



# **Desenvolvimento de um Sistema Inovador de Proteção de Estruturas de Betão contra Explosões**

**David Monteiro Nabais**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Militar**

Orientadores:

Professor Doutor Eduardo Nuno Brito Santos Júlio  
Major de Engenharia Gabriel de Jesus Gomes

**Júri**

Presidente: Professor Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Professor Doutor Eduardo Nuno Brito Santos Júlio

Vogal: Professor Doutor Válter José da Guia Lúcio

Vogal: Tenente Coronel Carlos Alberto Rocha Afonso

**Outubro 2016**



## **Agradecimentos**

Em primeiro lugar, quero expressar o meu profundo agradecimento ao Professor Doutor Eduardo Júlio, meu orientador científico, pela disponibilidade, compromisso, apoio e motivação, tendo sido muito gratificante trabalhar com o Professor. Agradeço, igualmente, ao Major de Engenharia Gabriel Gomes, meu co-orientador científico, pelo acompanhamento, atenção e encorajamento constantes e pela camaradagem e disponibilidade, com sacrifício do seu tempo particular, e por ser um exemplo tanto a nível pessoal como profissional. A ambos agradeço as indicações, o cuidado, a capacidade crítica e o rigor científico exigidos.

Manifesto o meu agradecimento aos Professores Corneliu Cismasiu, Filipe Santos e em especial ao Professor Eduardo Cavaco, da FCT-UNL, pela disponibilização de instrumentação e apoio na monitorização dos ensaios. Gostaria ainda de agradecer ao Engenheiro André Oliveira pelo auxílio na preparação da instrumentação dos elementos ensaiados.

Agradeço ao Professor Hugo Costa, do ISEC, pela disponibilidade e apoio na execução das camadas de reforço das lajes. Agradeço, igualmente, à empresa Vamaro – Construção Civil, S.A., e em particular ao Engenheiro Ricardo Teixeira, pela execução das lajes, indispensáveis para a concretização da presente dissertação.

O trabalho de campo não seria possível sem o envolvimento dos meios e pessoal do Regimento de Engenharia 1, em particular do Batalhão de Engenharia e do Centro de Treino em Explosivos e Constramedidas, bem como da Companhia de Engenharia da Brigada Mecanizada, pelo que expresso um agradecimento a estas Unidades e em particular ao Capitão José Basto e aos Sargentos-Ajudantes João Branco e Paulo Soares.

Agradeço a todos os amigos que fiz ao longo de todo o meu percurso académico, em especial ao Jorge Martinho, pela sua amizade de longa data, e ao Emanuel Gonçalves, pela sua camaradagem e apoio incessante ao longo do meu percurso militar.

À Inês Serralheiro expresso o meu profundo agradecimento, por todo o apoio, paciência, compreensão e amor incondicional, por me auxiliar nos momentos menos fáceis e por me incentivar e motivar constantemente.

Agradeço a toda a minha família, que sempre me apoiou e incentivou.

Por fim, agradeço ao meu irmão, Filipe Nabais, por todas as discussões que para além da aparência, estiveram recheadas de carinho, admiração e amor, e especialmente por todos os bons momentos que partilhámos desde sempre. Aos meus pais, António José e Cristina, por serem um exemplo para mim, por toda a educação e sabedoria que me transmitiram, por continuarem a ser o meu porto de abrigo, pela paciência e apoio nas situações mais complicadas, por todo o amor e carinho que me oferecem constantemente, e por acreditarem em mim.



## Resumo

O terrorismo é uma preocupação constante e eminente para qualquer país. Os danos que as suas manifestações provocam, recorrendo a explosões, têm uma magnitude catastrófica, afetando a estabilidade internacional e espalhando o caos e o pânico pelas populações. Uma explosão afeta todos os elementos na sua envolvente, tornando-se muitas vezes letal.

A proteção de infraestruturas chave, com elevado risco de sofrer atentados, torna-se prioritária neste domínio. A presente dissertação tem como principal objetivo o desenvolvimento de um sistema de proteção de estruturas de betão contra explosões, alinhado com o projeto de investigação intitulado 'Segurança e Integridade de Infraestruturas Estratégicas face a Explosões Acidentais ou Provocadas (SI4E)'.

O estudo foi realizado adotando um elemento laje/parede. As camadas constituintes do reforço foram executadas com recurso a betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC), betão com agregados leves (LWAC) e betão com agregados de borracha (RuC). Foram ensaiadas quatro lajes de betão armado de 2,00 m de largura por 2,60 m de comprimento: uma laje de referência com 0,12 m de espessura e as restantes com diferentes camadas de reforço, variando a espessura final entre 0,14 m e 0,21 m.

Os resultados deste trabalho permitiram concluir que o UHPFRC é adequado para proteção face a explosões exteriores; não sendo contudo, o seu contributo significativo. O LWAC e o RuC são eficazes na proteção de estruturas face a explosões interiores. As propriedades dos materiais que mais influenciam a resistência, face a este tipo de ações, são a massa e a ductilidade do elemento.

**Palavras-chave:** Explosão, métodos energéticos, betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras, betão com agregados leves, betão com agregados de borracha; resistência estrutural a explosões.



## **Abstract**

Today, terrorism is a constant and eminent concern for any country. The damages that its manifestations provoke, by using explosives, have a catastrophic magnitude, affecting the international stability and spreading the chaos and the panic over the populations. In a very significant form, an explosion affects all the elements around it, becoming lethal in most cases.

Therefore, the protection of infrastructures, with higher risk of terrorism attack, becomes a priority. The principal aim of this master dissertation was to develop an innovate explosion protection system for concrete structures, in line with the research project entitled 'Security and Integrity of Strategical Infrastructures face the Accidental or Provoked Explosions (SI4E)'.

The study conducted was based on a reinforced concrete (RC) slab/element. Different concrete layers were used to strengthen the latter, using Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPRFC), Light Weight Aggregate Concrete (LWAC) and Rubberized Concrete (RuC). In the experimental part, four RC slabs/walls, with 2.00 m of width and a height of 2.60 m where tested. The reference slab had a total thickness of 0.12 m, whereas for the remainders this parameter varied between 0.14 and 0.21 m.

Results led to conclusion that the UHPRFC is adequate to protect the RC element from exterior explosions, but present a marginal contribution. Moreover, both LWAC and RuC are effective in protecting structures submitted to inside explosions. Lastly, it was concluded that the element's weight and ductility are the material properties that influence most the resistance to this type of action.

**Keywords:** Explosion, energetic methods, Ultra-High Performance Fibber Reinforced Concrete, Light Weigh Aggregate Concrete, Rubberized Concrete, Structural Resistance against Explosions.





## Letras Gregas

- $\alpha_e$  – Coeficiente de homogeneização  
 $\gamma$  – Massa volúmica  
 $\gamma_c$  – Rácio de calor específico  
 $\rho$  – Percentagem geométrica de armadura

## Letras Latinas

- $A_s$  – Área da secção transversal da armadura longitudinal  
 $b$  – Constante de forma  
 $C_r$  – Coeficiente de pressão refletida  
 $d$  – Distância entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior  
 $E_e$  – Módulo de elasticidade médio  
 $E_c$  – Módulo de elasticidade do betão  
 $E_s$  – Módulo de elasticidade do aço  
 $F$  – Coeficiente de percentagem geométrica de armadura em função do coeficiente de homogeneização da secção  
 $f_{cm}$  – Resistência à compressão do betão  
 $f_{ctm}$  – Resistência à tração do betão  
 $f_{c,din}$  – Valor de cálculo dinâmico da resistência à compressão do betão  
 $f_{ym}$  – Tensão de cedência do aço  
 $f_{y,din}$  – Valor de cálculo dinâmico da tensão de cedência do aço  
 $h$  – Espessura da laje  
 $H_{Exp}^d$  – Calor de explosão do explosivo em análise  
 $H_{TNT}^d$  – Calor de explosão do TNT  
 $I$  – Momento de inércia da secção transversal para ações de explosões  
 $I_g$  – Momento de inércia da secção de betão  
 $I_c$  – Momento de inércia da seção de betão fendilhada  
 $i_r$  – Impulso refletido  
 $i_s^+$  – Impulso incidente da fase positiva  
 $i_s^-$  – Impulso incidente da fase negativa  
 $K_e$  – Rigidez elástica  
 $K_L$  – Fator de transformação dinâmico do carregamento  
 $K_M$  – Fator de transformação dinâmico da massa  
 $K_{LM}$  – Fator de transformação dinâmico do carregamento e massa  
 $K_R$  – Fator de transformação dinâmico da resistência  
 $L_w$  – Comprimento de onda aérea  
 $m_e$  – Massa equivalente ( $m_e = K_{LM} * M$ )  
 $M_{r,din}$  – Momento resistente de uma seção para ações explosivas  
 $P_a$  – Pressão atmosférica ( $P_a = 0,101325 \text{ MPa}$ )

$P_{so}$  – Pressão incidente de pico  
 $P_r$  – Pressão refletida de pico  
 $p_u$  – Carga última  
 $q_s$  – Pressão dinâmica de pico  
 $R$  – Distância da estrutura-alvo ao foco da explosão  
 $t_0$  – Duração da fase positiva  
 $t_a$  – Tempo de chegada da onda de choque  
 $U$  – Velocidade da frente de choque  
 $Q$  – Massa de explosivo  
 $T_e$  – Trabalho exterior  
 $T_i$  – Trabalho interior  
 $W_E$  – Massa de explosivo equivalente  
 $W_{EXP}$  – Massa de explosivo em análise  
 $y_e$  – Deslocamento elástico  
 $y_m$  – Deslocamento plástico  
 $Z$  – Distância reduzida

#### **Abreviaturas e Acrónimos**

LWAG – Betão com Agregados Leves (Light Weigh Aggregate Concrete)

NATO – North Atlantic Treaty Organization

OTAN – Organização do Tratado do Atlântico Norte

RuC – Betão com Agregados de Borracha (Rubberized Concrete)

SI4E – Segurança e Integridade de Infraestruturas Estratégicas face a Explosões Acidentais ou Provocadas

TNT – Trinitrotolueno

UHPFRC – Betão de Ultraelevado Desempenho Reforçado com Fibras (Ultra-High Performance Fibber Reinforced Concrete)

## Índice

<b>Capítulo 1 - Introdução</b> .....	<b>1</b>
1.1 Enquadramento .....	1
1.2 Objetivos .....	2
1.3 Organização .....	3
<b>Capítulo 2 – A ação ‘explosão’</b> .....	<b>5</b>
2.1 Definição .....	5
2.2 Tipificação .....	5
2.3 Caracterização .....	6
2.3.1 Distância reduzida (Scaling Method) .....	6
2.3.2 Método do TNT equivalente .....	6
2.3.3 Onda de choque .....	7
2.3.4 Pressão dinâmica de pico ( $q_s$ ) .....	12
2.3.5 Velocidade da frente de choque ( $U$ ) .....	13
2.3.6 Comprimento de onda ( $L_w$ ) .....	14
2.4 Tipos de reflexão .....	14
2.4.1 Reflexão Normal .....	14
2.4.2 Reflexão Oblíqua .....	16
2.5 Métodos de análise dinâmica .....	17
2.5.1 Método Estático Equivalente .....	17
2.5.2 Sistema de Um Grau de Liberdade (SDOF) .....	18
2.5.3 Fatores de Transformação Dinâmica .....	18
2.5.4 Fatores de Incremento Dinâmico (DIFs) .....	18
2.5.5 Métodos Energéticos .....	19
2.5.6 Momento de Inércia .....	21
2.5.7 Momento Resistente .....	24
<b>Capítulo 3 – O material betão</b> .....	<b>25</b>
3.1 Betão de Ultraelevado Desempenho Reforçado com Fibras (UHPFRC) .....	25
3.2 Betão com Agregados Leves (LWAC) .....	27
3.3 Betão com Agregados de Borracha (RuC) .....	28
<b>Capítulo 4 – Preparação dos Ensaio</b> .....	<b>31</b>
4.1 Elementos Ensaiaados .....	31
4.2 Materiais Utilizados .....	34
4.2.1 Betão e Aço .....	34
4.2.2 Betão de Ultraelevado Desempenho Reforçado com Fibras (UHPFRC) .....	35
4.2.3 Betão com Agregados Leves (LWAC) .....	35
4.2.4 Betão com Agregados de Borracha (RuC) .....	35
4.3 Esquema de Ensaio .....	36

4.4 Monitorização .....	38
<b>Capítulo 5 – Análise e Discussão dos Resultados .....</b>	<b>41</b>
5.1 Abordagem Analítica .....	41
5.1.1 Laje de Referência .....	42
5.1.2 Laje reforçada com UHPFRC .....	44
5.1.3 Laje reforçada com UHPFRC e LWAC .....	46
5.1.4 Laje reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC .....	47
5.2 Resultados dos Ensaios .....	49
5.3 Contributo das camadas de reforço .....	54
5.4 Comparação com betão C25/30 .....	57
5.5 Influência de diferentes parâmetros na resistência estrutural face a ações impulsivas ...	58
<b>Capítulo 6 – Conclusões e desenvolvimento futuros .....</b>	<b>61</b>
6.1 Síntese e Principais Conclusões .....	61
6.2 Desenvolvimentos futuros .....	63
<b>Bibliografia.....</b>	<b>65</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>A.1</b>
Anexo A – Tabelas de transformação para elementos de viga .....	A.3
Anexo B.1 – Ficha de ensaio da laje de referência.....	A.7
Anexo B.2 – Ficha de ensaio da laje de reforçada com UHPFRC.....	A.10
Anexo B.3 – Ficha de ensaio da laje de reforçada com UHPFRC e LWAC .....	A.13
Anexo B.4 – Ficha de ensaio da laje de reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC .....	A.17

## Índice de Figuras

Figura 1 - Tipos de explosões .....	5
Figura 2 - Gráfico Pressão-Tempo .....	7
Figura 3 - Comparação de diferentes autores para a constante de forma b .....	8
Figura 4 - Pressão incidente de pico ( $P_{so}$ ) .....	10
Figura 5 - Duração da fase positiva ( $t_0$ ) .....	11
Figura 6 - Impulso específico positivo ( $i_s^+$ ) .....	12
Figura 7 - Pressão dinâmica de pico em função da pressão incidente de pico .....	13
Figura 8 - Velocidade da frente de choque em função da pressão incidente de pico .....	14
Figura 9 - Gráfico Pressão-Tempo para uma explosão aérea perfeita. ....	15
Figura 10 - Rácio entre Pressão Refletida de pico e a Pressão Incidente de pico $P_r/P_{so}$ .....	16
Figura 11 - Coeficiente de pressão refletida $C_r$ .....	17
Figura 12 - Esquema de sistema de um grau de liberdade (não amortecido) .....	18
Figura 13 - Relação carga - deslocamento para um regime elástico.....	20
Figura 14 - Relação carga - deslocamento para um regime plástico perfeito.....	20
Figura 15 - Relação carga-deslocamento para um regime elasto-plástico .....	21
Figura 16 - Secção Tipo I.....	22
Figura 17 - Secção Tipo II.....	22
Figura 18 - Secção Tipo III.....	22
Figura 19 - Ábaco para obter o coeficiente F para elementos reforçados numa face .....	23
Figura 20 - Secção de betão fendilhada .....	23
Figura 21 - Comparação do comportamento à tração de diferentes tipos de betão .....	26
Figura 22 – Esquema de localização dos extensómetros, planta à esquerda, alçado à direita .....	31
Figura 23 - Pormenor da montagem dos extensómetros .....	31
Figura 24 - Esquema de montagem dos ferrolhos (lado esquerdo) e execução dos ferrolhos (lado direito) .....	32
Figura 25 - Betonagem e vibração das lajes.....	32
Figura 26 – Dimensões e armadura das lajes.....	32
Figura 27 - Plataforma utilizada para o transporte das lajes .....	33
Figura 28 – Fissura provocada pela queda parcial da laje.....	33
Figura 29 - Esquema da localização da fissura da laje devido à queda parcial .....	34
Figura 30 - Gráfico Tensão - Extensão do aço A500NR .....	34
Figura 31 - Alçado do esquema de ensaio com localização das hastes metálicas .....	36
Figura 32 - Planta do esquema de ensaio com localização das hastes metálicas .....	37
Figura 33 - Sistema de ensaio antes da detonação.....	37
Figura 34 - Apoio da laje para os ensaios.....	37
Figura 35 - Dimensões da carga explosiva utilizada .....	38
Figura 36 - Montagem das extensões (à esquerda) e exemplo de leitura dos extensómetros (à direita).....	39

Figura 37 - Esquema da limitação da aquisição de ponto máximo de extensão .....	39
Figura 38 - Viga de madeira com espuma de poliuretano .....	40
Figura 39 - Montagem e marcação das vigas de madeira com as hastes metálicas .....	40
Figura 40 - Haste metálica para medição da deformação máxima .....	40
Figura 41 - Modelo de cálculo .....	42
Figura 42 - Mecanismo de rotura .....	42
Figura 43 - Laje de referência .....	43
Figura 44 - Laje reforçada com UHPFRC .....	44
Figura 45 - Pormenor do reforço da laje com UHPFRC .....	44
Figura 46 - Laje reforçada com UHPFRC e LWAC .....	46
Figura 47 - Pormenor do reforço da laje com UHPFRC e LWAC .....	46
Figura 48 - Laje reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC .....	47
Figura 49 - Pormenor do reforço da laje com UHPFRC, LWAC e RuC .....	48
Figura 50 - Dados registados pelos extensómetros da laje de referência .....	50
Figura 51 - Dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC .....	50
Figura 52 - Dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC e LWAC .....	51
Figura 53 - Detalhe dos dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC e LWAC .....	51
Figura 54 - Dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC .....	52
Figura 55 - Detalhe dos dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC .....	52
Figura 56 - Comparação entre medições e resultados analíticos .....	53
Figura 57 - Laje de referência após ensaio, vista inferior (à esquerda) e vista lateral (à direita) .....	54
Figura 58 - Laje reforçada com UHPFRC após ensaio .....	54
Figura 59 - Laje reforçada com UHPFRC e LWAC após ensaio .....	55
Figura 60 - Laje reforçada com UHPFRC e LWAC antes do ensaio (à esquerda) e após o ensaio (à direita) .....	55
Figura 61 - Laje reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC após ensaio .....	56
Figura 62 - Destacamento da camada de RuC (à esquerda) e perda de secção (à direita) .....	56
Figura 63 - Comparação entres medições, resultados analíticos e resultados analíticos apenas com C25/30 .....	58

## Índice de Tabelas

Tabela 1 - Fatores de Incremento Dinâmico (DIFs) para betão armado .....	19
Tabela 2 - Propriedades dos materiais afetadas pelos fatores de incremento dinâmico (DIF) .....	42
Tabela 3 - Síntese dos resultados obtidos através da análise numérica .....	49
Tabela 4 - Deformações máximas registadas nas hastes metálicas .....	52
Tabela 5 - Erro da abordagem analítica em relação aos valores medidos nos ensaios .....	53
Tabela 6 - Resultados de uma abordagem analítica para elementos constituídos apenas por betão da classe C25/30 ....	57
Tabela 7 - Síntese dos resultados mais relevantes .....	59
Tabela 8 - Fatores de transformação para elementos de barra e lajes simplesmente apoiados .....	A.3
Tabela 9 - Fatores de transformação para elementos de barra e lajes apoiados encastrados .....	A.4
Tabela 10 - Fatores de transformação para elementos de barra e lajes bi-encastrados .....	A.5





# Capítulo 1 - Introdução

## 1.1 Enquadramento

O terrorismo, segundo a Organização do Tratado do Atlântico Norte (OTAN) (NATO, 2016), pode ser definido como o uso ou ameaça de uso ilegal de força ou violência, instalando o medo e o terror, contra indivíduos ou estruturas, numa tentativa de forçar ou intimidar governos e sociedades, ou para ganhar controlo sobre uma população, a fim de atingir objetivos políticos, religiosos ou ideológicos.

A existência de ameaças terroristas é cada vez mais uma preocupação para qualquer país. Nos últimos anos, tem sido notório o crescimento deste tipo de ataques e manifestações, geralmente com recurso a explosivos que, além de afetarem a estabilidade internacional e espalharem o caos e o pânico nas populações, causam inúmeras mortes todos os anos. Atualmente, o terrorismo é cuidadosamente planeado e contém objetivos muito bem estipulados. Por vezes os alvos são edifícios, muitos deles com uma elevada concentração populacional ou um elevado valor estratégico e político. No entanto, as explosões também podem ocorrer acidentalmente; infraestruturas como refinarias de petróleo, armazéns de produtos químicos inflamáveis cuja ignição pode causar um incêndio ou uma explosão, ou paióis, têm associado um risco de explosão, superior a outros edifícios, decorrente da natureza das atividades neles desenvolvidas.

Uma explosão pode ser definida como “uma transformação realizada num curtíssimo intervalo de tempo e no decorrer do qual são produzidos um grande volume de gases e uma grande quantidade de energia, geralmente sob a forma de calor” (Gomes, 2013). As suas características extremas podem causar impactos catastróficos na sua envolvente. A grande maioria dos edifícios não está preparada para suportar este tipo de ações, que não são tidas em conta no seu dimensionamento, pelo que uma explosão num edifício, ou na sua envolvente, pode resultar numa catástrofe.

A proteção de infraestruturas críticas, ou seja, estruturas com risco de explosão ou de ataque terrorista elevado, é essencial e deve ser encarada como prioritária. O desenvolvimento de sistemas de proteção de estruturas de betão contra explosões é, por esta razão, de interesse eminente. Assim, a presente Dissertação enquadra-se no estudo de possíveis soluções para mitigar estes riscos.

As soluções de projeto atuais requerem a utilização de novos materiais e tecnologias de fabrico de materiais caracterizadas por, entre outros aspetos, favorecerem as propriedades em relação a materiais anteriormente utilizados. Uma das técnicas é a junção de materiais, complementando métodos tradicionais no que concerne a proteção contra explosões, combinando materiais com diferentes propriedades mecânicas (Szachogluchowicz *et al.*, 2016).

A norma americana UFC 3-340-02 (2014) propõe diversas metodologias para, no dimensionamento de estruturas, se contabilizar os efeitos de explosões confinadas ou não confinadas. É igualmente explicado como tratar as propriedades dos materiais, nomeadamente aço e betão, uma vez que na resposta a ações impulsivas estas alteram-se em relação ao comportamento a ações estáticas ou quase-estáticas. Contudo, trata-se de metodologias para o dimensionamento de estruturas e não de sistemas de proteção que possam ser aplicados a estruturas existentes.

Wu *et al.* (2009) estudaram o comportamento de lajes reforçadas com betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC) quando sujeitas a explosões, concluindo que este

material é mais resistente para ações explosivas face a um betão convencional; também Silva e Lu (2009) estudaram a capacidade resistente de lajes de betão armado face a explosões, demonstrando que é possível estimar o deslocamento de um elemento sujeito a ações explosivas. Em Portugal, no seguimento do projeto de investigação Segurança e Integridade de Infraestruturas Estratégicas face a Explosões Acidentais ou Provocadas (SI4E) (AM, 2015), Gonçalves (2015) estudou a capacidade resistente de lajes reforçadas com argamassas armadas a explosões, concluindo que a adição de um material com elevada resistência e capacidade de absorver energia aumenta a resistência de lajes de betão armado contra as ações de explosão. Rebelo (2015) efetuou uma modelação numérica para estes ensaios, cujo trabalho permitiu prever e simular com precisão a resposta de placas de betão armado com argamassas armadas quando sujeitas ao efeito de explosivos.

No seguimento destes trabalhos, considerou-se que uma solução de reforço de lajes constituída por diversas camadas de diferentes tipos de betão poderia conduzir a resultados interessantes. Na fase de trabalho de campo, foram ensaiadas quatro lajes de betão armado. A laje de referência tinha 2,00 m de largura, 2,60 m de comprimento e 0,12m de espessura. Adicionalmente, as lajes reforçadas tinham: (i) apenas uma camada de 0,02 m de betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC), (ii) a anterior e uma camada de 0,04m de betão com agregados leves (LWAC) e (iii) as anteriores e uma camada de 0,03m de betão com agregados de borrachas (RuC).

Os efeitos provocados pela detonação de explosivos foram analisados cuidadosamente numa fase posterior ao trabalho de campo, de modo a permitir perceber qual a forma mais correta e eficaz de utilizar estes diferentes tipos de betão. Apesar de as camadas possuírem características propícias à mitigação dos efeitos transmitidos à estrutura, estas devem ser aplicadas em locais onde essas propriedades possam ser relevantes. No caso de explosões exteriores, interessa minimizar a energia, proveniente da onda de choque resultante de uma explosão, transmitida à estrutura, ao passo que em explosões interiores, o foco deve ser minimizar as reflexões que ocorrem nos elementos, de modo a diminuir a amplificação destes efeitos.

## **1.2 Objetivos**

A presente dissertação centra-se no estudo da viabilidade de uma solução de proteção de estruturas de betão contra explosões. Com este trabalho, pretende-se contribuir para o desenvolvimento do conhecimento nesta área específica, que ainda carece de investigação, dada a sua complexidade e dificuldade na realização de ensaios à escala real.

Assim, definiu-se o plano de trabalhos da presente dissertação, focado em lajes, tendo sido adotadas camadas de betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (HPFRC) para aumentar a capacidade resistente do elemento, betão com agregados leves (LWAC) para conferir capacidade de deformação e de dissipação de energia através do esmagamento dos agregados leves e, por último, betão com agregados de borrachas (RuC) para permitir a dissipação de energia através da borracha na sua composição.

O objetivo geral é estudar o comportamento das diferentes camadas de reforço quando sujeitas a ações impulsivas, resultantes de uma explosão, analisando o seu contributo na proteção de estruturas de betão.

Como objetivos específicos, pretende-se estudar a influência das diferentes camadas de reforço e compreender o modo como estas contribuíram para a resistência dos elementos a explosões. Pretende-se também avaliar a viabilidade e o erro da utilização de métodos aproximados numa abordagem analítica e, por último, fazer uma análise de quais as propriedades dos materiais que mais influenciam a capacidade resistente dos elementos sujeitos a explosões.

### **1.3 Organização**

A presente dissertação apresenta-se dividida em seis capítulos. No primeiro capítulo, apresenta-se uma introdução ao tema e identificam-se os objetivos. No segundo capítulo, expõe-se uma síntese da revisão bibliográfica dos parâmetros mais relevantes no estudo de explosões, e nos métodos de análise numérica utilizados. No terceiro capítulo, apresenta-se uma abordagem das principais características dos materiais de reforço utilizados no caso de estudo. No quarto capítulo, é descrito o tipo de ensaio adotado, a constituição e características dos elementos ensaiados, e são apresentados os resultados obtidos e uma análise analítica dos mesmos. No quinto capítulo, é realizada uma análise comparativa dos resultados, explicando o contributo de cada uma das soluções ensaiadas e a influência de diferentes propriedades na resistência estrutural. Por último, no sexto capítulo, são apresentadas as conclusões alcançadas durante o desenvolvimento do presente trabalho e propostos alguns tópicos para desenvolvimento futuro.



## Capítulo 2 – A ação ‘explosão’

### 2.1 Definição

Explosão é o fenómeno resultante de uma libertação repentina de energia (Kinney e Graham, 1985). Uma explosão pode também ser definida como “uma transformação realizada num curtíssimo intervalo de tempo e no decorrer do qual são produzidos um grande volume de gases e uma grande quantidade de energia, geralmente sob a forma de calor” (Gomes, 2013).

As reações químicas nos explosivos podem ser divididas em três grupos: combustão, deflagração e detonação. No primeiro caso, a reação ocorre por oxidação, resultando na queima do explosivo, sem ocorrer explosão (Meyer *et al.*, 2007). Pode ser definida como uma reação química capaz de gerar calor (Jimeno *et al.*, 1995). O segundo caso, deflagração, ocorre quando a propagação da oxidação pelo material se dá a uma velocidade inferior à velocidade de propagação do som no ar; depende das condições exteriores, como a pressão ambiente. No caso da detonação, a reação ocorre a uma velocidade muito superior à velocidade de propagação do som no ar, resultando numa onda de choque (Kinney e Graham, 1985).

### 2.2 Tipificação

Segundo a UFC 3-340-02 (2014), as explosões em fase condensada podem ser caracterizadas em dois grandes grupos: as explosões não confinadas e as confinadas. Estes, por sua vez, podem ser subdivididos com base na localização da carga explosiva e no grau de confinamento.

Dependendo da posição relativa da explosão face à estrutura-alvo, as explosões não confinadas podem ser decompostas em: (1) explosões aéreas perfeitas, (2) explosões próximas da superfície, e (3) explosões à superfície. No que diz respeito às explosões confinadas, estas podem ser divididas em: (4) explosões completamente ventiladas, (5) explosões parcialmente confinadas, e (6) explosões completamente confinadas. Na Figura 1, apresenta-se um esquema com os diferentes tipos de explosões.

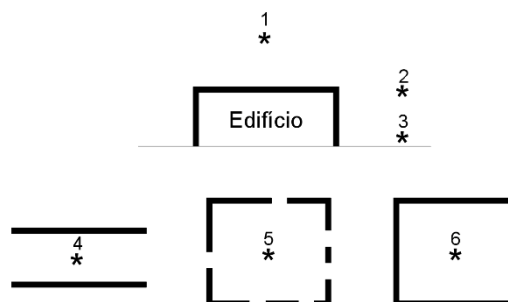


Figura 1 - Tipos de explosões, adaptado de UFC 3-340-02 (2014)

Na presente dissertação, apenas são analisadas com mais detalhe as explosões aéreas perfeitas, por ser o tipo observado no caso de estudo. Neste, a onda de choque propaga-se a partir do centro, atingindo a estrutura sem sofrer qualquer tipo de amplificação devida a reflexões.

As explosões próximas da superfície localizam-se a uma determinada distância acima da estrutura, podendo fazer com que a onda de choque refletida no solo chegue à estrutura antes da onda de choque proveniente diretamente da explosão.

Uma explosão à superfície ocorre muito próxima ou imediatamente acima do solo, sofrendo uma amplificação significativa na sua origem devido às reflexões no solo.

No que diz respeito às explosões confinadas, uma explosão completamente ventilada ocorre dentro ou imediatamente junto a uma estrutura do tipo barreira ou compartimento, com uma ou mais superfícies abertas para a atmosfera. A onda inicial é amplificada pelas reflexões nos elementos não frágeis da estrutura e os produtos da detonação são completamente ventilados para a atmosfera, formando uma onda de choque.

As explosões parcialmente confinadas ocorrem dentro de estruturas com algumas aberturas para o exterior. A onda inicial, que é amplificada pelos elementos frágeis e não frágeis da estrutura, e os produtos da detonação, produzem uma grande concentração de gases e elevado aumento da temperatura.

Por último, uma explosão completamente confinada é aquela que ocorre dentro de uma estrutura completamente fechada ou com uma área de aberturas para o exterior desprezável, resultando uma onda de choque interior com uma duração muito superior às referidas nos casos anteriores, provocando também um aumento da temperatura.

## **2.3 Caracterização**

### **2.3.1 Distância reduzida (Scaling Method)**

A utilização de grandezas escalares permite estudar, analisar e comparar numericamente os resultados de ondas de choques, provenientes de diferentes massas de explosivo e de diferentes distâncias (Mlakar e Barker, 2010). Assim, para caracterizar as ondas de choque resultantes de uma dada explosão e, por conseguinte, a energia libertada, é corrente escalar os parâmetros das ondas de choque pela raiz cúbica da quantidade de explosivo, definida por Hopkinson-Cranz de acordo com a equação (2.1):

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \quad (2.1)$$

onde  $R$  é a distância ao centro da detonação (expressa em metros) e  $W$  é a massa da carga explosiva (expressa em kg), e  $Z$  a distância reduzida.

### **2.3.2 Método do TNT equivalente**

Apesar de a utilização da distância reduzida permitir comparar os diversos parâmetros das ondas de choque provenientes de diferentes explosões, este é baseado na energia da explosão e massa de um explosivo de referência, que neste caso é o Trinitrotolueno (TNT). No entanto, nem todos os explosivos libertam a mesma energia por unidade de massa. Para se poder comparar explosões originadas por explosivos diferentes, pode-se caracterizar a explosão através da equivalência de TNT. Consiste no cálculo de uma carga de TNT capaz de produzir a mesma energia de explosão, onda de choque e impulso que o explosivo em estudo. (Mlakar e Barker, 2010).

