



Ana Rita Fernandes Rodrigues

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

Método Simplificado na Análise de Elementos Estruturais Solicitados a Cargas Explosivas

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Professor Doutor Corneliu Cismaşiu,
Professor Associado, FCT/UNL

Co-orientador: Mestre Hugo Rebelo,
Bolseiro de doutoramento, FCT/UNL

Abril, 2020



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Método Simplificado na Análise de Elementos Estruturais Solicitados a Cargas Explosivas

“Copyright” Ana Rita Fernandes Rodrigues, FCT/UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou outra forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Para os meus pais

Agradecimentos

Esta dissertação apenas foi conseguida devido ao apoio e acompanhamento de muitas pessoas, tanto a nível académico como a nível pessoal.

O meu sincero agradecimento ao meu orientador, Professor Corneliu Cismaşiu, por todos os conhecimentos partilhados, pela disponibilidade, compreensão e apoio ao longo destes meses.

Ao meu co-orientador, Mestre Hugo Rebelo, pelo conhecimento partilhado, pela disponibilidade e por ter facultado ferramentas chave para a elaboração desta dissertação.

A todos os professores, que ao longo da minha vida académica, muito me ensinaram e sem os quais não teria chegado onde cheguei. Um agradecimento especial para o Professor Válter Lúcio e o Professor Hugo Biscaia pela disponibilidade e partilha de conhecimento.

Ao Paul Corpade, por todas as tardes e tempo passado a debater métodos e formas de contornar obstáculos, pelo conhecimento trocado, multumesc!

A todas as almas que conheci na faculdade e que de uma forma ou de outra contribuíram para que eu chegasse onde cheguei: Adriana Monteiro, Ana Breia, Bruna da Gama, Carlos Melo, Daniela Lopes, Ema Barradas, Fernando Oliveira, Francisco Pinto, José Pedro Figueiredo, Lorena Silveira, Márcia Carvalho, Maria João Banha, Mariana Oliveira, Marta Martins, entre outros. Muito obrigada!

Ao NTA, e a todos os membros que conheci, por me terem providenciado tantas boas memórias ao longo da minha vida académica.

À Páris, à Ana (família Sousa incluída) e ainda à família Brito por me provarem constantemente que a família não se vê só pelo sangue e que de facto os amigos são a família que nós escolhemos.

A toda a minha família: avós, tios e primos. Somos imensos para nomear, mas sou quem sou hoje grande parte graças a vocês, obrigada. E por último, e mais importante, aos meus pais. É graças aos sacrifícios que eles fizeram durante a vida, demasiado difícil por vezes, que eu posso estar aqui hoje a ter uma oportunidade que eles nunca tiveram. Não há palavras que expressem o quão grata estou por tudo o que fizeram. Um grande obrigada do fundo do coração!

Resumo

A presente dissertação tem como principal objetivo avaliar a eficácia de métodos simplificados na análise de elementos estruturais, mais especificamente vigas de betão armado, face a solicitações de cargas explosivas.

Atualmente, devido ao incremento de ataques terroristas com recurso a engenhos explosivos improvisados e de zonas de conflito onde explosões são iminentes, a necessidade de garantir a integridade estrutural de um edifício tem uma importância cada vez mais significativa. Uma análise dinâmica estrutural exaustiva pode ser muito demorada e, em muitas situações, perante a iminência de uma explosão, o tempo disponível para eleger uma medida de prevenção é muito curto. É neste contexto que se inserem os métodos simplificativos de análise, pois reduzem significativamente o tempo de análise garantindo, ao mesmo tempo, um determinado nível de precisão.

No âmbito desta dissertação, foi investigada a possibilidade de análise de vigas de betão armado solicitadas por cargas explosivas com base em ensaios experimentais quási-estáticos recorrendo ao método simplificado de Biggs. Foram determinadas as curvas de resistência-deslocamento para os casos de estudo, sendo estas posteriormente comparadas com os resultados provenientes de ensaios experimentais e do programa de cálculo automático, *SeismoStruct*. Com a finalidade de aproximar o comportamento dinâmico dos ensaios realizados no caso de estudo, recorreu-se ao método simplificado de Biggs assim como ao programa de cálculo automático *LS-DYNA*. Os resultados obtidos foram equiparados a valores experimentais, reportados na literatura da especialidade.

Conclui-se que a eficácia do método simplificado de Biggs é aceitável quando comparada com resultados provenientes de simulações numéricas obtidos através de programas de cálculo automático.

Palavras chave: Explosão, Onde de Choque, Método Simplificativo de Biggs, Análise dinâmica não linear.

Abstract

The main objective of the present dissertation is to evaluate the efficiency of simplified methods in the analysis of reinforced concrete beams, when subjected to a blast load.

Nowadays the necessity of guaranteeing the structural integrity of buildings subjected to a blast is more and more significant, due to an increasing number of terrorist attacks with explosive devices and proliferation of conflict zones where the occurrence of an explosion is imminent. An exhaustive dynamic analysis can be very long and, in many situations, the time available to select a preventive measure is very short. It is in this context that the simplified methods are relevant since they significantly reduce the time of analysis.

The present dissertation investigates the adequacy of simplified analysis methods in blast analysis of reinforced concrete beams. Resistance-displacements curves were determined for the case study, which were later compared with results obtained in experimental tests and an automatic computer program, *SeismoStruct*. In order to approximate the dynamic behavior of the tested beams to the experimental tests available in the literature, an analysis was made with the simplified method of Biggs and with an automated computer program, *LS-SYNA*. The results were then compared with experimental values reported in the specialty literature.

Concluding, the efficiency of the simplified method of Biggs is acceptable when compared with results of numerical simulations obtained through automatic program.

Key words: Explosion, Blast Wave, Simplified Method of Biggs, Non linear dynamic analysis.

Índice de Conteúdos

Agradecimentos	vii
Resumo	ix
Abstract	xi
Índice de Conteúdos	xiii
Índice de Figuras	xv
Índice de Tabelas	xvii
Simbologia	xix
1. Introdução	1
1.1 Contextualização.....	1
1.2 Objetivos.....	5
1.3 Estrutura	6
2. Explosões e Cargas Explosivas	7
2.1 Tipos de explosão	8
2.1.1. Explosões aéreas livres	8
2.1.2. Explosões aéreas perto de uma superfície	9
2.1.3. Explosões à superfície.....	10
2.2 Ondas de Choque	12
2.3 Resposta dinâmica dos materiais	15
2.3.1. Betão	15
2.3.2. Aço	16
2.4 Factor de Incremento Dinâmico	16
2.5 Impacto Estrutural.....	17
3. Método Aproximado de Biggs	21
3.1 Introdução	21

3.2	Sistema Idealizado	23
3.3	Fatores de Transformação	23
3.4	Caso das viga simplesmente apoiadas	26
3.5	Cálculos de Resposta.....	28
3.6	Implementação.....	28
4.	Caso de Estudo.....	33
4.1	Campanha experimental.....	33
4.1.1.	Definição geométrica	33
4.1.2.	Propriedades dos materiais	35
4.1.3.	Metodologia experimental.....	37
4.2	Simulação Numérica.....	44
4.2.1.	Curva de comportamento.....	45
4.2.2.	Análise dinâmica com carga explosiva.....	50
5.	Conclusões e Trabalhos Futuros.....	61
5.1	Conclusões.....	61
5.2.	Trabalhos Futuros	62
	Referências	63

Índice de Figuras

Figura 1.1 - Explosão AZF.....	2
Figura 1.2 - Fogo e explosão em West, Texas, USA.	2
Figura 1.3 - Fábrica de fertilizantes West após explosão (esquerda), danos num edifício próximo do local (direita).....	3
Figura 1.4 - Cratera resultante das explosões de Tianjin (esquerda), danos materiais (direita).	3
Figura 1.5 - Incêndios deflagrados após a primeira explosão (esquerda), incêndios no dia seguinte (direita).	4
Figura 1.6 - Depósito de Buncefield após explosões (esquerda), danos num edifício próximo do local (direita).	4
Figura 1.7 - Oficiais a inspecionarem os danos causados no hotel Shangri-La (esquerda), [7]. Danos provocados na igreja de São Sebastião, Negombo (direita).	5
Figura 2.1 - Explosões não confinadas.....	8
Figura 2.2 - Propagação de onda, explosões aéreas livres.	9
Figura 2.3 - Propagação de onda, explosão aérea próxima de uma superfície. ...	10
Figura 2.4 - Propagação de onda, explosão à superfície.....	10
Figura 2.5 - Distribuição de uma carga explosiva a uma distância curta a) e a uma distância suficientemente larga b).....	11
Figura 2.6 - Lei de escala de Hopkinson-Cranz.	12
Figura 2.7 - Variação da pressão com o tempo para um ponto no espaço.	13
Figura 2.8 - Carga triangular.	15
Figura 2.9 - Fases de impacto explosivo.	18
Figura 3.1 – Sistemas equivalentes.	21
Figura 3.2 – Fases de resposta estrutural.	292
Figura 3.3 – Função de resistência bilinear e trilinear.	295
Figura 3.4 – Função de forma, carregamento uniforme, viga simplesmente apoiada. Em cima: elástica. Em baixo: plástica.....	296
Figura 3.5 – Eventos ou fases de deformação.	299
Figura 3.6 – Fluxograma sobre seleção de eventos no programa de resposta.....	29
Figura 3.7 – Deslocamento máximo em regime elasto-plástico, sistemas com 1 GDL sujeitos a carregamento triangular (esquerda). Tempo de resposta máxima em regime elasto-plástico, sistemas com 1 GDL sujeitos a carregamento triangular (direita).	31

Figura 4.1 - Secção transversal, viga B100(12).....	33
Figura 4.2 - Secção transversal, viga B140.	334
Figura 4.3 - Secção longitudinal, viga B100(12) e B140.	34
Figura 4.4 - Cálculo de tensões em secções retangulares não fendilhadas.....	38
Figura 4.5 - Secção retangular generalizada.	39
Figura 4.6 . Cálculo de tensões em secções retangulares fendilhadas.	40
Figura 4.7 - Diagrama tensões-extensões, idealizado e de cálculo	43
Figura 4.8 - Curva de comportamento, viga B100(12).....	45
Figura 4.9 - Curva de comportamento, viga B140.	45
Figura 4.10 - Modelação em SeismoStruct. a) Secção transversal, viga B100(12). b) Carga aplicada, viga B100(12) e B140.	48
Figura 4.11 - Curvas de comportamento, viga B100(12).....	49
Figura 4.12 - Curvas de comportamento, viga B140.	50
Figura 4.13 - Pressão refletida, 3.0 kg de explosivo.....	51
Figura 4.14 - Pressão refletida, 3.0 kg de explosivo. Dados experimentais vs Aproximação.	52
Figura 4.15 - Pressão refletida, 2.5 kg de explosivo. Aproximação.	53
Figura 4.16 - Diagrama deslocamento-tempo, viga B100(12).....	54
Figura 4.17 - Diagrama força-deslocamento, viga B100(12).....	54
Figura 4.18 - Diagrama velocidade-deslocamento, viga B100(12).	55
Figura 4.19 - Diagrama deslocamento-tempo, viga B140.	56
Figura 4.20 - Diagrama força-deslocamento, viga B140.	56
Figura 4.21 - Diagrama velocidade-deslocamento, viga B140.....	57
Figura 4.22 - Modelação em LS-Dyna, viga B100(12).....	58
Figura 4.23 - Gráfico pressão-tempo, simulação LS-Dyna.....	59
Figura 4.24 - Comparação entre métodos, viga B100(12).	59

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Valor de DIF para o Aço e Betão, explosões distantes.	16
Tabela 2.2 - DIF, aço e betão.....	17
Tabela 2.3 - Níveis de dano.	19
Tabela 3.1 - Fatores de transformação para vigas simplesmente apoiadas. .	27
Tabela 3.2 - Dados dos exemplos.	31
Tabela 3.3 - Dados e deslocamento máximo analítico.....	31
Tabela 3.4 - Comparação cálculos analíticos vs Solver.....	32
Tabela 4.1 – Propriedades do betão.....	365
Tabela 4.2 – Propriedades do betão com DIF aplicado.	36
Tabela 4.3 - Propriedades do Aço B500BT.	36
Tabela 4.4 - Propriedades do Aço com DIF aplicado.....	36
Tabela 4.5 - Definição do tipo de carregamento.....	44
Tabela 4.6 - Coordenadas da curva de comportamento, viga B100(12).	46
Tabela 4.7 - Coordenadas da curva de comportamento, viga B140.....	47
Tabela 4.8 - Rigidez da secção duas fases da curva de comportamento.	47
Tabela 4.9 - Parâmetros da explosão, viga B100(12) e B140.	51
Tabela 4.10 - Deslocamentos máximos a meio vão.....	53
Tabela 4.11 - Resultados numéricos VS resultados experimentais.....	57
Tabela 4.12 - Duração do tempo de análise.....	60

Simbologia

a	Distância da viga mais comprimida ao centro de gravidade da armadura superior
a_c	Flecha elástica
a_I	Flecha elástica, secção não fendilhada
a_{II}	Flecha elástica, secção fendilhada
α_e	Coefficiente de homogeneização
A_s	Área de armadura inferior
A_s'	Área de armadura superior
b	Largura da secção/Constante de degradação
b_r	Constante de degradação exponencial
d	Altura útil da secção
E	Módulo de elasticidade
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_s	Módulo de elasticidade do aço
$E_{s,ced}$	Módulo de elasticidade do aço na fase de cedência
F	Força total aplicada
$F(t)$	Força total aplicada por unidade de tempo
f_c	Tensão de cedência do betão
f_{cd}	Tensão de cedência dinâmica do betão
f_y	Tensão de cedência do aço
f_{yd}	Tensão de cedência dinâmica do aço
f_u	Tensão de cedência última do aço
f_{ud}	Tensão de cedência última dinâmica do aço
f_{ct}	Tensão de cedência de tração do betão
F_e	Força equivalente aplicada ao sistema de 1 grau de liberdade
h	altura da secção
I_c	Inércia da secção
I_I	Momento de inércia, secção não fendilhada
I_{II}	Momento de inércia, secção fendilhada
\dot{I}_s	Impulso positivo
\dot{I}_s^-	Impulso negativo
k	Rigidez
k_e	Rigidez equivalente, sistema com 1 grau de liberdade

K_I	Rigidez, secção não fendilhada
K_{II}	Rigidez, secção fendilhada
K_L	Coeficiente de transformação de carga
K_{LM}	Coeficiente de transformação de carga-massa
K_M	Coeficiente de transformação de massa
K_R	Coeficiente de transformação de resistência
L	Comprimento do vão da viga
M	Massa total do sistema
m	Massa distribuída do sistema
M_e	Massa equivalente, sistema com 1 grau de liberdade
M_f	Momento de fendilhação
M_p	Momento de cedência
M_u	Momento último
R_f	Carga de fendilhação
R_f^-	Carga de fendilhação negativa
R_p	Carga de cedência
R_p^-	Carga de cedência negativa
R_u	Carga última
R_u^-	Carga última negativa
P_{SO}	Pressão de pico positiva
P_{SO}^-	Pressão de pico negativa
$P(t)$	Pressão de pico em função do tempo
R	Distância à carga explosiva/Resistência total do sistema
R_e	Resistência equivalente, sistema com 1 grau de liberdade
R_m	Resistência máxima
R_{me}	Resistência máxima equivalente, sistema com 1 grau de liberdade
T	Período
t_d	Duração do carregamento explosivo
t_0	Duração da fase positiva do carregamento explosivo
t_0^-	Duração da fase negativa do carregamento explosivo
u	Deslocamento em função do tempo
\ddot{u}	Aceleração em função do tempo
u_f	Deslocamento positivo até à fendilhação
u_f^-	Deslocamento negativo até à fendilhação
u_p	Deslocamento positivo até à cedência
u_p^-	Deslocamento negativo até à cedência
u_u	Deslocamento positivo até à rotura

$u_{\bar{u}}$	Deslocamento negativo até à rotura
W	Peso equivalente de TNT
x_I	Distância da fibra mais comprimida à linha neutra, secção não fendilhada
x_{II}	Distância da fibra mais comprimida à linha neutra, secção fendilhada
Z	Distância escalada
μ	Momento reduzido
φ	Diâmetro do varão de aço
$\varphi(x)$	Deformada
ω	Percentagem mecânica de armadura tracionada

1. Introdução

1.1 Contextualização

Ao longo do tempo a humanidade tem vindo a adaptar-se ao mundo, desenvolvendo tecnologias e tirando proveito dos recursos naturais que o planeta dispõe. Este avanço tecnológico permite a criação de estruturas cada vez mais resistentes e com capacidade de resistir a situações extremas. Até hoje o foco principal tem sido o dimensionamento de estruturas de forma a garantir a segurança dos indivíduos que nelas habitam relativamente a fatores naturais extremos como ventos fortes ou sismos, situações capazes de causar danos materiais e humanos consideráveis.

