			C	975,1	43,3				

[1] B - Provete ensaiado de acordo com o anexo B da NP EN 12390-3;
C - Provete conforme a NP EN 12390-1;
R - Provete não verificado face à NP EN 12390-1.

☑ Amostragem de acordo com NP EN 12350-1.
☐ Ensaio de abaixamento de acordo com NP EN 12350-2.
☐ Teor de ar de acordo com NP EN 12350-7.
☑ Ensaio de resistência de acordo com NP EN 12390-3.

OBSERVAÇÕES

EFECTUOU A AMASSADURA: PETRICA COSMIN

ENSAIOU O BETÃO FRESCO: VITORIANO FALÉ

ENSAIOU O BETÃO ENDURECIDO: VITORIANO FALÉ

Anexo E – Procedimentos de montagem dos Colchões Reno

MACCAFERRI

Modo de Execução

Rev: 01 Data: 29.02.2008

COLCHÃO RENO

PREPARAÇÃO DOS COLCHÕES

No local próximo da sua colocação final abrir e desdobrar cada Colchão Reno sobre uma superfície dura e plana. Eliminar os vincos resultantes da optimização dos fardos para transporte. Poderão usar-se réguas de madeira para realizar novos vincos para a sua forma final (fig.1).

Levantar, dobrando-os, os diafragmas e os painéis laterais. A ligação entre os painéis dos topos e os painéis laterais, assim como os diafragmas, é feita através da sobreposição dos prolongamentos de todas as redes. Nesta sobreposição devem ser dados 2-3 pontos (manuais ou mecânicos) de forma a unir as duas redes (fig. 2 e 3).

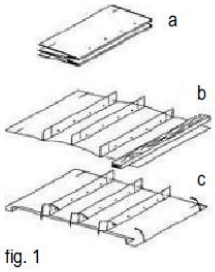


fig. 1

fig. 2

MONTAGEM DOS COLCHÕES

Após a preparação da base dos Colchões Reno, estes são colocados no seu local de aplicação definitivo, atados entre eles evitando que hajam aberturas entre colchões. A colocação dos Colchões Reno no terreno deve ser feita, na medida do possível e se o desenho o permitir, da seguinte forma:

No talude: transversalmente ao mesmo, de modo que ao longo do talude os diafragmas segurem as pedras em cada metro (fig. 4).

No leito do rio: longitudinalmente ao seu curso, de modo a que os diafragmas segurem as pedras, em cada metro, em oposição à corrente.

A união entre Colchões Reno deve ser feita entre todas as arestas horizontais que ligam a tampa às paredes verticais. É aconselhável efectuar esta operação ao mesmo tempo que se cozem as tampas para que, de uma só vez, se faça a ligação entre as bases dos colchões e as tampas. É essencial ligar os vários componentes conforme a descrição efectuada, de forma a obter-se uma estrutura monolítica capaz de resistir a cargas e deformações severas (fig. 5).

fig. 3

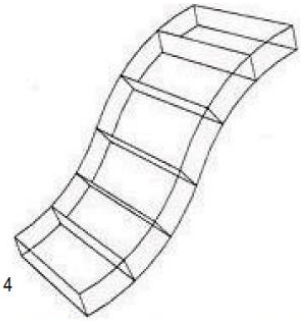


fig. 4

MATERIAL DE ENCHIMENTO

O gabião é cheio com pedra britada ou rolada. É recomendável a utilização de material de enchimento duro e de peso específico elevado, ou seja, superior a 22 KN. Não é aceite que este material seja friável ou possa gelificar. A granulometria da pedra deve estar compreendida entre 10 e 20 cm. No entanto, material de maiores ou menores dimensões é tolerável desde que o seu volume não ultrapasse 10% do volume total do gabião a preencher e, no caso de menor dimensão, seja colocado no interior dos gabiões. A qualidade da pedra pode ser medida a partir dos ensaios de compressão simples tipo 'point load' e pelo ensaio de erosão tipo 'Los Angeles'. Não serão aceites materiais com características abaixo dos seguintes valores de ensaio:

