

INSTITUTO UNIVERSITÁRIO MILITAR

**REUTILIZAÇÃO DE EDIFÍCIOS
CORRENTES PARA FINS OPERACIONAIS
*BLAST ASSESSMENT***

Gabriel de Jesus Gomes

IUM – Centro de Investigação e Desenvolvimento (CIDIUM)
Dezembro de 2016

Como citar esta publicação:

Gomes, Gabriel, 2016. *Reutilização de Edifícios Correntes para Fins Operacionais – Blast Assessment*. Coleção “ARES”, 13. Lisboa: Instituto Universitário Militar.

Comandante

Vice-Almirante Edgar Marcos de Bastos Ribeiro

Editor-chefe

Major-General Jorge Filipe Marques Moniz Córte-Real Andrade

Coordenador Editorial

Coronel de Infantaria Tirocinado Lúcio Agostinho Barreiros dos Santos

Núcleo Editorial e Design Gráfico

Capitão-de-mar-e-guerra Carlos Alberto dos Santos Madureira

Propriedade

Instituto Universitário Militar
Rua de Pedrouços, 1449-027 Lisboa
Tel.: 213 002 100
Fax.: 213 002 162
E-mail: cidium@iutm.pt
www.iesm.pt/cisdi/publicacoes

Pré-Impressão e Distribuição

Fronteira do Caos Editores
Rua Diogo Cão, 1242 r/C Esq.
4200-259 PORTO
Tel: 225 205 005
e-mail: fronteiradocaos@netcabo.pt
www.frenteiradocaoseditores.pt

ISBN 978-989-99755-1-4

Depósito Legal 419 300/16

Tiragem 200 exemplares

© Instituto Universitário Militar, 2016

Nota do Editor:

Os textos patentes no presente volume são da responsabilidade do seu autor, não constituindo doutrina oficial das Forças Armadas Portuguesas e da Guarda Nacional Republicana.

ÍNDICE GERAL

LISTA DE ABREVIATURAS	xi
RESUMO	xv
AGRADECIMENTOS	xvii
PREFÁCIO	xix
1. INTRODUÇÃO	1
a. Enquadramento	1
b. Pertinência do tema	3
c. Problemática	4
d. Metodologia	5
e. Estrutura	5
2. A SOLICITAÇÃO DE ESTRUTURAS PELA ONDA AÉREA (<i>BLAST LOADING</i>)	7
a. Introdução	7
b. Tipos de explosões	7
c. Características da onda aérea em explosões aéreas perfeitas	9
(1). Perfil da onda aérea	9
(2). Distância reduzida	11
(3). Método TNT Equivalente	11
(4). Parâmetros característicos da onda de aérea	13
(a). Pressão incidente de pico	13
(b). Duração da fase positiva da onda de choque (t_p)	19
(c). Impulso	20
(d). Velocidade da frente onda	22
(e). Comprimento da onda aérea	23
(5). Pressões dinâmicas (efeito de sopro)	24
d. Explosões hemisféricas (à superfície)	26
e. Reflexão das ondas de choque	27
(1). Considerações gerais	27
(2). Reflexão normal	27
(3). Reflexão oblíqua ou regular	33
(4). Reflexão ressonante	35

f. Ações dinâmicas impostas pela onda de choque	36
(1). Solicitação das estruturas	36
(2). Carregamento das faces expostas	37
(3). Carregamento de cobertura e laterais	40
(4). Carregamento da face posterior	42
(5). Forças atuantes sobre a estrutura	43
3. RESPOSTA DINÂMICA E AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DAS ESTRUTURAS	45
a. Introdução	45
b. Resposta estática versus resposta dinâmica	45
c. Propriedades mecânicas do betão armado	47
(1). Comportamento do betão armado quando solicitado por uma explosão	48
(2). Coeficientes de resistência	50
d. Resposta dinâmica das estruturas	52
(1). Generalidades	52
(2). Relações de carga– deslocamento/deformação	53
(3). Sistemas equivalentes com osciladores de um grau de liberdade	54
e. Verificação do desempenho estrutural	61
(1). Introdução	61
(2). Equações de balanço energético (método energético)	62
(3). Métodos gráficos	66
f. Avaliação do desempenho de estruturas existentes	68
(1). Generalidades	68
(2). Limitação das deformações	69
(3). Filosofia de proteção	69
(4). Deformações aceitáveis	73
4. CASO DE ESTUDO	75
a. Introdução	75
b. Modelo estrutural	75
c. Propriedades dos materiais	78
d. Determinação dos efeitos da explosão	80

(1). Ações da explosão	80
(2). Resposta global	85
(3). Resposta Local	86
(a). Métodos gráficos	89
(b). Métodos energéticos	89
(c). Expressões analíticas	90
(d). Verificação da resistência ao esforço transversal (tabela C-5)	90
(4). Determinação dos efeitos da explosão através do software ELS	92
(a). <i>Extreme Loading for Structures (ELS)</i>	92
(b). Modelação estrutural	93
(c). Resultados do ELS	94
(5). Comparação de resultados	102
5. RECOMENDAÇÕES PARA EXECUÇÃO DE UM <i>BLAST ASSESSMENT</i>	107
a. Introdução	107
b. Avaliação estrutural, implantação e particularidades arquitetónicas	108
c. Avaliar a envolvente	110
d. Avaliar a ameaça	110
e. Avaliação da resposta do edifício a explosões	112
f. Avaliar o nível de dano expectável	112
g. Estimativa das medidas protetivas e viabilidade económica	113
(1). Robustecimento da estrutura	114
(2). Reforço ou Fortificação	115
(3). Implementação de um plano de barreiras	115
h. Decisão	115
6. CONCLUSÕES	117
BIBLIOGRAFIA	121
ANEXOS	125
Anexo A – Parâmetros para explosões segundo a UFC 3-340-02 (2014)	126
Anexo B – Fatores de transformação para elementos de viga	128
Anexo C – Cálculos	132

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Explosão aérea perfeita	8
Figura 2.2 – Explosão próxima da superfície com reflexões no solo	8
Figura 2.3 – Explosão à superfície	9
Figura 2.4 – Perfil da onda de choque	10
Figura 2.5 – Pressão incidente de pico para explosões aéreas perfeitas (cargas esféricas)	17
Figura 2.6 – Duração da fase positiva da onda de choque	20
Figura 2.7 – Impulso específico para explosões aéreas perfeitas	22
Figura 2.8 – parâmetros da fase positiva da onda de choque para explosões aéreas perfeitas	23
Figura 2.9 – Pressão dinâmica de pico para explosões aéreas perfeitas	25
Figura 2.10 – Onda de choque em explosão à superfície (<i>bubble</i>)	26
Figura 2.11 - Reflexão normal da onda de choque	28
Figura 2.12 – Perfil ideal das curvas de pressão incidente e refletida	28
Figura 2.13 – coeficiente de reflexão normal em função da pressão incidente de pico	31
Figura 2.14 – Pressão refletida para explosões aéreas perfeitas (cargas esféricas)	31
Figura 2.15 – Reflexão oblíqua (regular)	33
Figura 2.16 – Coeficientes para reflexão oblíqua em função do ângulo de incidência (K&G)	33
Figura 2.17 Coeficientes para reflexão oblíqua em função do ângulo de incidência (UFC)	34
Figura 2.18 – Desenvolvimento da onda ressonante (Mach Stem)	35
Figura 2.19 –Ponto triplo numa superfície plana	36
Figura 2.20 – Onda aérea numa superfície exposta	37
Figura 2.21- Função bilinear (faces expostas)	38
Figura 2.22 – Velocidade do som na região da pressão refletida	39
Figura 2.23- Fator de pressão equivalente normalizada	41
Figura 2.24 – Carregamento de faces não expostas	42
Figura 2.25 – propagação da onda de choque na face posterior	42

Figura 2.26 – Parâmetros para o cálculo da pressão na face posterior	43
Figura 2.27 - Pressões atuantes sobre a estrutura	43
Figura 3.1 – Curva da tensão-extensão do betão	46
Figura 3.2 – Curva da tensão-extensão do aço	47
Figura 3.3 – Curva momento-curvatura do betão armado para resposta à flexão	48
Figura 3.4 - Secções de betão armado tipo I, II	49
Figura 3.5 – Diagrama carga-deformação trilinear	53
Figura 3.6 – Modelo equivalente não amortecido para análise dinâmica	55
Figura 3.7 - Trabalho externo e interno	56
Figura 3.8 – Resposta típica de estruturas rígidas ($W_{1,1}$) e flexíveis ($W_{1,2}$)	57
Figura 3.9 – Solução da equação de movimento	58
Figura 3.10 – Duração da fase positiva da onda de choque e período natural da estrutura	59
Figura 3.11 – Curva simplificada das resistências	61
Figura 3.12 – relação Carga – deslocamento (resposta elástica)	62
Figura 3.13 – Relação carga – deslocamento (resposta plástica)	63
Figura 3.14 – Relação carga-deslocamento (resposta elasto-plástica)	64
Figura 3.15 – Deformação máxima para sistemas 1 g.d.l. para diagramas de pressão triangulares (baseado em Biggs)	67
Figura 3.16 – tempo de resposta máximo em sistemas 1 g.d.l. para diagramas de pressão triangulares (baseado em Biggs)	67
Figura 3.17 – Resposta máxima no regime elástico para o sistema oscilatório com 1 g.d.l e diagrama de pressões	68
Figura 3.18 – Rotação nos apoios	73
Figura 4.1 – Planta tipo do edifício em estudo	76
Figura 4.2 – Corte A-B	77
Figura 4.3 – Características das secções dos elementos de suporte em estudo	78
Figura 4.4 – Painel de referência	79
Figura 4.5 – Ilustração da posição relativa da explosão	81

Figura 4.6 – diagramas de pressões nos alçados principal e posterior	84
Figura 4.7 – Posição relativa dos elementos de suporte face à explosão	87
Figura 4.8 – Modelação da estrutura segundo o Applied Element Method	92
Figura 4.9 – Curvas isóbaras do ELS V3.1.	93
Figura 4.10 – Deslocamentos globais da estrutura de acordo com ELS	94
Figura 4.11 – deslocamentos na parede PA1 para rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT	95
Figura 4.12 – Deslocamentos no pilar 3E para rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT	96
Figura 4.13 – deslocamentos no pilar 2E para rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT	97
Figura 4.14 – deformações residuais nos elementos de fachada.	98
Figura 4.15 – Mecanismo de colapso progressivo da estrutura	99
Figura 4.16 – Sequência de danos para cargas de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT	100
Figura A-1 – Parâmetros da fase positiva da onda de choque para explosões aéreas perfeitas	126
Figura A-2 – Parâmetros da fase positiva da onda de choque em explosões à superfície	127

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 – Infraestruturas críticas que foram alvo de ataques com engenhos explosivos	1
Tabela 2.1 Características de diversos explosivos usados em demolições	12
Tabela 2.2 – Parâmetros de cálculo da função polinomial de Kingery & Bulmash (1984)	15
Tabela 2.3 – Comparação dos valores de Pso para várias formulações	18
Tabela 2.4 – Comparação dos valores de t_0 para várias formulações	21

Tabela 2.5 – Comparação dos valores de P_r para várias formulações	32
Tabela 2.6 – Coeficientes de arrastamento para coberturas e paredes laterais e posterior	41
Tabela 3.1 – Fatores dinâmicos para a resistência do betão e do aço	50
Tabela 3.2 – Intervalos dos domínios de resposta da estrutura	60
Tabela 3.3 – Matriz de danos expectáveis face ao nível de protecção	71
Tabela 3.4 – Limites máximos de resposta para elementos sujeitos à flexão e elementos	74
Tabela 4.1 – Modelo constitutivo do aço usado no modelo	79
Tabela 4.2 – Coeficientes dinâmicos adotados para caso de estudo	80
Tabela 4.3 – Características das cargas explosivas adotadas	80
Tabela 4.4 – Parâmetros característicos da onda de choque para cargas de 50, 100, 250 e 500Kg TNT	82
Tabela 4.5 – Cálculo do escoamento na superfície exposta do edifício	83
Tabela 4.6 – Cálculo da massa do caso de estudo (estrutura acima da cota de soleira)	85
Tabela 4.7 – Cálculo dos valores de pressão e impulso para reflexão oblíqua nos elementos singulares	88
Tabela 4.8 – Comparação de resultados entre ELS e método energético (Análise ao sistema global)	103
Tabela 4.9 – Comparação de resultados entre ELS e métodos simplificados (Análise local)	105
Tabela 4.10 – Rotação dos apoios e nível de protecção conferida	106
Tabela 4.11 – Agregação de danos por grupos, em função do método de cálculo	106
Tabela 5.1 – Processo sequencial para um <i>blast assessment</i>	107
Tabela 5.2 – Parâmetros de cálculo de acordo com a severidade da ameaça	111
Tabela B-1 – Fatores de transformação para elementos de barra e lajes armadas numa direção (elementos encastrados-rotulados)	128

Tabela B-2 – Fatores de transformação para elementos de barra e lajes armadas numa direção (elementos bi-encastrados)	129
Tabela B-3 – Fatores de transformação para elementos de barra e lajes armadas numa direção (elementos simplesmente apoiados)	130
Tabela B-4 – Fatores de transformação para elementos de barra e lajes armadas numa direção (elementos em consola)	131
Tabela C-1 – Resposta global da estrutura a rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT (métodos energéticos)	132
Tabela C-2 – Resposta do pilar e parede a rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT (métodos gráficos – Biggs, 1964)	133
Tabela C-3 – Resposta do pilar e parede a rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT (métodos energéticos)	134
Tabela C-4 – Resposta do pilar e parede a rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT (expressões analíticas)	135
Tabela C-5 – Verificação da resistência ao esforço transversal dos elementos em análise	136

Lista de abreviaturas, siglas e acrónimos

Letras maiúsculas latinas

A_c	Área da secção transversal de betão
A_s	Área da secção de armadura para betão armado
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armaduras
A_{sw}	Área da secção de armadura de esforço transverso
A_{st}	Área da armadura de tração (longitudinal)
C_D	Coefficiente de arrastamento
E_c	Módulo de elasticidade tangente na origem, $\sigma=0$, para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efetivo do betão
E_s	Módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
EI	Rigidez à flexão
$E_{x,max}$	Energia transmitida ao sistema quando o deslocamento é máximo
F	Ação, Força;
F_d	Valor de cálculo da ação
H	Altura
I_g	Momento de inércia de uma secção não fendilhada
I_{cr}	Momento de inércia de uma secção fendilhada
Ke	Rigidez elástica
K_E	Regidez equivalente (das rigidezes elástica e elasto-plástica)
K_M	Coefficiente de massa (adimensional)
K_L	Coefficiente carga (adimensional)
K_{LM}	Coefficiente de massa-carga (adimensional)
K_R	Coefficiente de resistência
L	Comprimento
M	Momento fletor
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante
M_{Rd}	Valor de cálculo do momento fletor resistente
M_e	Massa equivalente

N	Esforço normal
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal atuante (tração ou compressão)
N_{rd}	Valor de cálculo do esforço normal resistente (tração ou compressão)
N_{Ed}	Esforço normal
P_{so}	Pressão incidente
P_r	Pressão refletida
P_u	Resistência máxima (conceito da escola anglo-saxónica que representa a carga máxima ou carga última de uma elemento de barra)
R	Distância ao foco da explosão
R_α	Distância inclinada ao foco da explosão
T	Período da estrutura equivalente
V	Esforço transverso
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transverso atuante ($x=0$ – no apoio, $x=d$ ou z – à distância x do apoio)
$V_{rd,c}$	Esforço transverso resistente (secção de betão)
W	Massa de explosivo
γ	Coefficiente de <i>poisson</i>
γ	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado ao esforço transverso
Z	Distância normalizada/reduzida/escalar

Letras minúsculas latinas

b	Largura total de uma secção transversal
d	Diâmetro, profundidade
d	Altura útil de uma secção transversal
e	Excentricidade
f_c	Tensão de rotura do betão à compressão
f_{ct}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura à compressão aos 28 dias
$f_{ek,din}$	Valor característico dinâmico da tensão de rotura à compressão aos 28 dias
f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura à compressão
f_{ctk}	Valor característico da tensão de rotura do betão à tração
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_t	Tensão de rotura à tração do aço das armaduras de betão armado
f_{tk}	Valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras de betão armado
f_y	Tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado
$f_{y,d}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado
$f_{y,d,din}$	Valor de cálculo dinâmico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado
$f_{yk,din}$	Valor característico dinâmico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de esforço transversal.
h	Altura de uma secção
i	Impulso específico
i_s	Impulso específico incidente
$i_r\alpha$	Impulso refletido segundo um ângulo de incidência α
l (ou L)	Comprimento, vão
m	massa
n	Fator de homogeneidade entre o aço e o betão ($n = E_s/E_c$)
r	Raio
t	Espessura
t_0	Duração da fase positiva da onda de choque
t	Tempo considerado

t_m	Instante em que ocorre a resposta máxima
x	Altura do eixo neutro
x_e	Deformação/deslocamento elástico
x_m	Deformação/deslocamento plástico máximo
z	Distância média entre centróides da armadura de tração e compressão

Letras minúsculas gregas

α	Ângulo, relação
β	Ângulo, relação, coeficiente
γ_A	Coefficiente parcial relativo às ações de acidente, A
γ_M	Coefficiente parcial relativo às propriedades do betão
γ_c	Coefficiente parcial relativo ao betão armado
γ_s	Coefficiente parcial relativo a aço para armaduras de betão armado
Δ, δ	Incremento
ϵ_c	Extensão do betão à compressão
ϵ_{ci}	Extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima, f_c
ϵ_{cu}	Extensão última do betão à compressão
ϵ_u	Extensão do aço da armadura de betão armado correspondente à tensão máxima
ϵ_{uk}	Valor característico da extensão do aço da armadura de betão armado na carga máxima
θ	Ângulo
Λ	Coefficiente de esbelteza
ρ_l	Taxa de armaduras longitudinais
ρ_w	Taxa de armaduras de esforço transverso
σ_c	Tensão de compressão no betão
$\sigma_{c,t}$	Tensão de tração no betão
ψ	Coefficientes definindo valores representativos de ações variáveis



Resumo

A entrada das primeiras forças num novo teatro de operações no seguimento de um conflito, acarreta problemas logísticos significativos, e a ausência de infraestruturas adequadas para a instalação dessas forças, leva a que por vezes sejam reutilizadas para fins operacionais infraestruturas existentes. Nessa medida, tendo em perspetiva uma ameaça terrorista verosímil e a necessidade de proteger os militares em serviço, é da maior importância a avaliação da extensão dos danos esperados no evento de uma explosão.

Esta investigação tem como objetivo mapear a forma como deve ser elaborado um *blast assessment* e realizar um estudo comparativo (baseado num modelo numérico calibrado com dados experimentais) sobre a capacidade resistente de edifícios correntes face à ocorrência de explosões, comparando os resultados obtidos através de uma análise não-linear tridimensional com os de métodos expeditos (balanço energético, expressões analíticas e métodos gráficos), determinando a adequabilidade dos últimos para uso em ambiente operacional. Os resultados obtidos indicam que estes podem ser empregues com razoável fiabilidade, não dispensando, no entanto, um adequado juízo de engenharia.

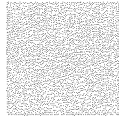
Palavras-Chave: Explosivos, *Blast assessment*, onda de choque, avaliação de desempenho de estruturas, métodos energéticos.

Abstract

The deployment of the first troops a new Area of Operations following a conflict, creates some significant logistical problems, and the lack of adequate infrastructure for the settlement of these forces leads, sometimes, to be re-used for operational purposes existing infrastructure. The need to protect the military servicemen, in face of a plausible terrorist threat, is of utmost importance and brings the need to assess the extent of the expected damage from a blast scenario.

This research aims to map the way it should be drawn up a blast assessment and conduct a comparative study (based on a numerical model calibrated by experimental data) on the bearing capacity of current buildings blast loaded, comparing the results obtained through a non-linear analysis software with approximate methods (energy method, analytical expressions and graphical methods), determining the suitability of the latter for use in expeditionary operations. The results obtained indicate that they can be used with reasonable reliability, but not dispensing an appropriate engineering judgment.

Key Words: *Explosives, Blast assessment, Shock waves, structure performance, energy methods.*



Agradecimentos

Início com um agradecimento ao Instituto Universitário Militar e à Academia Militar, pela oportunidade que proporcionaram de desenvolvimento dos projetos de investigação enquadrantes deste trabalho (PRINSEF¹ e SI4E²). Este trabalho continuaria, no entanto, a não ser possível sem o envolvimento da Brigada Mecanizada e do Regimento de Engenharia 1, com empenhamento dos seus meios e pessoas, pelo que o segundo agradecimento é para estas Unidades e em particular para o Capitão Basto e os Sargentos-Ajudantes João Branco e Paulo Soares.

Devo, no entanto, uma palavra de apreço a outras pessoas. Assim, começo por manifestar o meu agradecimento ao meu orientador, Professor Doutor Válder Lúcio, de quem obtive o saber, com magníficos contributos para o conhecimento, mas também a paciência e apoio incansável, com sacrifício do seu tempo particular. Expresso-lhe a minha profunda admiração e reconhecimento.

Ao meu coorientador, Professor Doutor Cornel Cismasiu, endereço um obrigado especial por ter aceitado associar-se a este projeto, e também pela sua inteligência, visão pragmática e ponderada, bem como pela camaradagem e disponibilidade permanente para ajudar e trabalhar. Agradeço também ao Hugo Rebelo o inestimável apoio na modelação estrutural do caso de estudo,

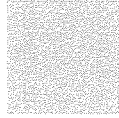
¹ Proteção de Infraestruturas e Segurança Física (PRINSEF).

² Segurança e Integridade Estrutural de Edifícios Estratégicos face a Explosões Acidentais ou provocadas – SI4E.

e pela sua disponibilidade e entusiasmo em estudar estas temáticas com a nossa equipa.

Agradeço ainda ao Coronel Jorge Saramago, pelo incentivo e compreensão pelos momentos em que estive absorvido por este trabalho, contribuindo um pouco menos para a Divisão de Planeamento de Forças. Ao meu Chefe de Repartição, Tenente-Coronel Luís Oliveira, e camaradas de trabalho no Estado-Maior do Exército, Major Luís Paz Lopes e Major Simão Sousa, a camaradagem e as vezes que me substituíram nas diversas idas a Santa Margarida, aquando das campanhas de ensaios com explosivos.

Finalmente, endereço um merecido agradecimento à minha família, pelo tempo que não passei convosco: à Margarida, o meu sustentáculo emocional e moral, pelo seu apoio, compreensão e presença constantes; ao Gonçalo e à Clarinha, a minha fonte inesgotável de vontade, força e determinação.



Prefácio

O Major Gabriel Gomes é Engenheiro Militar, Mestre em Ciências Militares – Segurança e Defesa pelo Instituto Universitário Militar, e um reconhecido especialista em comportamento de edifícios sujeitos a ações de explosões.

Este livro debruça-se sobre a análise das condições de segurança de edifícios correntes para alojamento de militares e/ou de centros de operações e postos de comando em cenários de guerra.

As missões de militares nacionais no estrangeiro ou de entidades civis encarregues de gerir e apoiar cenários de guerra são, por vezes, instaladas em edifícios existentes no local, não concebidos para garantir a segurança perante a ameaça de explosivos. Importa pois avaliar a segurança destas construções para que possam ser usadas em segurança perante a ameaça de engenhos explosivos, quer em situação de guerra quer de ameaças terroristas.

Existem diversos exemplos de edifícios correntes utilizados nestas circunstâncias por militares e entidades civis que foram sujeitos a ações de explosivos. Um dos exemplos mais conhecidos foi o do ataque ao Hotel Canal, em Bagdad, que ocorreu em 2002 e em que faleceu o Alto-comissário das Nações Unidas para os Direitos Humanos, Sérgio Vieira de Mello, juntamente com outras 21 pessoas.

Para além dos cenários de guerra, os edifícios civis com interesse estratégico devem também ser protegidos contra os ataques terroristas, do

tipo dos que têm sido executados recentemente em França e Bélgica, e noutros países, um pouco por todo o mundo.

Neste livro, os técnicos e investigadores interessados neste tema poderão encontrar os conceitos fundamentais sobre a problemática associada às ações de explosão (capítulo 2), nomeadamente sobre as ações de explosão aérea (exteriores aos edifícios). A quantificação da ação de explosão é fundamental para verificar a segurança das construções existentes ou para projetar novas estruturas capazes de resistir a estes eventos.

Os mecanismos de resistência dos edifícios e os métodos analíticos para quantificar a resistência dos elementos estruturais à ação dos explosivos são tratados no capítulo 3. Aí é discutido o comportamento dos materiais e os métodos de quantificação da resistência dos elementos estruturais sob a ações impulsivas resultantes das explosões. No quarto capítulo é apresentado um caso de estudo, em que, utilizando um *software* de análise numérica, são comparados os efeitos de diferentes cargas explosivas num hipotético edifício.

O *software* utilizado na modelação numérica do edifício foi calibrado com os resultados experimentais, de ensaios realizados pela equipa de investigação em que o autor se insere, e que envolve alunos e professores da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade NOVA de Lisboa, do Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa e da Academia Militar. Estes ensaios foram realizados no Campo Militar de Santa Margarida, com a colaboração de diversos oficiais sargentos e praças do Exército.

Finalmente, com base na experiência adquirida e nos estudos desenvolvidos, no quinto capítulo são apresentadas recomendações relativamente aos procedimentos de inspeção e avaliação de edifícios correntes, com vista à sua utilização em segurança em situações de risco de ataques com explosivos.

O trabalho desenvolvido insere-se âmbito dos projetos de investigação **PRINSEF** – *Proteção de Infraestruturas e Segurança Física e SIAE* – *Segurança e Integridade Estrutural de Edifícios Estratégicos face a Explosões Acidentais ou Provocadas*, financiados pelo Exército e pelo Instituto Universitário Militar.

Monte de Caparica, 5 de dezembro de 2016

Válter José da Guia Lúcio

Corneliu Cismasiu

Professores Associados
da Faculdade de Ciências e Tecnologia
da Universidade NOVA de Lisboa.

1 Introdução

a. Enquadramento

A ameaça dos Engenhos Explosivos em contexto das missões desempenhadas pelas Forças Nacionais Destacadas (FND) é um facto que se tem vindo a observar de forma crescente, sendo, na ótica da OTAN, uma das maiores que se colocará aos países aliança no futuro.

Se bem que Portugal não tenha ainda experienciado ataques desta natureza contra instalações em território estrangeiro, a lista de situações em contexto expedicionário ocorridas com países aliados e organizações internacionais não para de aumentar. Sem referir os ataques continuados a aquartelamentos, merecem ser sublinhados, pelo seu impacto, três casos:

Tabela 1.1 – Infraestruturas críticas que foram alvo de ataques com engenhos explosivos

Situação	Vítimas	Obs.
Aquartelamento americano no Aeroporto de Beirute (1983) – camião bomba (suicida).	244	Estimativa de cerca de 6000Kg explosivos. Conduziu à retirada do contingente americano do Líbano.

Tabela 1.1 – Infraestruturas críticas que foram alvo de ataques com engenhos explosivos (cont.)

Situação	Vítimas	Obs.
Khobar Towers- Arábia Saudita (1996) – ocupado por forças da coligação na operação do Iraque – Camião Bomba	19 Mortes e 500 feridos	Estimativa de 1500 a 4000Kg de Explosivo. Foi um dos primeiros ataques de grande envergadura da al-Qaeda, a par dos ataques às embaixadas americanas em Nairobi e Dar-es-Saalam
Representação da ONU em Bagdade (2003) – Camião-bomba (Suicida)	22	Entre as vítimas encontrava-se o Alto representante do Secretário-Geral, Sérgio Vieira de Melo. Foi o primeiro grande ataque deliberado contra esta organização internacional.

Fonte: DoD (1996), The Guardian (2003).

O traço comum a todos estes casos é o facto de se tratar de infraestruturas pré-existentes, ocupadas para fins operacionais, nas quais aparentemente não foram implementadas todas as medidas de engenharia necessárias à proteção dos seus ocupantes.

Uma explosão, enquanto fenómeno de libertação violenta de energia é suscetível de potenciar um conjunto complexo de interações e efeitos com a envolvente: onda aérea (choque e sopro), vibrações no solo, projeções de materiais, produção de cratera, e efeitos térmicos. Estas ações, por sua vez, podem causar impactos catastróficos na integridade estrutural dos edifícios, designadamente na estrutura portante, bem como nas paredes de enchimento da fachada, com a consequente projeção de fragmentos. Acresce que as estruturas correntes normalmente não estão dimensionadas nem preparadas para resistir a ações da magnitude daquela que é produzida pelas explosões.

A entrada das primeiras forças num novo teatro de operações no seguimento de um conflito, acarreta problemas logísticos significativos e a ausência de infraestruturas adequadas para a instalação dessas forças, leva a que por vezes sejam reutilizadas para fins operacionais infraestruturas existentes, dimensionadas para uso habitacional ou industrial/comercial. A esta desadequação acresce o facto de as atividades e funções a que se destinam, serem frequentemente de elevada importância (órgãos de comando e estado-maior), ou terem uma ocupação humana considerável (alojamentos, zonas de alimentação, etc.). Nessa medida, tendo em perspetiva uma ameaça terrorista verosímil e a

necessidade de proteger os militares em serviço, é da maior importância a avaliação da extensão dos danos esperados num cenário de explosão e por consequência, a probabilidade de ocorrência de ferimentos graves e/ou baixas nos ocupantes. A determinação da resposta de um edifício face a uma determinada explosão através de métodos expeditos é essencial, no sentido de ser possível preconizar medidas que permitam melhorar o seu comportamento e resiliência e previnam a possibilidade de colapso, incrementando desta forma a segurança, numa perspetiva da Proteção da Força.

O presente estudo, debruça-se assim sobre o comportamento de edifícios correntes de betão armado, usados por forças militares em campanha, quando sujeitos à ação de ondas de choque e sopro. A abordagem será levada a cabo tendo em consideração as seguintes delimitações:

- Explosões no exterior da infraestrutura;
- Estruturas de betão armado porticadas (monolíticas);
- Explosões ocorridas à superfície (nível “0”) por explosivos em fase condensada¹;
- Edifícios com dois a quatro pisos acima da cota de soleira.

Ainda que se reconheça que há situações em que o efeito da fragmentação e das vibrações no solo são relevantes, neste estudo não serão abordados.

b. Pertinência do tema

A proliferação do terrorismo transnacional e a utilização crescente de *Improvised Explosive Devices* (IED) como arma de eleição pelos grupos terroristas, confere particular acuidade à proteção das pessoas e das infraestruturas, e por essa via às medidas de engenharia que possam mitigar esses efeitos. Esta preocupação é ainda mais premente quando se trata de infraestruturas críticas, cuja disrupção total ou parcial, poderá provocar impactes sociais, ambientais ou económicos, que colocam sob ameaça a segurança do Estado e o bem-estar da sociedade.

Este facto tende a tornar-se relevante em território nacional, sendo-o já premente no caso das missões nacionais em curso ou decorridas sob a égide de organizações nas quais Portugal te vindo a assumir compromissos políticos, nomeadamente no Iraque e Afeganistão, mas também as que decorrem ou que se vislumbram em solo africano. O desenvolvimento deste estudo pretende assim

¹ Quer isto dizer que se excluem deste estudo explosões que resultam da libertação e acumulação de misturas gasosas, explosões de depósitos em alta pressão, ou de nuvem de poeiras, fenómenos típicos de acidentes industriais.

dar corpo a um conhecimento muito pouco explorado em Portugal, permitindo assim incrementar a segurança das instalações militares contra a ameaça terrorista, seja em território nacional seja em Forças Nacionais destacadas.

O objetivo principal deste trabalho é realizar um estudo sobre a resistência dos edifícios a explosões, no domínio dos efeitos, comparando os resultados de diversos modelos e determinando a adequabilidade dos métodos expeditos, bem como eventuais necessidades de reforço estrutural ou de medidas ao nível do plano diretor da infraestrutura, para incremento da segurança e integridade estrutural de edifícios correntes, temporariamente utilizados para fins operacionais, por Forças Nacionais Destacadas.

c. Problemática

Apesar da evolução da ameaça, não existe ainda na regulamentação nacional e europeia² as formas quantificação e abordagem às ações resultantes de explosões no interior ou exterior do edifício em estudo, sejam acidentais (explosões de nuvem gasosa) ou intencionais (caso de ataques terroristas).

Este estudo centra-se em compreender o fenómeno da interação da onda de choque e sopro com as estruturas e a quantificação da resposta estrutural. O problema identificado anteriormente encerra um conjunto de dificuldades. A primeira respeita ao facto de o comportamento das estruturas nestas circunstâncias ser não-linear, o que dificulta grandemente o cálculo, e em particular a determinação dos parâmetros de rigidez dos elementos. Por outro lado, a resposta dos edifícios face a explosões assenta num conjunto de incertezas que importa sublinhar.

No caso dos materiais, a incerteza, particularmente nas situações em que os instrumentos de avaliação não estejam disponíveis, advém do desconhecimento das exatas propriedades dos materiais presentes na edificação, na qualidade da pormenorização adotada e na inexistência de garantia de que o projeto foi cumprido. No que respeita à explosão, a incerteza advém das quantidades de explosivo empregues pela ameaça, mas também das propriedades do próprio explosivo, da existência de fragmentação, das reflexões da onda de choque em obstáculos, das distâncias do local de detonação ao alvo entre outras.

Apesar do referido, no entanto no presente trabalho será adotada uma abordagem determinística. Esta é justificada pelos objetivos que se pretende

² É de referir apenas a existência de uma publicação da *Fédération Internationale du Beton*, organização cujos produtos têm servido de base para construção das normas europeias, designada por *CEB-FIB Model Code for Concrete Structures (2010)*. Esta publicação contempla um pequeno capítulo sobre onda de choque e impacto.

atingir, e em particular com o desiderato de comparar e validar metodologias de cálculo aproximado, que possam ser usadas de forma rápida, pelos técnicos envolvidos nos reconhecimentos iniciais de infraestruturas para aquartelar forças militares, e avaliar no imediato a adequabilidade da instalação do ponto de vista da segurança dos ocupantes e a possibilidade de implementação de medidas engenharia que permitam a mitigação desses efeitos.

d. Metodologia

O presente estudo, integrado do projeto “*Proteção de Infraestruturas e Segurança Física*”, em desenvolvimento no Instituto Universitário Militar, sucede aos trabalhos de Gonçalves (2015) e Rebelo (2015), realizados no âmbito do tema “*Segurança e integridade Estrutural de Edifícios Estratégicos face a explosões acidentais ou provocadas*” a decorrer na Academia Militar e seguiu a seguinte metodologia:

(1). Passo 1 – Estudo dos fenómenos da onda de choque e sopro.

No primeiro passo, houve que compreender os fenómenos envolvidos numa explosão, designadamente a energia libertada nos processos e os fenómenos físicos associados (choque e sopro). Adicionalmente, a procurou-se compreender a interação da onda de choque com os obstáculos atravessados.

(2). Passo 2 – Estudo da resposta das estruturas.

No passo 2 procurou-se compreender a resposta de elementos estruturais quando solicitadas por uma explosão. Para além do estudo de diversas formulações de cálculo por métodos aproximados, este passo baseou-se na comparação de resultados de ensaios experimentais com elementos simples (laje simplesmente apoiada) realizados em Santa Margarida por Gonçalves (2015), com os de um modelo numérico construído num *software* de análise não-linear, e na sua calibração com base nesses ensaios, realizada por Rebelo (2015).

(3). Passo 3 – Comparação das diversas metodologias de cálculo.

Na posse de um modelo numérico calibrado, foi realizada uma extrapolação para um edifício corrente e realizada uma análise ao edifício através dos diferentes métodos, fazendo a comparação entre eles, tendo como referência o modelo tridimensional calibrado.

e. Estrutura

O estudo que se apresenta encontra-se organizado em cinco capítulos, para além deste capítulo introdutório, no segundo capítulo, é estudada a

solicitação das estruturas pela onda aérea e as formas de interação e reflexões. No terceiro, serão caracterizadas as propriedades típicas dos materiais (aço de betão) e analisada a resposta dinâmica destes materiais, bem como o desempenho das estruturas solicitadas a explosões, identificando os critérios que permitem caracterizar a resposta. No capítulo 4 é abordado um caso de estudo, o qual serve para aplicar o espectro de formulações de cálculo que se pretendem comparar, analisando os resultados. No capítulo cinco são elaboradas um conjunto de recomendações gerais para a execução de um *blast assessment*.

2 A sollicitação de estruturas pela onda aérea (*blast loading*)

a. Introdução

As explosões são ações difíceis de tratar, particularmente em ambiente urbano, que cria condições de carregamento complexo, bem como fenómenos de amplificação em resultado de reflexões sucessivas. No presente capítulo abordaremos os diversos tipos de explosões, os fenómenos de reflexão, bem como os parâmetros de interesse para a análise dos efeitos das explosões nas estruturas.

b. Tipos de explosões

Dependendo da posição relativa da carga explosiva face ao solo e à estrutura-alvo, os efeitos das explosões não confinadas são diferenciados, justificando uma subcategorização. Assim, geralmente são designadas por **explosões aéreas perfeitas (*Free-airburst*)**, aquelas que ocorrem a uma altura tal, face ao nível do solo, que a onda de choque esférica originada pela detonação atinge o edifício sem amplificação da onda aérea (figura 2.1). As ondas refletidas são criadas apenas quando a frente de detonação interseja o edifício (Kinney & Graham, 1995).

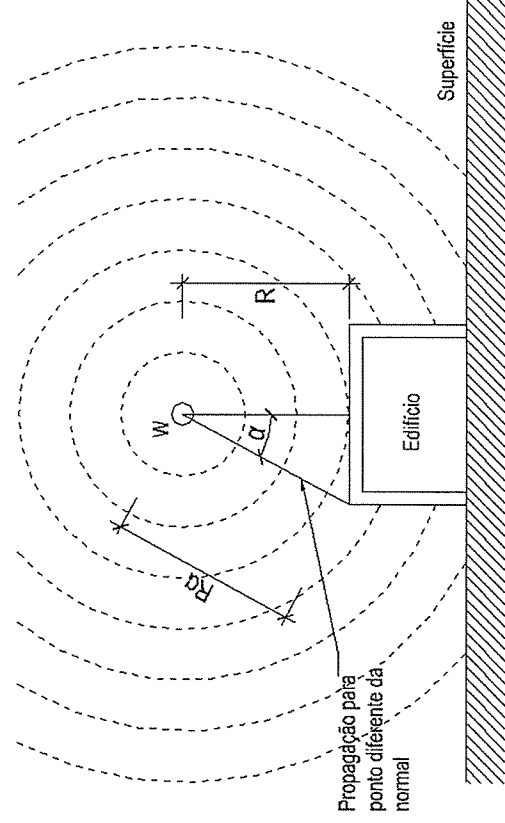


Figura 2.1 – Explosão aérea perfeita

Fonte: Adaptado de UFC 3-340-02, 2014.

Explosões próximas da superfície correspondem aos casos em que a detonação ocorre também acima do nível do solo, mas neste caso existe amplificação intermédia, em resultado de reflexões no solo antes da chegada da frente de onda à estrutura-alvo (figura 2.2) (Kinney e Graham, 1995).

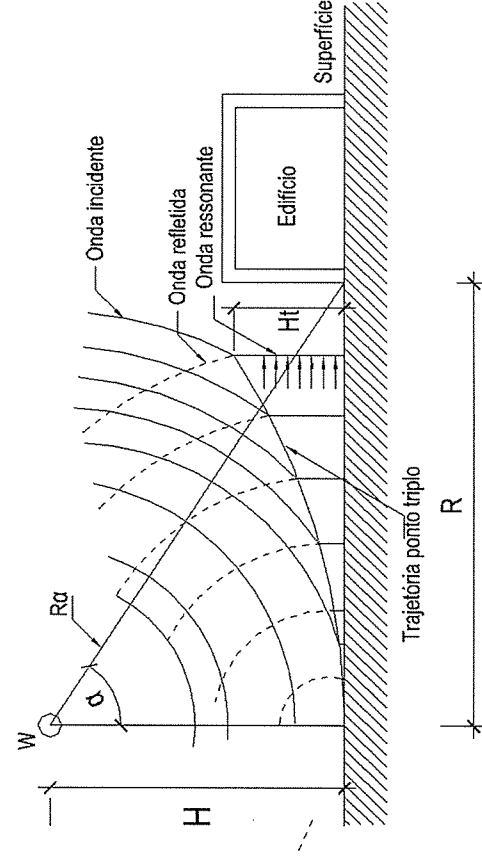


Figura 2.2 – Explosão próxima da superfície com reflexões no solo

Fonte: UFC 3-340-02 (2014).

Explosão à superfície é a designação dada a uma explosão que ocorre próximo ou sobre a superfície do solo. Neste caso, a onda de choque inicial é refletida e amplificada pela superfície do solo, conferindo-lhe uma propagação em forma hemisférica. (figura 2.3).

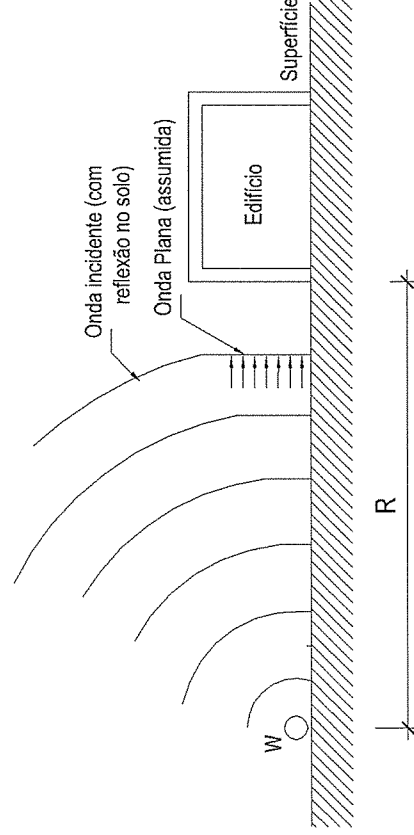


Figura 2.3 – Explosão à superfície

Fonte: TM 5-855-1, 1986, in (Krauthammer, T., 2008).