No entanto, o risco subjacente a situações provenientes da detonação de engenhos explosivos é cada vez mais elevado. Desde explosões acidentais ao aumento de ataques terroristas com recursos a engenhos explosivos improvisados, a necessidade de proteger estruturas em relação a este tipo de solicitações extremas é cada vez mais evidente, tendo em conta o elevado nível de dano que podem causar mas mais importante ainda, o número de vidas humanas que podem colocar em risco.

Para poder dimensionar uma estrutura de forma a minimizar de forma eficiente os danos causados por ações explosivas, é necessária a realização de análises estruturais dinâmicas não lineares, cujo o tempo de execução é geralmente elevado, podendo este ser um fator condicionante. Serve a presente dissertação para estudar a eficácia de métodos simplificados tomando por base a realização de uma análise a uma viga simplesmente apoiada em betão armado solicitada a uma carga explosiva.

A aplicação deste método simplificado idealizado por Biggs pretende uma simplificação do processo de cálculo, mas ao mesmo tempo continua a ter em consideração as características dos materiais e a capacidade de resistência da secção em estudo, permitindo ainda a implementação do factor de incremento dinâmico, ou DIF (*Dynamic Increase Factor*), para tomar em conta as alterações das propriedades dos materiais originadas pela velocidade do carregamento.

De forma a contextualizar o problema, seguem-se alguns casos reais que ocorreram ao longo do tempo e que demonstram as consequências devastadoras de uma explosão.

Em 21 de Setembro de 2001, uma fábrica de químicos em Toulouse (AZF, *Azote Fertilisant*), França, que produzia fertilizantes sofreu uma explosão equivalente a 20-

40 toneladas de TNT (trinitrotolueno), figura 1.1. Como referido em [1], a onda de choque originada pela explosão danificou janelas a cerca de 3 km de distância tendo ainda resultado em 30 vítimas mortais e 2242 feridos. Os danos materiais foram estimados em 1,5 milhões de euros. Embora tenha sido considerada a hipótese de um ataque terrorista, suspeita-se que a causa mais provável tenha sido uma explosão acidental da mistura de produtos presentes na fábrica, altamente reativos.



Figura 1.1 - Explosão AZF, [1].

À semelhança do exemplo anterior, também outra fábrica de fertilizantes, desta vez em West, Texas, EUA, foi alvo de uma explosão no dia 17 de Abril de 2013, que ocorreu aproximadamente 20 minutos depois de um incêndio nas instalações, figura 1.2. A explosão, de nitrato de amónio, ocorreu num dos armazéns da companhia e originou 15 mortes e mais de 260 feridos. Cerca de 150 edifícios próximos das instalações ficaram danificados ou destruídos (figura 1.3), estimando-se um prejuízo a rondar os 100 milhões de dólares, [2]. Atualmente as causas do incidente estão por apurar, sendo que se suspeita que o incêndio tenha originado numa falha elétrica ou tenha sido um ato intencional, de fogo posto.



Figura 1.2 - Fogo e explosão em West, Texas, USA, [2].

1. Introdução



Figura 1.3 - Fábrica de fertilizantes West após explosão (esquerda), danos num edifício próximo do local (direita), [2].

Um dos casos mais recentes com severas consequências foi o de Tianjin, a 12 de Agosto de 2015, nos portos de Tianjin, China (figura 1.4). De acordo com [3] duas explosões ocorreram com uma diferença de cerca de 30 segundos entre elas. A segunda explosão foi significativamente maior envolvendo uma detonação de cerca de 800 ton de nitrato de amónio, originando uma cratera com mais de 100 m de diâmetro (figura 1.4). Na totalidade as explosões desencadeadas equivalem a cerca de 445 ton de TNT. Os fogos resultantes das primeiras explosões foram desencadeando mais explosões, oito no total, que devastaram as redondezas do local, destruindo cerca de 304 edifícios, figura 1.4. O número de vítimas mortais foi de 173, havendo ainda 8 desaparecidos e 797 feridos.

Mais tarde as autoridades concluíram que as explosões tiveram origem no sobreaquecimento de um contentor de nitrocelulose, produto altamente inflamável.



Figura 1.4 - Cratera resultante das explosões de Tianjin (esquerda), danos materiais (direita), [3].

Em 23 de Outubro de 2009 uma explosão desencadeou outras explosões provocando também incêndios numa corporação de petróleo (CAPECO, *Caribbean Petroleum Corporation*) em Bayamón, Puerto Rico. A explosão teve origem numa ação de descarregamento de gasolina, 43,6 milhões de litros, [4]. A elevada quantidade de gasolina fez com que fosse necessária a transferência para diversos

depósitos, tendo um deles transbordado e criado uma nuvem de vapor que ao entrar em contacto com um reagente presente no local entrou em combustão (figura 1.5). Embora a grande magnitude da explosão, não houve registo de vítimas mortais, tendo existido apenas três feridos ligeiros presentes nm edifício nas imediações do depósito. Cerca de 300 edifícios circundantes foram destruídos.



Figura 1.5 - Incêndios deflagrados após a primeira explosão (esquerda), incêndios no dia seguinte (direita), [4].

A 11 de Dezembro de 2005, o depósito de óleo de Buncefield (*Buncefield Oil Storage Depot*) em Hemel Hempstead, Hertfordshire, Reino Unido também sofreu uma explosão desencadeada pela ignição de uma nuvem de vapor causada pela excedência do limite de capacidade de um dos tanques de depósito, [5], à semelhança do exemplo anterior. A explosão principal, com uma intensidade equivalente a 30 ton de TNT, [6], originou uma sequência de explosões de menor intensidade que se alastraram a 20 depósitos do local, atingindo inúmeros edifícios das redondezas (figura 1.6). O fogo desencadeado pelas explosões teve uma duração de cinco dias até ter sido dado como extinto. Segundo o que foi apurado pelas autoridades competentes, o acidente teve origem numa falha humana.



Figura 1.6 - Depósito de Buncefield após explosões (esquerda), danos num edifício próximo do local (direita), [5].

Um exemplo de um ataque terrorista com recurso a engenhos explosivos improvisados é o caso recente dos atentados no Sri Lanka revocado pelo estado

1. Introdução

islâmico (extremistas religiosos) a 21 de Abril de 2019. O ataque provocou mais de 250 mortes e mais de 500 feridos, [7]. Os alvos foram igrejas e hotéis em três cidades distintas (Colombo, Negombo e Batticaloa) o que revela um ataque coordenado e premeditado, [8], [9]. Os edifícios sofreram danos elevados (figura 1.7) necessitando de intervenção antes de poderem resumir as suas funcionalidades.



Figura 1.7 - Oficiais a inspecionarem os danos causados no hotel Shangri-La (esquerda), [7]. Danos provocados na igreja de São Sebastião, Negombo (direita), [9].

Todos os exemplos citados confirmam a necessidade de existirem soluções eficazes face à solicitação de cargas explosivas em estruturas. Como tal, as análises realizadas para a avaliação de estruturas também por sua vez necessitam de ser relativamente rápidas e fornecer resultados razoáveis que permitam a aplicação dessas mesmas soluções.

1.2 Objetivos

O objectivo da presente dissertação é avaliar a eficácia de métodos simplificados de análise no cálculo de deslocamentos num elemento estrutural quando este é sujeito a uma solicitação de uma carga explosiva. O elemento estrutural em estudo é uma viga simplesmente apoiada em betão armado sujeita a uma onda de choque plana. Pretende-se então avaliar se a redução do tempo de análise é aceitável perante os resultados obtidos.

Numa primeira fase é determinada a curva de comportamento da secção que é avaliada mediante a comparação com resultados experimentais obtidos em [10]. Posteriormente, após a determinação do deslocamento a meio vão, os resultados obtidos são comparados com os resultados experimentais de [10] e com os resultados obtidos através de uma análise dinâmica realizada através de um programa de cálculo automático com o objectivo de avaliar a eficácia do método utilizado.

1.3 Estrutura

A presente dissertação está estruturada em 5 capítulos:

Capítulo 1: Introdução sobre o tema da dissertação e o estado da investigação no uso de métodos simplificados no estudo dos efeitos de cargas explosivas em edifícios.

Capítulo 2: Definição de explosão, abordando os vários tipos que podem ocorrer, assim como os parâmetros que ajudam a definir uma explosão de forma a que seja possível a integração da carga explosiva num processo de cálculo.

Capítulo 3: Definição do método simplificado de cálculo idealizado por Biggs. Definição de parâmetros e abordagem ao funcionamento da metodologia de cálculo.

Capítulo 4: Processo de cálculo aplicado ao caso de estudo. Execução detalhada do procedimento de cálculo para a determinação das curvas de comportamento e do deslocamento máximo a meio vão proveniente da solicitação de uma carga explosiva. Apresentação de resultados.

Capítulo 5: Conclusões retiradas a partir dos resultados obtidos. Sugestões de trabalhos futuros a realizar no âmbito do tema em estudo.

2. Explosões e Cargas Explosivas

O presente capítulo aborda os conceitos de explosão e cargas explosivas. Numa fase inicial será feito um resumo sobre os tipos de explosão e as ondas de choque originadas por estas, abordando os parâmetros necessários na definição de uma carga explosiva com determinadas características.

Posteriormente iram ser abordadas as propriedades dinâmicas dos materiais constituintes da secção estrutural em estudo, com ênfase no fator de incremento dinâmico, DIF (*Dynamic Increase Factor*), terminando com uma correlação entre as fases associadas a uma carga explosiva e o impacto que estas têm numa estrutura.

De acordo com [11], por explosão entende-se o fenómeno que se dá quando uma elevada quantidade de energia é libertada num curto intervalo de tempo. São diversas as situações que podem dar origem a uma explosão (naturais e artificiais). No entanto, para o presente estudo apenas as provenientes de engenhos explosivos serão analisadas.

Uma explosão de carácter natural remete a explosões que possam ocorrer naturalmente através de reações entre componentes presentes na natureza. Uma explosão de carácter artificial refere-se a explosões suscitadas intencionalmente, onde os diversos componentes envolvidos são estrategicamente colocados de forma a criar um engenho explosivo.

Os materiais explosivos envolvidos podem ainda estar presentes no estado sólido, líquido ou gasoso. Os mais utilizados são os sólidos que, dependendo do tipo de ignição, podem ser classificados como explosivos primários ou secundários.

Um explosivo primário é aquele que pode ser facilmente acionado através de uma chama, de um choque ou de um impacto. No entanto são os explosivos secundários que provocam danos mais elevados quando detonados, devido à criação de ondas de choque, que se propagam pelo ar danificando todos os obstáculos presentes no seu caminho e que não possuam resistência suficiente. São menos sensíveis a fatores externos requerendo mais energia para detonar. A amplitude energética libertada pela explosão depende também do tipo de explosivo utilizado.

Uma explosão origina variações de pressões acompanhadas de ruído extremamente elevado e luz intensa. Estas variações de pressões são denominadas de expansões. Por sua vez as ondas de choque variam de nomenclatura conforme se propaguem a uma velocidade subsónica ou supersónica, deflagração ou detonação respetivamente.

Uma detonação gera uma frente supersónica exotérmica que transporta uma onda de choque, que se propaga pelo meio, enquanto que uma deflagração descreve uma combustão subsónica que se propaga através de uma transferência de calor, sendo

ideal, por exemplo, para movimentar objetos (uma bala no interior de uma arma ou um pistão no interior de um motor), [12].

2.1 Tipos de explosão

As explosões podem ser divididas em dois grupos principais: explosões confinadas e explosões não confinadas. As explosões confinadas subdividem-se em ventiladas, parcialmente confinadas ou totalmente confinadas. Por outro lado as explosões não confinadas dividem-se em explosões aéreas livres, aéreas próximas do solo e por fim, à superfície do solo (figura 2.1).

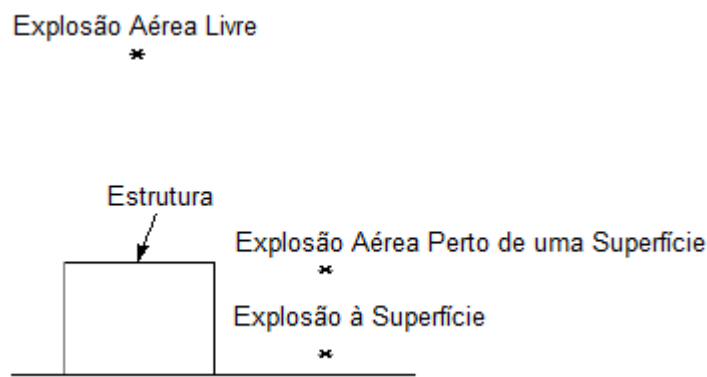


Figura 2.1 - Explosões não confinadas.

A presente dissertação apenas analisa o impacto de uma explosão não confinada pelo que serão apenas exploradas estes tipos de explosões. Seguem-se as suas definições de acordo com o UFC 3-340-02, [13].

2.1.1. Explosões aéreas livres

As explosões aéreas livres ocorrem no ar, a uma distância significativa de superfícies que possam refletir a onda de choque inicial. A energia gerada pela explosão propaga-se assim para fora do centro da detonação, sem sofrer ampliações, até atingir um obstáculo.

Devido à ausência de superfícies próximas do engenho que possam ampliar a magnitude da onda, as ondas de choque provocadas por este tipo de explosão apresentam uma forma esférica. A figura 2.2 representa esquematicamente a onda de choque associada a este tipo de explosão.

2. Explosões e Cargas Explosivas

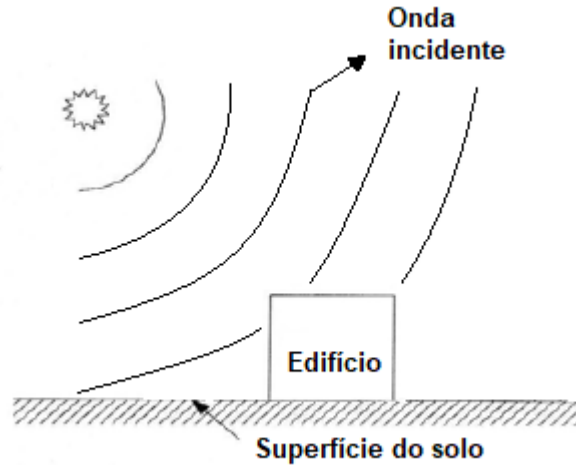


Figura 2.2 - Propagação de onda, explosões aéreas livres. Adaptado de [14].