- Point Load: 50 MPa
- Perda de abrasão Los Angeles: 40%

fig. 5

MODO DE EXECUÇÃO

No enchimento dos Colchões Reno devem ser respeitadas as seguintes ordens e regras de execução:

Enchimento do Colchão Reno por via mecânica:
Deve ser prestada particular atenção ao enchimento dos cantos (operação manual) para que o enchimento seja o mais homogéneo possível. O enchimento dos Colchões Reno deve ultrapassar a sua capacidade em altura em, pelo menos, 3 cm na parte central de modo a que a tampa, uma vez fechada, fique bem esticada. Esta operação é muito importante (fig. 6).

fig. 6

Terminado o enchimento dos Colchões Reno, coloca-se a tampa que é cozida ao longo de todos os bordos e diafragmas (fig. 7). Os pontos e a ligação são executados utilizando o arame com as mesmas características da rede e passando-o através de todas as malhas dando uma volta dupla por cada duas malhas.

Para um melhor resultado da operação de ligação das tampas é aconselhável a utilização de agrafos especiais colocados mecanicamente, que garantem uma perfeita ligação do conjunto. Os agrafos devem ser revestidos a Galfan (liga eutética zinco/alumínio).

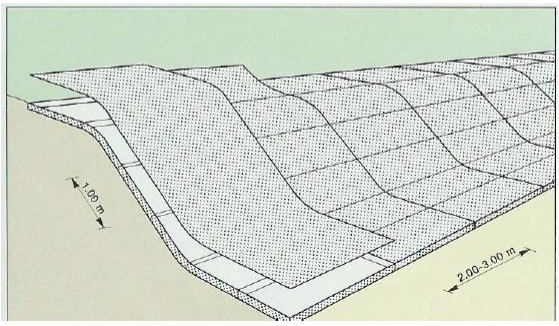


fig. 7

A colocação do geotêxtil (indispensável) sob os colchões Reno, deverá ser feita de modo a evitar dobras ou rasgos e sobreposto a favor do sentido do fluxo da água, ou seja, o pano de montante sobreponha o pano de jusante. O geotêxtil deve ser do tipo tecido não tecido, agulhado, em polipropileno ou poliéster e com densidade entre 190 e 400 g/m^2 (consoante as características do terreno e a espessura do colchão).

Fundação

A fundação é directa e o plano de apoio dos Colchões Reno deve ser regularizado com a configuração definitiva da obra, após a colocação dos Colchões Reno, visto que estes se moldam ao terreno que encontrarem.

FERRAMENTAS

A fim optimizar e facilitar a execução das suas estruturas, a MACCAFERRI recomenda a utilização de agrafadoras pneumáticas (fig. 8).

fig. 8

Dois tipos de agrafos estão disponíveis:
- Galfan: para estruturas galvanizadas e em Galfan (liga zinc+aluminium)
- Inox: para estruturas revestidas a PVC

Distância entre agrafos:
Para uma melhor continuidade estrutural aconselha-se um intervalo de aproximadamente 10 a 12 cm, no máximo de 13 cm, em função da malha e dos materiais de enchimento assim como o tipo de trabalho a ser realizado (fig. 9).

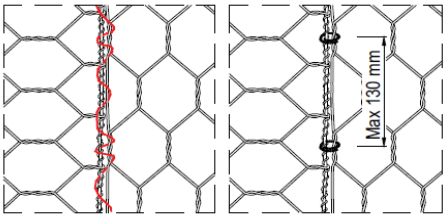


fig. 9

G. Maccaferri, Lda.
Rua António Correia Baharém, 33 2580-468 Carregado
Tel.: 263 858 030 Fax: 263 858 036
E-mail: maccaferri@maccaferri.pt Web site: www.maccaferri.pt

A MACCAFERRI Portugal pertence ao grupo MACCAFERRI. Os produtos comercializados em Portugal provêm das fábricas certificadas do grupo.