Esta comparação não é completamente linear, uma vez que também depende da forma do explosivo, da quantidade de secções de explosivo, do seu confinamento, assim como do tipo de

explosão. A equivalência de TNT, em função do calor de explosão do explosivo, pode ser dada pela expressão (2.2) (UFC 3-340-02, 2014):

$$W_E = \frac{H_{EXP}^d}{H_{TNT}^d} * W_{EXP} \quad (2.2)$$

onde

$W_E$  - Massa de explosivo equivalente;

$W_{EXP}$  - Massa de explosivo em análise;

$H_{EXP}^d$  - Calor de explosão do explosivo em análise;

$H_{TNT}^d$  - Calor de explosão do TNT.

### 2.3.3 Onda de choque

Para descrever completamente o comportamento de uma onda de choque são necessários, pelo menos, três parâmetros. O primeiro corresponde à intensidade do choque inicial, sendo definido pela pressão incidente de pico ( $P_{so}$ ). O segundo corresponde à duração da fase positiva ( $t_o$ ). O terceiro corresponde ao impulso provocado nas fases positiva e negativa (Kinney e Graham, 1985).

Como resultado de uma detonação, forma-se uma onda de choque que se propaga radialmente ao longo da atmosfera. Medido a partir do centro da explosão, o tempo de chegada da onda de choque a um determinado ponto é definido por  $t_a$ . Nesse instante, a pressão sobe bruscamente para um valor designado por pressão incidente de pico ( $P_{so}$ ), ao qual segue uma redução praticamente exponencial até se atingir novamente a pressão atmosférica ( $P_a$ ), num intervalo de tempo infinitesimal designado por  $t_o$ . Após a fase positiva de uma onda de choque, segue-se uma negativa, com uma duração  $t_o^-$ , geralmente bastante superior a  $t_o$ , caracterizada por uma pressão negativa (inferior à pressão ambiente) com um valor negativo máximo de  $P_{so}^-$  (UFC 3-340-02, 2014). Para explosões não confinadas, a fase negativa normalmente é desprezada, uma vez que tem uma intensidade muito inferior à fase positiva, em valor absoluto. Além disso, tem um efeito contrário ao provocado pelo choque na fase positiva, sendo conservador desprezar este efeito quando se pretende quantificar a ação de explosões em edifícios (Remennikov, 2007). É também mais prolongada do que a positiva, sendo a sua ação mais ténue. Apresenta-se na Figura 2 uma ilustração do fenómeno descrito.

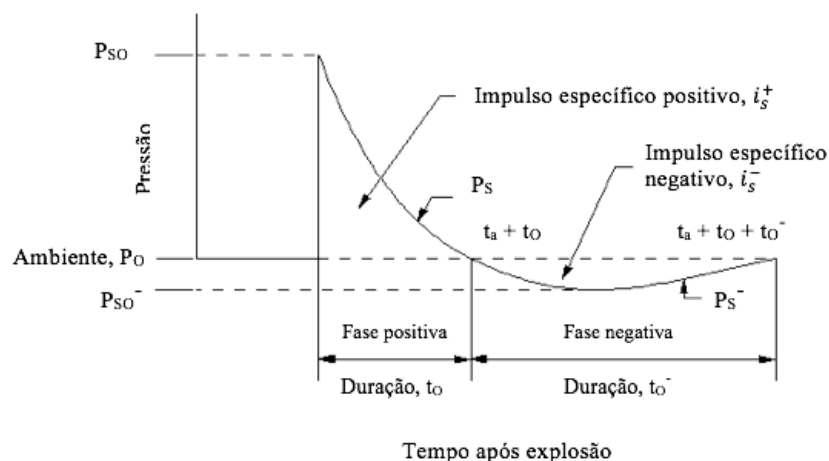


Figura 2 - Gráfico Pressão-Tempo, adaptado de UFC 3-340-02 (2014)

A relação entre a pressão e o tempo, ilustrada na Figura 2, pode ser definida através da equação (2.3) de Friedlander modificada, proposta por Baker *et al.* (1983):

$$P(t) = P_{so} \cdot \left(1 - \frac{t}{t_0}\right) \cdot e^{-\frac{bt}{t_0}} \quad (2.3)$$

sendo  $b$  a constante de forma.

Kinney e Graham (1985), com base no impulso causado pela onda de choque, apresentam de forma gráfica a variação da constante de forma  $b$  com a distância reduzida  $Z$  (Figura 3). Larcher (2007) estudou as equações de Kinney e Graham (1985) e propôs a equação (2.4):

$$b = 5,2777 \cdot Z^{-1,1975} \quad (2.4)$$

Recentemente, baseando-se no trabalho de Larcher (2007), Teich e Gebbekken (2010) propuseram uma nova expressão para estimar a constante de forma (Eq. 2.5):

$$b = 1,5 \cdot Z^{-0,38} \quad (2.5)$$

Há uma alteração significativa no expoente e na constante de multiplicação entre a equação (2.4) e a (2.5). Esta diferença recai sobre o facto destas expressões serem obtidas de forma empírica, e calibradas com base em resultados de ensaios experimentais e na experiência pessoal dos diferentes autores.

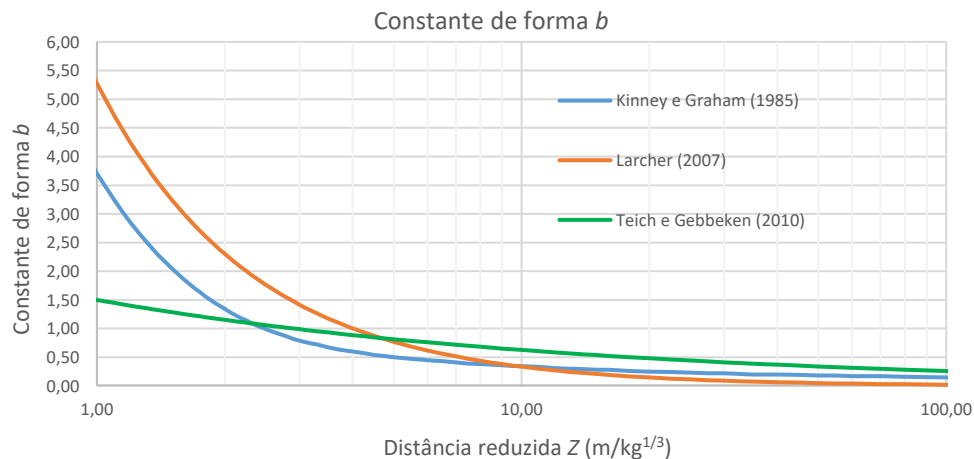


Figura 3 - Comparação de diferentes autores para a constante de forma  $b$

### Pressão incidente de pico ( $P_{so}$ )

Ao longo dos tempos têm sido desenvolvidos diferentes métodos para quantificar os efeitos de uma onda de choque. Em 1955, Brode apresentou uma estimativa para a pressão incidente de pico ( $P_{so}$ ) em função da distância reduzida:

$$P_{so} = \frac{6,7}{Z^3} + 1 \text{ [bar]} \quad (P_{so} > 10 \text{ bar})$$

$$P_{so} = \frac{0,975}{Z} + \frac{1,455}{Z^2} + \frac{5,85}{Z^3} - 0,019 \text{ [bar]} \quad (0,1 \text{ bar} < P_{so} < 10 \text{ bar}) \quad (2.6)$$

Anos mais tarde, em 1961, Newmark and Hansen (Ngo *et al.*, 2007) apresentaram uma formulação para calcular o  $P_{so}$  para explosões à superfície, no entanto para o uso da expressão (2.7) a massa de explosivo deve vir em toneladas, fazendo com que a distância reduzida  $Z$  venha em m/ton<sup>1/3</sup>:

$$P_{so} = 6784 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right)^3 + 93 \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{Z}\right)^3} \text{ [bar]} \quad (2.7)$$



Em 1965, através de uma aproximação experimental, é sugerida, no US Army Technical Manual *Fundamentals of Protective Designs (Non-nuclear)* (Bulson, 1997), uma expressão para estimar a  $P_{so}$ :

$$P_{so} = \frac{4120}{Z^3} - \frac{105}{Z^2} + \frac{39,5}{Z} \text{ [psi]} \quad (2.8)$$

O uso desta expressão está bastante limitado, uma vez que ela apenas é válida para  $1,103 \text{ MPa}$  ( $160 \text{ psi}$ )  $> P_{so} > 0,0138 \text{ MPa}$  ( $2 \text{ psi}$ ) e  $7,934 \text{ m/kg}^{1/3}$  ( $20 \text{ ft/lb}^{1/3}$ )  $> Z > 1,190 \text{ m/kg}^{1/3}$  ( $3 \text{ ft/lb}^{1/3}$ ), sendo  $Z$  a distância reduzida. Face a esta limitação, o Department of Defense USA, estabeleceu uma relação empírica válida de  $39,670 \text{ m/kg}^{1/3}$  ( $100 \text{ ft/lb}^{1/3}$ )  $> Z > 0,0524 \text{ m/kg}^{1/3}$  ( $0,132 \text{ ft/lb}^{1/3}$ ), apresentada na Figura 4.

Josef Henrych (Goel *et al.*, 2012), baseando-se na análise de diversos dados experimentais, em 1979 apresentou a expressão (2.9) para o cálculo da pressão incidente de pico:

$$P_{so} = \frac{14,072}{Z} + \frac{5,540}{Z^2} - \frac{0,357}{Z^3} + \frac{0,00625}{Z^4} \text{ [bar]} \quad (0,05 < Z < 0,3)$$

$$P_{so} = \frac{6,194}{Z} - \frac{0,326}{Z^2} + \frac{2,132}{Z^3} \text{ [bar]} \quad (0,3 \leq Z \leq 1,0)$$

$$P_{so} = \frac{0,662}{Z} + \frac{4,05}{Z^2} + \frac{3,228}{Z^3} \text{ [bar]} \quad (1 < Z < 10) \quad (2.9)$$

Held (Goel *et al.*, 2012), também através da análise de vários dados experimentais, em 1983 propôs a expressão (2.10):

$$P_{so} = 2 \cdot \frac{W^{\frac{2}{3}}}{R^2} = 2 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right)^2 \text{ [MPa]} \quad (2.10)$$

Kinney e Graham (1985) propuseram a expressão (2.11) para definir a pressão incidente de pico em função de  $Z$ , tendo por base a análise de uma grande quantidade de dados experimentais:

$$P_{so} = \frac{808 \cdot \left[1 + \left(\frac{Z}{4,5}\right)^2\right] \cdot P_a}{\sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0,048}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0,32}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{1,35}\right)^2}} \text{ [MPa]} \quad (2.11)$$

em que  $P_a$  é a pressão atmosférica ao nível do mar ( $P_a = 0,101325 \text{ MPa}$ ).

Dois anos mais tarde, em 1987, Mills (Ngo *et al.*, 2007) também apresenta a expressão (2.12) para o cálculo da pressão incidente de pico em kPa:

$$P_{so} = \frac{1772}{Z^3} - \frac{114}{Z^2} + \frac{108}{Z} \text{ [kPa]} \quad (2.12)$$

Recentemente, em 2004, Sadovskiy (Goel *et al.*, 2012) apresentou a expressão (2.13) baseando-se na análise de dados experimentais:

$$P_{so} = 0,085 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right) + 0,3 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right)^2 + 0,8 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right)^3 \text{ [MPa]} \quad (2.13)$$

Três anos mais tarde, em 2007, Bajié (Goel *et al.*, 2012) modificou a equação de Sadovskiy a partir da análise dados experimentais, apresentando a equação (2.14)

$$P_{so} = 1,02 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right) + 4,36 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right)^2 + 14 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right)^3 \text{ [bar]} \quad (2.14)$$

Constata-se que houve uma alteração constante nas expressões para o cálculo da pressão incidente de pico ao longo dos tempos. Estas expressões são empíricas e calibradas com base na análise de dados experimentais e na experiência pessoal de cada um dos autores. Com o passar do

tempo houve uma evolução da tecnologia o que tornou possível medir as grandezas de uma explosão com mais detalhe e precisão, levando a uma alteração e evolução das equações para medir este parâmetro.

Na Figura 4, pode observar-se uma comparação entre todas as formulações anteriormente apresentadas. Pela análise do gráfico da Figura 4, pode concluir-se que para valores de  $Z > 1$  as diferentes formulações dos diversos autores conduzem a resultados similares.

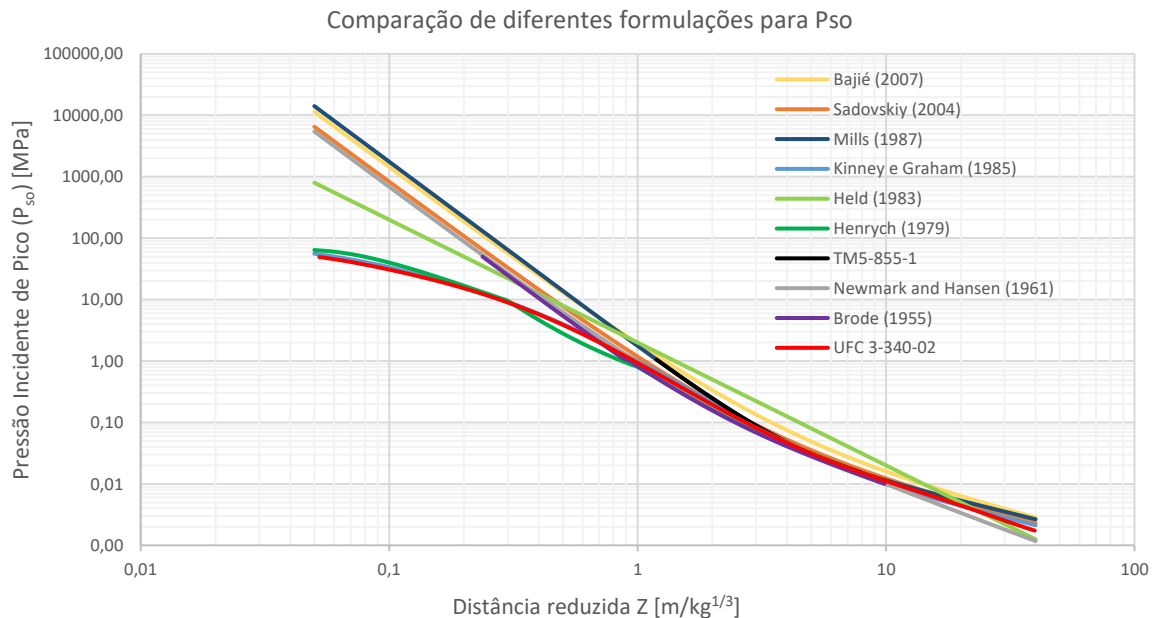


Figura 4 - Pressão incidente de pico ( $P_{so}$ )

### Duração da fase positiva ( $t_o$ )

Os danos infligidos numa estrutura dependem, em parte, do tempo que as forças atuam na mesma. Assim, a duração da onda de choque é um dos parâmetros que caracteriza a sua capacidade de causar danos. A fase em que a sobrepressão é positiva é a mais destrutiva, e a duração desta fase pode ser medida com maior precisão em relação à duração da fase negativa (Kinney e Graham, 1985). A duração da fase positiva,  $t_o$ , é uma função de  $P_{so}$  e da energia total produzida pela explosão. O fim da fase positiva é caracterizado por uma sobrepressão de zero (pressão atmosférica), que é caracterizada por uma onda na região audível. A condição de sobrepressão igual a zero propaga-se desde o centro da explosão à velocidade de propagação do som no ar. Esta velocidade é inferior à velocidade da frente de choque, o que significa que a duração da fase positiva aumenta com a distância, até um valor limite de  $P_{so} = 0$  (Bulson, 1997).

Kinney e Graham (1985) propuseram uma equação (2.15) para o cálculo da duração da fase positiva:

$$t_o = W^{1/3} \frac{980 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{Z}{0,54} \right)^{10} \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{Z}{0,02} \right)^3 \right] \cdot \left[ 1 + \left( \frac{Z}{0,74} \right)^6 \right] \cdot \sqrt{1 + \left( \frac{Z}{6,9} \right)^2}} \text{ [ms]} \quad (2.15)$$

Mais tarde, Sadovskiy (2004) também apresentou a equação (2.16) para o cálculo da duração da fase positiva:

$$t_0 = 1,2 \cdot \sqrt[6]{W} \cdot \sqrt{R}, \text{ como } Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} \leftrightarrow R = Z \cdot W^{\frac{1}{3}}$$

$$t_0 = 1,2 \cdot \sqrt[6]{W} \cdot \sqrt{Z \cdot W^{\frac{1}{3}}} \leftrightarrow t_0 = 1,2 \cdot W^{\frac{1}{3}} \cdot Z^{\frac{1}{2}} \quad (2.16)$$

A norma Americana UFC 3-340-02 (2014) também propôs uma relação empírica para estimar a duração da fase positiva, como ilustrado na Figura 5. Esta proposta é baseada nos resultados de Kingery & Bulmash (Gomes, 2016).

Pela análise do gráfico da Figura 5, nota-se que há uma diferença considerável entre os diferentes autores. Esta diferença deve-se, provavelmente, à dificuldade em medir esta grandeza com precisão.

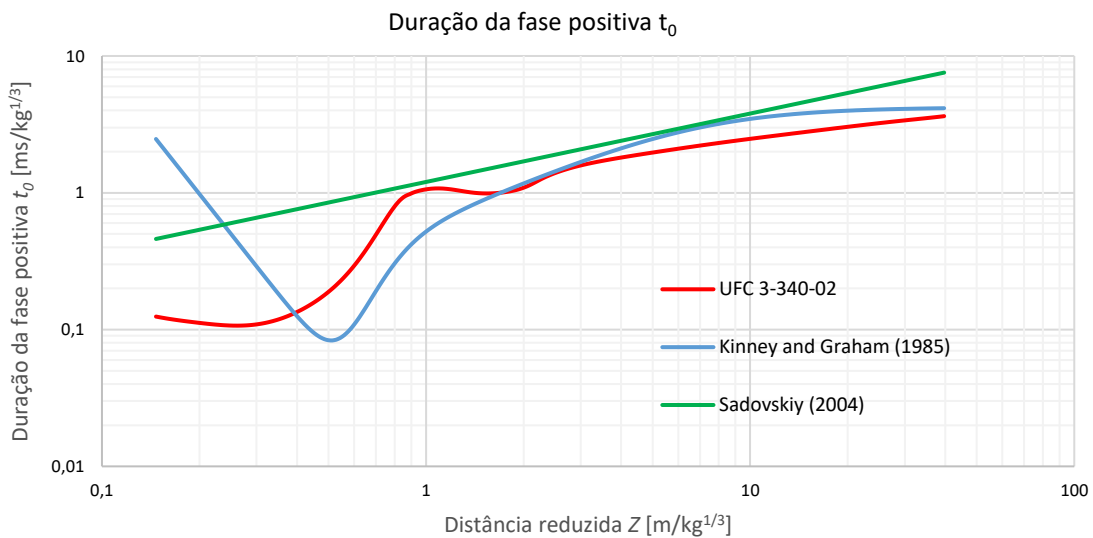


Figura 5 - Duração da fase positiva ( $t_0$ )

### Impulso incidente da onda de choque ( $i_s$ )

O impulso incidente é um dado importante para a caracterização da capacidade da explosão causar danos. Este parâmetro é uma função da pressão incidente de pico e da duração da fase positiva, podendo ser obtido pela área abaixo ou acima da curva da Figura 2, para o impulso incidente positivo ( $i_s^+$ ) ou negativo ( $i_s^-$ ) respectivamente (Kinney e Graham, 1985). Este também pode ser obtido pela integração da equação (2.3), levando às equações (2.17) e (2.18):

$$i_s^+ = \int_0^{t_0} P(t) dt = \frac{P_{so} \cdot t_0}{b} \cdot \left[ 1 - \frac{1 - e^{-b}}{b} \right] \quad (2.17)$$

$$i_s^- = \int_{t_0}^{\infty} P(t) dt = -\frac{P_{so} \cdot t_0}{b^2} e^{-b} \quad (2.18)$$

Held (1983) propôs a equação (2.19) para o cálculo do impulso incidente positivo:

$$i_s^+ = 300 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right) \cdot W^{\frac{1}{3}} [\text{Pa} \cdot \text{s}] \quad (2.19)$$

Dois anos mais tarde, Kinney e Graham (1985) propuseram igualmente uma expressão empírica para o cálculo do impulso incidente:

$$i_s^+ = \frac{0,0067 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0,23}\right)^4}}{Z^2 \cdot \sqrt[3]{1 + \left(\frac{Z}{1,55}\right)^3}} \text{ [MPa} \cdot \text{ms]} \quad (2.20)$$

Mais recentemente, Sadovskiy (2004) modificou a equação de Held (1983), propondo a equação (2.21):

$$i_s^+ = 200 \cdot \left(\frac{1}{Z}\right) \cdot W^{\frac{1}{3}} \text{ [Pa} \cdot \text{s]} \quad (2.21)$$

A definição empírica da UFC 3-340-02 (2014) para o impulso incidente está escalada para o valor de 1kg de TNT. Das equações apresentadas, apenas a formulação apresentada por Kinney e Graham (1985) não está escalada em função da massa do explosivo, o que faz com à medida que são consideradas maiores quantidades de explosivo, os resultados variam em relação à equação (2.20). Na Figura 6, pode-se observar uma comparação entre as equações apresentadas assim como a diferença que se verifica ao aumentar a massa de explosivo:

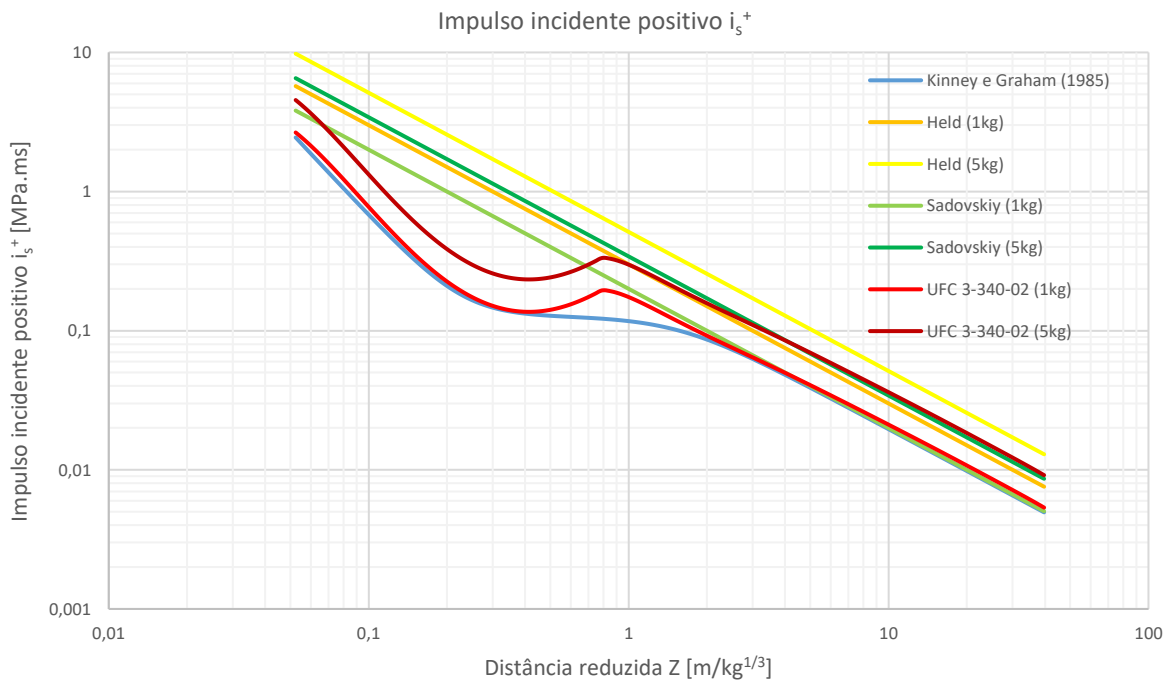


Figura 6 - Impulso específico positivo ( $i_s^+$ )

### 2.3.4 Pressão dinâmica de pico ( $q_s$ )

Muitas vezes, os efeitos destrutivos de uma onda de choque, gerada por uma explosão, estão relacionados com a pressão incidente de pico. Contudo, em algumas tipologias de edifícios, e em particular quando estes apresentam alguma porosidade, outro aspeto importante na caracterização dos efeitos destrutivos é a pressão dinâmica (efeito de sopro). Este efeito é cumulativo com a pressão incidente de pico (Remennikov, 2007). A pressão dinâmica pode ser obtida pela equação (2.22) de Rankine-Hugoniot (Needham, 2010), onde  $P_a$  é a pressão atmosférica ao nível do mar, expressa em MPa:

$$q_s = \frac{5}{2} \cdot \frac{P_{s0}^2}{(7 \cdot P_a + P_{s0})} \text{ [MPa]} \quad (2.22)$$

Na Figura 7, pode observar-se uma comparação entre a equação de Rankine-Hugoniot (Needham, 2010) e a proposta da UFC 3-340-02 (2014) para calcular a pressão dinâmica de pico em função da pressão incidente de pico. Esta é baseada nos resultados da primeira, daí os resultados serem idênticos.

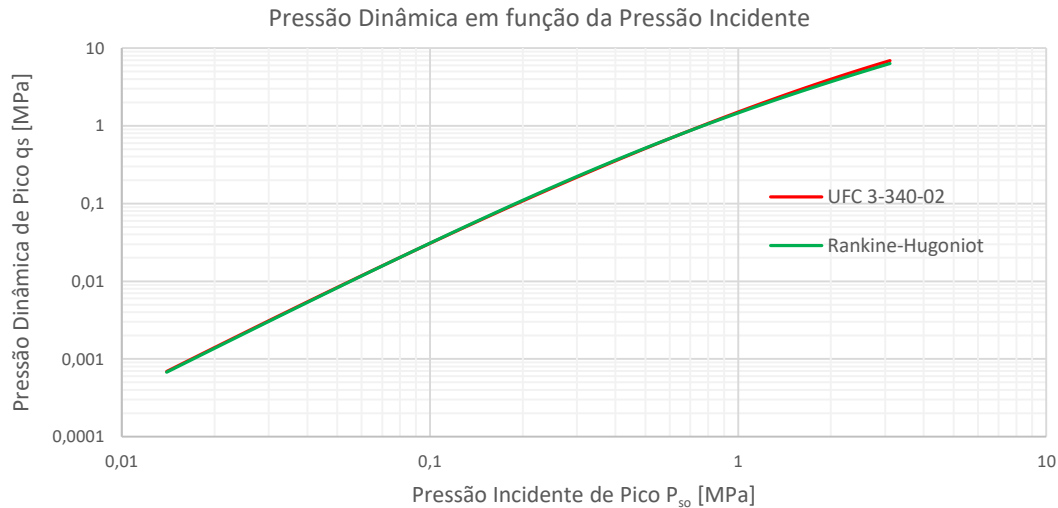


Figura 7 - Pressão dinâmica de pico em função da pressão incidente de pico

### 2.3.5 Velocidade da frente de choque ( $U$ )

A velocidade da frente de choque ( $U$ ) permite calcular parâmetros como o tempo de chegada da onda à estrutura e o comprimento de onda. Como explicado no ponto §2.1, a velocidade da onda de choque é superior à velocidade de propagação do som no ar. Em função da velocidade de propagação do som no ar ( $C_0$ ), da pressão incidente de pico e da pressão atmosférica, Rankine-Hugoniot (Needham, 2010) propôs a equação (2.23) para o cálculo da velocidade da frente de choque:

$$U = C_0 \sqrt{1 + \frac{6 \cdot P_{so}}{7 \cdot P_a}} \quad [\text{m/ms}] \quad (2.23)$$

A velocidade de propagação do som no ar pode ser obtida em função da temperatura ambiente pela equação (2.24):

$$C_0 = C \cdot \sqrt{\frac{T}{T_0}} \quad [\text{m/s}] \quad (2.24)$$

onde:

$C$  - Velocidade de propagação do som a  $0^\circ$  (331,45 m/s);

$T$  - Temperatura do ambiente em Kelvin;

$T_0$  - Temperatura em Kelvin correspondente a  $0^\circ\text{C}$  (273,15 K).

A UFC3-340-02 (2014) também apresenta um ábaco com a velocidade da frente de choque em função da pressão incidente de pico. À semelhança do parâmetro anterior, também na velocidade da frente de choque a esta baseia-se no trabalho de Rankine-Hugoniot (Needham, 2010), daí conduzirem a resultados idênticos como se pode observar na Figura 8.

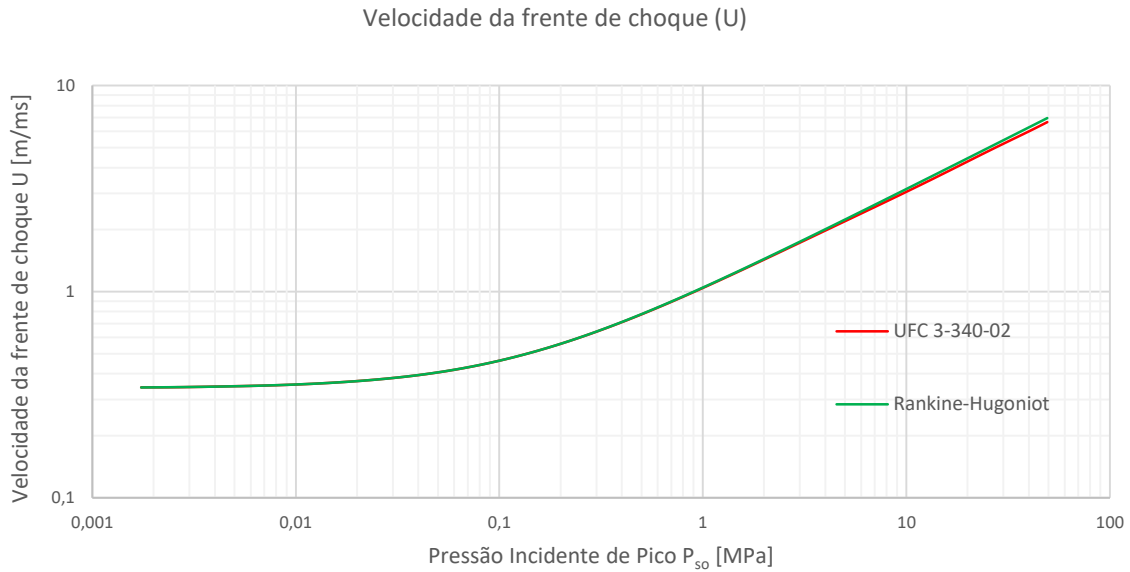


Figura 8 - Velocidade da frente de choque em função da pressão incidente de pico

### 2.3.6 Comprimento de onda ( $L_w$ )

O comprimento da onda da fase positiva,  $L_w$ , corresponde ao comprimento da região em que a sobrepressão é superior à pressão atmosférica. De acordo com a ASCE (1999), este comprimento pode ser obtido através da seguinte equação:

$$L_w = U \cdot t_0 \text{ [m/s]} \quad (2.25)$$

## 2.4 Tipos de reflexão

A interação da onda de choque com a superfície de uma estrutura pode ser bastante complexa, uma vez que depende da forma como a onda de choque incide e da geometria da superfície. Quando uma onda de choque atinge uma superfície, seja ela o solo ou uma estrutura, verifica-se uma reflexão e amplificação da mesma, que depende da intensidade da onda de choque e do ângulo da incidência (Wilkinson e Anderson, 2003).

### 2.4.1 Reflexão Normal

A reflexão normal ocorre quando o vetor do sentido de deslocamento da onda de choque incide perpendicularmente numa superfície. Após a onda atingir a superfície, esta é refletida em sentido contrário, criando um aumento da pressão à superfície, atingindo um valor de pressão refletida de pico ( $P_r$ ). Na Figura 9, pode observar-se o aumento da pressão refletida em relação à pressão incidente. Note-se, também, que a duração das fases positiva e negativa não se alteram.

Para estimar a pressão refletida de pico pode-se usar a equação (2.26) de Rankine-Hugoniot (Needham, 2010):

$$P_r = 2 \cdot P_{so} + (\gamma_c + 1) \cdot q_s \text{ [MPa]} \quad (2.26)$$

onde  $\gamma_c$  é o rácio de calor específico, ou seja, o rácio entre o calor específico a pressão constante e o calor específico a volume constante. Assumindo o ar como um gás ideal, este coeficiente toma o valor de 1,4, que geralmente fornece uma boa aproximação para situações correntes.