É de salientar que o caso de estudo da presente dissertação engloba este tipo de explosão.

2.1.2. Explosões aéreas perto de uma superfície

Este tipo de explosão ocorre quando o centro da detonação se localiza a uma distância relativamente próxima de uma superfície (ou solo) de forma a que a reflexão de onda gerada inicialmente aconteça primariamente ao embate da onda de choque com uma estrutura.

A junção de ambas as ondas provocam um aumento significativo da magnitude da explosão, aumentando a sua potência, fenómeno denominado por *Mach Front* ou *Mach Wave*, [13]. Nestes casos a onda de choque gerada apresenta uma forma hemisférica (figura 2.3). Quando a onda incidente atinge a superfície do solo, a onda refletida que se gera propaga-se a uma velocidade superior relativamente à velocidade da onda incidente, pois a passagem da primeira onda provoca um aumento de temperatura no ambiente atmosférico. Ao viajar com maior velocidade a onda refletida acaba por encontrar a onda incidente num ponto de contacto, que vai aumentando de altura, conforme a distância percorrida pelas ondas aumenta, até as ondas se fundirem, criando a *Mach Wave*.

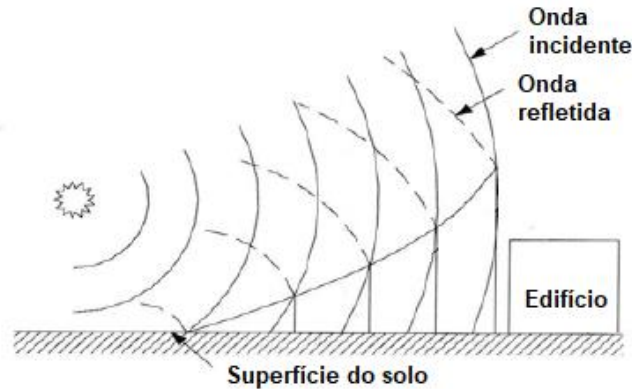


Figura 2.3 - Propagação de onda, explosão aérea próxima de uma superfície. Adaptado de [14].

Na figura 2.3 estão representadas as ondas de choque oriundas da explosão e as ondas de choque refletidas pela superfície do solo. A junção dos dois tipos de onda está delineada diagonalmente, sendo possível também visualizar o ponto de contacto entre as ondas, representando a *Mach Wave*, com forma hemisférica, que atinge o edifício com uma potência superior.

2.1.3. Explosões à superfície

Por fim, como o nome indica, este tipo de explosão ocorre quando o centro de detonação se localiza muito perto ou até mesmo no solo ou superfície. O facto de a reflexão, causada pela superfície, acontecer no momento da detonação faz com que a magnitude da explosão seja muito elevada, cerca de duas vezes mais, quando comparada com uma explosão aérea perfeita. A onda de choque resultante apresenta uma forma hemisférica que se propaga até ao impacto com uma estrutura ou obstáculo, como demonstra a figura 2.4.

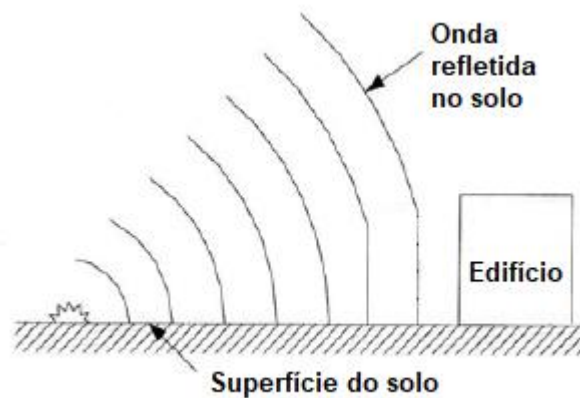


Figura 2.4 - Propagação de onda, explosão à superfície. Adaptado de [14].

2. Explosões e Cargas Explosivas

A distribuição de carga associada a estes tipos de explosões altera-se conforme a distância do centro da detonação à estrutura. Quando a detonação ocorre a uma distância próxima da estrutura, a distribuição de carga costuma ser aproximada por uma forma trapezoidal. A zona inferior da estrutura é atingida primeiro pela onda de choque, o que significa que o topo não só é atingido posteriormente como a intensidade da onda é inferior tendo em conta que as ondas percorreram uma distância maior, tendo dissipado mais energia até ao momento em que entram em contacto com a estrutura (figura 2.5 a). Por outro lado, quando a detonação se dá a uma distância considerável da estrutura, as ondas de choque que atingem a estrutura apresentam uma frente praticamente plana, onde a distância que percorrem para atingir a zona inferior e superior da estrutura é, praticamente igual, podendo assumir-se uma forma retangular para a distribuição de carga (figura 2.5 b), [15]. É ainda importante salientar que conforme a onda de choque interage com a estrutura, numa fase inicial atinge a parede frontal, sendo que posteriormente envolve a estrutura aplicando uma carga no resto do edifício, como demonstra a figura 2.5 através das setas que estão aplicadas aos outros planos do edifício.

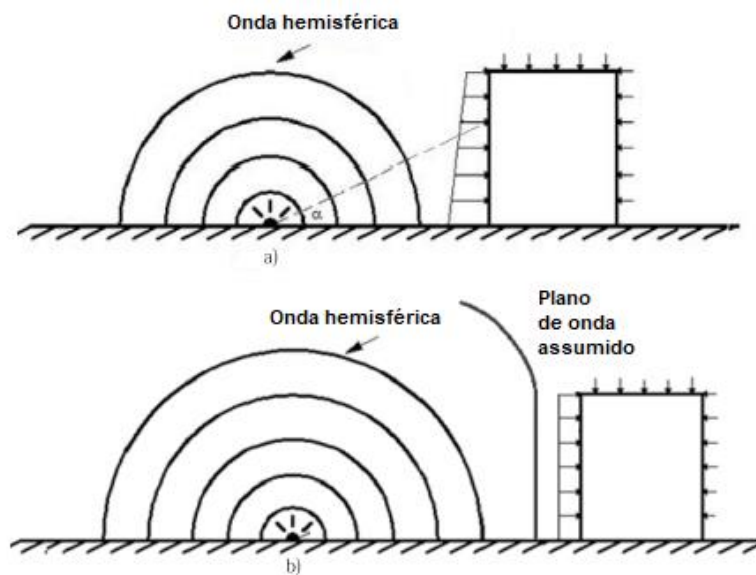


Figura 2.5 - Distribuição de uma carga explosiva a uma distância curta a) e a uma distância suficientemente larga b). Adaptado de [15].

Na presente dissertação foram apenas estudadas as explosões aéreas livres, considerando que ocorreram a uma distância suficiente para que a distribuição de carga seja uniforme.

2.2 Ondas de Choque

A detonação de um engenho explosivo envolve uma rápida reação química entre os seus componentes provocando uma onda de choque com velocidades superiores à velocidade do som. A pressão liberta pela reação proveniente da detonação cria uma onda de choque que se propaga pelo ar, atingindo os obstáculos presentes no seu caminho, podendo, em alguns casos, provocar danos irreparáveis.

Um dos parâmetros mais importantes que definem uma onda de choque é a distância entre o centro da detonação e a estrutura, assim como a massa de explosivo utilizada. O aumento da distância implica uma diminuição da pressão e velocidade da onda de choque. O aumento da massa resulta num aumento da magnitude da explosão.

Uma explosão pode ocorrer com diversos materiais, com diversas massas e com diferentes distâncias entre o centro de detonação e a estrutura. Para comparar explosões com características diferentes é necessária a utilização de uma lei de escala (equação 2.1). A distância escalada utilizada no presente estudo é aquela definida por *Hopkinson-Cranz* e traduz-se na seguinte equação:

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

Com R a representar a distância desde o centro da detonação à superfície em questão (m) e W a massa de explosivo (kg), geralmente em TNT.

A figura 2.6 retrata o fundamento por detrás da lei de escala utilizada.

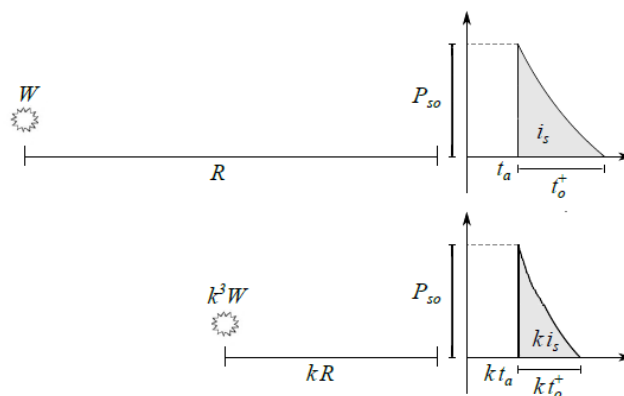


Figura 2.6 - Lei de escala de Hopkinson-Cranz. Adaptado de [16].

Analisando a figura 2.6 é possível verificar que duas explosões com diferentes pesos de explosivo situadas a diferentes distâncias podem originar uma pressão de pico igual mas impulsos com valores diferentes. Uma explosão de peso W situada a uma distância R atinge a estrutura com uma pressão de pico P_{so} gerando um impulso i_s . Por outro lado uma explosão de maior peso, k^3W , situada a uma distância mais

2. Explosões e Cargas Explosivas

curta da estrutura kR gera a mesma pressão de pico que o exemplo anterior, P_{s0} , correspondendo no entanto a um impulso inferior $k_i s$.

É importante ainda referir que a massa de explosivo, W , é expressa em quantidade de TNT; como tal existem valores tabelados que estabelecem uma equivalência, em massa, entre vários tipos de explosivos e TNT.

Como já referido, o distúrbio provocado por uma detonação provoca um aumento de pressão que se propaga pelo meio atmosférico como uma onda de choque. A variação de pressão ao longo do tempo num determinado ponto, devido à passagem dessa onda, é representada no gráfico da figura 2.7, válido para qualquer ponto no espaço.

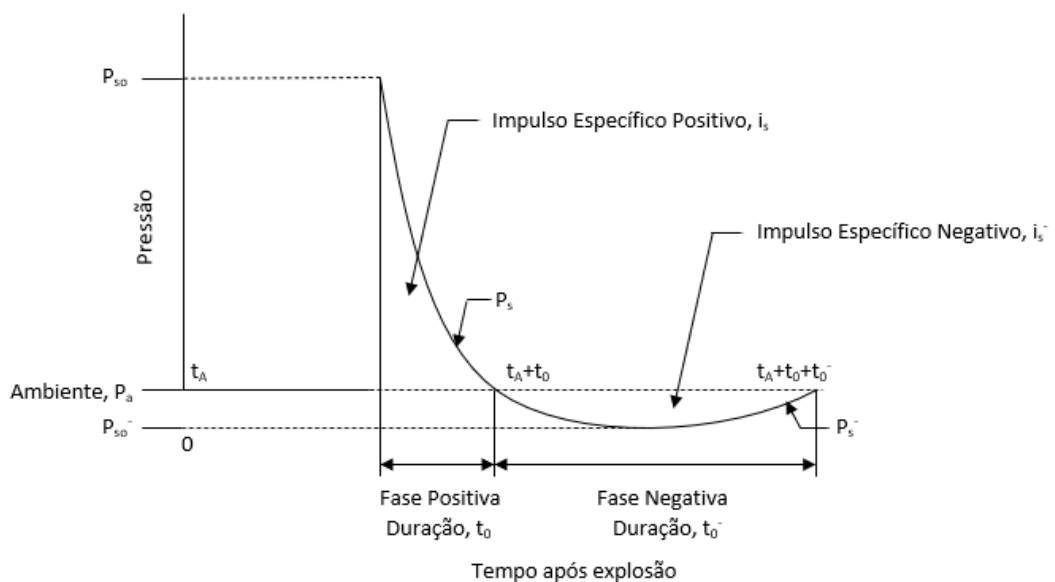


Figura 2.7 - Variação da pressão com o tempo para um ponto no espaço, adaptado de [13].

Analisando a figura 2.7, é possível definir o instante em que a onda de choque e a estrutura entram em contacto como t_A , correspondendo à pressão de pico incidente, P_{s0} . A partir deste instante inicia-se uma fase de pressão positiva com duração t_0 , aquela com consequências mais devastadoras na estrutura. Após a fase positiva, a pressão atmosférica é restabelecida por um breve instante sendo que se sucede uma nova fase, desta vez de pressão negativa com uma duração t_0^- .

Como demonstrado pela figura, a fase negativa, embora com uma duração mais elevada, é caracterizada por um pico de pressão significativamente menos intenso, P_{s0}^- , que aquele que dá início à fase positiva. Consequentemente a fase negativa de uma onda de choque originada por uma explosão é, habitualmente, desprezada, tendo em conta que os danos mais significativos da estrutura vão ser sentidos durante a fase positiva.

O impulso resultante de cada fase corresponde à integração do diagrama da figura 2.7 em ordem ao tempo, equação (2.2) para o impulso positivo, pelo que facilmente

2. Explosões e Cargas Explosivas

se pode concluir que o impulso positivo é significativamente mais elevado que o impulso negativo.

$$i_S = \int_{t_A}^{t_A+t_0} P_{SO}(t) dt \quad (2.2)$$

Uma das formas de retratar uma onda de choque, proveniente de uma explosão aérea livre, pode ser descrita pela equação de onda de Friedlander [17], sendo esta a mais comum de aproximar a variação da pressão com o tempo:

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

Na equação (2.3) b representa a constante de decaimento e os restantes parâmetros aqueles previamente definidos no parágrafo anterior.

Com o objetivo de definir a função (2.3) é necessário definir a pressão de pico e o tempo de duração da fase positiva. É ainda necessário a obtenção do impulso gerado pela explosão para o qual é realizada uma integração da área definida pelo gráfico da relação pressão-tempo (equação (2.2)).

Para definir a pressão de pico existem diversas formulações numéricas, validadas por resultados experimentais. No entanto estas podem estar limitadas a determinados intervalos de pressão e de distância pelo que podem apresentar um obstáculo quando os parâmetros da explosão se encontram fora do intervalo proposto para a obtenção de resultados aceitáveis.

Servem de exemplo as equações (2.4) e (2.5) obtidas por *Newmark* e *Mills*, [18], respetivamente:

$$P_{SO} = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \sqrt{\frac{W}{R^3}} \quad (2.4)$$

$$P_{SO} = \frac{1772}{Z^3} - \frac{114}{Z^2} + \frac{108}{Z} \quad (2.5)$$

Como já referido, para o estudo em questão apenas é tida em consideração a fase positiva da onda de choque pelo que a duração desta fase é um dos parâmetros mais importantes para a sua caracterização. Previamente definido como t_0 , a duração da fase positiva pode ser definida como função da pressão de pico incidente P_{SO} e do impulso resultante da fase positiva da explosão:

$$t_0 = \frac{2i_S}{P_{SO}} \quad (2.6)$$

A equação (2.6) assume que a carga considerada é triangular (figura 2.8), o que não corresponde à realidade. Contudo, quando a duração do carregamento é inferior a um quarto do período natural da estrutura (equação (2.7)), trata-se de uma carga impulsiva pelo que a resposta estrutural não é sensível ao diagrama pressão-tempo característico da explosão, [18].