Anexo F – Split Hopkinson Pressure Bar

O *Split Hopkinon Pressure Bar* (SHPB) é uma técnica que testa o comportamento de um material sujeito a altas taxas de deformação. O mecanismo físico subjacente é a propagação de uma onda de pressão ao longo das barras, ilustrado na Figura 77 (Sharma et al., 2011).

Os componentes principais são a pistola de gás, que imprime a pressão (contabilizado pela taxa de deformação) necessária ao sistema, a barra disparada, a barra recetora e a barra transmissora. Estas três barras possuem o mesmo material, a mesma área transversal e não devem ultrapassar o comportamento elástico. A barra disparada ao colidir com a barra recetora, origina uma onda de compressão que se propaga pela barra recetora até à amostra. Uma vez atingida a amostra, a onda nela contida é repetida múltiplas vezes, ocorrendo a deformação plástica da amostra. Logo após, parte da onda é encaminhada para a barra transmissora (sinal transmitido) e a restante onda é refletida dentro da barra recetora (sinal refletido). Cada um dos sinais é captado por medidores de tensão situados nas correspondentes barras. Estes medidores são montados de modo a recolherem apenas tensões e deformações axiais. A onda elástica gerada pela barra recetora e pela barra transmissora permitem a aquisição da relação tensão-extensão dinâmica da amostra em estudo (Sharma et al., 2011).

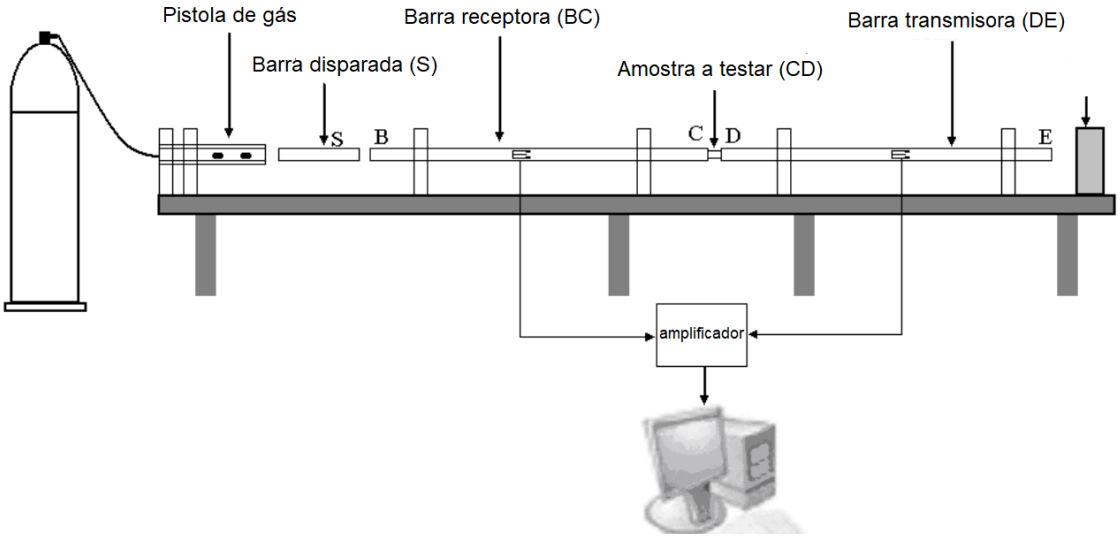


Figura 77: Modelo esquemático do Split Hopkinson Pressure Bar (Adaptado de *Sharma et al. (2011)*)