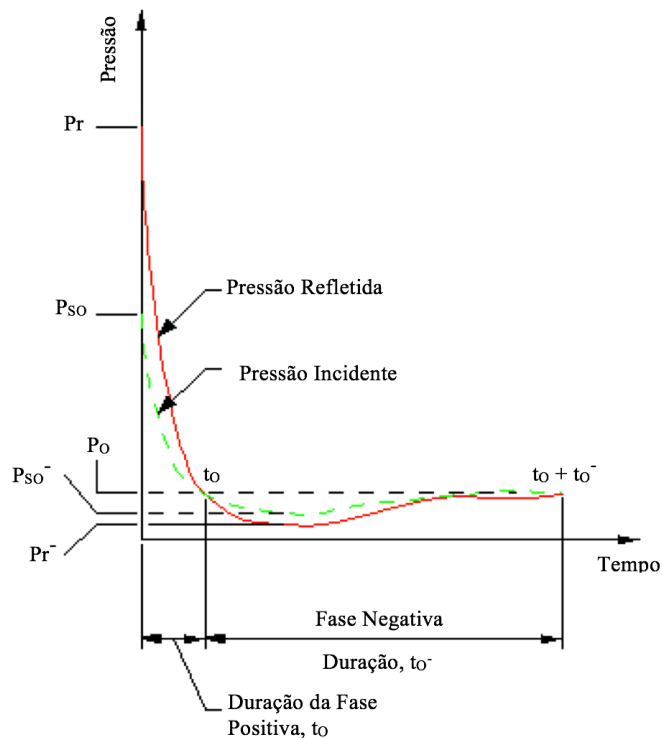


Figura 9 - Gráfico Pressão-Tempo para uma explosão aérea perfeita, adaptado de UFC 3-340-02 (2014).

Neste caso, e para diferentes valores de  $\gamma$ , a pressão dinâmica pode ser estimada através da equação (2.27), também proposta por Rankine-Hugoniot (Needham, 2010):

$$q_s = \frac{P_{so}^2}{2 \cdot \gamma \cdot P_a + (\gamma_c - 1) \cdot P_{so}} \text{ [MPa]} \quad (2.27)$$

Como  $\gamma_c=1,4$  fornece uma boa aproximação, a equação de Rankine-Hugoniot (Needham, 2010) pode ser simplificada, originando a equação (2.28):

$$P_r = 2 \cdot P_{so} \cdot \left( \frac{7 \cdot P_a + 4 \cdot P_{so}}{7 \cdot P_a + P_{so}} \right) \text{ [MPa]} \quad (2.28)$$

Newmark propõem a equação (2.29) para estimar o pico de pressão refletida, no entanto apenas é válida para pressões incidente de pico inferiores a 0,27 MPa (40psi). Esta expressão é uma simplificação da expressão (2.28) para um valor de  $P_a$  constante e  $\gamma=1,4$ , que abrange as situações mais genéricas (Mlakar e Barker, 2010):

$$P_r = (2 + 0,05 \cdot P_{so}) \cdot P_{so} \text{ [psi]} \quad (2.29)$$

Por último, a UFC 3-340-02 (2014) também define empiricamente uma estimativa para a pressão refletida de pico. Esta estimativa, assim como as equações apresentadas anteriormente, estão representadas no gráfico da Figura 10:

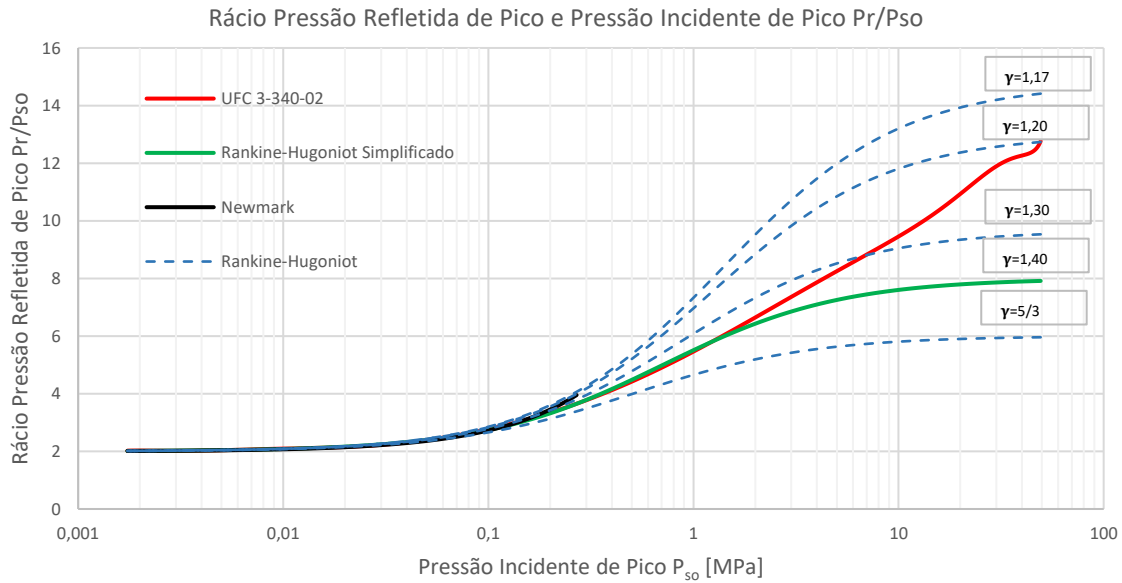


Figura 10 - Rácio entre Pressão Refletida de pico e a Pressão Incidente de pico  $P_r/P_{so}$

Como se pode observar no gráfico da Figura 10, à medida que o rácio de calor específico diminui, e para pressões incidentes de pico acima dos 0,2 MPa, nota-se uma grande variação no rácio entre  $P_r$  e  $P_{so}$ . A equação de Rankine-Hugoniot simplificada (Needham, 2010) oferece bons resultados para pressões de pico mais baixas (abaixo dos 0,2 MPa). Quando a pressão de pico aumenta, nota-se uma influência do rácio de calor específico, e pela análise do gráfico repara-se que a UFC 3-340-02 (2014) tem em conta essa variação na sua proposta.

Refira-se que as equações (2.28) e (2.29) apenas fornecem valores para a pressão refletida de pico, não sendo definido o impulso específico refletido. De acordo com Baker *et al.* (1983), o impulso específico refletido pode ser aproximadamente estimado, conhecendo o impulso específico positivo, como uma relação entre os impulsos e as pressões de pico, como mostra a equação (2.30):

$$\frac{i_r}{i_s} \approx \frac{P_r}{P_{so}} \quad (2.30)$$

#### 2.4.2 Reflexão Oblíqua

A reflexão oblíqua ocorre quando o ângulo de incidência da onda de choque na superfície não é perpendicular. De acordo com Kinney e Graham (1985), as reflexões oblíquas podem ser classificadas em dois tipos, reflexões oblíquas regulares e reflexões *Mach*, dependendo se o ângulo de incidência na superfície é inferior a  $39,23^\circ$  ou superior, respetivamente. Este ângulo é medido em relação ao eixo perpendicular à superfície.

A variação da pressão refletida e o impulso refletido depende do ângulo de incidência da onda de choque na superfície. Através da expressão (2.31) é possível estimar o valor do pico de pressão refletida em função da pressão incidente de pico:

$$P_r = C_r \cdot P_{so} \quad (2.31)$$

onde  $C_r$  é o coeficiente de pressão refletida (rácio entre a pressão refletida e a pressão incidente).



Através do ábaco da UFC 3-340-02 (2014), é possível obter o valor deste coeficiente ( $C_r$ ) em função da pressão incidente de pico ( $P_{so}$ ) como se pode observar na Figura 11.

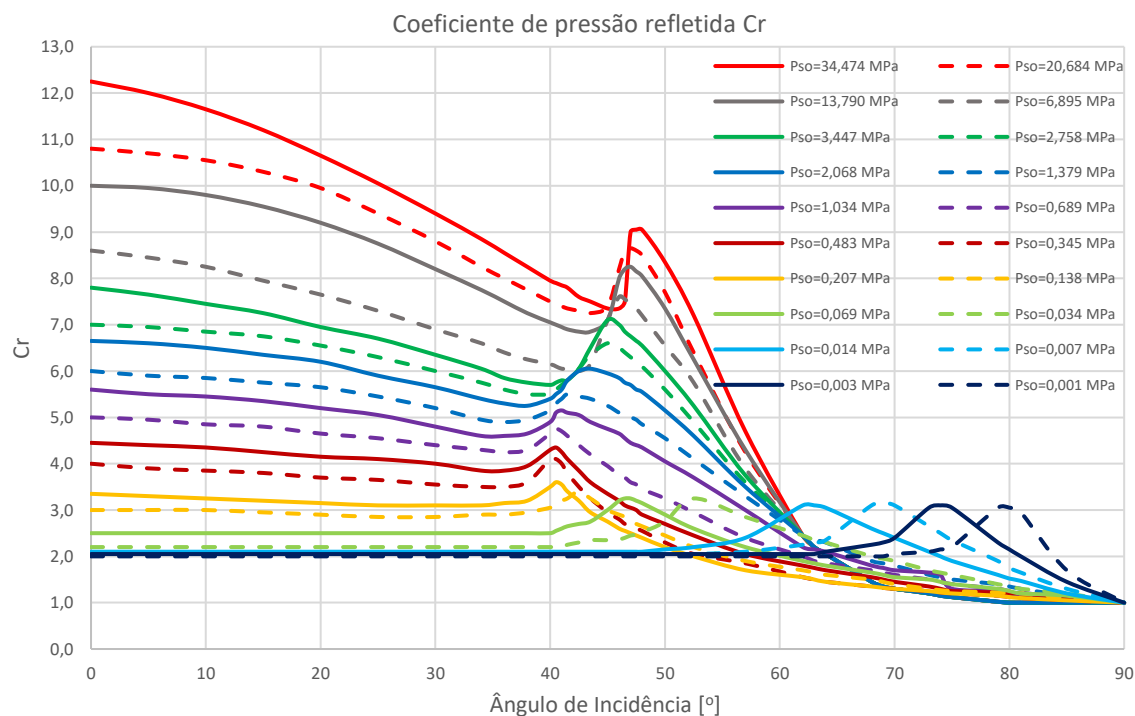


Figura 11 - Coeficiente de pressão refletida  $C_r$ , adaptado de UFC 3-340-02 (2014).

## 2.5 Métodos de análise dinâmica

Na análise de estruturas existem dois grandes tipos de análise: a análise linear e a análise não-linear. A utilização de um dos métodos em relação ao outro prende-se, essencialmente, com a complexidade da estrutura em estudo, com o grau de detalhe pretendido e com a precisão necessária para os resultados obtidos. O tipo de carregamento também influencia o tipo de análise. Caso se trate de um carregamento estático ou quase-estático, ou de um carregamento dinâmico.

A análise de uma estrutura face às ações de uma explosão tem de ser feita uma análise dinâmica do processo, uma vez que se trata de um efeito com uma duração muito curta (da ordem dos milissegundos) quando comparada com o tempo de resposta da estrutura.

### 2.5.1 Método Estático Equivalente

Este método de análise foi significativamente utilizado no passado, não sendo atualmente recomendado o seu uso. Como o nome sugere, este método consiste na utilização de um carregamento estático equivalente para simular a resposta dinâmica. Muitas vezes este carregamento é chamado de “vento equivalente”. Os parâmetros dinâmicos como a variação dos carregamentos no tempo, variação das velocidades de deformação nos materiais, fatores de amplificação de carregamentos, massa, rigidez, período de vibração e deformações plásticas, não são utilizados nem tomados em conta. A principal dificuldade deste método é a determinação de um carregamento estático aproximado que conduza a resultados razoavelmente adequados. O método estático equivalente não é recomendado para a maioria dos casos, à exceção de casos particulares em que a estrutura se encontre afastada do

foco da explosão, por forma a que o carregamento provocado pela explosão se possa assimilar a um carregamento provocado pelo vento (ASCE, 1999).

### 2.5.2 Sistema de Um Grau de Liberdade (SDOF)

O modelo mais simples utilizado no dimensionamento de estruturas para carregamentos explosivos é o sistema equivalente de um grau de liberdade (SDOF). Consiste em transformar o sistema real, através de fatores de transformação, num sistema equivalente com um grau de liberdade como se pode observar na Figura 12.

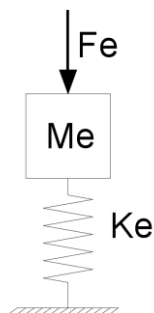


Figura 12 - Esquema de sistema de um grau de liberdade (não amortecido), adaptado de ASCE (1999)

### 2.5.3 Fatores de Transformação Dinâmica

Os fatores de transformação dinâmica são coeficientes que permitem a transformação do carregamento, da massa e da resistência do elemento estrutural em estudo, num sistema equivalente de um grau de liberdade. Para o carregamento o fator de transformação é designado por  $K_L$ . No caso da massa do elemento estrutural o fator de transformação é designado por  $K_M$ . Por último, o fator de transformação da resistência do elemento estrutural é designado por  $K_R$ .

Existe um fator de transformação para o carregamento e massa designado de  $K_{LM}$ . Este fator de transformação pode ser obtido pelo quociente entre os dois fatores anteriormente mencionados,  $K_L$  e  $K_M$ , conforme se pode observar na equação (2.32):

$$K_{LM} = \frac{K_M}{K_L} \quad (2.32)$$

É importante ter em conta que neste tipo de ações a massa contabilizada não é a da espessura total. Segundo a UFC 3-340-02 (2014) como a laje apenas tem armadura inferior contabiliza-se a massa localizada entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior ( $d$ ).

Na Tabela 8 do Anexo A podem observar-se alguns exemplos de fatores de transformação propostos pela UFC 3-340-02 (2014) para diferentes tipos de estruturas.

### 2.5.4 Fatores de Incremento Dinâmico (DIFs)

Um material, quando sujeito a um carregamento dinâmico impulsivo, não se comporta da mesma forma que quando sujeito a um carregamento estático ou quase-estático. De modo a ter em conta este fenómeno, as propriedades do material no seu comportamento estático, são afetadas por um fator de incremento dinâmico (DIF). Os DIFs, simplificadamente, são o rácio entre as propriedades dinâmicas do material e as suas propriedades estáticas, e dependem do tipo de material assim como do tipo de

comportamento em análise (flexão, tração, esforço axial etc.) (UFC 3-340-02, 2014). Na Tabela 1 pode-se observar alguns dos valores dos DIFs para o betão armado:

Tabela 1 - Fatores de Incremento Dinâmico (DIFs) para betão armado (adaptado de UFC 3-340-02, 2014)

<i>Tipo de ação</i>	<i>Aço</i>	<i>Betão</i>
<i>Flexão</i>	1,17	1,19
<i>Tração</i>	1,00	1,00
<i>Esforço Transverso</i>	1,10	1,10
<i>Compressão</i>	1,10	1,12

Existe outro aspeto a ter com conta nas propriedades dos materiais. A tensão máxima resistente exigida a um elemento dúctil é consideravelmente inferior à tensão máxima exigida a um elemento frágil para resistir à mesma força aplicada. Um elemento dúctil mantém a tensão máxima ou quase máxima enquanto acomoda grandes deformações plásticas, enquanto que um elemento frágil atinge a rotura rapidamente e com uma pequena quantidade de energia absorvida pela deformação plástica. O betão armado pode ser classificado como um material dúctil, principalmente pela capacidade de deformação plástica que o aço lhe confere.

Além dos DIFs aplicados às propriedades dos materiais, é necessário ter em conta esta capacidade do aço. Para isso a UFC 3-340-02 (2014) propõe a aplicação de um fator de incremento de resistência (SIF) ao aço, que toma o valor de 1,10.

### 2.5.5 Métodos Energéticos

A capacidade de uma estrutura se deformar devido à absorção de energia cinética resultante de um carregamento dinâmico é a principal questão a resolver. Os métodos energéticos baseiam-se no princípio da conservação da energia, em que o trabalho provocado por uma força exterior ( $T_e$ ) é igual ao trabalho interior ( $T_i$ ) produzido pela deformação do elemento. Este método permite o cálculo da resposta impulsiva nos vários regimes (elástico, plástico e elasto-plástico) e a análise de forma aproximada da deformação resultante.

Antes de analisar os diferentes regimes é importante conhecer qual o trabalho exterior realizado pelo carregamento impulsivo. Segundo a UFC 3-340-02 (2014) este trabalho pode ser estimado através da equação (2.33):

$$T_e = \frac{i_r^2}{2 \cdot m} \quad (2.33)$$

No caso de um regime elástico a capacidade de carga da estrutura em função do deslocamento pode ser descrita pelo gráfico da Figura 13, onde  $y_e$  é o deslocamento elástico.

Para este regime, a energia absorvida corresponde à área sob a função da carga-deslocamento, podendo ser descrita pela equação (2.34):

$$T_i = \frac{P_u \cdot y_e}{2} \quad (2.34)$$

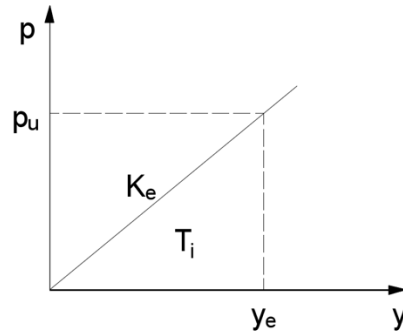


Figura 13 - Relação carga - deslocamento para um regime elástico

Igualando o trabalho exterior ao trabalho interior, ou seja, igualando as equações (2.33) e (2.34), é possível determinar o deslocamento elástico, obtendo-se a equação (2.35):

$$T_e = T_i \rightarrow \frac{i_r^2}{2 \cdot m} = \frac{p_u \cdot y_e}{2} \rightarrow y_e = \frac{i_r^2}{m \cdot p_u} \quad (2.35)$$

Quando se trata de uma resposta plástica perfeita, a função de carga deslocamento da estrutura toma um valor constante, podendo ser descrita pela Figura 14, onde  $y_m$  é o deslocamento plástico:

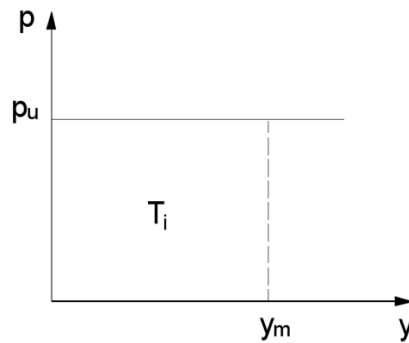


Figura 14 - Relação carga - deslocamento para um regime plástico perfeito

Neste caso a energia absorvida pelo sistema é dada por:

$$T_i = p_u \cdot y_m \quad (2.36)$$

Igualando as equações (2.33) e (2.36) obtém-se a equação (2.37) para estimar o deslocamento plástico neste regime:

$$T_e = T_i \rightarrow \frac{i_r^2}{2 \cdot m} = p_u \cdot y_m \rightarrow y_m = \frac{i_r^2}{2 \cdot m \cdot p_u} \quad (2.37)$$

Por último, tratando-se de um regime elasto-plástico, a relação entre a carga e o deslocamento pode ser representada pela Figura 15, onde  $y_e$  e  $y_m$  representam a deformação elástica e plástica respectivamente.

À semelhança das relações apresentadas anteriormente, o trabalho interior pode ser estimado através da área sob a função de resistência, resultando na equação (2.38):

$$T_i = \frac{p_u \cdot y_e}{2} + p_u \cdot (y_m - y_e) = p_u \cdot \left( y_m - \frac{1}{2} y_e \right) \quad (2.38)$$

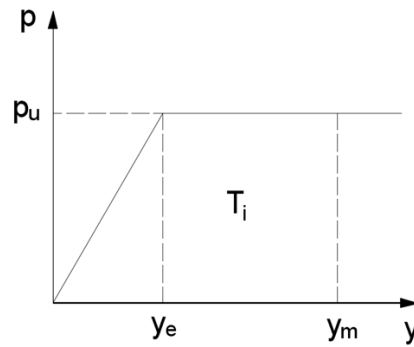


Figura 15 - Relação carga-deslocamento para um regime elasto-plástico

Equilibrando o trabalho exterior com o trabalho interior obtém-se a equação (2.39), que é a mais utilizada para o cálculo da resposta impulsiva de um sistema:

$$T_e = T_i \rightarrow \frac{i_r^2}{2 \cdot m} = p_u \cdot \left( y_m - \frac{1}{2} y_e \right) \quad (2.39)$$

### 2.5.6 Momento de Inércia

A determinação da deformação de um elemento de betão armado, no regime elástico ou elasto-plástico, é difícil pelo facto de que o momento de inércia efetivo varia ao longo da secção com a progressão das fissuras. Torna-se ainda mais complicado pelo facto de o módulo de elasticidade do betão varia com o incremento da tensão. Segundo a UFC 3-340-02 (2014) o momento de inércia para ações de explosões, de uma secção de betão armado fendilhada, pode ser estimado pela equação (2.40):

$$I = \frac{I_g + I_c}{2} \quad (2.40)$$

onde  $I_g$  e  $I_c$  são o momento de inércia da secção de betão e o momento de inércia da secção de betão fendilhada, respetivamente. Estes valores, para o caso de lajes, podem ser estimados pelas equações (2.41) e (2.42):

$$I_g = \frac{h^3}{12} \quad (2.41)$$

$$I_c = F \cdot d^3 \quad (2.42)$$

onde  $h$  é a altura da secção (espessura da laje) e  $d$  é a distância entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior, ou seja, a distância entre o centro da secção das armaduras à fibra comprimida mais afastada.

No caso de existir armadura de compressão, é necessário avaliar qual o tipo de secção que está em estudo por forma a saber qual a altura a considerar para  $d$ . Segundo a UFC 3-340-02 (2014) existem três tipos de secções quando se trata de lajes. Nas secções de tipo I o betão de recobrimento de ambas as faces da laje não se destaca, podendo-se considerar o seu contributo no cálculo da inércia da secção, como se observa na Figura 16. Além disso a rotação do elemento em relação aos apoios não pode ser superior a dois graus. Este tipo de secções pode conter armadura numa das faces (zona tracionada) ou em ambas as faces.

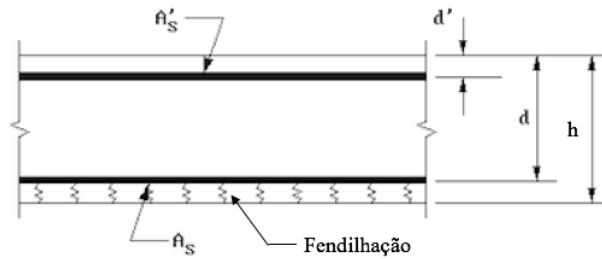


Figura 16 - Seção Tipo I, adaptado de UFC 3-340-02 (2014)

Quando uma seção é de tipo II o betão localizado na zona comprimida destaca-se, não sendo, por isso, considerado no cálculo da inércia da seção, como se observa na Figura 17. Neste caso o elemento sofre uma rotação maior que dois graus mas inferior a seis graus.

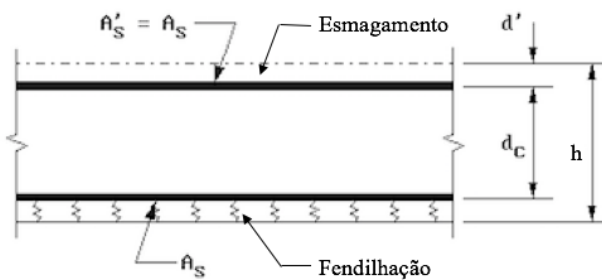


Figura 17 - Seção Tipo II, adaptado de UFC 3-340-02 (2014)

Por fim, nas seções de tipo III o betão de recobrimento de ambas as faces do elemento destaca-se, não contribuindo para o cálculo da inércia da seção, como se observa na Figura 18. Neste caso há uma redução significativa da capacidade resistente da laje pela perda de massa. A rotação de um elemento do tipo III é sempre maior ou igual à rotação sofrida por um elemento do tipo II.

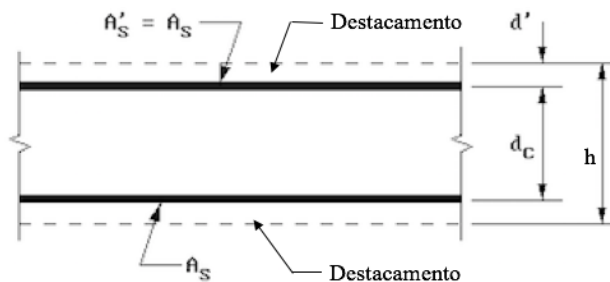


Figura 18 - Seção Tipo III, adaptado de UFC 3-340-02 (2014)

O coeficiente F é dado em função da percentagem geométrica de armadura de reforço e do quociente entre o módulo de elasticidade do reforço (aço) e o módulo de elasticidade do betão. Este coeficiente pode ser obtido através do ábaco da Figura 19, proposto pela UFC 3-340-02 (2014).

O quociente entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do betão é denominado de coeficiente de homogeneização ( $\alpha_e$ ), e pode ser obtido através da equação (2.43):

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.43)$$

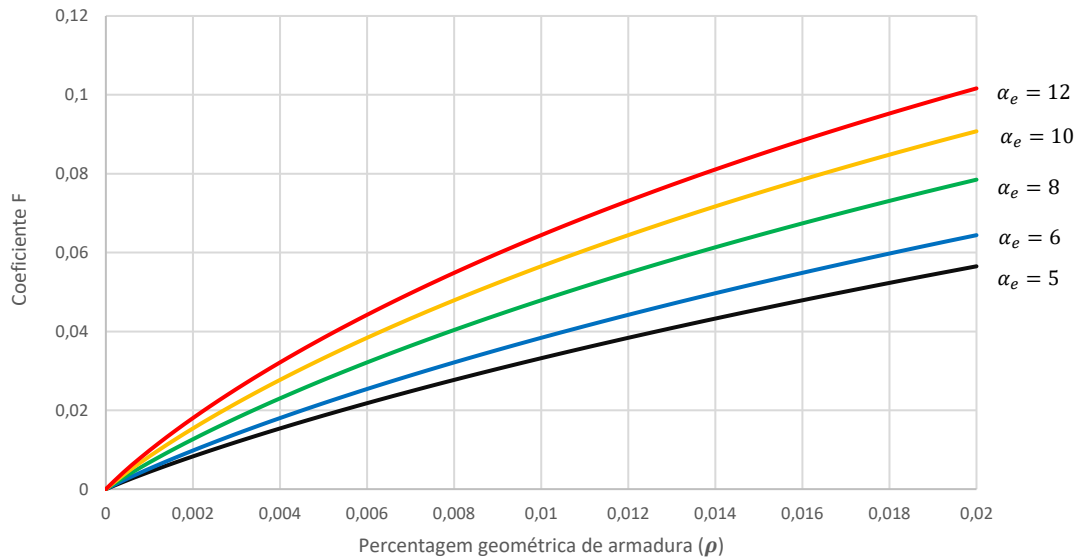


Figura 19 - Ábaco para obter o coeficiente F para elementos reforçados numa face, adaptado de UFC 3-340-02 (2014)

O momento de inércia de uma secção de betão fendilhada também pode ser estimado sem o recurso a ábacos. Neste caso o primeiro passo é calcular a posição da linha neutra (LN), ou seja, a linha em que as tensões na secção são nulas.

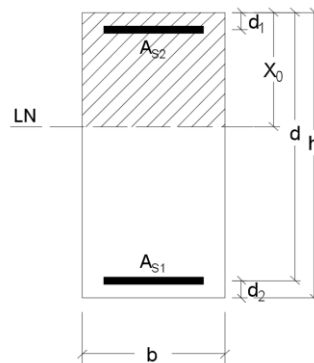


Figura 20 - Secção de betão fendilhada

Com base na Figura 20, relativa a uma secção de betão fendilhada, é possível determinar a posição da linha neutra ( $X_0$ ) através da equação (2.44).

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot X_0^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (X_0 - d_2) = \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - X_0) \quad (2.44)$$

O momento de inércia da secção fendilhada pode ser obtido através da equação (2.45):

$$I = \frac{b \cdot X_0^3}{3} + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} \cdot (X_0 - d_2)^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - X_0)^2 \quad (2.45)$$

Apesar de ser possível a determinação do momento de inércia da secção através de expressões analíticas, na presente dissertação vai ser utilizado o método da norma americana UFC 3-340-02 (2014) por ser a norma mundialmente reconhecida e por fornecer valores mais próximos dos dados obtidos durante os ensaios.

### 2.5.7 Momento Resistente

O momento resistente da secção para um carregamento impulsivo pode ser estimado através da equação (2.44) proposta pela UFC 3-340-02 (2014):

$$M_{r,din} = \frac{A_s \cdot f_{y,din}}{b} \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (2.44)$$
$$a = \frac{A_s \cdot f_{y,din}}{0,85 \cdot b \cdot f_{c,din}}$$

Alternativamente, pode ser usada a expressão (2.45) (Lúcio e Ramos, 2015):

$$M_{r,din} = \rho \cdot f_{y,din} \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{y,din}}{2 \cdot f_{c,din}}\right) \quad (2.45)$$

onde

$A_s$  - Área da secção transversal da armadura longitudinal

$b$  - Largura da secção

$d$  - Distância entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior

$\rho$  - 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

A percentagem geométrica de armadura é dada pela equação (2.46):

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (2.46)$$

As duas equações fornecem valores muito idênticos, com variação de centésimas, pelo que na presente dissertação é sempre utilizada a equação (2.45), por uma questão de simplicidade.



## Capítulo 3 – O material betão

Os materiais utilizados no reforço das lajes foram três betões especiais. Na primeira camada de reforço, adotou-se um betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC), com o objetivo de criar uma camada mais resistente e minimizar os danos infligidos à estrutura. Para a camada intermédia foi definido um betão com agregados leves (LWAC), um material mais leve e poroso, com o objetivo de absorver parte da energia proveniente da onda de choque. A última camada, que é a que toma contacto direto com a onda de choque, foi executada com um betão com agregados de borracha (RuC), para que estes agregados pudessem dissipar parte da energia da onda de choque. Desta forma conseguiu-se uma camada de proteção composta por diferentes materiais, com determinadas características, mas um mesmo objetivo: proteger a estrutura contra explosões.

### 3.1 Betão de Ultraelevado Desempenho Reforçado com Fibras (UHPFRC)

Um betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC) é significativamente diferente de um betão corrente, contendo elevadas dosagens de cimento Portland e sílica de fumo, fibras metálicas (ou de outro tipo), ausência de agregados grossos e baixa quantidade de água (mas elevada trabalhabilidade devido ao uso de dosagens elevadas de superplastificante).

A NP EN 206-1 (2007) classifica um betão como de elevada resistência (BER) se este pertencer a uma classe superior a C50/60. No entanto, apesar de esta diferença ser referida, a norma não contempla o termo betão de elevado desempenho (BED) nem faz qualquer referência ao mesmo. A principal diferença entre os dois termos está na sua abrangência. Com efeito, um BER é um betão que tem uma elevada resistência à compressão, ao passo que um BED é um betão que tem elevada resistência à compressão e elevada durabilidade (Camões, 2006).

O *American Concrete Institute* (ACI, 2013) define BER como um betão com uma resistência à compressão de 55 MPa ou superior. No entanto, faz referência a BED como um betão com uma combinação especial de exigências de desempenho e uniformidade, que não podem ser conseguidas recorrendo a constituintes normais nem a métodos de mistura, colocação e cura convencionais.

O UHPFRC apresenta propriedades mecânicas, como a resistência à compressão e a resistência à tração, muito superiores às de um betão corrente e, devido à sua densa matriz e porosidade muito reduzida, uma durabilidade muito superior (Eide e Hisdal, 2012; Ayub *et al.*, 2014).

A baixa relação água-cimento é possível devido à presença de superplastificantes (Camões, 2006). A mistura dos diferentes materiais para originar o UHPFRC requer mais tempo e conseqüentemente mais energia que um betão corrente. Na produção de grandes volumes de betão este fator leva a um aumento da temperatura durante a fase de amassadura, devido ao calor de hidratação e aquecimento dos equipamentos de mistura. Este fator pode ser contornado substituindo a água por gelo, ou incorporando escória de alto forno em substituição de parte do cimento, que também reduz o calor libertado pelas reações de hidratação (U.S. Department of Transportation, 2013).

O método e a forma como o UHPFRC é colocado nos moldes tem influência na orientação e dispersão das fibras. Esta não afeta a fendilhação inicial mas pode, no entanto, influenciar até 50% a resistência à flexão dos elementos estruturais com pequenas quantidades de armadura (Stiel *et al.*,

2004). A orientação das fibras não tem influência significativa na resistência à compressão nem no módulo de elasticidade.