Este é, com efeito, o tipo de explosão mais comum associado à atividade terrorista, seja através de carros-bomba ou outros engenhos explosivos.

c. Características da onda aérea em explosões aéreas perfeitas

(1). Perfil da onda aérea

O fenómeno da explosão é geralmente apresentado por uma curva tempo-pressão, que representa a magnitude da pressão causada pela onda aérea (também designada por sobrepressão), ou seja, o incremento de pressão relativo à pressão ambiente (Baker et al, 1983).

Os produtos de uma explosão caracterizam-se pela produção, num curtíssimo intervalo de tempo, de gases a elevada temperatura e a pressões extremamente altas, que se expandem radialmente (“bolha de gás”) empurrando o ar circundante (Baker et al, 1983; Barros, 1984; DoD, 2008). Neste processo, forma-se uma pequena camada de ar altamente comprimida na frente de onda, também designada por onda de choque (ver figura 2.10). Simultaneamente, assim que a bolha de gás quente se expande, afastando-se do foco, arrefece e reduz a pressão. Em alguns casos, a pressão dos gases pode decair momentaneamente para valores inferiores à pressão ambiente, até que se dá o equilíbrio (UK MoD, 2008, p. 3.5).

As características de uma onda de choque que são normalmente empregues no cálculo são apresentadas na figura 2.4, que ilustra a variação das sobrepressões em função do tempo, no interior da região afetada pela explosão.

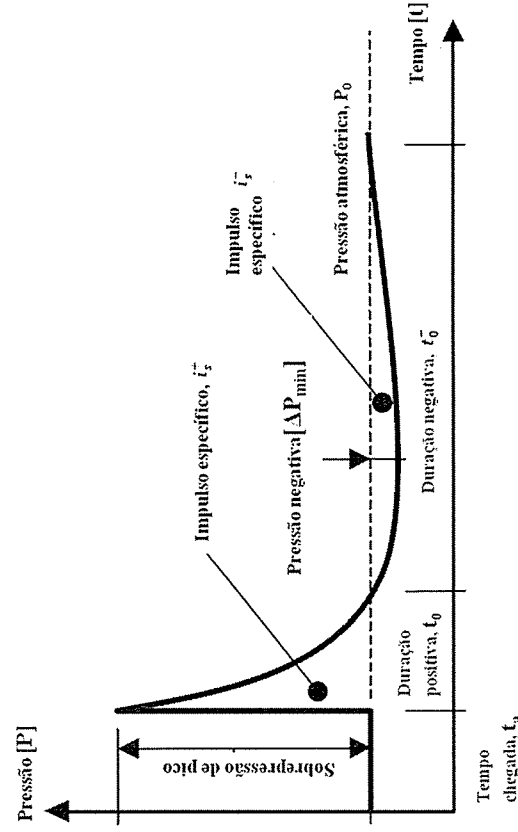


Figura 2.4 – Perfil da onda de choque

Fonte: UFC 3-340-02, 2014.

A pressão de pico é atingida instantaneamente à chegada da onda de choque, decaindo muito rapidamente com o tempo (e com a distância) (Baker et al, 1983). A área sob a curva de pressões corresponde ao impulso provocado pela detonação, que no caso de explosões em fase condensada no exterior de edifícios é a grandeza mais relevante, enquanto mecanismo de dano nas estruturas.

A representação da curva das sobrepressões em relação ao tempo $p(t)$ costuma ser feita com base na expressão de Friedlander modificada por (Baker et al, 1983), em que, para a fase positiva:

$$P(t) = P_{so} \times \left(1 - \frac{t_s}{t_0} \right) e^{\left(-\frac{bt_s}{t_0} \right)} \quad (2.1)$$

P_{so} [KPa] corresponde à sobrepressão incidente, t_0 [ms] à duração da fase positiva, b é uma constante de tempo que varia com a pressão, t_a [ms] é o tempo de chegada da onda aérea.

A integração desta equação dá-nos a área sob a curva, ou seja, o impulso na fase positiva.

$$i_s = \int_0^{t_0} p(t) dt = \frac{P_{se} \times t_0}{b} \times \left[1 - \frac{(1-e^{-b})}{b} \right] \quad (2.2)$$

A onda de choque atenua-se à medida que se propaga a partir do epicentro, e por conseguinte, os valores de pico das sobrepressões e o impulso gerado decrescem com a distância, enquanto a duração tende a aumentar (Kinney, Graham, 1985; USACE, 2008a, p. 2.8). A fase negativa da onda de choque é geralmente muito mais fraca e mais gradual que a fase positiva, pelo que normalmente é ignorada, particularmente quando se trata de explosões no exterior (ASCE, 1997, p. 3.5). Por isso mesmo, não será abordada neste trabalho.

(2). Distância reduzida

A propagação da onda aérea é geralmente descrita em função de um conceito conhecido como *distância reduzida* ou *escalar*, Z . A utilização desta grandeza quer dizer que quando duas cargas explosivas de tamanho diferente, tendo a mesma geometria e tipo de explosivo são detonadas no mesmo meio, serão geradas ondas de choque iguais se a distância reduzida for igual (Langefors, U., Kihlstrom, 1968). O uso deste conceito permite assim estudar e caracterizar as ondas de choque por similaridade escalar eliminando a necessidade de ensaiar rebentamentos de várias magnitudes. Esta relação, formulada originalmente por Hopkinson (1915) e Cranz (1926) é definida como:

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \quad (2.3)$$

Na expressão 2.3, Z é a distância reduzida [$m/kg^{1/3}$]; R é a distância ao centro da carga [m]; e W é a massa de explosivo [Kg], tendo por referência o TNT.

(3). Método TNT Equivalente

O cálculo dos parâmetros da onda de choque é geralmente baseado na energia da explosão do Trinitrotolueno (TNT), que é para muitas aplicações considerado o explosivo de referência. Assim, para se poder comparar os efeitos de explosões originadas por outros explosivos é necessário obter a equivalência ao TNT, ou seja, a uma carga de TNT capaz de produzir a mesma energia de explosão, onda de choque e impulso que o explosivo em estudo.

A potência de um explosivo pode ser avaliada pelo calor de explosão, que é função da energia interna do explosivo, da pressão desenvolvida e do volume de gases produzido. Numericamente a massa equivalente de TNT pode ser dada pela seguinte expressão (UFC 3-340-02, 2014):

$$W_{TNT\#} = \frac{H_{Exp}^d}{H_{TNT}^d} * W_{Exp} \quad (2.4)$$

$W_{TNT\#}$ corresponde à massa equivalente de TNT, W_{Exp} a massa de explosivo em estudo, H_{Exp}^d o calor de explosão do explosivo em estudo e H_{TNT}^d o calor de explosão do TNT.

A tabela seguinte apresenta as características de alguns explosivos e respetiva equivalência face ao TNT com base neste critério.

Tabela 2.1 – Características de diversos explosivos usados em demolições

Composto	Uso principal	ρ_e	Vel Det (m/s)	Calor de Explosão (KCal/g)	Força TNT=1,0
TNT	Carga demolição, Cargas conformadas	1,64	6900	1,09	1,0
Goma 2ECO / Gelamonite 33	Desmonte de rocha	1,40	5300	0,978 - 1,13	0,89-1,03
PE4-A	Cargas de ruptura, Cargas conformadas	1,40	7400	1,200	1,1
RDX	Carga de demolição, Cargas conformadas Cordão detonante	1,80	8750	1,3	1,46
HMX	Carga de demolição Cargas conformadas	1,90	9100	1,3	1,56
PETN	Cordão detonante Cargas conformadas	1,77	7980	1,46	1,34
Composição B (RDX+TNT)	Cargas de demolição Cargas conformadas Granadas, Bombas	1,65	7800	1,19	1,16
Composição C-4	Cargas de ruptura Cargas conformadas	1,72	8040	1,40	1,37
Octol 70/30 (HMX+TNT)	Cargas de demolição Cargas conformadas Granadas, Bombas	1,81	8476	1,07	1,14
Ciclotol 70/30 (RDX+TNT)	Cargas de demolição Cargas conformadas Granadas, Bombas	1,74	8252	1,22	1,14

Fonte: (Gomes, 2013).

(4). Parâmetros característicos da onda de aérea

Para a análise de estruturas face a solicitações da onda aérea, torna-se necessário identificar os parâmetros que permitam caracterizar essa ação. Os principais são: a forma da onda (onda de choque³ ou onda de pressão), a pressão de pico incidente ou refletida (P_{so} e P_r) a duração da fase positiva (t_p) e o impulso específico (i_s). Adicionalmente, há outros parâmetros que poderão ser necessários, designadamente a pressão refletida de pico (P_r), a pressão dinâmica de pico ou sopro (q_s) a velocidade da frente de choque (U), e finalmente o comprimento da onda (L_w). Estes parâmetros serão analisados nas alíneas seguintes.

Os estudos mais conhecidos e do ponto de vista da caracterização das explosões são de base empírica, destacando-se, entre outros, Newmark (1965), Kingery&Bulmash (1981), Baker et al (1983) Brode (1954) (Brode, 1954; Baker et al, 1983; Kinney, Graham, 1985). A UFC 3-340-02 é a referência internacionalmente aceite neste domínio, adotando as formulações de autores diversos, dependendo do parâmetro em causa.

(a). Pressão incidente de pico

A estimativa dos valores de pico da sobrepressão, impulso e duração pode ser feita numericamente, através da expressão desenvolvida por Kinney e Graham (1985, pp. 94-99), baseadas em explosões de um quilograma de TNT.

$$\frac{P_{so}}{P_s} [\text{bar}/\text{bar}] = \frac{808 \times [1 + (Z/4.50)^2]^2}{[1 + (Z/0.046)^2]^2 [1 + (Z/0.32)^2]^2 [1 + (Z/1.35)^2]^2} \quad (2.5)$$

Em que Pso/Pa é a relação da sobrepressão de pico face à pressão atmosférica e Z vem em m/Kg^{1/3}. Também (Brode, 1954) propõe as seguintes formulações, respetivamente para os campos próximo (altas pressões) e afastado (baixas pressões):

$$P_{so} [\text{bar}] = 0,67 \cdot Z^{1/3} + 0,1, \quad P_{so} \geq 1\text{MPa} \quad (2.6)$$

$$P_{so} [\text{bar}] = 0,098 \cdot Z^{-1} + 0,1455 \cdot Z^{-2} + 0,585 \cdot Z^{-3} - 0,0019, \quad (2.7) \\ 0,1 < P_{so} < 1\text{MPa}$$

³ A forma da onda depende do tipo de explosão. No caso presente trata-se de explosões em fase condensada (pontual). No entanto, para explosões de nuvem de gases a forma da onda é distinta.

Newmark e Hansen (1955, cit. Ngo, et al, 2007) introduziram uma relação⁴ que permite estimar a sobrepressão de pico, P_{so} [bar], face à distância ao foco:

$$P_{so} [\text{bar}] = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \sqrt{\left(\frac{W}{R^3}\right)} \quad (2.8)$$

em que W é a massa de explosivo [ton] e R é a distância [m].

De acordo com Lees (1980) e Mills (1987), a pressão de pico numa estrutura no campo afastado, em função da distância reduzida é:

$$P_{so} [\text{bar}] = \frac{1772}{Z^5} + \frac{114}{Z^2} + \frac{108}{Z} \quad (2.9)$$

em que Z vem em $\text{m}/\text{Kg}^{1/3}$.

(Iqbal, J., 2009) propõe a seguinte relação, baseada em dados experimentais, sem indicar campo de validade:

$$P_{so} [\text{MPa}] = 1,017 \cdot \left(\frac{R}{\sqrt[3]{W}}\right)^{-1,91} \quad (2.10)$$

em que W é a massa de explosivo [Kg] e R é a distância [m].

Kingery e Bulmash (1984) estudaram um conjunto de dados experimentais e apresentaram também uma formulação que para o cálculo de $P_{so}, i_s, t_{sa}, e t_0$, em função da distância reduzida Z , através da seguinte expressão:

$$\text{Log}_{10} \emptyset = \sum_{i=0}^n c_i (a + b \cdot \text{log}_{10} Z)^i \quad (2.11)$$

\emptyset é a variável que se pretende estimar, podendo representar $P_{so}, i_s, t_{sa}, \text{ ou } t_0$. As constantes a, b e c_i são dadas na tabela 2.2.

⁴ Adotada pela TM 5-855-1.

Tabela 2.2 – Parâmetros de cálculo da função polinomial de Kingery&Bulmash (1984)

Constante	Intervalo	$\sum_{i=0}^n c_i(a + b \cdot \log_{10} Z)^i$					
		P_{z0} [KPa]	P_r [KPa]	i_z [KPa.ms]	i_r [KPa.ms]	t_0 [ms]	t_a [ms]
	1	$0.05 \leq Z \leq 40$	$0.05 \leq Z \leq 40$	$0.067 \leq Z \leq 0.955$	$0.05 \leq Z \leq 40$	$0.147 \leq Z \leq 0.888$	$0.05 \leq Z \leq 40$
	2			$0.955 \leq Z \leq 40$		$0.888 \leq Z \leq 2.28$	
	3					$2.28 \leq Z \leq 40$	
a	1	-0.21436	-0.24066	2.06762	-0.24621	1.92946	-0.20243
	2			-1.94709		-2.12493	
	3					-3.53626	
b	1	1.35034	1.36638	3.07603	1.33422	5.25099	1.37784
	2			2.40698		9.29629	
	3					3.46350	
C_0	1	2.78077	3.40283	2.52456	2.70589	-0.61423	-0.05916
	2			1.672817		0.31541	
	3					0.68691	
C_1	1	-1.69590	-2.21031	-0.50299	-0.94952	0.13014	1.35707
	2			-0.38452		-0.02979	
	3					0.09330	
C_2	1	0.15416	0.21854	0.17134	0.11214	0.14873	0.05249
	2			-0.02608		0.03063	
	3					-0.00059	
C_3	1	0.51406	0.89532	0.04502	-0.02507	0.03916	-0.19656
	2			0.00596		0.01834	
	3					-0.00227	
C_4	1	-0.09886	0.24989	-0.011896		-0.00476	-0.06018
	2			0.01455		-0.01740	
	3					-0.00296	
C_5	1	-0.29391	-0.56925			-0.00428	0.06964
	2			-0.00663		-0.00105	
	3					0.00148	
C_6	1	-0.02681	0.11792				0.02153
	2			-0.00284		0.00562	
	3						

Tabela 2.2 – Parâmetros de cálculo da função polinomial de Kingery&Bulmash (1984) (cont.)

Constante	Intervalo	$\sum_{i=0}^n c_i (a + b \cdot \log_{10} Z)^i$					
		P_r [KPa]	t_s [KPa.ms]	t_r [KPa.ms]	t_0 [ms]	t_a [ms]	
	1	$0.05 \leq Z \leq 40$	$0.067 \leq Z \leq 0.955$	$0.05 \leq Z \leq 40$	$0.147 \leq Z \leq 0.888$	$0.05 \leq Z \leq 40$	
	2		$0.955 \leq Z \leq 40$		$0.888 \leq Z \leq 2.28$	-	
	3				$2.28 \leq Z \leq 40$	-	
C_7	1	0.10900	0.22413		-	-0.01617	
	2		0.001365		0.00016	-	
	3				-	-	
C_8	1	0.00163	0.02456			0.00233	
	2				-0.00069		
	3						
C_9	1	-0.02146	-0.45512			0.00148	
	2						
	3						
C_{10}	1	0.00015					
	2						
	3						
C_{11}	1	0.00168					
	2						
	3						

Fonte: adaptado de Kingery&Bulmash (1984).

A figura 2.5 apresenta os valores calculados para as diversas formulações apresentadas em função de Z, incluindo (Baker et al, 1983) e a UFC 3-340-02. No campo próximo (*near field* ou *close in*), isto é, para $Z < 1,2$ a $2 \text{ m/kg}^{1/3}$ (USACE, 2008a, p. 3.10) verifica-se que a precisão das estimativas é menor, o que estará relacionado com fenómenos de turbulência associados ao facto de o ar não ser um gás perfeito. Na tabela 2.3 apresenta-se um registo comparativo das previsões pelas diversas formulações, tendo como referência a UFC 3-340-02.

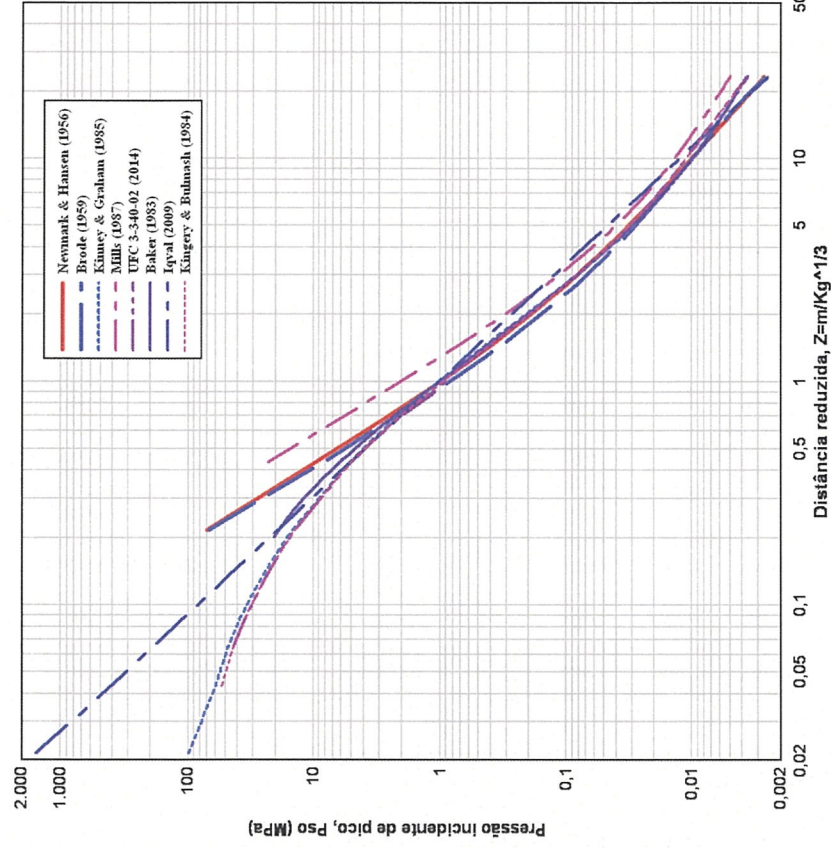


Figura 2.5 – Pressão incidente de pico para explosões aéreas perfeitas (cargas esféricas)

Fonte: autor, 2016.

A análise da figura 2.5 revela que no campo afastado, apesar de apresentar uma amplitude de valores significativa, a tendência é semelhante. No campo próximo, principalmente para $Z < 1$, as diferenças são muito significativas, sugerindo que há formulações que perdem validade. Constatou-se ainda que as formulações de Baker et al, Kinney & Graham e UFC 3-340-02 (que adota Kingery&Bulmash), são praticamente coincidentes.

Tabela 2.3 – Comparação dos valores de Pso para várias formulações

Pso [Mpa]	Distância reduzida, Z (m/Kg ^{1/3})											
	0,5		1		2		4		8		16	
	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.
UFC 3-340-02 (2014)	3,8290	1,0	0,9078	1,0	0,1946	1,0	0,0465	1,0	0,0151	1,0	0,0060	1,0
Newmark&Hansen (1956)	6,2914	1,6	0,9750	1,1	0,1889	1,0	0,0474	1,0	0,0143	1,0	0,0048	0,8
Brode (1959)	5,4787	1,4	0,8282	0,9	0,1565	0,8	0,0407	0,9	0,0137	0,9	0,0049	0,8
Kinney& Graham (1985)	3,9462	1,0	1,0083	1,1	0,2073	1,1	0,0447	1,0	0,0135	0,9	0,0056	0,9
Mills (1987)	14,8738	3,9	1,9966	2,2	0,3042	1,6	0,0618	1,3	0,0187	1,2	0,0076	1,3
Baker (1983)	4,6038	1,2	1,0001	1,1	0,2003	1,0	0,0457	1,0	0,0137	0,9	0,0055	0,9
Iqval (2009)	3,8219	1,0	1,0170	1,1	0,2706	1,4	0,0720	1,5	0,0192	1,3	0,0051	0,9
Kingery&Bulmash (1984)	3,8319	1,0	0,9331	1,0	0,1947	1,0	0,0466	1,0	0,0151	1,0	0,0060	1,0

Fonte: autor (2016).

(b). Duração da fase positiva da onda de choque (t_0)

A estimativa da duração da fase positiva pode ser feita numericamente, através da expressão proposta por Kinney e Graham (1985, pp. 94-99), baseada em explosões de um quilograma de TNT.

$$\frac{t_0}{\sqrt[3]{W}} = \frac{980 \times [1 + (Z/0.54)^{-0.9}]}{[1 + (Z/0.02)^2][1 + (Z/0.74)^2][1 + (Z/6.9)^2]^{1/2}} \quad (2.12)$$

Baseado na formulação proposta por Newmark&Hansen (1955) para a determinação da pressão incidente de pico, Bangash & Bangash (2006, p. 72) apresenta uma relação que permite calcular a duração da fase positiva:

$$t_0 [\text{ms}] = 10,23 \frac{\sqrt[3]{W}}{\sqrt{P_{50}}} \quad (2.13)$$

em que W vem em [ton] e P_{50} em [bar]. A validade desta expressão está limitada a $P_{50} \leq 70$ bar, o que é aplicável a quase todas as explosões tratadas.

Com base em resultados experimentais, (Iqbal, J., 2009) propõe a seguinte formulação, que não refere limites de validade:

$$t_0 [s] = 0,0026 \cdot Z^{0,98} + 0,0003 \cdot Z^{0,89} \cdot W^{0,47} \quad (2.14)$$

em que Z vem em m/Kg^{1/3} e W em Kg.

Também a UFC 3-340-02 apresenta graficamente uma relação entre Z e a duração da fase positiva da onda de choque, cujo andamento é idêntico ao proposto por Baker et. al. (1983). A figura 2.6 consolida os resultados dessas formulações e a tabela 2.4 apresenta um registo comparativo, tendo como referência a UFC 3-340-02.

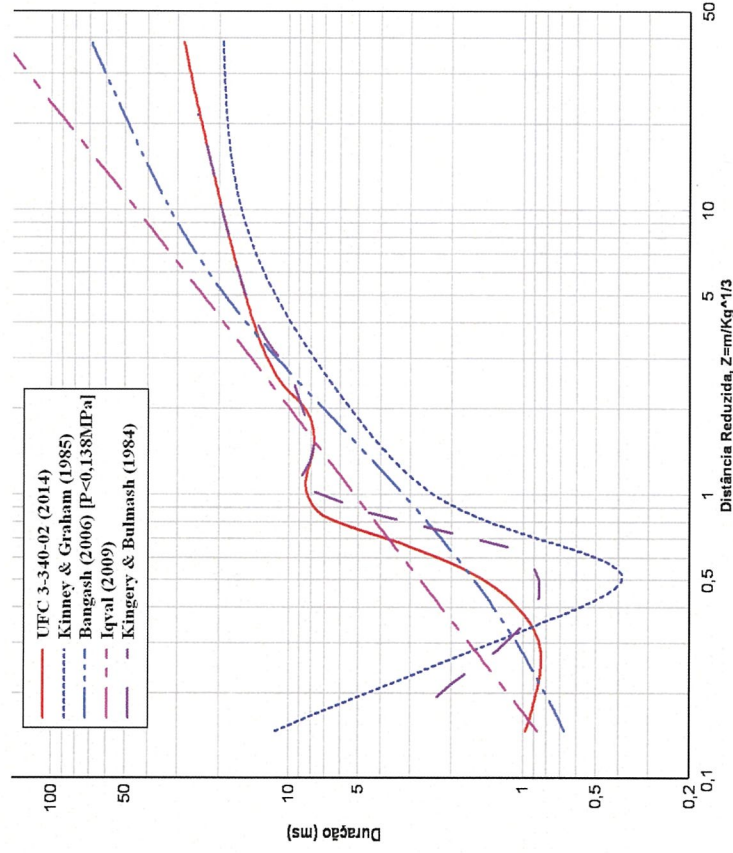


Figura 2.6 – Duração da fase positiva da onda de choque

Fonte: autor, 2016.

c). Impulso

O cálculo do impulso pode ser feito numericamente, através da expressão proposta por Kinney e Graham (1985, pp. 94-99):

$$i_s = \frac{0.0067 \times [1 + (Z/0.23)^4]^{1/2}}{Z^2 \times [1 + (Z/1.55)^3]^{1/3}} \quad (2.15)$$

Em que i_s representa o impulso específico [MPa.ms/Kg^{1/3}], W é a massa de explosivo [Kg] e Z a distância reduzida [m/Kg^{1/3}].

Alternativamente pode-se usar as relações propostas por Baker et. al. (1983), ou aquelas que constam da UFC 3-340-02 (DoD, 2014), cuja curva tem um andamento idêntico a Baker, embora este não apresente valores para $Z < 0,03$.

Tabela 2.4 – Comparação dos valores de t0 para várias formulações

Distância reduzida, Z (m/Kg ^{1/3})	0,5		1		2		4		8		16	
	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.
UF C-3-340-02 (2014)	1,5	1,0	8,3	1,0	8,6	1,0	14,2	1,0	18,2	1,0	22,4	1,0
Kinney& Graham (1985)	0,4	0,3	2,4	0,3	5,4	0,6	9,8	0,7	14,8	0,8	18,0	0,8
Bangash (2006)	1,6	1,1	3,2	0,4	7,1	0,8	15,3	1,1	27,8	1,5	43,2	1,9
Iqbal (2009)	2,7	1,8	5,2	0,6	10,0	1,2	19,1	1,3	36,6	2,0	70,2	3,1
Kingery&Bulmash (1984)	0,9	0,6	7,3	0,9	8,8	1,0	13,8	1,0	18,2	1,0	22,4	1,0

Fonte: autor, 2016.

Na figura 2.7 encontram-se representadas as formulações descritas, sendo de realçar que a diferença evidenciada é apenas na região de $Z \approx 1$.

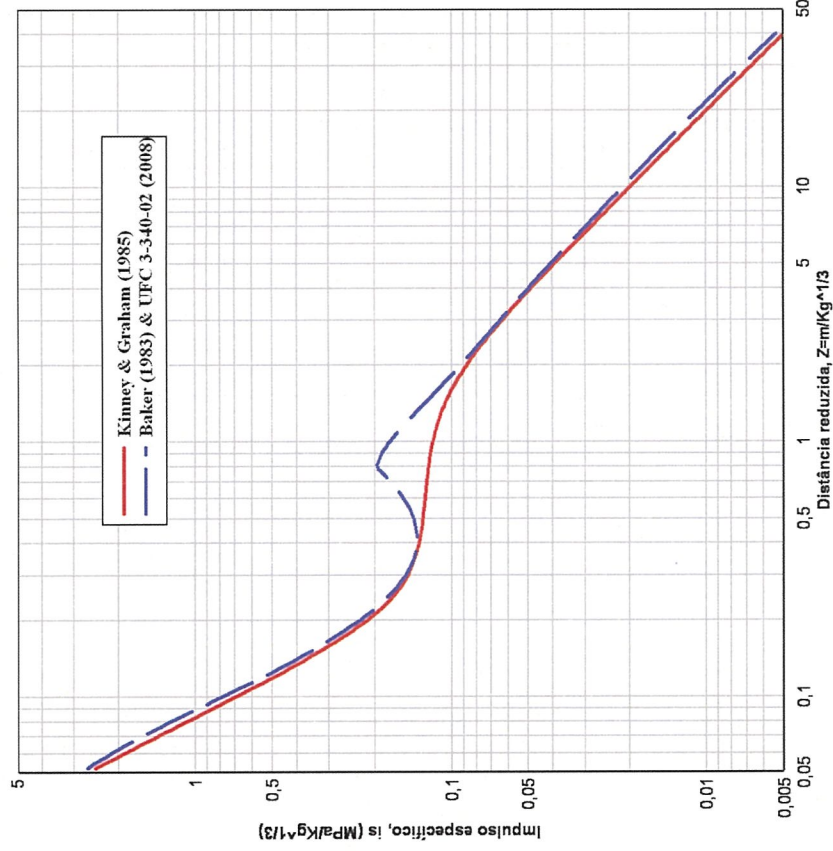


Figura 2.7 – Impulso específico para explosões aéreas perfeitas

Fonte: autor, 2016.

(d). Velocidade da frente onda

A velocidade da frente de onda (U) é o parâmetro que permite estimar o instante de passagem pela superfície-alvo e os estudos conhecidos sobre a mesma referem-se à onda de choque, constando da publicação UFC 3-340-02. Em céu aberto, a onda aérea desloca-se a uma velocidade igual ou superior à do som e é comum admitir-se, de forma conservativa, que a onda de sopro se desloca à mesma velocidade (ASCE, 1997, p. 3.8).

Este parâmetro pode ser estimado empregando as relações de Baker et al (1973) (eq2.16), ou explicitamente através dos ábacos constantes da UFC 3-340-02 (DoD, 2008).

$$U \text{ [m/s]} = C_0 \sqrt{1 + \frac{6P_{s0}}{7P_0}} \quad (2.16)$$

em que C_0 é a velocidade do som no ar ($\approx 340,29 \text{ m/s}$) P_{s0} e P_0 em KPa. A figura 2.8 apresenta as formulações referidas.

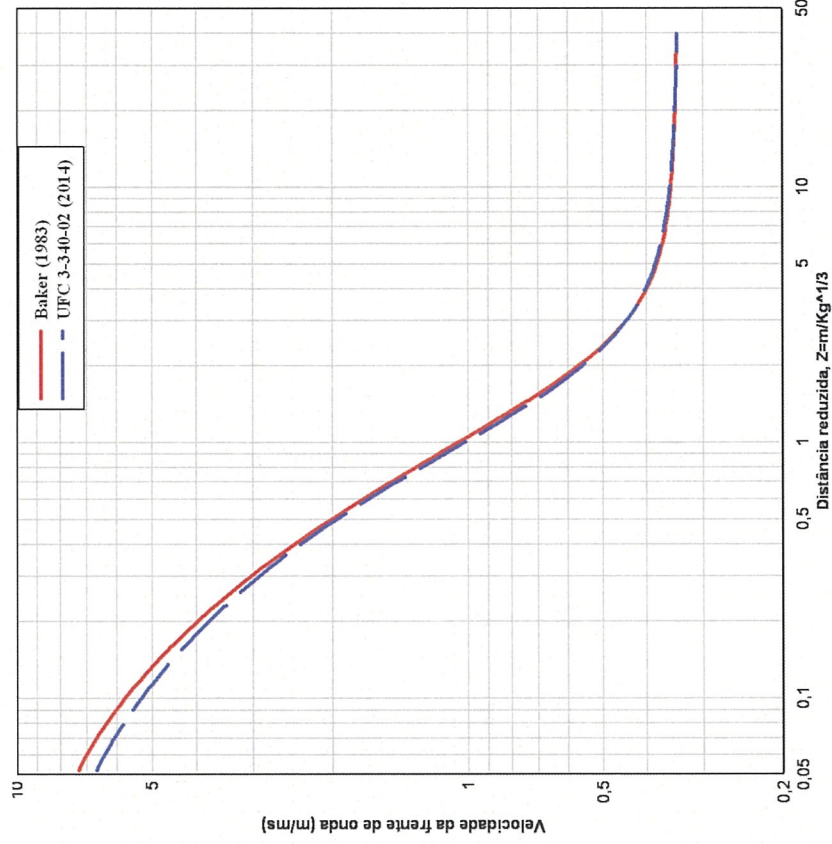


Figura 2.8 – Velocidade da frente de onda

Fonte: Autor, 2016.

(e). Comprimento da onda aérea

O comprimento de onda, L_w , é a distância (região), relativamente à detonação, em que num dado instante está a experienciar uma determinada pressão. Esta grandeza, que pode ser definida quer para as pressões positivas quer negativas, pode ser estimada, para o campo das baixas pressões, pela expressão (Mays, Smith, 2003):

$$L_w^+ [m] = U \times t_0 \quad (2.17)$$

em que U [m/s] e t_0 vem em [s].

(5). Pressões dinâmicas (efeito de sopro)

Após a passagem da onda de choque, segue-se o efeito de sopro que consiste em ar, gases e produtos da explosão, acelerados pela propagação da onda de choque, que geram pressões de natureza dinâmica. Estas pressões originam sucções (de natureza similar às ações do vento) nos componentes não carregados pelos efeitos da explosão, e o surgimento de forças laterais, também designadas de cargas de arrastamento (*drag loads*) nos obstáculos intersetados (DoD, 2008). O efeito de sopro é portanto cumulativo com a pressão incidente, sendo uma ação mais relevante em estruturas com vãos abertos e pequenas edificações (Dusenberry, D., 2010, p. 184). De forma conservativa, a curva que representa o efeito de sopro pode ser assimilada no andamento e duração, à pressão incidente.

A pressão dinâmica de pico q_s , cuja curva é similar à da pressão incidente, pode ser determinada com base nas equações da conservação da onda de choque, conhecidas como relações de Rankine e Hugoniot (R-H), que, para o regime de baixas pressões e condições atmosféricas normais, se expressa por (Baker et al, 1983; Mays, Smith, 2003; Needham, C., 2010; Kinney, Graham, 1985):

$$q_s [\text{kPa}] = \frac{5}{2} \cdot \left(\frac{P_{so}^2}{7P_0 + P_{so}} \right) \quad (2.18)$$

P_0 é a pressão média do ar ao nível do mar (101,33kPa) e as restantes variáveis têm o significado anteriormente indicado.

Newmark (1956, cit. ASCE, 2010), apresenta a seguinte simplificação da relação anterior, que é válida igualmente no campo das baixas pressões.

$$q_s [\text{kPa}] = 0,0032 \times (P_{so})^2 \quad (2.19)$$

A pressão dinâmica de pico pode também ser calculada através das seguintes relações de R-H (Baker et al, 1983, p. 113; Mays, Smith, 2003; Needham, C., 2010, p. 14; Kinney, Graham, 1985, p. 43):

$$q_s = \frac{1}{2} \times \rho_s \times u_s^2 \quad (2.20)$$

em que, ρ_s é a densidade do ar na frente de choque, e u_s é a velocidade de pico das partículas de ar, sendo determinadas através das expressões seguintes:

$$\rho_s = \frac{(\gamma+1) \cdot P_{so} + 2 \cdot \gamma \cdot P_{so}}{(\gamma-1) \cdot P_{so} + 2 \cdot \gamma \cdot P_{so}} \quad (2.21)$$

$$u_s = P_{so} \cdot C_0 \cdot \left[\frac{2}{\gamma \cdot \rho_0 \cdot [(\gamma+1) \cdot P_{so} + 2 \cdot \gamma \cdot P_{so}]} \right]^{0,5} \quad (2.22)$$

$\gamma = 1,4$ (admitindo o ar como um gás perfeito em condições ideais). As variáveis $\rho_0 = 101,33 \text{ kPa}$ e $C_0 = 340,29 \text{ m/s}$ representam, respetivamente a densidade, pressão e velocidade do som em condições de pressão e temperatura normais.

A figura 2.9 apresenta graficamente os resultados uma carga de 100Kg de TNT.

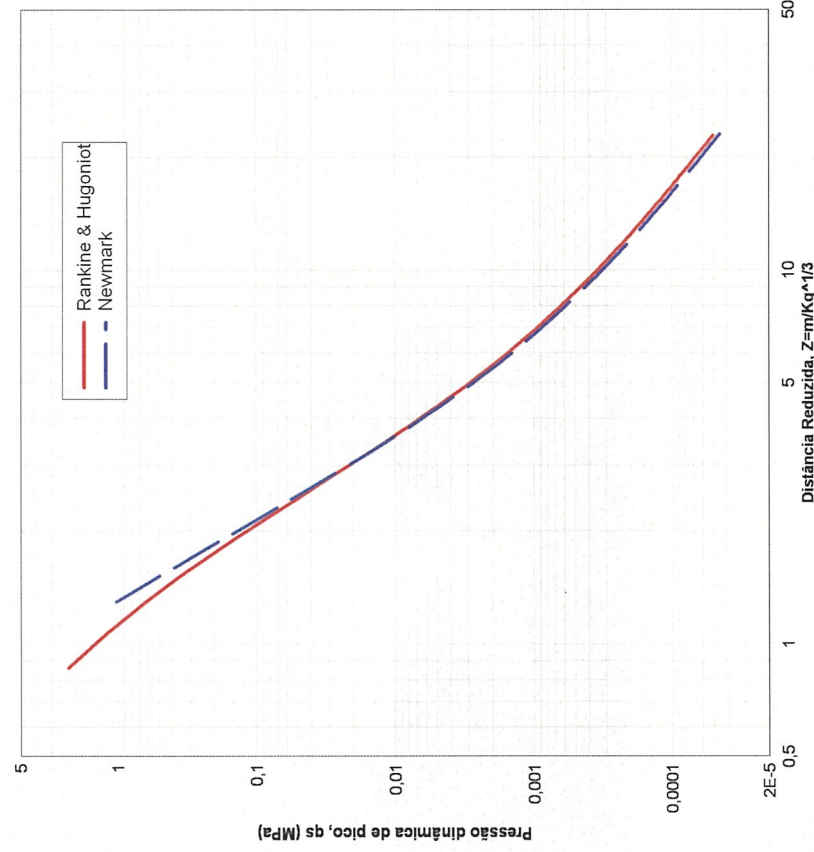


Figura 2.9 – Pressão dinâmica de pico para explosões aéreas perfeitas

Fonte: autor, 2016.

A pressão dinâmica atuante numa estrutura será o produto da pressão dinâmica de pico pelo coeficiente de arrastamento C_D , que depende da geometria da mesma. Para a face diretamente exposta à detonação, C_D é normalmente tomado com o seu valor unitário (Krauthammer, T., 2008; Yandzio, E., Gough M., 1999).

$$f(t) = C_D \times q_s \quad (2.23)$$

em que as variáveis têm os significados já descritos anteriormente.

d. Explosões hemisféricas (à superfície)

As formulações anteriormente referidas referem-se a explosões em condições ideais, onde se assume uma propagação radial da onda aérea (configuração esférica) sem obstáculos ou superfícies refletoras na sua imediata vizinhança. Numa explosão à superfície, o solo, enquanto superfície refletora provocará alterações substanciais nessa onda, tornando-a hemisférica (figura 2.10).



Figura 2.10 – Onda de choque em explosão à superfície (bubble)

Fonte: BBC One (s.d.).

Segundo diversos autores (Mays e Smith, 1995, p.32; Kinney e Graham, 1985, p.128; Mannan, 2005), os parâmetros para explosões à superfície podem ser obtidos a partir dos das explosões aéreas perfeitas. Se o solo constituísse um refletor perfeito, seria razoável a utilização de um coeficiente com valor de 2 para ter em conta a simetria hemisférica. No entanto, como este absorve

alguma reflexão, cuja parte visível é a formação de uma cratera, esse coeficiente deverá ser ajustado. A análise comparativa de dados experimentais utilizados na UFC 3-340-02 revela que os parâmetros de uma explosão deste tipo poderão ser calculados através da utilização de um coeficiente, que normalmente é tomado como 1,8. Este fator deve ser adotado antes do cálculo dos parâmetros referidos, multiplicando a carga de cálculo (W) (US Department of Energy, 1981, p. 4.25). A relação pode assim ser expressa por:

$$W_{\text{corrigido}} = 1,8 \times W \quad (2.24)$$

em que, $W_{\text{corrigido}}$ é a massa de explosivo [Kg] e W massa de TNT ou equivalente.

No Anexo A podem ser encontrados dois ábacos que apresentam de forma consolidada a totalidade dos parâmetros para explosões aéreas perfeitas, e para explosões à superfície (hemisféricas) segundo a UFC 3-340-02 (2014).

e. Reflexão das ondas de choque

(1). Considerações gerais

Uma onda de choque que interseja uma superfície sólida será refletida. Estas reflexões, particularmente em ambiente urbano, criam condições de carregamento complexo, bem como fenômenos de amplificação em resultado do fenômeno de reflexões sucessivas. Dependendo do ângulo de incidência, da magnitude da sobrepressão incidente, da pressão ambiente e do tipo de superfície refletora (capacidade de absorção de energia), os fenômenos de reflexão designam-se de normal, oblíqua e ressonante. Por facilidade de cálculo, é comum assumir-se que a superfície do edifício é rígida, ou seja, não há dissipação de energia por deformação dessa superfície (Yandzio, E., Gough M., 1999).

(2). Reflexão normal

A reflexão normal ocorre quando a onda de choque interseja uma superfície colocada perpendicularmente à progressão da frente de onda. (Figura 2.11).

Neste caso, a frente de onda é bruscamente detida pela presença de uma superfície indeformável e a camada de ar comprimida é refletida, com uma magnitude superior à da onda incidente. A figura 2.12 ilustra as curvas tempo-pressão para as sobrepressões incidente e refletida. Da análise gráfica, verifica-se que o incremento nas sobrepressões acarretará um incremento no impulso, mas a duração das fases (pressão e sucção) mantém-se inalterada.

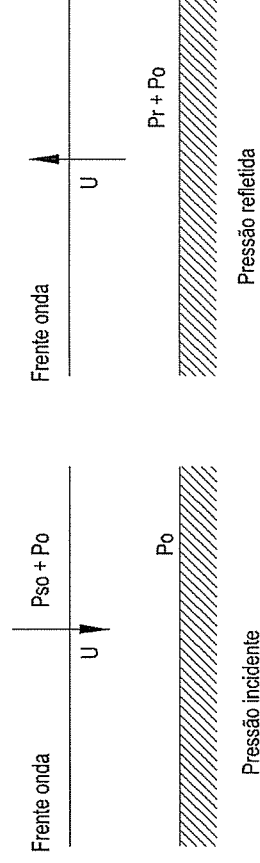


Figura 2.11 – Reflexão normal da onda de choque

Fonte: (Yandzio, E., Gough M., 1999).