Anexo G.1 - Ficha de ensaio da laje de referência

Ficha de ensaio Nº1

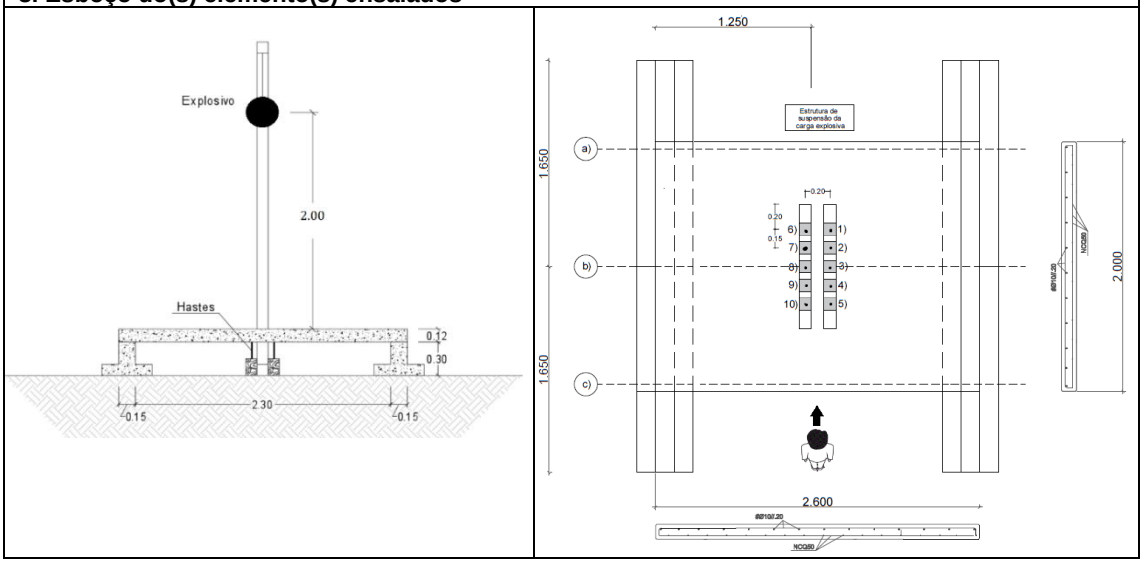
I. DADOS GERAIS

1. Data/Hora do ensaio: 3 de outubro 2017 às 10:00h	**2. Local do ensaio:** Campo Militar de Santa Margarida
3. Investigadores presentes: Exército Português: José Basto, João Marques, Ricardo Ramos, Vítor Pereira, Luís Cardoso IST: Rui Gomes **4. Outras presenças:** Companhia de Engenharia/BrigMec – 1 empilhador, 1 RE, 1 Secção de Engenharia, Ambulância Regimento de Engenharia Nº1 - Grupo de equipas de inativação de explosivos **5. Redação da Ficha:** Ricardo Telo Preto Ramos em 9 de outubro de 2017	

6. Descrição geral e objetivo do ensaio
Ensaio de laje sem reforço simplesmente apoiada em dois bordos paralelos, com um vão livre de 2.30m e carga explosiva de 6 kg a 2 m de distância. O objetivo deste ensaio é analisar os efeitos que das cargas explosivas geram na laje sem reforço ou de referência, para que seja constituída uma base de resultados comparável com outros ensaios posteriores.

II. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS ENSAIADOS

7. Tipologia do(s) elemento(s) ensaiados
Laje de betão armado
8. Esboço do(s) elemento(s) ensaiados

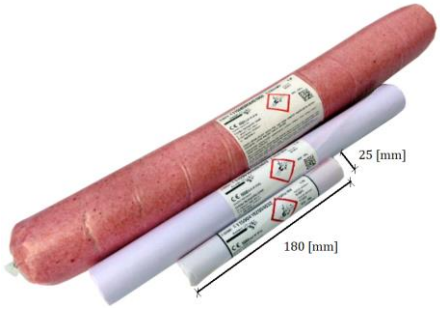


9. Caraterísticas dos materiais dos elemento(s) ensaiados		
Betão C 30/ 37 **Resultado dos cubos aos 21 dias:** f_{cm}= 42,52 Mpa	**Malha Electro-soldada:** A 500 ER **Armadura Ordinária:** A500 NR-SD **Recobrimento:** e = 0.025 [m]	**Materiais e tipologia de Reforço:** Laje isenta de qualquer tipo de reforço ou proteção

III - DESCRIÇÃO DA(S) CARGA(S) EXPLOSIVA(S) UTILIZADA(S)