O processo de cura do UHPFRC baseia-se em fatores essenciais como qualquer outro betão, designadamente a temperatura e humidade. Manter uma temperatura apropriada durante este processo é fulcral para controlar a velocidade a que as reações no cimento ocorrem. Por outro lado, como este material tem uma relação água/cimento muito baixa, torna-se também essencial diminuir, ou até mesmo eliminar, a perda de água interna selando o sistema ou aumentando a humidade ambiente (U.S. Department of Transportation, 2013). Quando o processo de cura ocorre a temperaturas elevadas (entre 65 e 180 °C) a resistência à compressão aos 28 dias aumenta em relação a uma cura a temperatura ambiente (20 °C) (Heinz e Ludwig, 2004; Abbas *et al.*, 2016). Schachinger *et al.* (2008), através de uma campanha experimental, concluíram que uma cura inicial a 20 °C durante 5 dias, seguida de uma cura entre os 50 e os 65 °C seria a combinação mais favorável para atingir tensões de resistência à compressão mais elevadas aos 28 dias.

Na Figura 21 pode observar-se uma comparação do comportamento à tração de diferentes tipos de betão, nomeadamente, betão corrente, betão corrente reforçado com fibras e betão de elevado desempenho reforçado com fibras. Nos dois primeiros casos o comportamento difere essencialmente no nível de tensão que se atinge. O betão corrente reforçado com fibras consegue atingir uma resistência à tração superior à do betão corrente, devido à presença das fibras na sua composição. Estas conseguem absorver as tensões que se geram com a fendilhação do betão devido a esforços de tração, conseguindo travar o desenvolvimento das fendas, e assim atingir valores de resistência à tração superiores a um betão corrente. Contudo após a fendilhação a resistência à tração diminui (Branston *et al.*, 2016).

Ainda assim, o betão de elevado desempenho reforçado com fibras consegue atingir níveis de resistência à tração superiores e, além disso, após a fendilhação segue-se uma fase de endurecimento, o que permite um ganho de resistência à tração face aos dois tipos de betão anteriormente mencionados. Outro aspeto a realçar é a ductilidade do betão de elevado desempenho reforçado com fibras, que permite grandes deformações até atingir o limite de resistência do material (Ribeiro e Nunes, 2012).

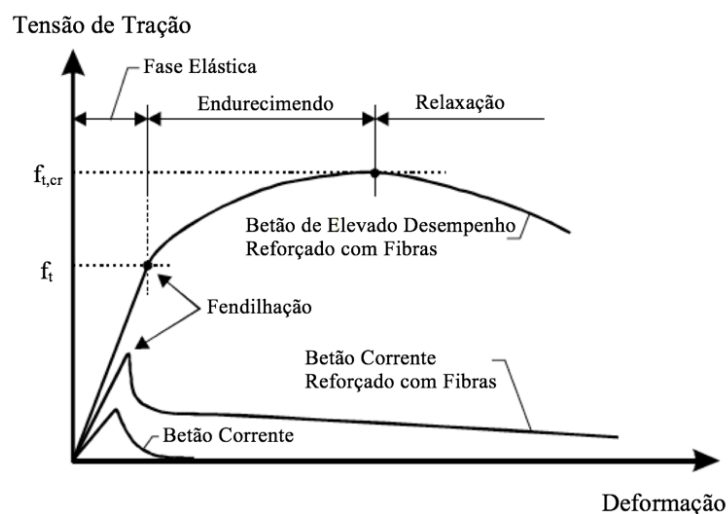


Figura 21 - Comparação do comportamento à tração de diferentes tipos de betão (Markovic, 2006)

O betão de elevado desempenho reforçado com fibras, quando comparado com um betão corrente, apresenta diversas vantagens como: melhoria na resposta a cargas de impacto, resistência à fadiga, permite uma melhoria no controlo da fendilhação, aumento da resistência à flexão e à tração. Contudo o seu menor uso reside no seu elevado custo. Além da adição de diversos materiais que não fazem parte da constituição de um betão corrente, este betão necessita de uma maior quantidade de cimento e maiores cuidados durante o processo de cura, o que aumenta o seu custo de produção (Ayub *et al.* 2014).

### **3.2 Betão com Agregados Leves (LWAC)**

A produção de um betão com agregados leves, consiste na mistura de um material ligante (geralmente cimento) com um conjunto de agregados leves, em proporções adequadas, adicionando-lhe a dosagem de água apropriada. Ao longo dos anos este conceito manteve-se praticamente inalterado. No entanto, com o desenvolvimento da tecnologia, os agregados leves possuem maior resistência à compressão, os ligantes proporcionam uma resistência mais elevada e os adjuvantes melhoram significativamente as propriedades do betão tanto no seu estado fresco como endurecido (Costa, 2012).

Os agregados leves podem ser divididos em dois grandes grupos: agregados leves orgânicos e agregados leves inorgânicos. Do primeiro grupo fazem parte: partículas de madeira, poliestireno expandido, granulados de cortiça, casca de arroz, entre outros. O segundo grupo pode ainda ser subdividido em agregados naturais, como a pedra-pomes, escórias vulcânicas, rochas sedimentares porosas, e agregados artificiais, que por sua vez podem ser de origem natural (argila, xisto, ardósia, entre outros) ou de origem industrial (vidro expandido, entre outros) (Zhang e GjØrv, 1991; EuroLightCon, 1998; CEB/FIP, 2010; Kockal e Ozturan, 2010).

Segundo a NP EN 206-1 (2007), um agregado leve é um agregado de origem mineral com massa volúmica, após secagem em estufa, menor ou igual a  $2000 \text{ kg/m}^3$ , quando determinada de acordo com a EN 1097-6\*, ou uma baridade, após secagem em estufa, menor ou igual que  $1200 \text{ kg/m}^3$ , quando determinada de acordo com a EN 1097-3\*. Assim um betão com agregados leves é um betão produzido total ou parcialmente com estes agregados.

Na produção de betão com agregados leves o ligante pode ser apenas cimento, ou cimento e adições (sílica de fumo, cinzas volantes, escórias de alto-forno e fíler). A sílica de fumo e a escória de alto forno permitem aumentar significativamente a resistência deste tipo de betão, sendo que este último permite também melhorar a sua trabalhabilidade (Chen e Liu, 2008; Costa, 2012).

O comportamento do betão, tanto no estado fresco como no estado endurecido, é afetado pelas propriedades dos agregados leves. A massa volúmica e a resistência mecânica destes agregados são as propriedades que mais influenciam o comportamento do betão. A porosidade dos agregados leves, assim como o seu teor em água e respetiva absorção, fornece uma fonte de água para a cura interna do betão, o que permite que o betão esteja continuamente a melhorar a resistência à compressão e a durabilidade. No entanto, este aspeto não exclui a necessidade de uma cura externa do betão (CIP 36, 2003; Lourenço *et al.*, 2004).

O módulo de elasticidade deste tipo de betão varia de forma aproximadamente linear para cada

tipo de agregado leve adicionado na mistura, de acordo com a sua dosagem volumétrica (Videla e Lopez, 2002; Ke *et al.*, 2009).

A resistência à compressão dos agregados leves depende do tipo de agregado e da sua origem, não existindo uma relação direta entre a resistência do agregado e a do betão, no entanto existe uma relação linear entre o aumento da dosagem volumétrica dos agregados leves e a redução da resistência do betão (Lourenço *et al.*, 2004; Ke *et al.*, 2009). Todos os agregados têm um limite de resistência, ou seja, uma resistência máxima atingível com uma moderada quantidade de cimento. Contudo o limite máximo de resistência de alguns agregados leves pode ser bastante elevado, aproximando-se do limite máximo dos agregados normais. O limite máximo de resistência do betão com agregados leves é maioritariamente influenciado pela quantidade de cimento e não tanto pelo tipo de agregados leves (ACI, 2003), contudo se forem utilizados agregados leves de maior densidade é possível produzir um betão com maior massa volúmica, por serem agregados mais resistentes, desta forma os betões assim produzidos obtêm uma maior resistência e módulo de elasticidade (Ke *et al.*, 2009).

No âmbito da presente dissertação, foram utilizados os agregados leves de argila expandida. Estes apresentam uma forma que pode variar entre angulosa a quase esférica dependendo do processo de fabrico utilizado. Para o fabrico deste tipo de betões o ideal é os agregados apresentarem a forma quase esférica. No que diz respeito ao aspeto, exteriormente estes apresentam cor castanha e uma superfície rugosa, densa e rígida. Interiormente contêm uma matéria de estrutura alveolar, que é originada pela expansão de gases no seu interior devido às elevadas temperaturas no forno. Em relação à dimensão dos agregados leves é de salientar a sua influência nas propriedades mecânicas do betão. As partículas de menor dimensão apresentam uma maior resistência, no entanto também apresentam uma maior densidade e rigidez. Também a resistência ao esmagamento é influenciada pela dimensão do agregado, quanto menor for o agregado leve maior será a sua resistência ao esmagamento (Silva *et al.*, 2004). O aumento da proporção volumétrica da argila expandida provoca uma elevada redução na resistência à compressão e do módulo de elasticidade do betão (Ke *et al.*, 2009).

Assim, como principais vantagens para a utilização de betão com agregados leves podem referir-se o reduzido peso volúmico, elevada resistência à compressão, elevada resistência ao fogo, isolamento térmico melhorado face a um betão corrente, custos de transporte reduzido e uma maior facilidade de manuseamento. Porém este tipo de betão apresenta um maior custo de produção, principalmente devido às adições e maiores dosagens de ligante, menor resistência à tração e ao corte, e menor módulo de elasticidade (NRMCA, 2003; Coutinho, 2006; He *et al.*, 2016).

### **3.3 Betão com Agregados de Borracha (RuC)**

Este tipo de betão surge com a necessidade de combater o aumento dos resíduos provocados pelo uso de pneus. Por ano, cerca de mil milhões de pneus atingem o seu fim de vida útil, levando a um grave problema ambiental, sendo necessário fazer face à acumulação de resíduos (Torgal e Jalali, 2010). A utilização deste tipo de betão na construção civil, como betão de enchimento ou estrutural,

tem trazido importantes melhorias na área da proteção ambiental e na sustentabilidade das reservas naturais, evitando a deposição destes resíduos em aterro (Valadares e Brito, 2010). Além dos aspetos ambientais, o agregado reciclado de borracha de pneu é um material mais leve do que o agregado de uso corrente, com maior elasticidade, grande capacidade de absorção de energia, e com propriedades térmicas e acústicas melhoradas (Santos e Rodrigues, 2015). Assim, este tipo de betão é atualmente uma das soluções disponíveis na indústria da construção que obteve mais sucesso (Duarte et al. 2016)

Em geral, a resistência à compressão dos betões com agregados de borracha reciclada diminui com o volume utilizado destes agregados na mistura de betão. O processo de produção da borracha não influencia a resistência à compressão do betão. Contudo, a utilização de agregados de borracha de menores dimensões leva a uma menor redução da resistência, aproximadamente metade em relação à utilização de agregados com maior dimensão. Os agregados de borracha conduzem a uma resistência inferior do betão, devido à reduzida resistência à compressão dos próprios agregados e, principalmente, à baixa aderência entre os agregados e a pasta de cimento (Güneyisi, 2010; Pelisser et al., 2011).

À semelhança do parâmetro anteriormente descrito, a resistência à tração do betão com agregados de borracha reciclada diminui com o aumento do volume dos agregados. Ainda assim, a redução da resistência à tração sofre uma influência menor deste fator em relação à resistência à compressão. Este efeito deve-se ao facto de os agregados de borracha possuírem alguma resistência à abertura de fissuras, uma vez que possuem capacidade de deformação (Liu *et al.*, 2016).

O módulo de elasticidade também é afetado pela substituição dos agregados pelos agregados de borracha na mistura de betão. A incorporação de agregados de borracha num betão faz com que a sua rigidez diminua e este se torne mais flexível. Quanto maior for a percentagem de agregados de borracha na mistura, menor será o módulo de elasticidade do betão. Isto deve-se ao facto de que o módulo de elasticidade da borracha em si ser muito menor em comparação com o módulo de elasticidade da areia, o que faz com que o betão com agregados de borracha seja mais deformável. Também esta propriedade é afetada de forma diferente com a dimensão dos agregados de borracha: ao contrário da resistência à compressão, quando se utilizam agregados finos de borracha, existe uma maior diminuição do módulo de elasticidade do que quando se usam agregados grossos de borracha. Contudo, a redução do módulo de elasticidade é menor em comparação com a redução da resistência à compressão (Güneyisi *et al.*, 2004; Pelisser *et al.*, 2011; Mavroulidou e Figueiredo, 2010; Duarte *et al.* 2016). Outra possível explicação para o módulo de elasticidade de betões contendo agregados de borracha ser inferior, poderá residir no facto de existir uma aderência mais fraca entre as fibras de borracha e a matriz de cimento, e no facto de as fissuras em torno das partículas de borracha resultarem de uma incompatibilidade entre as partículas de borracha e a pasta de cimento que as envolve (Segre and Joekes, 2000; Azmi et al., 2008; Albano et al., 2013).

A permeabilidade à água é o fator mais importante no que concerne à durabilidade do betão com agregados de borracha (Gupta *et al.*, 2016). Ganjian *et al.* (2009) levaram a cabo um estudo para perceber o efeito dos agregados de borracha na permeabilidade do betão, tendo concluído que ao substituir agregados grossos de borracha por agregados lascados, portanto de dimensão inferior, e ao substituir o cimento por borracha em pó (obtido por moagem do agregado de borracha), se aumentava

a permeabilidade à água. Gupta *et al.* (2016) também concluíram que a permeabilidade à água aumenta com a quantidade de agregados de borracha utilizados na mistura, independentemente da quantidade água / cimento utilizada. Este aumento da permeabilidade pode ser atribuído à redução da ligação entre partículas no betão modificado. Deste modo, a durabilidade do betão reduz-se com a introdução dos agregados de borracha, por haver um aumento da permeabilidade do betão, permitindo a entrada de agentes agressores na matriz que compõe o betão.

A retração deste tipo de betões é um aspeto que carece de uma atenção particular. Além do aumento da permeabilidade do betão, a incorporação de agregados de borracha, em substituição dos agregados correntes, conduz a um maior rácio de água/cimento em relação a um betão corrente. Este aumento de água está, naturalmente, associado a fenómenos de retração maiores. Além disso os agregados de borracha têm uma capacidade de resistir aos esforços, que surgem da retração, menor do que os agregados correntes (Bravo e Brito, 2011).

No que diz respeito à resistência à carbonatação, esta é significativamente afetada pela incorporação de agregados de borracha, principalmente quando se substituem os agregados grossos. Também a resistência à penetração de cloretos diminui com o aumento da percentagem de agregados de borracha e, uma vez mais, esta diminuição de resistência é mais pronunciada com a substituição dos agregados grossos (Bravo e Brito, 2011).

Este tipo de betão apresenta, ainda, uma elevada tenacidade<sup>1</sup>, estando associado a uma elevada capacidade de absorção de energia. A capacidade de amortecimento do betão com agregados de borracha aumenta consideravelmente com o aumento da percentagem deste tipo de agregados, ainda que esta relação não seja linear. A quantidade ótima de borracha deve ser inferior a 30% da mistura de betão, de forma a atingir satisfatoriamente as propriedades estáticas e dinâmicas necessárias (Zheng *et al.*, 2008).

Assim, como referido, a utilização de agregados de borracha na composição de betões afeta as suas propriedades, principalmente as propriedades mecânicas. No entanto, também a dimensão do agregado influencia o modo como estas são afetadas, nomeadamente quando são utilizados agregados grossos de borracha na composição do betão (Topçu, 1995). Apesar dos aspetos referidos, a incorporação de agregados de borracha leva a um aumento da ductilidade, redução do peso volúmico, redução da expansão térmica e da contração, e, por fim, um melhoramento no isolamento sonoro (Naik e Siddique, 2002; Bravo e Brito, 2011; Selvakumar e Venkatakrishnaiah, 2015).

---

<sup>1</sup> Tenacidade é a capacidade que um determinado material tem de absorver a energia mecânica (plástica ou elástica) por unidade de volume até atingir a rutura (ECIVIL, 2016).

## Capítulo 4 – Preparação dos Ensaios

Os ensaios realizados no âmbito da presente dissertação, tiveram como principal objetivo testar a capacidade resistente das camadas de diferentes tipos de betão, que integram o sistema inovador concebido para proteção de estruturas de betão contra explosões, quando sujeitas a ações impulsivas, provocadas pela detonação de explosivos. Foram ensaiadas quatro lajes à escala real, com 2,00 m por 2,60 m. As dimensões utilizadas para os elementos baseiam-se no trabalho anteriormente desenvolvido por Gonçalves (2015) no mesmo âmbito.

A laje de referência apresentava 0,12 m de espessura, e as restantes três foram construídas a partir da laje de referência, adicionando uma, duas ou três camadas de reforço, constituídas por diferentes tipos de betões, apresentando uma espessura de 0,21 m, no último caso.

### 4.1 Elementos Ensaçados

A execução das lajes ensaiadas iniciou-se com a colocação de extensómetros nos varões centrais para possibilitar a medição das deformações máximas dos elementos no momento dos ensaios. Como se trata de ensaios com recurso a explosivos, o tempo em que estes ocorrem é extremamente curto, assim como o seu efeito é extremamente violento. Tendo em conta estas características próprias deste tipo de ensaios e por forma a garantir redundância nas medições, e evitar possíveis falhas, foram colocados quatro extensómetros (dois por varão), colocados diametralmente opostos. Estes foram ainda protegidos com silicone neutro para evitar possíveis danos aquando da betonagem das lajes. Apresenta-se na Figura 22 um esquema da localização dos extensómetros e na Figura 23 um pormenor da sua montagem.

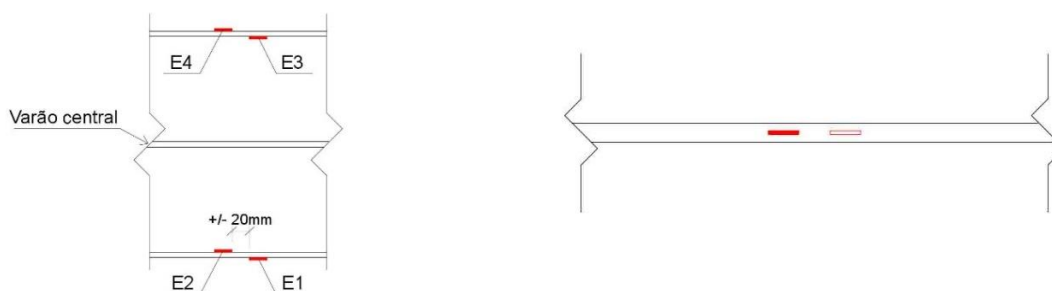


Figura 22 – Esquema de localização dos extensómetros, planta à esquerda, alçado à direita

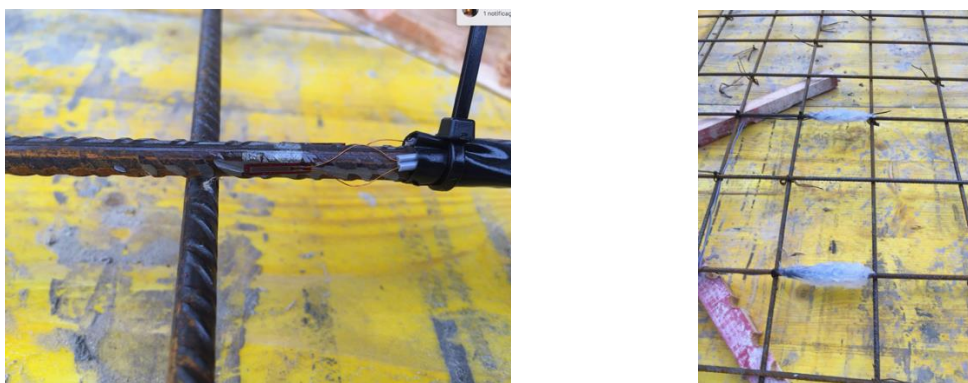


Figura 23 - Pormenor da montagem dos extensómetros

Por forma a garantir uma melhor aderência entre as camadas de reforço e a laje, foram previamente colocados varões de  $\varnothing 12$ , dispostos em quincôncio, para mobilizar o efeito de ferrolho. Estes varões foram amarrados à armadura inferior. Na Figura 24 observa-se um esquema de montagem dos ferrolhos e a sua execução em obra.

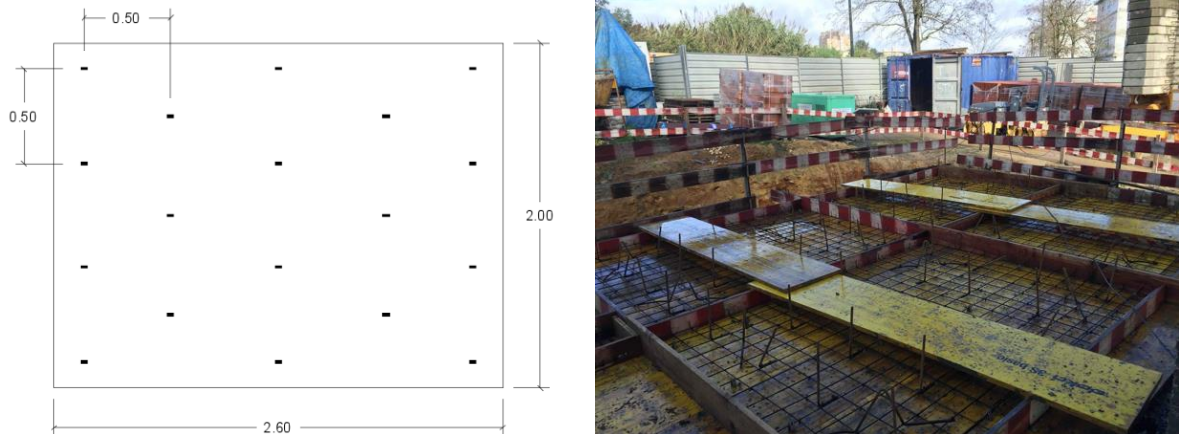


Figura 24 - Esquema de montagem dos ferrolhos (lado esquerdo) e execução dos ferrolhos (lado direito)

As lajes foram todas executadas pela empresa Vamaro – Construção Civil, S.A., com betão C25/30, apresentando uma malha de armadura inferior em A500NR constituída por varões  $\varnothing 6 // 0,125m$  com um recobrimento de 25 mm.. Na Figura 35, apresentam-se as lajes durante a betonagem, e na Figura 26, um esquema com as dimensões e armadura das lajes.



Figura 25 - Betonagem e vibração das lajes

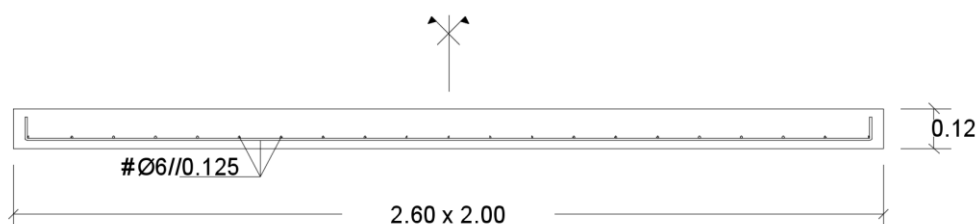


Figura 26 – Dimensões e armadura das lajes



Após a execução das lajes estas foram transportadas pelo Regimento de Engenharia 1 para o Instituto Superior de Engenharia de Coimbra (ISEC), através de um semirreboque com plataforma (Figura 27). Aí foram reforçadas com as diferentes camadas de reforço. Por fim foram transportadas para o Campo Militar de Santa Margarida pela Companhia de Engenharia da Brigada Mecanizada onde se procedeu aos ensaios.



Figura 27 - Plataforma utilizada para o transporte das lajes

Durante as operações de manuseamento das lajes para o transporte de Coimbra para o Campo Militar de Santa Margarida, houve uma queda parcial da segunda laje reforçada (UHPFRC+LWAC). Esta embateu com um dos cantos no solo, abrindo uma fenda. Na Figura 28 pode observar-se o estado da laje após o transporte e antes do ensaio.



Figura 28 – Fissura provocada pela queda parcial da laje

A abertura de fendas não afetou as camadas de reforço, no entanto afetou a camada do betão C25/30. Esta queda parcial fez com que a rigidez da laje diminuísse, aspeto que é considerado na análise descrita no Capítulo 5. Na Figura 29 apresenta-se um esquema do dano na laje.

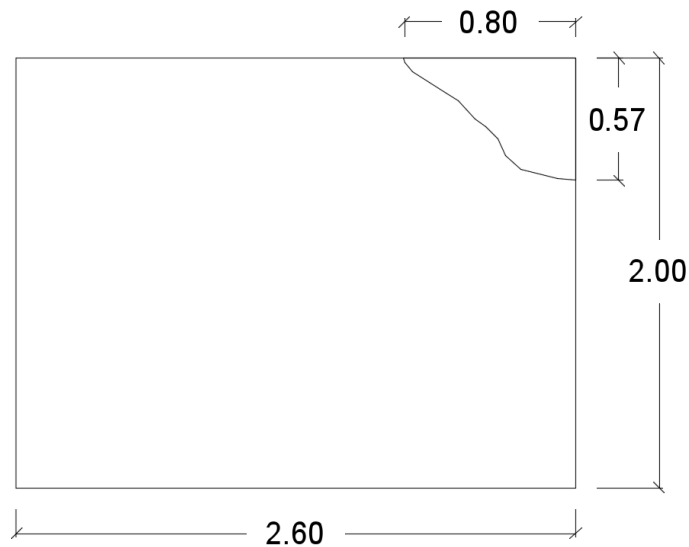


Figura 29 - Esquema da localização da fissura da laje devido à queda parcial

## 4.2 Materiais Utilizados

### 4.2.1 Betão e Aço

Como já foi referido, o betão utilizado foi um C25/30. Este betão foi ensaiado pela Betão Liz, S.A. obtendo um  $f_{cm} = 33,3$  MPa.

As armaduras foram executadas com aço A500NR. Na Figura 30 pode observar-se um gráfico da tensão em função da extensão deste tipo de aço. Analisando o gráfico observar-se que a tensão de cedência do aço é  $f_{ym} = 560$  MPa. Esta será a tensão utilizada para calcular o valor de cálculo dinâmico da tensão de cedência do aço ( $f_{y,din}$ ).

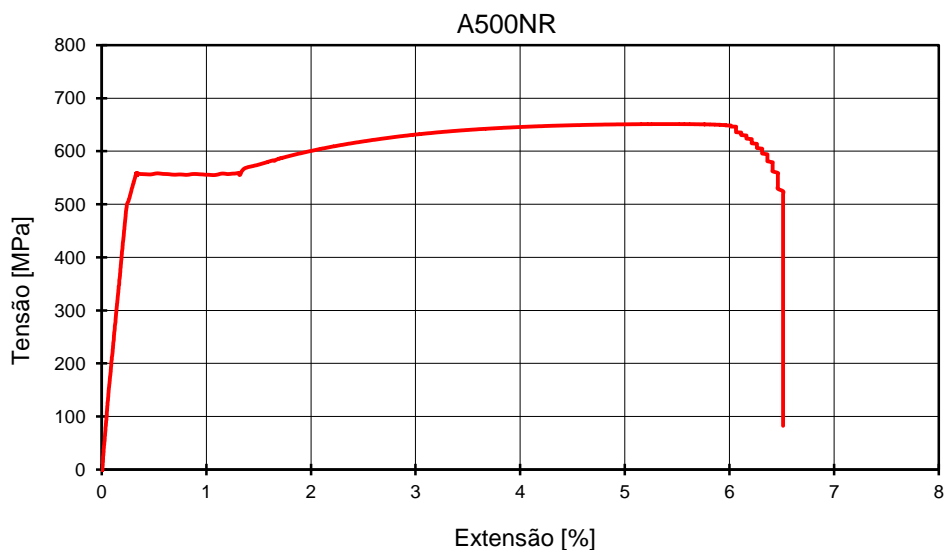


Figura 30 - Gráfico Tensão - Extensão do aço A500NR

#### 4.2.2 Betão de Ultraelevado Desempenho Reforçado com Fibras (UHPFRC)

O primeiro material de reforço utilizado foi o betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC). Esta camada tem uma espessura de 0,02 m, situando-se na face superior da laje.

A mistura do UHPFRC é constituída pelos seguintes materiais: areia siliciosa fina 0/1mm (massa volúmica 2,63 kg/dm<sup>3</sup>); cimento CEM I- 52,5R (massa volúmica 3,12 kg/dm<sup>3</sup>); fíler calcário (massa volúmica 3,70 kg/dm<sup>3</sup>); cinzas volantes (massa volúmica 3,30 kg/dm<sup>3</sup>); água; superplastificante BASF Glenium sky 526 (massa volúmica 3,06 kg/dm<sup>3</sup>); microfibras de aço 10/0,15 mm da Bekaert e água. As proporções da mistura foram (por m<sup>3</sup>):

Cimento - 750 kg;

Fíler - 130 kg;

Cinzas volantes - 220 kg;

Água - 225 l;

Superplastificante - 13,5 kg;

Areia - 904 kg;

Microfibras - 157 kg.

Esta constituição permitiu obter um betão com as seguintes propriedades:

$$f_{cm} = 128 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 34 \text{ MPa}$$

$$E_c = 40 \text{ GPa}$$

$$\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$$

#### 4.2.3 Betão com Agregados Leves (LWAC)

O betão com agregados leves foi utilizado como segunda camada de reforço, ou seja, a camada intermédia, com uma espessura de 0,04 m. Os materiais utilizados na sua composição foram: agregados Leca DUR 4/10 mm (massa volúmica aparente 0,36 kg/dm<sup>3</sup>); cimento CEM II-B/L 42,5R (massa volúmica 3,08 kg/dm<sup>3</sup>) e água. As proporções da mistura foram (por m<sup>3</sup>):

Leca - 1050 kg;

Cimento - 200 kg;

Água - 100 l (inclui absorção de 40 l).

Obteve-se um betão com as seguintes propriedades:

$$f_{cm} = 2 \text{ MPa}$$

$$E_c = 1,5 \text{ GPa}$$

$$\gamma = 680 \text{ kg/m}^3$$

#### 4.2.4 Betão com Agregados de Borracha (RuC)

O Betão com Agregados de Borracha constituiu a última camada de reforço, tendo uma espessura de 0,03 m. Os materiais utilizados na sua composição foram: agregados reciclados de borracha de pneu 4/8 mm (densidade aparente 0,5 kg/dm<sup>3</sup>); cimento CEM II-B/L 42,5R (massa volúmica 3,08 kg/dm<sup>3</sup>) e água.

As proporções da mistura foram (por m<sup>3</sup>):

Pneu - 1050 kg;

Cimento - 240 kg;

Água - 70 l.

Com esta constituição foi possível obter um betão com as seguintes propriedades:

$$f_{cm} = 2 \text{ MPa}$$

$$E_c = 8,0 \text{ GPa}$$

$$\gamma = 830 \text{ kg/m}^3$$

### 4.3 Esquema de Ensaio

Os ensaios foram realizados no Campo Militar de Santa Margarida, apresentando-se nos anexos B.1 a B.4 fichas detalhadas dos mesmos.

O setup adotado para os ensaios foi baseado no trabalho desenvolvido por Gonçalves (2015). Neste, o elemento de betão armado é colocado sobre dois apoios simples, por forma a simular uma laje/muro simplesmente apoiada/o, tendo uma carga suspensa na vertical do ponto médio do elemento, como se observa nos esquemas da Figura 31 em alçado e da Figura 32 em planta.