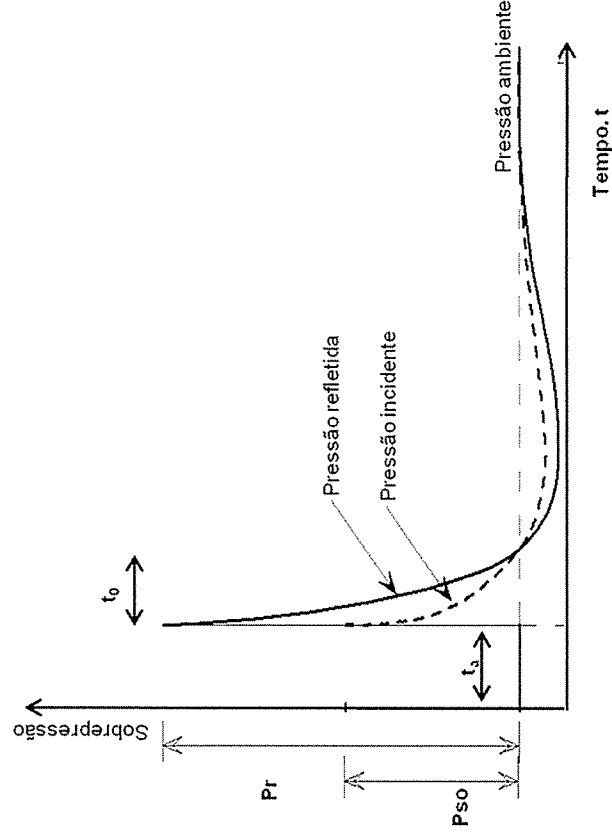


Figura 2.12 – Perfil ideal das curvas de pressão incidente e refletida

Fonte: Krauthammer, 2008, cit TM855-1.

O cálculo da pressão refletida (P_r) pode ser feito de diversas formas, sendo a formulação mais conhecida a proposta por Rankine e Hugoniot, admitindo que o ar se comporta como um gás perfeito. Considerando que a pressão refletida é função da pressão incidente, da pressão dinâmica e da densidade do ar ($\gamma=1,4$), a reflexão normal é dada por (Needham, C., 2010, p. 13):

$$P_r = 2 \cdot P_{so} + (\gamma + 1) \cdot q_s \quad (2.25)$$

O cálculo da pressão refletida (P_r) pode ser feito de diversas formas, sendo usual a utilização de coeficientes de reflexão, na forma:

$$P_r = C_r \times P_{so} \quad (2.26)$$

em que C_r é o coeficiente de reflexão (adimensional), e pode ser determinado a partir de ábacos ou expressões numéricas.

Rankine e Hugoniot deduziram uma equação para a determinação direta da pressão refletida, admitindo que o ar se comporta como um gás perfeito. Considerando que pressão refletida é função da pressão incidente, da pressão dinâmica e da densidade do ar ($\gamma=1,4$), vem que uma reflexão normal é dada por (Needham, C., 2010, p. 13):

$$P_r = 2 \cdot P_{so} + (\gamma + 1) \cdot q_s \quad (2.27)$$

O primeiro termo representa a reflexão da pressão incidente no regime acústico (quando $P_0 \gg P_{so} \rightarrow C_r = \frac{P_r}{P_{so}} \approx 2$) e o segundo, o incremento de pressão associado à compressão da massa de ar movimentada na superfície refletora.

Substituindo γ e q_s (expressões 2.20, 2.21 e 2.22) na relação anterior (equação 1.14), vem:

$$P_r = 2P_{so} \times \left(\frac{7P_0 + 4P_{so}}{7P_0 + P_{so}} \right) \quad (2.28)$$

P_0 [KPa] é a pressão atmosférica e P_{so} [KPa] é a pressão incidente.

Baker et al (1973) propõem a seguinte expressão alternativa:

$$P_r = 2P_{so} + \frac{(\gamma+1) \cdot P_{so}^2}{(\gamma-1) \cdot P_{so} + 2 \cdot \gamma \cdot P_a} \quad (2.29)$$

$\gamma = 1,4$. As restantes variáveis, P_a [KPa] é a pressão atmosférica e P_{so} [KPa] é a pressão incidente.

A resolução das expressões acima para valores extremos conduz a limites do coeficiente de reflexão C_r de 2 para baixas pressões e de 8 enquanto limite máximo para altas pressões. No entanto, estes valores representam um problema nas muito curtas distâncias, em que, segundo alguns autores (Brode,

1954) ocorrem fenômenos de dissociação e ionização dos gases. (Baker et al, 1983) faz referência a medições de C_r com valor próximo de 20. Ainda assim, para as situações normais, esta equação pode ser empregue com alguma fiabilidade.

Para pressões incidentes superiores a 1bar, Brode (1959, cit Iqbal, 2009) propõe a seguinte relação para determinação do coeficiente de reflexão normal:

$$\frac{P_r}{P_{so}} = 4 \cdot \log_{10} P_{so} + 1,5 \quad \text{e} \quad \frac{P_r}{P_{so}} < 14 \quad (2.30)$$

em que P_{so} vem em [Bar].

Para sobrepressões inferiores a 138KPa, Newmark (1956) sugere uma expressão (Cit. ASCE., 2010, p. 17) para determinar a pressão refletida.

$$P_r = C_r \times P_{so} = [2 + 0,0073P_{so}] \times P_{so} \quad (2.31)$$

em que P_r [KPa] é a pressão refletida e P_{so} [KPa] é a pressão incidente.

O valor de C_r pode ainda ser obtido explicitamente através de ábacos. A UFC 3-340-02 (2008) e Kinney & Graham (1985) apresentam formulações baseadas num coeficiente de reflexão $C_r = P_r/P_{so}$ baseado em dados experimentais, em que intervalo de valores varia entre 2 e aproximadamente 13, dependendo magnitude da pressão de pico. A figura 2.13 apresenta as diversas formulações referidas, sendo de assinalar que a UFC apresenta valores semelhantes aos propostos por (Kinney, Graham, 1985).

A figura 2.14 ilustra as pressões refletidas, com base nos coeficientes de reflexão anteriores e a tabela 2.5, a comparação numérica entre estas.

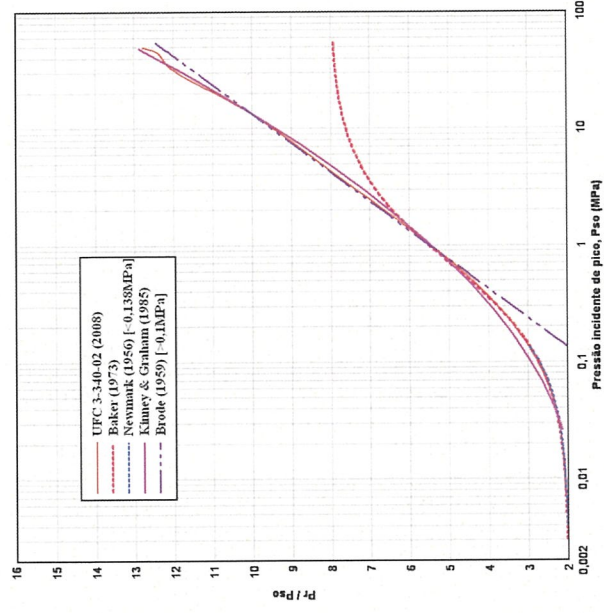


Figura 2.13 – Coeficiente de reflexão normal em função da pressão incidente de pico

Fonte: autor, 2016.

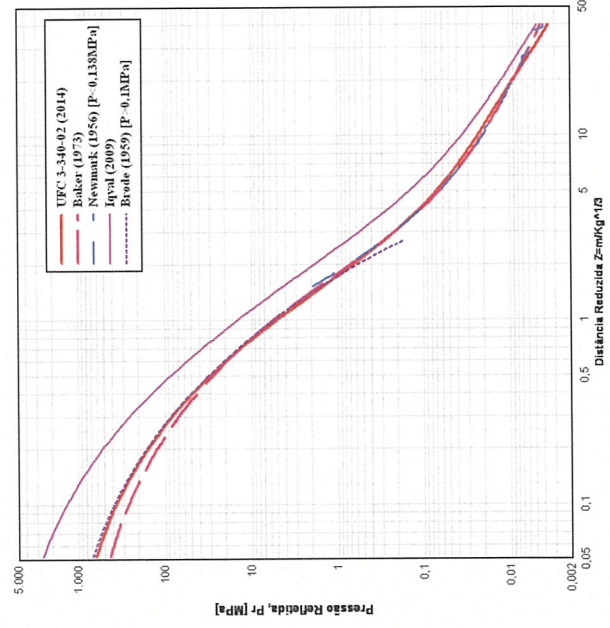


Figura 2.14 – Pressão refletida para explosões aéreas perfeitas (cargas esféricas)

Fonte: Autor, 2016.

Tabela 2.5 - Comparação dos valores de Pr para várias formulações

Pr [MPa]	Distância reduzida, Z (m/Kg ^{1/3})											
	0,5		1		2		4		8		16	
	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.	Valor	Ref.
UFC 3-340-02 (2014)	30,3352	1,0	5,0018	1,0	0,6454	1,0	0,1100	1,0	0,0320	1,0	0,0123	1,0
Baker (1973)	28,3100	0,9	5,5481	1,1	0,6958	1,1	0,1053	1,0	0,0286	0,9	0,0115	0,9
Iqval (2009)	86,4196	2,8	14,4001	2,9	1,8484	2,9	0,2517	2,3	0,0533	1,7	0,0170	1,4
Brode (1959) P>0,1MPa]	31,5411	1,0	5,5394	1,1	0,5732	0,9	NA	-	NA	-	NA	-
Newmark (1956) [P<0,138MPa]	NA	-	NA	-	0,7284	1,1	0,1039	0,9	0,0281	0,9	0,0112	0,9

Fonte: autor, 2016.

(3). Reflexão oblíqua ou regular

Quando uma onda de choque interseja uma superfície plana com um ângulo diferente da normal ao plano, o coeficiente de reflexão altera-se. Para ângulos de incidência da onda aérea entre os 0° e os 40° (Kinney, Graham, 1985, p. 73), as pressões incidentes e refletidas intersejam-se no plano refletor, dando-se um incremento significativo nas pressões refletidas (figura 2.15), conhecido por *mach stem*.

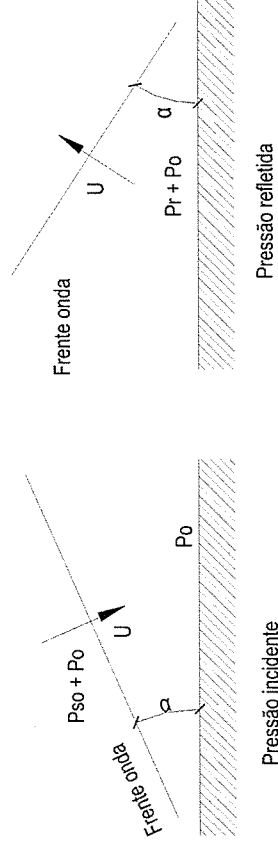


Figura 2.15 – Reflexão oblíqua (regular)

Fonte: (Yandzio, E., Gough M., 1999).

Kinney & Graham (figura 2.16) e a UFC 3-340-02 (figura 2.17) sugerem ábacos que permitem determinar o coeficiente de reflexão C_r (adimensional), em função da magnitude da pressão incidente de pico e do ângulo de incidência.

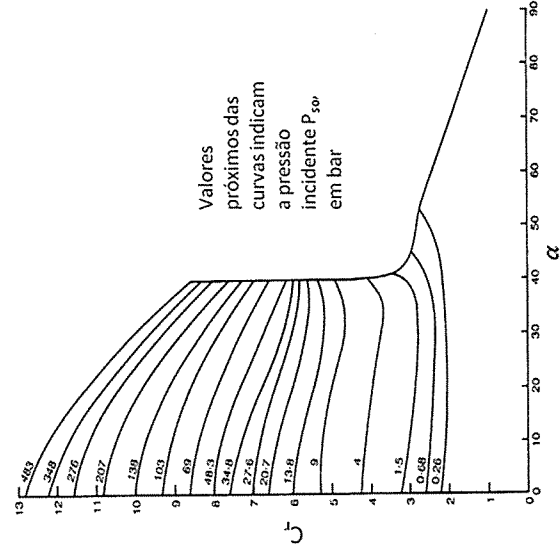


Figura 2.16 – Coeficientes para reflexão oblíqua em função do ângulo de incidência.

Fonte: (Kinney, Graham, 1985).

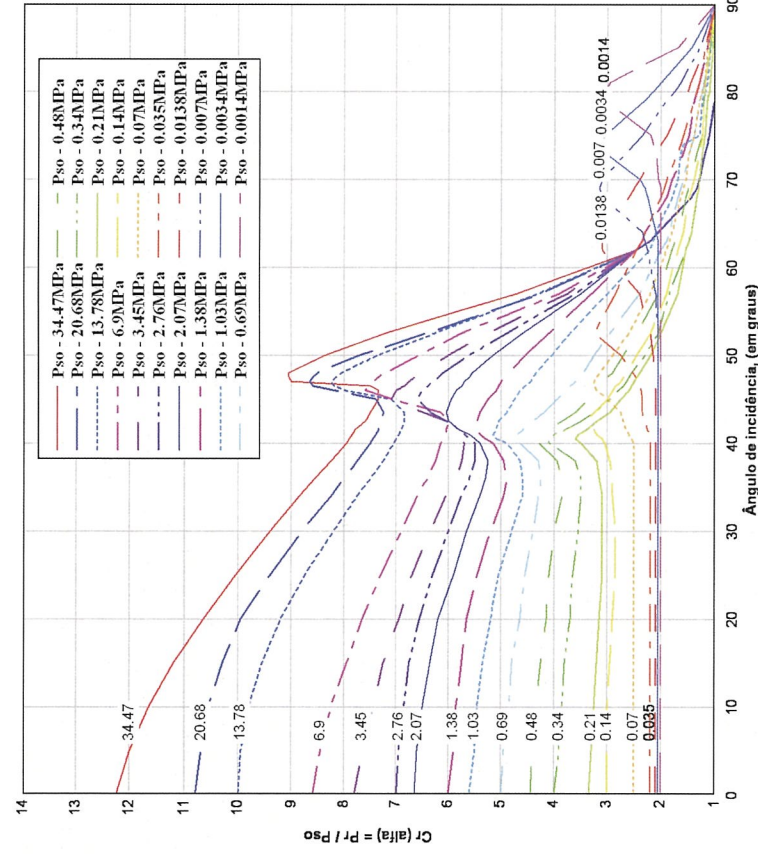


Figura 2.17 Coeficientes para reflexão oblíqua em função do ângulo de incidência

Fonte: adaptado de (USACE, 2008a).

De uma forma numérica, a distribuição das pressões numa superfície retangular em qualquer ponto, é função das pressões incidente e refletida e do ângulo de incidência da frente de onda (Randers-Peherson & Bannister, 1997, cit. Ribby, 2014):

$$P_{r\alpha} = P_r \cdot \cos^2 \alpha + P_{so} \cdot (1 + \cos^2 \alpha - 2 \cos \alpha) \quad (2.32)$$

Da mesma forma que para as pressões, o impulso refletido em função do ângulo de incidência e da magnitude das pressões, é calculado pela seguinte expressão (Cormie et al, 2009):

$$i_{r\alpha} = i_r \cdot \cos^2 \alpha + i_s \cdot (1 + \cos \alpha - 2 \cos^2 \alpha) \quad (2.33)$$

em que α corresponde ao ângulo de incidência, em graus.

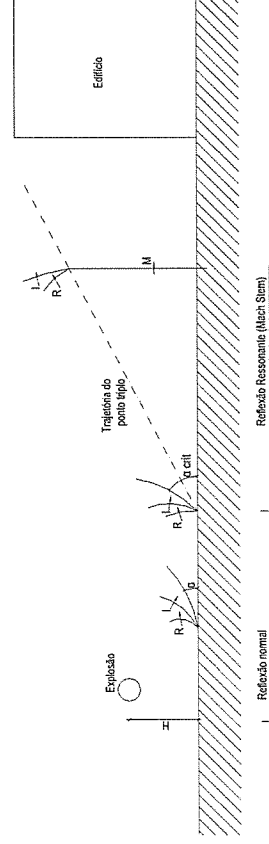
O impulso específico refletido i_r , pode ser estimado de acordo com (Baker et al, 1983, p. 226) a partir do impulso específico incidente, assumindo a similaridade de relações com as pressões, ou seja:

$$\frac{i_r}{i_s} \approx \frac{P_r}{P_{s0}} \quad (2.34)$$

Não sendo uma formulação completamente precisa quando se trata de altas pressões ou para $Zs1$, para a maioria das situações oferece uma boa aproximação.

(4). Reflexão ressonante

Quando a onda de choque refletida consegue “cavalgar” a incidente, obtém-se uma onda única, naturalmente amplificada, que é formada próximo do plano de reflexão. A onda resultante é conhecida por *Mach stem* (Onda ressonante) e este fenômeno ocorre quando o ângulo de incidência crítico é excedido, que para explosões próximas da superfície, ronda os 40°.



Legenda: I – Onda incidente; R – Onda refletida; M – Mach Stem

Figura 2.18 – Desenvolvimento da onda ressonante (Mach Stem)

Fonte: (Yandzio, E., Gough M., 1999).

A formação desta onda é ilustrada na figura 2.18. O ponto em que as ondas incidente, refletida e ressonante se interseccionam, é designado de ponto triplo (figura 2.19), e incrementa em altura, na razão do aumento da propagação. A altura a que este ponto se encontra é relevante, na medida em que se considera que abaixo desta a onda é planar, permitindo o cálculo dos efeitos sobre as estruturas de uma forma simplificada. Já se o ponto triplo se situar a meia altura de uma superfície refletora, torna-se necessário efetuar a normalização das sobrepressões. Apesar desta referência, no âmbito do presente trabalho não será necessário contar com este efeito.

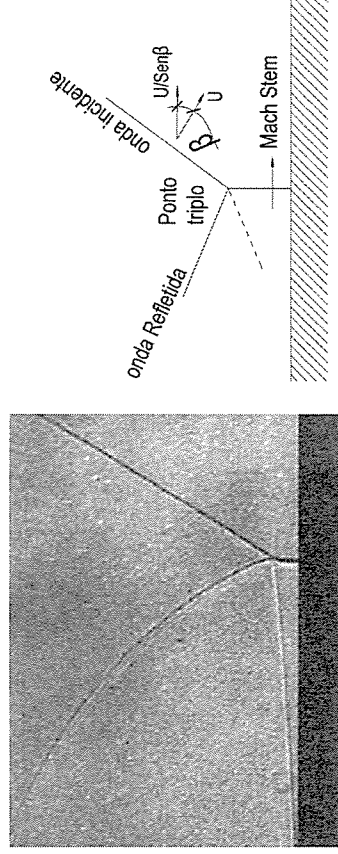


Figura 2.19 – Ponto triplo numa superfície plana

Fonte: Hookham et al, 1993.

f. Ações dinâmicas impostas pela onda de choque

(1). Solicitação das estruturas

Assim que uma onda aérea atinge um edifício, geram-se um conjunto de interações complexas em função de três tipos de variáveis: das pressões (incidente, refletida e dinâmica); da forma, dimensão e orientação dos seus elementos de fachada; e ainda da localização, proximidade e orientação de outros obstáculos, contendo superfícies refletoras (Kinney, Graham, 1985). No entanto, dependendo da magnitude e distância a que a explosão se dá da estrutura, podem ser identificados dois casos típicos de interação, cuja resposta da estrutura também será diferenciada. O primeiro caso corresponde à detonação de uma carga pequena a uma curta distância, o que corresponde à maioria dos casos de ataques terroristas, tais como carros-bomba e outros Engenhos Explosivos Improvisados.

O segundo caso corresponde a detonações de grande magnitude (acidentes em paióis, indústria química, refinarias, instalações nucleares ou mesmo detonações nucleares), mas a distâncias relativamente grandes da estrutura.

O perfil da onda aérea e a interação com a estrutura nos casos apresentados será naturalmente diferente. No presente trabalho interessam as explosões próximas. Neste caso, a superfície carregada é tomada como suficientemente grande face à magnitude da explosão, não existindo fenômenos de difração e de geração de forças translacionais, em resultado do diferencial de pressões originadas pela rarefação da onda nos contornos (Kinney, Graham, 1985; Mays, Smith, 2003, p. 38; TNO Green Book, 1992) e então a solicitação será igual à pressão refletida. As pressões são aplicadas localmente aos elementos estruturais

mais próximos e a estrutura será carregada de forma sequencial. As respostas locais são primariamente dependentes das propriedades dos materiais, sendo o comportamento estrutural global negligenciável (Krauthammer, T., 2008, p. 237). Assim, a resposta global poderá ser mais resultante da ação cumulativa de efeitos locais, designadamente do colapso de elementos críticos do que da ação imposta à estrutura como um todo.

No caso de explosões afastadas de grande magnitude, a sobrepressão manifesta-se como efeito de esmagamento no exterior de uma estrutura, e a pressão dinâmica provoca a aceleração por arrastamento de objetos sensíveis (Needham, C., 2010, p. 246). Se é a difração ou o sopro o mecanismo de dano dominante nas estruturas depende da dimensão, forma e condições de apoio no solo. Assim, objetos sem encastramento nos apoios, ou que tenham elementos relativamente esbeltos vão responder predominantemente ao arrastamento (postes, torres, pontes treliçadas, estruturas metálicas porticadas com elementos de fachada frágeis, veículos e pessoas); edifícios em betão armado e outras estruturas maciças vão responder principalmente ao efeito de difração (Massey, 1963, p.2). Finalmente, quando os objetos, independentemente da magnitude e distância da explosão, se encontram orientados paralelamente ao sentido da progressão da onda de choque e não existem obstáculos, estes apenas irão experienciar a sobrepressão incidente (Needham, C., 2010, p. 247).

(2). Carregamento das faces expostas

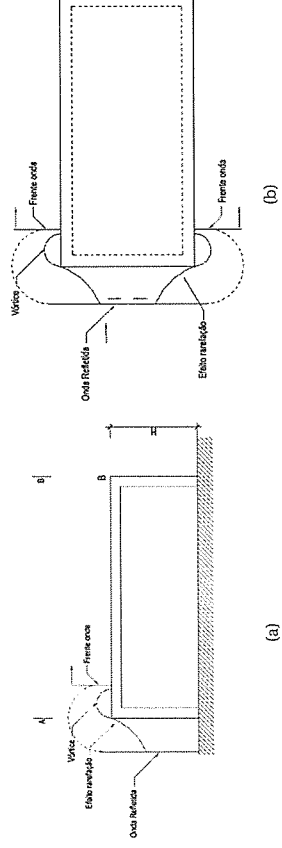


Figura 2.20 – Onda aérea numa superfície exposta; (a) Corte; (b) Planta

Fonte: TNO Green Book (1992).

A face que é atingida pela onda de choque no instante t_a atinge o pico de pressão instantaneamente, em consequência da reflexão da onda de choque P_r na direção do foco da explosão (UFC 3-340-02, p.65). Assim que as superfícies laterais e cobertura são interetadas pelas pressões incidentes (nestas regiões

de transição, a pressão será P_{so} , naturalmente menor que a pressão refletida, P_r), ocorre a criação de vórtices, e dá-se um efeito de rarefação da pressão na face anterior (escoamento), decaindo até igualar a pressão exercida nesse instante, pela soma das componentes estática e dinâmica das pressões, também conhecida por *pressão de estagnação* (Kinney, Graham, 1985, p. 162; Mays, D. Smith, P., 2003, p. 38; Needham, C., 2010, p. 10) (ver figura 2.20).

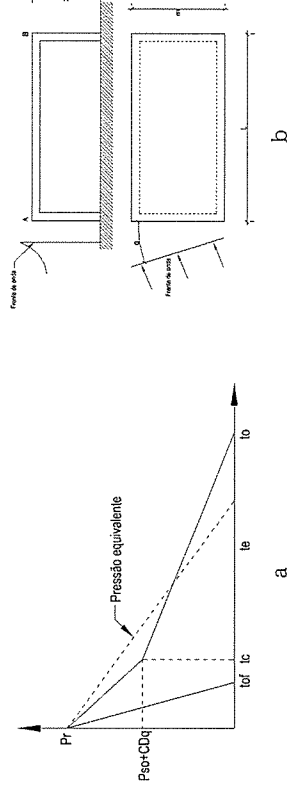


Figura 2.21 – Função bilinear (faces expostas)

Fonte: Baseado na UFC 3-340-02 (2014).

A pressão de estagnação pode ser determinada pela seguinte expressão (ASCE, 1997, p. 3.15):

$$P_{\text{stagn}} = P_{so} + C_D \cdot q_E \quad (2.35)$$

C_D é o coeficiente de arrastamento, tomando o valor $C_D=1$, para a face exposta ao sopro.

A duração deste fenômeno de equilíbrio das pressões é designada por tempo de escoamento (*clearing time*, t_c), sendo função das dimensões da superfície refletora.

Para determinar o tempo médio necessário [ms] para escoar uma superfície completa da pressão refletida, pode ser usada a seguinte expressão (DoD, 2008, p. 65)(ver figuras 2.20 e 2.21):

$$t_c = \frac{4HB}{(B+2H)C_{Dr}} \quad (2.36)$$

em que B e H correspondem respectivamente à base [m] e à altura [m] da superfície e C_{Dr} é a velocidade do som na região da reflexão [m/ms] e pode ser lida explicitamente na figura 2.22).

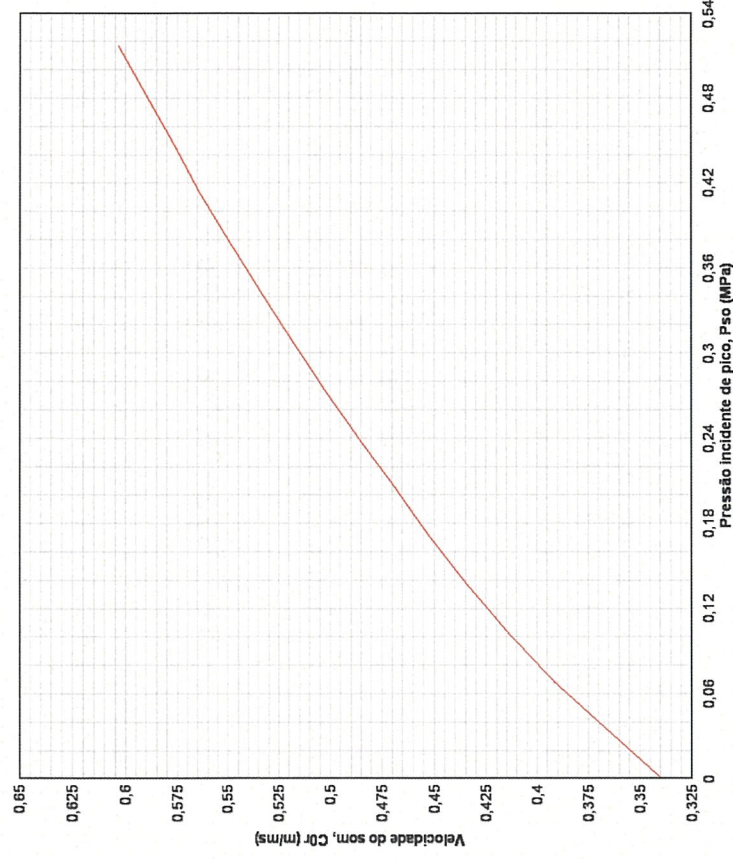


Figura 2.22 – Velocidade do som na região da pressão refletida

Fonte: adaptado de UFC 3-340-02, 2008, p.267.

No entanto, diversos autores (Kinney, Graham, 1985; Cormie et al, 2009) sugerem o uso da seguinte relação, cujos resultados parecem ser razoáveis:

$$t_c = \frac{3S}{U} < t_0 \quad (2.37)$$

t_c [s] é o tempo médio de escoamento no ponto de interesse, S[m] corresponde à menor distância entre o ponto de interesse e uma face livre, devendo em regra ser o ponto médio da superfície, ou seja, S é o menor de H/2 [m] ou B/2 [m]), e U [m/s] é a velocidade da onda de choque.

O impulso de cálculo na face exposta dependerá ainda da influência do escoamento no perfil global das pressões. Se t_c for maior que t_{of} (expressão 2.38) não há influência e, portanto, o impulso deve ser tomado com o seu valor específico.

$$t_{of} = \frac{2I_r}{P_r} \quad (2.38)$$

Se t_c for menor que t_{gr} a onda de choque é afetada pelo escoamento, e por isso, após t_c , esta é definida pelo perfil da pressão de estagnação e a magnitude do impulso gerado na face exposta, é a área abaixo da função bilinear (figura 2.24) (ASCE/SEI 59-11, 2011, p.4-1; DoD, 2008), calculada numericamente, da seguinte forma:

$$i_r = 0,5(P_r - P_{Stag})t_c + 0,5P_{Stag} \times t_0 \quad (2.39)$$

A duração do triângulo equivalente é determinada da forma definida na expressão 2.40:

$$t_e = \frac{(t_0 - t_c)P_{Stag}}{P_r} + t_c \quad (2.40)$$

(3). Carregamento de cobertura e laterais

As superfícies laterais e cobertura, paralelas ao sentido de propagação da onda de choque não experimentam a reflexão de pressões e além disso a onda de choque sofrerá alguma atenuação em virtude do aumento da distância ao foco da explosão. Assim, considerando que a onda de choque vai percorrer progressivamente o elemento, a pressão incidente não será aplicada uniformemente, variando no tempo e na distância (ASCE, 1997, p. 3.16). Para ter em conta este fenómeno, é usual fazer-se uma normalização das pressões que relaciona os comprimentos da onda e do elemento. Assim, a pressão atuante sobre a cobertura e laterais é dada pela soma da onda de choque normalizada e da pressão dinâmica, expressa na relação seguinte (DoD, 2008):

$$P_{Cob,Lat} = C_E \cdot P_{so} + C_D \cdot q_s \quad (2.41)$$

em que $P_{Cob,Lat}$ é o pico de pressão atuante, C_E corresponde a um fator de pressão equivalente normalizada (obtida explicitamente da figura 2.23), P_{so} e q_s são grandezas conhecidas do cálculo realizado para a parede anterior, e C_D é o coeficiente de arrastamento, que nas faces laterais e posterior representa a ocorrência de sucções, e de acordo com a UFC 3-340-02 (2008), depende da magnitude da pressão dinâmica (tabela 2.6).

Tabela 2.6 - Coeficientes de arrastamento para coberturas e paredes laterais e posterior

Pico de pressão dinâmica (q_d)	Coef. arrastamento (C_D)
0 – 172KPa	-0,40
172-345 KPa	-0,30
345-896KPa	-0,20

Fonte: UFC 3-340-02, p.67.

O carregamento das faces não expostas dá-se assim progressivamente a partir do instante em que a onda de choque percorre o elemento, $t_1=L/U$, tendo uma duração total que é obtida por $t_2=L/U+t_0$ (ASCE, 1997, p. 3.16) (figura 2.24).

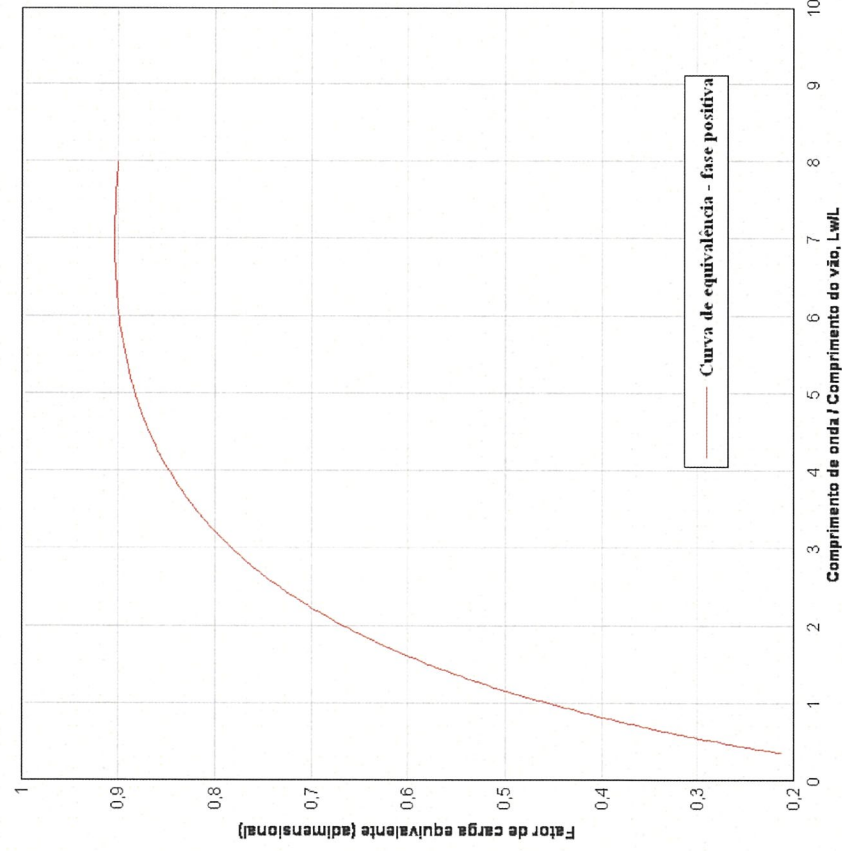


Figura 2.23 – Fator de pressão equivalente normalizada

Fonte: (DoD, 2008).

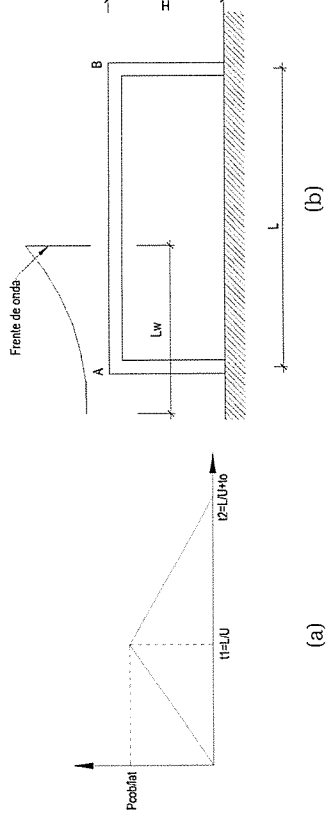


Figura 2.24 – Carregamento de faces não expostas

Fonte: Baseado na UFC 3-340-02 (2014).

(4). Carregamento da face posterior

Na maioria dos casos, a razão primária para o cálculo das pressões na parede posterior é para permitir a determinação dos efeitos globais do arrastamento na estrutura o edifício.

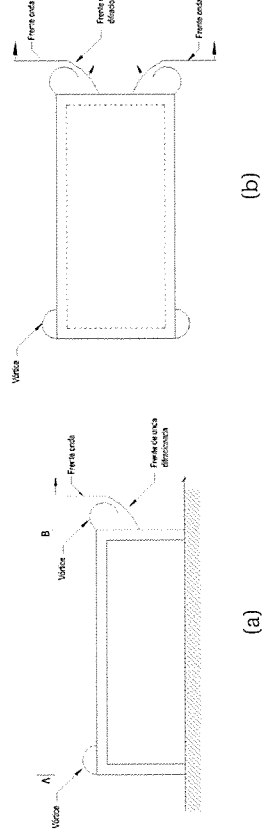


Figura 2.25 – Propagação da onda de choque na face posterior; (a) Corte; (b) Planta

Fonte: TNO green book (1992).

Neste caso, a pressão de pico é calculada da seguinte forma: o tempo de chegada é igual ao intervalo de tempo que a onda de choque demora a percorrer o elemento $t_b=L/UJ$. O pico de pressão na face posterior é calculado pela expressão $P_{post} = P_{so} + C_D \cdot q_s$, considerando o cálculo de P_{so} e q_s no ponto b (figura 2.26) e o cálculo de C_{Fe} baseado na relação entre o comprimento da onda L_w para a pressão de pico calculada e a altura da superfície considerada. O coeficiente de arrastamento é determinado com base na magnitude da pressão dinâmica na face posterior, conforme tabela 2.6.

Para calcular o instante em que se atinge a sobrepressão pico, os critérios mais conhecidos são os seguintes:

$$t_3 = t_b + S/U, \text{ proposta pela UFC 3-340-02 (2014)}$$

$$t_3 = t_b + 4S/U \text{ proposta pelo TNO Green Book (1992)}$$

Em ambos os casos, S [m] e U [m/s] têm os significados já descritos.

Seguidamente, a pressão decresce até normalizar, e a duração da fase positiva, será então $t_4 = t_3 + t_0$. Verifica-se assim que a diferença entre estas parece residir no facto de a metodologia da TNO considerar durações da onda de choque superiores.

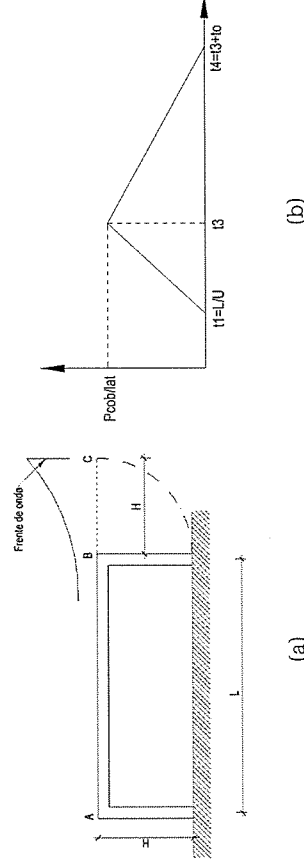


Figura 2.26 – Parâmetros para o cálculo da pressão na face posterior

Fonte: Baseado na UFC 3-340-02 (2014).

(5). Forças atuantes sobre a estrutura

À passagem da onda de choque, a estrutura será solicitada por uma carga horizontal por unidade de área, que vai variando em intensidade no tempo. Durante o intervalo em que a onda percorre a estrutura [L/U], esta será solicitada por uma força horizontal na direção de propagação da mesma. Após esse intervalo, a face posterior sofre um incremento de pressão que tende a anular essa força. A figura 2.27 ilustra o fenómeno completo.

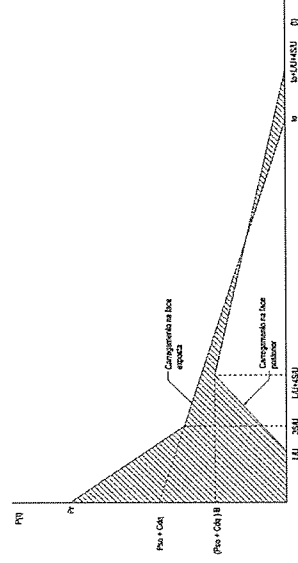
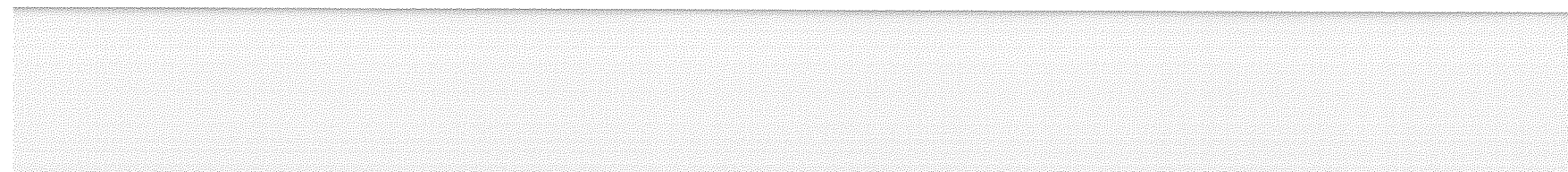
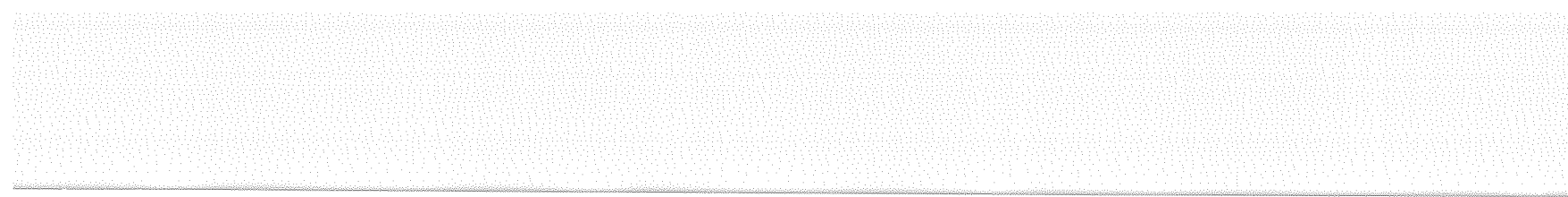


Figura 2.27 – Pressões atuantes sobre a estrutura

Fonte: Adaptado de TNO Green Book, 1992.



3 Resposta dinâmica e avaliação de desempenho das estruturas

a. Introdução

O comportamento das estruturas submetidas a explosões, depende das suas características, mas também da proximidade e intensidade da explosão relativamente a um elemento estrutural. A verificação da segurança de estruturas existentes face à solicitação da onda de choque é um processo complexo que obriga ao recurso de metodologias de análise não-linear e carece de algum juízo de engenharia sobre os potenciais efeitos de uma explosão

No presente capítulo, será evidenciado que os materiais apresentam desempenhos dinâmicos superiores aos estáticos, e que as secções podem exibir um comportamento plástico significativo, de modo a absorver a energia da explosão, admitindo-se assim um determinado nível de dano, desde que compatível com a filosofia de proteção adotada (ASCE, 2011).

Será igualmente abordada de forma detalhada a resposta dinâmica das estruturas, e em particular os sistemas e métodos mais adequados para uma análise expedita das estruturas, bem como uma forma possível de avaliar a adequabilidade de uma instalação para uso militar em operações.

b. Resposta estática versus resposta dinâmica

As ações correntes são aplicadas a uma velocidade relativamente lenta e permanecem constantes durante um período de tempo relativamente

longo, quando comparado com o tempo de resposta da estrutura. As estruturas solicitadas por explosões são submetidas a uma aplicação quase instantânea de forças (onda de choque, sopro, vibrações pelo solo e impacto pela projeção de fragmentos ou de detritos da cratera formada) que os elementos têm de absorver, sem que possam deformar-se à mesma taxa de aplicação dessas forças. Esta solicitação tem natureza transitória e no caso de uma explosão no exterior, o regresso às condições ambiente dá-se num intervalo de tempo infinitesimal, da ordem dos milissegundos. Em geral, quanto maior a velocidade de aplicação da carga, maior será o incremento na capacidade resistente do elemento (Krauthammer, 2008, p. 234), excedendo substancialmente a resistência estática (figura 3.1).