10. Caraterísticasdo(s) explosivo(s)
Explosivo comercial *Eurodyn 2000* 120g x 50 velas W = 6 kg

11. Esboço do(s) explosivos(s) utilizados(s)



12. Caraterísticas do meio	
Distância ao alvo: 2,0 [m]	Altura ao solo: 2,42 [m]

IV - MONITORIZAÇÃO

13. Descrição do sistema

O sistema de monitorização é constituído por duas vigas de madeira unidas nos topos por ferros e com 5 furos cada uma delas. Cada um dos furos encontra-se preenchido com espuma de poliuretano, onde são colocadas as hastes metálicas (uma em cada furo). Permite que seja medida a deformação residual inicial e a deformação máxima no instante que decorre o evento explosivo.

14. Imagens do sistema

V - REGISTO FOTOGRÁFICO

15. Pré-ensaio

16. Pós-ensaio

VI - RESULTADOS DOS ENSAIOS

17. Efeitos observados

O ensaio provocou fendilhação e deformação do modelo por flexão cilíndrica.

Fendilhação: foram observadas diversas fendas nos bordos e na face inferior da laje.

Deformação: a média de deformação instantânea máxima, medida pela diferença do comprimento livre das 10 hastes foi de 28,5 [mm]. A deformação residual final medida com a régua de 2 [m] e fita métrica na face superior foi de 4,33 [mm].
Penetração de fragmentos

Outros:
Reutilização do(s) elemento(s) após ensaio: Não

VII - PARÂMETROS ESTIMADOS DA ONDA DE CHOQUE (Refª:UFC 3-340-02, 2008; Kinney e Graham, 1985; Needham, 2010)

Distância reduzida Z= 2,0 [m/Kg1/3]	**Pressão incidente de pico** P_{S0}= 0,812 [MPa]	**Pressão refletida de pico** P_{R0}= 4,224 [MPa]
Impulso incidente i_S=0,114 [MPa·ms]	**Impulso refletido** i_R=0,595 [MPa·ms]	

Anexo G.2 - Ficha de ensaio da laje protegida com colchão reno de espessura e = 0,16 m