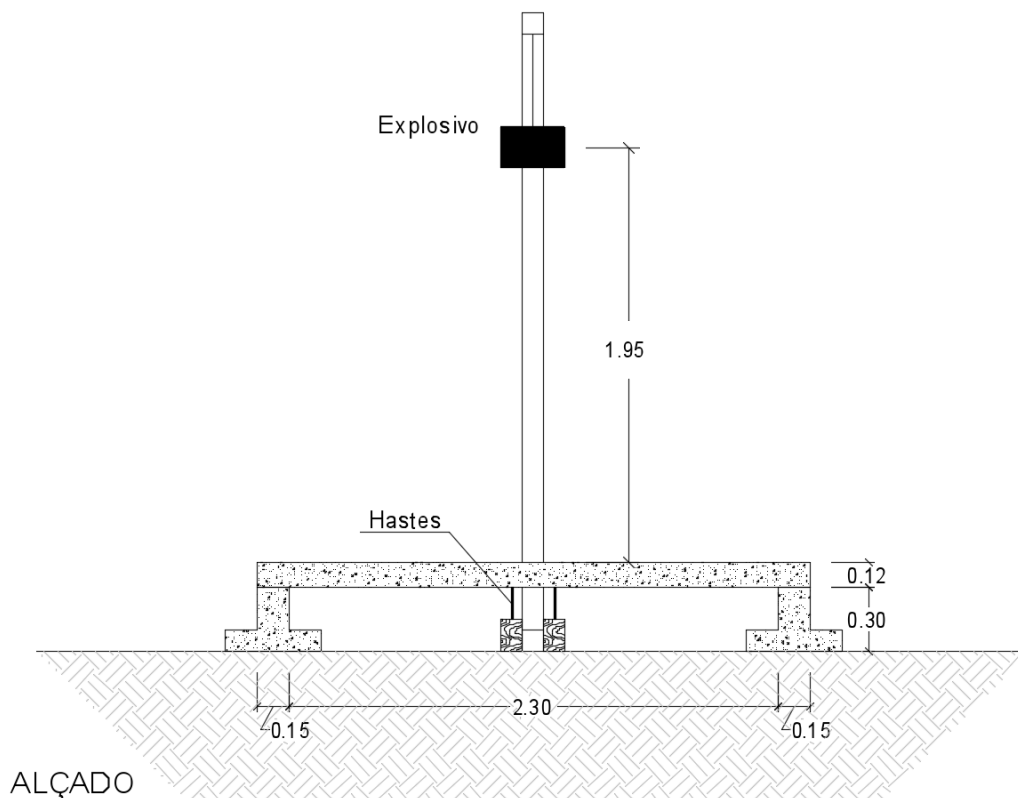


Figura 31 - Alçado do esquema de ensaio com localização das hastas metálicas

Na Figura 33 apresenta-se o sistema de ensaio utilizado durante o trabalho de campo. Os apoios são materializados através de vigas de betão armado em "T" invertido (Figura 34). Estes apoios estão afastados entre si de 2,45 m, permitindo à laje fletir no seu maior vão.

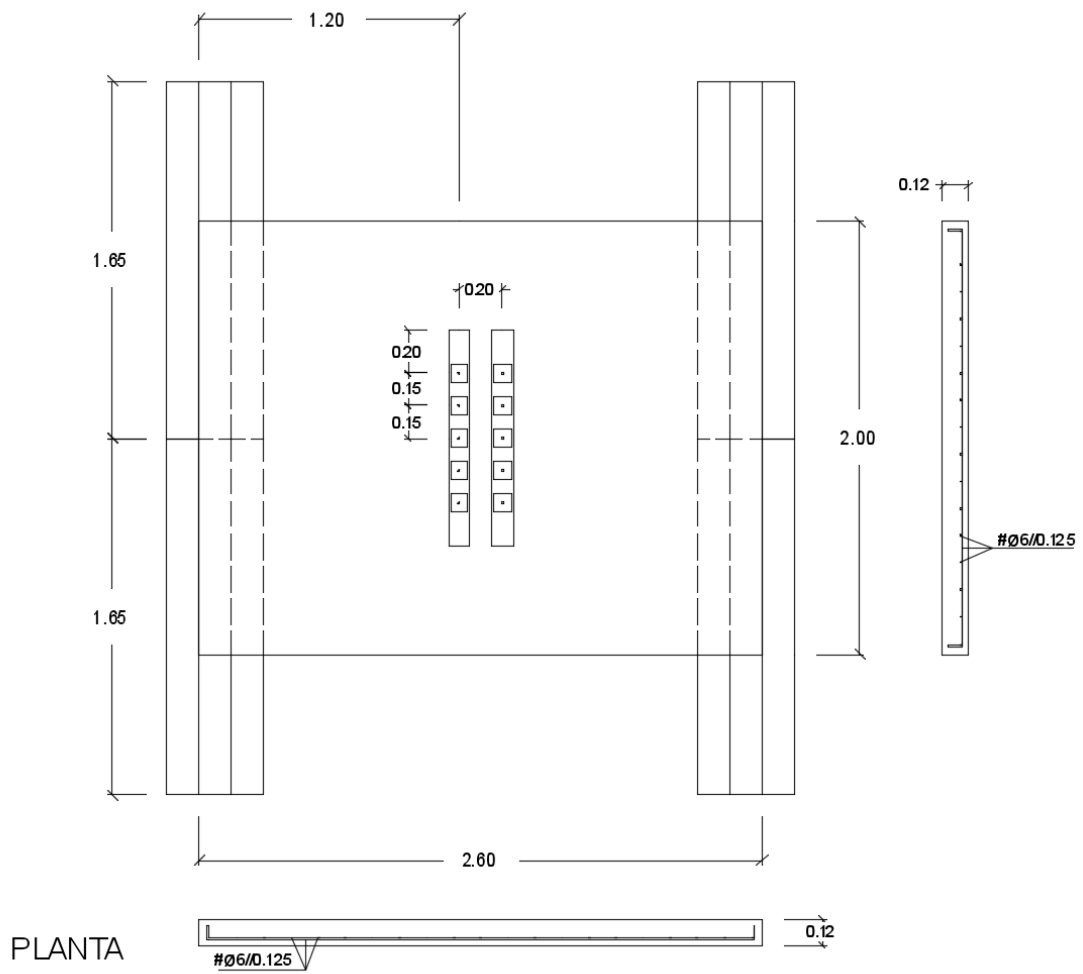


Figura 32 - Planta do esquema de ensaio com localização das hastes metálicas



Figura 33 - Sistema de ensaio antes da detonação



Figura 34 - Apoio da laje para os ensaios

No caso de estudo foram utilizadas 20 velas de 230 g de explosivo militar PE4A, contabilizando um total de 4,60 kg. O agrupamento das velas encontra-se na Figura 35, ocupando um volume com as seguintes dimensões: 0,20 m x 0,15 m x 0,12 m.



Figura 35 - Dimensões da carga explosiva utilizada

Após a realização dos ensaios as lajes ficaram bastante danificadas, não sendo por isso possível realizar qualquer outro tipo de ensaio do mesmo tipo.

#### 4.4 Monitorização

A monitorização dos ensaios é essencial para obter a informação relevante. Neste caso, como já foi referido, sendo ensaios com explosivos, a velocidade a que estes ocorrem é extremamente rápida, na ordem dos milissegundos.

No ponto §4.1, foi explicado a montagem dos extensómetros nas lajes; estes servem para medir a extensão das armaduras. Os cabos dos extensómetros foram soldados a extensões e estas a um *datalogger* onde se processou a informação e o registo (Figura 36), dentro de um bunker, para garantir a segurança dos intervenientes.

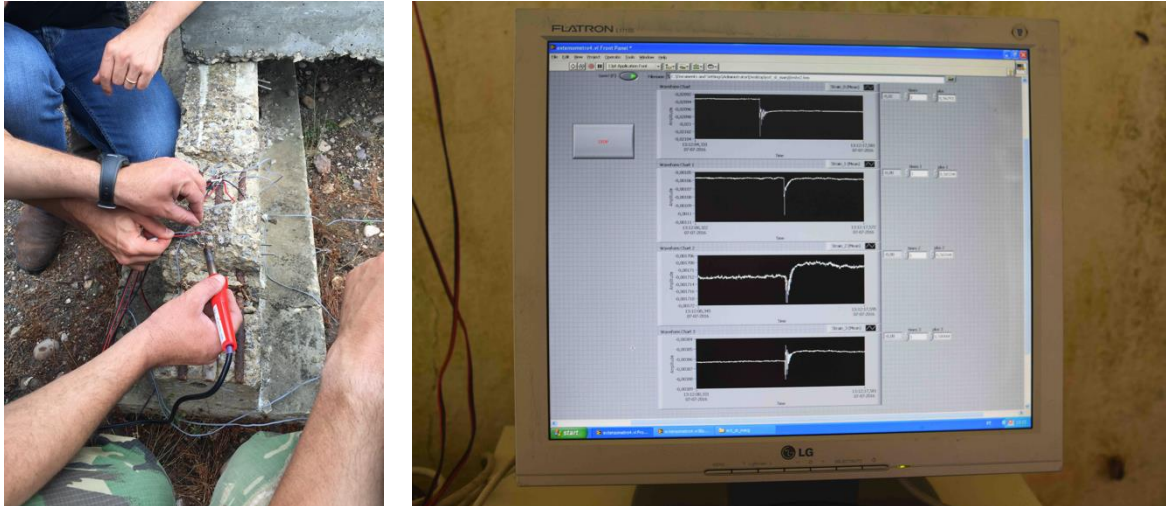


Figura 36 - Montagem das extensões (à esquerda) e exemplo de leitura dos extensómetros (à direita)

O referido equipamento é uma plataforma PXI de aquisição de dados da National Instruments, com uma placa de leitura de 100 kHz. Como se trata de um fenómeno que ocorre num espaço de tempo infinitesimal, este tipo de equipamento não é o mais adequado. Além desta dificuldade, há ainda a apontar as características dos cabos utilizados para fazer as extensões, implicando perdas de sinal.

Atendendo às limitações dos instrumentos de aquisição de dados, os picos de extensão máxima obtidos não são realistas. Como o valor máximo ocorre num instante infinitesimal, os dados adquiridos podem não contemplar este valor. Na Figura 37, esquematiza-se o problema descrito, na qual a linha azul descreve o comportamento das armaduras face a este tipo de ação. Os dados adquiridos podem ser apenas alguns ou até mesmo todos os pontos marcados a vermelho, o que faz com que o valor máximo não seja registado.

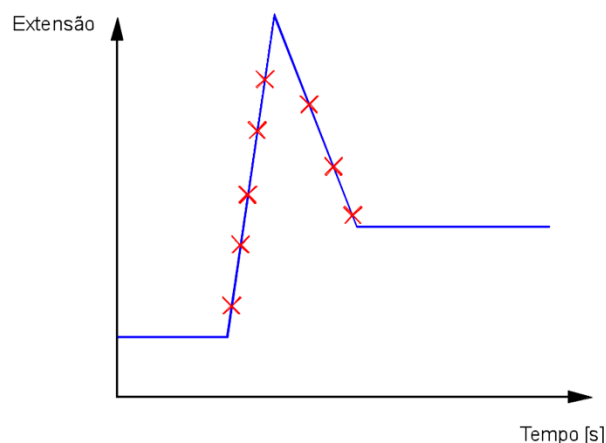


Figura 37 - Esquema da limitação da aquisição de ponto máximo de extensão

Apesar de se contar com um equipamento eletrónico para fazer as leituras, a incerteza relativa à validade desta medição, tendo em contas as características extremas do ensaio, levou a que se optasse por recorrer também a um sistema mecânico que garantisse alguma redundância. Este sistema é constituído por duas vigas de madeiras contendo cada uma cinco orifícios de secção quadrada, preenchidos com espuma de poliuretano, como se observa na Figura 38.



*Figura 38 - Viga de madeira com espuma de poliuretano*

Estas vigas são colocadas na parte inferior da laje, parcialmente enterradas no solo para garantir que não se movem durante os ensaios. O esquema de ensaio com a localização deste sistema de monitorização, apresenta-se na Figura 31, em alçado, e na Figura 32, em planta.

Antes da colocação das lajes são colocadas umas hastes metálicas nos furos. A laje é colocada nos apoios e as hastes vão ser empurradas para dentro dos furos onde ficam parcialmente enterradas na espuma de poliuretano. A laje é novamente retirada e as hastes são marcadas com um marcador e uma régua graduada. Finalmente, a laje é novamente colocada sobre os apoios e o sistema fica pronto para se executar o ensaio. Na Figura 39 observa-se o procedimento anteriormente descrito.



*Figura 39 - Montagem e marcação das vigas de madeira com as hastes metálicas*

Após o ensaio, quando a laje é retirada as hastes metálicas são novamente marcadas. De seguida são retiradas e é possível medir a distância que estas perfuraram a espuma de poliuretano durante o ensaio, e desta forma obter a deformação máxima da laje. Na Figura 40 observa-se uma das hastes metálicas com as duas marcações para medição da deformação máxima.



*Figura 40 - Haste metálica para medição da deformação máxima*



## Capítulo 5 – Análise e Discussão dos Resultados

Neste capítulo é feita uma análise dos dados e resultados apresentados no capítulo anterior. Assim é possível perceber de que forma o reforço utilizado nas lajes contribuiu para a proteção estrutural do elemento base (laje com 0,12 m de espessura). É feita, igualmente, uma comparação com os valores obtidos para uma laje com a mesma espessura das lajes reforçadas, mas constituída apenas por betão C25/30. Esta comparação permite perceber até que ponto é vantajosa a utilização dos betões especiais como camadas de reforço e proteção. Por último, é feita uma análise dos parâmetros que mais influenciam a resistência, deste tipo de elementos, a ações impulsivas, provocadas pela detonação de explosivos.

### 5.1 Abordagem Analítica

No Capítulo 2 apresenta-se uma análise de diferentes autores e diferentes métodos de cálculo para as ações explosivas. O primeiro passo neste processo é calcular o impulso que a onda de choque, proveniente da detonação do explosivo, provoca na superfície da laje.

O primeiro parâmetro a determinar é a distância reduzida, através da equação (2.1). O explosivo utilizado, PE4A, tem uma potência 10% superior ao TNT (Gomes, 2013), o que equivale a 5,06 kg de TNT.

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} = \frac{1,95}{\sqrt[3]{5,06}} = 1,1358 [m/kg^{1/3}]$$

Com este valor de  $Z$  a onda não é planar, uma vez que o valor é inferior a 1,5 m/kg<sup>1/3</sup> (UFC 3-340-02, 2014), no entanto, tendo em conta a colocação da carga em posição central, e por simplicidade de cálculo, considera-se que a onda de choque atinge a estrutura com uma distribuição de pressões uniforme por toda a superfície.

Conhecida a distância reduzida pode-se determinar o impulso específico positivo ( $i_s^+$ ) e a pressão incidente de pico ( $P_{so}$ ) a partir das equações (2.20) e (2.11) respetivamente. Optou-se por usar as expressões de Kinney e Graham (1985) uma vez que estas são formulações analíticas e fornecem valores muito idênticos aos ábacos da norma Americana UFC 3-340-02 (2014), que é a referência mundial neste domínio.

$$i_s = \frac{0,0067 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0,23}\right)^4}}{Z^2 \cdot \sqrt[3]{1 + \left(\frac{Z}{1,55}\right)^3}} = 0,113 [MPa \cdot ms]$$
$$P_{so} = \frac{808 \cdot \left[1 + \left(\frac{Z}{4,5}\right)^2\right] \cdot P_a}{\sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0,048}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{0,32}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{1,35}\right)^2}} = 0,763 [MPa]$$

Com a pressão incidente de pico obtém-se a pressão refletida de pico através da equação (2.28) de Rankine-Hugoniot.

$$P_r = 2 \cdot P_{so} \left( \frac{7 \cdot P_a + 4 \cdot P_{so}}{7 \cdot P_a + P_{so}} \right) = 3,898 [MPa]$$

Por último, através da relação apresentada na equação (2.30) obtém-se o impulso específico refletido ( $i_r$ ).

$$\frac{i_r}{i_s} \approx \frac{P_r}{P_{so}} \leftrightarrow i_r = 0,580 [MPa \cdot ms]$$

As propriedades mecânicas dos materiais têm de ser afetadas dos fatores de transformação dinâmica (DIF) já que se trata da resposta a uma ação dinâmica. Na Tabela 1 estão apresentados alguns DIFs para diferentes tipos de esforços do betão e do aço. No caso de estudo trata-se de uma estrutura em flexão, logo os DIFs utilizados são 1,19 e 1,17 para o betão e para o aço respetivamente. No caso do aço, as propriedades são também afetadas pelos fatores de incremento de força (SIF), como foi explicado no ponto §2.5.4. Na Tabela 2 apresentam-se as propriedades dos materiais afetadas dos respetivos DIFs e SIF.

Tabela 2 - Propriedades dos materiais afetadas pelos fatores de incremento dinâmico (DIF)

Material	Tensão [MPa]	DIF	SIF	Tensão de Cálculo [MPa]
<b>Betão C25/30</b>	$f_{cm} = 33,3$	1,19	---	$f_{c,din} = 39,6$
<b>Aço A500NR</b>	$f_{ym} = 560$	1,17	1,10	$f_{y,din} = 720,7$
<b>UHPFRC</b>	$f_{cm} = 128$	1,19	---	$f_{c,din} = 152,3$
<b>LWAC</b>	$f_{cm} = 2$	1,19	---	$f_{c,din} = 2,4$
<b>RuC</b>	$f_{cm} = 2$	1,19	---	$f_{c,din} = 2,4$

Antes de se proceder ao cálculo dos efeitos no painel é necessário construir um modelo de cálculo. Para o caso em estudo é simples perceber que se trata de uma laje simplesmente apoiada, com um vão de 2,45 m (medida entre o centro dos apoios). Na Figura 41 pode observa-se um esquema do modelo de cálculo da laje. Além do modelo de cálculo é necessário definir o mecanismo de rotura da estrutura. Como se trata de uma carga distribuída numa estrutura simplesmente apoiada, o mecanismo de rotura será com a formação de uma rótula plástica a meio vão, onde se originaram os deslocamentos máximos (Figura 42).

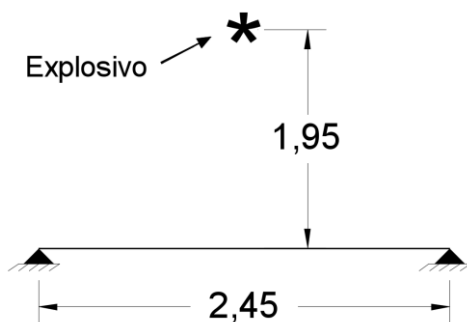


Figura 41 - Modelo de cálculo

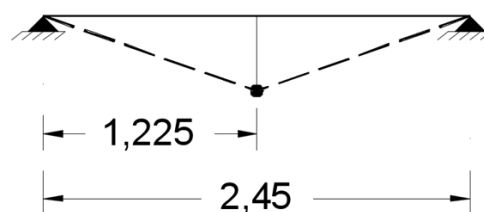


Figura 42 - Mecanismo de rotura

### 5.1.1 Laje de Referência

A laje de referência foi a primeira a ser ensaiada. Para além de servir de comparação com os restantes ensaios, tem também a função de calibrar a carga explosiva em função dos danos sofridos e observados. Esta laje é apenas constituída por betão C25/30, contando com a armadura de reforço na face inferior (Figura 43).

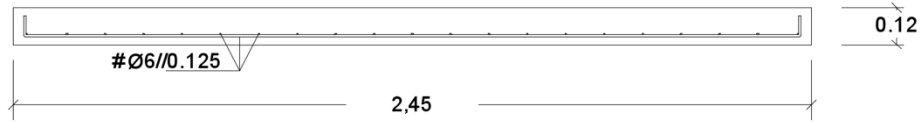


Figura 43 - Laje de referência

Determinação da distância entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior,  $d$ :

$$d = h - rec - \phi_l - \frac{\phi_l}{2} = 0,12 - 0,025 - 0,006 - \frac{0,006}{2} = 0,086 \text{ [m]}$$

Determinação da percentagem geométrica de armadura através da equação (2.46)

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}; A_s(\phi 6//0,125) = 2,26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\rho = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{1,00 \cdot 0,086} = 0,0026$$

Com as propriedades dos materiais, a distância entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior da laje ( $d$ ), e a percentagem geométrica de armadura ( $\rho$ ) é possível determinar o momento resistente da secção ( $M_{r,din}$ ). Optou-se por usar a equação (2.45), como já foi referido no ponto §2.5.7, por uma questão de simplicidade.

$$M_{r,din} = \rho \cdot f_{y,din} \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{y,din}}{2 \cdot f_{c,din}}\right) = 0,0026 \cdot 720,7 \cdot 0,086^2 \cdot \left(1 - \frac{0,0026 \cdot 720,7}{2 \cdot 39,6}\right) = 13,67 \text{ [kNm/m]}$$

Uma vez conhecida a capacidade resistente da laje é possível estimar a carga última:

$$p_u = \frac{8 \cdot M_{r,din}}{L^2} = \frac{8 \cdot 13,10}{2,45^2} = 18,22 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Nesta laje, como não há qualquer tipo de reforço, a sua massa total é dada por:

$$M = \frac{2500 \text{ kg/m}^3}{1000 \text{ kg}} \cdot 0,086 \text{ m} = 0,215 \text{ [ton/m}^2\text{]}$$

Note-se que a massa não é multiplicada pela espessura total da laje, uma vez que, com referido no ponto §2.5.6, trata-se de uma secção do Tipo I, o recobrimento não é contabilizado. A massa tem ainda de ser afetada pelo fator de transformação como foi descrito no ponto §2.5.3.

$$m = M \cdot K_{LM} = 0,215 \cdot 0,66 = 0,142 \text{ [ton/m}^2\text{]}$$

Esta primeira laje apenas é constituída por dois materiais (aço A500NR e betão C25/30), pelo que o coeficiente de homogeneização é dado pela equação (2.43):

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{31} = 6,45$$

No ponto §2.5.6 foram referidas duas formas de calcular o momento de inércia de uma secção de betão fendilhada. Como foi referido, na presente dissertação vai ser utilizado o método proposto pela norma americana UFC 3-340-02 (2014), uma vez que tem em conta este tipo de cálculo dinâmico.

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

$$I_c = F \cdot d^3; \alpha_e = 6,45 \rightarrow F = 0,013;$$

$$I_c = 0,013 \cdot 0,086^3 = 8,27 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^4\text{/m]}$$

$$I = \frac{I_g + I_c}{2} = \frac{144 + 8,27}{2} \cdot 10^{-6} = 76,1 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^4\text{/m]}$$

Conhecendo o módulo de elasticidade do betão e a inércia da secção pode calcular-se a rigidez elástica ( $K_e$ ) do sistema, que é a inclinação da reta da Figura 15 na fase elástica.

$$K_e = \frac{384 \cdot EI}{5 \cdot L^4} = \frac{384 \cdot 31 \cdot 76,1}{5 \cdot 2,45^4} = 5031 \text{ [kN/m}^2\text{/m]}$$

Com a rigidez elástica do sistema ( $K_e$ ) e a carga última ( $p_u$ ) é possível determinar o deslocamento elástico da estrutura ( $y_e$ ):

$$y_e = \frac{p_u}{K_e} = \frac{18,22}{5031} = 0,0036 \text{ [m]}$$

Neste momento é possível estimar o deslocamento máximo ( $y_m$ ) sofrido pela estrutura através da expressão (2.39):

$$T_e = T_i \rightarrow \frac{i_r^2}{2 \cdot m} = p_u \cdot \left( y_m - \frac{1}{2} y_e \right) \rightarrow y_m = \frac{i_r^2}{2 \cdot m \cdot p_u} + \frac{1}{2} \cdot y_e = \frac{0,580^2}{2 \cdot 0,142} + \frac{1}{2} \cdot 0,0036 = 0,0668 \text{ [m]}$$

### 5.1.2 Laje reforçada com UHPFRC

O primeiro reforço a ser executado foi um betão de ultraelevado desempenho reforçada com fibras (UHPFRC), sendo aplicado numa camada de 2 cm sobre a laje inicial de 12 cm de betão C25/30. A laje ficou com uma espessura final de 0,14 m (Figura 44).

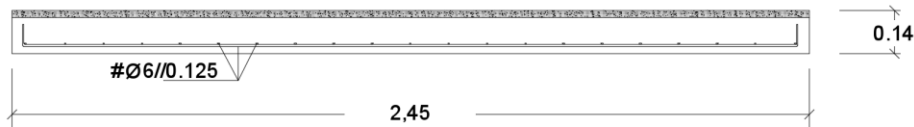


Figura 44 - Laje reforçada com UHPFRC

Na Figura 45 pode observar-se em mais detalhe a composição das camadas desta laje.

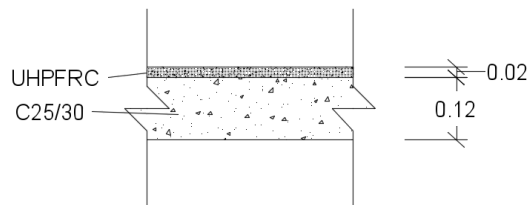


Figura 45 - Pormenor do reforço da laje com UHPFRC

Por forma a simplificar o cálculo, na homogeneização da secção foi considerada uma aderência perfeita entre as duas camadas de betão, desprezando os efeitos na sua interface. Neste caso a distância entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior é dada por:

$$d = h - rec - \phi_l - \frac{\phi_l}{2} = 0,14 - 0,025 - 0,006 - \frac{0,006}{2} = 0,106 \text{ [m]}$$

Como a quantidade de betão aumenta, enquanto a quantidade de armadura se mantém a mesma em relação à laje de referência, a percentagem geométrica de armadura diminui:

$$\rho = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{1,00 \cdot 0,106} = 0,0021$$

No cálculo do momento resistente da laje é necessário ter em conta qual a posição da linha neutra por forma a estimar onde se localizam as compressões, e perceber quais as propriedades a utilizar. Se as compressões se localizarem na camada de reforço, as propriedades do betão a utilizar são as da camada de reforço. Como foi explicado no ponto §2.5.6, a posição da linha neutra (LN) de uma secção de betão fissurada pode ser obtida através da equação (2.44):

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot X_0^2 = \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - X_0) \rightarrow \frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot X_0^2 = \frac{200}{40} \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot (0,106 - X_0) \rightarrow X_0 = 0,01438 [m]$$

O coeficiente de homogeneização é calculado tendo em consideração os diferentes tipos de betão, pelo que o módulo de elasticidade do betão é obtido através da média ponderada dos módulos de elasticidade dos dois materiais:

$$E_e = \frac{E_1 \cdot h_1 + E_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = \frac{31 \cdot 0,12 + 40 \cdot 0,02}{0,12 + 0,02} = 32,3 [GPa]$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{32,3} = 6,2$$

Desta forma a posição da LN vem:

$$\frac{1}{2} \cdot 1,0 \cdot X_0^2 = 6,2 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot (0,106 - X_0) \rightarrow X_0 = 0,0159 [m]$$

Como a posição da LN é inferior à espessura da camada de reforço (0,02 m) o momento resistente da secção vem:

$$M_{r,din} = \rho \cdot f_{y,din} \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{y,din}}{2 \cdot f_{c,din}}\right) = 0,0021 \cdot 688,8 \cdot 0,106^2 \cdot \left(1 - \frac{0,0021 \cdot 720,7}{2 \cdot 152,3}\right) = 17,18 [kNm/m]$$

À semelhança da laje de referência, a carga última da laje pode ser obtida recorrendo à mesma equação:

$$p_u = \frac{8 \cdot M_{r,din}}{L^2} = \frac{8 \cdot 17,18}{2,45^2} = 22,90 [kN/m^2]$$

O UHPFRC tem uma massa de 2400 kg/m<sup>3</sup>, o que faz com que a massa total do painel seja:

$$M = \frac{0,12 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 + 0,02 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3}{0,14 \text{ m} \cdot 1000 \text{ kg}} \cdot 0,106 \text{ m} = 0,263 [ton/m^2]$$

$$m = M \cdot K_{LM} = 0,263 \cdot 0,66 = 0,174 [ton/m^2]$$

O momento de inércia é calculado seguindo a mesma metodologia da laje de referência:

$$I_g = \frac{h^3}{12} = \frac{0,14^3}{12} = 229 \cdot 10^{-6} [m^4/m]$$

$$I_c = F \cdot d^3; \alpha_e = 6,2 \rightarrow F = 0,0105;$$

$$I_c = 0,0105 \cdot 0,106^3 = 12,5 \cdot 10^{-6} [m^4/m]$$

$$I = \frac{I_g + I_c}{2} = \frac{229 + 12,5}{2} \cdot 10^{-6} = 121 \cdot 10^{-6} [m^4/m]$$

No cálculo da rigidez elástica ( $K_e$ ) do sistema também será usada a média ponderada do módulo de elasticidade, uma vez que nesta fase todo o betão da secção contribui e não apenas o betão da camada de reforço:

$$K_e = \frac{384 \cdot EI}{5 \cdot L^4} = \frac{384 \cdot 32,3 \cdot 121}{5 \cdot 2,45^4} = 8299 [kN/m^2/m]$$

O deslocamento elástico é obtido através de quociente entre a carga última ( $p_u$ ) e a rigidez elástica ( $K_e$ ):

$$y_e = \frac{p_u}{K_e} = \frac{22,90}{8299} = 0,0028 [m]$$

Através da equação (2.39) é possível estimar o deslocamento máximo ( $y_m$ ) da estrutura a meio vão:

$$T_e = T_i \rightarrow \frac{i_r^2}{2 \cdot m} = p_u \cdot \left(y_m - \frac{1}{2} y_e\right) \rightarrow y_m = \frac{i_r^2}{2 \cdot m} + \frac{1}{2} \cdot y_e = \frac{0,580^2}{2 \cdot 0,174} + \frac{1}{2} \cdot 0,0028 = 0,0436 [m]$$

### 5.1.3 Laje reforçada com UHPFRC e LWAC

A segunda laje reforçada conta com uma camada de 2 cm de UHPFRC e 4 cm de LWAC. Esta laje conta com uma espessura total de 0,18 m, como se observa na Figura 46.

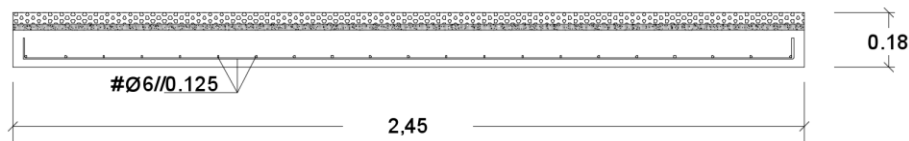


Figura 46 - Laje reforçada com UHPFRC e LWAC

Na Figura 47 apresenta-se um esquema em pormenor das camadas de reforço desta laje.

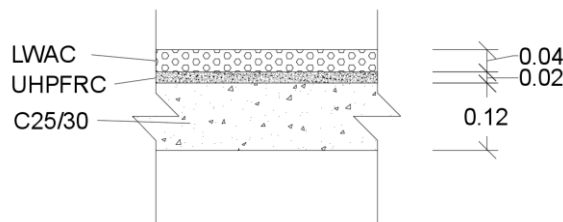


Figura 47 - Pormenor do reforço da laje com UHPFRC e LWAC

À semelhança da primeira laje reforçada, também foi considerada uma aderência perfeita entre as três camadas para homogeneizar a secção. Neste caso a camada de reforço foi utilizada como forma de conferir capacidade de deformação e de dissipação de energia pelo esmagamento dos agregados de argila expandida. No caso anterior a camada de UHPFRC tem como objetivo aumentar a capacidade resistente da laje. Tendo em conta este fator, a altura útil das armaduras, ou seja, a distância entre o centro de massa da armadura longitudinal e a face superior ( $d$ ), é medida apenas até a camada de UHPFRC, não contando, para este efeito, com a camada de LWAC.

$$d = h - rec - \phi_l - \frac{\phi_l}{2} = 0,14 - 0,025 - 0,006 - \frac{0,006}{2} = 0,106 \text{ m}$$

Em relação à percentagem geométrica de armadura esta diminui quando comparada com a laje de referência. À semelhança da primeira laje reforçada, a quantidade de betão aumenta, no entanto, como foi referido no cálculo da altura útil das armaduras ( $d$ ), a camada de LWAC não contribui na capacidade resistente da laje, pelo que também a percentagem geométrica de armadura, utilizada para o cálculo do momento resistente, é igual à primeira laje reforçada.

$$\rho = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{1,00 \cdot 0,106} = 0,0021$$

O cálculo do momento resistente é idêntico ao realizado na primeira laje reforçada, pelo que o seu valor é o mesmo:

$$M_{r,din} = \rho \cdot f_{y,din} \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{y,din}}{2 \cdot f_{c,din}}\right) = 0,0021 \cdot 720,7 \cdot 0,106^2 \cdot \left(1 - \frac{0,0021 \cdot 720,7}{2 \cdot 152,3}\right) = 17,18 \text{ [kNm/m]}$$

A carga última da laje é estimada recorrendo à mesma metodologia utilizada nas lajes anteriormente descritas:

$$p_u = \frac{8 \cdot M_{r,din}}{L^2} = \frac{8 \cdot 17,18}{2,45^2} = 22,90 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Um dos aspetos em como a camada de LWAC é tida em conta é através da massa. Este betão tem uma massa de 680 kg/m<sup>3</sup>, pelo que o valor da massa desta laje vem:

$$M = \frac{0,12 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 + 0,02 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 + 0,04 \cdot 680 \text{ kg/m}^3}{0,18 \text{ m} \cdot 1000 \text{ kg}} \cdot 0,146 \text{ m} = 0,304 \text{ [ton/m}^2\text{]}$$

$$m = M \cdot K_{LM} = 0,304 \cdot 0,66 = 0,201 \text{ [ton/m}^2\text{]}$$

O coeficiente de homogeneização é calculado tendo em conta a contribuição dos diferentes tipos de betão. Para o cálculo do módulo de elasticidade médio do betão, à semelhança da primeira laje reforçada, é feita uma média ponderada dos diferentes modos de elasticidade, assim como o coeficiente de homogeneização é obtido através da mesma equação referida nos casos anteriores:

$$E_c = \frac{31 \cdot 0,12 + 40 \cdot 0,02 + 1,5 \cdot 0,04}{0,18} = 25,4 \text{ [GPa]}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{25,4} = 7,9$$

O momento de inércia é calculado seguindo a mesma metodologia da laje de referência:

$$I_g = \frac{h^3}{12} = \frac{0,18^3}{12} = 486 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^4\text{/m]}$$

$$I_c = F \cdot d^3; \alpha_e = 7,9 \rightarrow F = 0,0097;$$

$$I_c = 0,0097 \cdot 0,146^3 = 30,2 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^4\text{/m]}$$

$$I = \frac{I_g + I_c}{2} = \frac{486 + 30,2}{2} \cdot 10^{-6} = 258 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^4\text{/m]}$$

O cálculo da rigidez elástica do sistema ( $K_e$ ) é realizado tendo em conta todas as camadas de betão, utilizando também o módulo de elasticidade médio:

$$K_e = \frac{384 \cdot EI}{5 \cdot L^4} = \frac{384 \cdot 25,4 \cdot 258}{5 \cdot 2,45^4} = 13998 \text{ [kN/m}^2\text{/m]}$$

O deslocamento elástico ( $y_e$ ) e o deslocamento máximo ( $y_m$ ) da estrutura a meio vão são obtidos recorrendo à mesma metodologia apresentada nas lajes anteriores:

$$y_e = \frac{p_u}{K_e} = \frac{22,90}{13998} = 0,0016 \text{ [m]}$$

$$T_e = T_i \rightarrow \frac{i_r^2}{2 \cdot m} = p_u \cdot \left( y_m - \frac{1}{2} y_e \right) \rightarrow y_m = \frac{i_r^2}{2 \cdot m} + \frac{1}{2} \cdot y_e = \frac{0,580^2}{2 \cdot 0,201} + \frac{1}{2} \cdot 0,0016 = 0,0374 \text{ [m]}$$

#### 5.1.4 Laje reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC

A terceira e última laje a ser reforçada conta com uma camada de 2 cm de UHPFRC, 4 cm de LWAC e 3 cm de RuC. Esta laje tem uma espessura final de 0,21 m (Figura 48).