2. Explosões e Cargas Explosivas

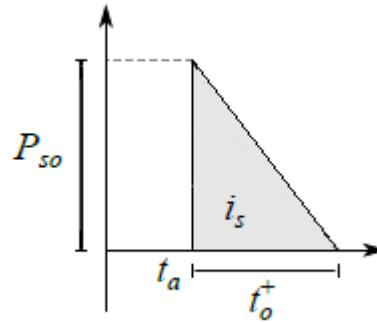


Figura 2.8 - Carga triangular.

$$t_0 < \frac{T_N}{4} \quad (2.7)$$

Todos os parâmetros descritos são utilizados na definição de uma carga explosiva para integração da mesma num processo de cálculo numérico.

Estas cargas podem ser aproximadas a diagramas triangulares, onde apenas a pressão de pico e o tempo de duração da fase positiva são tidos em consideração, ou então a diagramas exponenciais, mais próximos da realidade, onde para além dos parâmetros mencionados é necessário saber o tempo total da explosão e ainda a constante de decaimento (equação modificada de Friedlander).

2.3. Resposta dinâmica dos materiais

Os danos provenientes de uma carga explosiva são por norma devastadores. Para tentar precaver possíveis danos é importante tentar compreender a resposta dos materiais constituintes de estruturas a solicitações dinâmicas.

2.3.1. Betão

Quando sujeito a uma carga explosiva o betão deforma num intervalo de tempo muito curto, sendo que as tensões resistentes associadas à cedência e à rotura atingem valores significativamente mais elevados que aqueles provenientes de cargas estáticas.

A partir de vários estudos realizados ao longo do tempo foi possível observar que diversos fatores podem influenciar o comportamento do betão como, por exemplo, a dimensão, a geometria ou humidade presente. As técnicas experimentais e métodos de análise utilizados também são fatores que podem condicionar o comportamento do betão, pelo que, é necessário uma determinada cautela quando se realiza uma comparação entre resultados obtidos experimentalmente.

2.3.2 Aço

À semelhança do betão, as tensões resistentes do aço também aumentam, tanto a tensão de cedência como a tensão última sendo que a tensão de cedência sofre um aumento mais significativo, quando solicitado por cargas dinâmicas.

A ambos os materiais pode ser aplicado um fator de incremento dinâmico que simula o aumento das tensões características dos materiais, permitindo uma aproximação das capacidades dos materiais em caso de solicitação dinâmica sabendo apenas os parâmetros estáticos.

2.4 Factor de Incremento Dinâmico

O factor de incremento dinâmico, ou *Dynamic Increase Factor*, DIF, é utilizado de forma a quantificar o facto de certos materiais exibirem valores de resistência superiores aquando uma solicitação dinâmica. O valor, que depende do tipo de material e da velocidade de carregamento, corresponde ao rácio entre as propriedades dinâmicas do material e as suas propriedades estáticas.

De acordo com [13] devido à elevada magnitude de explosões com grande proximidade da estrutura, os respetivos DIF, aplicados a cada tipo de material, irão ser mais elevados do que aqueles aplicados a explosões que distam mais da respetiva estrutura. À semelhança da distância, o tipo de esforço que a explosão provoca na estrutura, ou elemento estrutural, também condiciona o DIF, variando consoante o esforço seja de tração, compressão, flexão ou torsão.

A tensão dinâmica de um material pode ser então obtida através do produto entre o DIF e a tensão estática do material.

Os valores de DIF para materiais sujeitos a esforços de flexão quando sujeitos a uma explosão distante da estrutura são apresentados na tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Valor de DIF para o Aço e Betão, explosões distantes, adaptado de [13].

	Aço (Reforço)		Betão
	f_{dy}/f_y	f_{du}/f_u	f'_{dc}/f'_c
Flexão	1.17	1.05	1.19

É de salientar que em [13] encontram-se todos os valores de DIF tabelados, consoante o material, o tipo de esforço a que a estrutura está sujeita e a distância entre o centro da detonação e a superfície de interesse.

2. Explosões e Cargas Explosivas

Embora para efeitos de cálculo se tenham utilizado os valores tabelados, existem diversas propostas de formulações de valores de DIF por diversos autores. Em [19] é apresentada uma formulação para o betão, equação (2.8), e para o aço, equação (2.9), em função da taxa de deformação do material em questão, $\dot{\epsilon}$.

$$\begin{cases} DIF = 0.03 \ln \dot{\epsilon} + 1.3 \geq 1.0 & \text{se } \dot{\epsilon} < 30s^{-1} \\ DIF = 0.55 \ln \dot{\epsilon} - 0.47 & \text{se } \dot{\epsilon} \geq 30s^{-1} \end{cases} \quad (2.8)$$

$$DIF = 0.034 \ln \dot{\epsilon} + 1.30 \geq 1.0 \quad (2.9)$$

De acordo com [11] a taxa de deformação do betão armado para uma carga estática de compressão ronda o valor de $3 \times 10^{-5} s^{-1}$ mas para situações em que a estrutura ou o elemento estrutural estão expostos a uma carga explosiva são expectáveis taxas de deformação na ordem de $1 s^{-1}$ [20].

A tabela 2.2 demonstra os valores de DIF obtidos para o aço e o betão com uma taxa de deformação de $1 s^{-1}$ de acordo com as expressões (2.8) e (2.9).

Tabela 2.2 - DIF, aço e betão.

	Aço (f_{dy}/f_y)	Betão (f'_{dc}/f'_c)
DIF	1.3	1.3

Consultando a tabela 2.2 é possível verificar que os valores obtidos através de (2.8) e (2.9) são superiores aos tabelados pelo UFC (tabela 2.1), sendo a diferença aproximada a uma casa decimal, obtendo-se uma diferença de 11.1% e 9.2% para o aço e para o betão, respetivamente.

2.5 Impacto Estrutural

O primeiro impacto sentido pela estrutura no caso de uma explosão é o efeito da variação de pressão na frente da onda de choque, seguindo-se o impacto da explosão correspondente à zona de pressão positiva, assim como do vento resultante, podendo este atingir uma velocidade equivalente à velocidade de um furacão.

A figura seguinte ilustra as fases do impacto de uma explosão. Em correlação com a figura 2.7 é possível associar cada fase à linha temporal. A fase A corresponde ao tempo de chegada da onda de choque. Posteriormente a fase B retrata a fase positiva, onde os danos são mais acentuados derivado do impulso durante esta fase ser mais elevado do que na fase seguinte. A fase C, onde se fazem sentir os efeitos da fase negativa, ocorrendo um efeito de sucção que faz com que o vento e onda de choque tenham os sentidos opostos aos que apresentam durante a fase anterior. E

por fim a fase D ilustra os efeitos devastadores provocados por uma onda de choque gerada por uma explosão.

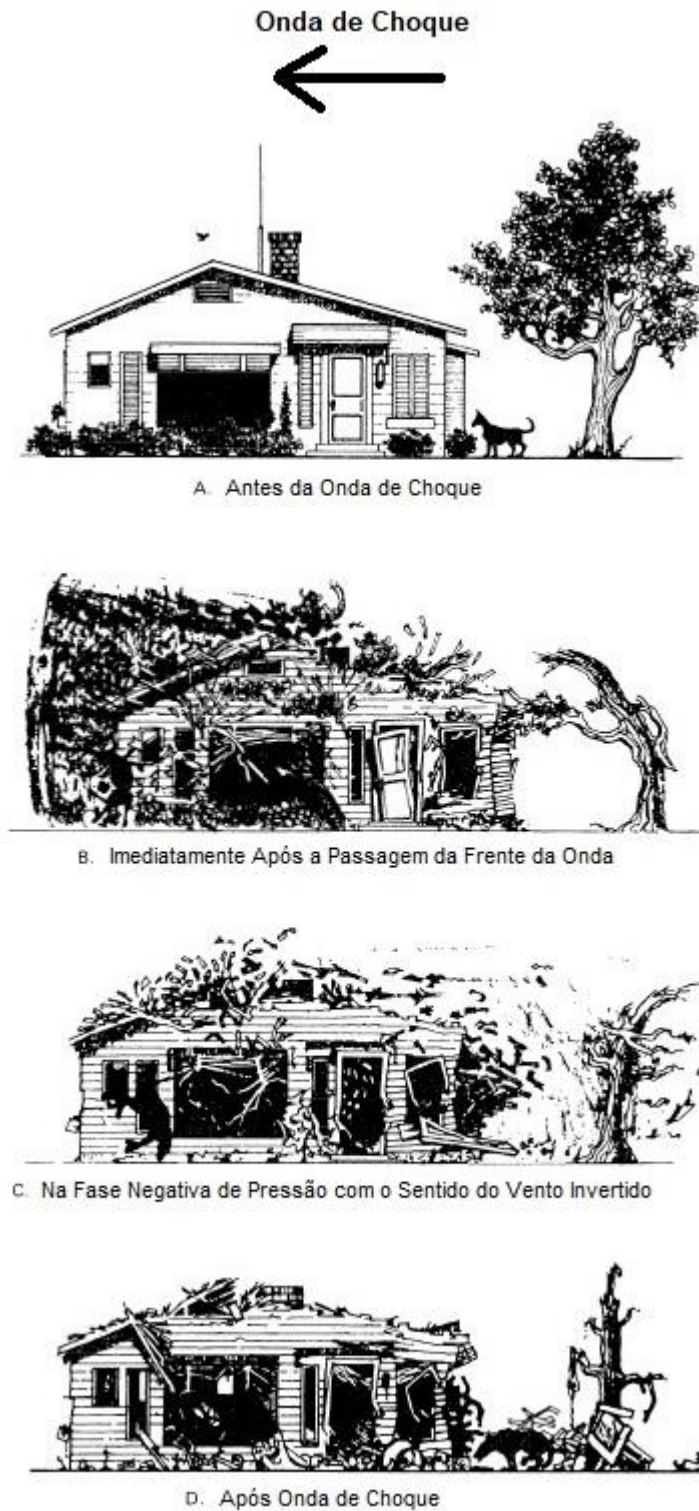


Figura 2.9 - Fases de impacto explosivo, adaptado de [21].

2. Explosões e Cargas Explosivas

A figura 2.9 ilustra o efeito que uma explosão pode causar numa estrutura e tudo o que a rodeia. A tabela 2.3 permite analisar o tipo dano resultante de uma ação explosiva

Tabela 2.3 - Níveis de dano, adaptado de [22].

Nível de Dano	Descrição	$\mu_{\text{máx}}$	$\theta_{\text{máx}}$
Dano superficial	Não existem danos permanentes (visíveis).	1	-
Dano moderado	Existe alguma deformação permanente, com possibilidade de reparações. Por vezes a substituição pode ser mais economicamente e esteticamente viável.	-	4°
Dano forte	Não existe colapso embora se dêem deformações permanentes, impossíveis de reparar.	-	6°
Falha perigosa	Existe colapso, com velocidade dos detritos a variar entre insignificante e muito significativa.	-	10°
Falha estrutural	Existe completa destruição, com a velocidade dos detritos a atingir valores extremamente elevados.	-	>10°

Para uma secção de betão armado com armadura de aço na zona de compressão e armadura de corte, sujeita a esforços de flexão simples, a tabela 2.3 apresenta o valor do ratio de ductilidade, μ , (quociente entre o deslocamento sofrido e o deslocamento elástico) e o valor de rotação do apoio, θ . Ambos os parâmetros contribuem para a definição do deslocamento máximo dinâmico permitindo uma quantificação dos níveis de dano que a estrutura pode sofrer.

Na presente dissertação não são avaliados os danos causados ao elemento estrutural em estudo, no entanto, a sua compreensão contribui para a avaliação da integridade estrutural e mediante as conclusões retiradas permite selecionar uma solução que garanta a segurança e funcionalidade da estrutura de forma a prevenir a repetição de danos.

3. Método Aproximado de Biggs

O presente Capítulo estuda o método aproximado de Biggs, [23]. Perante a complexidade de uma análise não linear, é comum o uso de métodos aproximados de análise que permitam avaliar estruturas relativamente complexas com uma precisão razoável no que diz respeito aos resultados. É neste contexto que se insere o Método Aproximado de Biggs.

3.1 Introdução

O Método Aproximado de Biggs consiste na idealização de um sistema com apenas um grau de liberdade, equivalente a um outro sistema mais complexo, ou seja, com mais que um grau de liberdade. É possível reduzir a maioria dos sistemas reais a sistemas equivalentes relativamente simples de analisar. Como exemplo segue-se a figura 3.1, em que ambos os casos, uma viga encastrada e uma laje apoiada, correspondem a um mesmo sistema equivalente, sem amortecimento.

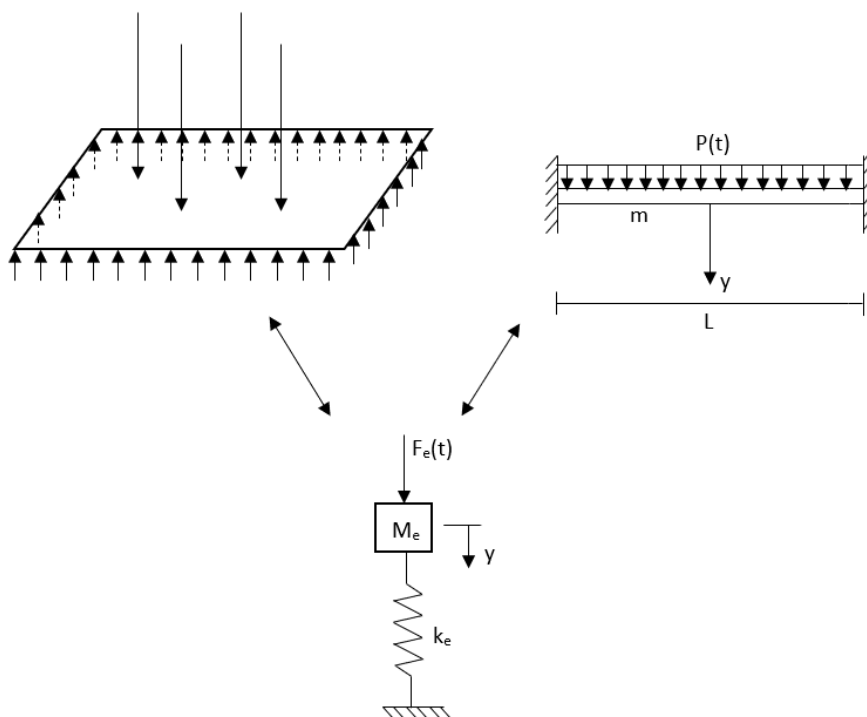


Figura 3.1- Sistemas Equivalentes, adaptado de [23].

Partindo do exemplo de uma viga, é possível definir três fases de deformação da estrutura ao longo do tempo estando esta sujeita a um carregamento uniforme. A fase elástica, elasto-plástica e plástica. Analisando a figura 3.2 retiramos que as três

3. Método Aproximado de Biggs

fases apresentam características de deformação diferentes. A fase elástica apresenta um comportamento estritamente elástico. A fase elasto-plástica é uma combinação entre comportamento elástico e plástico sendo que tem início após a formação de rótulas plásticas junto dos apoios. Por fim, a última fase apresenta um comportamento que pode ser considerado plástico sendo por isso denominada por fase plástica, sendo que, esta fase é aquela que apresenta uma maior dificuldade no que diz respeito à previsão do comportamento da estrutura.