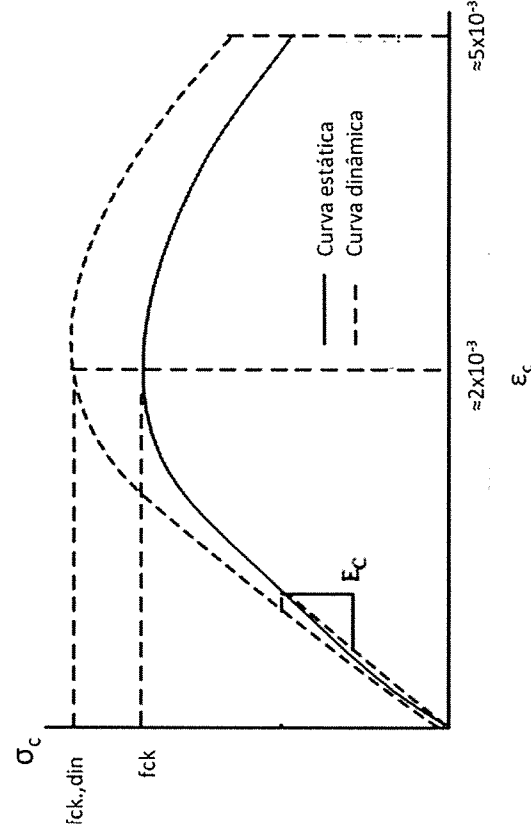


Figura 3.1 – Curva da tensão-extensão do betão

Fonte: Krauthammer, 2008.

De forma idêntica, também se verificou experimentalmente que o aço é sensível aos efeitos da velocidade do carregamento. A figura 3.2 pretende ilustrar este fenómeno, sendo visível que o valor da tensão de cedência incrementa substancialmente, o módulo de elasticidade (E_s) mantém-se, e a tensão máxima aumenta ligeiramente, embora de forma menos pronunciada do que na região da cedência (Krauthammer, 2008; Yandzio, E., Gough M., 1999).

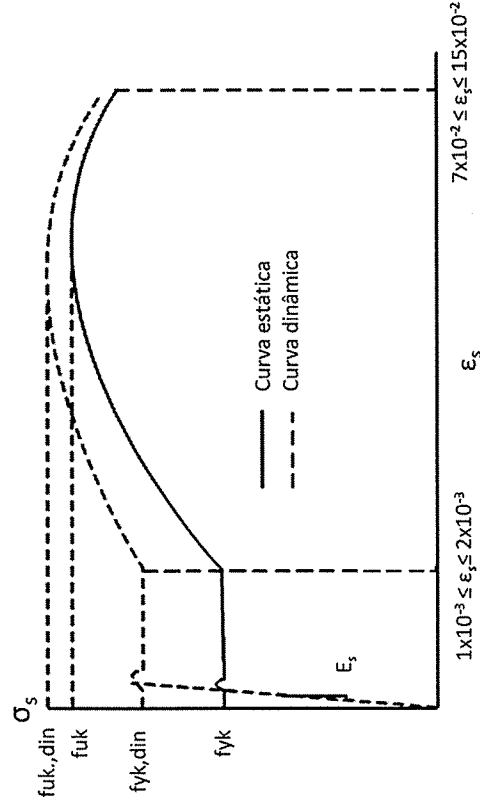


Figura 3.2 – Curva da tensão-extensão do aço

Fonte: Krauthammer, 2008.

c. Propriedades mecânicas do betão armado

A elevada massa para igual resistência das estruturas de betão armado, em comparação com estruturas de outros materiais, tornam-nas particularmente adequadas para a proteção face a explosões e fragmentação. No entanto, o betão *per se* é um material complexo, devido às suas propriedades não homogêneas e frágeis (atinge a rotura sem deformação observável), apresentando um comportamento não linear, em que a resistência à tração típica é muito menor que a sua resistência à compressão, numa razão da ordem dos 10% (Krauthammer, 2008, p. 199). A eliminação dos modos de rotura frágil, ou seja, as propriedades dúcteis, é conferida pela utilização do aço.

A ductilidade dos aços e a taxa de armadura (razão entre a área da secção transversal da armadura e do betão) tem uma influência marcada na capacidade de rotação e deformação plástica dos elementos de betão armado. Os aços com teores de carbono mais baixos exibem maior capacidade de deformação plástica (ductilidade), o que corresponde a maior capacidade de absorção da energia transmitida pela detonação, tornando-os mais adequados para estruturas solicitadas por explosões.

(1). Comportamento do betão armado quando solicitado por uma explosão

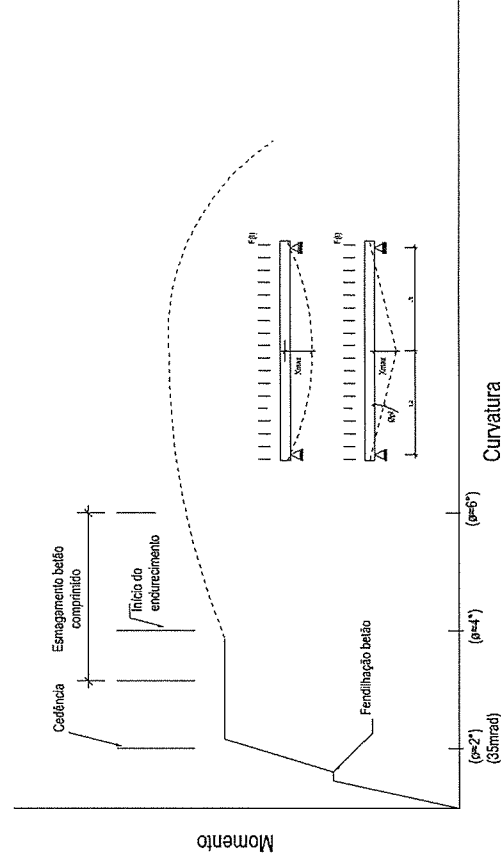


Figura 3.3 – Curva momento-curvatura do betão armado para resposta à flexão

Fonte: Adaptado de UK MoD, 2008; UFC 3-340-02, 2014.

Iniciada a explosão, a peça de betão começa a deformar. Quando é excedida a resistência à tração do betão, este fendilha e as tensões de tração são transmitidas para a armadura longitudinal que se situa junto da face tracionada (figura 3.3). Até esta altura não ocorre o destacamento do recobrimento, continuando este a contribuir para a capacidade resistente da secção (UK MoD, 2008, p. 4.42). Continuando a deformar-se, a armadura longitudinal cede e permite a formação de rótulas plásticas. Nas regiões tracionadas a fendilhagem agrava-se e nas regiões comprimidas pode atingir a tensão de rotura à compressão do betão (esmagamento). Este fenómeno ocorre para rotações da ordem de $\theta \approx 2^\circ$ (Secções tipo I – ver figura 3.4), dependendo das características do betão e pormenorização (figura 2.4)(Cormie et al, 2009).

Para deformações entre $2^\circ \leq \theta \leq 6^\circ$ (DoD, 2008, p. 1075) (secções tipo II) podem ocorrer fenómenos de destacamento de porções de betão, que são agravados pelas oscilações do elemento em resultado do carregamento dinâmico, em virtude de no mesmo ciclo oscilatório, as fibras tracionadas poderem ficar comprimidas e o seu inverso (ASCE, 1997, p. 5.4). Para deformações da ordem de $\theta \geq 4^\circ$, as tensões de compressão são transferidas do betão para a armadura localizada na zona comprimida e a pormenorização dos elementos assume

assim um papel fundamental na resposta dinâmica(UK MoD, 2008, p. 4.42). Para a seção acomodada o esmagamento do betão, deverá ser armada de forma idêntica nas duas faces, permitindo-lhe assim absorver deformações superiores, desde que o elemento possua cintagem suficiente para evitar a encurvadura. Por exemplo, no caso de uma seção armada apenas numa das faces, se a rotação da rótula plástica ultrapassar determinado limite, pode ocorrer o esmagamento e destacamento de uma porção de betão, deixando de existir seção comprimida. Daqui deriva que seções com pormenorizações simples devem ser evitadas, ou aceites apenas para níveis muito baixos de resposta, de modo a evitar roturas frágeis, cujas consequências para os ocupantes seriam catastróficas. O limiar de $\theta = 4^\circ$ de deformação constitui por isso referência para critério de aceitabilidade do dimensionamento de estruturas em alguns países, como por exemplo, no Reino Unido.

É ainda de referir que no caso de deformações superiores a $\theta \geq 2^\circ$, podendo acontecer o destacamento do recobrimento em ambas as faces resulta numa redução da massa que pode ser mobilizada na resposta. Este facto produz uma perda de capacidade(DoD, 2008, p. 1075) que deve ser considerada no cálculo dos parâmetros da seção (figura 3.4).

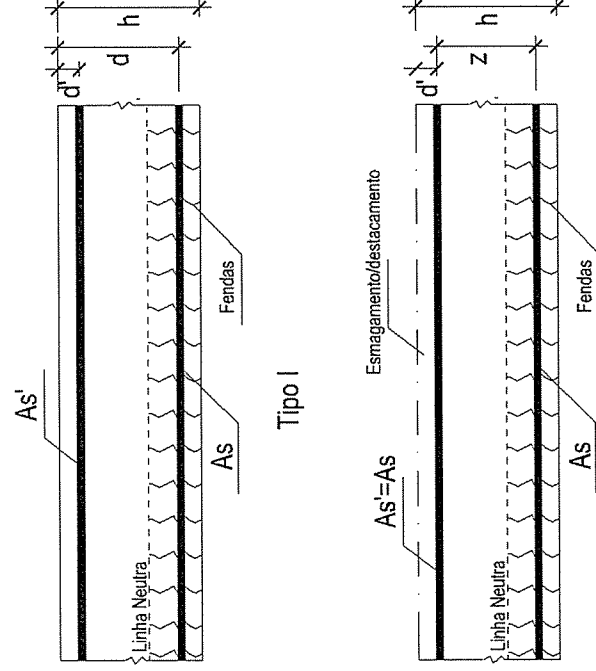


Figura 3.4 – Seções de betão armado tipo I e tipo II

Fonte: adaptado de UFC 3-340-02, 2014.

(2). Coeficientes de resistência

A otimização do dimensionamento das estruturas e o facto de a ação da onda aérea ter uma duração muito curta, faz com que no processo de cálculo, as propriedades mecânicas dos materiais sejam afetadas por coeficientes de dois tipos: *Strenght Increase Factors* (SIF) e *Dynamic Increase Factors* (DIF). O fator de incremento da resistência (SIF) pretende incorporar o facto de as propriedades mecânicas dos materiais serem em regra superiores aos valores de resistência especificados. A UFC 3-340-02 (2014) sugere valores de SIF=1,1 para o aço e SIF=1,0 para o betão. No entanto, no caso do betão, outros autores sugerem o uso de fatores distintos, dependendo da idade do betão. Por exemplo, para cimentos portland tipo I, a (ASCE, 2011) sugere o uso de SIF de 1,10 e 1,15, respetivamente para idades de seis e doze meses. A utilização do SIF deve, no entanto, ser cautelosa para estruturas existentes, designadamente devido à incerteza sobre as condições de conservação dos materiais e sobre as pormenorizações. O Fator de Incremento Dinâmico (DIF) permite considerar o facto de o betão e o aço exibir em maiores resistências quando sujeitos a ações muito rápidas (dinâmicas) e são função do tipo de material e da velocidade da deformação.

Nos casos correntes, para explosões em fase condensada, a UFC 3-340-02 recomenda os valores constantes da tabela 3.1, na medida em que são conservativos para a maioria dos casos. Por exemplo, Rebelo (2015) calibrou numericamente uma laje de betão armado ensaiada por Gonçalves (2015), obtendo DIF de 1,32 e 1,40 respetivamente para o betão e aço.

Tabela 3.1 – Fatores dinâmicos para a resistência do betão e do aço

Tipo	Dynamic Increase Factors		
	Armadura		Betão
	f_{yk}^{dint}/f_{yk}	$f_{yk,dint}/f_{uk}$	$f_{ck,dint}/f_{ck}$
Flexão	1,17	1,05	1,19
Corte	1,00	-	1,00
Compressão	1,10	-	1,12

Fonte: Adaptado de UFC 3-340-02, 2014.

Para aplicações específicas, o DIF pode ser determinado para o betão e aço, através das expressões propostas por Malvar & Crawford (1998). Para a resistência à compressão do betão, o DIF é dado por:

$$DIF = \begin{cases} (\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s)^{1,026\alpha_s}, & \dot{\epsilon} \leq 30s^{-1} \\ \gamma_s(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s)^{1/3}, & \dot{\epsilon} > 30s^{-1} \end{cases} \quad (3.1)$$

$\dot{\epsilon}$ corresponde à velocidade de deformação, válida no intervalo 30×10^{-6} a $300s^{-1}$; $\dot{\epsilon}_s = 30 \times 10^{-6}s^{-1}$ (taxa de deformação estática); $\log \gamma_s = 6,156\alpha_s - 2$; $\alpha_s = 1/(5 + 9f_c/f_{c0})$; $f_{c0} = 10MPa$.

Relativamente à resistência à tração, Malvar & Crawford (1998a) propõem a seguinte expressão:

$$DIF = \begin{cases} (\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s)^\delta, & \dot{\epsilon} \leq 1,0s^{-1} \\ \beta(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_s)^{1/3}, & \dot{\epsilon} > 1,0s^{-1} \end{cases} \quad (3.2)$$

$\dot{\epsilon}$ corresponde à velocidade de deformação, válida no intervalo 10^{-6} a $160s^{-1}$; $\dot{\epsilon}_s = 10^{-6}s^{-1}$ (taxa de deformação estática); $\log \beta = 6\delta - 2$; $\delta = 1/(1 + 8f_c/f_{c0})$; $f_{c0} = 10MPa$.

Para o caso do aço Malvar & Crawford (1998b) propõem a seguintes expressões para o cálculo do DIF:

$$DIF = (\dot{\epsilon}/10^{-4})^\alpha \quad (3.3)$$

Para as tensões de cedência $\alpha = \alpha_y$ sendo

$$\alpha_{f_y} = 0,074 - 0,040 \cdot (f_y/414) \quad (3.4)$$

Para as tensões de rotura $\alpha = \alpha_u$

$$\alpha_{f_u} = 0,019 - 0,009 \cdot (f_y/414) \quad (3.5)$$

em que $\dot{\epsilon}$ vem em s^{-1} e as tensões em MPa.

d. Resposta dinâmica das estruturas

(1). Generalidades

Essencialmente, são três os métodos de análise disponíveis para o cálculo da resposta de estruturas para cargas de alta intensidade e muito curta duração:

- Sistemas de um grau de liberdade (massa e mola) - 1 g.d.l.;
- Sistemas de múltiplos graus de liberdade (MDOF);
- Métodos aproximados (métodos energéticos, análise estática equivalente).

Admitindo que a estrutura pode ser idealizada como um sistema de 1 g.d.l., este é o método adequado para a análise da resposta à onda de choque através de métodos simplificados, sendo particularmente adequado quando o objetivo é determinar o comportamento da estrutura no seu estado final (deslocamento máximo) e não tanto o histórico da resposta. Este método pode ser empregue através de expressões analíticas, mas também com técnicas de integração numérica que permitem ter em conta o comportamento elasto-plástico do material, perfis de carga diversos, bem como a modificação dos parâmetros da análise no tempo, o que permite a modelação não-linear do sistema.

Os sistemas de múltiplos graus de liberdade (MDOF) são similares ao método anterior, mas de maior complexidade, permitindo avaliar mais do que um parâmetro. Devem assim ser empregues quando é necessária uma análise mais rigorosa ou quando a estrutura não é passível de ser idealizada como um sistema de 1g.d.l. Este é o método de análise mais poderoso, sendo assim adequado para estruturas de elevada complexidade, permitindo modelar o comportamento elasto-plástico e regimes de carregamento complexos. Os modelos mais conhecidos deste método são os elementos finitos. No entanto, neste estudo será utilizado o método dos elementos aplicados.

Os Métodos aproximados limitam-se às equações de balanço energético e às análises estáticas. Os métodos energéticos baseiam-se no princípio da conservação da energia, que se traduz em que o trabalho produzido pela carga aplicada à estrutura deve ser equivalente à energia de deformação da estrutura. Estes métodos são assim adequados para elementos estruturais e perfis de carga simples. As análises estáticas não são recomendadas na atualidade.

(2). Relações de carga – deslocamento/deformação

A caracterização da resposta de um elemento solicitado por uma onda aérea pode ser feita se conhecida a relação entre a carga e o deslocamento. Para ilustrar este ponto será utilizado um elemento de barra encastrado-apoiado sujeito a um carregamento crescente. O sistema pode ser representado por uma função trilinear (figura 3.5). O trecho inicial do diagrama representa a resposta elástica à flexão. Nesta região, os esforços e as tensões internas no material crescem na razão direta da deformação do elemento, oferecendo em cada instante uma resistência à deformação adicional, que é função da sua rigidez elástica (ke). A transição da região elástica para o regime elasto-plástico ocorre pela cedência das fibras tracionadas e formação de uma rótula plástica no ponto de máximo esforço (apoio), correspondendo ao limite de resistência elástica (1ª rótula plástica).

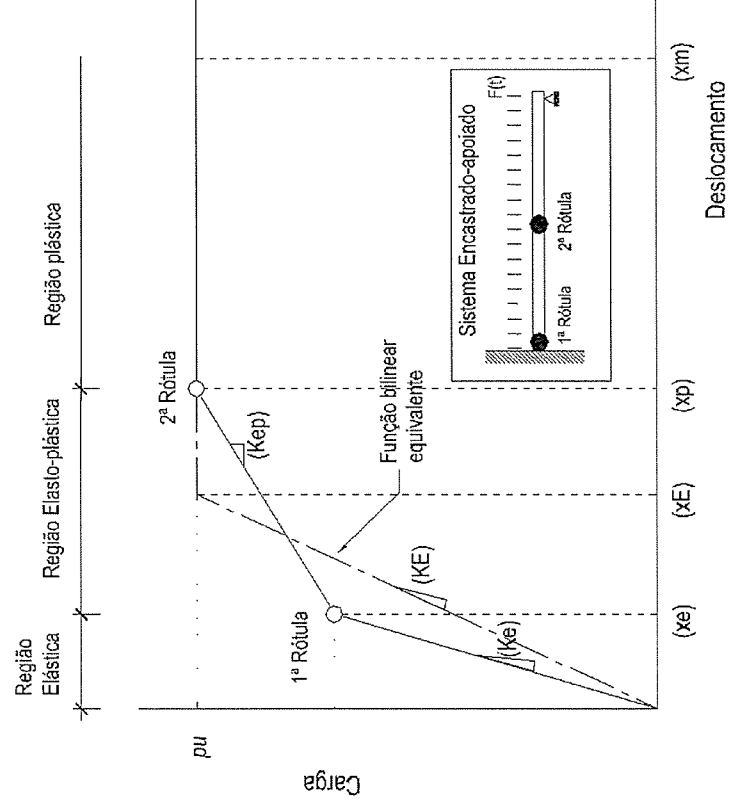


Figura 3.5 – Diagrama carga-deslocamento trilinear

Fonte: adaptado de (Yandzio, E., Gough M., 1999).

Após as tensões nas fibras tracionadas atingirem a plastificação, a relação entre a carga e as deformações deixa de ser linear. Nesta altura formam-

-se regiões plásticas, (região elasto-plástica) e a resistência interna continua a incrementar na medida em que crescem as tensões noutras localizações do elemento, em resposta à carga aplicada, ainda que com menos inclinação que na região elástica (zona de endurecimento). Nesta fase, parte das secções do elemento respondem elasticamente enquanto outras já se encontram num regime plástico, dependendo da sua localização (ASCE, 1997, p. 5.9). Se a resposta prosseguir, vai ocorrer a formação de novas rótulas plásticas, até que já não existam secções para plastificar, ou seja, não exista mais capacidade resistente disponível, e a partir daí a curva carga – deformação passa a ser horizontal (região plástica).

O número de rótulas necessárias (e segmentos da função) antes de se atingir a carga última depende do tipo e número de apoios, bem como da pormenorização das armaduras (no caso de elementos de betão armado). Por exemplo, para uma viga com apoios simples sujeita a uma carga uniformemente distribuída, necessita apenas de uma rótula plástica para atingir a carga última. No caso da mesma viga encastrada nos apoios, são necessárias três rótulas plásticas (DoD, 2008, p. 518).

A área sob a curva representa a energia total de deformação que se encontra disponível para acomodar um carregamento (resiliência da estrutura). Geralmente a função trilinear, é simplificada para uma forma bilinear, garantindo que a área sob a curva é equivalente. Segundo Klorek e Sandberg (2013), apesar da capacidade de dissipação idêntica, esta simplificação pode produzir resultados não conservativos do ponto de vista do deslocamento máximo calculado.

No anexo A encontram-se um conjunto de tabelas que permitem calcular a carga última para vários elementos de viga, para os regimes elástico, elasto-plástico e plástico.

(3). Sistemas equivalentes com osciladores de um grau de liberdade

A simplificação do processo de cálculo assenta em transformar o sistema tridimensional complexo, num sistema equivalente com um grau de liberdade (oscilador), constituído por elementos mais simples, mas cuja análise possa representar o comportamento de um sistema contínuo. Desta forma, uma estrutura é avaliada pela análise sucessiva das partes que a compõem. A precisão dos resultados de uma análise deste tipo depende de como a deformada da estrutura e a sua capacidade resistente possam ser representadas em função do tempo (ASCE, 1997, p. 6.6; DoD, 2008, p. 584).

O sistema equivalente é assim selecionado de forma a garantir que o deslocamento da massa concentrada é idêntico ao que ocorre no sistema real, assumindo que o comportamento dinâmico pode ser assimilado à deformada do elemento (figura 3.6).

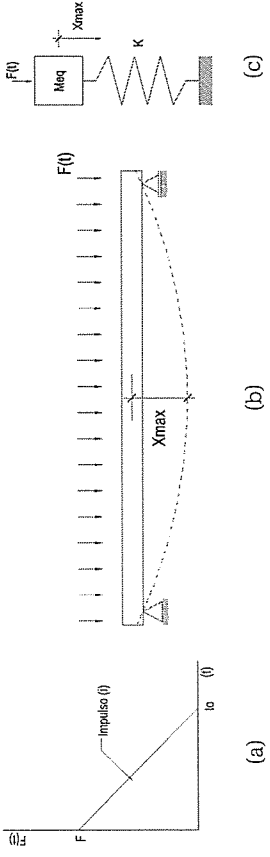


Figura 3.6 – Modelo equivalente não amortecido para análise dinâmica. (a) Diagrama de Pressão triangular; (b) Barra sujeita a onda aérea com carregamento uniforme de magnitude $F(t)$; (c) oscilador equivalente com 1 g.d.l.

Fonte: adaptado de USACE, 2008a, p.4.1.

O equilíbrio dinâmico de um sistema linear elástico não amortecido com um grau de liberdade, é apresentado na figura 3.6, podendo ser expresso matematicamente por:

$$F(t) = M\ddot{x} + Kx \quad (3.6)$$

M é a Massa do objeto, \ddot{x} , a aceleração, K a rigidez da mola, x o deslocamento que a estrutura sofre sob carregamento, e $F(t)$ é a força aplicada no tempo.

Normalmente, em sistemas de 1g.d.l. o efeito do amortecimento é negligenciado pois essa premissa de cálculo é conservativa (ASCE, 1997; DoD, 2008). Assim, as forças intervenientes serão a força elástica (Kx), a força de inércia ($M\ddot{x}$) e a força externa aplicada, que para o caso de um diagrama triangular de pressões, se pode escrever da seguinte forma:

$$F\left(1 - \frac{t}{t_0}\right) = M\ddot{x} + Kx \quad (3.7)$$

A solução geral da equação do movimento para o deslocamento máximo, x_{pp} , que ocorre no instante em que a velocidade do sistema é nula, toma assim a forma (Cornie et al, 2009):

$$\frac{\dot{x}^{max}}{F/K} = \psi(\omega t_0) = \psi'(t_0/T) \quad (3.8)$$

$$\omega = 1/2\pi \cdot \sqrt{K/M_s} \quad (3.9)$$

$$T = 1/\omega = 2\pi \cdot \sqrt{M_s/K} \quad (3.10)$$

As variáveis ψ e ψ' correspondem ao fator de amplificação dinâmica e são função de ωt_0 ou t_0/T , respectivamente. As grandezas ω e T correspondem à frequência de vibração natural (Hz) e período (segundos) do sistema equivalente; M_s corresponde à massa equivalente, obtida pela aplicação de um fator de transformação, e K é a rigidez. As equações anteriormente descritas mostram que a duração da fase positiva da onda de choque e o período natural da estrutura são determinantes no modo de resposta da estrutura.

A metodologia de cálculo mais conhecida para a resposta de uma estrutura a solicitações dinâmicas de muito curta duração é o recurso ao balanço energético (métodos energéticos). De acordo com as leis da conservação da energia, se uma certa força atua numa estrutura, o seu trabalho é convertido em energia cinética ou potencial no seio da mesma. Assim, o trabalho produzido pela força atuando num corpo é igual ao incremento de energia cinética nesse corpo, causando movimento ou deformação⁵.

A estrutura irá resistir a esta ação quando o trabalho interno W_i atingir o valor do trabalho externo W_e , e neste caso, o deslocamento máximo é atingido (figura 3.7).

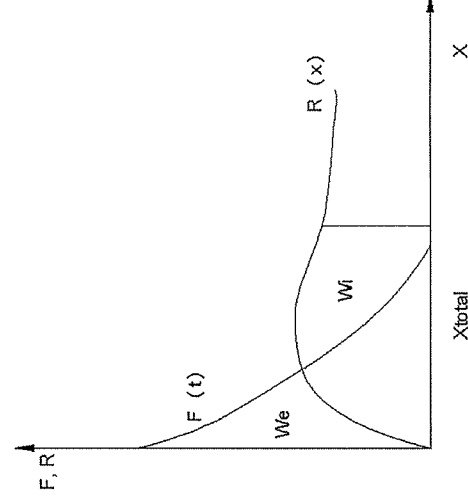


Figura 3.7 - Trabalho externo e interno

Fonte: autor, 2016.

⁵ Esta conceção só é válida quando não existe atrito ou outras forças atuando no sistema, provocando perdas.

Geralmente, a resposta de uma estrutura de elevada rigidez é caracterizada por pequenas deformações e uma capacidade resistente elevada enquanto as estruturas flexíveis se comportam de forma inversa. A capacidade de a estrutura absorver energia é assim a combinação da sua capacidade de deformação e a sua resistência máxima (carga última). Desta forma, uma elevada capacidade resistente combinada com pequena capacidade de deformação nem sempre é benéfica. Na verdade, conforme se ilustra na figura seguinte, para uma carga impulsiva, uma estrutura mais deformável poderá realizar um trabalho interno $W_{i,2}$ superior ao trabalho interno $W_{i,1}$ de uma estrutura com elevada rigidez, acomodando uma solicitação superior (figura 3.8). Daqui decorre a importância da ductilidade das secções.

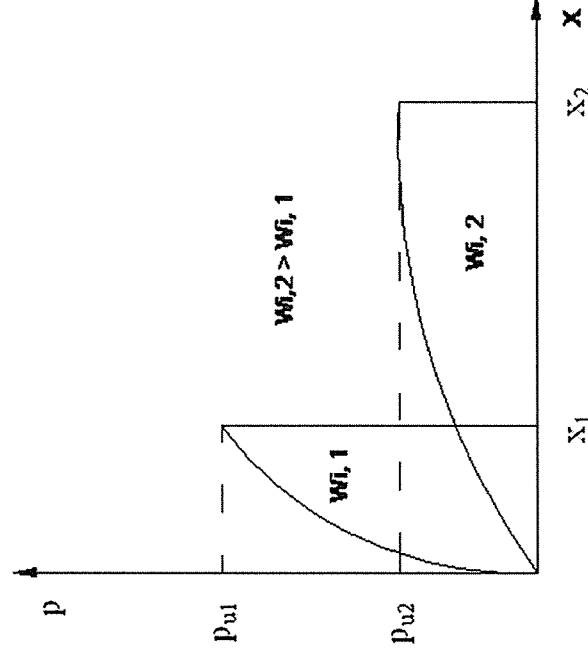


Figura 3.8 – Resposta típica de estruturas rígidas ($W_{i,1}$) e flexíveis ($W_{i,2}$)

Fonte: autor, 2016.

A solução da equação fundamental do movimento num sistema elástico linear pode ser apresentada graficamente num sistema de eixos que relacione ωt_0 (ou t_0/T) com $\dot{x}_{max}/(F/K)$ (figura 3.9), sendo visíveis duas assíntotas cujo significado se explica seguidamente:

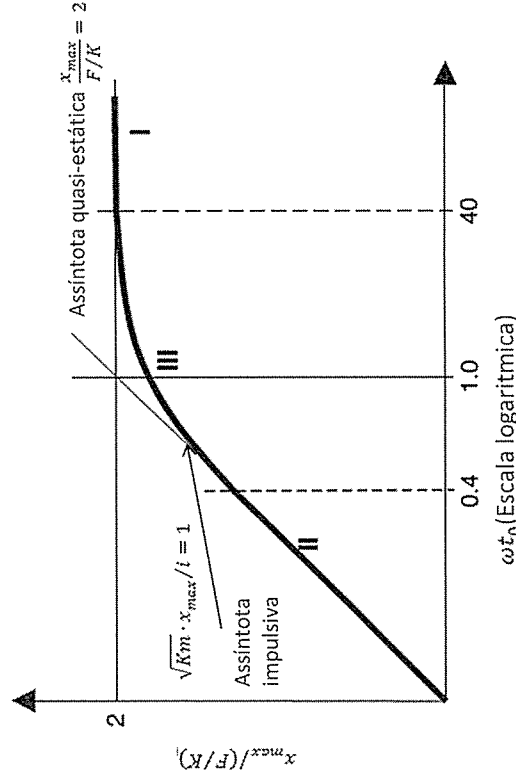


Figura 3.9 – Solução da equação de movimento

Fonte: Adaptado de Baker et al, 1983.

Para valores muito elevados de $\omega t_0 (>40)$ ou muito pequenos ($\leq 0,4$) a solução pode ser bem aproximada por duas assíntotas retas, calculadas através do balanço energético.

Assim, se a fase positiva (t_0) é muito longa, quando comparada com o período (T), a carga poderá ser considerada como constante, até que a estrutura atinja a deformação máxima. Nesta situação, a estrutura atinge o deslocamento máximo no instante t_{pr} , antes que as pressões sofram uma dissipação significativa (Baker et al, 1983, p. 278), ou seja, a estrutura tem tempo para absorver energia. Neste caso, o deslocamento máximo (x_{max}) terá uma magnitude de duas vezes o deslocamento estático e será apenas função da pressão de pico (F) e da rigidez da estrutura (K), sendo independente da duração da onda de choque e da massa da estrutura (m). A figura 3.10 (a) ilustra esquematicamente este domínio. Numericamente, a resposta é obtida igualando o trabalho realizado pela força externa com a energia adquirida pelo sistema na deformação máxima ($\dot{x} = 0$). Assim, o trabalho realizado pela força exterior é (Baker et al, 1983):

$$W = F \cdot x_{max} \tag{3.11}$$

E a energia que é transmitida ao sistema é:

$$E_{x_{max}} = 1/2 \cdot kx_{max}^2 \tag{3.12}$$

Resolvendo a igualdade $W = E_{x_{max}}$ resulta:

$$\frac{x_{max}}{F/K} = \frac{x_{max}}{x_s} = 2 \quad (3.13)$$

em que x_s é o deslocamento elástico que resultaria se a força F fosse aplicada como uma força estática. O termo $x_{max}/(F/K)$ é o fator de amplificação dinâmica (*Dynamic Load Factor*), o qual indica o limite superior da resposta elástica.

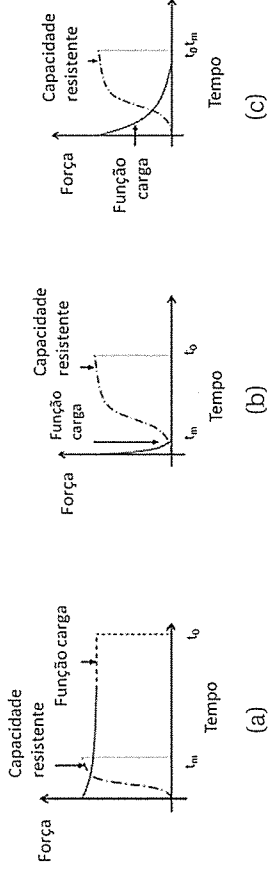


Figura 3.10 – Duração da fase positiva da onda de choque e período natural da estrutura. (a) Carregamento quasi-estático; (b) Carregamento impulsivo; (c) Carregamento dinâmico

Fonte: adaptado de Krauthammer (2008) e DoD (2014).

Se pelo contrário, a fase positiva da onda de choque é curta quando comparada com o período natural da estrutura, a ação da onda de choque deixa de se fazer sentir antes que a estrutura tenha tido tempo para se deformar significativamente, pelo que a maior parte do deslocamento ocorre após t_0 . A alteração instantânea da velocidade da estrutura por ação do impulso faz com que esta adquira determinada energia cinética (E_c), que é transformada em energia de deformação ou movimento. O impulso (i) num corpo pode ser representado por uma força que atua num período de tempo finito, $i = F t_0$. Este impulso dá à massa (m), da estrutura uma velocidade inicial (\dot{x}), descrita da seguinte forma:

$$i = m\dot{x} \Leftrightarrow \dot{x} = \frac{i}{m} \quad (3.14)$$

A energia cinética, E_c , que é transferida pelo impulso é traduzida por:

$$E_c = \frac{1}{2} m\dot{x}^2 \quad (3.15)$$

No domínio impulsivo, pode-se assumir que o trabalho da força externa é igual à energia cinética (Krauthammer, 2008; Cormie et al, 2009; Biggs, 1964), vindo assim:

$$W_s = E_c = \frac{1}{2} m_i \dot{x}^2 = \frac{i^2}{2m_i} \quad (3.16)$$

Neste processo, a estrutura adquire a mesma energia de deformação que anteriormente, pois sofre um deslocamento com o valor x_{max} . Assim, igualando E_c e $E_{x_{max}}$ obtém-se:

$$\sqrt{K m_i} \cdot x_{max} / i = 1 \quad (3.17)$$

Isto significa que para $\omega t_0 < 0,4$, a ordenada e a abcissa na figura 3.9 têm o mesmo valor, o que faz com que neste domínio, o deslocamento seja diretamente proporcional ao impulso gerado pela onda de choque. Assim, qualquer combinação de pressão e duração com o mesmo valor de impulso produz o mesmo deslocamento. Neste caso, quer a rigidez quer a massa da estrutura influenciam os resultados. Este fenómeno é ilustrado pela figura 3.10 (b), que mostra que a sobrepressão caiu até zero antes que a estrutura tenha iniciado a resposta. A esta situação é dada a designação de carregamento impulsivo.

Por último, quando a duração da onda de choque (t_0) é similar ao tempo de resposta da estrutura (T), o deslocamento é influenciado pela curva de carregamento e o movimento é assim função da pressão e do impulso, bem como da rigidez e massa da estrutura, sendo designado por carregamento dinâmico (Baker et al, 1983, p. 279).

A tabela 3.2 resume algumas relações que ajudam a identificar o tipo de carregamento previsível de uma estrutura:

Tabela 3.2– Intervalos dos domínios de resposta da estrutura

Domínio	Baker et al, 1983	Cormie et al, 2014	(DoD, 2014)
Impulsivo	$\omega t_0 \leq 0,4$	$t_0 / T \leq 0,1$	$t_m / t_0 > 3$
Dinâmico	$0,4 \leq \omega t_0 \leq 40$	$0,1 \leq t_0 / T \leq 10$	$0,3 \leq t_m / t_0 \leq 3$
Quasi-estático	$\omega t_0 \geq 40$	$t_0 / T \geq 10$	$t_m / t_0 < 0,1$

Fonte: (Baker et al, 1983; Cormie et al, 2009; DoD, 2014).

Em que t_m é o instante da resposta máxima e t_0 e T têm os significados já conhecidos.

Para se empregar um oscilador de 1g.d.l. como sistema equivalente, a massa do elemento de barra contínuo tem de ser transformada numa massa equivalente concentrada no sistema oscilante (Biggs, 1964). Assim, são usados coeficientes de massa (K_M), de carga (K_L) equivalentes. Em alternativa a K_M e K_L é comum usar-se o coeficiente massa-carregamento (K_{LM}) que consiste numa relação entre estes.

As tabelas B1 a B4do Anexo B apresentam os fatores de transformação usuais para vigas.

e. Verificação do desempenho estrutural

(1). Introdução

No âmbito da avaliação do desempenho estrutural neste estudo, que se pretende relativamente expedita, a resposta de um sistema sujeito a um carregamento de curta duração é definida em termos do deslocamento máximo e do tempo para atingir esse deslocamento. A ação dinâmica é definida pelo seu valor de pico (P_{so} ou P_l) e duração (t_d) e o sistema oscilatório é definido pela carga última (p_u), o deslocamento elástico (x_e) e pelo período (T).

A capacidade resistente ($p_{u,din}$) do elemento pode ser determinada através da teoria da plasticidade, e corresponde à área sob a curva da função bilinear já referida anteriormente e ilustrada na figura 3.11.

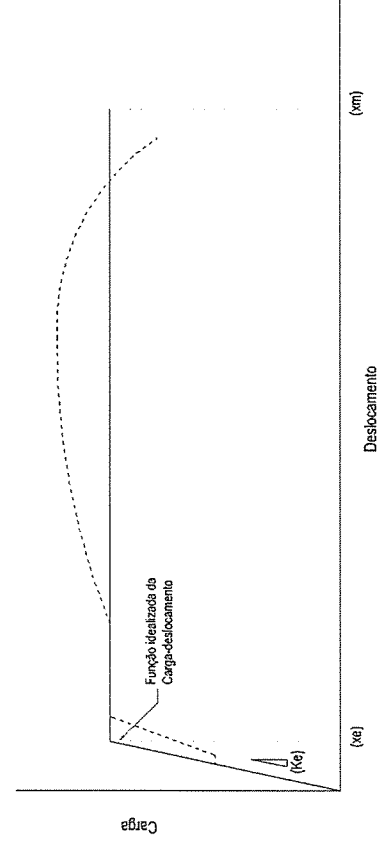


Figura 3.11 – Curva simplificada das resistências

Fonte: autor, 2016.

Nos pontos seguintes serão abordados diversos métodos passíveis de serem empregues no cálculo da resposta de sistemas de 1g.d.l., designadamente os métodos energéticos, incluindo expressões analíticas para casos particulares, os métodos gráficos, e os regimes de resposta (elástico, plástico e elasto-plástico).

(2). Equações de balanço energético (método energético)

O método energético é particularmente interessante para o cálculo da resposta impulsiva nos vários regimes (elástico, plástico e elasto-plástico), embora também possa ser utilizado para os domínios dinâmico e quasi-estático. Como referido, a capacidade de uma estrutura se deformar devido à absorção de energia cinética resultante do carregamento dinâmico é a grande questão a resolver. Para realizar essa análise interessa recuperar o conceito de equilíbrio entre o trabalho externo e o interno, e por esta via pode-se avaliar de forma aproximada a deformação resultante para os diversos tipos de regime.

No caso de uma resposta elástica, o trabalho interno W_i é ilustrado pela figura 3.12, onde x_e é o deslocamento elástico.

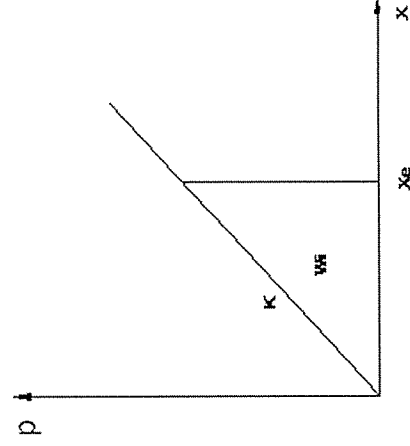


Figura 3.12- relação Carga – deslocamento (resposta elástica)

Fonte: autor, 2016.

A energia absorvida corresponde à área sob a função da resistência e toma a forma:

$$W_i = \frac{K \cdot x_e \cdot x_e}{2} = \frac{p_{ul} \cdot x_e}{2} \quad (3.18)$$

Para este caso, o equilíbrio dos trabalhos externo e interno é dado por:

$$W_E = W_i \rightarrow \frac{i^2}{2m} = \frac{p_u \cdot x_E}{2} \rightarrow x_E = \frac{i^2}{m \cdot p_u} \quad (3.19)$$

p_u obtido através das tabelas B1-B4 em anexo.

A resposta plástica perfeita é ilustrada na figura 3.13, onde x_m corresponde à deformação plástica, calculada da seguinte forma:

$$W_i = p_u \cdot x_m \quad (3.20)$$

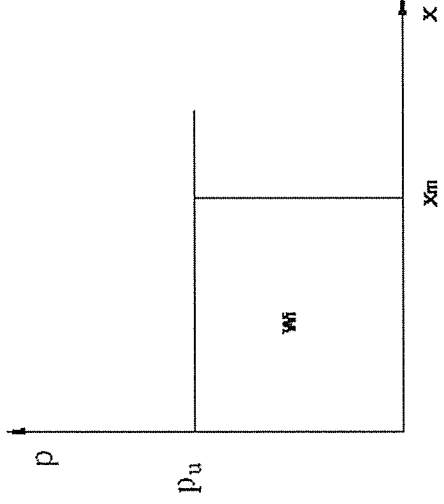


Figura 3.13- Relação carga – deslocamento (resposta plástica)

Fonte: Autor, 2016.

A equação de equilíbrio será assim dada por:

$$W_E = W_i \rightarrow \frac{i^2}{2m} = p_u \cdot x_m \rightarrow x_m = \frac{i^2}{2m \cdot p_u} \quad (3.21)$$

Para o caso de uma resposta elasto-plástica, considerando cargas triangulares e rotação dos apoios $\theta \leq 6^\circ$ (DoD, 2008), o trabalho interno é ilustrado na figura 3.14, na qual x_E e x_m correspondem respetivamente, às deformações elástica e plástica representadas pela função bilinear.