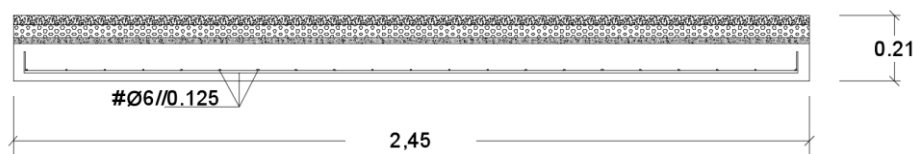


Figura 48 - Laje reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC

Na Figura 49 observa-se um esquema em pormenor das diferentes camadas de reforço desta laje, assim como cas diferentes espessuras.

Assim como nas duas primeiras lajes reforçadas, nesta última também foram desprezados os efeitos de interação na ligação entre as diferentes camadas de betão, considerando-se uma aderência perfeita por forma a simplificar os cálculos.

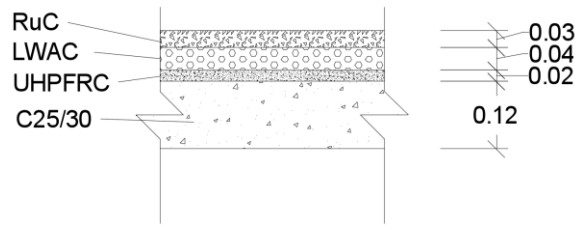


Figura 49 - Pormenor do reforço da laje com UHPFRC, LWAC e RuC

Tendo por base o mesmo critério utilizado da laje anterior, a altura útil das armaduras ( $d$ ) apenas será contabilizada até à camada de UHPFRC, uma vez que as duas camadas superiores têm as funções de garantir capacidade de deformação e de dissipação de energia.

$$d = h - rec - \phi_l - \frac{\phi_l}{2} = 0,14 - 0,025 - 0,006 - \frac{0,006}{2} = 0,106 \text{ m}$$

A percentagem geométrica de armadura ( $\rho$ ) diminui, quando comparada com as lajes anteriores. No entanto, como foi referido, a capacidade resistente da laje é garantida pela camada de betão C25/30 e pela camada de UHPFRC. Desta forma, a percentagem geométrica de armadura para o cálculo do momento resistente é a mesma utilizada na primeira e segunda laje reforçada.

$$\rho = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{1,00 \cdot 0,106} = 0,0021$$

O cálculo do momento resistente é idêntico ao realizado na primeira laje reforçada, pelo que o seu valor é o mesmo:

$$M_{r,din} = \rho \cdot f_{y,din} \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{y,din}}{2 \cdot f_{c,din}}\right) = 0,0021 \cdot 720,7 \cdot 0,106^2 \cdot \left(1 - \frac{0,0021 \cdot 720,7}{2 \cdot 152,3}\right) = 17,18 \text{ [kNm/m]}$$

A carga última da laje é estimada recorrendo à mesma metodologia utilizada nas lajes anteriormente descritas:

$$p_u = \frac{8 \cdot M_{r,din}}{L^2} = \frac{8 \cdot 17,18}{2,45^2} = 22,90 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

À semelhança da segunda laje reforçada, o contributo da camada de RuC é tido em conta através da massa. Este betão tem uma massa de  $630 \text{ kg/m}^3$ .

$$M = \frac{0,12 \cdot 2500 \text{ kg/m}^3 + 0,02 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 + 0,04 \cdot 680 \text{ kg/m}^3 + 0,03 \cdot 830 \text{ kg/m}^3}{0,18 \text{ m} \cdot 1000 \text{ kg}} \cdot 0,176 \text{ m} = 0,335 \text{ [ton/m}^2\text{]}$$

$$m = M \cdot K_{LM} = 0,335 \cdot 0,66 = 0,221 \text{ [ton/m}^2\text{]}$$

O cálculo do módulo de elasticidade do betão, à semelhança das lajes reforçadas apresentadas, é feito através da média ponderada dos diferentes modos de elasticidade:

$$E_c = \frac{31 \cdot 0,12 + 40 \cdot 0,02 + 1,5 \cdot 0,04 + 0,03 \cdot 8}{0,21} = 23,0 \text{ [GPa]}$$

O coeficiente de homogeneização é obtido através da mesma equação referida nos casos anteriores:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{23,0} = 8,7$$

O momento de inércia é calculado seguindo a mesma metodologia da laje de referência:

$$I_g = \frac{h^3}{12} = \frac{0,18^3}{12} = 772 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^4\text{/m]}$$

$$I_c = F \cdot d^3; \alpha_e = 7,9 \rightarrow F = 0,009;$$

$$I_c = 0,009 \cdot 0,176^3 = 49,1 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^4\text{/m]}$$



$$I = \frac{I_g + I_c}{2} = \frac{772 + 49,1}{2} \cdot 10^{-6} = 410 \cdot 10^{-6} \text{ [m}^4/\text{m]}$$

O cálculo da rigidez elástica do sistema ( $K_e$ ) é realizado tendo em conta todas as camadas de betão, utilizando também a média ponderada do módulo de elasticidade:

$$K_e = \frac{384 \cdot EI}{5 \cdot L^4} = \frac{384 \cdot 23,0 \cdot 410}{5 \cdot 2,45^4} = 20079 \text{ [kN/m}^2/\text{m]}$$

O deslocamento elástico ( $y_e$ ) e o deslocamento máximo ( $y_m$ ) da estrutura a meio vão são obtidos de forma idêntica às lajes anteriores:

$$y_e = \frac{p_u}{K_e} = \frac{22,90}{20079} = 0,0011 \text{ [m]}$$

$$T_e = T_i \rightarrow \frac{i_r^2}{2 \cdot m} = p_u \cdot \left( y_m - \frac{1}{2} y_e \right) \rightarrow y_m = \frac{i_r^2}{2 \cdot m \cdot p_u} + \frac{1}{2} \cdot y_e = \frac{0,580^2}{2 \cdot 0,221} + \frac{1}{2} \cdot 0,0011 = 0,0337 \text{ [m]}$$

De modo a condensar os dados apresentados, na Tabela 3 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos mais relevantes.

Tabela 3 - Síntese dos resultados obtidos através da análise numérica

	$M_{r,din}$ [kNm/m]	$p_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$I$ [m <sup>4</sup> /m]	$K_e$ [kN/m <sup>2</sup> /m]	$y_e$ [mm]	$y_m$ [mm]
<b>Laje de Referência</b>	13,67	18,22	76,1x10 <sup>-6</sup>	5031	3,6	66,8
<b>Laje UHPFRC</b>	17,18	22,90	121x10 <sup>-6</sup>	8299	2,8	43,6
<b>Laje UHPFRC + LWAC</b>	17,18	22,90	258x10 <sup>-6</sup>	13998	1,6	37,4
<b>Laje UHPFRC + LWAC + RuC</b>	17,18	22,90	410x10 <sup>-6</sup>	20079	1,1	33,7

## 5.2 Resultados dos Ensaios

Os sistemas de monitorização utilizados foram descritos no ponto §4.4. Como foi referido no ponto §4.1 utilizaram-se quatro extensómetros por laje, no entanto não foram utilizados todos os dados, uma vez que alguns extensómetros, após o ensaio, não obtinham qualquer tipo de leitura. Esta situação deve-se ao facto de estes descolarem da armadura ou ficarem danificados pelas características extremas do ensaio. Assim, na Figura 50 observam-se os dados registados pelos extensómetros da laje de referência. Neste primeiro ensaio foi utilizada uma taxa de aquisição de dados de 0,1 s. A extensão plástica permanente das armaduras é de  $3,42 \cdot 10^{-5}$ , sendo obtida pela média das leituras registadas.

Os dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC apresentam-se na Figura 51, com uma taxa de aquisição de 0,02 s. Nesta laje, a deformação plástica permanente das armaduras é de  $3,1 \cdot 10^{-5}$ . Neste caso, pode observar-se que o extensómetro 2, após a detonação, voltou a efetuar uma leitura nula, o que indicia que ficou danificado ou descolado da armadura.

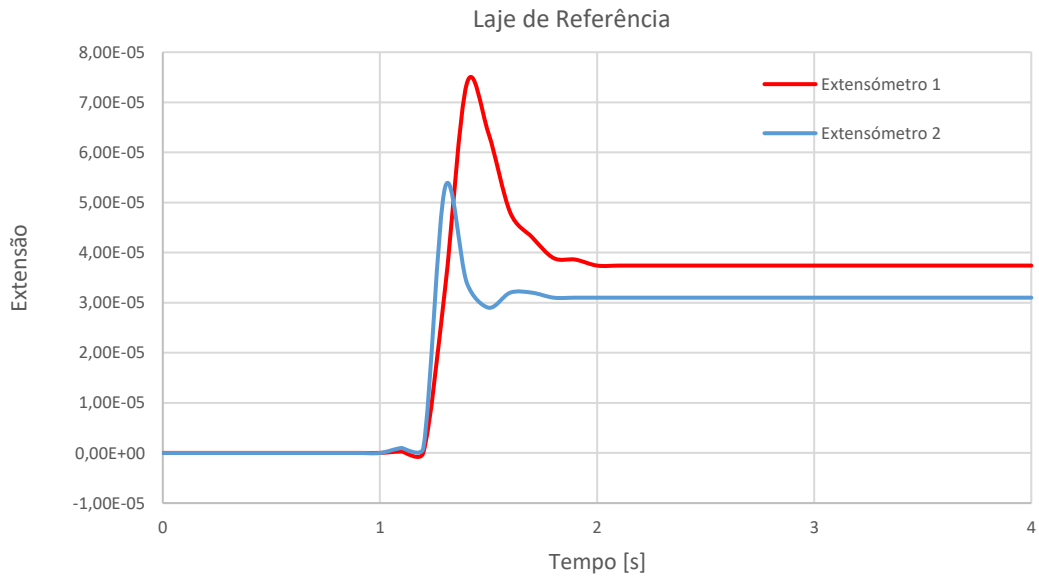


Figura 50 - Dados registados pelos extensómetros da laje de referência

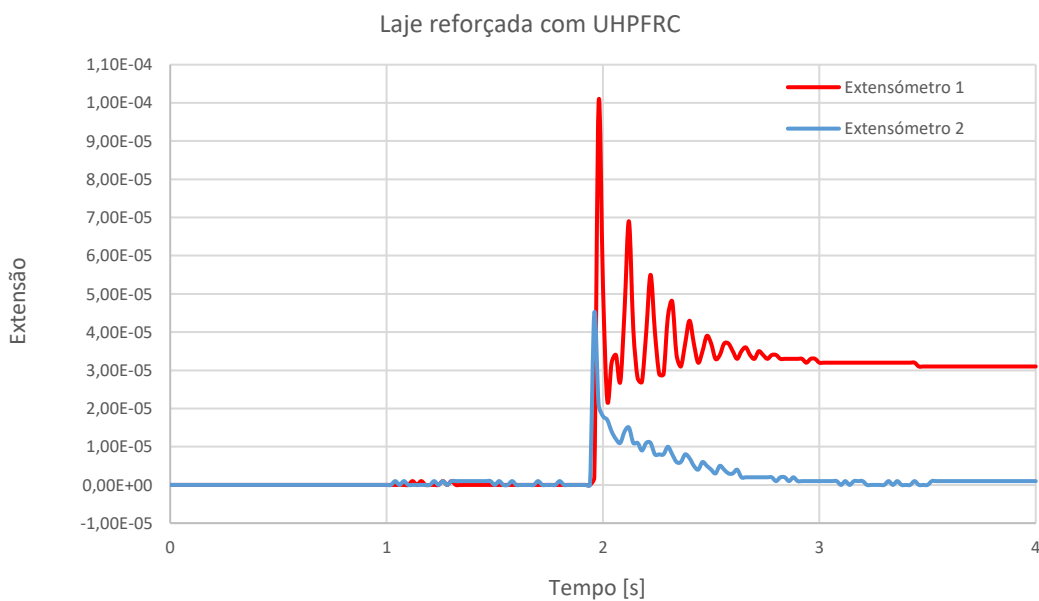


Figura 51 - Dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC

Os dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC e LWAC podem observar-se na Figura 52. Neste caso, foi possível obter uma leitura máxima de extensão das armaduras considerável, tendo sido utilizada uma taxa de aquisição de dados de 0,001 s. Contudo, a validade desta informação é questionável, como foi referido anteriormente.

Na Figura 53, observa-se uma ampliação da escala utilizada do gráfico da Figura 52. A extensão plástica permanente média é de  $2,8 \cdot 10^{-5}$ .

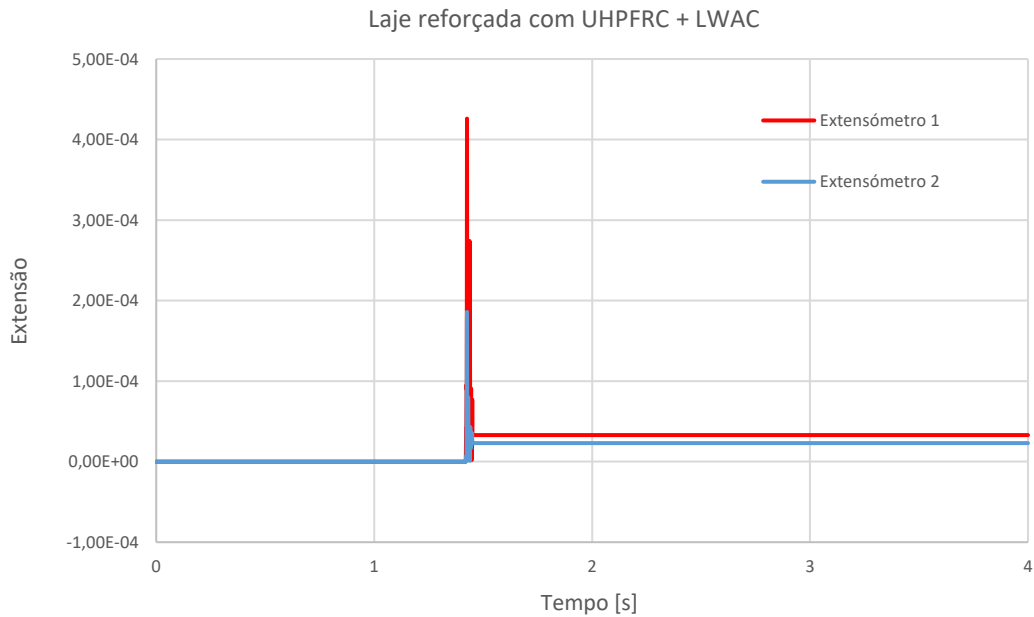


Figura 52 - Dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC e LWAC

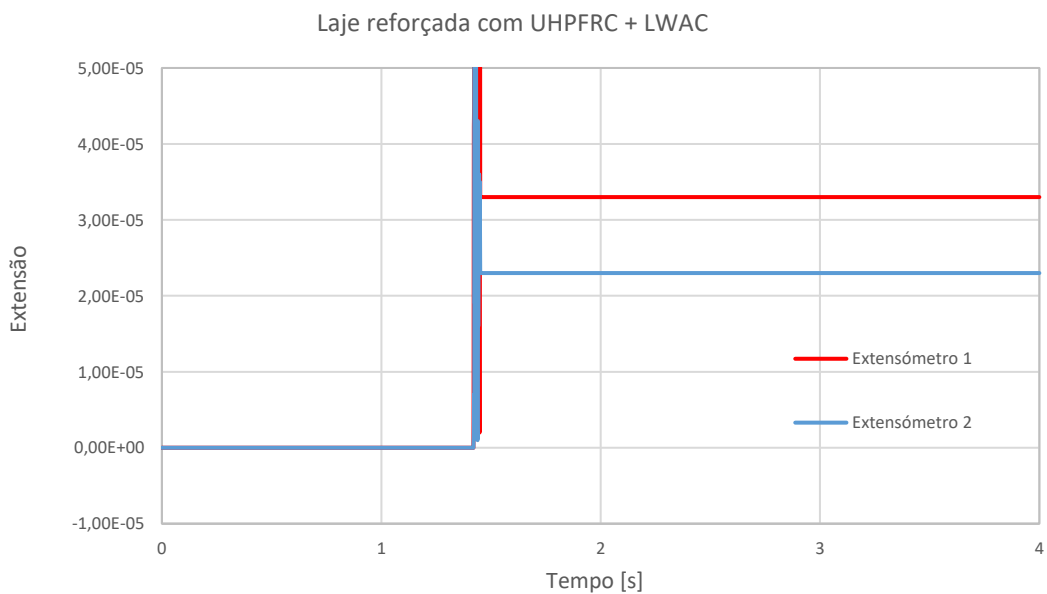


Figura 53 - Detalhe dos dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC e LWAC

Por último, os dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC apresentam-se na Figura 54. Neste caso, foi igualmente utilizada uma taxa de aquisição de dados de 0,001 s, e também foi possível registar um valor máximo de extensão considerável. No entanto, à semelhança do que já foi explicado anteriormente, o seu rigor é questionável.

Na Figura 55, observa-se uma ampliação da escala utilizada no gráfico da Figura 54. Neste último ensaio é possível observar que a extensão plástica permanente média das armaduras é de  $2,375 \cdot 10^{-5}$ .

Os dados, obtidos através das leituras dos extensómetros, permitem perceber que o aumento das camadas de reforço diminuiu a extensão plástica permanente das armaduras, o que indica que o reforço melhorou o comportamento das lajes reforçadas face à laje de referência.

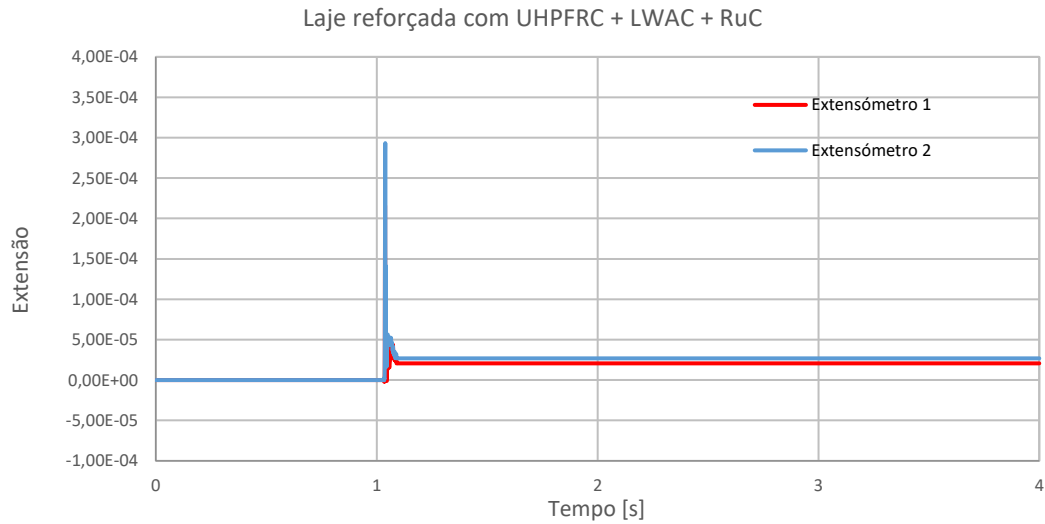


Figura 54 - Dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC

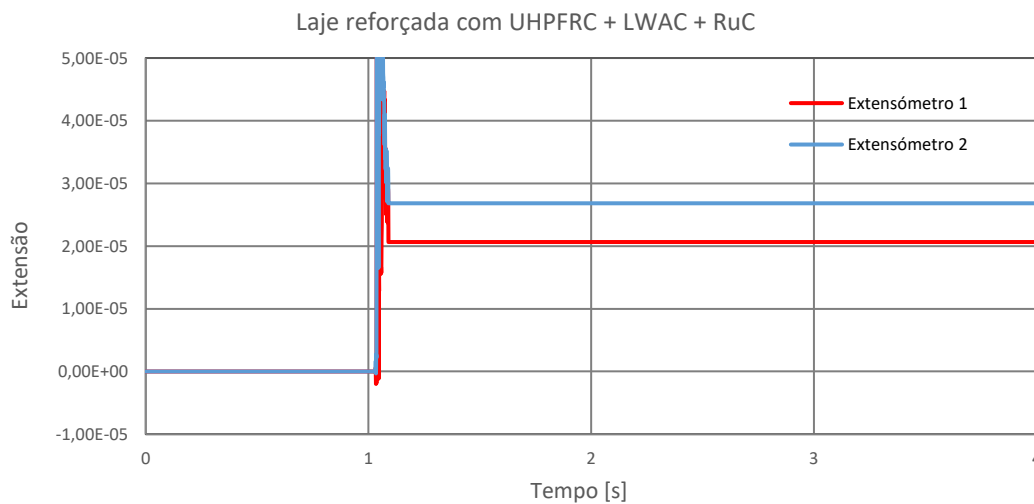


Figura 55 - Detalhe dos dados registados pelos extensómetros da laje reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC

Como referido no ponto §4.4 foi também utilizado um sistema mecânico para aquisição de dados, tornando possível o registo das deformações máximas sofridas pelas lajes. Os resultados obtidos através deste sistema estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Deformações máximas registadas nas hastes metálicas

Laje	Referência		UHPFRC		UHPFRC + LWAC		UHPFRC + LWAC + RuC	
	68	69	46	55	39	46	40	44
	68	67	46	57	41	46	41	43
	67	68	53	57	35	45	41	43
	66	65	50	51	42	45	X	41
	71	66	50	48	47	40	43	42
<b>Média [mm]</b>	67,5		51,3		42,6		42,0	

O cálculo do efeito das explosões em estruturas é ainda um assunto que carece de investigação e desenvolvimento. Apesar de terem sido feitas leituras através de um sistema mecânico, estas têm alguma margem de erro. É importante perceber como obter os valores das deformações através de cálculo analítico. Na Tabela 5, são apresentados os valores das medições e os valores obtidos através de um estudo analítico, assim como o respetivo erro.

Tabela 5 - Erro da abordagem analítica em relação aos valores medidos nos ensaios

	Valores medidos [mm]	Valores calculados [mm]	Diferença [mm]	Erro [%]
<b>Laje de Referência</b>	67,5	66,8	0,7	1,04
<b>Laje UHPFRC</b>	51,3	43,6	7,7	15,0
<b>Laje UHPFRC + LWAC</b>	42,6	37,4	5,2	12,2
<b>Laje UHPFRC + LWAC + RuC</b>	42,0	33,7	8,3	19,8

Por forma a perceber melhor estas diferenças, na Figura 56 apresenta-se um gráfico com os valores medidos (representados a azul) e os valores calculados numericamente (representados a vermelho), para a deformação máxima da laje a meio vão.

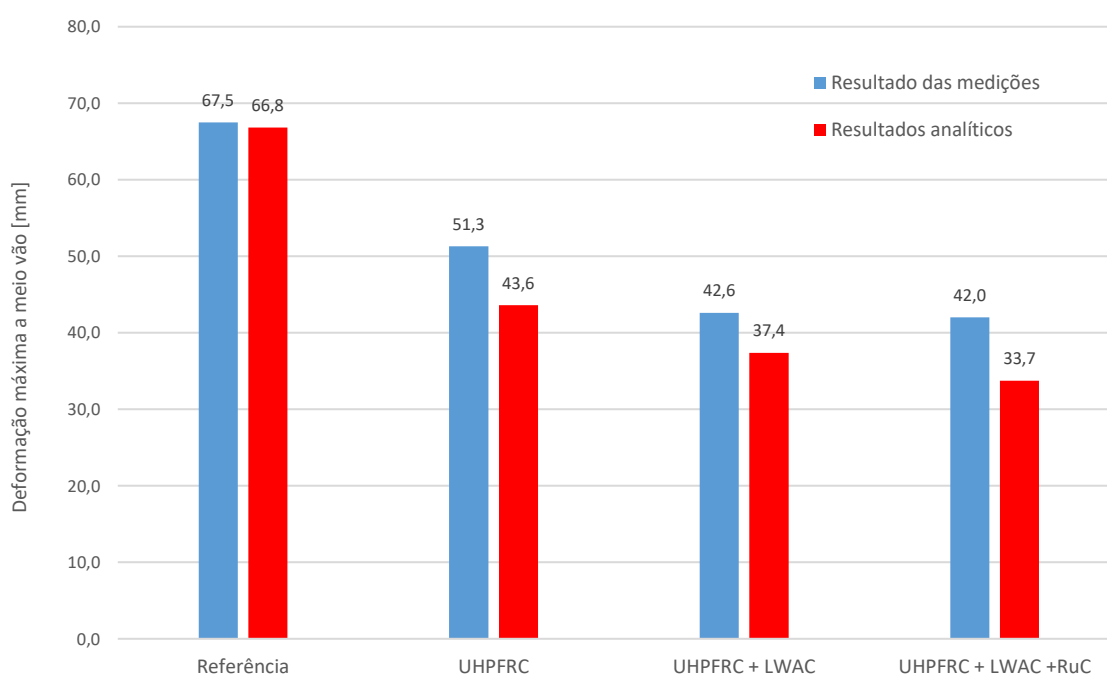


Figura 56 - Comparação entre medições e resultados analíticos

Como se pode observar, a diferença entre o valor medido e o valor calculado é sempre inferior a 10 mm, o que é aceitável, tendo em conta a ordem de grandeza dos valores e o facto de que a abordagem analítica é um método aproximado, e que as medições da deformação máxima a meio vão, através do sistema mecânico, tem um erro associado.

### 5.3 Contributo das camadas de reforço

A laje de referência sofreu um deslocamento máximo medido de 67,5 mm. Na Figura 57, observa-se o estado final desta laje após o ensaio. Quando esta foi retirada do sistema de apoio, pôde observar-se que as fissuras percorriam a laje em todo o seu comprimento e espessura, o que é uma indicação de iminência de colapso.



*Figura 57 - Laje de referência após ensaio, vista inferior (à esquerda) e vista lateral (à direita)*

Comparando com a laje de referência, a laje reforçada com betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC) melhorou o desempenho. A deformação máxima medida foi de 51,3 mm, i.e. cerca de 15 mm inferior à laje de referência. Esta camada de apenas 2 cm de UHPFRC permitiu reduzir a deformação máxima; no entanto o elemento base (laje com 12 cm de betão C25/30) ficou bastante danificado. Na Figura 58, observar-se o estado da laje reforçada com UHPFRC após o ensaio. As fissuras, à semelhança da laje de referência, percorreram a laje em todo o seu comprimento e algumas chegaram mesmo a percorrer a espessura da camada de 12 cm.



*Figura 58 - Laje reforçada com UHPFRC após ensaio*

A segunda laje reforçada, além da camada de UHPFRC, conta com uma camada de 4 cm de betão com agregados leves (LWAC). Como foi referido no capítulo 4, a função desta camada é conferir capacidade de deformação, pelo esmagamento dos agregados, e de dissipação de energia. Apesar do aumento da espessura total do elemento (0,18 m), em relação à laje de referência (0,12 m), a diminuição da deformação máxima medida não foi linear. Neste caso, foi medida uma flecha máxima a meio vão de 42,6 mm, i.e., cerca de 25 mm inferior à da laje de referência.

Como foi referido no ponto §4.1, esta laje sofreu uma queda parcial; contudo, as camadas de reforço não sofreram qualquer tipo de dano. Neste caso, as fissuras prolongaram-se ao longo de todo o comprimento da laje (Figura 59), na superfície inferior; no entanto, em relação à sua espessura, as fissuras não se pronunciaram por todo o elemento base. Este aspeto é uma melhoria notória no estado final do elemento a ser protegido (laje com 0,12 m de betão C25/30).



*Figura 59 - Laje reforçada com UHPFRC e LWAC após ensaio*

Outro aspeto importante nesta laje foi o estado da camada de reforço após o ensaio. Como esta camada tinha a função principal de se deformar pelo esmagamento dos agregados leves e de dissipar energia, a camada de reforço de LWAC ficou muito danificada, o que demonstra que esta dissipou energia, perdendo parte da sua espessura. Na Figura 60, apresenta-se uma comparação entre o estado da camada de reforço antes e após o ensaio.



*Figura 60 - Laje reforçada com UHPFRC e LWAC antes do ensaio (à esquerda) e após o ensaio (à direita)*

Por último, a laje reforçada com as três camadas de betão, UHPFRC, LWAC e betão com agregados de borracha (RuC), obteve um comportamento muito semelhante à segunda laje reforçada (laje com UHPFRC e LWAC), no que diz respeito à deformação máxima medida. Neste caso, foi registado um valor de 42,0 mm, i.e. cerca de 25 mm inferior ao da laje de referência.

Apesar do valor máximo ser semelhante, o mesmo não se pode dizer acerca do estado final do elemento. A abertura de fissuras concentrou-se numa fissura apenas a meio vão, com uma abertura superior a 1 mm. Na Figura 61, observa-se a referida fissura e o seu prolongamento em todo o comprimento da laje.



*Figura 61 - Laje reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC após ensaio*

A camada de reforço com RuC tinha a função de dissipar energia através da borracha contida na sua composição. Após o ensaio esta camada ficou destacada em relação às restantes, e na zona central da laje ocorreu uma perda de secção, por destacamento desta mesma camada (Figura 62). Estes fatores confirmam que o RuC permitiu absorver parte da energia da detonação do explosivo.



*Figura 62 - Destacamento da camada de RuC (à esquerda) e perda de secção (à direita)*



## 5.4 Comparação com betão C25/30

Uma forma de perceber o contributo de cada camada de reforço, além da comparação com os resultados da laje de referência, passa por efetuar uma comparação com uma laje, com a mesma espessura de cada uma das lajes reforçadas, constituída apenas com betão da classe C25/30. Na Tabela 6, apresentam-se os resultados analíticos caso a laje com as diferentes camadas fosse apenas constituída por betão da classe C25/30.