Devido à diferença de deformadas entre fases, a dificuldade em prever o tipo de comportamento da estrutura é acrescida. De forma a contornar esta dificuldade, o Método Aproximado de Biggs trata cada uma das fases de forma independente.

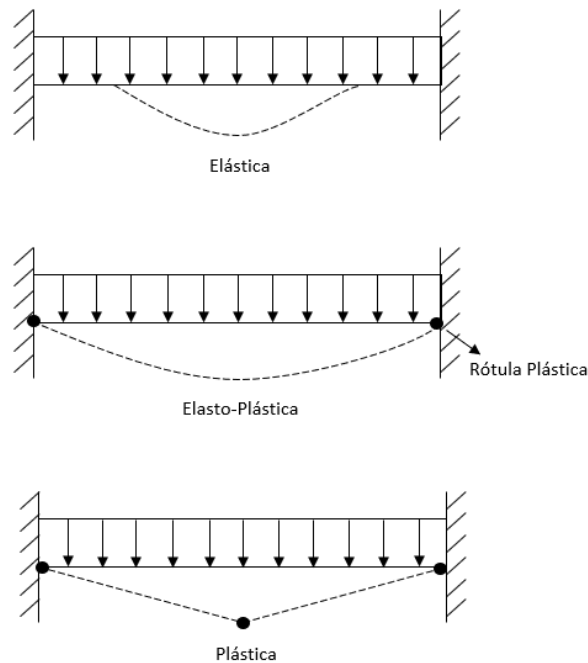


Figura 3.2 - Fases de Resposta Estrutural, adaptado de [23].

A curva de comportamento da seção obtida tem, por este motivo, em consideração as três fases de deformação calculadas, sendo caracterizada por três fases com comportamento distinto que são estudadas com detalhe no capítulo 4 da presente dissertação.

3.2 Sistema Idealizado

No que diz respeito à definição do sistema idealizado é importante quantificar parâmetros como a massa equivalente, M_e , a resistência equivalente, k_e , e a força equivalente, F_e . É ainda importante a definição de uma função de carga-tempo, $f(t)$, para ser realizada uma análise ao sistema.

Para a conversão do sistema real num sistema equivalente são aplicados fatores de transformação, K . Para a obtenção da carga, massa, resistência e rigidez do sistema equivalente é necessário apenas multiplicar o factor de transformação pelos respetivos parâmetros do sistema real.

É ainda importante referir que o deslocamento obtido num ponto de interesse do elemento estrutural do sistema real é igual ao deslocamento obtido pelo sistema equivalente

3.3 Fatores de Transformação

Como previamente mencionado, é necessária a definição dos fatores de transformação para a determinação dos parâmetros do sistema equivalente idealizado. O cálculo dos fatores de transformação é descrito no presente subcapítulo.

Os fatores de transformação são calculados com base na análise modal de sistemas com vários graus de liberdade. As equações modais resultantes da análise fornecem as respostas dos sistemas, sendo que para tal, cada modo tem de ser abordado como um sistema independente de 1 GDL. A independência dos modos é demonstrada recorrendo à equação de Lagrange que permite reescrever as equações referentes à energia cinética total e à energia das molas. Sendo que o somatório dos respetivos componentes do sistema deve ser nulo, ambas as equações de energia cinética, energia das molas e do trabalho externo das forças podem ser reescritas e derivadas de forma a obter as expressões de massa equivalente, rigidez de mola equivalente e força equivalente.

Massa

De acordo com Biggs, [23], a massa equivalente de um sistema com um grau de liberdade é dada pela seguinte expressão:

$$M_e = \sum_{r=1}^j M_e \varphi_r^2 \quad (3.1)$$

Com φ_r sendo a função de forma na qual o sistema equivalente é baseado, explicitada posteriormente no presente documento.

3. Método Aproximado de Biggs

O fator de massa, K_M , corresponde então ao rácio entre a massa equivalente e a massa total da estrutura:

$$K_M = \frac{M_e}{M_t} \quad (3.2)$$

Distribuição de Carga

Relativamente à distribuição da carga, a força equivalente do sistema idealizado é dada pela expressão (3.3).

$$F_e = \sum_{r=1}^j F_r \varphi_r \quad (3.3)$$

Com F_r a representar a força resultante do sistema real.

À semelhança da massa, também o fator de carga, K_L , é definido como o rácio entre a força equivalente e a força total aplicada no sistema.

$$K_L = \frac{F_e}{F_t} \quad (3.4)$$

Função de Resistência

As funções de resistências de estruturas atuais têm inúmeras formas. Com o objetivo de simplificar a análise, estas funções também requerem uma idealização, sendo que para a maioria dos sistemas é possível definir uma curva bilinear.

Entenda-se por resistência a força interna que a estrutura realiza para restaurar a sua forma inicial, ou a sua posição estática quando, sob esta, não está aplicada qualquer tipo de carga. No entanto, para o problema em questão, a resistência é definida como um função de distribuição de carga. Sendo assim, a máxima resistência da estrutura corresponde também à máxima carga estática que esta pode suportar. A rigidez, por sua vez, é numericamente igual à carga total da mesma distribuição que causaria uma deformação unitária no ponto onde a deformação do sistema equivalente e do sistema real são iguais.

Devido ao paralelismo estabelecido é possível atribuir uma equivalência entre o fator de resistência, K_R , e o fato de carga, K_L , como demonstra a expressão (3.5).

$$K_R = \frac{R_{me}}{R_m} = \frac{k_e}{k} = \frac{F_e}{F_t} = K_L \quad (3.5)$$

Onde R_m é a carga máxima que a estrutura suporta estaticamente e R_{me} a carga máxima que o sistema equivalente pode suportar estaticamente. Por sua vez k é o valor de carga que corresponde a uma deformação elástica unitária a meio vão, no

3. Método Aproximado de Biggs

caso de uma viga apoiada, por exemplo, e k_e o mesmo valor mas referente ao sistema equivalente.

Durante a fase elástica de deformação, a resistência (R) e a deformação (y) estão relacionadas a partir da igualdade em (3.6), na estrutura real. Na estrutura equivalente ambas a resistência e a deformação assumem o valor equivalente, R_e e y_e respectivamente. É ainda importante referir que para o sistema ser equivalente, ambas a deformação (y) e a deformação equivalente (y_e) possuem o mesmo valor.

$$R = ky \quad (3.6)$$

Existem diversos casos onde a função de resistência da estrutura não corresponde a um curva bilinear. Devido à necessidade de garantir a bilinearidade desta para efeitos de simplicidade na análise, surge uma constante efetiva, k_E , de forma a que uma curva trilinear corresponda a uma curva bilinear igualando as áreas delimitadas por ambas as curvas (figura 3.3).

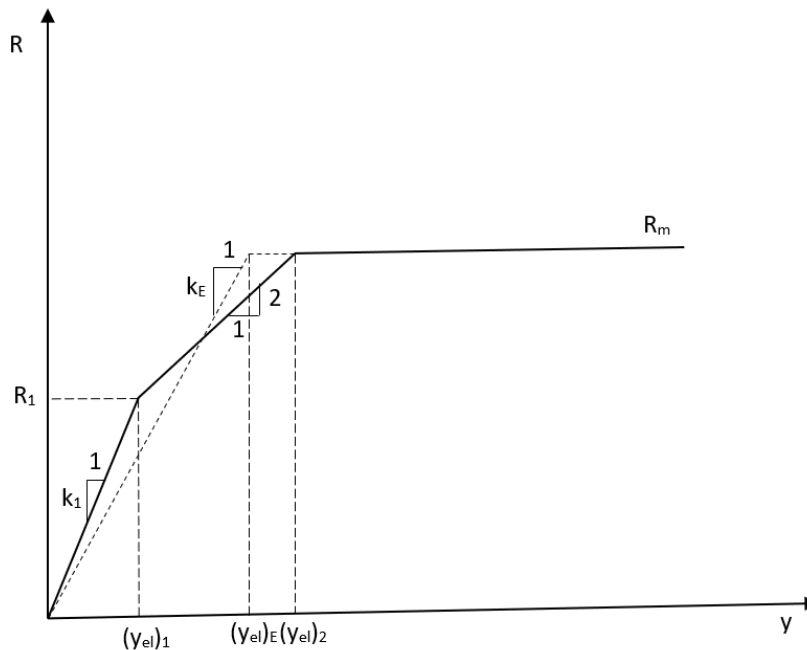


Figura 3.3 - Função de resistência trilinear e bilinear, adaptado de [23].

Função Carga-Tempo

Qualquer função carga-tempo razoavelmente definida pode ser calculada por uma análise numérica. No entanto, para aproximar a solução do resultado esperado é necessária a idealização da função com uma forma matematicamente simples, algo que pode ser realizado sem originar uma erro considerável no resultado final, [23].

A idealização desta função está sujeita ao julgamento por parte do utilizador, sendo que geralmente apenas determinado intervalo de tempo é de interesse ao problema, pelo que o uso da função na sua totalidade é desnecessário tendo em conta que apenas acresce o tempo de análise, ou seja, não possui qualquer interesse no que diz respeito aos objetivos que se pretendem atingir com a utilização do Método Aproximado de Biggs.

3.4 Caso das viga simplesmente apoiadas

Perante os parâmetros previamente explicitados, Biggs criou tabelas que permitem uma aplicação direta dos fatores de transformação, facilitando o processo de conversão do sistema real para o sistema equivalente. Em [23] o autor calcula os fatores para três tipos de distribuição de cargas a que uma viga pode estar sujeita (uniforme, concentrada a meio vão e concentrada a terços de vão); para a presente dissertação apenas é de interesse a carga uniformemente distribuída.

Os fatores de transformação são obtidos a partir da deformação característica de estrutura, estaticamente falando, e para a distribuição de carga em questão. De acordo com Biggs, as deformações são dadas pelas expressões (3.7) e (3.8), podendo ainda ser visualizadas na figura 3.4.

$$\text{Elástica: } \varphi(x) = \frac{16}{5L^4} (L^3x - 2Lx^3 + x^4) \quad (3.7)$$

$$\text{Plástica: } \begin{cases} \varphi(x) = \frac{2x}{L}, & \text{para } x < \frac{L}{2} \\ 1, & \text{para } x = \frac{L}{2} \\ \varphi(x) = \frac{2x}{L}, & \text{para } x > \frac{L}{2} \end{cases} \quad (3.8)$$

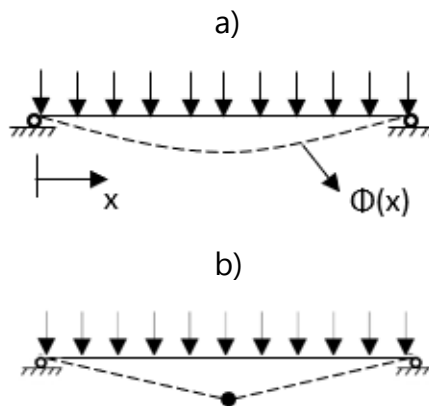


Figura 3.4 - Função de forma, carregamento uniforme, viga simplesmente apoiada. a) elástica. b) plástica. Adaptado de [23].

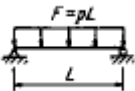
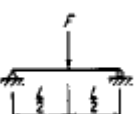
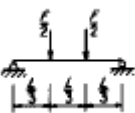
3. Método Aproximado de Biggs

A expressão (3.7) corresponde à fase elástica de deformação que se pode visualizar na figura 3.4 (em cima). Por sua vez, a fase plástica corresponde à função dada pela expressão (3.8), válida apenas para um deslocamento unitário a meio vão da viga, apresentando uma simetria que se pode constatar pela figura 3.4 (em baixo).

Para além do fator de massa e de carga, Biggs apresenta ainda outro fator nas suas tabelas. O fator de carga-massa, K_{LM} , que se traduz no rácio entre o fator de massa e o fator de carga. Este fator apresenta uma elevada utilidade na medida em que permite reescrever a equação dinâmica de movimento em função de um só fator, como irá ser demonstrada na próxima secção da presente dissertação.

A tabela seguinte apresenta os fatores de transformação tabelados para o caso de uma viga simplesmente apoiada.

Tabela 3.1 - Fatores de transformação para vigas simplesmente apoiadas. Adaptado de [23].

Carga	Fase de deformação	K_L	K_M	K_{LM}	R_m [kN]	k
			Massa uniforme	Massa uniforme		
	Elástica	0.64	0.50	0.78	$\frac{8M}{L}$	$\frac{384EI}{5L^3}$
	Plástica	0.50	0.33	0.66	$\frac{8M}{L}$	0
	Elástica	1.0	0.49	0.49	$\frac{4M}{L}$	$\frac{48EI}{5L^3}$
	Plástica	1.0	0.33	0.33	$\frac{4M}{L}$	0
	Elástica	0.87	0.52	0.60	$\frac{6M}{L}$	$\frac{56.4EI}{5L^3}$
	Plástica	1.0	0.56	0.56	$\frac{6M}{L}$	0

3.5 Cálculos de Resposta

Após a definição do sistema equivalente com um grau de liberdade através do procedimento previamente explicitado, partindo dos fatores de transformação retirados das tabelas de Biggs, [23], é possível escrever a equação de movimento característica do sistema equivalente:

$$M_e \ddot{u} + k_e u = F_e(t) \quad (3.9)$$

Que, através dos fatores de transformação se pode reescrever, originando uma nova equação de movimento que caracteriza o sistema real:

$$K_M M_t \ddot{u} + K_L k u = K_L F(t) \quad (3.10)$$

Com M_t a corresponder à massa total do sistema. É ainda possível escrever a equação (3.10) recorrendo apenas a um fator de transformação, o fator carga-massa:

$$K_{LM} M_t \ddot{u} + k y = F(t) \quad (3.11)$$

A equação (3.11) simplifica ainda mais o problema, visto que apenas se torna necessário converter um parâmetro do sistema real, ao invés de três, como é o caso representado pela equação (3.10).

Com base na equação de movimento é então possível calcular o período natural do sistema, T .

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{K_{LM} M_t}{k}} \quad (3.10)$$

A determinação do período natural do sistema permite, em comparação à duração da fase positiva da explosão, averiguar se estamos, ou não, perante uma situação de carregamento impulsivo. As implicações irão ser explicadas no capítulo 4 da presente dissertação.

É ainda importante frisar que devido à variação dos fatores de transformação ao longo das fases de deformação da estrutura, ou seja, durante a fase elástica, a fase elasto-plástica e a fase plástica, uma resposta completa ao problema é apenas obtida quando se trata cada fase de deformação individualmente.

3.6 Implementação

Para a resolução da equação dinâmica, foi utilizado um programa realizado em MATLAB facultado pelo co-orientador, Mestre Hugo Rebelo.

O programa tira proveito de funções já embutidas no software de forma a que a resolução se dê a partir de quatro eventos. Estes eventos correspondem às

3. Método Aproximado de Biggs

diferentes fases da curva de comportamento. Os eventos I e III correspondem às fases elasto-plásticas e os eventos II e IV às fases plásticas, positiva e negativa respectivamente. A identificação destas fases é realizada recorrendo a variáveis temporárias e outros parâmetros.