Ficha de ensaio Nº2

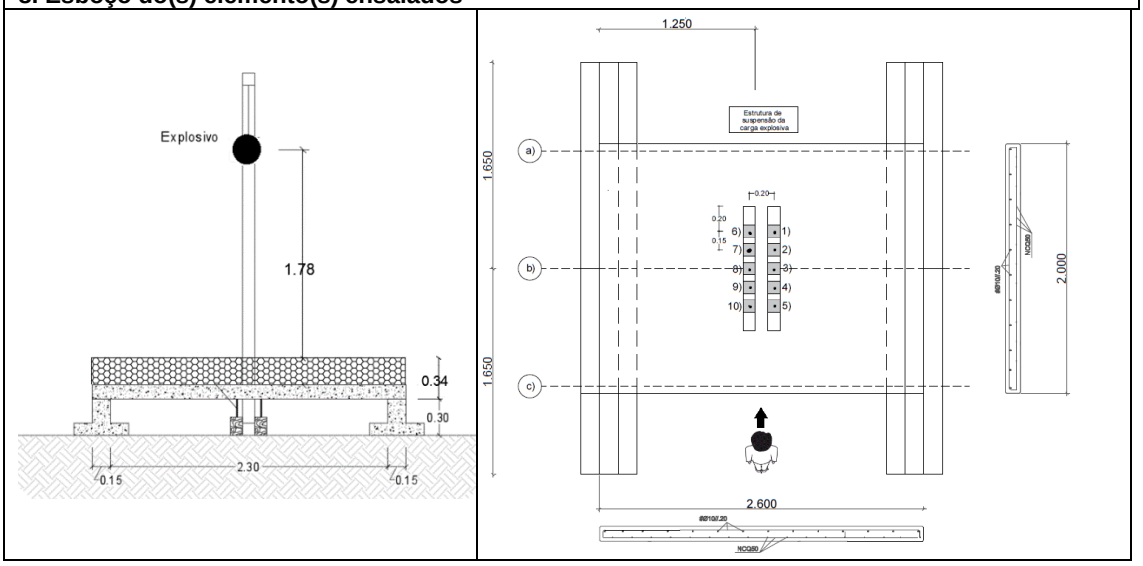
III. DADOS GERAIS

1. Data/Hora do ensaio: 3 de outubro 2017 às 17:00h	**2. Local do ensaio:** Campo Militar de Santa Margarida
3. Investigadores presentes: Exército Português: José Basto, João Marques, Ricardo Ramos, Vítor Pereira, Luís Cardoso. **4. Outras presenças:** Companhia de Engenharia/BrigMec – 1 empilhador, 1 RE, 1 Secção de Engenharia, Ambulância Regimento de Engenharia Nº1 - Grupo de equipas de inativação de explosivos **5. Redação da Ficha:** Ricardo Telo Preto Ramos em 9 de outubro de 2017	

6. Descrição geral e objetivo do ensaio
Ensaio de laje sem reforço simplesmente apoiada em dois bordos paralelos, com um vão livre de 2.30m e carga explosiva de 6 kg a 2 m de distância. O objetivo deste ensaio é analisar os efeitos que das cargas explosivas geram na laje sem reforço ou de referência, para que seja constituída uma base de resultados comparável com outros ensaios posteriores.

IV. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS ENSAIADOS

7. Tipologia do(s) elemento(s) ensaiados
Laje de betão armado
8. Esboço do(s) elemento(s) ensaiados

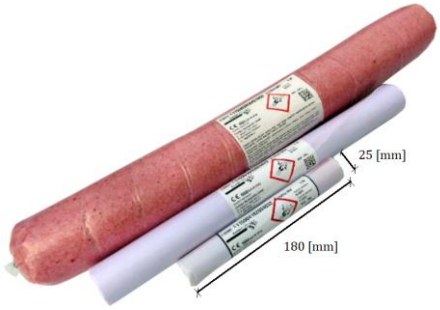


9. Caraterísticas dos materiais dos elemento(s) ensaiados		
Betão C 30/ 37 **Resultado dos cubos aos 21 dias:** f_{cm}= 42,52 Mpa	**Malha Electro-soldada:** A 500 ER **Armadura Ordinária:** A500 NR-SD **Recobrimento:** e = 0.025 [m]	**Materiais e tipologia de Reforço:** Malha de colchão reno preenchida com seixo grosso

III - DESCRIÇÃO DA(S) CARGA(S) EXPLOSIVA(S) UTILIZADA(S)

10. Caraterísticasdo(s) explosivo(s)
Explosivo comercial *Eurodyn 2000* 120g x 50 velas W = 6 kg

11. Esboço do(s) explosivos(s) utilizados(s)



12. Caraterísticas do meio	
Distância ao alvo: 1,78 [m]	Altura ao solo: 2,42 [m]

IV - MONITORIZAÇÃO

13. Descrição do sistema

O sistema de monitorização é constituído por duas vigas de madeira unidas nos topos por ferros e com 5 furos cada uma delas. Cada um dos furos encontra-se preenchido com espuma de poliuretano, onde são colocadas as hastes metálicas (uma em cada furo). Permite que seja medida a deformação residual inicial e a deformação máxima no instante que decorre o evento explosivo.

14. Imagens do sistema

V - REGISTO FOTOGRÁFICO

15. Pré-ensaio

16. Pós-ensaio

VI - RESULTADOS DOS ENSAIOS

17. Efeitos observados

O ensaio provocou fendilhação e deformação do modelo por flexão cilíndrica.

Fendilhação: foram observadas diversas fendas nos bordos e na face inferior da laje.

Deformação: a média de deformação instantânea máxima, medida pela diferença do comprimento livre das 10 hastes foi de 18,9 [mm]. A deformação residual final medida com a régua de 2 [m] e fita métrica na face superior foi de 4 [mm].

Verificou-se uma diminuição da deformação máxima e os danos por fendilhação na laje também diminuíram comparativamente à laje de referência.