Tabela 6 - Resultados de uma abordagem analítica para elementos constituídos apenas por betão da classe C25/30

Espessura [m]	$M_{r,din}$ [kNm/m]	$p_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$I$ [m <sup>4</sup> /m]	$K_e$ [kN/m <sup>2</sup> /m]	$y_e$ [mm]	$y_m$ [mm]
0,14	16,93	22,57	120x10 <sup>-6</sup>	7956	2,8	44,0
0,18	23,45	31,25	255x10 <sup>-6</sup>	16832	1,9	23,3
0,21	28,33	37,76	4,04x10 <sup>-6</sup>	26688	1,4	16,0

Fazendo uma análise em relação aos resultados apresentados na Tabela 3, observa-se que a capacidade resistente da laje constituída apenas com betão C25/30 seria superior à das lajes reforçadas cujas espessuras correspondem a 0,18 m e 0,21 m. Este aumento da capacidade resistente deve-se ao facto de que nas lajes reforçadas com LWAC e RuC, a altura útil das armaduras foi contabilizada até à camada de UHPFRC.

A rigidez elástica ( $K_e$ ), à exceção da laje reforçada apenas com UHPFRC, aumentou. Este aumento está relacionado com o facto de o módulo de elasticidade do betão C25/30 ser superior ao do LWAC e RuC. Seria espectável que o deslocamento elástico diminuísse, tendo, no entanto, aumentado. Este aumento está relacionado com a capacidade resistente da laje. Como numa laje constituída apenas com betão C25/30, a sua capacidade resistente é superior à das lajes reforçadas com LWAC e RuC, o deslocamento elástico que esta consegue suportar também é superior, apesar de ser mais rígida.

De modo a sintetizar os resultados, na Figura 63 apresenta-se um gráfico de comparação entre os resultados medidos, resultados analíticos para as lajes reforçadas e os resultados analíticos para os mesmos elementos constituídos apenas por betão da classe C25/30, para a deformação máxima a meio vão.

A tomar como bons os resultados da abordagem analítica, a laje reforçada com UHPFRC tem um melhor desempenho do que a mesma espessura de laje composta por betão C25/30; contudo, esta melhoria não é significativa, já que se trata de menos de 1 mm de deformação. Em relação às lajes reforçadas com LWAC e RuC, há uma melhoria significativa no deslocamento máximo a meio vão da estrutura. A análise numérica da laje constituída apenas por betão C25/30 indica uma melhoria na deformação de 14,1 mm e 17,7 mm, respetivamente, em relação à segunda e terceira lajes reforçadas.

Através do equilíbrio entre o trabalho provocado por uma força exterior ( $T_e$ ) e o trabalho interior ( $T_i$ ) produzido pela deformação do elemento, é possível perceber de que forma a estrutura absorveu energia. Quando a estrutura é atingida por uma onda de choque, provocada por uma explosão, a deformação que esta sofre está diretamente relacionada com a quantidade de energia que a estrutura dissipa. A dissipação desta energia é maioritariamente realizada pela deformação do elemento e uma

pequena parte desprezável é dissipada pelo seu aquecimento. Se a onda de choque for refletida na sua maioria, a energia transmitida à estrutura será menor. Caso haja uma reflexão menor, a estrutura tem de acomodar uma maior quantidade de energia. Assim, facilmente se percebe que quanto mais energia a estrutura dissipar, maior é o trabalho interior produzido por esta e, conseqüentemente, maiores serão as deformações originadas.

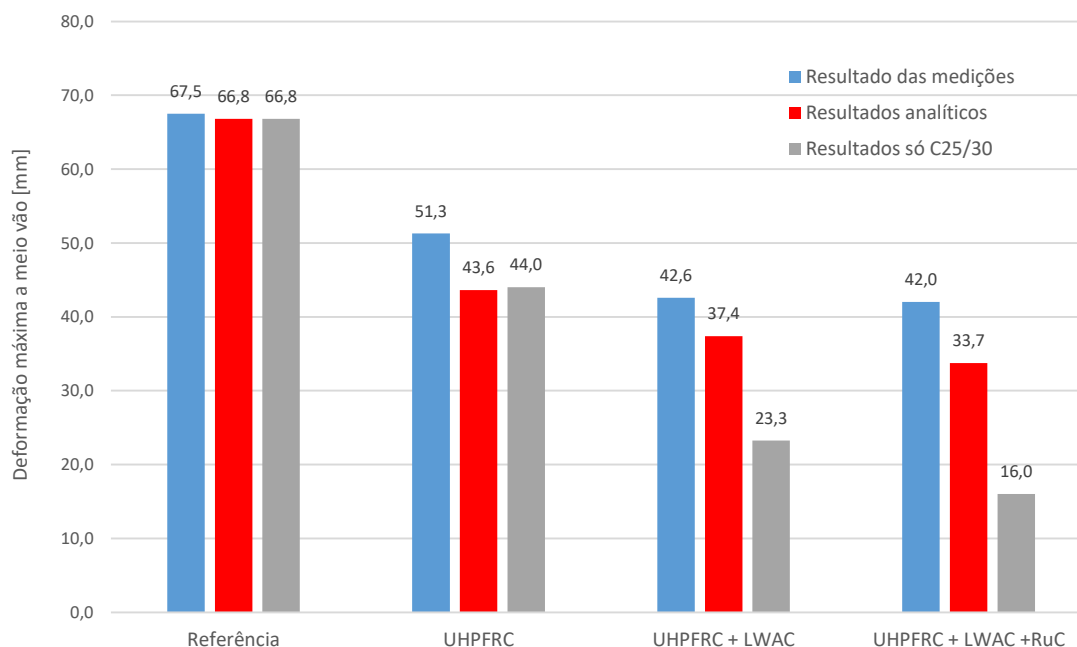


Figura 63 - Comparação entre medições, resultados analíticos e resultados analíticos apenas com C25/30

Como referido, as camadas de reforço de LWAC e RuC tinham o objetivo de dissipar energia. Quando se compara o deslocamento máximo a meio vão das lajes reforçadas com LWAC e RuC, em relação a uma laje de espessura idêntica constituída por betão C25/30, é expectável que a deformação obtida nas lajes com LWAC e RuC seja superior.

O comportamento destas camadas torna-se interessante quando se pensa numa proteção interior do edifício, no lugar de uma proteção exterior. Uma explosão, localizada no interior de um edifício, é amplificada pelas reflexões que surgem nos diferentes materiais e obstáculos à propagação da onda de choque. Se os materiais que compuserem o interior possuírem a capacidade de se deformar e de dissipar energia, as reflexões que se originam terão uma magnitude menor e, conseqüentemente, originarão menores danos na estrutura global.

## 5.5 Influência de diferentes parâmetros na resistência estrutural face a ações impulsivas

As propriedades resistentes dos materiais influenciam de diferentes formas o comportamento de uma estrutura face a ações impulsivas. No cálculo da capacidade resistente de um elemento, as propriedades intrínsecas dos diferentes materiais influenciam diretamente o resultado: tensões resistentes superiores, assim como maiores taxas geométricas de armadura, aumentam diretamente a capacidade resistente do elemento.

Na Tabela 7 observa-se uma síntese dos resultados. O trabalho exterior a que os elementos estão sujeitos está diretamente relacionado com a massa volúmica dos materiais que os constituem. Quanto maior for a massa do elemento, menor será o trabalho exterior provocado no mesmo e maior será a sua capacidade resistente. A massa influencia diretamente o trabalho exterior a que o elemento estará sujeito e, conseqüentemente, a sua deformação máxima.

*Tabela 7 - Síntese dos resultados mais relevantes*

	$M_{r,din}$ [kNm/m]	$K_e$ [kN/m <sup>2</sup> /m]	$T_e$ [KJ]	$y_m$ [mm]	Valores medidos
Laje de Referência	13,67	5031	1,185	66,8	67,5
Laje UHPFRC	17,18	8299	0,967	43,6	51,3
Laje de espessura 0,14 m de betão C25/30	16,93	7956	0,961	44,0	
Laje UHPFRC + LWAC	17,18	13998	0,837	37,4	42,6
Laje de espessura 0,18 m de betão C25/30	23,45	16832	0,698	23,3	
Laje UHPFRC + LWAC + RuC	17,18	20079	0,706	33,7	42,0
Laje de espessura 0,21 m de betão C25/30	28,33	26688	0,579	16,0	

O módulo de elasticidade dos materiais também tem um papel importante nesta análise: a sua variação não altera significativamente o resultado final da deformação máxima, sendo que maiores módulos de elasticidade originam deformações máximas menores. No entanto, a rigidez da estrutura é significativamente alterada com este parâmetro e, conseqüentemente, o deslocamento elástico que esta suporta. Materiais com módulos de elasticidade superiores conduzem a elementos mais rígidos, levando à existência de menores deslocamentos em fase elástica.

Apesar de a laje reforçada com UHPFRC apresentar maior rigidez e menor deformação, a diferença em relação à mesma espessura de laje, constituída apenas por betão C25/30, não é relevante. No caso das duas últimas lajes reforçadas, as lajes equivalentes, constituídas por betão C25/30, apresentam valores de deformação máxima bastante inferiores.

A forma como estas propriedades afetam a capacidade resistente de uma estrutura, face a ações impulsivas, é de extremo interesse quando se pretende escolher o tipo de materiais a utilizar no seu reforço. A massa e a ductilidade de um elemento devem ser a prioridade quando se trata de proteção de estruturas face a explosões exteriores.



## Capítulo 6 – Conclusões e desenvolvimento futuros

A presente Dissertação prossegue na linha de investigação desenvolvida por Gonçalves (2015) e Rebelo (2015), no que concerne ao estudo e desenvolvimento de um sistema de proteção de estruturas de betão contra explosões, tendo-se concebido e testado um sistema inovador constituído por três camadas de betões especiais – um UHPFRC, um LWAC e um RuC.

Este estudo dividiu-se em duas grandes áreas de investigação: a análise e compreensão dos fenómenos resultantes de uma explosão; e o estudo da forma como os diferentes materiais se comportam quando sujeitos a ações impulsivas, originadas por explosões.

No presente capítulo apresentam-se as principais conclusões obtidas a partir do trabalho desenvolvido. São ainda propostos trabalhos e desenvolvimentos futuros, de forma a dar continuidade aos estudos já desenvolvidos nesta área.

### 6.1 Síntese e Principais Conclusões

No âmbito da presente Dissertação, foi realizada uma pesquisa bibliográfica sobre trabalhos anteriores em tópicos relevantes, à qual se seguiu um trabalho experimental e, por fim, foi conduzido um estudo analítico que permitiu efetuar uma análise dos resultados e extrair as conclusões que no presente capítulo se apresentam.

No segundo capítulo é apresentada uma síntese dos parâmetros mais relevantes no estudo dos efeitos de uma explosão. Trata-se de um fenómeno de natureza complexa e com uma duração extremamente curta no tempo (na ordem dos milissegundos), o que torna extremamente difícil a monitorização dos parâmetros envolvidos. Um dos aspetos mais importantes a reter é a redução quase exponencial da pressão incidente com o tempo e a distância, pelo que se conclui que o sistema mais eficaz na proteção de estruturas de betão contra explosões passa por garantir que se encontram a uma distância de segurança adequada de possíveis focos de explosões. Ainda neste capítulo são apresentados métodos energéticos, os quais permitem analisar os efeitos de explosões em estruturas e, por comparação com os valores obtidos durante os ensaios, discutir os resultados e extrair conclusões.

No terceiro capítulo, são apresentadas as principais características e propriedades dos materiais utilizados no reforço, nomeadamente betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC), betão com agregados leves (LWAC) e betão com agregados de borrachas (RuC). Destaca-se o UHPFRC pela elevada resistência à compressão, quando comparado com um betão corrente; o LWAC tem relevância pela sua reduzida massa volúmica e capacidade de deformação e de dissipação de energia pelo esmagamento dos agregados leves; e por último, o RuC que, ao conter uma elevada percentagem de borracha na sua constituição, permite a dissipação de energia.

Foram ensaiadas quatro lajes de betão armado à escala real, de 2,00 m de largura por 2,60 m de comprimento; sendo que a laje de referência tem uma espessura de 0,12 m; a primeira laje reforçada conta com uma camada de 0,02 m de UHPFRC, tendo assim uma espessura final de 0,14 m; a segunda laje reforçada, que para além da camada de 0,02 m de UHPFRC, conta também com uma camada de 0,04 m de LWAC, obtendo uma espessura final de 0,18 m; e por último, a terceira laje reforçada, que

além das camadas anteriormente descritas, tem uma camada superficial de 0,03 m de RuC, ficando com uma espessura final de 0,21 m.

Durante os ensaios, foram obtidas deformações máximas a meio vão entre 68 mm, para a laje de referência, e 42 mm para a laje com mais camadas de reforço. Com o aumento das camadas de reforço verificou-se uma diminuição da deformação máxima registada a meio vão. Através de uma abordagem analítica foi possível alcançar deformações máximas a meio vão, com um erro inferior a 20% quando comparadas com os valores medidos. É importante ter em consideração que as características extremas deste tipo de ensaios conduzem a erros de medição e que, além disso, os métodos de estudo analítico são aproximados, tendo por base algumas simplificações adotadas, tais como: aderência perfeita entre as diferentes camadas de betão, e desprezo dos efeitos nas suas interfaces; adoção de uma distribuição uniforme de pressões resultantes da onda de choque da explosão; e, por fim, homogeneização da secção considerada, tendo em conta a massa e módulo de elasticidade dos diferentes materiais.

Por forma a perceber o contributo das diferentes camadas de reforço, além de uma comparação com a laje de referência, foi abordada uma comparação entre cada laje reforçada e uma laje de igual espessura, constituída por betão de classe C25/30, ou seja, o mesmo utilizado na laje de referência. Analiticamente, os resultados obtidos para a laje constituída apenas por betão C25/30 demonstram um melhor comportamento na resistência a ações impulsivas, provocadas pela detonação de explosivos.

A melhoria, dos elementos constituídos apenas por betão C25/30, na resistência a explosões exteriores deve-se, essencialmente, ao aumento da massa e da rigidez, quando comparados com as lajes reforçadas com LWAC e RuC. Este fator suporta o pressuposto da utilização das camadas de LWAC e RuC para dissipar energia. Pelo equilíbrio energético, o trabalho exterior ( $T_e$ ) provocado por uma explosão tem de ser equilibrado pelo trabalho interior ( $T_i$ ) gerado pelo elemento. Quando maior for a energia dissipada por uma camada de betão, maior será o  $T_i$  gerado no elemento e, conseqüentemente, maiores serão as deformações sofridas por esse elemento. Por outro lado, quanto maior for a reflexão da onda de choque no elemento, menor será a energia transmitida ao mesmo e, da mesma forma, menor será a deformação sofrida por este. O  $T_e$  está diretamente relacionado com a massa volúmica da estrutura alvo. Quanto maior for a massa volúmica, maior será a rigidez do elemento e menor será a deformação sofrida, o que se traduz numa maior reflexão da onda de choque.

Considerando a abordagem analítica apresentada, e o princípio do equilíbrio energético, as camadas constituídas por LWAC e RuC serão uma escolha interessante na proteção de estruturas contra explosões confinadas. Ao dissiparem energia diminuem a intensidade da onda de choque refletida, levando a uma menor amplificação dos seus efeitos.

Finalmente, as principais propriedades, a ter em consideração no estudo de soluções de proteção de estruturas face a explosões exteriores, são a massa e a ductilidade de um elemento. Aumentando a massa, é possível diminuir o trabalho exterior provocado no elemento, por outro lado, o aumento da ductilidade permite aumentar a deformação plástica suportada pela estrutura e, desta forma, aumentar a sua capacidade resistente a estas ações.

## 6.2 Desenvolvimentos futuros

Atualmente, a análise dos efeitos provocados por explosões em edifícios e o comportamento de materiais sujeitos a ações impulsivas, é um tema de investigação pouco desenvolvido em Portugal. Neste contexto, e face à quantidade de fatores e parâmetros resultantes de uma explosão, novas linhas de investigação, assim como ensaios experimentais, ganham uma especial importância na obtenção e validação de conhecimento.

Como desenvolvimentos futuros, seguidamente são propostas algumas linhas de investigação identificadas ao longo deste trabalho:

- Investigação dos efeitos dinâmicos da detonação de explosivos e da consequente propagação da onda de choque através de equipamentos de monitorização adequados;
- Realização de ensaios de lajes constituídas apenas por betão da classe C25/30, com as espessuras das diferentes lajes reforçadas, para desta forma permitir uma comparação real e validação dos resultados numéricos apresentados;
- Realização de ensaios de lajes iguais à laje de referência (0,12 m) constituídas apenas por UHPFRC, LWAC e RuC;
- Estudo do comportamento de elementos reforçados com LWAC e RuC sujeitos a explosões confinadas;
- Modelação numérica dos ensaios realizados na presente Dissertação, de modo a permitir estudar variações de espessura e disposição de materiais evitando recorrer a um dispendioso e elevado número de ensaios;
- Estudo da influência das interfaces entre as diferentes camadas de reforço;
- Desenvolvimento de métodos de reforço, incluindo a aplicação das camadas e o tratamento das interfaces entre estas para lajes, vigas, pilares e paredes resistentes.





## Bibliografia

Abbas, S.; Nehdi, M. L.; Saleem, M. A. (2016), "*Ultra-High Performance Concrete: Mechanical Performance, Durability, Sustainability and Emplementation Challenges*", International Journal of Concrete Structures and Materials, V. 10, nº 3, pp. 271-295.

ACI - American Concrete Institute (2003), "*Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete*", ACI 213R-03, Farmington Hills.

ACI - American Concrete Institute (2013), "*ACI Concrete Terminology*", ACI CT-13, USA.

Albano, C.; Camacho, N.; Hernández, M.; Bravo, A.J.; Guevara, H.; Paricaguan, B. (2013), "*Properties of modified Portland cement concrete with scrap rubber at different w/c ratios*", Revista de la Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela, V. 28, nº 1, pp. 97-113.

AM - Academia Militar (2015), "*Segurança e Integridade Estrutural de Edifícios Estratégicos face a Explosões Acidentais ou Provocadas - SI4E (2015 - 2017)*", Projeto de Investigação no âmbito do Centro de Investigação Desenvolvimento e Inovação da Academia Militar, Lisboa

ASCE - American Society of Civil Engineers, (1999), "*Design of Blast Resistant Buildings in Petrochemical Facilities*", Petrochemical Committee of the Energy Division, ASCE.

Ayub, T.; Shafiq, N.; Nuruddin, M. F. (2014), "*Mechanical Properties of High-Performance Concrete Reinforced with Basalt Fibers*", Procedia Engineering, V. 77, pp 131-139.

Azmi, N.J.; Mohammed, B.S.; Al-Mattarneh, H.M.A. (2008) "*Engineering properties of concrete with recycled tire rubber*", International Conference on Construction and Building Technology ICCBT, Kuala Lumpur, Malaysia, V. 34, pp. 373-382.

Baker, W. E.; Cox, P. A.; Kulesz, J. J.; Strehlow, R. A.; and Westine, P. S. (1983), "*Explosion Hazards and Evaluation*", Number 5 in *Fundamental Studies in Engineering*, Elsevier Science.

Branston, J.; Das, S.; Kenno, S. Y.; Taylor, C. (2016), "*Mechanical Behavior of Basalt Fiber Reinforced Concrete*", Construction and Building Materials, V. 124, pp. 878-886.

Bravo, M.; Brito, J. (2011), "*Concrete made with used tyre aggregate: durability-related performance*", Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal.

Brode, H. L. (1955), "*Numerical Solutions of Spherical Blast Waves*", Journal of Applied Physics, American Institute of Physics, New York.

Bulson, P. S. (1997), "*Explosive Loading of Engineering Structures*", 1<sup>st</sup> Edition, E & FN SPON.

Camões, A. (2006), "*Betões de elevado desempenho*", Seminário Inovações em Betões, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

CEB/FIP (2010), "*Lightweight Aggregate Concrete*"; bulletin nº 8; fib - International Federation for Structural Concrete, Lausanne.

Chen, B.; Liu, J. (2008), "*Experimental application of mineral admixtures in lightweight concrete with high strength and workability*"; Construction and Building Materials, V. 22, nº 4, pp. 655-659.

Costa, H. S. S. (2012), "*Betões Estruturais de Agregados Leves. Aplicações em Prefabricação e Reforço de Estruturas*", Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra.

Coutinho, A. S. (2006), "*Fabrico e Propriedades do Betão*", V. 1, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Duarte, A. P. C.; Silva, B. A.; Silvestre, N.; Brito, J.; Júlio, E.; Castro, J. M. (2016), “*Tests and Design of Short Steel Tubes Filled With Rubberised Concrete*”, *Engineering Structures*, V. 112, pp. 274-286.

ECIVIL, (2016), “*Dicionário da Construção Civil*”, <http://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-tenacidade.html> (data da consulta: 11 de Outubro de 2016).

Eide, M. B.; Hisdal, J. M. (2012), “*Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPRFC) – State of the art*”, COIN Project report nº 44, SINTEF Building and Infrastructure.

EuroLightCon (1998), “*LWAC properties, state of art*”, Noruega.

Ganjian, E.; Khorami, M.; Maghsoudi, A. A. (2009), “*Scrap tyre rubber replacement for aggregate and filler in concrete*”, *Construction and Building Materials*, V. 23, nº 5, pp. 1828-1836.

Goel, M. D.; Matsagar, V. A.; Gupta, A. K.; Marburg, S. (2012), “*An Abridged Review of Blast Wave Parameters*”, *Defense Science Journal*.

Gomes, G. J. (2013), “*Demolições por Métodos Explosivos*”, Centro de Investigação da Academia Militar (CINAMIL), Academia Militar, Lisboa.

Gomes, G. J. (2016), “*Reutilização de Edifícios Correntes para Fins Operacionais – Blast Assesement*”, Dissertação de Mestrado em Ciências Militares, Segurança e Defesa, Instituto Universitário Militar.

Gonçalves, M. (2015), “*Reforço de Placas de Betão Armado com Argamassas Armadas para Ações de Explosão*”, dissertação para obtenção do grau de Mestre, Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa.

Güneyisi, E.; Gesoglu, M.; Özturan, T. (2004), “*Properties of Rubberised Concrete Containing Silica Fume*”, *Cement and Concrete Research*, V. 34, pp. 2309-2317.

Güneyisi, E. (2010), “*Fresh Properties of Self-Compacting Rubberised Concrete Incorporated With Fly Ash*”, *Materials and Structures*, V.43, pp. 1037-1048.

Gupta, T.; Chaudhary, S.; Sharma, R. K. (2016), “*Mechanical and durability properties of waste rubber fiber concrete with and without silica fume*”, *Journal of Cleaner Production*, V. 112, pp. 702-711.

He, K.; Guo, R.; Ma, Q.; Yan, F.; Lin, Z.; Sun, Y. (2016), “*Experimental Research on High Temperature Resistance of Modified Lightweight Concrete after Exposure to Elevated Temperatures*”, *Advances in Materials Science and Engineering*, China.

Heinz, D.; Ludwig, H. M. (2004), “*Heat Treatment and the Risk of DEF Delayed Ettringite Formation in UHPC*”, *Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, editado por Schmidt, M., Fehling, E. e Geisenhansluke, C., Kassel University Press, Kassel, Alemanha.

Held, M. (1983), “*Blast Waves in Free Air*”, *Propellants, Explosives, Pyrotechnics*, V. 8, nº 1, pp. 1-8.

Jimeno, C. L.; Jimeno E. L.; Carcedo F. J. A. (1995), “*Drilling and Blasting of Rocks*”, Taylor & Francis, London and New York.

Ke, Y.; Beaucour, A. L.; Ortola, S.; Dumontet, H.; Cabrillac, R. (2009), “*Influence of volume fraction and characteristics of lightweight aggregates on the mechanical properties of concrete*”; *Construction and Building Materials*; V. 23, nº 8, pp. 2821-2828.

Kinney, G. F.; Graham, K. J. (1985), “*Explosive Shocks in Air*”, 2nd edition, Springer Berlin Heidelberg.

Kockal, N.U.; Ozturan, T. (2010), "*Effects of lightweight fly ash aggregate properties on the behavior of lightweight concretes*"; Journal of Hazardous Materials, V. 179, pp. 954-965.

Larcher, M. (2007), "*Simulation of the Effects of an Air Blast Wave*", European Commission - Joint Research Center, Institute of Protection and Security of the Citizen.

Liu, H.; Wang, X.; Jiao, Y.; Sha, T (2016), "*Experimental Investigation of the Mechanical and Durability Properties of Crumb Rubber Concrete*", Materials, V. 9, nº 3: 172.

Lourenço, J.; Júlio, E.; Maranhã, P. (2004), "*Betões de Agregados Leves de Argila Expandida*"; APEB, Lisboa.

Lúcio, V. J. G.; Ramos, A. P. (2015), "*Sebenta de Estruturas de Betão I*", Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa.

Markovic, I. (2006), "*High-Performance Hybrid-Fibre Concrete – Development and Utilisation*", Phd-Thesis, Delft University, Sérvia.

Mavroulidou, M.; Figueiredo, J. (2010), "*Discarded tyre rubber as concrete aggregate: a possible outlet for used tyres*", Global Nest Journal, V. 12, nº 4, pp. 359-367.

Meyer, R.; Kohler, J.; Homburg, A. (2007), "*Explosives, Sixth Completely Revised Edition*", Wiley.

Mlakar, P. F.; Barker, D. (2010), "*Handbook for Blast-Resistant Design of Buildings*", chapter Blast Phenomena, John Wiley & Sons.

Naik, T. R.; Siddique, R. (2002), "*Properties of Concrete Containing Scrap Tire Rubber – An Overview*", Center for By-Products Utilization, The University of Wisconsin – Mil Waukee.

National Ready Mixed Concrete Association (NRMCA) (2003), "*Concrete in Practice – What, Why & How*", National Ready Mixed Concrete Association, Silver Spring.

NATO - North Atlantic Treaty Organization (2016), "*MC 0472/1 Military Committee Concept for Counter-Terrorism*", Distribution: SDL Z, IS/OPS, IS/DPP, IS/ESC, Defense Against Terrorism CoE.

Needham, C. E. (2010), "*Blast Waves, Shock Wave and High Pressure Phenomena*", Springer Heidelberg.

Ngo, T.; Mendis, P.; Gupta, A.; Ramsay, J. (2007), "*Blast Loading and Blast Effects on Structures – An Overview*", The University of Melbourne, Australia.

NP EM 206-1 (2007), "*Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*", IPQ, Caparica.

Pelisser, F.; Zavarise, N.; Longo, T. A.; Bernardin, A. M. (2011), "*Concrete Made With Recycled Tire Rubber: Effect of Alkaline Activation and Silica Fume Addition*", Journal of Cleaner Production, V.19, pp. 757-763.

Rebelo, H. M. B. (2015), "*Numerical Simulation of Blast Effects on Fibre Grout RC Panels*", dissertação para obtenção do grau de Mestre, Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa.

Remennikov, A. (2007), "*The state of the art of explosive loads characterisation*", Australian Earthquake Engineering Conference, University of Wollongong, Australian Earthquake Engineering Society, pp. 1-25.

Sadovskiy, N. A. (2004), "*Mechanical Effects of Air Shockwaves from Explosions According to Experiments*", in Sadovskiy M.A. Selected works: Geophysics and Physics of Explosions, Nauka Press, Moscow.

Santos, C. C. e Rodrigues, J. P. C. (2015), "*Concreto com Agregados Reciclados de Borracha de Pneu – Resistência à Compressão a Altas Temperaturas*", 3º Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança Contra Incêndio (3CILASCI), Porto Alegre, Brasil.

Schachinger, I.; Hilbig, H.; Stengal, T. (2008), "Effect of Curing Temperature at na Early Age on the Long-Term Strength Development of UHPC", *Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Editado por Fehling, E., Schmidt, M. e Sturwald, S., Kassel University Press, Kassel, Alemanha.

Segre, N.; Joekes, I. (2000), "*Use of tire rubber particles as addition to cement paste*", *Cement and Concrete Research*, V. 30, nº 9, pp. 1421-1425.

Selvakumar, S.; Venkatakrishnaiah, R. (2015), "*Stregth Properties of Concrete Using Crumb Rubber with Partial Replacement of Fine Aggregate*", *International Journal of Innovative Research in Science, Engeneering and Technology*, V. 4, nº 3.

Silva, B.; Coutinho, J.; Neves, S. (2004), "*Betão Leve Estrutural Usando Agregados de Argila Expandida*", Encontro Nacional de Betão Estrutural, Porto.

Silva, P. F.; Lu, B. (2009), "*Blast Resistance Capacity of Reinforced Concrete Slabs*", *Journal of Structural Engineering*, V. 135, nº 6, pp. 708-716.

Stiel, T.; Karihaloo, B. L. e Fehling, E. (2004), "*Effect of Casting Direction on the Mechanical Properties of CARDIFRC*", *Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete*, Editado por Schmidt, M., Fehling, E. e Geisenhansluke, C., Kassel University Press, Kassel, Alemanha.

Szachogluchowicz, I.; Sniezek, L.; Hutsaylyuk, V. (2016), "*Low Cycle Fatigue Properties of AA2519–Ti6Al4V Laminate Bonded by Explosion Welding*", *Engineering Failure Analysis*, V. 69, pp. 77-87.

Teich, M.; Gebbeken, N. (2010), "*The Influence of the Underpressure Phase on the Dynamic Response of Structures Subjected to Blast Loads*", *International Journal of Protective Structures*.

Topçu, I. B. (1995), "*The Properties of Rubberized Concretes*", *Cement and Concrete Research*, V. 25, nº 2, pp. 304-310.

Torgal, F. P.; Jalali, S. (2010), "*Reaproveitamento de resíduos de borracha de pneus em betões*", *Betão: revista da Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto*, nº 25, Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto.

Torgal, F. P.; Shasavandi, S.; Jalali, S. (2011), "*Tyre Rubber Wastes Based Concrete: A Review*", *Wastes: Solutions, Treatments and Opportunities*, 1<sup>st</sup> International Conference.

UFC 3-340-02 (2014), "*Unified Facilities of Criteria: Structures to Resist The Effects of Accidental Explosions*", Department of Defense, United States of America.

U.S. Department of Transportation, (2013), "*Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community*", Publication Nº: FHWA-HRT-13-060, Research, Development, and Technology, Turner-Fairbank Highway Research Center, Georgetown Pike, McLean.

Valadares, F.; Brito, J. (2010) "Betão com incorporação de agregados de pneus usados: desempenho mecânico", *Betão Estrutural 2010*, Encontro Nacional Betão Estrutural, Lisboa.

Videla, C., Lopez, M. (2002) "*Effect of lightweight aggregate intrinsic strength on lightweight concrete compressive strength and modulus of elasticity*"; *Materiales de Construcción*, CSIC, V. 52, nº 265, pp. 23-37.

Wilkinson, C. R.; Anderson, J. G. (Novembro 2003), "*An Introduction to Detonation and Blast for the Non-Specialist*", Australia Government, Department of Defence, Defence Science and Technology Organisation.

Wu, C.; Oehlers, D. J.; Rebntrost, M.; Leach, J.; Whittaker, A. S. (2009), "*Blast Testing of Ultra-High Performance Fiber and FRP-Retrofitted Concrete Slabs*", *Engineering Structures*, V. 31, pp. 2060-2069.

Zhang, M.H.; Gjrv, O.E. (1991) "*Mechanical properties of high strength lightweight concrete*"; *ACI Materials Journal*, V. 88, nº 3, pp. 240-247.

Zheng, L.; Huo, X. S.; Yuan, Y. (2008), "*Experimental investigation on dynamic properties of rubberized concrete*", *Construction and Building Materials*, V. 22, nº 5, pp.939-947.