Para todos os instantes temporais, o programa calcula um deslocamento, uma velocidade e a resistência da estrutura solicitada. Quando a resistência obtida para um determinado instante é equivalente à resistência de cedência dada pela curva de comportamento existe uma mudança de fase, dando início ao evento II ou IV. Durante os eventos II ou IV, ou a fase plástica da curva de comportamento, é a velocidade obtida em cada instante que vai delimitar o fim da fase. Quando esta é nula, é iniciada uma carga/descarga, dando início às fases I e III, figura 3.10.

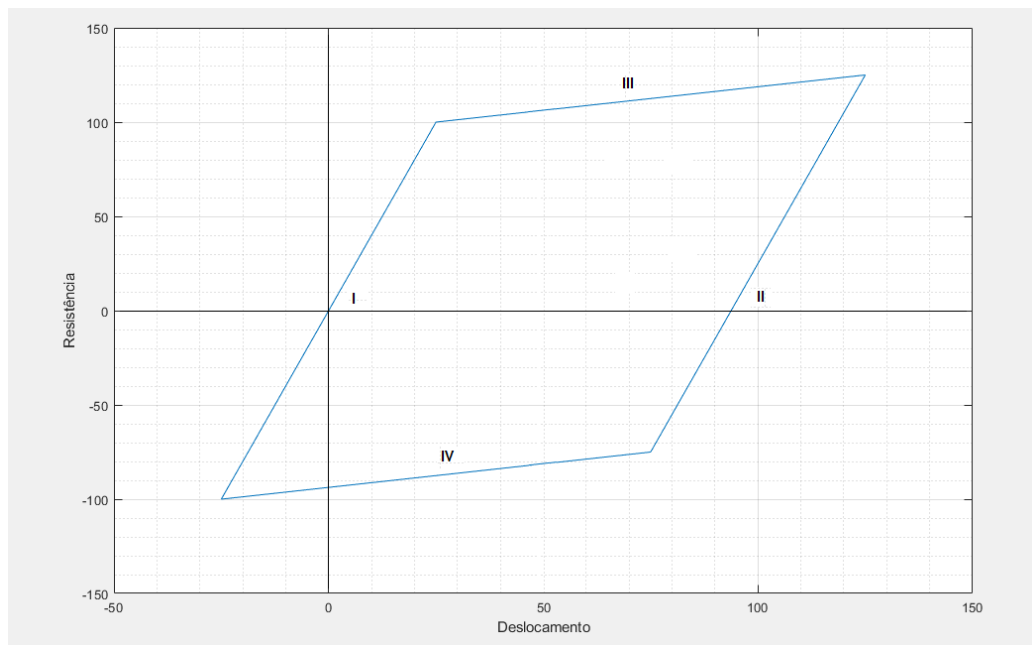


Figura 3.5 - Eventos ou fases de deformação.

Este procedimento é cíclico, terminando apenas quando os parâmetros para o último valor do intervalo de tempo introduzido pelo utilizador forem calculados, como exemplifica o fluxograma da figura 3.11.

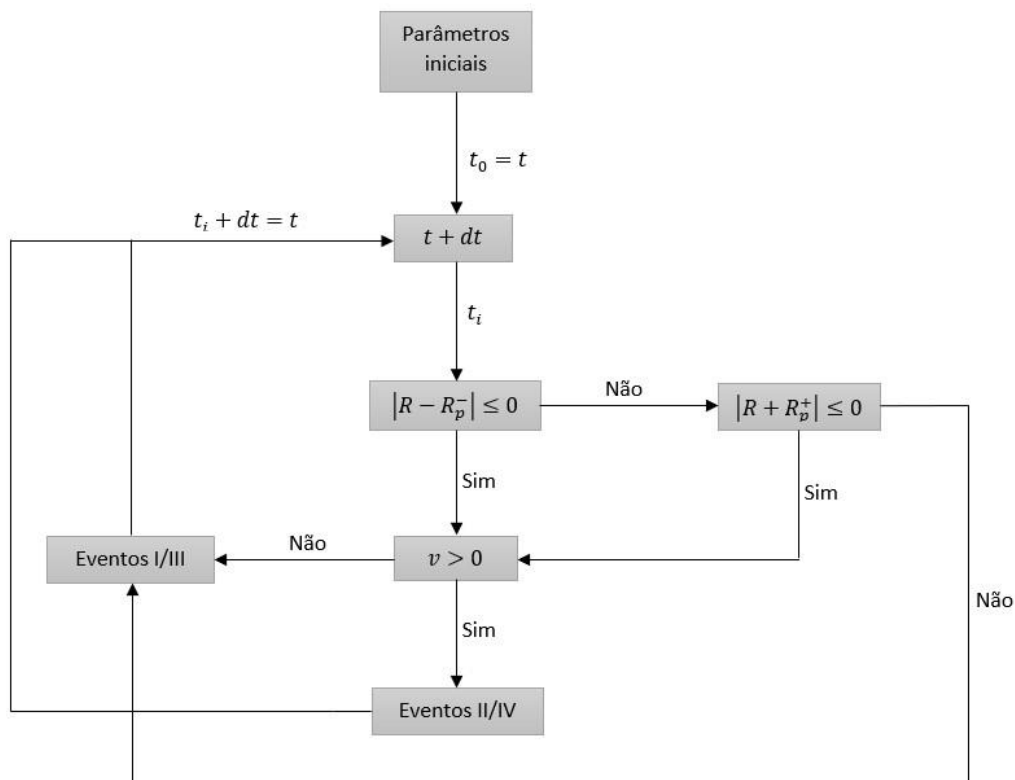


Figura 3.6 - Fluxograma sobre seleção de eventos no programa de resposta.

Para a execução do programa é necessária a introdução de parâmetros que caracterizam o sistema como os valores de rigidez, de resistência, a massa (com o fator de transformação carga-massa já aplicado), a área de superfícies com a qual a onda de choque entra em contacto. É ainda necessário introduzir o intervalo de tempo para o qual se pretende obter o comportamento. Por fim inserem-se os parâmetros da explosão: pressão de pico, tempo de duração da fase positiva e a constante de decaimento exponencial, previamente determinadas.

Para melhor compreensão sobre a metodologia subjacente ao algoritmo aconselha-se a consulta de [24, 25].

Com o intuito de avaliar a eficácia do método utilizado é feita uma comparação (capítulo 4) entre os resultados obtidos numericamente e os resultados experimentais em [10] e com os resultados de uma análise realizada com o software *SeismoStruct*.

Ainda com o objetivo de testar o funcionamento do programa, foram arbitrados dois exemplos relativamente simples que consistem em vigas simplesmente apoiadas sujeitas a um carregamento uniforme cuja geometria é idêntica à viga B100(12) apresentada no capítulo 4 (figura 4.1 e 4.3). Uma das vigas encontra-se em regime elasto-plástico e outra em regime elástico.

O deslocamento máximo é então calculado analiticamente e a partir do algoritmo apresentado, de forma a averiguar a precisão dos resultados.

3. Método Aproximado de Biggs

Tabela 3.2 - Dados dos exemplos.

Regime	R_m/F	t_d/T_N	M [kg]	k [kN/m]	R_m [kN]
Elasto-plástico	0.1847	0.8199	142.93	101900	161.77
Plástico	2.0	1.0	500	250	111.03

Tabela 3.3 - Dados e deslocamento máximo analítico.

Regime	T_N [s]	t_d [s]	u_{el} [m]	u_m [m]
Elasto-plástico	0.00744	0.0061	0.00159	0.125
Plástico	0.28100	0.2810	0.44410	0.346

Todos os dados calculados nas tabelas 3.2 e 3.3 seguiram o procedimento descrito em [23]. Os parâmetros determinados permitem o cálculo do deslocamento máximo através da consulta dos ábacos presentes na figura 3.7.

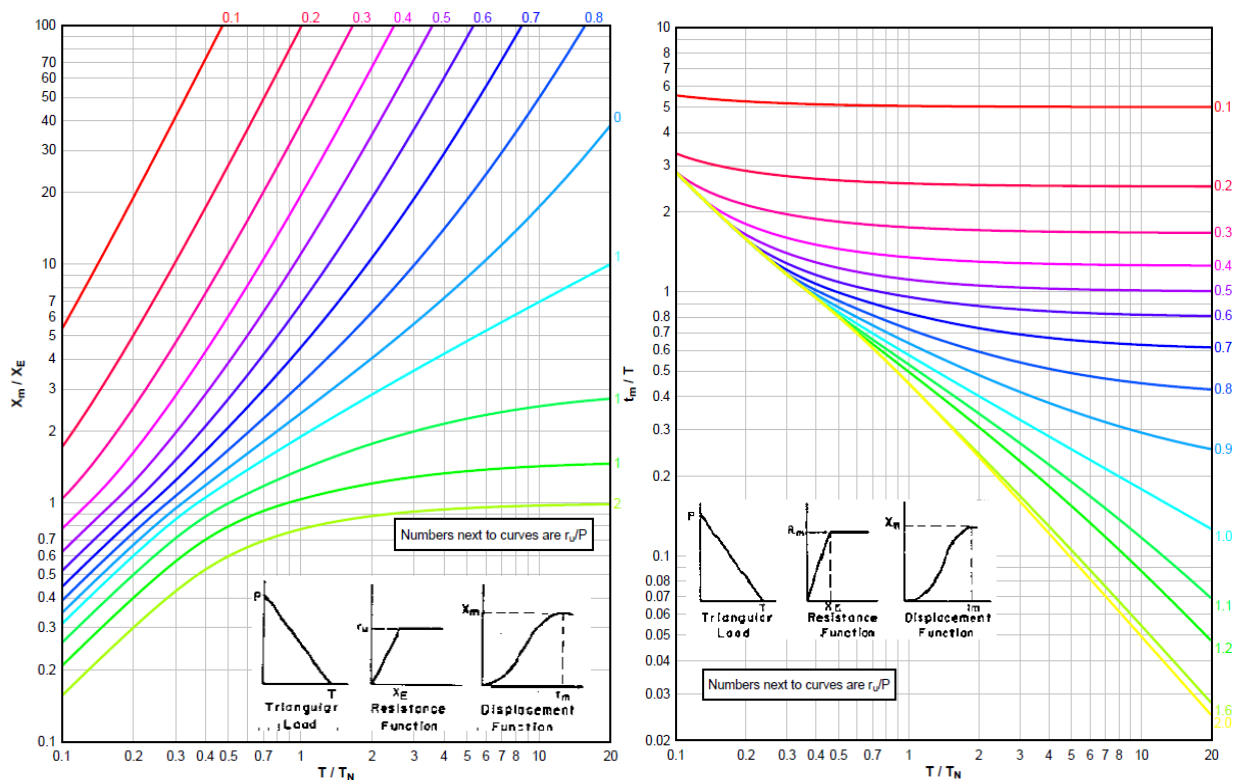


Figura 3.7 - Deslocamento máximo em regime elasto-plástico, sistemas com 1 GDL sujeitos a carregamento triangular (esquerda). Tempo de resposta máxima em regime elasto-plástico, sistemas com 1 GDL sujeitos a carregamento triangular (direita).

3. Método Aproximado de Biggs

Com o auxílio das tabelas 3.2 e 3.3 é possível retirar o valor de X_m/X_E (u_m/u_{ei}) do ábaco. Sabendo que u_{ei} corresponde ao quociente entre R_m e k , calcula-se o valor de deslocamento máximo, u_m .

A tabela 3.4 apresenta a comparação de resultados relativamente aos obtidos recorrendo ao solver.

Tabela 3.4 - Comparação cálculos analíticos vs Algoritmo.

Regime	$u_{máx}$	$u_{máx,algoritmo}$	Erro [%]
Elasto-plástico	0.1250	0.1256	0.48
Plástico	0.3464	0.3442	0.64

Através da consulta da tabela 3.4 é possível verificar que o erro entre os resultados é muito reduzido pelo que se pode retirar que o algoritmo utilizado no caso de estudo é funcional.

4. Caso de Estudo

Este capítulo é referente ao caso de estudo de uma viga de betão armado simplesmente apoiada com carregamento uniforme. São retratadas as definições geométricas da viga, as propriedades dos materiais constituintes da mesma e os ensaios e simulações realizadas.

4.1 Campanha experimental

4.1.1. Definição geométrica

No que diz respeito à geometria da viga adotada para a aplicação do método simplificado de Biggs, utilizou-se a mesma secção transversal adotada pelos autores Magnusson, Hallgren e Ansell em [10] com o objetivo de, posteriormente, poder ser realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos numericamente e os resultados experimentais, reportados em [10], avaliando assim, a eficácia da simplificação efetuada no processo de cálculo.

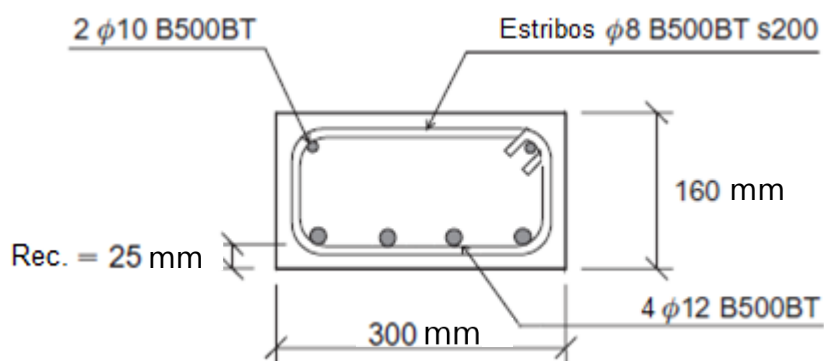


Figura 4.1 - Secção transversal, viga B100(12). Adaptado de [10].

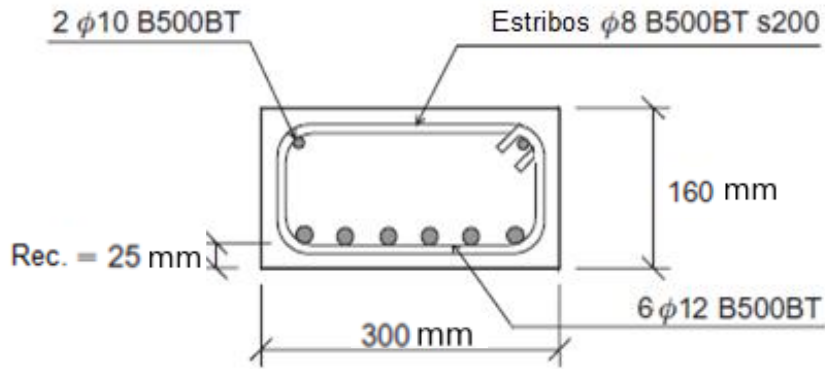


Figure 4.2 - Secção transversal, viga B140. Adaptado de [4].

As figuras 4.1 e 4.2 correspondem à secção transversal das vigas em estudo, a viga B100(12) e B140 respetivamente. Mediante a quantidade de exemplares analisados em [10], apenas estes foram selecionados por terem atingido a rotura através de esforços de flexão e serem constituídos por betão armado sem qualquer tipo de componente adicional, como por exemplo, fibra de aço. A área da secção transversal de ambas as vigas é de 0.45 m^2 .

No que diz respeito à geometria, esta mantém-se, independentemente dos exemplares, uma secção retangular, com 160 mm de altura e 300 mm de largura e ainda com 25 mm de recobrimento.

Longitudinalmente a viga possui um vão de 1.50 m entre apoios. A viga continua para além dos apoios, tendo na totalidade um comprimento de 1.72 m, como retrata a figura 4.3.