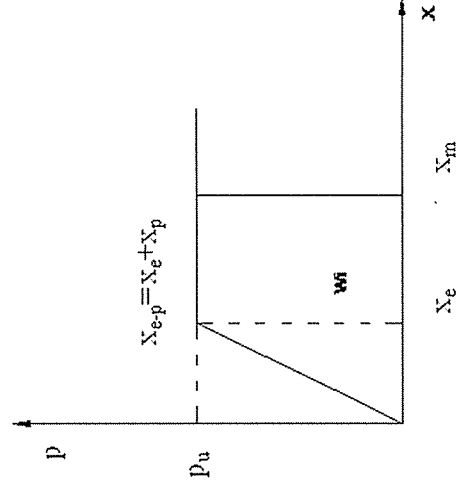


Figura 3.14 – Relação carga-deslocamento (resposta elasto-plástica)

Fonte: autor, 2015.

Neste caso, a energia absorvida pelo elemento (W_i) aqando da deformação é calculada pela área do trapézio:

$$W_i = \frac{p_u \cdot x_e}{2} + p_u \cdot (x_m - x_e) = p_u \cdot \left(x_m - \frac{1}{2} x_e \right) \quad (3.22)$$

A equação de equilíbrio resultante, que é a mais usada para o cálculo da resposta impulsiva corresponde assim a:

$$W_e = W_i \rightarrow \frac{i^2}{2 \cdot m} = \frac{p_u \cdot x_e}{2} + p_u \cdot (x_m - x_e) \quad (3.23)$$

A análise da resposta elasto-plástica (sistemas bilineares) pode ser grandemente simplificada quando a duração do carregamento é muito pequena ou muito longa, quando comparada com o período do sistema oscilante. No caso de durações longas da ação (carregamento quasi-estático), a força externa pode ser considerada constante e o trabalho desenvolvido tem de igualar a energia absorvida aqando da deformação máxima ($\dot{x} = 0$).

$$F \cdot x_m = \frac{p_u \cdot x_e}{2} + p_u \cdot (x_m - x_e) \quad (3.24)$$

Introduzindo o conceito de ductilidade, $\mu = x_m/x_e$, a resistência necessária para acomodar a ação exterior é (Biggs, 1964):

$$p_u = F \cdot \left(\frac{1}{1-1/2\mu} \right) \quad (3.25)$$

E a ductilidade necessária pode ser expressa da seguinte forma:

$$\mu = 1 / \left[2 \left(1 - \frac{F}{p_u} \right) \right] \quad (3.26)$$

Neste caso, a força externa F , corresponde à pressão de pico.

No extremo oposto (ação muito curta), a forma da função pressão-tempo torna-se irrelevante e a força externa deve ser tratada como impulsiva pura. O equilíbrio da energia cinética com a energia total absorvida pelo sistema é dada por:

$$W_e = W_i \rightarrow \frac{i^2}{2m} = p_u \cdot \left(X_m - \frac{1}{2} X_e \right) = \frac{p_u^2}{K} \left(\mu - \frac{1}{2} \right) \quad (3.27)$$

Considerando que $\omega^2 = K/m$, vem que a carga última é (Biggs, 1964):

$$p_u = \frac{i\omega}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (3.28)$$

A ductilidade necessária, μ , pode ser determinada em função do impulso, i , e da carga última do elemento.

$$\mu = 0,5 \left[\left(\frac{i+2\pi\omega}{p_u} \right)^2 + 1 \right] \quad (3.29)$$

Neste caso pode-se observar que se $\mu = 1$ (resposta elástica), $p_u = i\omega$. No entanto, se a ductilidade tende a crescer, a carga última (e por esta via a resistência necessária), tende para zero, o que confirma a ideia de que admitir maiores deformações na estrutura permite ganhos potenciais no dimensionamento das estruturas.

Para a transição entre os dois regimes anteriores, pode ser empregue a seguinte relação, que, no entanto, é válida em todo espectro da resposta:

$$\frac{F}{p_u} = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\pi \frac{i\omega}{F}} + \frac{(2\mu-1) \left(\frac{i\omega}{F} \right)}{2\mu \left(\frac{i\omega}{F} + 0,7 \right)} \quad (3.30)$$

A força externa F , corresponde à pressão de pico e as restantes variáveis têm os significados já conhecidos.

(3). Métodos gráficos

Os métodos gráficos (ábacos) são uma forma de representação da solução da equação do movimento que permite uma aproximação razoável do comportamento da estrutura. Serão abordados neste trabalho os métodos gráficos baseados nos estudos de Biggs (1964), que são adequados para o caso de carregamentos dinâmicos ou quasi-estáticos em sistemas elasto-plásticos, sujeitos a diagramas de pressão triangulares.

Neste processo de cálculo, pretende-se verificar se o elemento dispõe de suficiente ductilidade e resistência à flexão, de modo a que o trabalho produzido pela força aplicada seja suportado pela energia de deformação desenvolvida pelo elemento na deformação x_m .

Os ábacos empregues relacionam as propriedades dinâmicas da onda de choque (F e t_p) com as do elemento (p_u , x , T), permitindo determinar os valores da ductilidade (x_m/x_p) necessária e o tempo de resposta da estrutura relativamente à duração da fase positiva da onda de choque, t_m/t_0 .

Os parâmetros de entrada são a carga última, p_u , e a força máxima aplicada, F , a duração da fase positiva da onda de choque, t_p , e o período natural da estrutura, T . Embora existam diagramas contemplando diversas situações de carregamento, no caso presente, serão abordadas apenas as situações de carregamento triangular com pressão de pico instantânea.

As curvas indicadas nas figuras 3.15 e 3.16 correspondem à relação entre a carga última e a força aplicada. A curva $p_u/F=2$ ou $R_m/F=2$ corresponde a uma resposta completamente elástica, pelo que para valores superiores deverá ser usado o ábaco da figura 3.17.

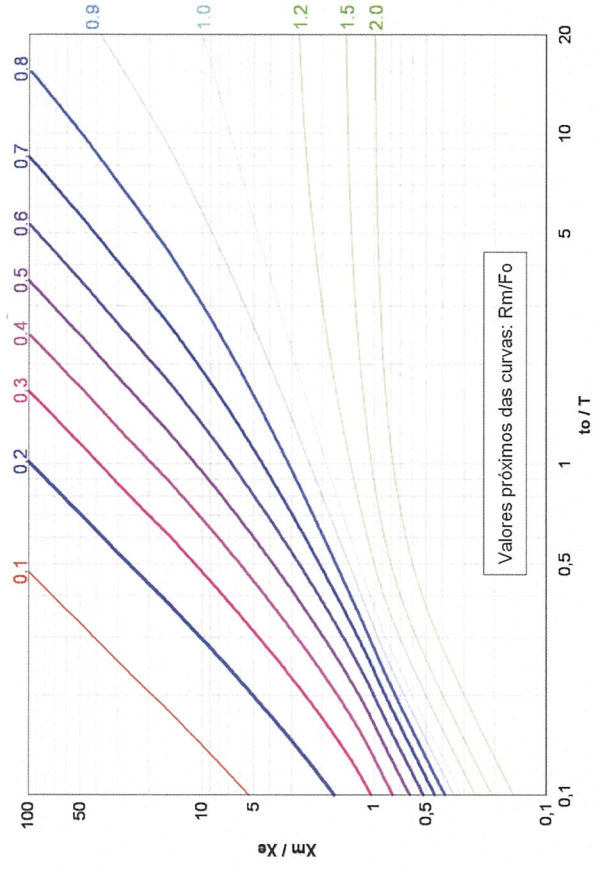


Figura 3.15 – Deslocamento máximo para sistemas 1 g.d.l. para diagramas de pressão triangulares

Fonte: UFC 3-340-02, 2014.

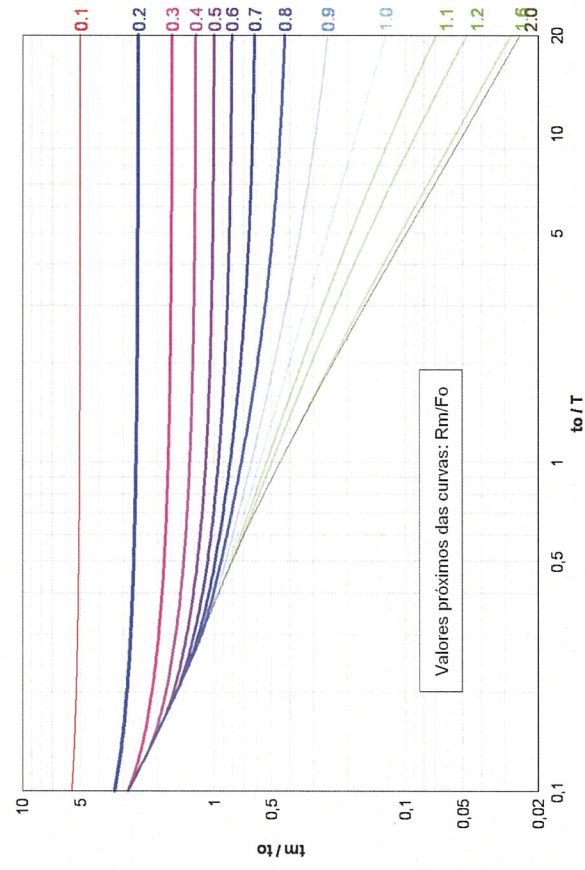


Figura 3.16 – Tempo de resposta máximo em sistemas 1 g.d.l. para diagramas de pressão triangulares

Fonte: UFC 3-340-02, 2014.

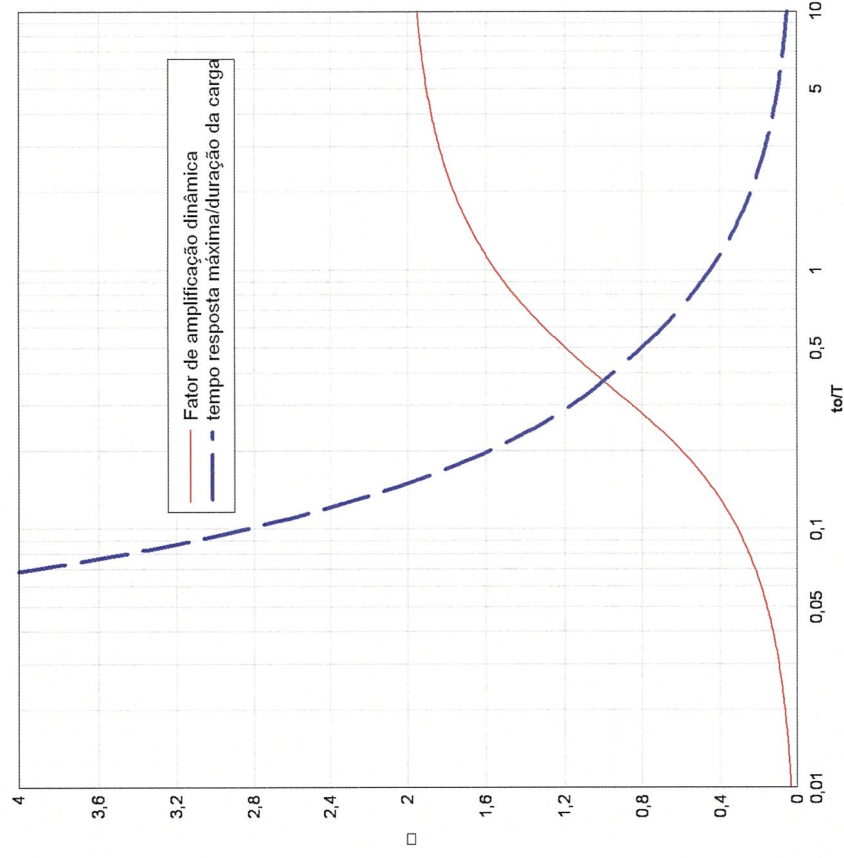


Figura 3.17 – Resposta máxima no regime elástico para um sistema oscilatório com 1 g.d.l e diagrama de pressões triangular

Fonte: UFC 3-340-02, 2014.

f. Avaliação do desempenho de estruturas existentes

(1). Generalidades

A avaliação da adequabilidade de uma instalação para uso militar em operações obriga a considerar quer o edifício quer a envolvente ao mesmo, determinando o tipo de utilização que se pretende, os órgãos que têm de ser protegidos, que consequências poderiam ocorrer nos ocupantes em caso de ocorrência de um ataque com determinada magnitude, e encontrar as soluções de organização espacial que permitam potenciar a proteção.

(2). Limitação das deformações

A limitação das deformações dos elementos de apoio é função do tipo de estrutura ou componente, dos materiais de construção empregues e ainda do nível de proteção que se pretende, de acordo com a filosofia de segurança adotada.

No caso de uma estrutura sujeita a uma ação de onda de choque e sopro, e no caso de a intensidade da onda conduza à plastificação da estrutura, deixa de ser adequado avaliar os seus elementos da mesma forma que é feito numa análise elástica linear, mas sim através da observação dos deslocamentos máximos obtidos por análises não lineares.

Todavia, para além das características mecânicas intrínsecas ao elemento, a capacidade deste se deformar e absorver energia está dependente da resistência das secções e capacidade de deformação das ligações durante a resposta. Se ocorrer rotura nas ligações ou fenómenos de instabilidade local nos elementos aquando da ocorrência de grandes deformações, pode ocorrer o colapso prematuro da estrutura. Com efeito, geralmente são as zonas das ligações entre elementos que condicionam a resistência de uma estrutura dimensionada para as ações correntes (ASCE, 1997, p. 5.15).

Assim, o desempenho pretendido para a estrutura em causa é um fator crítico na seleção dos valores de resposta máxima aceitável. Genericamente, quando se pretende conferir um grau elevado de proteção para os ocupantes ou equipamentos, terá de ser escolhido um limite de resposta baixo. Por outro lado, se há edifícios ou partes deles sem ocupação permanente ou cujos equipamentos existentes sejam de baixo valor, poderá ser admissível um grau de dano elevado, embora não deva ocorrer o colapso até ao limite da carga explosiva considerada (ASCE, 1997, p. 5.15).

(3). Filosofia de proteção

Importa em primeiro lugar referir que nenhuma estrutura é invulnerável à onda de choque e sopro, combinada com outros efeitos resultantes, tais como a fragmentação, o impacto de materiais projetados ou ainda a vibração transmitida pelo solo. Com efeito, tudo dependerá da magnitude da explosão, ou seja, os limites de resposta considerados dizem respeito a uma determinada estrutura e com referência a uma intensidade da ação “acidental”.

Partindo destas premissas, a resposta aceitável da estrutura é definida de acordo com as características anteriormente referidas, mas também com as filosofias de segurança e proteção da organização em causa, e ainda a análise

de risco efetuada (plausibilidade da ameaça). As metodologias mais usadas internacionalmente adotam o conceito de nível de proteção (NP), entendido como um nível qualitativo para o qual se espera que o edifício previna ou limite os danos nos seus ocupantes e nos equipamentos existentes, no evento de uma explosão(ASCE, 2011, p. 2), ou seja, há que cumprir o requisito de que independentemente do nível considerado, globalmente a estrutura permanece estável no final desse evento (UK MoD, 2008, p. 4.41).

No caso presente, será adotada a visão americana, com a definição de quatro níveis de proteção (muito baixo, baixo, médio e alto), cujos limites de resposta foram definidos para aplicação em estruturas que devam resistir às ameaças explosivas originadas pela atividade terrorista (DoD, 2007a). A tabela 3.3explicita o desempenho esperado do edifício e a tipologia de danos associada a cada nível de proteção.

O nível de proteção “muito baixo” deverá ser considerado o mínimo para edifícios dos quais se pretenda que possuam uma resistência mínima aos efeitos das explosões. Caso contrário, poderão colapsar no decurso do evento de uma explosão na proximidade (ASCE, 2011).

A análise da tabela 3.3, permite inferir que a definição de um nível de resposta para um elemento não garante que toda a estrutura apresente o mesmo nível de proteção. Por outro lado, ajuda a determinar os limites de resposta para a análise (USACE, 2008c). Com efeito, o NP aceitável para um determinado elemento deverá ser determinado com base no grau de proteção que esse elemento deverá garantir para os ocupantes e equipamentos, considerando ainda a forma como a sua resposta influencia a resposta de elementos adjacentes.

A título de exemplo, refira-se o caso de uma parede resistente situada no primeiro piso: em princípio, esta tem a capacidade de absorver os danos correspondentes a um NP “muito baixo”, mas a amplitude da sua rotação pode provocar o colapso de uma laje confinante e por essa via afetar o NP numa extensão muito superior à de um dano idêntico numa parede não estrutural (USACE, 2008c) .

Tipicamente, os elementos de revestimento de fachada, grelhas para suporte dos mesmos e elementos secundários, rompem para intensidades de onda de choque inferiores às dos elementos primários, limitando a transferência de esforços para a estrutura principal(ASCE, 2011, p. 56). Nessa medida, a resposta dos elementos de fachada é geralmente condicionante para a definição do NP global do edifício, exceto nos casos em que ocorra um NP “muito baixo” para elementos estruturais primários, potenciando fenómenos de colapso progressivo (USACE, 2008c).

Tabela 3.3 – Matriz de danos expectáveis face ao nível de proteção

Nível de proteção (NP)	Descritivo	Grau de dano expectável nos elementos estruturais		
		Primários ¹	Secundários ²	Não estruturais ³
Abaixo dos NP	Dano severo. Provável o colapso progressivo. Espaço interior e envolvente à área danificada sem possibilidade de uso. Maioria dos ocupantes na zona colapsada com ferimentos mortais. Probabilidade de baixas em áreas contíguas à zona colapsada.	Estruturalmente instável	Estruturalmente instável	Estruturalmente instável
NP1(muito baixo)	Objetivo: evitar o colapso, Colapso progressivo improvável; sobreviventes poderão ser evacuados do edifício, mas estrutura fica inutilizada. Mobiliário e instalações danificados. Maioria dos ocupantes com ferimentos graves com potencial de morte. Ocupantes fora da área sofrerão ferimentos menores ou moderados.	Severo	Estruturalmente instável	Estruturalmente instável
NP2(baixo)	Objetivo: preservação da vida. Danos moderados, mas reparação não será economicamente viável. Prevenção do colapso progressivo e preservação da vida, embora a maioria dos ocupantes sofra ferimentos menores e moderados; mortes improváveis; sobreviventes conseguirão evacuar e reentrar temporariamente. Mobiliário e materiais não estruturais frágeis provavelmente danificados.	Moderado	Severo	Severo

¹ Elementos cuja rotura completa poderá afetar um número significativo de componentes suportados e cuja perda pode afetar a estabilidade global da estrutura na área afetada. Os exemplos destes elementos incluem pilares, vigas e outros elementos da estrutura portante, tais como paredes resistentes.

² Componentes suportados pela estrutura primária. Incluem-se nesta categoria as paredes de enchimento, painéis de fachada, madres e terças.

³ Componentes cuja perda terá um efeito reduzido na estabilidade global da edificação na área afetada. Incluem-se elementos não pertencentes à estrutura portante tais como paredes interiores.

Tabela 3.3 – Matriz de danos expectáveis face ao nível de proteção (cont.)

Nível de proteção (NP)	Descritivo	Grau de dano expectável nos elementos estruturais		
		Primários ¹	Secundários ²	Não estruturais ³
NP3 (médio)	<p>Objetivo: preservação da propriedade.</p> <p>Danos menores na edificação, que será economicamente reparável.</p> <p>Ocupantes sobreviventes poderão ter de evacuar temporariamente, mas regressar após limpeza e algumas reparações, retomando tarefas anteriores. Mobiliário e materiais permanecerão funcionais, pelo menos parcialmente.</p> <p>Danos menores ou moderados nos ocupantes, mas as mortes são improváveis. Ocupantes fora da área danificada com ferimentos superficiais.</p>	Superficial	Moderado	Moderado
NP4 (alto)	<p>Objetivo: ocupação contínua.</p> <p>Danos menores. Ausência de deformações permanentes pelo que a instalação continuará operável no imediato. Todos os ocupantes poderão assim permanecer e manter as tarefas ininterruptamente. Mobiliário e instalações mantêm-se completamente funcionais. Prováveis apenas ferimentos superficiais nos ocupantes</p>	Superficial	Superficial	Superficial

Descritores dos danos:

- **Estruturalmente instável:** o elemento tem elevada probabilidade de atingir a rotura completa e produzir escombros.
- **Dano severo:** improvável a rotura completa do elemento, mas terá deformações permanentes significativas que tornam o elemento irreparável.
- **Dano Moderado:** improvável a rotura completa do elemento, mas provavelmente terá alguma deformação permanente que é reparável, ainda que a substituição seja preferível, por razões económicas ou estéticas.
- **Dano Superficial:** improvável que o elemento exiba qualquer deformação permanente ou dano visível.

Fonte: Adaptado de (Oswald & Conrath, 1994; DoD, 2007a; USACE, 2008b; ASCE, 2011).

Face às consequências mais graves da rotura de um elemento estrutural primário, em relação a elementos secundários e não estruturais, a USACE (2008b) preconiza que seja atribuído um nível de dano aceitável mais baixo a esses elementos, para o mesmo NP definido.

(4). Deformações aceitáveis

Como referimos, o critério de controlo do grau de danos aceitável em elementos resistentes à onda de choque passa pela limitação das deformações. Existem dois métodos através dos quais é usual a especificação dos limites de deformação. O primeiro baseia-se no conceito de ductilidade já referido anteriormente, $\mu = x_{yt}/x_e$, que representa o rácio entre a deformação máxima x_{yt} e a deformação elástica, x_e . Este rácio mede assim o grau de resposta inelástica experienciada pelo elemento.

O segundo método quantifica a rotação nos apoios, que indica o grau de instabilidade presente nos pontos críticos do elemento (figura 3.18).

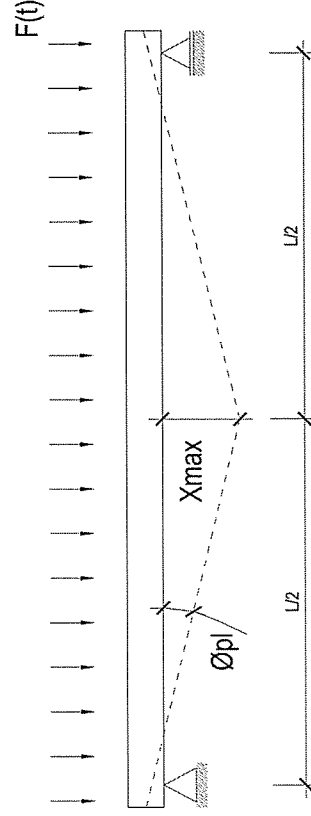


Figura 3.18 – Rotação nos apoios

Fonte: Autor, 2016.

Para elementos com apoios em ambas as extremidades, a rotação θ é determinada pela expressão:

$$\theta_{pi} = \arctg(x/(0,5 L)) \quad (3.31)$$

Em que L corresponde à distância entre apoios do elemento de barra e x ao deslocamento.

A tabela 3.4 (elementos sujeitos à flexão) apresenta os limites máximos de resposta para as tipologias apresentadas (ASCE, 2011), para sistemas oscilatórios com 1g.d.l. e correspondem aos vários níveis de proteção definidos na UFC 4-010-01 (DoD, 2007a).

Para a proteção de pessoas e equipamentos através da atenuação das sobrepressões e proteção da fragmentação primária e secundária, bem como do colapso de partes da estrutura, é recomendável que a rotação máxima dos

apoios⁶ não exceda $\theta = 2^\circ$. Para situações em que se pretenda a reutilização do edifício sem necessidade de grandes reparações, as deformações devem ser mantidas dentro do regime elástico, ou seja, $\mu \leq 1$ (UK MoD, 2008, p. 4.41).

As paredes e pilares exteriores são solicitados pela ação combinada da compressão e flexão (cargas verticais e onda de choque). Assim, torna-se imperioso limitar as deformações máximas nestes elementos, de modo a mitigar a possibilidade de colapso localizado. Normalmente são usados limites mais restritivos na resposta à flexão, quando a compressão no elemento excede um valor de 20% da sua resistência à compressão (USACE, 2008c, pp. 4-1).

Tabela 3.4 - Limites máximos de resposta para elementos sujeitos à flexão e flexão composta

Esforços	NP 4		NP 3		NP 2		NP 1	
	μ	θ	μ	θ	μ	θ	μ	θ
Sem contributo dos estribos/ sem tensão membrana	1	-	2°	-	5°	-	10°	-
Flexão ³ Com contributo de armadura da zona comprimida e estribos ¹ ; sem tensão de membrana	1	-	4°	-	6°	-	10°	-
Com tensão de membrana ($l/h \geq 5$) ²	1	-	6°	-	12°	-	20°	-
Flexão composta ³ Sem contributo dos estribos/ sem tensão membrana	1	-	2°	-	2°	-	2°	-
Com contributo de armadura da zona comprimida e estribos; sem tensão de membrana ¹	1	-	4°	-	4°	-	4°	-

Notas:

- 1 – Pressupõe armadura em ambas as faces e estribos fechados que confinem devidamente a armadura longitudinal.
- 2 – Para elementos profundos ($l/h < 5$), recomenda-se uma redução de 40% no limite de resposta aceitável.
- 3 – Deve ser verificada a resistência ao corte.

Fonte: adaptado de (ASCE, 2011; USACE, 2008b).

⁶ Tendo em consideração a ductilidade da armadura e classe de resistência do betão, o EC2 admite uma rotação máxima das secções da ordem dos $35mrad \approx 2^\circ$.

4 Caso de estudo

a. Introdução

O presente capítulo descreve um estudo com o objetivo de comparar resultados de diferentes métodos de análise, designadamente a comparação entre uma análise dinâmica não-linear tridimensional de um edifício, realizada no programa de cálculo automático comercial *Extreme Loading for Structures* (ELS) e a utilização de métodos aproximados de cálculo (métodos energéticos, métodos gráficos) e osciladores com um grau de liberdade.

Para esse efeito, o estudo versará sobre uma análise dos efeitos locais nos elementos de suporte mais críticos (pilares e paredes resistentes) e uma análise ao comportamento global do edifício à segurança.

b. Modelo estrutural

A estrutura a empregar consiste no extrato de um edifício integrante do projeto do complexo da Universidade Técnica de Lisboa no *Fagus Park*. O edifício apresenta uma configuração retangular em planta [16m x 30m] e seis pisos, dos quais, dois são enterrados [altura de 15 m acima da cota de soleira].

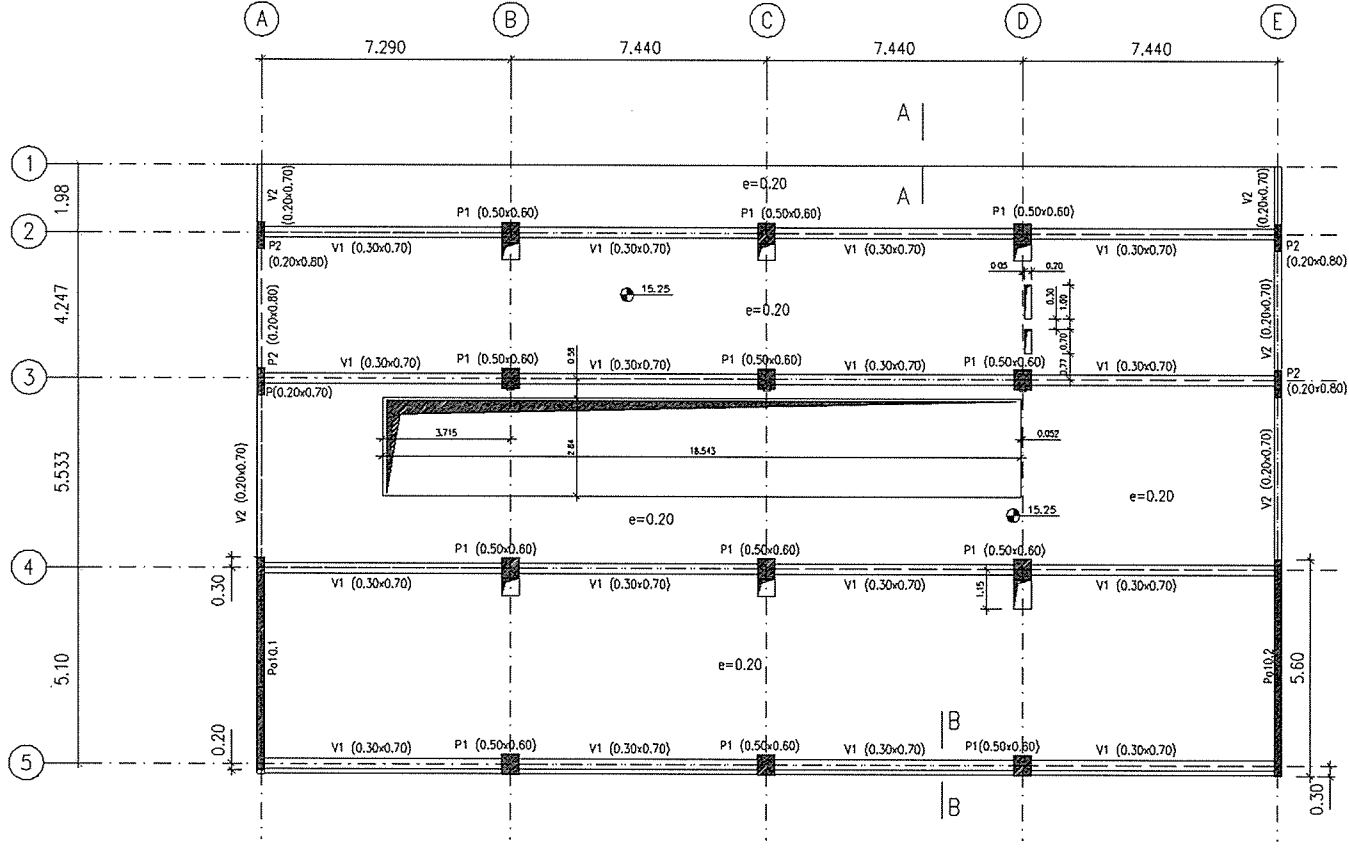


Figura 4.1 – Planta tipo do edifício em estudo

Fonte: Lúcio, 2003.

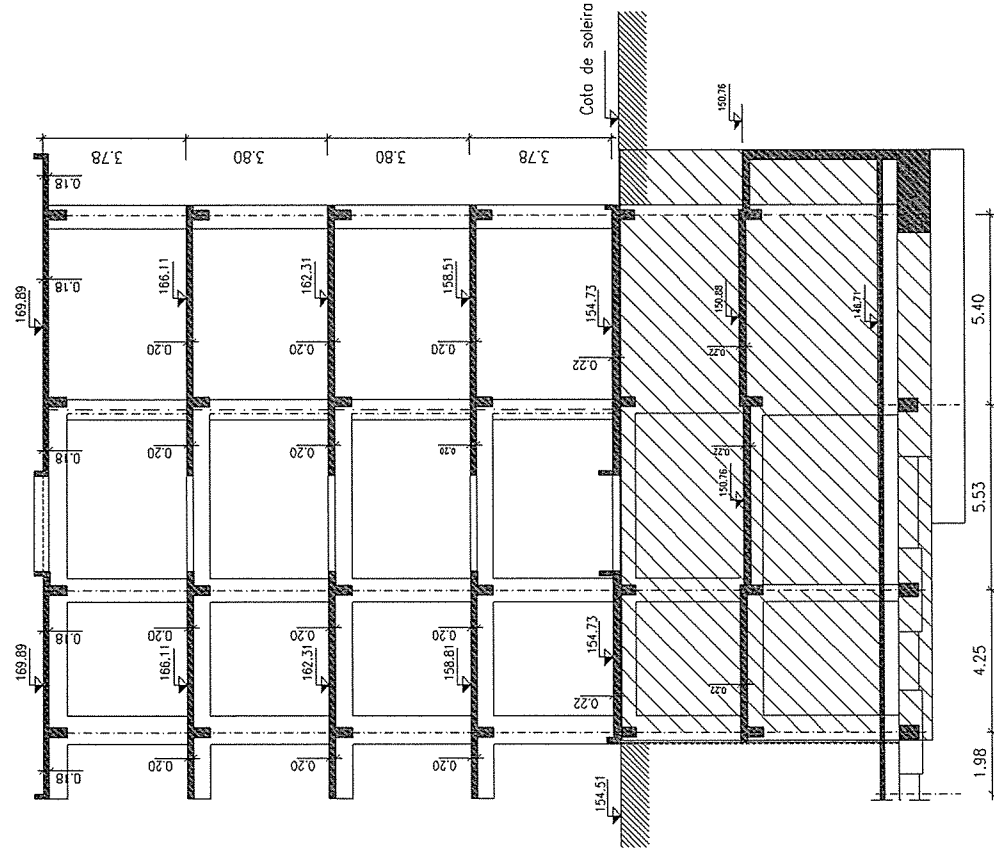


Figura 4.2 – Corte A-B

Fonte: Lúcio, 2003.

A superestrutura é de betão armado, com lajes suportadas por vigas. As ações verticais são suportadas pelas lajes que as transferem às vigas, e estas aos pilares e paredes. As ações horizontais, como o vento e os sismos, são suportadas pelos pilares e paredes, que com as vigas e as lajes formam um conjunto tridimensional resistente, deformável e capaz de dissipar a energia desenvolvida pelos sismos. Os vãos das lajes principais variam entre 4.0 e 6.5m, tendo-se concebido uma laje com espessura de 0.22m nos pisos 1 e 2, 0.20m nos pisos 3 a 5 e 0.18m na cobertura. Os elementos de suporte apresentam as características indicadas na figura 4.3.

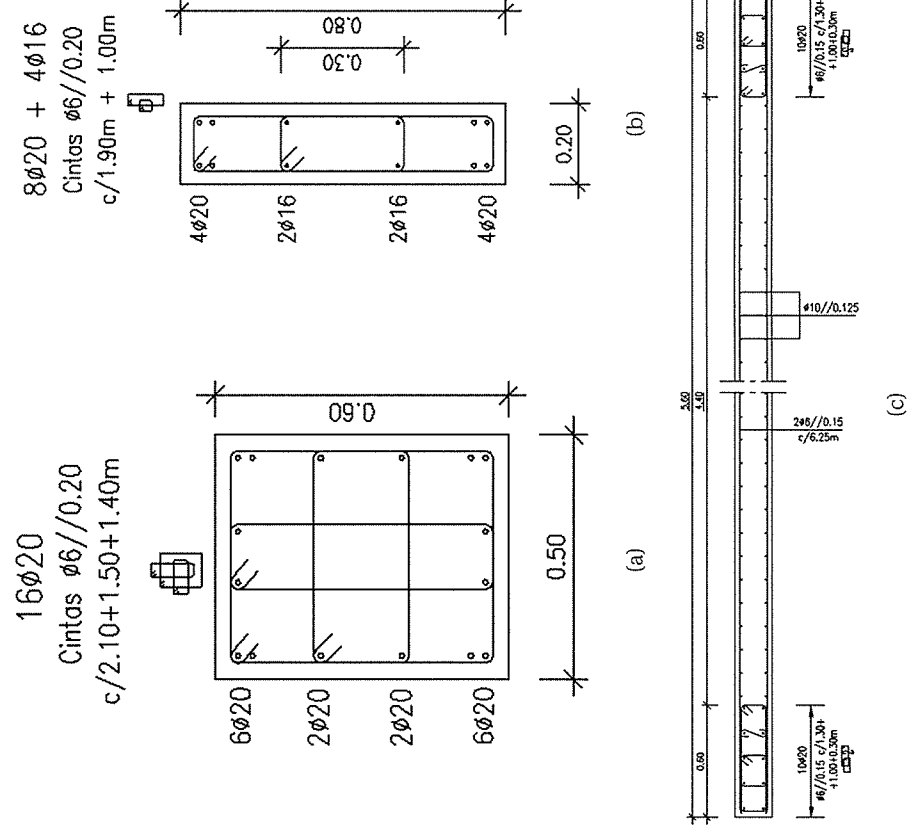


Figura 4.3– Características das seções dos elementos de suporte em estudo; (a) Pilar tipo 1; (b) Pilar tipo; (c) Parede resistente

Fonte: Lúcio, 2003.

c. Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais empregues neste edifício são idênticas aos empregues numa campanha de ensaios com explosivos realizada em Santa Margarida por Gonçalves (2015) em painéis de betão (figura 4.4 (a)). O modelo experimental foi calibrado por Rebelo (2015) no ELS (Figura 4.4 (b)) e será extrapolado neste caso de estudo para uma estrutura mais complexa.

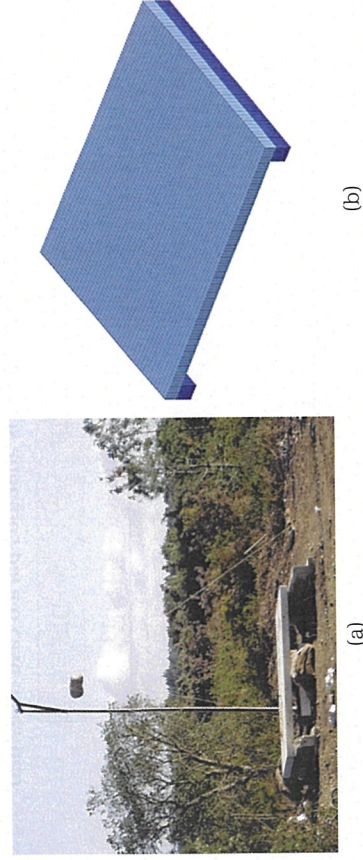


Figura 4.4 – Painel de referência; (a) Modelo real (b) Modelo numérico

Fonte: (a) foto do autor, 2015; Rebelo, 2015.

O betão encomendado para a construção dos modelos foi o C30/37, todavia, foram realizados ensaios de resistência à compressão aos 28 dias de idade (Gonçalves, 2015), tendo apresentado valores médios de tensão de rotura à compressão de $f_{cm} = 46\text{MPa}$. Estes valores foram usados para calibrar o comportamento do betão no ELS (Rebelo, 2015). De acordo com o EC2, no cálculo dos efeitos de ações acidentais devem ser usados coeficientes parciais de $\gamma_c = 1,2$ para o betão e $\gamma_s = 1,0$ para o aço. No entanto, para comparação dos resultados das diversas formulações, foi usado o valor médio da resistência à compressão do betão. Relativamente ao aço em varão foi usada uma malha de aço quadrada (aço endurecido a frio) da classe A 500 ER.

De igual modo ao realizado para o betão, o comportamento do aço foi calibrado por Rebelo (2015), tendo resultado o seguinte modelo constitutivo:

Tabela 4.1 – modelo constitutivo do aço usado no modelo

E_s [MPa]	f_{yk} [MPa]	ϵ_u [%]	f_{uk}/f_{yk} [-]	E_t/E [-]
2×10^6	600	13,5	1,19	0,011

Fonte: (Rebelo, 2015).

E_s corresponde ao módulo de elasticidade, f_{yk} o valor característico da tensão de cedência, ϵ_u a extensão máxima na rotura, f_{uk}/f_{yk} o rácio entre a tensão última e a tensão de cedência característica e E_t/E , a rigidez pós-cedência.

Os parâmetros acima indicados foram afetados por coeficientes dinâmicos, de acordo com a bibliografia de referência (DoD, 2014; ASCE, 2011):

Tabela 4.2 – coeficientes dinâmicos adotados para o caso de estudo

Material	SIF	DIF
Betão	1	1,19
Aço	1,1	1,17

Fonte: UFC 3-340-02, 2014.

Nesta investigação, o objetivo é determinar a resposta da estrutura quando sujeita à ação da onda aérea resultante de uma explosão exterior. Nesse sentido, de forma a reduzir o grau de complexidade, foram consideradas paredes de enchimento na face exposta do edifício, tornando assim razoável tratar toda a estrutura como obstáculo fechado (sem porosidade).

O cálculo desta ação feito por métodos simplificados e assumirá assim para toda a fachada exposta o mesmo nível de pressões, o que no caso presente não é verdade, mas constitui uma abordagem conservativa.

d. Determinação dos efeitos da explosão

(1). Ações da explosão

Ainda que numa situação real se deva ter em conta as incertezas associadas à ameaça, coo referido anteriormente, foi adotada uma abordagem determinística das ações explosivas, admitindo o uso de carros-bomba detonando a uma distância de 10 metros lateralmente ao edifício, uma distância plausível face à envolvente exterior e zonas de circulação.

Tabela 4.3 – Características das cargas explosivas adotadas

Quant. Explosivos	Distância	Tipo Explosão	Meio de Projeção
500	10	Superfície	Viat. Média/furgão
250	10	Superfície	Viat. Ligeira com mala
100	10	Superfície	Viat. Ligeira com mala
50	10	Superfície	Viat. Ligeira

Fonte: autor, 2016.

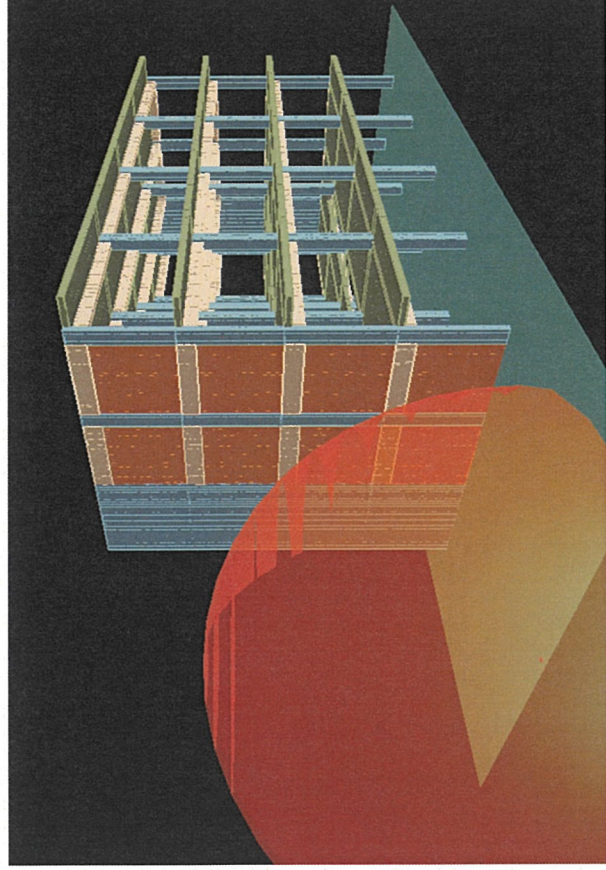


Figura 4.5 – Ilustração da posição relativa da explosão

Fonte: Modelo ELS V3.1.