Outros:
Reutilização do(s) elemento(s) após ensaio: Não

VII - PARÂMETROS ESTIMADOS DA ONDA DE CHOQUE (Refª:UFC 3-340-02, 2008; Kinney e Graham, 1985; Needham, 2010)

Distância reduzida Z= 2,0 [m/Kg1/3]	**Pressão incidente de pico** P_{S0}= 0,812 [MPa]	**Pressão refletida de pico** P_{R0}= 4,224 [MPa]
Impulso incidente i_s=0,114 [MPa·ms]	**Impulso refletido** i_R=0,595 [MPa·ms]	

Anexo G.3 - Ficha de ensaio da laje protegida com colchão reno de espessura e = 0,22 m

Ficha de ensaio Nº3

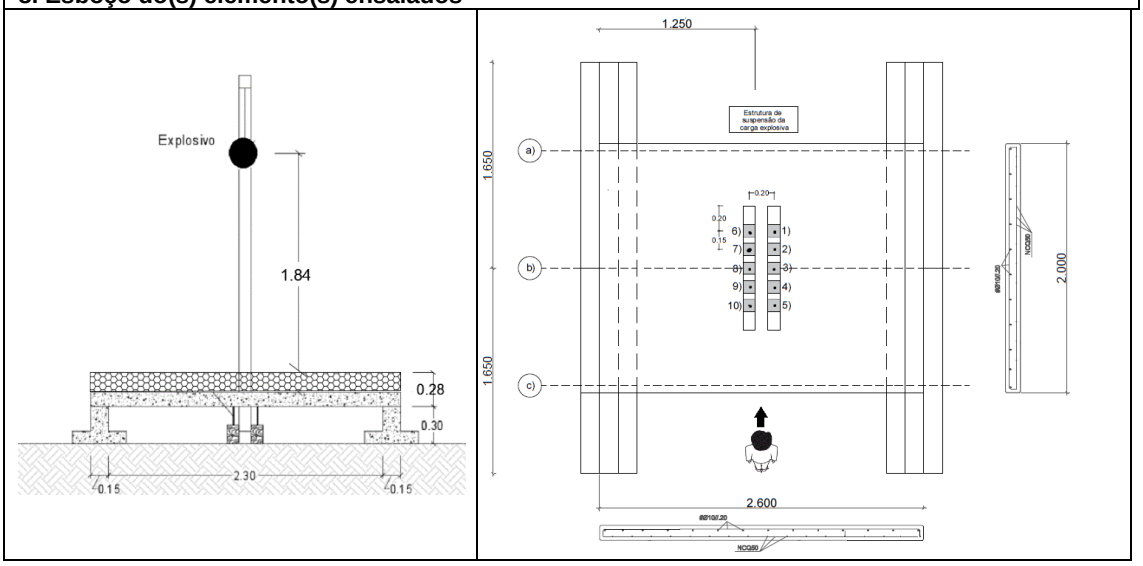
V. DADOS GERAIS

1. Data/Hora do ensaio: 4 de outubro 2017 às 16:30h	**2. Local do ensaio:** Campo Militar de Santa Margarida
3. Investigadores presentes: Exército Português: José Basto, Ricardo Ramos, Vítor Pereira, Luís Cardoso. **4. Outras presenças:** Companhia de Engenharia/BrigMec – 1 empilhador, 1 RE, 1 Secção de Engenharia, Ambulância Regimento de Engenharia Nº1 - Grupo de equipas de inativação de explosivos **5. Redação da Ficha:** Ricardo Telo Preto Ramos em 10 de outubro de 2017	

6. Descrição geral e objetivo do ensaio
Ensaio de laje sem reforço simplesmente apoiada em dois bordos paralelos, com um vão livre de 2.30m e carga explosiva de 6 kg a 2 m de distância. O objetivo deste ensaio é analisar os efeitos que das cargas explosivas geram na laje sem reforço ou de referência, para que seja constituída uma base de resultados comparável com outros ensaios posteriores.