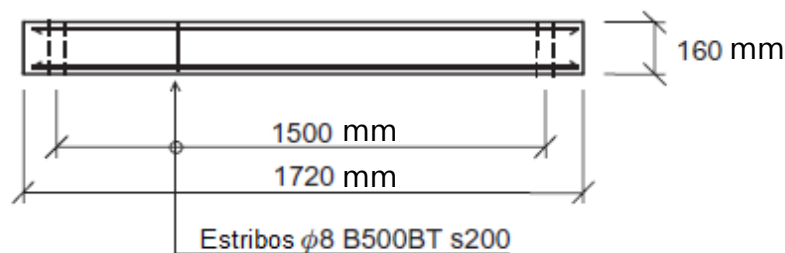


Figura 4.3 - Secção longitudinal, viga B100(12) e B140. Adaptado de [10].

É ainda importante salientar que para efeitos de cálculos apenas foi considerada a porção da viga contida entre os apoios, devido aos casos de distribuição de carga disponíveis pelas tabelas de Biggs, tratando-se de exemplos de cargas aplicadas a vigas simplesmente apoiadas contidas entre os apoios.

4.1.2. Propriedades dos materiais

Como referido, o artigo [10] apresenta diversos elementos estruturais, sendo que a principal diferença são os materiais utilizados. O betão, embora sempre de elevada resistência, pode conter fibras de aço entre outros materiais de reforço, não sendo pertinente para a presente dissertação. O aço utilizado apresenta sempre as mesmas características variando apenas em quantidade de armadura. Segue-se informação detalhada sobre os materiais utilizados.

Betão

O betão de alta resistência utilizado, designado por HSC ou *High Density Concrete*, engloba betões com uma tensão de compressão cúbica superior a 80 MPa. Este tipo de betão tem vindo a ser utilizado em muitas construções atuais, desde pontes, a arranha-céus e mesmo pavimentos de vias de comunicação. O desenvolvimento rápido da tensão resistente nos primeiros dias de cura permite a construção de elementos estruturais com maior esbelteza, suportando cargas mais elevadas e proporcionando maior durabilidade aos elementos, reduzindo, ao mesmo tempo, os custos de manutenção dos mesmos.

Em [26] estão disponíveis séries realizadas para a obtenção das propriedades do betão HSC utilizado nos ensaios em [10], pelo mesmo autor. No caso de estudo presente as características referentes aos materiais utilizados pertencem à série de 99/00. Apresenta-se em seguida uma tabela (tabela 4.1) com as propriedades do betão constituinte da viga B100(12) e da viga B140.

Tabela 4.1 - Propriedades do betão. Adaptado de [10],[26].

Viga	f_c [MPa]	f_{ct} [MPa]	E_c [GPa]	ρ [kg/m ³]	V [m ³]	M [kg]
B100(12)	81	5,4	44,7	2410	0,072	173,52
B140	92	8,7	61,5	2820	0,072	203,04

Após a aplicação do DIF (tabela 2.1), os valores de tensão de rotura à compressão, de tensão de rotura à tração e o módulo de elasticidade sofrem alterações passando a corresponder aos seguintes valores:

Tabela 4.2 - Propriedades do betão com DIF aplicado.

Viga	f_c [MPa]	f_{ct} [MPa]	E_c [GPa]
B100(12)	96,4	6,4	49,6
B140	109,5	10,4	73,2

Os valores da tabela 4.2 são os valores característicos das propriedades do betão utilizados no programa que permite obter a curva de comportamento.

Aço

O tipo de aço utilizado no caso de estudo denomina-se por B500BT (figura 4.1), e apresenta as seguintes características:

Tabela 4.3 - Propriedades do Aço B500BT. Adaptado de [26].

Φ [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E_s [GPa]	ϵ_y [‰]
12	580	678	203	2,7

À semelhança do betão, após a aplicação do respetivo DIF (tabela 2.1), os valores de tensão de cedência e tensão última do aço sofrem alterações:

Tabela 4.4 - Propriedades do aço B500BT com DIF aplicado.

Φ [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
12	678,6	793,3

Os valores apresentados na tabela 4.4 são os valores adotados para a tensão de cedência e última do aço utilizados pelo programa.

4.1.3. Metodologia de cálculo

Curva de comportamento

A curva de comportamento de uma secção de betão armado é um diagrama de resistência-deslocamento do elemento estrutural, obtido a partir de uma análise estática incremental que solicita o elemento a cargas cada vez mais elevadas até este atingir a rotura, fornecendo assim dados sobre a sua capacidade resistente.

Para a realização de uma análise dinâmica é necessário conhecimento sobre a capacidade de um elemento estrutural pelo que primeiramente é obtida uma curva de comportamento através das características da secção transversal do elemento, utilizando as bases de cálculo do Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão (NPEN001992-1-1) ou o EC2, [27], e ainda formulações, também estas baseadas no Eurocódigo 2, provenientes de [28]. O processo de cálculo teve como base aquele apresentado em [29], sendo que apresenta diferenças na metodologia da segunda e terceira fase da curva de comportamento.

Para compreender como se pode obter uma curva de comportamento é importante perceber o que acontece em cada fase do diagrama força-deslocamento. Este está dividido em três fases.

A primeira fase prolonga-se até ao instante em que a secção começa a fendilhar, dando início à segunda fase, onde a secção fendilha cada vez mais até atingir a cedência. A partir do momento em que a secção começa a ceder, a curva de comportamento encontra-se na terceira e última fase, onde a secção vai cedendo até atingir a rotura. Segue-se o procedimento de cálculo detalhado para cada uma das fases mencionadas.

1ª Fase

A primeira fase da curva de comportamento corresponde ao carregamento que o betão tem capacidade de suportar antes de começar a fendilhar, sendo o instante em que se dá o início da fendilhação da secção aquele que delimita o fim da fase.

A obtenção da carga a partir da qual se inicia a fendilhação do betão é determinada pelo cálculo do momento de fendilhação da secção, M_f , que por sua vez é calculado tendo em conta as condições de apoio e carregamento da viga.

Para uma viga simplesmente apoiada sujeita a um carregamento uniformemente distribuído, o valor de momento máximo a meio vão da mesma é dado pela expressão:

$$M_f = \frac{R_f \times L^2}{8} \Leftrightarrow R_f = 8 \times \frac{M_f}{L^2} \quad (4.1)$$

Onde R_f corresponde ao carregamento que origina o momento de fendilhação, ou seja, o parâmetro que se pretende determinar.

O deslocamento correspondente ao momento de fendilhação é calculado analisando as tensões presentes na secção durante esta fase do carregamento. O esquema da figura 4.4 mostra a distribuição de tensões numa secção retangular por fendilhar, que demonstra que as fibras acima da linha neutra se encontram comprimidas enquanto que as que se encontram abaixo estão tracionadas.

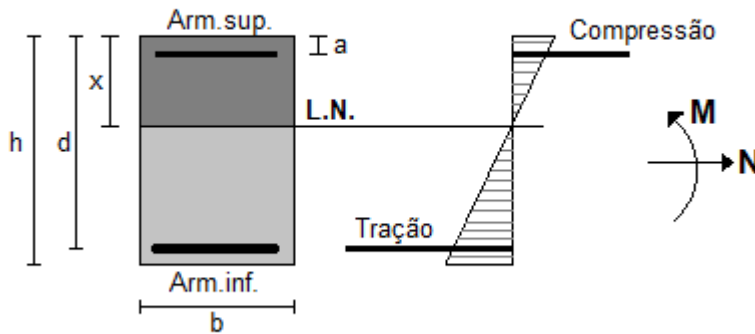


Figura 4.4 - Cálculo de tensões em secções retangulares não fendilhadas. Adaptado de [28].

Analisando a figura anterior é possível concluir que existem quatro forças a atuar na secção. A resistência que o betão oferece à compressão e tração (diagramas triangulares) e a resistência que as armaduras oferecem, a armadura superior à compressão e a armadura inferior à tração (linhas).

As expressões que permitem calcular as tensões obtidas partindo da figura 4.4 e expressas em [28] possibilitam o cálculo do momento de fendilhação, expressão (4.2). Este é o momento máximo que pode ser aplicado a uma secção antes que esta fendilhe e atinge-se quando a tensão de tração presente na secção iguala a resistência à tração característica do betão.

$$M_f = \frac{f_{ctm} \times b \times h^2}{6} \quad (4.2)$$

O declive da curva de comportamento traduz a rigidez da secção. De acordo com Biggs, [23], durante a fase elástica, a rigidez de uma secção retangular é dada pela expressão (4.3).

$$kE_1 = \frac{384 \times E_{cm} \times I_I}{5 \times L^3} \quad (4.3)$$

É portanto necessária a obtenção da inércia não fendilhada e consequentemente da posição da linha neutra, ambas dadas pelas seguintes expressões, retiradas de [28]:

$$x_I = \frac{\frac{1}{2} \times b \times h^2 + d \times \alpha_e \times A_s + a \times A_s' \times \alpha_e}{b \times h + \alpha_e (A_s + A_s')} \quad (4.4)$$

$$I_I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left(x_I - \frac{h}{2} \right)^2 + \alpha_e \times A_s (d - x_I)^2 + \alpha_e \times A_s' \times (x_I - a)^2 \quad (4.5)$$

Onde b , h , d , a e as respetivas armaduras superiores e inferiores, A_s' e A_s , são referentes à secção em estudo, como se pode ver pela seguinte figura, referente a uma secção generalizada (figura 4.5).

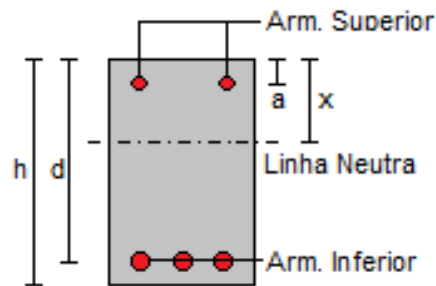


Figura 4.5 - Secção retangular generalizada.

O coeficiente de homogeneização da secção, α_e , corresponde ao quociente entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do betão.

Uma vez determinado o declive da curva de comportamento é possível obter o deslocamento correspondente a R_f , obtendo-se assim o primeiro ponto da curva de comportamento:

$$u_f = \frac{R_f}{kE_1} \quad (4.6)$$

O mesmo procedimento é repetido para a secção rodada em 180° . As únicas diferenças que se fazem notar é a nível dos parâmetros geométricos a e d , e armaduras, sendo que a armadura superior passa a ser considerada como inferior e vice-versa.

2ª Fase

A segunda fase da curva de comportamento inicia-se no momento em que a secção começa a fendilhar, momento em que as armaduras de aço começam a contribuir significativamente na absorção do esforço, até ao ponto em que estas entram em cedência. É também denominada por fase elasto-plástica.

Durante a fase elasto-plástica considera-se que a secção já se encontra fendilhada, ou seja, que a tensão presente na secção é superior à resistência do

betão à tração. Admite-se portanto que o betão não resiste à tração originando outro diagrama de tensões, figura 4.6.

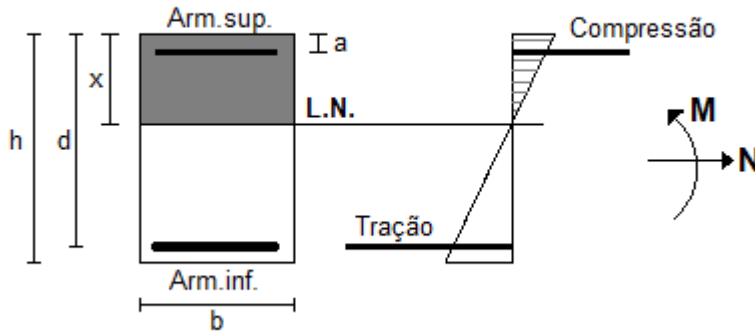


Figura 4.6 . Cálculo de tensões em secções retangulares fendilhadas. Adaptado de [28].

Analisando a figura 4.6 é possível averiguar que três forças atuam na secção. A resistência que o betão oferece à compressão e a resistência que ambas as armaduras, superiores e inferiores, oferecem à compressão e à tração respetivamente.

Através do cálculo das tensões é possível chegar à expressão que define o momento atuante na secção. Na fase de cedência das armaduras, o momento atuante na secção, M_c , é determinado pela seguinte fórmula:

$$M_p = \mu_p \times b \times d^2 \times f_c \quad (4.7)$$

Com o momento reduzido, μ_p , calculado pela expressão (4.8):

$$\mu_p = \omega_p \times (1 - 0.5 \times \omega_p) \quad (4.8)$$

Sendo a percentagem mecânica de armadura tracionada, ω_p , dada por (4.9):

$$\omega_p = \frac{A_s \times f_y}{b \times d \times f_c} \quad (4.9)$$

Partindo do momento de cedência, a carga correspondente, R_c , é novamente dada pela seguinte expressão:

$$R_p = \frac{M_p \times 8}{L^2} \quad (4.10)$$

Diferindo do procedimento da primeira fase, o cálculo do deslocamento a meio vão envolve a inércia da secção, I_c , a inércia da secção não fendilhada, I_I (já calculada anteriormente) e ainda a inércia da secção fendilhada, I_{II} , de forma a obter um deslocamento que considere a possibilidade de que a secção possa não estar

completamente fendilhada no momento em que as armaduras de aço atingem a cedência.

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} \quad (4.11)$$

$$I_{II} = \frac{1}{3} \times b \times x_{II}^3 \times (\alpha_e - 1) \times (x_{II} - a)^2 \times A'_s + \alpha_e \times (d - x_{II})^2 \times A_s \quad (4.12)$$

Com novas tensões na secção existe também uma nova linha neutra, x_2 , dada pela seguinte expressão, no que diz respeito a secções retangulares:

$$x_{II} = \frac{(-A_s \times \alpha_e + A'_s (\alpha_e - 1)) + \sqrt{(A_s \times \alpha_e + A'_s (\alpha_e - 1))^2 + 2 \times b (A_s \times d \times \alpha_e + A'_s \times a (\alpha_e - 1))}}{b} \quad (4.13)$$

Posteriormente ao cálculo das inércias da secção, segue-se a obtenção da flecha elástica:

$$a_c = \frac{5 \times R_p \times L^3}{384 \times E_c \times 10^6 \times I_c} \quad (4.14)$$

$$a_I = \frac{a_c}{I_I / I_c} \quad (4.15)$$

$$a_{II} = \frac{a_c}{I_{II} / I_c} \quad (4.16)$$

Onde a_I e a_{II} correspondem às flechas elásticas da secção não fendilhada e da secção fendilhada, respetivamente.

O coeficiente de distribuição, ζ , permite o cálculo do deslocamento a meio vão da viga, considerando que uma percentagem da secção se encontra não fendilhada e a restante fendilhada, aproximando-se assim mais da realidade. É obtido pela seguinte expressão:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_f}{M_p} \right)^2 \quad (4.17)$$

Onde β é o quociente entre a armadura superior e a armadura inferior da secção.

Por fim, o deslocamento a meio vão no instante em que as armaduras de aço começam a ceder é dado por:

$$u_p = \zeta \times a_{II} + (1 - \zeta) \times a_I \quad (4.18)$$

Está determinado assim o segundo ponto da curva de comportamento.

À semelhança da fase anterior, o mesmo procedimento é repetido para a secção rodada em 180°.

3ª Fase

A última fase da curva de comportamento, ou a fase plástica, inicia-se aquando as armaduras de aço começam a ceder e termina no instante em que estas entram em rotura.