A determinação dos parâmetros da onda aérea para o cálculo por métodos simplificados foi feita de acordo com a UFC3-340-02, uma vez que a ferramenta de cálculo ELS também se baseia nesta formulação. Foram assim considerados os seguintes parâmetros característicos da onda de choque (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 – Parâmetros caraterísticos da onda de choque para cargas de 50, 100, 250 e 500Kg TNT

Carga	Distância	Z [m/Kg ^{1/3}]	P _{so} [Mpa]	Pr [Mpa]	i _s [MPa-ms]	i _r [MPa-ms]	t ₀ [ms]	U [m/s]	Lw [m]	t _s [ms]	q _r [Mpa]
50	10	2,71	0,144	0,436	0,372	0,931	9,354	507,361	2,607	10,900	0,060495
100	10	2,15	0,239	0,845	0,578	1,542	9,705	591,521	2,635	9,037	0,64871
250	10	1,59	0,483	2,129	1,047	3,052	13,166	764,576	2,416	6,933	1,559655
500	10	1,26	1,247	7,316	1,818	6,660	15,017	1152,090	1,702	3,985	2,369769

Fonte: UFC 3-340-02, 2014.

No sentido de avaliar se existirá alguma atenuação do impulso transmitido à estrutura globalmente, importa verificar se as ações sobre o edifício são afetadas pelo escoamento.

Usando a expressão 2.37, vem assim que:

$$t_c = \frac{3S}{U} < t_0 \quad (2.37)$$

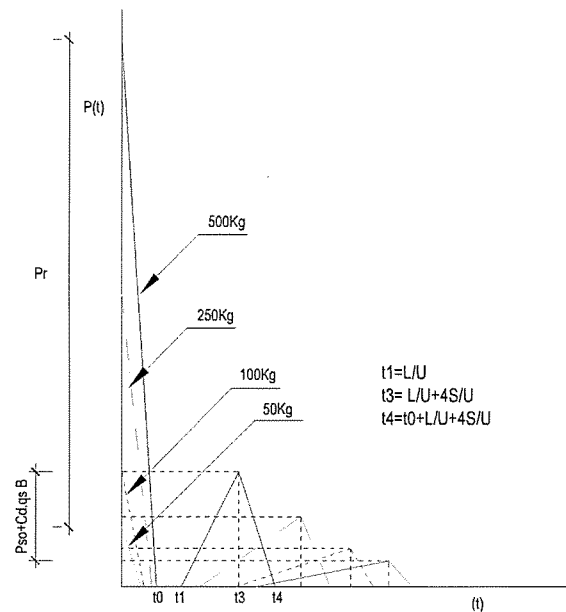
Tabela 4.5 – Cálculo do escoamento na superfície exposta do edifício

Carga	Distância	Z [m/Kg ^{1/3}]	S [m]	t ₀ [ms]	U [m/s]	t _c [ms]
50	10	2,71	7,5	9,4	507,4	44,3
100	10	2,15	7,5	9,7	591,5	45,0
250	10	1,59	7,5	13,3	764,6	30,0
500	10	1,26	7,5	15,0	1152,1	19,5

Fonte: autor, 2016.

Com exceção da carga de 500 Kg, da leitura dos valores de t_c verifica-se que em qualquer dos casos t₀ < t_c = $\frac{3S}{U}$, o que significa que o escoamento não tem influência no impulso transmitido à estrutura, sendo a carga claramente impulsiva. Assim, para efeitos deste estudo será apenas considerado o carregamento da fachada diretamente exposta à explosão, da mesma forma que sucede na versão 3.1 do ELS usada.

Figura 4.6 – Diagramas das pressões nos alçados principal e posterior



Carga [Kg]	Pr A [Mpa]	t_0 [ms]	L/U [ms]	3S/U [ms]	L/U+4S/U [ms]	$t_0+L/U+4S/U$ [ms]	qs [Mpa]	P_{so} B [Mpa]	$P_{so+CDqs}$ B [Mpa]
50	0,436	9,35	58,54	44,35	117,67	127,02	0,06	0,13	0,112
100	0,845	9,705	50,21	38,04	100,93	110,63	0,15	0,18	0,156
250	2,129	13,17	38,85	29,43	78,08	91,25	0,49	0,29	0,229
500	7,316	15,017	25,78	19,53	51,82	66,84	1,99	0,43	0,350

Fonte: autor, 2016.

(2). Resposta global

Para ser possível a análise global ao edifício por métodos expeditos, a sua estrutura foi transformada num sistema equivalente com um grau de liberdade. Para esse efeito, os parâmetros de inércia, resistência e rigidez correspondem à soma das contribuições dos diversos elementos de suporte e a massa corresponde à massa total da estrutura e das paredes de enchimento.

A massa do edifício, calculada apenas para a parte situada acima da cota de soleira (detalhe na tabela 4.6) é de 1380,9 ton e não inclui sobrecargas nem peso correspondente a revestimentos, pois o que importa neste caso é que a massa mobilizada na resposta seja comparável com o modelo numérico e não propriamente o seu valor real.

Tabela 4.6 – cálculo da massa do caso de estudo (estrutura acima da cota de soleira)

elemento	Quant.	Compr. L (m)	Largeza l (m)	Altura H/esp (m)	Área Vazamento (m ²)	Volume V (m ³)	Massa espec. p (ton/m ³)	Massa parcial (elementos) em Ton	Nº pisos	Massa Total (Ton)
Lajes (e=0,2)	1,0	30,0	16,0	0,2	52,72	85,5		213,6		640,9
Pilares (50x60)	12,0	0,6	0,6	3,8	0	13,7		34,2		102,6
Pilares (20x60)	4,0	0,8	0,2	3,8	0	2,4		6,1		18,2
Paredes (20x5,6)	2,0	5,6	0,2	3,8	0	8,5	2,5	21,3		63,8
Vigas (0,3x0,7)	4,0	7,3	0,3	0,7	0	6,1		15,3	3	46,0
Vigas (0,3x0,7)	12,0	7,4	0,3	0,7	0	18,7		46,9		140,6
Vigas (0,2x0,7)	2,0	5,5	0,2	0,7	0	1,5		3,9		11,6
Vigas (0,2x0,7)	2,0	4,5	0,2	0,7	0	1,2		3,0		8,9
Parede tijolo (esp=0,18)	1,0	5,5	0,2	3,1	0	3,0	0,23	3,9		11,7
Parede tijolo (esp=0,18)	1,0	3,5	0,2	3,1	0	3,9		2,5		7,4
Lajes (e=0,18)	1,0	30,0	16,0	0,2	52,7	76,9		192,3		592,3
Pilares (50x60)	12,0	0,6	0,6	3,8	0	13,7		34,2		94,2
Pilares (20x60)	4,0	0,8	0,2	3,8	0	2,4		6,1		16,1
Paredes (20x5,6)	2,0	5,6	0,2	3,8	0	8,5		21,3		57,3
Vigas (0,3x0,7)	4,0	7,3	0,3	0,7	0	6,1	2,5	15,3	1	40,6
Vigas (0,2x0,7)	2,0	4,3	0,2	0,7	0	1,2		3,0		7,9
Parede tijolo (esp=0,18)	1,0	5,5	0,2	3,1	0	3,0	0,23	3,9		10,6
Parede tijolo (esp=0,18)	1,0	3,5	0,2	3,1	0	1,9		2,5		6,4
Massa Total										1380,9

Fonte: autor, 2016.

O método de cálculo é o indicado seguidamente:

Passo 1: definir a função resistência-deformação, nos seguintes termos:

- (i) $p_u = f(M, L)$, em que o cálculo da resistência depende das condições de fronteira (Tabelas B1-B4) e do tipo de secção (tipo I, II).
- (ii) $K_E = f(E, I, L)$ (Tabelas B1-B4), em que o Momento de inércia depende do tipo de secção.

(iii) $x_{\text{e}} = P_{\text{L}}/K_{\text{e}}$, em que a deformação elástica, é função da relação entre a resistência e a rigidez elástica.

Passo 2: determinar a Energia Cinética (E_c) que é transmitida ao sistema, ou seja, o trabalho externo (W_e).

- (i) $E_c = f(i, m, K_{LM})$.
- (ii) K_{LM} obtém-se das tabelas B1-B4 e a massa, $m = \rho \cdot d$, em que d é a altura útil da secção (secções tipo I). Para o caso de secções tipo II, $m = \rho \cdot z$, em que ρ é a massa volúmica do betão e z é a distância média aos centróides da armadura de tração e compressão.

Passo 3: resolver a equação de balanço energético para x_m , com base nos valores conhecidos ou assumidos da distância entre armaduras e percentagens de armadura da secção.

Os resultados do cálculo através deste método são apresentados no Anexo C (tabela C-1).

(3). Resposta Local

A análise da resposta local deve ser feita nos elementos estruturais diretamente expostos à explosão (primários e secundários) e que possam ter um impacto significativo no comportamento global da estrutura. Em circunstâncias reais, é aconselhável a análise dos principais elementos de suporte na zona mais afetada (piso térreo), bem como dos elementos de revestimento (incluindo paredes de enchimento) e envidraçados.

A análise será assim realizada aos elementos isoladamente, considerando que cada piso funciona como diafragma rígido. Atendendo à localização da carga explosiva, foram assim selecionados para análise os elementos integrantes da fachada exposta à detonação ao nível do Rés-do-chão (figura 4.7).

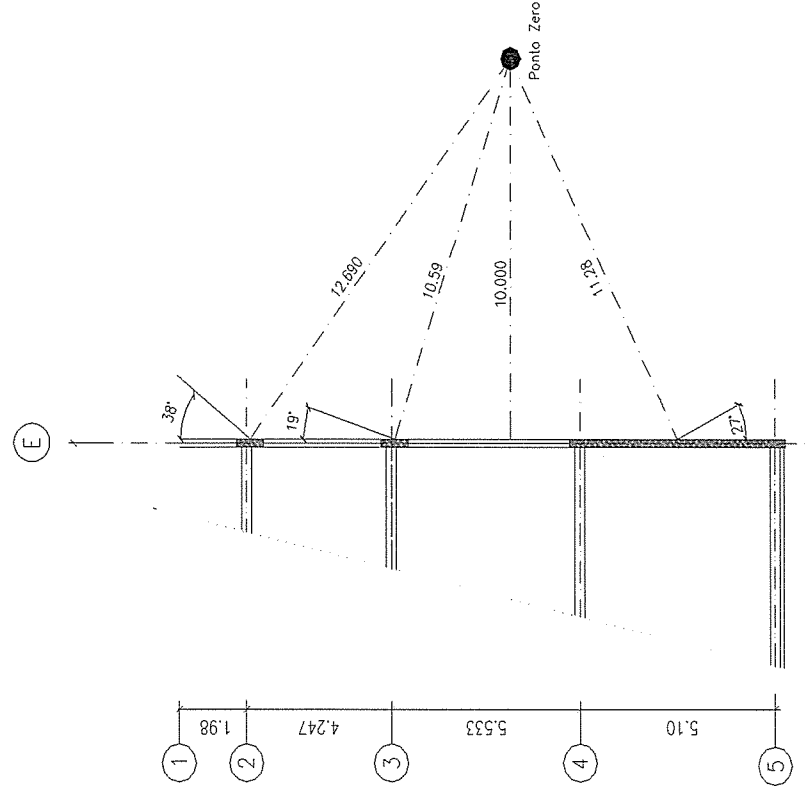


Figura 4.7 – Posição relativa dos elementos de suporte face à explosão

Fonte: Autor, 2016.

Se bem que na análise global se tenha considerado que as pressões são uniformes em toda a fachada, assumindo o valor da pressão de pico, para a análise aos efeitos locais, os valores da pressão e impulso serão afetados do efeito de redução provocado pelo ângulo de impacto da onda aérea. Assim, para os elementos de suporte afetados pela onda aérea, vem:

Tabela 4.7 – Cálculo dos valores de pressão e impulso para reflexão oblíqua nos elementos singulares

Elemento	Carga	Dist.	Z [m/Kg ^{1/3}]	P _{so} [Mpa]	Pr [Mpa]	i _i [MPa- ms]	i _r [MPa- ms]	A [rad]	P _{ra} [Mpa]	i _{ra} [MPa- ms]	t ₀ [ms]	qs [Mpa]	U [m/s]	ta [ms]	Lw [m]
PA1	50	11,3	3,06	0,111	0,314	0,335	0,807	0,471	0,250	0,645	10,599	0,037	474,780	13,517	2,885
	100	11,3	2,43	0,183	0,594	0,518	1,334	0,471	0,474	1,066	10,415	0,093	543,200	11,274	2,975
	250	11,3	1,79	0,366	1,477	0,934	2,627	0,471	1,177	2,097	12,876	0,311	686,900	8,687	2,892
	500	11,3	1,42	0,624	2,980	1,461	4,430	0,471	2,374	3,535	17,438	0,730	849,100	7,088	2,548
P1 - 3E	50	10,6	2,87	0,127	0,372	0,354	0,870	0,331	0,333	0,779	10,028	0,048	491,100	12,073	2,737
	100	10,6	2,28	0,211	0,715	0,549	1,440	0,331	0,640	1,289	9,956	0,120	568,000	10,035	2,794
	250	10,6	1,68	0,424	1,792	0,992	2,842	0,331	1,603	2,544	13,053	0,396	726,200	7,711	2,633
	500	10,6	1,33	0,724	3,622	1,546	4,819	0,331	3,241	4,314	17,604	0,915	904,500	6,270	2,302
P2 - 2E	50	12,6	3,43	0,088	0,234	0,303	0,707	0,663	0,149	0,453	11,527	0,024	450,100	16,471	3,146
	100	12,6	2,72	0,143	0,432	0,468	1,167	0,663	0,274	0,746	11,836	0,060	506,300	13,823	3,296
	250	12,6	2,01	0,280	1,040	0,837	2,277	0,663	0,659	1,452	12,927	0,199	624,010	10,779	3,320
	500	12,6	1,59	0,481	2,118	1,317	3,838	0,663	1,338	2,443	16,755	0,486	763,400	8,755	3,056

Fonte: autor, 2016.

A análise dos elementos será feita através de diversos métodos, de modo a ser possível a sua comparação posterior, avaliando igualmente o tipo de resposta mais adequado (impulsiva, dinâmica ou quasi-estática).

(a). Métodos gráficos

Relativamente à resposta calculada por métodos gráficos, o processo de cálculo será feito de acordo com os passos seguidamente indicados e os resultados são apresentados no anexo C (tabela C2):

Passo 1: definir a função resistência-deformação, nos seguintes termos:

- (i) $p_u = f(M, L)$, em que o cálculo da carga última/resistência depende das condições de fronteira (Tabelas B1-B4) e do tipo de secção (tipo I, II).
- (ii) $x_m = f(\theta)$
- (iii) $K_s = f(E, I, L)$ (Tabelas B1-B4), em que o Momento de inércia depende do tipo de secção.
- (iv) $x_s = p_u / K_s$

Passo 2: calcular o período natural do sistema oscilatório, baseado na deformada do elemento

- (i) $T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{K_{LM} \cdot m}{K_s}}$, em que K_{LM} é o fator massa-carga e m é a massa total do elemento ou massa por metro.

Passo 3: usar o ábaco de Biggs apropriado para a resposta elasto-plástica, de acordo com a carga idealizada, obtendo:

- (i) $\mu = x_m / x_s$ e por esta via determinar x_{me} e θ .
- (ii) t_m / t_D , verificando se estão satisfeitas as condições para o cálculo dinâmico/quasi-estático.

(b). Métodos energéticos

Este cálculo foi realizado com a mesma metodologia apresentada para a análise global, mas agora para os três elementos de suporte a avaliar para as diversas cargas. Os resultados globais apresentam-se na tabela C3.

(c). Expressões analíticas

Neste caso será usada a equação 3.30 (abaixo indicada), que tem validade em todos os domínios. Os resultados são apresentados no anexo C (tabela C4):

$$\frac{F_b}{p_u} = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\pi \frac{F_b}{T}} + \frac{(2\mu-1) \left(\frac{F_b}{T}\right)}{2\mu \left(\frac{F_b}{T} + 0,7\right)} \quad \text{em que } \mu = \frac{x \cdot m}{x \cdot \phi} \quad (3.30)$$

(d). Verificação da resistência ao esforço transversal (tabela C-5)

Após a verificação do elemento à flexão, importa efetuar a verificação da segurança ao esforço transversal, de forma a impedir a rotura frágil do elemento para o nível de carga inferior ao pretendido. Considerando que o esforço transversal resistente não é excedido quando a carga última é atingida, o processo de verificação da segurança ao esforço transversal deve ser feito em dois pontos críticos: a uma distância de d ou z do apoio, verificando se a armadura de cintagem é suficiente ($V_{s,z}$) para resistir ao esforço transversal atuante; e à face do apoio, onde o esforço transversal resistente máximo ($V_{Rd,max,x}$) é limitado pelo esmagamento do betão das escoras comprimidas (NP EN 1992-1-1, 2010). O menor dos valores é condicionante para a resistência ao esforço transversal do elemento.

Para os elementos em análise, o cálculo assenta nos seguintes passos:

Passo 1: Determinar o esforço transversal no apoio ($V_{Ed}(x=0)$) e a distância d ou z do apoio ($V_{Ed}(x=z)$), conforme seja secção tipo I ou II – tabelas B1-B4 Anexo B.

Passo 2: Determinar a inclinação mínima das escoras do modelo de treliça que tira máximo partido da resistência das armaduras para resistir à força de corte $V_{Rd} \geq V_{Ed}(x=0)$, mas limitado ao intervalo $21,6^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$.

$$V_{Rd} \leq 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{tk} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \Leftrightarrow \theta = 0,5 \cdot \arcsen\left[\frac{z \cdot V_{Ed}}{0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{tk} \cdot b_w \cdot z}\right] \quad (4.1)$$

Passo 3: Determinar o esforço transversal resistente com a armadura condicionada para θ obtido no passo 2, $V_{Rd,\theta}$, garantindo a condição $21,6^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \Rightarrow \cot\theta \geq 1$.

- (i) Verificar se a armadura de tração longitudinal (A_s) possui resistência suficiente para suportar a força de tração adicional transmitida pela componente horizontal da força na escora comprimida, bem como a ancoragem (comprimento de amarração).

$$\Delta F_{td} = 0,5 \cdot V_{Ed} \cdot \cot\theta \quad (4.2)$$

No caso de pilares e paredes, como não ocorre a dispensa de armaduras, considera-se a condição garantida.

- (ii) Determinar o esforço transverso resistente das armaduras transversais ($V_{Rd,s}$) e compará-lo com o esforço transverso atuante

$$V_{Rd,s} \geq V_{Ed} (x = z)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sv}}{s} \cdot z \cdot \cot\theta \cdot f_{yk} \quad (4.3)$$

Nota: no caso de elementos sem necessidade de armadura de esforço transverso, deve ser determinada a resistência ao corte da secção de betão (NP EN 1992-1-1, 2010).

$$V_{rd,c} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (4.4)$$

Com:

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma} \quad (4.5)$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 \quad (4.6)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (4.7)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{ck} \quad (4.8)$$

Se $V_{Rd,c} \geq V_{Ed} (x = 0)$ não é necessária armadura.

Se ocorrer uma rotura por esforço transverso, que é frágil, logo incapaz de dissipar energia, o elemento não poderá mobilizar rótulas plásticas de flexão, as quais têm um comportamento dúctil e dissipam energia por deformação.

(4). Determinação dos efeitos da explosão através do software ELS
 Nos pontos seguintes são apresentados os resultados obtidos através do software de análise não-linear tridimensional.

(a). *Extreme Loading for structures (ELS)*

O ELS é uma ferramenta de cálculo que emprega o *Applied Element Method (AEM)*, no qual a estrutura é modelada através de pequenos elementos virtuais de oito nós conforme figura 4.8 (a). Neste método, assume-se que os elementos são ligados por molas que representam o esforço normal e esforço transverso nas interfaces, sendo que cada grupo de molas permite representar completamente as tensões e deformações que ocorrem num dado elemento (figura 4.8 (b)) (ASI, 2015).

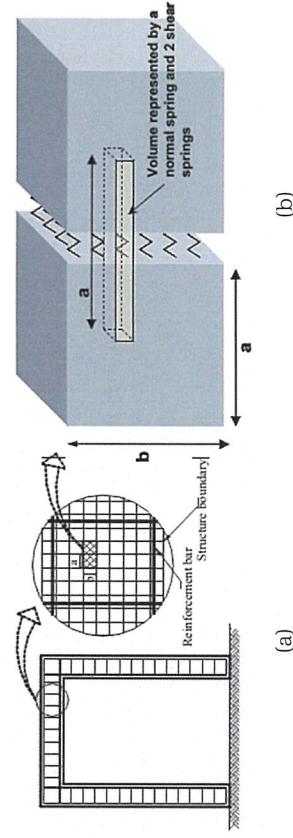


Figura 4.8 – Modelação da estrutura segundo o Applied Element Method; (a) geração de elementos pelo AEM; (b) distribuição das molas e área de influência de cada par de molas

Fonte: *ELS Theoretical Manual*, 2015.

Quando as tensões nas molas excedem a sua resistência (sendo que esta é diferente para cada material), estas são “cortadas” e os elementos separados, passando a comportar-se como corpos rígidos(ASI, 2015). Se bem que esta assunção seja adequada para grandes deslocamentos e colisões, há uma limitação presente no modelo, que se prende com o facto de a armadura também ser “cortada” quando se atinge a tensão de separação (que representa a resistência à tração) no betão, o que não acontece na realidade, pois a tensão de rotura do aço é muito superior.

Apesar disso, o AEM apresenta-se de uso particularmente interessante para análise não-linear no domínio plástico, para estudo de fendilhação e

propagação de fendas em materiais frágeis, cedência das armaduras, separação nodal e colisões entre elementos (ou com o solo e estruturas adjacentes).

Os parâmetros da onda de choque são baseados na UFC 3-340-02, sendo a curva das sobrepressões caracterizada pela expressão de Friedlander modificada (ASI, 2014). O cálculo da pressão e impulso é feito para cada elemento do modelo que se situe em linha de vista face ao foco da explosão, permitindo construir curvas isóbaras (figura 4.9) que garantem grande precisão às ações sobre os elementos a verificar.

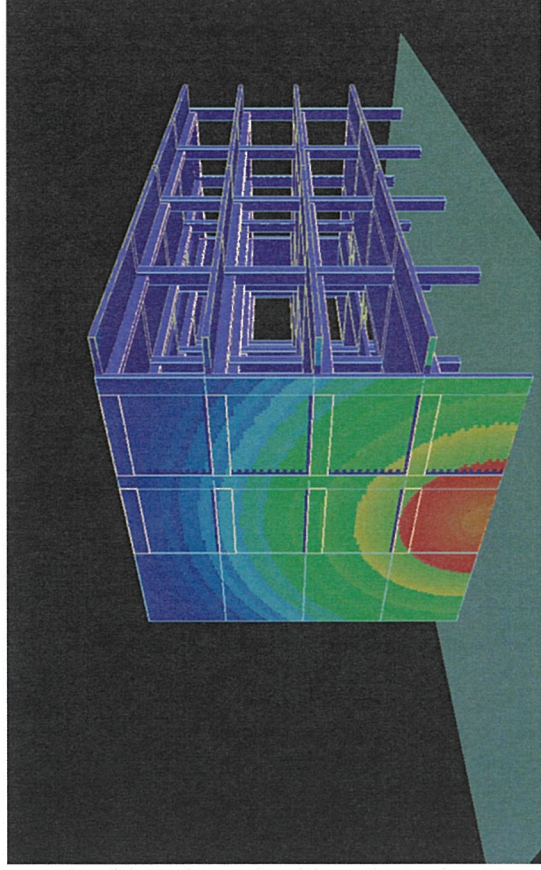


Figura 4.9 – Curvas isóbaras do ELS V3.1

Fonte: ELS V3.1, 2016.

(b). Modelação estrutural

A modelação da estrutura é um aspeto da maior importância, na medida em que se for executada de forma deficiente, poderão resultar valores enviesados. Foram assim ensaiadas sete malhas distintas, que representam refinamentos sucessivos dos pilares, vigas e paredes, em particular no pórtico diretamente exposto à explosão. A convergência da solução foi obtida com uma malha com 80.550 elementos com seis g.d.l cada (3 translações e 3 rotações segundo as direções X-Y-Z). A análise não linear da estrutura foi feita para um intervalo de tempo de $t_{calc}=1,0s$, tendo sido adotado um passo de cálculo de 0,0001s (durante 0,2s) e 0,001s (durante 0,8s).

(c). Resultados do ELS

A figura 4.10 apresenta os deslocamentos médios globais da estrutura, medidos ao nível da laje de esteira, no eixo A da figura 3.1, obtidos a partir do modelo do ELS.

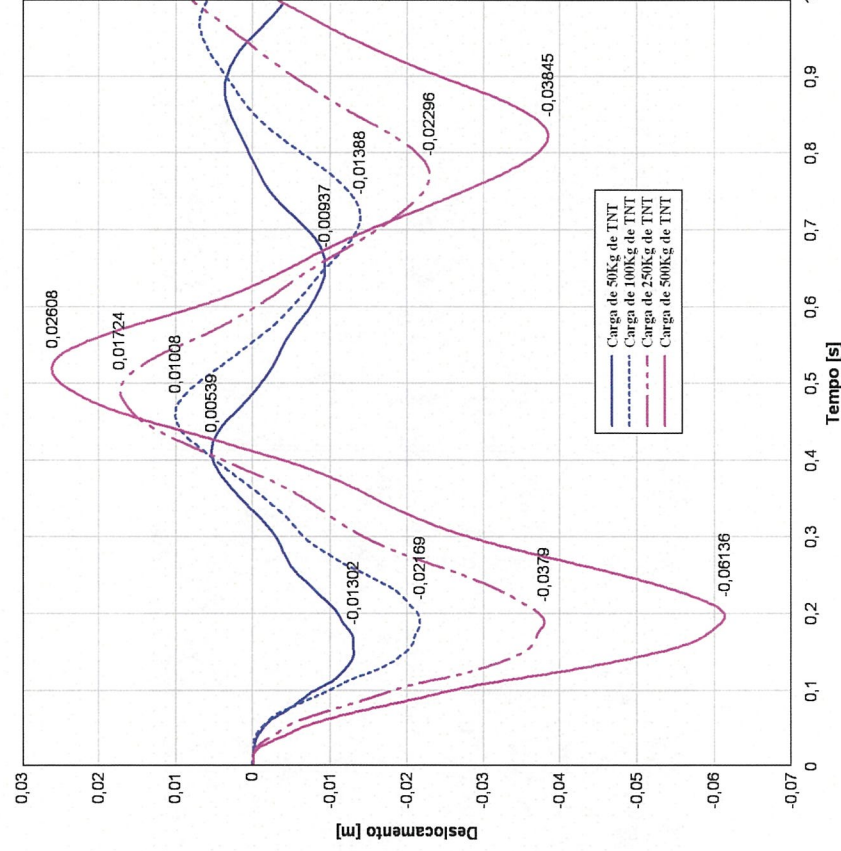


Figura 4.10 – Deslocamentos globais da estrutura medidos no eixo A do 4º piso de acordo com ELS

Fonte: modelo ELS V3.1, 2016.

Numa fase inicial, os deslocamentos vão-se agravando até um máximo de 6,1cm no primeiro ciclo oscilatório, decrescendo sucessivamente, por efeito do amortecimento. O conjunto de figuras 4.11, 4.12 e 4.13 apresenta os deslocamentos para os três elementos considerados (parede, pilar central e pilar de canto).

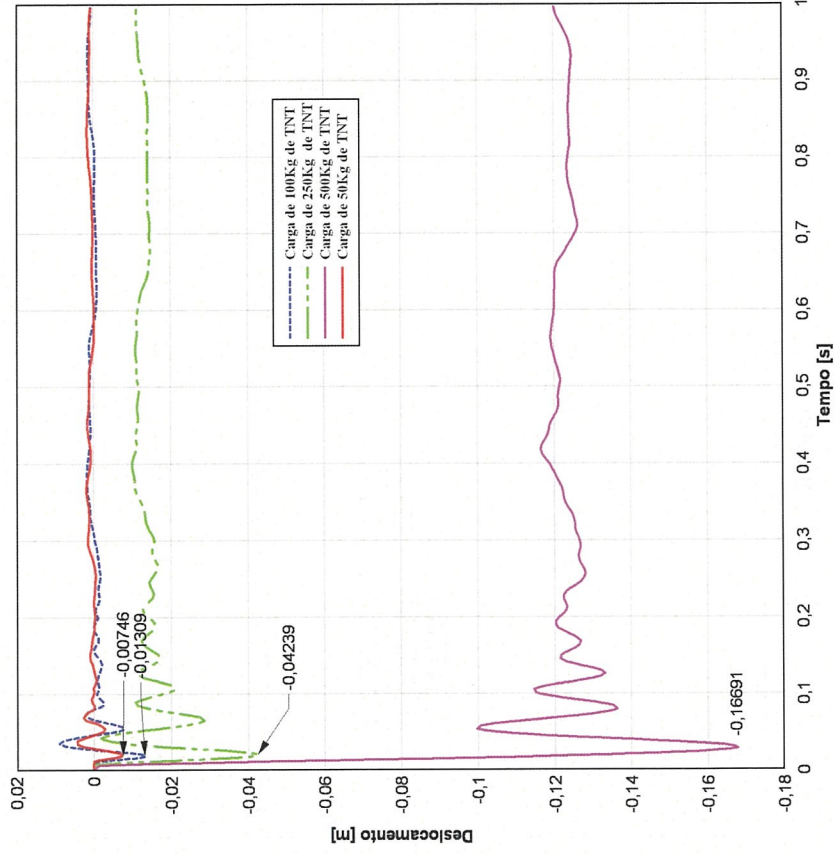


Figura 4.11 – Deslocamentos a meia altura da parede PA1 para rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT

Fonte: Modelo do ELS v3.1.

Da figura 4.11 verifica-se que para as duas cargas mais baixas, a resposta do elemento de parede se mantém num regime elástico, recuperando da deformação. Para cargas mais severas, já são observáveis deformações residuais significativas cujo comportamento é claramente não-linear.

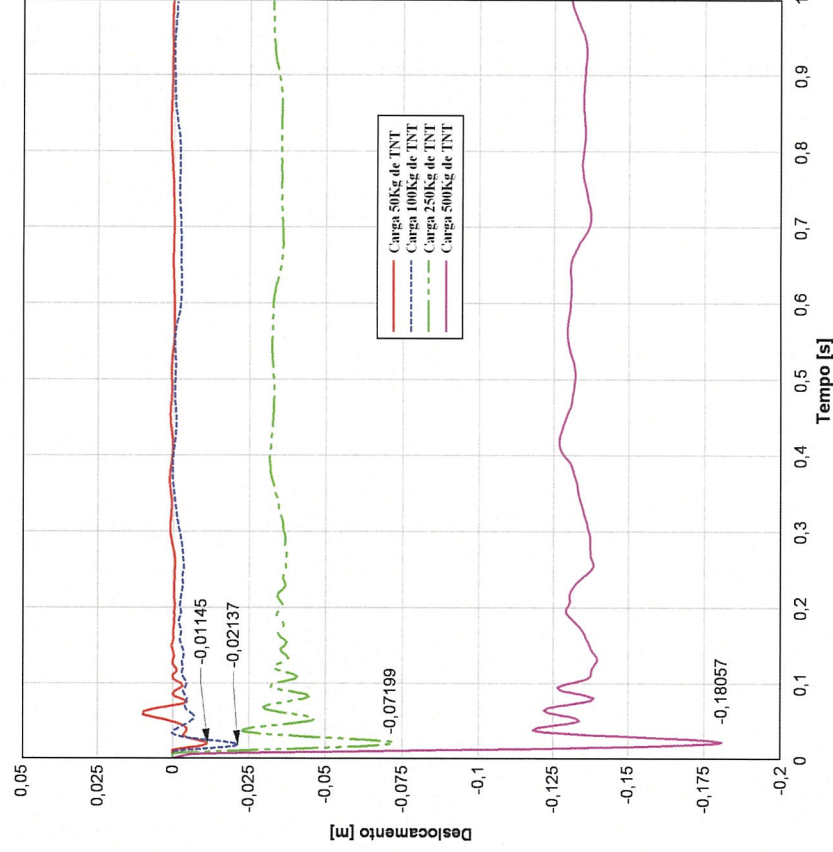


Figura 4.12 – Deslocamentos a meia altura do pilar 3E para rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT

Fonte: Modelo ELS v3.1, 2016.

De forma idêntica ao sucedido no elemento de parede, também se verifica neste caso, que para as cargas mais baixas (50 e 100Kg) que a resposta do elemento se mantém no regime elástico (figura 4.12). Para os níveis de carga superiores o comportamento é idêntico ao da parede, embora com deslocamentos ligeiramente mais gravosos, o que se compreende porquanto este elemento é o mais exposto à explosão (proximidade e ângulo de impacto).

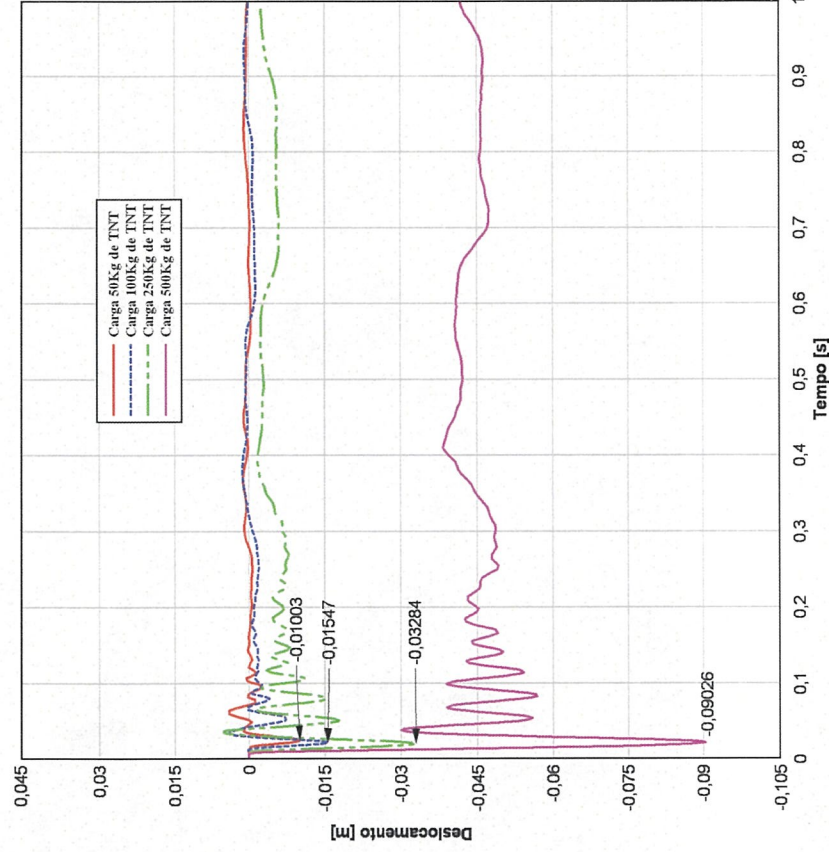


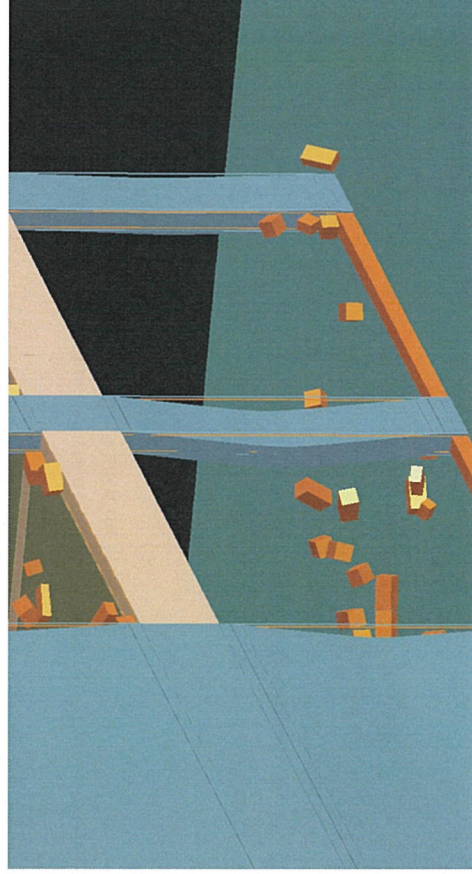
Figura 4.13 – Deslocamentos a meia altura do pilar 2E para rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT

Fonte: Modelo ELS v3.1, 2016.

Como seria de esperar, o pilar de canto é o menos afetado pela explosão (figura 4.13), por um lado em face da distância e ângulo de impacto da onda aérea; por outro, beneficia claramente do efeito do escoamento. As figuras 4.14 (a) e (b) ilustram as deformações residuais no pilar central e as deformações observáveis também no segundo piso, embora bem menos gravosas.



(a)



(b)

Figura 4.14 – Deformações residuais nos elementos de fachada. (a) Deformações nos pisos 1 e 2; (b) Deformação residual no pilar central

Fonte: Modelo ELS V3.1, 2016.

Um aspeto interessante a relevar é que apesar das deformações significativas dos elementos, em particular a parede (PA1) e o pilar central (P3E), que para cargas de 500Kg superam $\theta > 5^\circ$, os elementos aparentam dispor de alguma capacidade resistente residual, suficiente para impedir o colapso progressivo da estrutura.

De uma forma mais geral, a sequência da figura 4.16 pretende ilustrar qualitativamente a propagação de danos no período de análise considerado, para as várias cargas explosivas. Realçam-se seguidamente os aspetos mais interessantes. O primeiro aspeto respeita aos elementos de revestimento, neste caso através de paredes de enchimento de alvenaria de tijolo furado. Tal como se perspetivava, a resistência dos elementos de revestimento é muito inferior à dos elementos de suporte, resultando no seu colapso antes que existam consequências mais gravosas na estrutura portante.

Os elementos que confrontam a explosão são carregados lateralmente como se de vigas se tratassem, pelo que daqui decorre que se o revestimento de fachada fosse de outro tipo, e em particular se apoiado nos pilares, as deformações seriam muito mais gravosas, podendo provocar o colapso desses elementos para impulsos de menor intensidade. Este facto leva a considerar que os revestimentos de fachada em painel, devem ser orientados para que os apoios sejam ao nível dos pisos, transmitindo os impulsos à estrutura global e não localmente aos elementos de suporte.

Importa ainda relevar que se a carga fosse incrementada sucessivamente (fora do estudo), os elementos de suporte diretamente expostos iriam colapsar, iniciando um mecanismo de colapso progressivo da estrutura (figura 4.15). A forma mais eficaz de reduzir o impulso transmitido a uma estrutura, consiste em aumentar a distância à detonação, na medida em que o decaimento da curva das pressões é exponencial. No entanto, para cargas e distâncias idênticas, a mitigação desses efeitos poderia ser obtida pela redução da secção exposta nesses elementos.

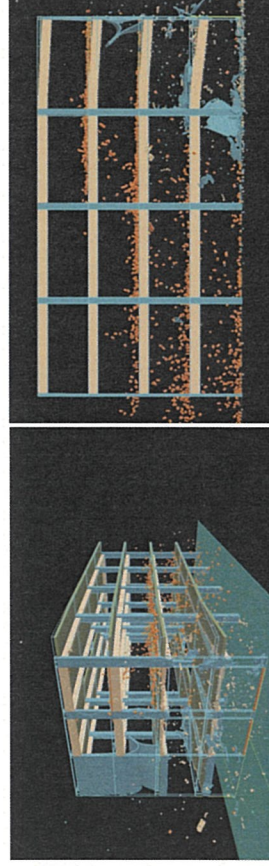


Figura 4.15 – Mecanismo de colapso progressivo da estrutura

Fonte: Modelo ELS, V4.1, 2016.

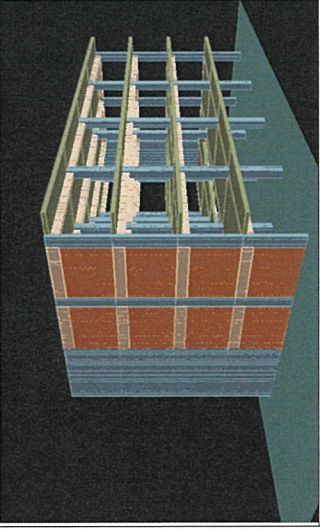
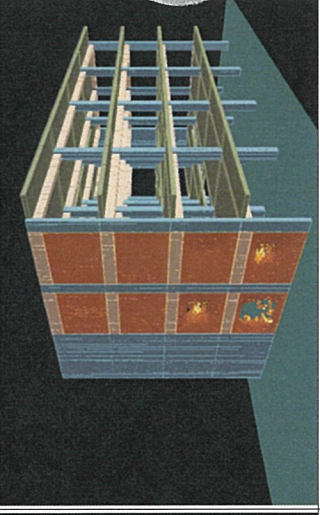
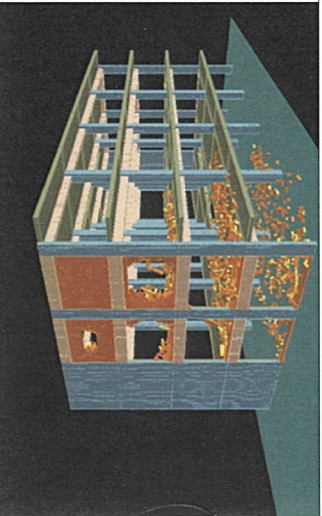
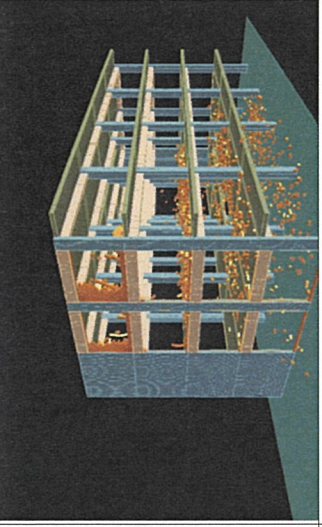
<p>50Kg – 1000ms</p>  <p>(a)</p>	<p>100 Kg – 1000ms</p>  <p>(b)</p>
<p>Descrição geral:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Flexão das paredes de enchimento nos pisos 1 a 3 ($X_m = 3,89\text{cm}$) mas sem rotura do pano de alvenaria. • Todos os elementos funcionando elasticamente. • Não são expectáveis ferimentos em ocupantes. • NP (incluindo parede) - 3 	<p>Descrição geral:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Colapso parcial das paredes de enchimento com blocos projetados nos pisos 1 e 2; • Estrutura portante com deformações máximas de $\theta < 1^\circ$. • Estrutura recupera totalmente (regime elástico). • Expectáveis ferimentos ligeiros em alguns ocupantes • NP (incluindo parede) - 3

Figura 4.16 – Sequência de danos para cargas de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT

Fonte: autor, 2016.