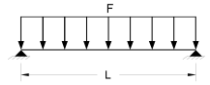
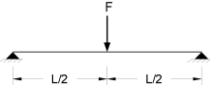

## ANEXOS





## Anexo A – Tabelas de transformação para elementos de viga

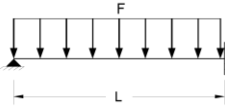
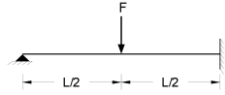
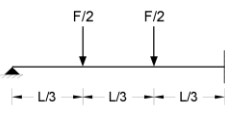
Tabela 8 - Fatores de transformação para elementos de barra e lajes simplesmente apoiados

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	$\frac{8M_p}{L^2}$	$\frac{384EI}{5L^4}$	$\frac{384EI}{5L^4}$
	Plástico	0,50	0,33	0,66		-----	-----
	Elástico	1,00	0,49	0,49	$\frac{4M_p}{L^2}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$\frac{48EI}{L^3}$
	Plástico	1,00	0,33	0,33		-----	-----
	Elástico	0,87	0,52	0,60	$\frac{6M_p}{L^2}$	$\frac{56,4EI}{L^3}$	$\frac{56,4EI}{L^3}$
	Plástico	1,00	0,56	0,56		-----	-----

$M_{ps}$  – Momento resistente no apoio

$M_p$  – Momento resistente a meio vão

Tabela 9 - Fatores de transformação para elementos de barra e lajes apoiados encastrados

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	0,58	0,45	0,78	$\frac{8M_{ps}}{L}$	$\frac{185EI}{L^4}$	$\frac{160EI}{L^4}$ (*)
	Elasto-Plástico	0,64	0,50	0,78	$\frac{4(M_{ps} + 2M_{pm})}{L}$	$\frac{384EI}{5L^4}$	
	Plástico	0,50	0,33	0,66	$\frac{4(M_{ps} + 2M_{pm})}{L}$	-----	
	Elástico	1,00	0,43	0,43	$\frac{16M_{ps}}{3L}$	$\frac{107EI}{L^3}$	$\frac{106EI}{L^3}$ (**)
	Elasto-Plástico	1,00	0,49	0,49	$\frac{2}{L}(M_{ps} + 2M_{pm})$	$\frac{48EI}{L^3}$	
	Plástico	1,00	0,33	0,33	$\frac{2}{L}(M_{ps} + 2M_{pm})$	-----	
	Elástico	0,81	0,45	0,55	$\frac{6M_{ps}}{3L}$	$\frac{132EI}{L^3}$	$\frac{122EI}{L^3}$
	Elasto-Plástico	0,87	0,52	0,60	$\frac{2}{L}(M_{ps} + 3M_{pm})$	$\frac{56EI}{L^3}$	
	Plástico	1,00	0,56	0,56	$\frac{2}{L}(M_{ps} + 3M_{pm})$	-----	

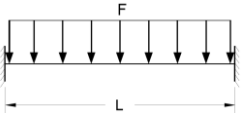
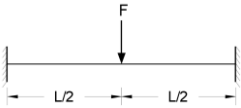
$M_{ps}$  – Momento resistente no apoio

$M_{ps}$  – Momento resistente a meio vão

(\*) Válido apenas para  $M_{ps} = M_{pm}$

(\*\*) Válido apenas para  $M_{ps} \leq M_{pm}$

Tabela 10 - Fatores de transformação para elementos de barra e lajes bi-encastros

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	0,53	0,41	0,77	$\frac{12M_{ps}}{L^2}$	$\frac{384EI}{L^4}$	$\frac{307EI}{L^4}$ (*)
	Elasto-Plástico	0,64	0,50	0,78	$\frac{8(M_{ps} + M_{pm})}{L^2}$	$\frac{384EI}{5L^4}$	
	Plástico	0,50	0,33	0,66	$\frac{8(M_{ps} + M_{pm})}{L^2}$	-----	
	Elástico	1,00	0,37	0,37	$\frac{8M_{ps}}{L}$	$\frac{192EI}{L^3}$	$\frac{192EI}{L^3}$ (**)
	Plástico	1,00	0,33	0,33	$\frac{4(M_{ps} + M_{pm})}{L}$	-----	

$M_{ps}$  – Momento resistente no apoio

$M_{pm}$  – Momento resistente a meio vão

(\*) Válido apenas para  $M_{ps} = M_{pm}$

(\*\*) Válido apenas para  $M_{ps} \leq M_{pm}$



## Anexo B.1 – Ficha de ensaio da laje de referência

Ficha de ensaio Nº1

### I – DADOS GERAIS

<b>1 – Data/Hora do ensaio:</b> 7 de julho de 2016 às 10:20	<b>2 – Local do ensaio:</b> Campo Militar Sta Margarida
<b>3 – Investigadores presentes:</b> IST: Eduardo Júlio FCT-Nova: Eduardo Cavaco, Corneliu Cismasiu, Filipe Santos Exército Português: Gabriel Gomes, José Basto, João Branco, David Nabais	
<b>4 – Outras presenças:</b> Apoios: Companhia de Engenharia/BrigMec – 1 Empilhador, 1 RE, Ambulância, Bombeiros	
<b>5 – Redação da ficha:</b> David Monteiro Nabais	

### 6 – Descrição geral e objetivo do ensaio

Ensaio da laje de referência simplesmente apoiada em dois bordos paralelos, com um vão livre de 2,30 m e carga explosiva de 4,60 kg a 1,95 m de distância. O objetivo deste ensaio é verificar os danos que a carga explosiva provoca por forma a obter uma referência para as lajes reforçadas.

### II – DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS ENSAIADOS

<b>7 – Tipologia do(s) elemento(s) ensaiado(s)</b> Laje de betão armado	
<b>8 – Esboço do(s) elemento(s) ensaiado(s)</b>	

### 9 – Características dos materiais do(s) elemento(s) ensaiado(s)

<b>Betão</b> C25/30 Resistência aos 28 dias: fcm = 33,3 MPa	<b>Armaduras</b> Aço A500 NR  <b>Recobrimento</b> e = 0,025 [m]	<b>Materiais e tipologia do reforço:</b> Laje de referência sem qualquer tipo de reforço
--	---	---

### III – DESCRIÇÃO DA(S) CARGA(S) EXPLOSIVA(S) UTILIZADA(S)

<b>10 – Características do explosivo</b> PE-4A 230g x 20 (nº velas) W = 4,600 kg
---

### 11 – Esboço do explosivo utilizado



### 12 – Características do meio

Distância ao alvo: 1,95 [m]

Altura ao solo: 2,37 [m]

## IV – MONITORIZAÇÃO

### 13 – Descrição do sistema

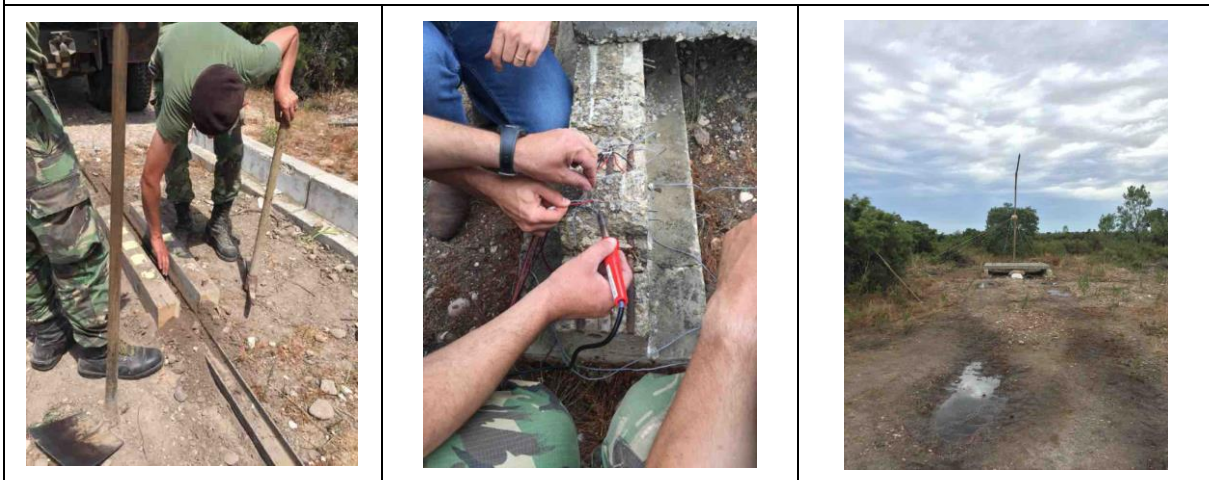
O sistema de monitorização é constituído por 4 extensómetros colados nos varões do meio da laje, e a meio vão. Também é constituído por um sistema de duas vigas de madeira, com 5 furos cada um preenchido com espuma de poliuretano, onde são colocadas umas hastes metálicas (uma em cada furo). Permite medir a deformação instantânea da laje aquando da explosão, pela diferença de comprimento livre das hastes entre o antes e o após o ensaio.

### 14 – Esboço do sistema (ver secção 8)



## V – REGISTO FOTOGRÁFICO

### 15 – Pré-ensaio



**16 – Pós-ensaio**



**VI – RESULTADO 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, principalmente concentradas no meio vão da laje, e percorrendo a laje na direção perpendicular à do vão livre.

**Deformação:** a deformação máxima medida nas hastes foi de 67,5 mm e a deformação residual, medida com régua de 2,60 m e fita métrica na face superior, foi de 29 mm.

Ao levantar a laje dos apoios observou-se que a fenda a meio vão abriu, prolongando-se pela face superior da laje. Indicação de que a laje esteve na iminência do colapso.

Outros:

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

**VII – PARÂMETROS ESTIMADOS DA ONDA DE CHOQUE**

(Ref<sup>o</sup>: UFC 3-340-02, 2014; Kinney e Graham, 1985)

Distância reduzida $Z = 1,1358 [m/kg^{1/3}]$	Pressão de pico incidente $P_{so} = 0,763 [MPa]$	Pressão de pico refletida $P_r = 3,898 [MPa]$
Impulso específico $i_s = 0,113 [MPa.ms]$	Impulso específico refletido $i_r = 0,580 [MPa.ms]$	Duração da fase positiva $t_o = 9,07 [ms]$

## Anexo B.2 – Ficha de ensaio da laje de reforçada com UHPFRC

Ficha de ensaio Nº2

### I – DADOS GERAIS

<b>1 – Data/Hora do ensaio:</b> 7 de julho de 2016 às 12:55	<b>2 – Local do ensaio:</b> Campo Militar Sta Margarida
<b>3 – Investigadores presentes:</b> IST: Eduardo Júlio FCT-Nova: Eduardo Cavaco, Corneliu Cismasiu, Filipe Santos Exército Português: Gabriel Gomes, José Basto, João Branco, David Nabais	
<b>4 – Outras presenças:</b> Apoios: Companhia de Engenharia/BrigMec – 1 Empilhador, 1 RE, Ambulância, Bombeiros	
<b>5 – Redação da ficha:</b> David Monteiro Nabais	

### 6 – Descrição geral e objetivo do ensaio

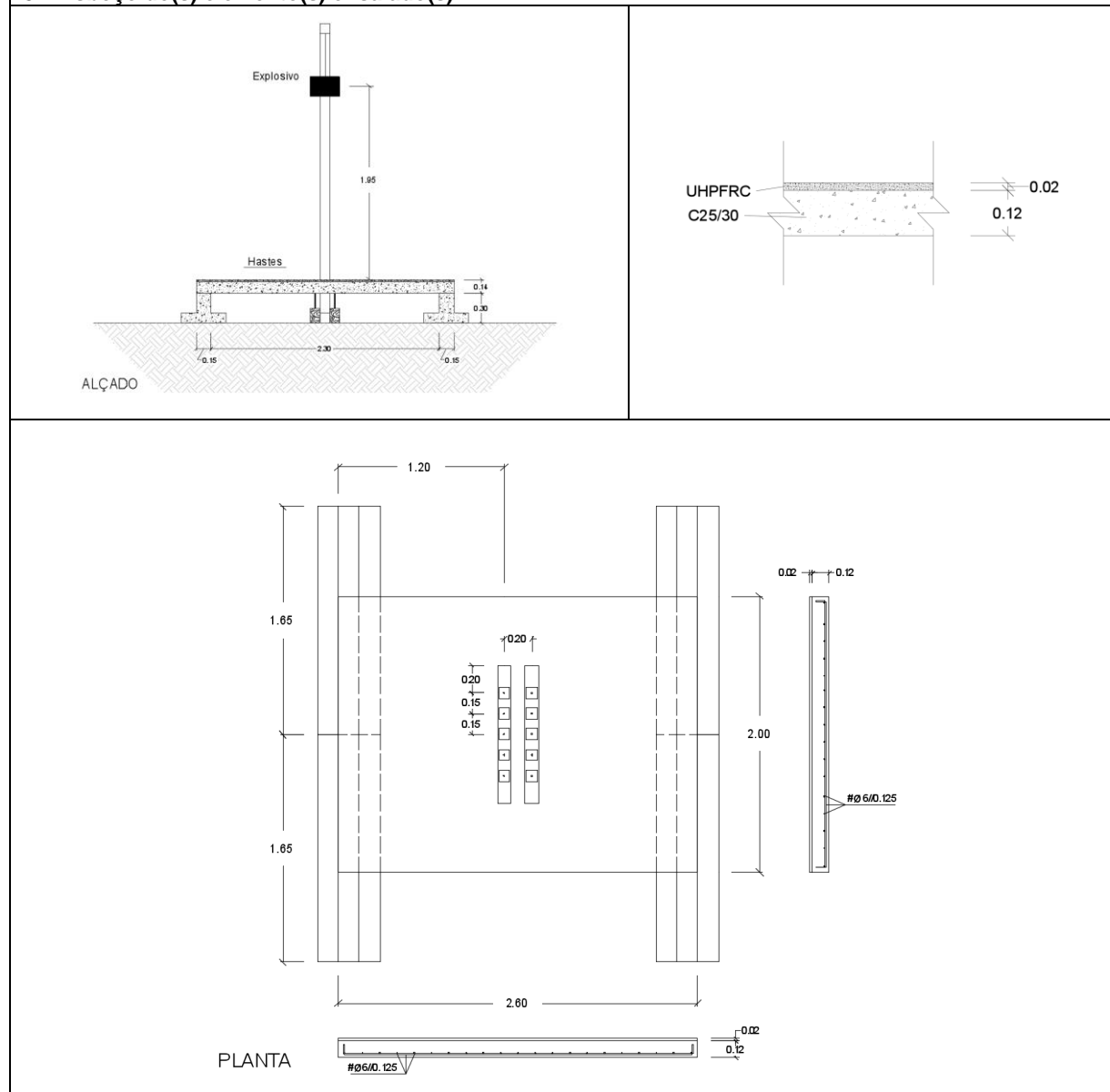
Ensaio da laje reforçada com uma camada de 2cm de UHPFRC simplesmente apoiada em dois bordos paralelos, com um vão livre de 2,30 m e carga explosiva de 4,60 kg a 1,95 m de distância. O objetivo deste ensaio é verificar o contributo da camada de reforço de UHPFRC.

### II – DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS ENSAIADOS

#### 7 – Tipologia do(s) elemento(s) ensaiado(s)

Laje de betão armado

#### 8 – Esboço do(s) elemento(s) ensaiado(s)





**9 – Características dos materiais do(s) elemento(s) ensaiado(s)**

<b>Betão</b> C30/37 Resistência aos 28 dias: $f_{cm} = 33,3$ MPa	<b>Armaduras</b> Aço A500 NR  <b>Recobrimento</b> $e = 0,025$ [m]	<b>Materiais e tipologia do reforço:</b> Laje com uma camada de 2cm de reforço de UHPFRC
---	---	---

**III – DESCRIÇÃO DA(S) CARGA(S) EXPLOSIVA(S) UTILIZADA(S)**

**10 – Características do explosivo**

PE-4A  
230g x 20 (nº velas)  
W = 4,600 kg

**11 – Esboço do explosivo utilizado**



**12 – Características do meio**

Distância ao alvo: 1,95 [m]

Altura ao solo: 2,39 [m]

**IV – MONITORIZAÇÃO**

**13 – Descrição do sistema**

O sistema de monitorização é constituído por 4 extensómetros colados nos varões do meio da laje, e a meio vão. Também é constituído por um sistema de duas vigas de madeira, com 5 furos cada um preenchido com espuma de poliuretano, onde são colocadas umas hastes metálicas (uma em cada furo). Permite medir a deformação instantânea da laje aquando da explosão, pela diferença de comprimento livre das hastes entre o antes e o após o ensaio.

**14 – Esboço do sistema (ver secção 8)**



## V – REGISTO FOTOGRÁFICO

### 15 – Pré-ensaio



### 16 – Pós-ensaio



## VI – RESULTADO 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, principalmente concentradas no meio vão da laje, e percorrendo a laje na direção perpendicular à do vão livre.

Deformação: a deformação máxima medida nas hastes foi de 51,3 mm e a deformação residual, medida com régua de 2,60 m e fita métrica na face superior, foi de 30 mm.

Observa-se que o comportamento da laje, face ao modelo de referência, foi melhor, sendo que as fendas observadas apresentam aberturas menores.

Outros:

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

## VII – PARÂMETROS ESTIMADOS DA ONDA DE CHOQUE

(Ref<sup>a</sup>: UFC 3-340-02; Kinney e Graham 1985)

Distância reduzida $Z = 1,1358 [m/kg^{1/3}]$	Pressão de pico incidente $P_{so} = 0,763 [MPa]$	Pressão de pico refletida $P_r = 3,898 [MPa]$
Impulso específico $i_s = 0,113 [MPa.ms]$	Impulso específico refletido $i_r = 0,580 [MPa.ms]$	Duração da fase positiva $t_o = 9,07 [ms]$

## Anexo B.3 – Ficha de ensaio da laje de reforçada com UHPFRC e LWAC

Ficha de ensaio Nº4

### I – DADOS GERAIS

<b>1 – Data/Hora do ensaio:</b> 7 de julho de 2016 às 15:40	<b>2 – Local do ensaio:</b> Campo Militar Sta Margarida
<b>3 – Investigadores presentes:</b> IST: Eduardo Júlio FCT-Nova: Eduardo Cavaco, Corneliu Cismasiu, Filipe Santos Exército Português: Gabriel Gomes, José Basto, João Branco, David Nabais	
<b>4 – Outras presenças:</b>	
<b>Apoios:</b> Companhia de Engenharia/BrigMec – 1 Empilhador, 1 RE, Ambulância, Bombeiros	
<b>5 – Redação da ficha:</b> David Monteiro Nabais	

### 6 – Descrição geral e objetivo do ensaio

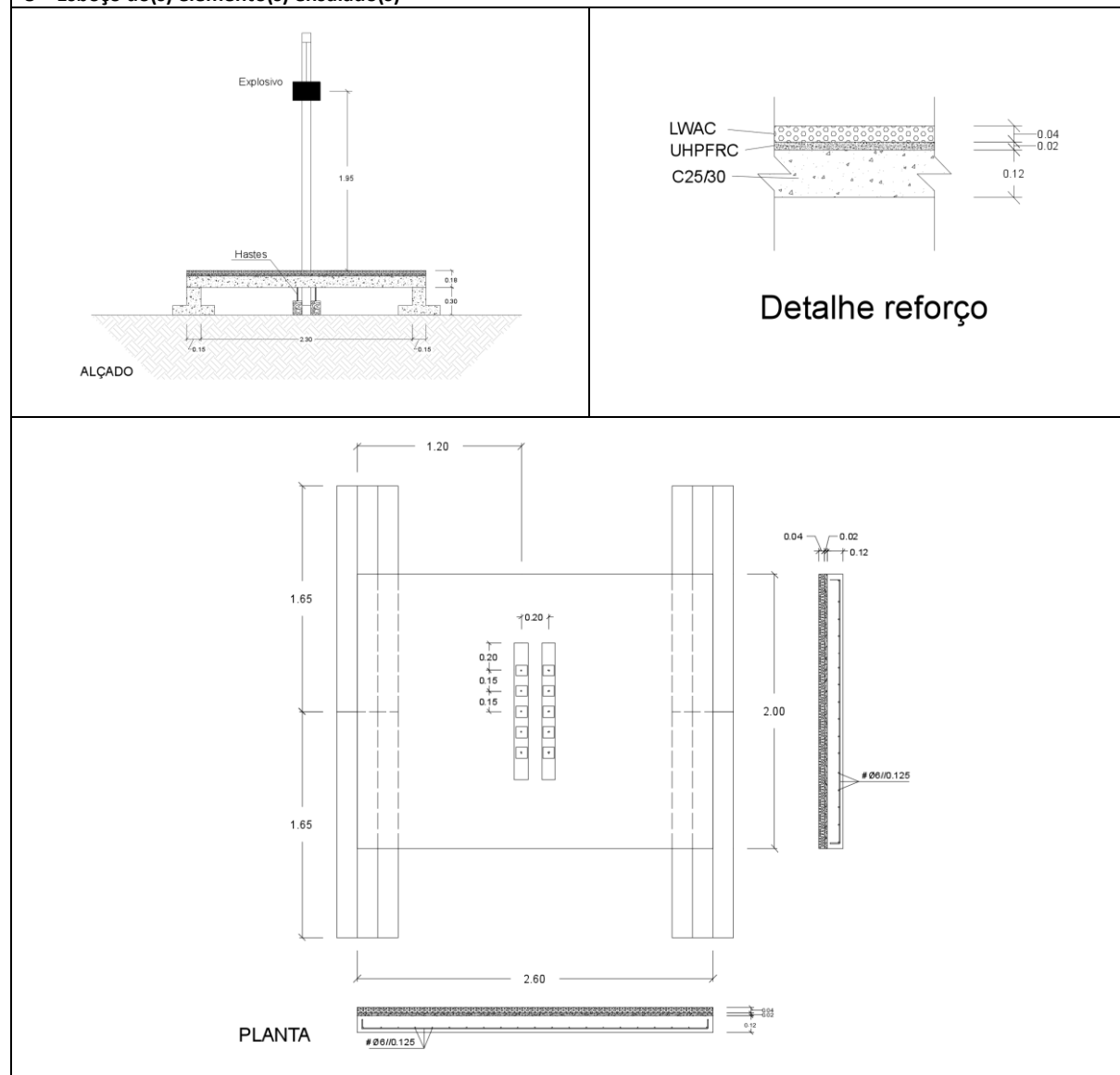
Ensaio da laje reforçada com uma camada de 2cm de UHPFRC e uma camada de 4cm de LWAC, simplesmente apoiada em dois bordos paralelos, com um vão livre de 2,30 m e carga explosiva de 4,60 kg a 1,95 m de distância. O objetivo deste ensaio é verificar o contributo da camada de reforço de LWAC, face à laje com o reforço de UHPFRC.

### II – DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS ENSAIADOS

#### 7 – Tipologia do(s) elemento(s) ensaiado(s)

Laje de betão armado

#### 8 – Esboço do(s) elemento(s) ensaiado(s)



**9 – Características dos materiais do(s) elemento(s) ensaiado(s)****Betão**

C25/30

Resistência aos 28 dias:

f<sub>cm</sub> = 33,3 MPa**Armaduras**

Aço A500 NR

**Recobrimento**

e = 0,025 [m]

**Materiais e tipologia do reforço:**

Laje reforçada com uma camada de 2cm de UHPFRC e uma camada de 4cm de LWAC

**III – DESCRIÇÃO DA(S) CARGA(S) EXPLOSIVA(S) UTILIZADA(S)****10 – Características do explosivo**

PE-4A

230g x 20 (nº velas)

W = 4,600 kg

**11 – Esboço do explosivo utilizado****12 – Características do meio**

Distância ao alvo: 1,95 [m]

Altura ao solo: 2,43 [m]

**IV – MONITORIZAÇÃO****13 – Descrição do sistema**

O sistema de monitorização é constituído por 4 extensómetros colados nos varões do meio da laje, e a meio vão. Também é constituído por um sistema de duas vigas de madeira, com 5 furos cada um preenchido com espuma de poliuretano, onde são colocadas umas hastes metálicas (uma em cada furo). Permite medir a deformação instantânea da laje aquando da explosão, pela diferença de comprimento livre das hastes entre o antes e o após o ensaio.

**14 – Esboço do sistema (ver secção 8)**

**V – REGISTO FOTOGRÁFICO**

**15 – Pré-ensaio**



**16 – Pós-ensaio**





## VI – RESULTADO DOS ENSAIOS

### 17 – Efeitos observados

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

**Fendilhação:** foram observadas fissuras nos bordos e na face inferior, principalmente concentradas no meio vão da laje, e percorrendo a laje na direção perpendicular à do vão livre.

**Deformação:** a deformação máxima medida nas hastes foi de 42,6 mm. A deformação residual não foi possível ser medida uma vez que a camada superior da laje (LWAC) deteriorou-se e destacou-se, impossibilitando a medição.

A deformação máxima da laje diminuiu bastante face à laje de referência, no entanto ainda se regista uma deformação superior a 40mm. Pelo estado da camada superior prevê-se que o reforço tenha absorvido parte da energia da onda de choque, levando à sua deterioração e descolamento.

Outros:

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

## VII – PARÂMETROS ESTIMADOS DA ONDA DE CHOQUE

(Refª: UFC 3-340-02; Kinney e Graham 1985)

Distância reduzida $Z = 1,1358 [m/kg^{1/3}]$	Pressão de pico incidente $P_{so} = 0,763 [MPa]$	Pressão de pico refletida $P_r = 3,898 [MPa]$
Impulso específico $i_s = 0,113 [MPa.ms]$	Impulso específico refletido $i_r = 0,580 [MPa.ms]$	Duração da fase positiva $t_o = 9,07 [ms]$

## Anexo B.4 – Ficha de ensaio da laje de reforçada com UHPFRC, LWAC e RuC

Ficha de ensaio Nº3

### I – DADOS GERAIS

<b>1 – Data/Hora do ensaio:</b> 7 de julho de 2016 às 14:35	<b>2 – Local do ensaio:</b> Campo Militar Sta Margarida
<b>3 – Investigadores presentes:</b> IST: Eduardo Júlio FCT-Nova: Eduardo Cavaco, Corneliu Cismasiu, Filipe Santos Exército Português: Gabriel Gomes, José Basto, João Branco, David Nabais	
<b>4 – Outras presenças:</b>	
<b>Apoios:</b> Companhia de Engenharia/BrigMec – 1 Empilhador, 1 RE, Ambulância, Bombeiros	
<b>5 – Redação da ficha:</b> David Monteiro Nabais	

### 6 – Descrição geral e objetivo do ensaio

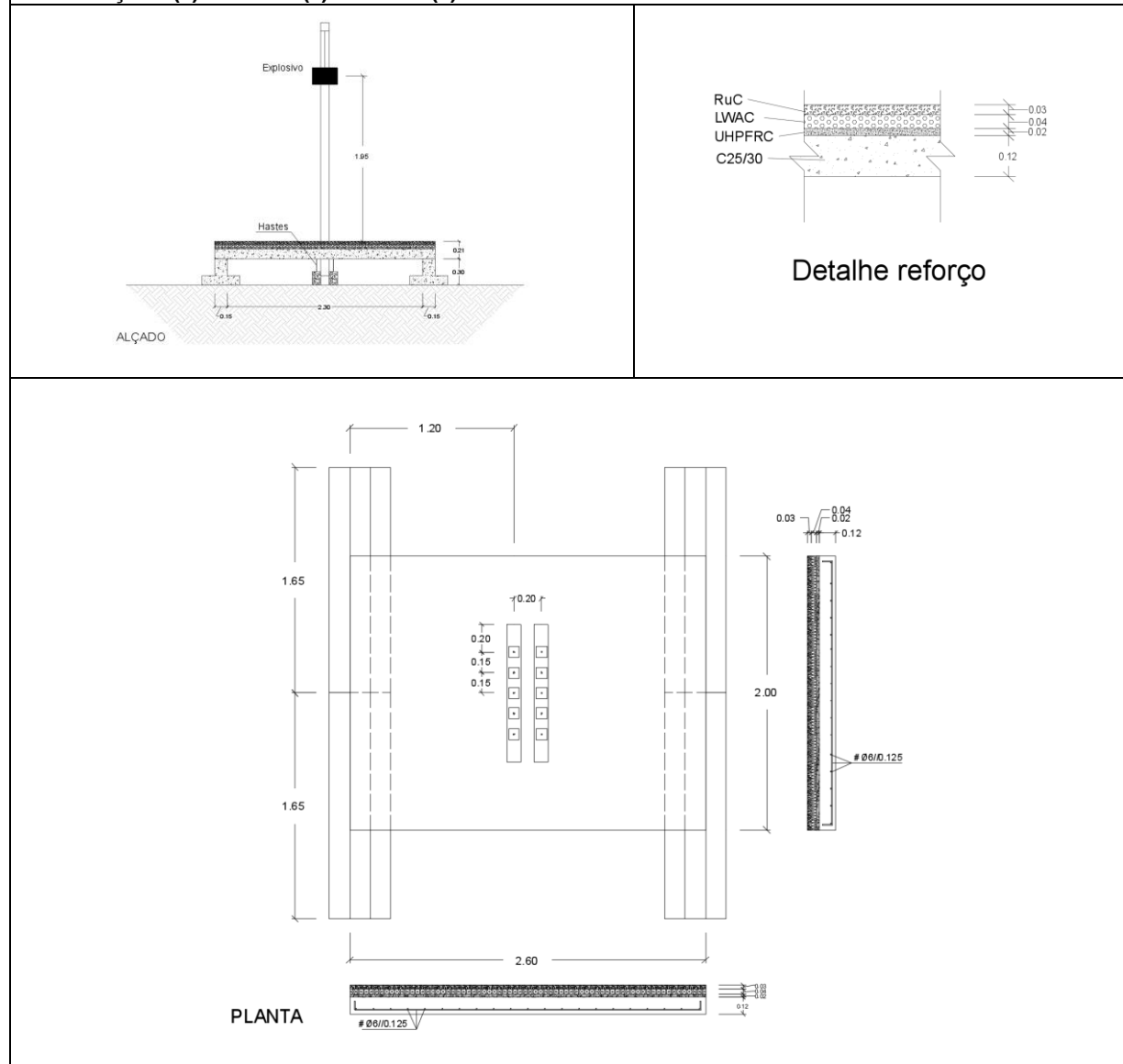
Ensaio da laje reforçada com uma camada de 2cm de UHPFRC, uma camada de 4cm de LWAC e uma camada de 3cm de RuC, simplesmente apoiada em dois bordos paralelos, com um vão livre de 2,30 m e carga explosiva de 4,60 kg a 1,95 m de distância. O objetivo deste ensaio é verificar o contributo da camada de reforço de RuC, face à laje com os restantes reforços à exceção deste último.

### II – DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS ENSAIADOS

#### 7 – Tipologia do(s) elemento(s) ensaiado(s)

Laje de betão armado




#### 8 – Esboço do(s) elemento(s) ensaiado(s)



9 – Características dos materiais do(s) elemento(s) ensaiado(s)		
<b>Betão</b> C25/30 Resistência aos 28 dias: $f_{cm} = 33,3 \text{ MPa}$	<b>Armaduras</b> Aço A500 NR  <b>Recobrimento</b> $e = 0,025 \text{ [m]}$	<b>Materiais e tipologia do reforço:</b> Laje reforçada com uma camada de 2cm de UHPFRC, uma camada de 4cm de LWAC e uma camada de 3cm de RuC

### III – DESCRIÇÃO DA(S) CARGA(S) EXPLOSIVA(S) UTILIZADA(S)

10 – Características do explosivo
PE-4A 230g x 20 (nº velas) $W = 4,600 \text{ kg}$

11 – Esboço do explosivo utilizado		
		

12 – Características do meio	
Distância ao alvo: 1,95 [m]	Altura ao solo: 2,46 [m]

### IV – MONITORIZAÇÃO

13 – Descrição do sistema
O sistema de monitorização é constituído por 4 extensómetros colados nos varões do meio da laje, e a meio vão. Também é constituído por um sistema de duas vigas de madeira, com 5 furos cada um preenchido com espuma de poliuretano, onde são colocadas umas hastes metálicas (uma em cada furo). Permite medir a deformação instantânea da laje aquando da explosão, pela diferença de comprimento livre das hastes entre o antes e o após o ensaio.

14 – Esboço do sistema (ver secção 8)	
	



V – REGISTO FOTOGRÁFICO

15 – Pré-ensaio



16 – Pós-ensaio





## VI – RESULTADO DOS ENSAIOS

### 17 – Efeitos observados

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

Fendilhação: foram observadas fissuras com pequena expressão nos bordos e na face inferior, principalmente concentradas no meio vão da laje, e percorrendo a laje na direção perpendicular à do vão livre.

Deformação: a deformação máxima medida nas hastes foi de 42,0 mm. A deformação residual não foi possível ser medida uma vez que a camada superior da laje (RuC) destacou-se, impossibilitando a medição

A deformação máxima da laje diminuiu bastante face à laje de referência, no entanto ainda de regista uma deformação superior a 40mm. Pelo estado da camada superior prevê-se que o reforço tenha absorvido parte da energia da onda de choque, levando ao seu destacamento.

Outros:

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

## VII – PARÂMETROS ESTIMADOS DA ONDA DE CHOQUE

(Refª: UFC 3-340-02; Kinney e Graham 1985)

Distância reduzida $Z = 1,1358 [m/kg^{1/3}]$	Pressão de pico incidente $P_{so} = 0,763 [MPa]$	Pressão de pico refletida $P_r = 3,898 [MPa]$
Impulso específico $i_s = 0,113 [MPa.ms]$	Impulso específico refletido $i_r = 0,580 [MPa.ms]$	Duração da fase positiva $t_o = 9,07 [ms]$