VI. DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS ENSAIADOS

7. Tipologia do(s) elemento(s) ensaiados
Laje de betão armado
8. Esboço do(s) elemento(s) ensaiados

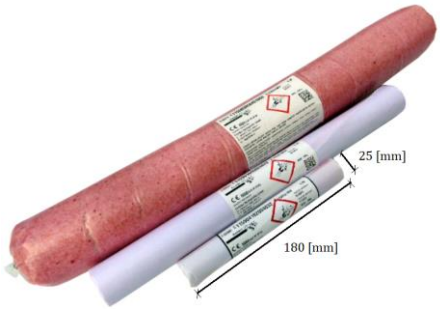


9. Caraterísticas dos materiais dos elemento(s) ensaiados		
Betão C 30/ 37 **Resultado dos cubos aos 21 dias:** f_{cm}= 42,52 Mpa	**Malha Electro-soldada:** A 500 ER **Armadura Ordinária:** A500 NR-SD **Recobrimento:** e = 0.025 [m]	**Materiais e tipologia de Reforço:** Malha de colchão reno preenchida com seixo grosso

III - DESCRIÇÃO DA(S) CARGA(S) EXPLOSIVA(S) UTILIZADA(S)

10. Caraterísticasdo(s) explosivo(s)
Explosivo comercial *Eurodyn 2000* 120g x 50 velas W = 6 kg

11. Esboço do(s) explosivos(s) utilizados(s)



12. Caraterísticas do meio	
Distância ao alvo: 1,84 [m]	Altura ao solo: 2,42 [m]

IV - MONITORIZAÇÃO

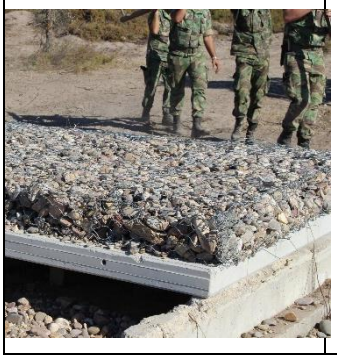
13. Descrição do sistema

O sistema de monitorização é constituído por duas vigas de madeira unidas nos topos por ferros e com 5 furos cada uma delas. Cada um dos furos encontra-se preenchido com espuma de poliuretano, onde são colocadas as hastes metálicas (uma em cada furo). Permite que seja medida a deformação residual inicial e a deformação máxima no instante que decorre o evento explosivo.

14. Imagens do sistema

V - REGISTO FOTOGRÁFICO

15. Pré-ensaio



16. Pós-ensaio

VI - RESULTADOS DOS ENSAIOS

17. Efeitos observados

O ensaio provocou fendilhação e deformação do modelo por flexão cilíndrica.

Fendilhação: foram observadas diversas fendas nos bordos e na face inferior da laje.

Deformação: a média de deformação instantânea máxima, medida pela diferença do comprimento livre das 10 hastes foi de 23,5 [mm]. A deformação residual final medida com a régua de 2 [m] e fita métrica na face superior foi de 8 [mm].

Verificou-se um aumento de deformação quando comparada com a adoção de um colchão com 0,16 m. Uma vez que foi acrescentada mais carga no elemento estrutural, a laje poderá ter cedido pela sobrecarga adicional. É necessário encontrar uma espessura que mitigue os efeitos explosivos sem comprometer com o seu próprio peso a capacidade estrutural do elemento a proteger.

Outros:

Reutilização do(s) elemento(s) após ensaio: Não

VII - PARÂMETROS ESTIMADOS DA ONDA DE CHOQUE (Refª:UFC 3-340-02, 2008; Kinney e Graham, 1985; Needham, 2010)

Distância reduzida Z= 2,0 [m/Kg1/3]	**Pressão incidente de pico** P_{S0}= 0,812 [MPa]	**Pressão refletida de pico** P_{R0}= 4,224 [MPa]
Impulso incidente i_s=0,114 [MPa·ms]	**Impulso refletido** i_R=0,595 [MPa·ms]	