<p>250 Kg – 1000ms</p> 	<p>500Kg – 1000ms</p> 
<p>Descrição geral:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Colapso total das paredes de enchimento até piso 3, com blocos projetados; • Pilar central (P1-3E) no piso 1terá perdido a sua capacidade resistente (deformação residual 3cm) • Expectáveis ferimentos em ocupantes. • NP (incluindo parede) - 2 	<p>Descrição geral:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Colapso total de todas as paredes de enchimento. • Pilar central e parede com deformação permanente severa ($\theta > 4^\circ$) • Parede e pilares no piso 2 com deformações residuais importantes; estrutura em risco de colapso. • Expectáveis ferimentos graves em ocupantes • NP (incluindo parede) - 1

A modelação tridimensional permite ainda analisar outros aspetos que não são possíveis por métodos simplificados, como seja o colapso das vigas de bordadura, os deslocamentos verticais, que neste caso não são negligenciáveis e ainda as deformações residuais nos elementos.

(5). Comparação de resultados

No caso da análise global, os desvios face ao padrão (ELS) agravam-se substancialmente com o incremento da carga, até excederem quase dez vezes o deslocamento, para um rebentamento de 500Kg (tabela 4.8). Por um lado, há que ter em conta que no modelo simplificado foi considerada uma pressão uniforme em todo o edifício, enquanto o ELS considera a pressão em cada elemento discretizado, de acordo com a sua posição relativa face à explosão. As pressões usadas no cálculo global pelo método energético e por consequência os impulsos, são assim muito mais gravosos. Por outro lado, e expectável que o desvio nos deslocamentos seja tanto maior quanto mais pisos existam, na medida em que o erro que deriva da transformação do sistema (tridimensional) para um grau de liberdade propaga-se com o aumento do comprimento do elemento equivalente. Para que pudesse ser empregue um cálculo simplificado como estimativa de pré-dimensionamento ou de avaliação de uma estrutura, sem que este seja excessivamente conservativo, seria necessário encontrar fatores corretivos que mitigassem essa distorção no cálculo. No entanto, só deve ser feito nos casos em que se tiver a garantia de que a explosão será suficientemente longe do edifício, de modo a garantir que a onda aérea possa ser considerada uniforme.

Na literatura conhecida não estão definidos limites de resposta para estruturas, mas apenas para elementos isolados, parecendo evidente que o mais importante é controlar o nível de deformação nos elementos de suporte, de modo a evitar o colapso progressivo da estrutura. A análise global simplificada fará assim mais sentido como estimativa de pré-dimensionamento de uma estrutura, e em particular para regimes de altas pressões (explosões nucleares).

Tabela 4.8 – comparação de resultados entre ELS e método energético (Análise ao sistema global)

Análise Global		50kg				100kg			
Método	Desloc. Máx [m]	θ [°]	tm [s]	Ref	Desloc. Vertical [m]	Desloc. Máx [m]	θ [°]	tm [s]	Ref
ELS	0,013	0,09	1	NA	0,02169	0,15	1	NA	1,65
Energético	0,015	0,11	NA	1,1807248	0,036	0,25	NA	NA	NA
Análise Global		250kg				500kg			
Método	Desloc. Máx [m]	θ [°]	tm [s]	Ref	Desloc. Vertical [m]	Desloc. Máx [m]	θ [°]	tm [s]	Ref
ELS	0,038	0,27	0,195	1	0,03	0,061	0,43	0,5068	1
Energético	0,127	0,90	NA	3,35	NA	0,589	4,16	NA	9,60

Fonte: autor, 2016.

No que respeita à análise local, foram usadas três metodologias para além do ELS. São várias as limitações identificadas nestes métodos, ainda que esse facto não seja impeditivo do seu uso. O primeiro aspeto a referir prende-se novamente com a quantificação dos impulsos induzidos, pois nos métodos simplificados considera-se que todo o elemento se encontra sujeito a uma pressão uniforme, cujo valor é a pressão máxima nesse elemento. A expressão analítica usada consiste na solução da equação do movimento para carregamentos impulsivos triangulares, apresentando resultados próximos do método gráfico (Biggs). No entanto este último é mais impreciso, na medida em que obriga a arredondamentos grosseiros, se se pretender evitar interpolações logarítmicas. Para além disso, o seu uso é limitado superiormente para uma ductilidade de $\mu=100$.

Da análise aos resultados (tabela 4.9), não resulta um padrão claro. Todos os métodos estudados apresentam resultados diferenciados para pilares e paredes. No entanto, o método energético é aquele que apresenta globalmente valores com mesma ordem de grandeza do ELS, sendo em regra mais conservativo que esta ferramenta.

Quanto às expressões analíticas, aparentam ser pouco conservativas para as cargas mais baixas (o que não é relevante) e bastante conservativas para as cargas maiores, quando se refere à parede. No caso dos pilares, a situação difere: apresentam deslocamentos inferiores para as cargas de 50 e 100Kg e deslocamentos superiores para as cargas de 250 e 500Kg. Considerando as diferenças numéricas apresentadas, e as incertezas associadas aos materiais, à variabilidade das estruturas, importa procurar traduzir os valores calculados na definição do nível de proteção que resultaria em cada metodologia. A tabela 4.10 ilustra o enquadramento dos danos sofridos pelos elementos nos diversos grupos face à rotação dos apoios e a tabela 4.11 consolida o nível de proteção conferido por este edifício, sem considerar as paredes de enchimento.

Tabela 4.9 – Comparação de resultados entre ELS e métodos simplificados (Análise local)

Análise local		50kg										100kg									
Elemento	Método	Desloc. Máx [m]	θ [°]	tm [s]	NP	Ref	Deform. Resid [m]	Desloc. Máx [m]	θ [°]	tm [s]	NP	Ref	Deform. Resid [m]	Desloc. Máx [m]	θ [°]	tm [s]	NP	Ref	Deform. Resid [m]		
																				ELS	Energético
PA1	ELS	0,007	0,23	0,022	3	1	0	0,013	0,39	0,02	3	3	1	0	0	0	0	0	0		
	Energético	0,008	0,24	NA	3	1,08	NA	0,017	0,52	NA	3	3	1,30	NA	NA	NA	NA	NA	NA		
	Métodos gráficos	0,007	0,22	0,012	3	0,97	NA	0,019	0,58	0,010	3	3	1,46	NA	NA	NA	NA	NA	NA		
	Expressões analíticas	0,007	0,22	NA	3	0,96	NA	0,017	0,53	NA	3	3	1,34	NA	NA	NA	NA	NA	NA		
Pilar 80x20 - ZE	ELS	0,010	0,30	0,025	4	1	0	0,015	0,47	0,022	4	4	1	0	0	0	0	0	0		
	Energético	0,007	0,22	NA	4	0,71	NA	0,011	0,34	NA	4	4	0,74	NA	NA	NA	NA	NA	NA		
	Métodos gráficos	Elastico	0,00	0,00	4	4	0,10	0,31	0,008	3	3	0,65	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA		
	Expressões analíticas	0,005	0,16	NA	4	0,54	NA	0,008	0,24	NA	4	4	0,51	NA	NA	NA	NA	NA	NA		
Pilar 80x20 - 3E	ELS	0,011	0,35	0,021	4	1	0	0,021	0,64	0,019	3	3	1	0	0	0	0	0	0		
	Energético	0,013	0,40	NA	4	1,14	NA	0,028	0,85	NA	3	3	1,31	NA	NA	NA	NA	NA	NA		
	Métodos gráficos	0,010	0,31	0,010	4	0,90	NA	0,028	0,84	0,014	3	3	1,31	NA	NA	NA	NA	NA	NA		
	Expressões analíticas	0,008	0,25	NA	4	0,72	NA	0,019	0,57	NA	3	3	0,88	NA	NA	NA	NA	NA	NA		

Fonte: autor, 2016.

Tabela 4.10 – Rotação dos apoios e nível de proteção conferida

Análise local	Elemento	Método	50Kg		100Kg		250Kg		500Kg	
			0 [°]	NP	0 [°]	NP	0 [°]	NP	0 [°]	NP
PA1	ELS		0,23	3	0,39	3	1,28	3	5,02	1
	Energético		0,24	3	0,52	3	1,77	3	6,65	1
	Métodos gráficos		0,22	3	0,58	3	11,37	<1	-	-
	Expressões analíticas		0,22	3	0,53	3	7,33	1	30,28	<1
Pilar 80x20 - 2E	ELS		0,30	4	0,47	4	0,99	3	2,72	3
	Energético		0,22	4	0,34	4	1,54	3	8,58	1
	Métodos gráficos		0,00	4	0,31	3	1,27	3	16,07	<1
	Expressões analíticas		0,16	4	0,24	4	0,88	3	5,64	2
Pilar 80x20 - 3E	ELS		0,35	4	0,64	3	2,17	3	5,43	2
	Energético		0,40	4	0,85	3	5,04	2	13,61	<1
	Métodos gráficos		0,31	4	0,84	3	11,37	<1	-	<1
	Expressões analíticas		0,25	4	0,57	3	31,48	1	34,17	<1

Fonte: autor, 2016.

Tabela 4.11 – Agregação de danos por grupos, em função do método de cálculo

Método	50Kg	100Kg	250Kg	500Kg
ELS	NP	NP	NP	NP
Energético	3	3	3	1
Métodos gráficos	3	3	2	<1
Expressões analíticas	3	3	<1	<1

Fonte: autor, 2016.

Neste caso, o efeito da agregação já permite encontrar um padrão entre os métodos, verificando-se que para pequenas cargas o nível de proteção conferida calculado é semelhante e para cargas maiores, verifica-se que o método energético é o que se aproxima do ELS e os métodos baseados em Biggs (gráficos e expressões) são excessivamente conservativos.

Verifica-se assim que o método energético se apresenta como boa metodologia para análises estruturais expeditas. O nível de confiança no mesmo poderá ainda ser incrementado, se em alternativa ao impulso real, definido pela integração da função exponencial das pressões, for usado o valor de impulso que resulta da linearização dessa função, $i = 1/2 \cdot P_p \cdot t_p$, que agrava substancialmente os impulsos de cálculo (numa ordem superior duas vezes, para valores de pressão como os que foram usados neste trabalho).

Relativamente ao esforço transversal, no caso dos pilares verifica-se que a armadura de esforço transversal não é suficiente para resistir às forças de corte. Assim, a secção não tem capacidade resistente suficiente para mobilizar a energia por deformação das rótulas plásticas de flexão, pelo que a rotura, se ocorrer, será por corte. De igual modo sucede no caso da parede.

5

Recomendações para execução de um Blast Assessment

a. Introdução

No presente capítulo será explanada uma possível metodologia de abordagem ao *blast assessment*. O quadro seguinte apresenta uma sequência de avaliação possível, que se encontra detalhada nos pontos seguintes:

Tabela 5.1 – processo sequencial para um *blast assessment*

Passo	Descrição	Observações
1	Inspeção da estrutura	<ul style="list-style-type: none">• Identificação de características e estado geral dos elementos estruturais• Particularidades arquitetónicas e estruturais
2	Avaliação da envolvente	<ul style="list-style-type: none">• Vias de comunicação, taludes, vegetação, observação
3	Avaliação da ameaça	<ul style="list-style-type: none">• Determinar cenários credíveis de explosão• Avaliar ações (sobrepessão, vibrações, fragmentação)
4	Análise da resposta do edifício à explosão	<ul style="list-style-type: none">• Métodos expeditos• Análise não-linear tridimensional
5	Avaliação do nível de dano expectável no edifício	<ul style="list-style-type: none">• Limites de resposta de elementos• Definir critério de aceitabilidade do dano

Tabela 5.1 – processo sequencial para um *blast assessment*

Passo	Descrição	Observações
6	Estimativa das medidas protetivas necessárias e a sua viabilidade económica	<ul style="list-style-type: none"> • Definir nível de proteção adequado • Reforço estrutural • Reforço de elementos não estruturais • Plano de barreiras • Plano de segurança física
7	Decisão	<ul style="list-style-type: none"> • Utilização da estrutura • Não-aceitação da estrutura • Redução do critério de aceitação

Fonte: autor, 2016.

b. Avaliação estrutural, implantação e particularidades arquitetónicas

A configuração e disposição dos elementos e órgãos da infraestrutura face ao foco de uma explosão, pode contribuir para o desempenho da mesma quando sujeita a ações da onda aérea, pelo que importa avaliar a existência de algumas particularidades. Do ponto de vista da inspeção e avaliação estrutural de edifícios existentes, as técnicas de análise e de recolha de dados estão bem documentadas em vasta literatura e normas internacionais (ESA, 2012). No presente estudo interessa apontar alguns aspetos que possam ter mais relevância, considerando a tipologia da ação que se pretende verificar na estrutura.

Os elementos mais vulneráveis de uma edificação são aqueles que se encontram expostos à explosão, pelas consequências que podem originar na estabilidade global. Nesse sentido, as preocupações são essencialmente de duas ordens. A primeira é que o elemento atingido tenha capacidade resistente suficiente para suportar a ação da explosão; o segundo é que a estrutura mantenha suficiente integridade estrutural, para que o eventual colapso de um elemento não desencadeie um mecanismo de colapso progressivo da mesma (Dusenberry, D., 2010). No caso de pilares isolados ou em que as paredes de enchimento não estejam ligadas a estes, como a superfície exposta é muito pequena, estes beneficiam do efeito de escoamento da frente de onda, que mitiga razoavelmente os efeitos do impulso. Ainda assim, vários autores recomendam que a altura útil dos pisos não exceda cerca de cinco metros (USACE, 1994). Para elementos deste tipo, os aspetos críticos a considerar prendem-se com a possibilidade de um perpetrador aceder à proximidade do

elemento, e aí colocar uma carga explosiva, ou impactar neste com um veículo armadilhado. A limitação da altura útil máxima, justifica-se na medida em que a explosão poderá danificar de forma localizada um elemento da estrutura que faça o travamento do pilar, como seja uma viga ou laje, e por essa via o pilar atingir a rotura por fenómenos de encurvadura local.

Para além destas referências, enumeram-se alguns aspetos particulares que devem ser tidos em conta na seleção de infraestruturas a ocupar.

- O edifício deve conter pelo menos 3 vãos (pórticos) de largura, para permitir que os ocupantes se possam movimentar por um corredor ou área central, protegidos da circulação próxima de envidraçados (Mays, Smith, 2003).
- Deve ser verificada a existência de núcleos rígidos que permitam estabelecer áreas de abrigo no interior da infraestrutura.
- A presença de cantos reentrantes e gavetos deve ser evitada na medida em que incrementam localmente as sobrepressões, em resultado de reflexões múltiplas(FEMA, 2011).
- A existência de andares superiores recuados é benéfica para a mitigação de efeitos, na medida em que aumenta a distância de ataque face ao edifício.
- Deve ser verificada a permeabilidade do edifício. Em regra, devem ser evitadas grandes áreas de envidraçado, para por um lado minimizar os danos resultantes da projeção de fragmentos de vidro nos ocupantes e instalação, e por outro, limitar a permeabilidade do edifício à propagação da onda aérea, que tem consequências na solicitação dos elementos de suporte interiores e lajes, e ainda na projeção de elementos soltos de mobiliário(USACE, 1994b).
- No caso de uma instalação industrial, deve-se verificar se o revestimento de fachada se encontra bem fixo e com as ligações à vista para permitir a inspeção, reforço ou substituição. Adicionalmente, verificar se os painéis permitem a remoção individual fácil em caso de dano e necessidade de substituição.
- Quando empregues painéis de revestimento de fachada, verificar pontos de apoio do revestimento de fachada. Normalmente, os painéis de fachada de betão têm uma orientação vertical (apoio piso a piso), mas por vezes pode ocorrer a fixação lateral aos pilares. No primeiro caso, implica a verificação da estabilidade global da estrutura às

ações da onda aérea. No segundo caso, torna-se imperioso verificar localmente a capacidade resistente do elemento que suporta esta estrutura secundária e das ligações.

c. Avaliar a envolvente

Como referido no capítulo 2, a magnitude dos efeitos de uma explosão decresce exponencialmente com a distância ao foco da explosão. A possibilidade de tirar partido do terreno para incrementar a proteção e a identificação das particularidades da envolvente à infraestrutura são assim essenciais para o estudo a desenvolver. Assim, reveste-se de grande interesse identificar e mapear: a orientação dos edifícios; a sua relação com as vias de circulação, incluindo tipos de circulação permitida (sem restrições, apeada, ciclovias, veículos ligeiros); a existência de barreiras naturais tais como água, vegetação e taludes; existência ou possibilidade de implantação de pontos de controlo, perímetro controlado e barreiras físicas que garantam uma distância mínima de segurança, inacessível a veículos hostis; implantação da vegetação, localização de parqueamentos; forma de acesso a serviços (zonas de receção e reunião); trajetos de aproximação a alta velocidade.

d. Avaliar a ameaça

A avaliação do desempenho de edifícios existentes pode seguir essencialmente duas abordagens distintas: a abordagem determinística e a abordagem probabilística.

A abordagem determinística tem em consideração apenas o impacto do máximo evento credível sem ter em conta a sua frequência. Neste caso, há que avaliar os cenários verosímeis de explosão, designadamente a localização e dimensão da explosão, obtendo de forma numérica a magnitude da onda aérea e o critério de resposta da estrutura (Benucci S., Pontaggia M. & Ugocioni G., 2012).

A abordagem baseada no risco considera quer a frequência quer os cenários de explosão potenciais que podem ter impacto numa determinada infraestrutura. Neste caso será necessário mapear a infraestrutura pelo grau de importância das áreas consideradas e admitir cenários de explosão de diferentes magnitudes em diferentes zonas, associando uma probabilidade de ocorrência.


O uso de uma ou de outra abordagem terá implicações significativas nos critérios de aceitabilidade de uma infraestrutura. Numa abordagem determinística, obtém-se com exatidão a capacidade resistente do edifício

(ou dito de outra forma, as suas vulnerabilidades), mas segundo Benucci S., Pontaggia M. & Ugocioni G. (2012), conduz frequentemente a subestimar a capacidade resistente da estrutura. A abordagem probabilística conduz a valores das sobrepressões mais mitigados, o que permite alguma economia na construção, mas implicando a aceitação de um risco residual.

Em infraestruturas críticas não parece prudente empregar uma abordagem probabilística, pelo que o uso das duas metodologias deve ser balanceado de forma a permitir aliar a segurança e a economia. Para efeitos do critério de aceitação de uma infraestrutura para uso operacional, deverá ser adotada uma abordagem determinística, sendo de salientar que o presente estudo se debruça apenas sobre a ameaça proveniente de engenhos explosivos (contentorizados ou baseados em veículo) e em particular à onda de choque e efeito de sopro.

Independentemente das condições de incerteza, para efeitos da análise, os níveis de ameaça podem grosseiramente ser parametrizados da seguinte forma (Tabela 5.2):

Tabela 5.2 - Parâmetros de cálculo de acordo com a severidade da ameaça

Nível	Severidade da ameaça	Quant. de explosivos	Meio de projeção típico	
9	Muito alta	<5000 Kg TNT	Viatura pesada	
8		<1000 Kg TNT	Viatura pesada	
7		<250 Kg TNT	Viatura ligeira com mala	
6		<50 Kg TNT	Viatura ligeira compacta	
5		<10 Kg TNT	Velocípede/mochila	
4		<2 Kg TNT	Mochila/objetos vários	
3		<1 Kg TNT	Mochila/objetos vários	
2		<0,5 Kg TNT	Engenhos postais/Objetos vários	
1		Muito baixa	<0,1 Kg TNT	Engenhos postais/Objetos vários

Fonte: Adaptado de (NATO, 2016).

A seleção da carga de cálculo para a elaboração de um *blast assessment* a um edifício corrente para utilização operacional, no que respeita à possibilidade de um ataque exterior com engenhos explosivos, deve assim considerar o grau de credibilidade de um determinado evento. Caso seja estabelecido um perímetro controlado dentro do qual as pessoas e veículos não possam circular sem controlo e/ou inspeção, podem ser excluídas para análise exterior as cargas referidas nos níveis 1 a 5, que apenas terão interesse no caso de haver uma probabilidade de o rebentamento se dar no interior dos edifícios ou junto a elementos estruturais primários, ou ainda se incorporarem fragmentação (fora do âmbito deste trabalho).

e. Avaliação da resposta do edifício a explosões

A avaliação preliminar da capacidade resistente do edifício deveria idealmente ser feita em dois planos: uma análise à estabilidade global do edifício, determinando se este comporta as solicitações impostas; e uma análise local, inspecionando e avaliando os componentes individuais condicionantes.

No entanto, como referido anteriormente, a simplificação do processo de cálculo assenta em transformar o sistema tridimensional complexo, num sistema equivalente com um grau de liberdade (oscilador de massa e mola), constituído por elementos mais simples, mas cuja análise possa representar o comportamento de um sistema contínuo. Desta forma, uma estrutura é avaliada pela análise sucessiva das partes que a compõem. Assim, de uma forma expedita a análise deverá incidir sobre os elementos estruturais que simultaneamente, estejam mais expostos à explosão (exteriores) e contribuam para a capacidade portante do edifício, tendo em consideração os seguintes aspetos:

- Identificar a importância do elemento (primário, secundário);
- Orientação do elemento face à explosão;
- Condições de fronteira e existência de outros elementos secundários suportados por este;
- Verificar se há elementos a descarregar neste (por exemplo, os painéis de fachada podem ser fixos às lajes, ou aos pilares);
- Verificar existência de juntas de dilatação.

f. Avaliar o nível de dano expectável

Geralmente as estruturas de betão armado têm uma grande capacidade de deformação antes do colapso (ductilidade). No entanto, há fatores que

impedem que os elementos atinjam a sua capacidade de deformação máxima, provocando roturas frágeis. Contudo importa sublinhar que um dos aspetos mais sensíveis na resposta das estruturas prende-se com a resistência das ligações, e em particular em estruturas pré-fabricadas de betão (ou aço). A reutilização destas estruturas deverá assim ser alvo de avaliação cuidada. Outra preocupação não menos importante é a resistência ao corte. As roturas por esforço transverso são roturas frágeis pelo que devem ser evitadas (ASCE, 2011, COE).

A resposta aceitável da estrutura é definida de acordo com as características anteriormente referidas, mas também com a filosofia de segurança e proteção adotada, concretizada através de uma limitação das deformações (ver tabela 3.4) para cada nível de proteção definido (muito baixo, baixo, médio e alto), o qual traduz o grau de aceitabilidade da ocorrência de danos em pessoas ou equipamentos no evento de uma explosão (ver tabela 3.3).

Daqui decorre a necessidade imperiosa de identificar corretamente o tipo de uso expectável para cada parcela da infraestrutura, acautelando a possibilidade de localizar atividades humanas em zonas mais protegidas do impacto direto de uma explosão, deixando para regiões mais desfavoráveis as atividades e equipamentos ou materiais não críticos.

g. Estimativa das medidas protetivas e viabilidade económica

A Proteção de infraestruturas não deve ser encarada como um conceito absoluto, havendo que encontrar o ponto ótimo entre o custo da proteção e o custo da perda potencial. Com efeito, face à imprevisibilidade e argúcia do opositor, a proteção nunca confere segurança total, pelo que uma proteção excessiva é apenas um desperdício de recursos (Cormie et al, 2012). Apesar da opção por uma abordagem determinística no cálculo dos efeitos das explosões, idealmente a conceção de um sistema protetivo e em particular a definição do nível de proteção conferida por determinada infraestrutura ou parte dela, deverá contemplar uma análise de risco, avaliando a combinação do tipo, probabilidade e consequências de um ataque, e a partir daqui, decidir que riscos deverão ser aceites, e quais deverão ser mitigados.

Como referido, a variável “distância” é aquela que mais contribui para a redução dos efeitos de uma explosão. Por isso, as medidas de engenharia relacionadas com o plano diretor da infraestrutura são essenciais, explorando as possibilidades que envolvente oferece (vide ponto 5.2.2). De uma forma mais abrangente, em termos de filosofia de proteção, o edifício ou instalação devem permitir um ou mais dos seguintes desideratos (Mays, Smith, 2003):

- Demover um ataque terrorista, sugerindo, através do layout, do plano diretor e da segurança física, que as probabilidades de sucesso de um ataque são reduzidas.
- Dissimular as partes remuneradoras do potencial alvo, para que a energia do ataque seja canalizada para áreas sem valor, reduzindo o impacto do mesmo.
- Dispersar os elementos da instalação alvo, de modo a que o ataque numa área tenha um impacto limitado nas restantes.
- Bloquear o ataque, pela implementação de barreiras físicas ao método de ataque provável.
- Atenuar o ataque através da absorção da energia pela estrutura, protegendo os alvos remuneradores, o que implica estrutura tenha a capacidade resistente necessária, ou seja reforçada/fortificada para esse efeito.

Nos casos em que a estrutura se encontre em bom estado, exista espaço e a distância à origem de uma potencial explosão seja suficiente (o que, de acordo com este estudo pode ser garantido com algum grau de confiança para distâncias reduzidas da ordem de 3 a 3,5), a infraestrutura pode ser utilizada sem a adição de qualquer tipo de reforço ou fortificação dos elementos principais, embora os envidraçados devam objeto de intervenção, adotando sistemas que permitam mitigar a projeção de estilhaços (*glazing*). Para esse efeito, deverá ser identificada a ameaça mais severa (plausível) e estabelecido o perímetro para o interior do qual todos os veículos deverão ser objeto de procedimentos de controlo e inspeção.

Nos casos em que as distâncias mínimas não sejam praticáveis, terá de ser estudada a possibilidade de reforço/fortificação dos elementos constituintes da infraestrutura, tais como, paredes de enchimento ou revestimento, janelas, portas, coberturas e a superestrutura em geral, de modo a mitigar os efeitos resultantes da detonação das quantidades de explosivos aplicáveis a cada caso, considerando as distâncias possíveis e os níveis de proteção que se pretendem garantir.

A intervenção mais ou menos extensiva em estruturas existentes poderá abranger as seguintes medidas:

(1). Robustecimento da estrutura

Esta solução pode ser definida como as medidas tomadas para incrementar a capacidade resistente e estabilidade global da estrutura face a uma determinada ação. O objetivo do robustecimento é mais focado na

prevenção do colapso progressivo do que na redução de danos em elementos particulares.

(2). Reforço ou Fortificação

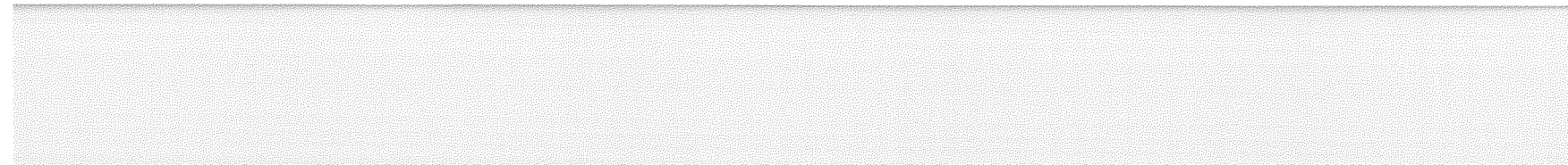
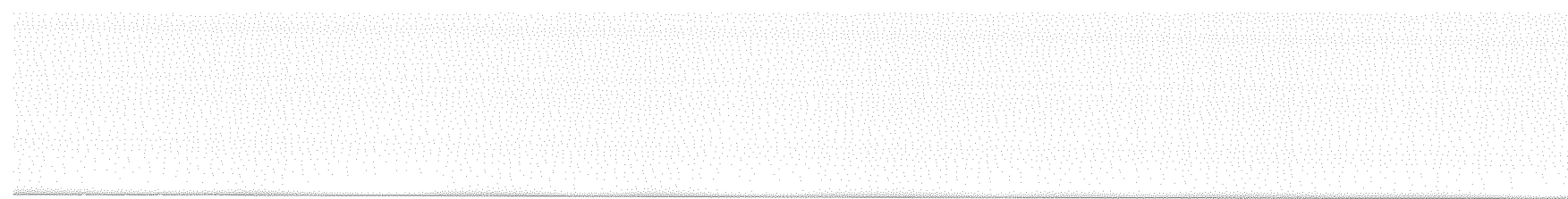
O reforço ou fortificação da estrutura respeita ao incremento da resistência de uma estrutura ou elementos particulares desta, aos danos provocados por ações localizadas. Está assim focalizado na minimização de danos num elemento ou parte da estrutura. Este objetivo pode ser atingido por uma intervenção direta na estrutura ou provendo barreiras protetivas.

(3). Implementação de um plano de barreiras

O posicionamento criterioso de barreiras é uma medida de organização do terreno que permite estabelecer um perímetro e criar um sistema de obstáculos que possa demover tentativas de ataque com veículos (ameaça mais severa). Os sistemas fixos (passivos) são em regra usados para garantir a distância mínima de segurança, enquanto os amovíveis (ativos) são empregues para permitir o acesso ao interior da instalação. Ambos devem ter capacidade de absorver a energia cinética de ameaças em movimento.

h. Decisão

A impossibilidade ou inadequabilidade das medidas de Engenharia, considerando o nível de proteção que se pretende conferir e o risco residual a aceitar, permitirá consubstanciar a decisão de exclusão de uma infraestrutura para ocupação militar. Ao invés, se a infraestrutura permite estabelecer um perímetro controlado razoável (principalmente o afastamento a uma via de circulação) e a instalação de barreiras, os custos de reforço serão muito menores, sugerindo uma aceitação.



6 Conclusões

O objetivo principal deste estudo era aquilatar a adequabilidade da utilização de métodos simplificados para avaliar a resistência de edifícios correntes face à ocorrência de explosões, no domínio dos efeitos, através de um estudo comparativo entre diversas formulações, tendo como referência um modelo numérico calibrado com recurso a dados experimentais.

Assim, no segundo capítulo verificou-se que a interação das ondas de choque com os edifícios assume uma natureza complexa, sendo necessário adotar algumas simplificações para que o cálculo seja possível. No entanto, o aspeto mais importante a referir prende-se com a natureza do fenómeno das explosões, cujas pressões decrescem exponencialmente com o tempo e com a distância, pelo que daqui decorre que a forma mais eficaz de reduzir os efeitos de uma explosão numa estrutura é garantir uma distância de segurança adequada entre a mesma e os locais acessíveis a elementos hostis ou focos potenciais de explosão.

No terceiro capítulo, verificou-se que a resposta dinâmica das estruturas face a ações muito rápidas apresenta um desempenho superior à resposta estática. Com efeito, de acordo com as referências usadas, quando se trata de resposta a explosões, a plastificação de certas zonas da estrutura poderá ser aceitável e até desejável devido a razões económicas, e que estas podem ter um comportamento plástico (deformação permanentemente), de modo a absorver a energia da explosão, admitindo-se assim um determinado nível de dano, desde que compaginável com a filosofia de proteção adotada.

Neste capítulo abordou-se ainda a verificação da segurança de estruturas existentes face à solicitação da onda de choque e sopro, sendo de realçar que este é um processo complexo que obriga ao recurso a metodologias de análise dinâmica não-linear e que carece de algum juízo de engenharia sobre os potenciais efeitos de uma explosão.

No quarto capítulo, foi usado um caso de estudo para comparar as diversas metodologias, usando como referência um modelo constitutivo calibrado num *software* de análise não-linear tridimensional (ELS V3.1), com as características dos materiais calibrados com recurso uma campanha de ensaios experimentais. O primeiro aspeto a salientar é o facto de os elementos não estruturais colapsarem muito antes da estrutura portante e por isso são condicionantes para o nível de proteção conferido pela estrutura.

No que respeita à análise à segurança global do edifício, os métodos aproximados apresentam desvios importantes, que tornam a análise muito conservativa. Esses desvios têm tendência a aumentar com o incremento do número de pisos. Não se considera assim adequado o uso destas metodologias para carregamentos impulsivos localizados, podendo ser equacionados quando as detonações são suficientemente distantes para que a onda aérea possa ser considerada plana em toda a fachada carregada. Ainda assim, há que desenvolver fatores corretivos para os desvios observados nos resultados como sejam por exemplo a normalização das pressões.

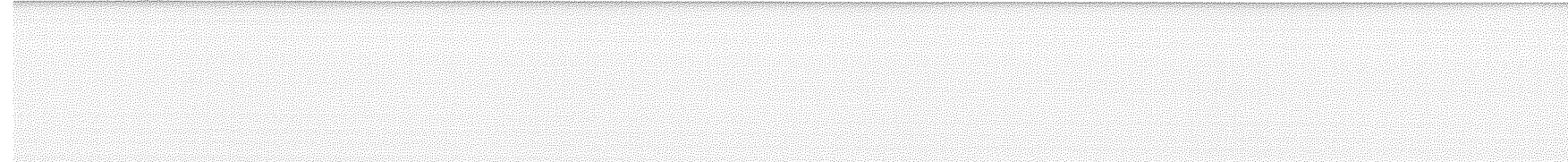
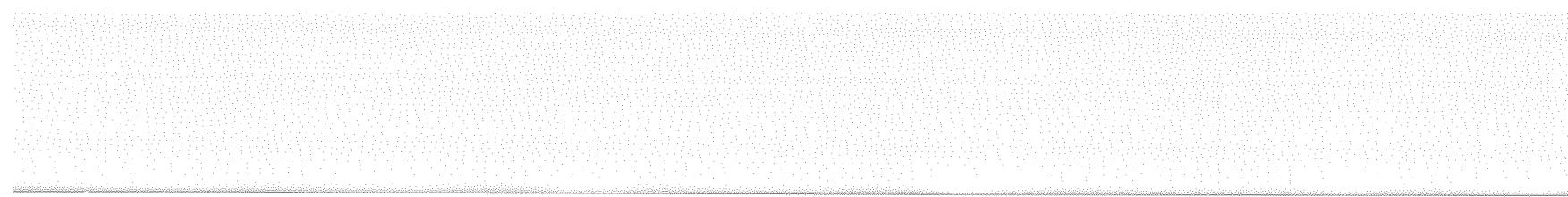
No que respeita à análise local, foram identificadas várias limitações dos métodos expeditos usados, quando comparados com o *software* ELS, embora se deva referir que este não é adequado para análises expeditas em campanha. As limitações referidas exigem algum juízo de engenharia na avaliação de resultados, bem como na determinação das ações. Esta questão é particularmente relevante quando a magnitude da explosão afeta mais do que um elemento de suporte, podendo desencadear um mecanismo de colapso progressivo. No caso presente, os resultados das expressões analíticas indicam que para a carga de 500Kg os elementos P1-3E e PA1 colapsavam, o que não sucede, de acordo com o ELS V3.1.

Para além disso, enquanto o ELS atribui a cada elemento da malha definida a pressão de acordo com a sua posição face à explosão, nos métodos expeditos essa abordagem é de todo inviável, o que lhe reduz precisão. Acresce ainda que a transformação dos elementos a analisar em sistemas de 1g.d.l. isolados do seu conjunto, despreza o equilíbrio de forças e deformações que ocorre entre elementos adjacentes. Isto quer dizer que os efeitos da interação tridimensional que podem incrementar ou atenuar a resposta de

um elemento, não são considerados. Finalmente, há uma dificuldade em aproximar as propriedades dinâmicas dos materiais, o que tende a reduzir a fiabilidade do cálculo.

Ainda assim, verifica-se que esses métodos ou tendem a ser conservativos à medida que se incrementa a carga, ou podem ser usados parâmetros corretivos, o que permite o seu uso extensivo em análises da resposta das estruturas. Importa, no entanto, referir que no caso de os edifícios a analisar conterem elementos secundários (designadamente para apoio de paredes divisórias e revestimentos em painel sanduíche), é muito importante o juízo de engenharia na seleção da sequência de análise, de acordo com o “caminho” expectável das cargas, incorporando os efeitos das reações dinâmicas no elemento seguinte da análise.

No quinto capítulo é proposta uma metodologia de base para a realização de um *blast assessment*, aproveitando os resultados da análise ao caso de estudo, que congrega todos os conceitos explanados nos capítulos anteriores, bem como a abordagem aos níveis de proteção. Concluiu-se que deve ser procurada a máxima extensão do perímetro controlado, afastando as ameaças potenciais, mas não havendo espaço disponível, poderá obrigar à adoção de outras medidas de engenharia, no âmbito do plano diretor da infraestrutura, ou no robustecimento e/ou reforço da mesma, e na impossibilidade ou inadequabilidade de ambas, conduzir à exclusão da infraestrutura para ocupação militar, se o risco residual após as medidas de mitigação não for considerado aceitável.





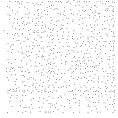
Bibliografia

- Baker et al. (1983). *Explosion Hazard and Evaluation*, Baker, W.; Cox, P., Westline, P., Kulesz, J. Strehlow; R. Netherlands: Elsevier Science B.V.
- Malvar & Crawford. (1998b). Dynamic Increase factors for Steel reinforcing bars. *proceedings of the Twenty-Eighth DoD Explosives Safety Seminar*. Orlando: DDESB.
- ASCE (2011). *Blast Protection of Buildings, ASCE Standard, ASCE-SEI 59-11*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE (1997). *Design of blast resistant building in petrochemical facilities*. US: American Society of Civil Engineers.
- ASI (2014). *Extreme Loading for Structures - Blast Theory Manual*. Durham: Applied Science International, LLC.
- ASI (2015). *Extreme loading for Structures Theoretical Model*. Durham: Applied Science International, LLC.
- Bangash, M., Bangash, T. (2006). *Explosion-resistant buildings*. London, UK: Springer.
- Barros, D. (1984). *Eplosivos, artificios e agressivos químicos*. Lisboa: Academia Militar.
- Benucci S., Pontaggia M. & Ugocioni G. (2012). Explosion Load calculation for building design, risk-based vs consequence -based approach. *Chemical Engineering Transactions* , pp. n° 26, 153-158.

- Biggs, J. (1964). *Introduction to Structural Dynamics*. United States: McGraw-Hill Book Company.
- Brode, H. (1954). *Numerical Solution of spherical blast waves*, Research Memorandum. Rand corporation.
- Bulson, P. (1997). *Explosive loading of engineering structures*. Great Britain: E & FN SPON.
- CCPS (2012). *Guidelines for Evaluating Process Plant Buildings for External Explosions, Fires and Toxic Releases*, 2nd Edition. New York: Center for Chemical Process Safety.
- Cormie et al, D. M. (2009). *Blast Effects on Buildings*, 2nd Edition. London: Thomas Telford.
- DoD (1996). Report of the Assessment of the Khobar Towers Bombing, Downing Assessment Task Force, The Pentagon, Washington DC, Aug 30.
- DoD (2007a). *DoD Minimum Antiterrorism Standards for Buildings*, UFC 4-010-01. Retrieved Maio 12, 2011, from <http://www.wbdg.org/ccb/DOD/UFC/ufc_4_010_01.pdf>.
- DoD (2008). *Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*, UFC 3-340-02. Retrieved Maio 14, 2011, from <www.wbdg.org/ccb/DOD/UFC/ufc_3_340_02.pdf>.
- DoD (2014). *Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*, UFC 3-340-02. Retrieved março 21, 2015, from Whole Building Design Guide web site: http://www.wbdg.org/ccb/DOD/UFC/ufc_3_340_02.pdf.
- Dusenberry, D. (2010). *Handbook for blast-resistance design of buildings*. London: John Wiley & sons.
- ESA (2012). *Bases for Design of Structures - Assessment of Existing Structures (Identical with ISO 13822:2010)*. Ethiopian Standards Agency.
- Fallah et al, N. E. (2013). Pressure-Impulse diagram for blast loaded continuous beams based on dimensional analysis. *ASME Journal of Applied Mechanics*, Vol 80.
- FEMA (2011). *FEMA 426 - Reference manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks against Buildings*. US: Federal Emergency Management Agency - US Department of Homeland security.
- Gomes G. (2013). *Demolições por Métodos Explosivos*, Academia Militar, Lisboa.
- Gonçalves M. (2015). *Reforço de placas de betão armado com argamassas armadas para acções de explosão*, Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia - UNL.

- Iqbal, J. (2009). *Effects of an external Explosion in a Concrete Structure*. Taxila – Pakistan.
- Kingery & Bulmash (1984). *Airblast Parameters from TNT Spherical Air Burst and Hemi spherical Surface Burst*, US Technical Report ARBRL-TR-02555. Ballistics Research Laboratory, Aberdeen Proving Ground, Maryland, USA.
- Kinney, Graham (1985). *Explosive Shocks in Air, 2nd edition*. Springer Berlin Heidelberg.
- Krauthammer (2008). *Modern Protective Structures*. United States: CRC Press, Taylor and Francis Group.
- Langefors, U., Kihlstrom (1968). *Tecnica Moderna de voladura de rocas*. Bilbao: Ed Urmo, S.A.
- Malvar & Crawford (1998a). Dynamic increase Factors for concrete. *Technical report*. Orlando: DTIC Document.
- Mays, D. Smith, P. (2003). *Blast Effects on Buildings*. London: Thomas Telford.
- NATO (2016). *ATP-3.12.1.8 - Test Procedures and Classification of the Effects of Weapons on Structures, Edition A, Version 1*. Brussels: Nato Standardization Office (NSO).
- Needham, C. (2010). *Blast Waves*. New York: Springer.
- NP EN 1992-1-1 (2010). Eurocódigo 2 - Projeto de Estruturas de betão. parte 1-1: regras gerais e regras para edifícios . Lisboa: LNEC.
- Oswald & Conrath (1994). *A computer Program for Explosive Damage Assessment of conventional buildings*. Omaha District: US Army Corps of Engineers.
- Oswald & Nebuda (s.d.). *Development of Component Explosive Damage assessment Workbook (CEDAW)*.
- Oswald, C. (2005). *Component Explosive Damage Assessment Workbook (CEDAW) methodology manual V1.0*. Omaha District: Protective Design Center - USACE.
- Rebelo H. (2015). *Numerical Simulation of Blast Effects on Fibre Grout RC Panels, Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil - Perfil Estruturas*. Lisboa: FCT-UNL.
- TNO (1992). *TNO Green Book -Methods for determination of possible damage to people and objects resulting from releases of hazardous materials (CPR 16E)*. Netherlands: Comitte for the Prevention of Disasters due to Dangerous Substances.

- UK MoD (2008). *Military Engineering, Volume IX, Force Protection Engineering, Part 2 - Structures and Security Systems*. UK: UK Ministry of Defense.
- US Department of Energy (1981). *A manual for prediction of blast and fragment loading of structures*. Texas, US: US Department of Energy.
- USACE (2008b). *Single Degree of Freedom Response Limits for Antiterrorism Design, PDC-TR 06-08*. Ohama, Nebraska: Protective Design center.
- USACE (2008c). *Methodology Manual for Component Explosive Damage Assessment Workbook (CEDAW), PDC-TR 08-07*. Omaha, Nebraska: Protective Design Center.
- USACE (2008a). *PDC TR-06-01, rev 1, Methodology Manual for the single-degree-of-freedom blast effects design spreadsheets (SBEDS)*. US: Protective Design Center.
- USACE (2008b). *PDC TR-06-08, rev 1, Single degree of freedom structural response limits for antiterrorism design*. Ohama, Nebraska: Protective Design Center.
- USACE (1994a). *TM 5-853-3 - Security Engineering final design*. Department of The Army, US.
- USACE (1994b). *TM 5-853-1 - Security Engineering project development*. US: United States Army Corps of Engineers, Department of the Army.
- Yandzio, E., Gough M. (1999). *Protection of buildings against explosions*. Berkshire: The steel construction Institute.



Anexos

Anexo A – Parâmetros para explosões segundo a UFC 3-340-02 (2014)

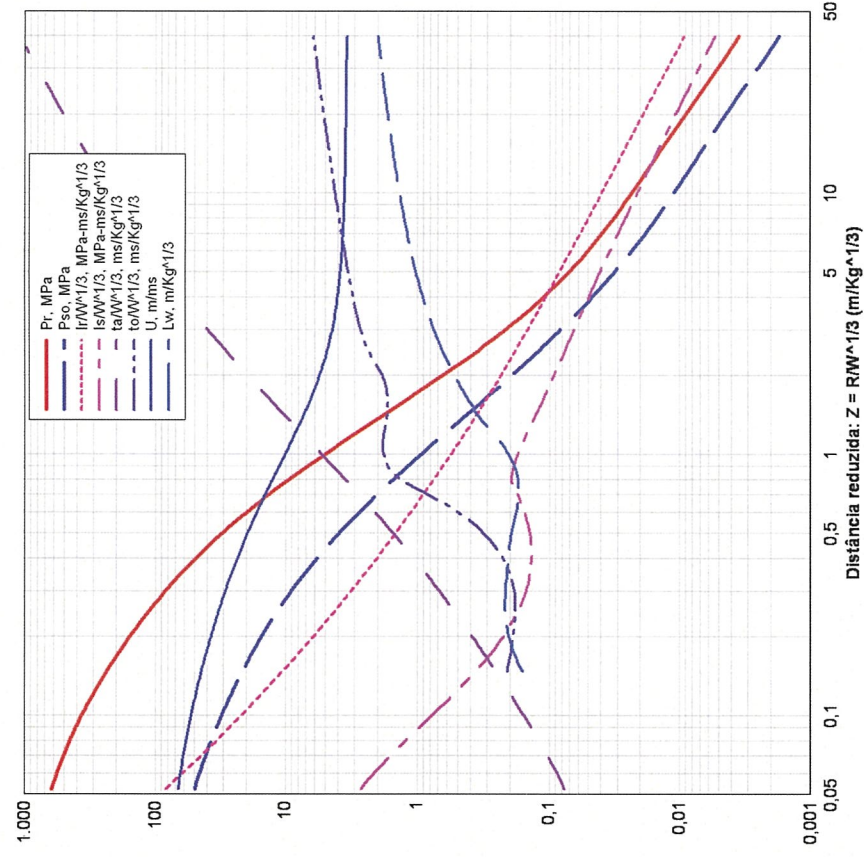


Figura A-1 – Parâmetros da fase positiva da onda de choque para explosões aéreas perfeitas

Fonte: adaptado de UFC 3-340-02, 2014.

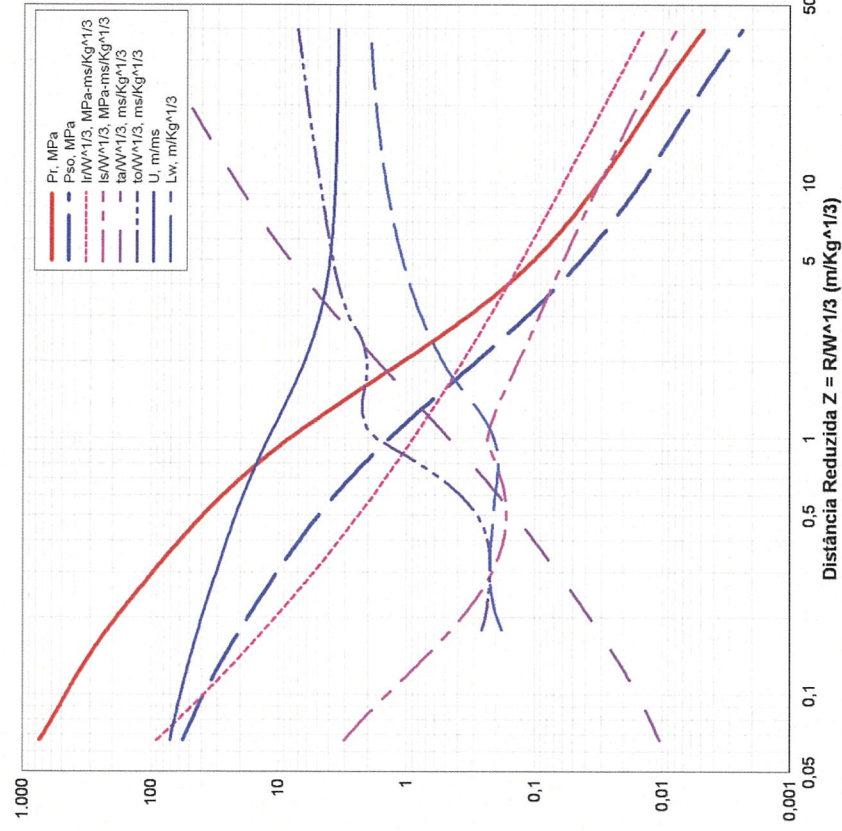
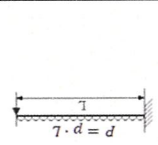
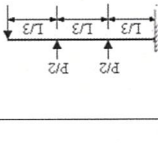




Figura A-2 – Parâmetros da fase positiva da onda de choque em explosões à superfície

Fonte: Adaptado de UFC 3-340-02, 2014.

Anexo B – Fatores de transformação para elementos de viga

Tabla B-1 - Fatores de transformação para elementos de barra e lajes armadas numa direção (elementos encastrados-rotulados)

Regime	Fator de carga, K_L	Fator de Massa, K_M	Fator de Massa, K_M	Massa concentrada, K_M	Massa unitária, K_M	Carga última, $p \cdot u$	Rigidez, K	Rigidez equivalente, K_{E*}	Esforço transversal no apoio, $V_E(x=0)$	Esforço transversal para $x=z$, $V_E(x=z)$	Reações dinâmicas, V		Diagrama de carregamento e condições de fronteira														
											Elástico	Elástico-plástico	Plástico	Diagrama de carregamento e condições de fronteira													
Elástico	1.0	1.0	1.73	0.43	1.73	0.78	$\frac{8M_n}{L^3}$	$\frac{188EI}{L^3}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{L}{2M_n}$	0.39p+0.11F±Nm.L	-p _n z	0.38p _n -0.12F±Nm.L														
															Elástico	0.58	1.0	0.43	1.73	0.78	$\frac{4(M_n + 2M_p)}{L^3}$	$\frac{384EI}{L^3}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{L}{2M_n}$	0.39p+0.11F±Nm.L	-p _n z	0.38p _n -0.12F±Nm.L
															Plástico	0.64	1.0	0.5	1.56	0.78	$\frac{4(M_n + 2M_p)}{L^3}$	$\frac{384EI}{L^3}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{L}{2M_n}$	0.39p+0.11F±Nm.L	-p _n z	0.38p _n -0.12F±Nm.L
Elástico	1.0	1.0	0.43	1.0	0.43	0.78	$\frac{16M_n}{3L}$	$\frac{107EI}{L^3}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{2}{M_n}$	0.75p-0.25F±Nm.L	-p _n z	0.75p _n -0.25F±Nm.L														
															Elástico	1.0	1.0	0.43	1.0	0.43	$\frac{4(M_n + 2M_p)}{L^3}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{2}{M_n}$	0.75p-0.25F±Nm.L	-p _n z	0.75p _n -0.25F±Nm.L
															Elástico-plástico	1.0	1.0	0.49	1.0	0.49	$\frac{4(M_n + 2M_p)}{L^3}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{2}{M_n}$	0.75p-0.25F±Nm.L	-p _n z	0.75p _n -0.25F±Nm.L
Plástico	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	0.33	$\frac{L}{2}(M_n + 2M_p)$	$\frac{L}{108EI}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{2}{M_n}$	0.75p-0.25F±Nm.L	-p _n z	0.75p _n -0.25F±Nm.L														
															Elástico	0.81	0.67	0.45	0.83	0.55	$\frac{6M_p}{3L}$	$\frac{132EI}{L^3}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{2}{M_n}$	0.75p-0.25F±Nm.L	-p _n z	0.75p _n -0.25F±Nm.L
															Elástico-plástico	0.87	0.76	0.52	0.87	0.60	$\frac{L}{2}(M_n + 3M_p)$	$\frac{56EI}{L^3}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{2}{M_n}$	0.75p-0.25F±Nm.L	-p _n z	0.75p _n -0.25F±Nm.L
Plástico	1.0	1.0	0.56	1.0	0.56	$\frac{L}{2}(M_n + 3M_p)$	$\frac{L}{122EI}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{2}{M_n}$	0.525p-0.025F±Nm.L	0.525p _n -0.025F±Nm.L	0.525p-0.025F±Nm.L	0.525p _n -0.025F±Nm.L														
															Elástico	0.81	0.67	0.45	0.83	0.55	$\frac{6M_p}{3L}$	$\frac{132EI}{L^3}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{2}{M_n}$	0.525p-0.025F±Nm.L	0.525p _n -0.025F±Nm.L	0.525p-0.025F±Nm.L
															Elástico-plástico	0.87	0.76	0.52	0.87	0.60	$\frac{L}{2}(M_n + 3M_p)$	$\frac{56EI}{L^3}$	$\frac{V_A}{p_n \cdot L} = \frac{2}{L}$	$\frac{V_B}{p_n \cdot L} = \frac{2}{M_n}$	0.525p-0.025F±Nm.L	0.525p _n -0.025F±Nm.L	0.525p-0.025F±Nm.L

M_n – Momento de cedência negativo (correspondente ao valor característico da tensão cedência do aço)
M_p – Momento de cedência positivo (correspondente ao valor característico da tensão cedência do aço)
V_{E_z} e V_{E_x} – corresponde ao esforço transversal, à distância d ou z (secções tipo I ou II) nos apoios direito e esquerdo, respetivamente.
F – corresponde à força atuante (impulso ou pressão) e corresponde a P no caso de cargas pontuais, ou P = p · L, no caso de cargas distribuídas.
(*) Válido apenas para M_n = M_p
(**) Válido apenas para M_n ≤ M_p

Fonte: Adaptado de Cormie et al, 2009 e UFC 3-340-02, 2014.

Tabela B-2 - Fatores de transformação para elementos de barra e lajes armadas numa direção (elementos bi-encastros)

Diagrama de carregamento e condições de fronteira	Regime	Fator de Massa, K_M				Fator Carga-massa, K_{CM}	Carga última, p_u	Rigidez, K	Rigidez equival. K_e	Esforço transverso no apoio, $V_{Ed}(x=0)$	Esforço transverso para $x=z$, $V_{Ed}(x=z)$	Reações dinâmicas, V
		Massa concentr.	Massa	Massa concentr.	Massa							
	Elastico	1.0	0.41	1.88	0.77	$\frac{12M_n}{L^2}$	$384EI$	$\frac{384EI}{L^3}$	$0.36P-0.14F$	$0.39P-0.11F$	$0.38P_n-0.12F$	
	Elastico	1.0	0.50	1.56	0.78	$\frac{8(M_n + M_p)}{L^2}$	$\frac{384EI}{5L^4}$	$\frac{384EI}{L^3}$	$0.39P-0.11F$	$0.39P-0.11F$	$0.38P_n-0.12F$	
	Plástico	0.64	1.0	0.50	0.78	$\frac{8(M_n + M_p)}{L^2}$	$\frac{384EI}{5L^4}$	$\frac{384EI}{L^3}$	$0.39P-0.11F$	$0.39P-0.11F$	$0.38P_n-0.12F$	
	Plástico	0.50	1.0	0.33	2.0	$\frac{8(M_n + M_p)}{L^2}$	0	$\frac{192EI}{L^3}$	$0.38P_n-0.12F$	$0.38P_n-0.12F$	$0.38P_n-0.12F$	
	Elastico	1.0	0.37	1.0	0.37	$R_n = \frac{L}{8M_n}$	$\frac{192EI}{L^3}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$0.71P-0.21F$	$0.71P-0.21F$	$0.71P-0.21F$	
	Plástico	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{4(M_n + M_p)}{L}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$0.71P-0.21F$	$0.71P-0.21F$	$0.71P-0.21F$	
	Elastico	1.0	0.41	1.88	0.77	$\frac{12M_n}{L^2}$	$384EI$	$\frac{384EI}{L^3}$	$0.36P-0.14F$	$0.39P-0.11F$	$0.38P_n-0.12F$	
	Plástico	0.64	1.0	0.50	0.78	$\frac{8(M_n + M_p)}{L^2}$	$\frac{384EI}{5L^4}$	$\frac{384EI}{L^3}$	$0.39P-0.11F$	$0.39P-0.11F$	$0.38P_n-0.12F$	

M_n – Momento de cedência negativo (correspondente ao valor característico da tensão cedência do aço)
 M_p – Momento de cedência positivo (correspondente ao valor característico da tensão cedência do aço)

F_{Ed} e V_{Ed} – corresponde ao esforço transverso, à distância d ou z (secções tipo I ou II) nos apoios direito e esquerdo, respetivamente.

F – corresponde à força atuante (impulso ou pressão) e corresponde a P no caso de cargas pontuais, ou $F = p \cdot L$, no caso de cargas distribuídas.

(*) Válido apenas para $M_n = M_p$

(**) Válido apenas para $M_n \leq M_p$

Fonte: Adaptado de Cormie et al, 2009 e UFC 3-340-02, 2014.

Anexo B – Fatores de transformação para elementos de viga (cont.)

Tabella B-3 - Fatores de transformação para elementos de barra e lajes armadas numa direção (elementos simplesmente apoiados)

Regime de carregamento e condições de fronteira	Regime de carga, KL	Fator de Massa, KM			Fator Carga-massa, KLM		Carga última, p_{ult}^n	Rigidez, K	Esforço no apoio, $V_{Ed}(x=0)$	Esforço transverso para $x=z$, $V_{Ed}(x=z)$	Esforço $-p_z z$	$V_{Ed}(x=0)$		$V_{Ed}(x=z)$		
		Massa concentr.	Massa uniforme	Massa concentr.	Massa uniforme	$\frac{z}{p_n \cdot L}$						$\frac{z}{p_n}$	$\frac{z}{p_n}$	$\frac{z}{p_n}$		
	Elastico	0,64	0,5	0,78	$\frac{8M_p}{L^2}$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$\frac{8M_p}{L^2}$	0	$p_n \cdot L$	$-p_n z$	0,39P-0,11F	0,38P _n +0,12F	Elastico	0,5	0,33	0
	Plastico	0,5	0,33	0,66	$\frac{8M_p}{L^2}$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$\frac{8M_p}{L^2}$	0	$p_n \cdot L$	$-p_n z$	0,38P _n +0,12F	0,39P-0,11F	Plastico	0,5	0,33	0
	Elastico	0,87	0,76	0,5	$\frac{6M_p}{L^2}$	$\frac{56,4EI}{L^3}$	$\frac{6M_p}{L^2}$	0	$\frac{z}{p_n}$	0,525P-0,025F	0,52P _n -0,025F	0,52P _n -0,025F	Elastico	0,87	0,76	0
	Plastico	0,87	0,76	0,58	$\frac{6M_p}{L^2}$	$\frac{56,4EI}{L^3}$	$\frac{6M_p}{L^2}$	0	$\frac{z}{p_n}$	0,525P-0,025F	0,52P _n -0,025F	0,52P _n -0,025F	Plastico	0,87	0,76	0
	Elastico	1,0	1,0	0,56	$\frac{6M_p}{L^2}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$\frac{6M_p}{L^2}$	0	$\frac{z}{p_n}$	0,52P-0,28F	0,78P-0,28F	0,78P _n -0,28F	Elastico	1,0	1,0	0
	Plastico	1,0	1,0	0,49	$\frac{4M_p}{L^2}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$\frac{4M_p}{L^2}$	0	$\frac{z}{p_n}$	0,78P-0,28F	0,78P _n -0,28F	0,78P _n -0,28F	Plastico	1,0	1,0	0
	Elastico	1,0	1,0	0,33	$\frac{4M_p}{L^2}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$\frac{4M_p}{L^2}$	0	$\frac{z}{p_n}$	0,75P-0,25F	0,75P _n -0,25F	0,75P _n -0,25F	Elastico	1,0	1,0	0
	Plastico	1,0	1,0	0,33	$\frac{4M_p}{L^2}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$\frac{4M_p}{L^2}$	0	$\frac{z}{p_n}$	0,75P-0,25F	0,75P _n -0,25F	0,75P _n -0,25F	Plastico	1,0	1,0	0

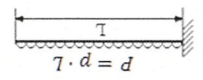
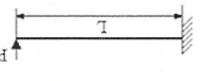
M_p – Momento de cedência positivo (correspondente ao valor característico da tensão cedência do aço)

V_{Ed}^z e V_{Ed}^x – corresponde ao esforço transverso, à distancia d ou z (secções tipo I ou II) nos apoios direito e esquerdo, respetivamente.

F – corresponde à força atuante (impulso ou presso) e corresponde a P no caso de cargas pontuais, ou F = p · L, no caso de cargas distribuídas.

Fonte: Adaptado de Cormie et al, 2009 e UFC-3-340-02, 2014.

Tabela B-4 - Fatores de transformação para elementos de barra e lajes armadas numa direção (elementos em consola)

Diagrama de carregamento e condições de fronteira	Regime	Fator de carga, KL	Fator de Massa, KM			Fator de Massa, KL	Carga-massa, KL	Carga-tiltma, $p_w \cdot p_u$	Rigidez, K	Esforço transverso no apoio, $V_{Ed}(x=0)$	Esforço transverso para $x=z$, $V_{Ed}(x=z)$	Reação dinâmica
			Massa concent.	Massa unif.	Massa concent. unif.							
 $P = d \cdot L$	Elastico	0.4	1.0	0.26	2.5	$\frac{Lz}{2M_n}$	$\frac{Lz}{8EI}$	$p_u \cdot L$	0	$V_{Ed}(x=0)$	0.69P _n -0.31F	
	Plástico	0.5	1.0	0.33	2.0	$\frac{2M_n}{Lz}$						
	Elastico	1.0	1.0	0.24	1.0	$\frac{L}{3EI}$		P_n	0	$V_{Ed}(x=0)$	1.74P _n -0.74F	
	Plástico	1.0	1.0	0.33	1.0	$\frac{L}{M_n}$					1.50P _n -0.50F	

M_n – Momento de cedência negativo (correspondente ao valor característico da tensão cedência do aço)
 V_{Ed} e V_{Ed}^* – corresponde ao esforço transverso, à distância d ou z (secções tipo I ou II) nos apoios direito e esquerdo, respetivamente.
 F – corresponde à força atuante (impulso ou pressão) e corresponde a P no caso de cargas pontuais, ou $P = p \cdot L$, no caso de cargas distribuídas.
 Fonte: Adaptado de Cormie et al, 2009 e UFC 3-340-02, 2014.

Anexo C – Cálculos justificativos

Tabela C-1 – Resposta global da estrutura a rebenhamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT (métodos energéticos)

Elemento	Quant.	Momento (m ³)	Inércia, I _{inércia} (m ⁴)	Ás (Cm ²)	ρ (% arm)	a (m)	d (m)	N _{tr} [kN.m]	N _{tr} total [kN.m]	P _{tr} [kN]	K _c [kN/m]	K _c [kN/m] (Total)	V _{Ed} (X=0) (ω) [Hz]	T	10 T	x ₁ [m]	ε _c [kN.s]	E _c [kN]	x _m	θ°																					
Pilar 60x50	12	0,00457	0,05486	50,24	0,0167	0,176	0,459	1295,16	15541,87	24994,5	139,1	313781,6	37728,2	2,98	0,34	0,03	0,01	227,28	28,341	0,015	0,06																				
Pilar 80x20	4	0,00045	0,001796	33,16	0,021	0,087	0,159	248,85	995,41	2482,1	139,1	313781,6	37728,2	2,98	0,34	0,03	0,01	227,28	28,341	0,015	0,06																				
Parde 56x20	2	0,00047	0,00093	23,83	0,012	0,009	0,164	207,75	2326,83	6645,5	139,1	313781,6	37728,2	2,98	0,34	0,03	0,01	227,28	28,341	0,015	0,06																				
Condições de fronteira: Estrutura em consola (ver anexo A)																																									
Parâmetros: $f_y = 560MPa; f_c = 46MPa; f_{y,adm} = 720,7MPa; f_{c,adm} = 54,7MPa; E_s = 200GPa; E_c = 34GPa;$																																									
Equações: $I = \frac{b \cdot h^3}{12}; I_{cr} = \frac{b \cdot h^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2$; em que $c = \frac{b}{n \cdot A_s + (n \cdot A_s \cdot (1 - A_s + 2bd))^{0,5}}$; b é a largura da secção, h a altura total, d corresponde à altura útil da secção (para secções tipo II, toma o valor de z), n é o fator de homogeneidade da secção ($n = E_s/E_c$); $p = A_s/b \cdot d$;																																									
$M_p = p \cdot f_y \cdot f_{y,adm} \cdot b \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot p \cdot f_{c,adm}}{f_y \cdot f_{y,adm}}\right)$; a Resistência máxima, $p_u = \frac{L}{2M}$; a Rigidez elástica, $K_s = \frac{L^3}{8EI}$; o período natural da estrutura $T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{K_s \cdot m}{K_e}}$; a																																									
Energia cinética, $E_c = \frac{1}{2} m v^2 = \frac{L^2 \cdot b \cdot H}{2m \cdot K \cdot L \cdot M}$; a deformação elástica, $x_e = \frac{K_e}{p}$; a deformação máxima obtém-se pelas equações de equilíbrio, $E_c = W_i \rightarrow$																																									
$\frac{L^2 \cdot b \cdot H}{2m \cdot K \cdot L \cdot M} = \frac{p_u \cdot x_m - x_e^n}{2} + p_u \cdot x_e^n$. O Esforço transversal no apoio dado por: $V_{Ed(x=0)} = p_u \cdot L$ e $V_{Ed(x=z)} = p_u \cdot (L - z)$																																									
Fonte: Autor, 2016.																																									
<table border="1"> <tr> <td>500Kg</td> <td>745,55</td> <td>304,94</td> <td>0,13</td> <td>0,48</td> </tr> <tr> <td>250Kg</td> <td>376,68</td> <td>79,035</td> <td>0,036</td> <td>0,14</td> </tr> <tr> <td>100Kg</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>50Kg</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>																						500Kg	745,55	304,94	0,13	0,48	250Kg	376,68	79,035	0,036	0,14	100Kg					50Kg				
500Kg	745,55	304,94	0,13	0,48																																					
250Kg	376,68	79,035	0,036	0,14																																					
100Kg																																									
50Kg																																									
1626,74 1451,75 0,59 2,81																																									

Tabela C-2 – Resposta do pilar e parede a rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT (métodos gráficos – Biggs, 1964)

Cálculo para secção tipo I (se $\theta < 2^\circ$)		Cálculo para secção tipo II (se $\theta < 2^\circ$)																		
Elemento	Momento Inercial I [m ⁴]	Área A [cm ²]	p (%)	d [m]	z [m]	M _{cr} [kN/m]	p _{cr} [kN/m ²]	K _e [kN/m ²]	V _{Ed} (X=0) [kN] ou [kN/m]	freq (ω) [Hz]	T [s]	v ₁ /T x [m]	x ₁ [m]	p _v /F ₂	h = x _m /x ₁ [m]	θ°	t _m /t _c	x _m [m]	θ°	
Pilar 2E - 80x20	0,000420	33,160	0,013	0,159	0,118	173,694	192,459	21845,24	365,7	23,498	0,043	0,271	0,009	1,29	Elastico	-	-	-	-	-
Pilar 3E - 80x20	0,000420	33,160	0,013	0,159	0,118	173,694	192,459	21845,24	365,7	23,498	0,043	0,236	0,009	0,58	1,175	0,010	0,31	1,43	1,43	
Parede 56x20	0,000469	23,830	0,007	0,164	0,128	134,099	148,586	23695,43	282,2	21,889	0,046	0,232	0,006	0,59	1,155	0,007	0,22	1,44	1,44	
Condições de fronteira: Elementos bi-encastados (ver anexo A)																				
Parâmetros: f _y = 560MPa; f _c = 46MPa; f _{yd} = 720,7MPa; f _{cd} = 54,7MPa; E _s = 200GPa; E _c = 34GPa; no cálculo																				
do momento de cedência, em secções tipo I (θ < 2°) considera-se o contributo do betão na altura útil, d; em secções tipo II																				
(θ ≥ 2°) considera-se o contributo do betão apenas entre armaduras, z);																				
Equações: $I = \frac{I_{c+tr}}{2} + I_{cr} = \frac{I_c}{2} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2$; em que $c = \frac{n \cdot A_s + (n-1) \cdot (n \cdot A_s + 2bd) \cdot t}{n \cdot A_s + (n-1) \cdot (n \cdot A_s + 2bd) \cdot t + b}$; b é a largura da secção, h a																				
altura total, d corresponde à altura útil da secção (para secções tipo II, toma o valor de z), n é o fator de homogeneidade da																				
secção																				
(n = E _s /E _c)																				
M _p = ρ · f _y · A _{st} · b · d · d ² · (1 - ρ · f _y · A _{st} / (2 · b · d ² · E _s)) ^{0,5} ; a Resistência máxima, p _m = $\frac{8 \cdot (I_c + K_e)}{I_c}$; a Rigidez equivalente, K _e = $\frac{I_c}{307EI}$; T = 2π ·																				
$\sqrt{\frac{K_e}{M_p}}$; a deformação elástica, x _e = $\frac{K_e}{E_s}$; a deformação máxima x _m = n · x _e ;																				
Avaliar se existe efeito do escoamento: (Parede e pilares 2E e 3E): r _c = $\frac{u}{35} > t_0$; F _{stag} = F ₀ + C _p · q _s ; I _r = 0,5(r _c - 0,414) · 0,009																				
F _{stag} (r _c + 0,5F _{stag} × t ₀); Esforço transverso, dado por: V _{Ed} (x=0) = p _u · L/2 e V _{Ed} (x = z) = p _u · L/2 - p _u · z																				
500Kg																				
0,394 0,009 0,14 62,11 0,547 16,1 4,5 0,001 S/L S/L																				
0,414 0,009 0,06 >100 S/L S/L >10 0,001 S/L S/L																				
0,382 0,006 0,06 >100 S/L S/L >10 0,004 S/L S/L																				
250Kg																				
0,307 0,009 0,12 43,28 0,381 11,35 5,0 0,001 0,128 3,85																				
0,282 0,006 0,13 36,75 0,230 6,92 4,9 0,004 0,382 11,37																				
100Kg																				
0,278 0,009 0,70 1,15 0,010 0,31 1,26																				
0,234 0,009 0,30 3,18 0,028 0,84 2,05																				
0,228 0,006 0,31 3,05 0,019 0,58 2,07																				

Fonte: Autor, 2016.

Anexo C – Cálculos justificativos (cont.)

Tabela C-3 – Resposta do pilar e parede a rebentamentos de TNT, 250 e 500Kg de TNT (métodos energéticos)

Elemento	Momento Inércia, I [m ⁴]	As ou As/m [cm ²]	p (%)	d[m]	z [m]	Mr [kNm]	p [kN/m ²]	Ke [kN/m ²]	V _{Ed} [kN] ou (X=0)	freq (ω) [Hz]	T [s]	t ₂ /T	x _s [m]	ω _e [rad/s]	W _e = E _c [kJ]	x ₀ [m]	x ₁ [m]	x ₂ [m]	θ ₁	θ ₂	θ ₃	Cálculo para Secção tipo I (se θ < 2°)		Cálculo para Secção Tipo II (se θ > 2°)				
																						500Kg	100Kg	250Kg	500Kg			
Pilar 2E - 80x20	0.00420	33.160	0.013	0.159	0.118	173.694	192.459	21845,24	365,7	23.498	0,043	0,271	0,009	0,526	0,007	0,22												
Pilar 3E - 80x20	0.00420	33.160	0.013	0.159	0.118	173.694	192.459	21845,24	365,7	23.498	0,043	0,271	0,009	0,526	0,007	0,22												
Parede 560x20	0.00469	23.830	0.007	0.164	0.128	134.099	148.586	23695,43	282,2	21.889	0,046	0,232	0,006	0,730	0,008	0,24												
<p>Condições de fronteira: Elementos bi-encastrados (ver anexo A) Parâmetros: f_y = 560MPa; f_c = 46MPa; f_{y,dm} = 720,7MPa; f_{c,dm} = 54,7MPa; E_s = 200GPa; E_c = 34GPa; K₁ = 0,66. Funções: I = $\frac{b \cdot d^3}{12}$; I_{cr} = $\frac{b \cdot c^3}{12} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2$, em que c = $\frac{n \cdot A_s + (n \cdot A_s^2 + 2bd)^{0,5}}{n + (n \cdot A_s + (n \cdot A_s^2 + 2bd)^{0,5})}$; b é a largura da secção, h a altura total, d corresponde à altura útil da secção (para secções tipo II, toma o valor de z), n é o fator de homogeneidade da secção (n = E_s/E_c); ρ = A_s/b · d; d: M_p = ρ · f_{y,dm} · b · d · d² · (1 - $\frac{\rho \cdot f_{y,dm}}{2 \cdot 0,85 \cdot f_{c,dm}}$); ρ_n = $\frac{f_{c,dm}}{8(K_1 + H_2)}$; K_g = $\frac{f_{c,dm}}{302EI}$; T = $2\pi \cdot \sqrt{\frac{K_1 \cdot m}{K_2}}$; K_g: a deformação elástica, X_g = $\frac{K_g}{K_s}$; a Energia cinética, E_c = $\frac{z \cdot m \cdot K \cdot L \cdot m}{t^2}$; a deformação máxima obtém-se pelas equações de equilíbrio, E_c = W_i → $\frac{z \cdot m \cdot K \cdot L \cdot m}{t^2} = \frac{p_n \cdot x^2}{2} + p_n \cdot (x_m - x_g)$.</p>																												
<p>Parâmetros: f_y = 560MPa; f_c = 46MPa; f_{y,dm} = 720,7MPa; f_{c,dm} = 54,7MPa; E_s = 200GPa; E_c = 34GPa; K₁ = 0,66. Funções: I = $\frac{b \cdot d^3}{12}$; I_{cr} = $\frac{b \cdot c^3}{12} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2$, em que c = $\frac{n \cdot A_s + (n \cdot A_s^2 + 2bd)^{0,5}}{n + (n \cdot A_s + (n \cdot A_s^2 + 2bd)^{0,5})}$; b é a largura da secção, h a altura total, d corresponde à altura útil da secção (para secções tipo II, toma o valor de z), n é o fator de homogeneidade da secção (n = E_s/E_c); ρ = A_s/b · d; d: M_p = ρ · f_{y,dm} · b · d · d² · (1 - $\frac{\rho \cdot f_{y,dm}}{2 \cdot 0,85 \cdot f_{c,dm}}$); ρ_n = $\frac{f_{c,dm}}{8(K_1 + H_2)}$; K_g = $\frac{f_{c,dm}}{302EI}$; T = $2\pi \cdot \sqrt{\frac{K_1 \cdot m}{K_2}}$; K_g: a deformação elástica, X_g = $\frac{K_g}{K_s}$; a Energia cinética, E_c = $\frac{z \cdot m \cdot K \cdot L \cdot m}{t^2}$; a deformação máxima obtém-se pelas equações de equilíbrio, E_c = W_i → $\frac{z \cdot m \cdot K \cdot L \cdot m}{t^2} = \frac{p_n \cdot x^2}{2} + p_n \cdot (x_m - x_g)$.</p>																												
<p>Avaliar se existe efeito do escoamento: (Parede e pilares 2E e 3E): τ_c = $\frac{u}{55} < \tau_0$; f_{3tag} = f₃₀ + C_p · q_s; I_r = 0,5(f_p - f_{3tag})τ_c + 0,394 0,009 23,778 0,128 3,85 0,001 0,285 8,53 0,414 0,009 32,395 0,173 5,20 0,001 0,458 13,56 * Esta fórmula é normalmente empregue em vigas. Considerando que os pilares exteriores são neste tipo de cálculo tratados como vigas, face ao carregamento lateral que lhe é imposto e que o esforço axial resulta em tensões muito baixas, mas que no entanto até melhoram o comportamento da secção, optou-se por esta fórmula ao invés do cálculo de pilares por flexão composta.</p>																												
<p>0,5F_{3tag} × τ₀: Esforço transversal, dado por: V_{Ed}(x=0) = p_n · L/2 + V_{Ed}(x = z) = p_n · L/2 - p_n · z</p>																												
<p>* Esta fórmula é normalmente empregue em vigas. Considerando que os pilares exteriores são neste tipo de cálculo tratados como vigas, face ao carregamento lateral que lhe é imposto e que o esforço axial resulta em tensões muito baixas, mas que no entanto até melhoram o comportamento da secção, optou-se por esta fórmula ao invés do cálculo de pilares por flexão composta.</p>																												

Fonte: Autor, 2016.

Tabela C-4 – Resposta do pilar e parede a rebentamentos de 50, 100, 250 e 500Kg de TNT (expressões analíticas)

Recalculo para secção Tipo II (se $\theta_{máx} \geq 2^\circ$)		Cálculo para Secção tipo I (se $\theta < 2^\circ$)																													
Elemento	Momento Inercia, I [cm ⁴]	As ou As/m [cm ² /m]	p (%)	d [m]	z [m]	M _r [kN/m]	p [kN/m ²]	K _e [kN/m]	V _{Ed} [kN] ou [kN/m]	freq (ω) [Hz]	T [s]	t ₀ /T	X _e [m]	F _d /p _n	h = X _m /X _e [m]	θ°	t ₀ /t ₀	x _m [m]	x _m [m]	θ°											
Pilar 2E - 80x20	0,000420	33,160	0,013	0,159	0,118	173,694	192,459	21845,24	365,7	23,498	0,043	0,271	0,009	0,621	0,62	0,005	0,16	-	-	-	-	-									
Pilar 3E - 80x20	0,000420	33,160	0,013	0,159	0,118	173,694	192,459	21845,24	365,7	23,498	0,043	0,236	0,009	1,385	0,94	0,008	0,25	-	-	-	-	-									
Parede 560x20	0,000469	23,830	0,007	0,164	0,128	134,099	148,586	23695,43	282,2	21,889	0,046	0,232	0,006	1,685	1,14	0,007	0,22	-	-	-	-	-									
Condições de fronteira: Elementos bi-encastados (ver anexo A)																															
Parâmetros: $f_y = 560\text{MPa}$; $f_c = 46\text{MPa}$; $f_{y,dm} = 720,7\text{MPa}$; $f_{c,dm} = 54,7\text{MPa}$; $E_s = 200\text{GPa}$; $E_c = 34\text{GPa}$; no cálculo do momento de cedência, em secções tipo I ($\theta < 2^\circ$) considera-se o contributo do betão na altura útil, d; em secções tipo II ($\theta \geq 2^\circ$) considera-se o contributo do betão apenas entre armaduras, z);																															
Equações: $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$; $I_{cr} = \frac{b \cdot h^3}{12}$; $I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2$, em que $c = \frac{b}{n \cdot A_s + (n \cdot A_s + 2bd) \cdot \rho}$; b é a largura da secção, h a altura total, d corresponde à altura útil da secção (para secções tipo II, toma o valor de z), n é o fator de homogeneidade da secção																															
($n = E_s/E_c$); $\rho = A_s/b \cdot d$; $M_r = p \cdot f_{y,dm} \cdot b \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{y,dm}}{z \cdot b \cdot f_{c,dm}}\right)$; $p = \frac{8(M_r + M_{dm})}{z \cdot b \cdot f_{c,dm}}$; $K_e = \frac{307EI}{L^2}$; $T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{M_r}{K_e}}$; a deformação elástica, $x_e = \frac{K_e}{K_p}$; a deformação máxima obtém-se pela solução da equação: $\frac{p_n}{K_p} = \sqrt{\frac{p_n^2}{2EI} + \frac{2M_r(\frac{z}{b} + \theta)^2}{(2EI - 1) \cdot \left(\frac{z}{b}\right)^2}}$ conhecidas as variáveis F_0 , p_n , t_0 e I, determinado μ , vem que $x_m = \mu \cdot x_e$; O Esforço transverso, dado por: $V_{Ed(x=0)} = p_n \cdot L/2$ e $V_{Ed}(x = z) = p_n \cdot L/2 - p_n \cdot z$																															
500Kg	0,394	0,009	5,560	21,28	0,187	5,64	-	0,001	0,341	10,17	0,414	0,006	15,98	176,8	1,109	30,28	-	0,004	1,840	44,10	0,414	0,009	13,47	1463	1,289	34,17	-	0,001	2,352	51,09	
100Kg	0,307	0,009	6,665	19,39	0,171	5,14	-	0,001	0,306	9,15	0,282	0,006	7,923	23,40	0,147	4,42	-	0,004	0,244	7,33	0,304	0,009	2,738	3,31	0,029	0,88	-	-	-	-	-
250Kg	0,228	0,006	3,187	2,79	0,017	0,53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: Autor, 2016.

Anexo C – Cálculos justificativos (cont.)

Tabela C-5 – Verificação da resistência ao esforço transversal em análise

Elemento	f_{tk} [MPa]	f_{yk} [MPa]	A_c [cm ²]	p_c ou p_s [KN]	b_c [mm]	z [mm]	L [m]	k	ρ	N_{Ed} [KN]	o_{cd} [MPa]	V_{Ed} (x=0) [KN]	V_{Ed} [KN]	θ	$V_{f,adm}$ [KN]	Verifica secção	VED [KN] ou Ectente [m ² m]	$A_{s,req}$ [mm ² m]	$V_{f,eq}$ [KN]	Armad	Verif. secção		
Pilar 2E - 80x20	54,7	720,7	1600	192,5	800	118	3,8	2,3	0,026	347	2,17	10,94	365,7	8,8	828,4	sim	274,4	564,0	119,9	Não	-	NA	
Pilar 3E - 80x20	54,7	720,7	1600	192,5	800	118	3,8	2,3	0,026	347	2,17	10,94	365,7	8,8	828,4	sim	274,4	564,0	119,9	Não	-	NA	
Parede 560x20	54,7	720,7	2000	148,6	1000	128	3,8	2,3	0,015	225	1,12	10,94	282,3	-	-	NA	263,3	-	-	NA	-	168,5	Não

Parâmetros: $f_y = 560MPa$; $f_c = 46MPa$; $f_{y,adm} = 720,7MPa$; $f_{c,adm} = 54,7MPa$

Equações: $u_n = V_{Ed}/b_w \cdot z$ (ou d , dependendo do tipo de secção, I ou II); $V_{Ed,s} = \frac{z}{p_n} \cdot V_{Ed}$ ($x = z$) = $p_n \cdot \left(\frac{z}{l}\right)$; determinar ângulo das escoras $V_{Ed}(x = 0) \leq 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot \text{sen} \theta = 0,5 \cdot \text{arcsen} \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot z} \right]$; $\text{se } \theta > 45^\circ$ a ruptura será por esmagamento do betão nas escoras inclinadas, devido ao esforço transversal, e a secção não tem capacidade para mobilizar toda a energia da flexão; determinar o esforço transversal resistente para θ , com a armadura disponível: $V_{Rd} = \frac{A_{s,w}}{s} \cdot z \cdot \text{Cot} \theta \cdot f_{yk}$; verificar se $V_{Rd,s} \geq V_{Ed}(x=z)$; para o caso da parede, que não necessita de armadura de esforço transversal, verificar $V_{Rd,c} = [C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$; $C_{rd,c} = \frac{A_c}{0,18 \cdot k} = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0$; $\rho_1 = \frac{b_{w,d}}{A_{s,t}} \leq 0,02$; $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{ck}$; N_{Ed} calculado por áreas de influência. Se não verificar, a secção pode ser insuficiente para mobilizar a flexão.

Fonte: Autor, 2016.