O cálculo da carga última é em tudo semelhante ao utilizado na segunda fase. Com base na figura 4.6, o cálculo das tensões permite obter uma expressão para o cálculo do momento atuante. Para a determinação da carga última, R_u , é necessário o cálculo do momento último, M_u . As expressões utilizadas são equivalentes à da segunda fase com a excepção da tensão de cedência do aço, f_y , que é substituída pela tensão de cedência última, f_u .

$$M_u = \mu_u \times b \times d^2 \times f_c \times 10^3 \quad (4.19)$$

$$\mu_u = \omega_u(1 - 0.5 \times \omega_u) \quad (4.20)$$

$$\omega_u = \frac{A_s \times f_u}{b \times d \times f_c} \quad (4.21)$$

$$R_u = \frac{M_u \times 8}{L^2} \quad (4.22)$$

A determinação do deslocamento no instante em que ocorre a rotura depende do módulo de elasticidade do aço durante a fase de cedência, sendo que este permite o cálculo da rigidez da secção durante esta fase, facultando o declive da curva de comportamento e consequentemente permitindo o cálculo do deslocamento.

Para obtenção do módulo de elasticidade do aço foi tido em conta as bases de cálculo que o EC2 faculta, [27].

Partindo da figura 4.7 é possível deduzir uma expressão que traduz o módulo de elasticidade do aço durante a fase de cedência, (4.23).

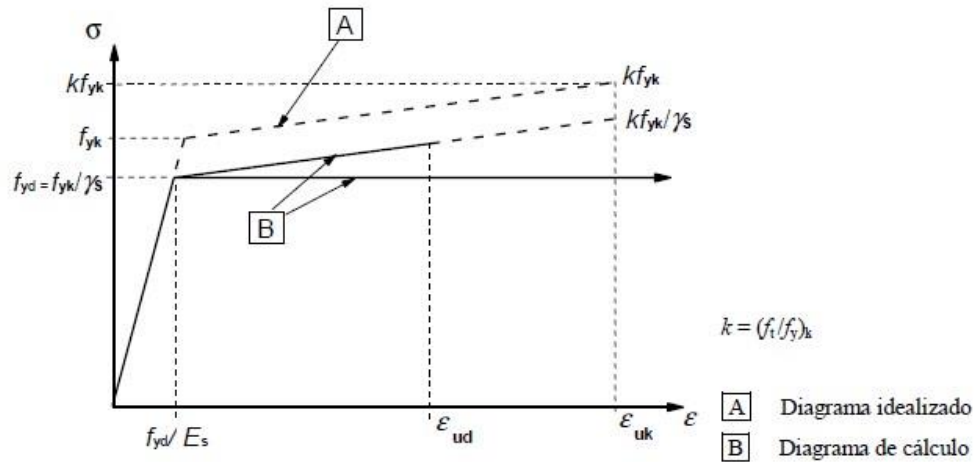


Figura 4.7 - Diagrama tensões-extensões, idealizado e de cálculo.

$$E_{s,ced} = \frac{k \times f_y - f_y}{\left(\frac{\varepsilon_y}{100}\right) - \left(\frac{f_y}{E_s}\right)} \quad (4.23)$$

Onde k é o fator de aço, que corresponde ao quociente entre a tensão última e a tensão de cedência do aço e ε_y corresponde à extensão de cedência do aço, valor que se encontra tabelado.

O declive da reta característica da terceira fase da curva de comportamento é então dado pela seguinte expressão:

$$kE_{s,ced} = \frac{384 \times E_{cm} \times I_{II}}{5 \times L^3} \quad (4.24)$$

Através da relação estabelecida na equação (4.6), substituindo o declive e o valor da carga pelos novos parâmetros calculados é então possível obter o terceiro e último ponto da curva de comportamento.

Curva de comportamento bilinear

A curva de comportamento final que se pretende obter apresenta apenas dois patamares pelo que é necessário transformar a curva anteriormente obtida numa curva bilinear. Esta aproximação da curva tem como objetivo simplificar os cálculos posteriores.

É necessária a determinação de um novo ponto correspondente à mudança de fase no comportamento da viga. Este novo ponto irá manter o valor da carga de cedência, R_p , previamente calculada mas irá apresentar um novo valor de deslocamento dado pela seguinte expressão, deduzida a partir da figura 3.3:

$$b_{u_p} = u_f + u_p \left[1 - \left(\frac{R_f}{R_p} \right) \right] \quad (4.25)$$

O último ponto que caracteriza a curva bilinear coincide com o ponto determinado na terceira fase da curva de comportamento.

Carga Explosiva

A caracterização da carga explosiva passa pela definição de diversos parâmetros. A distância entre o centro da detonação e a superfície atingida pela mesma afetam significativamente a intensidade com que a onda de choque atinge a estrutura. Por outro lado, a duração da fase positiva pode afetar o comportamento do elemento estrutural, mediante a presença de um carregamento de carácter impulsivo ou não, como definido no capítulo 2 da presente dissertação.

Tabela 4.5 - Definição do tipo de carregamento.

Viga	ω_N [rad/s]	T_N [s]	t_0 [s]	Carregamento
B100(12)	812.422	0.00773	0.040	Não impulsivo
B140	836.184	0.00751	0.040	Não impulsivo

Através da análise da tabela 4.5 é possível verificar que ambos os elementos estruturais estão sujeitos a um carregamento não impulsivo mediante o incumprimento da condição expressa na expressão (2.7), capítulo 2. Conclui-se então que a resposta estrutural obtida é sensível ao diagrama pressão-tempo característico da explosão pelo que a sua definição deve ser o mais próxima da realidade possível.

4.2 Simulação Numérica

Dentro deste subcapítulo vão ser apresentados e avaliados os resultados obtidos a partir das simulações numéricas realizadas relativamente à curva de comportamento e à análise dinâmica com carga explosiva.

4.2.1. Curva de comportamento

Após realizado o procedimento correspondente às três fases da curva de comportamento, as figuras 4.8 e 4.9 ilustram o resultado obtido com o programa desenvolvido em MATLAB, para as vigas B100(12) e B140 respectivamente.

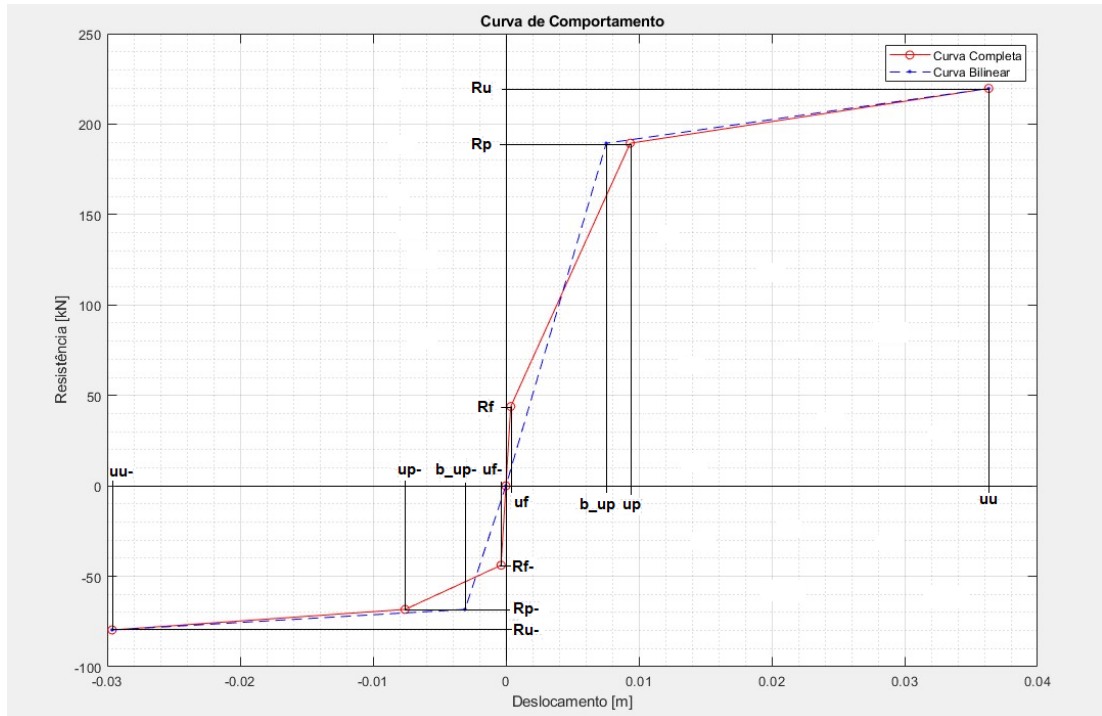


Figura 4.8 - Curva de comportamento, viga B100(12).

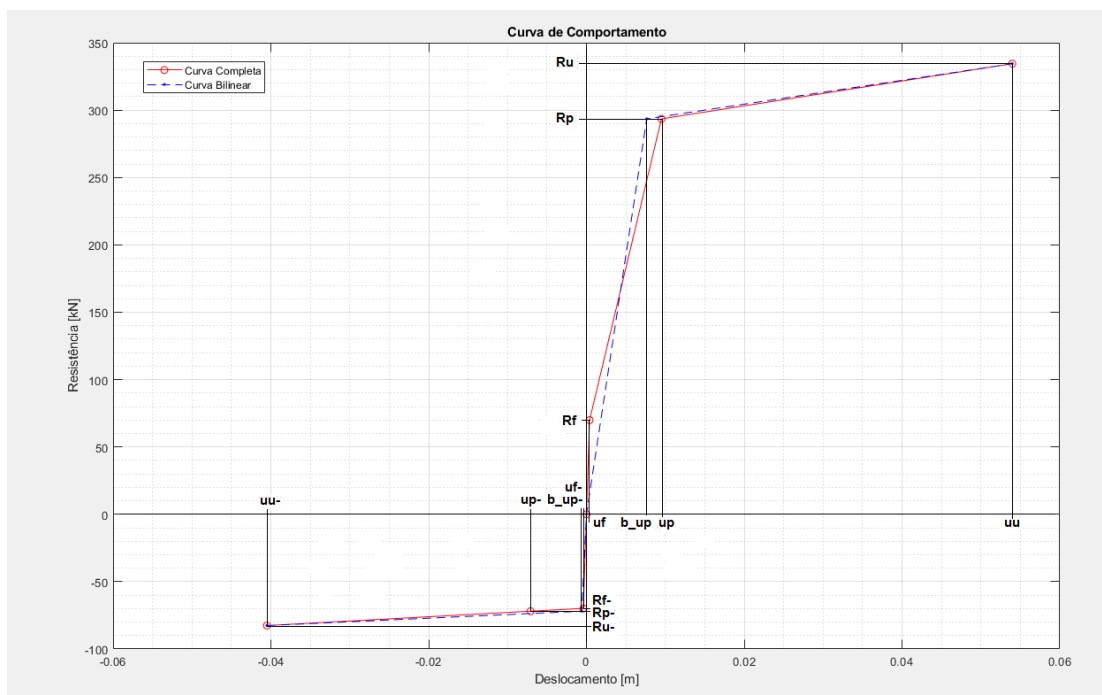


Figura 4.9 - Curva de comportamento, viga B140.

É possível confirmar a presença das três fases nas curvas delineadas a vermelho, cujos os pontos de interesse se encontram assinalados com um círculo e cujos valores concretos se encontram nas tabelas 4.6 e 4.7.

As curvas bilineares encontram-se assinaladas a azul, tracejado, com os respetivos pontos assinalados e cujas coordenadas se encontram descritas, mais uma vez, nas tabelas 4.6 e 4.7.

É ainda possível verificar que no que diz respeito à secção rodada em 180°, as vigas apresentam uma capacidade reduzida, comparativamente à secção na sua posição original, algo que seria previsível visto a quantidade de armadura presente ser menor em ambos os casos.

Em ambos os casos foi apenas aplicado um fator de transformação, o de carga-massa à massa total da figura, como referido anteriormente no capítulo 3, com o valor de 0,78.

É de salientar que para a obtenção das curvas foi necessária a definição do valor característico de extensão do aço (tabelado no EC2) que é necessário na determinação do módulo de elasticidade do aço durante a fase de cedência, como se verifica na expressão 4.23, não tendo sido aplicado um DIF a este valor.

Tabela 4.6- Coordenadas da curva de comportamento, viga B100(12).

Pontos	Curva Completa	Curva Bilinear
R_f [kN]	43.87	-
R_p [kN]	189.42	189.42
R_u [kN]	219.71	219.71
R_f^- [kN]	-43.87	-
R_p^- [kN]	-68.31	-68.31
R_u^- [kN]	-79.64	-79.64
u_f [m]	0.0002	-
u_p [m]	0.0089	0.0075
u_u [m]	0.0363	0.0363
u_f^- [m]	-0.0002	-
u_p^- [m]	-0.0047	-0.0031
u_u^- [m]	-0.0296	-0.0296

Tabela 4.7 - Coordenadas da curva de comportamento, viga B140.

Pontos	Curva Completa	Curva Bilinear
R_f [kN]	69.86	-
R_p [kN]	293.49	293.49
R_u [kN]	334.45	334.45
R_f^- [kN]	-69.86	-
R_p^- [kN]	-71.92	-71.92
R_u^- [kN]	-82.59	-82.59
u_f [m]	0.0003	-
u_p [m]	0.0091	0.0076
u_u [m]	0.0540	0.0540
u_f^- [m]	-0.0003	-
u_p^- [m]	-0.0008	-0.0006
u_u^- [m]	-0.0405	-0.0405

Outro dado relevante que se pode retirar da curva de comportamento (bilinear) é o declive de ambas as fases, aqui denominado por kE_1 e kE_2 para cada fase respetivamente. Este declive traduz a rigidez da secção. A tabela seguinte apresenta os resultados obtidos para as duas vigas.

Tabela 4.8 - Rigidez da secção para as duas fases da curva de comportamento.

Viga	kE_1 [GPa]	kE_2 [GPa]
B100(12)	25092.0	1052.5
B140	384170.0	883.9

Como é possível verificar na tabela 4.8, para ambas as vigas, existe um decréscimo significativo no valor da rigidez da secção da primeira para a segunda fase, como seria de esperar dado o dano que a viga sofre ao longo do tempo tornando a secção menos rígida.

A análise efetuada a partir do software de cálculo automático *SeismoStruct*, tem por base um modelo da viga analisada (ver figuras 4.1, 4.2 e 4.3) dividido em 8 elementos com uma disposição de cargas igual à disposição visualizada em [10].

Inicialmente são inseridos os materiais utilizados, introduzindo as propriedades apresentadas em 4.1.2. Para o betão é utilizado um modelo não linear (con_ma). Para o aço o modelo utilizado é bilinear (stl_bl). Ambos os modelos permitem a inserção de parâmetros conhecidos fazendo uma estimativa dos parâmetros não conhecidos a partir das informações introduzidas.

Inseridos os materiais é possível avançar para a definição da secção transversal da viga (figura 4.10, a) inserindo-se a quantidade de armadura e a sua disposição assim como os materiais que constituem os elementos utilizados.

Segue-se a classe de elementos utilizada, onde se define um tipo de elemento como um Beam-Column Element Type (infrmFBPH) ao qual é atribuído a secção transversal previamente criada cujo número de fibras é de 250. Foi considerado ainda que a percentagem da viga que seria afetada pela formação de rótulas plásticas seria de 50%, sendo esta a percentagem que permitiu obter a aproximação mais fiel à rigidez apresentada pelos ensaios experimentais.

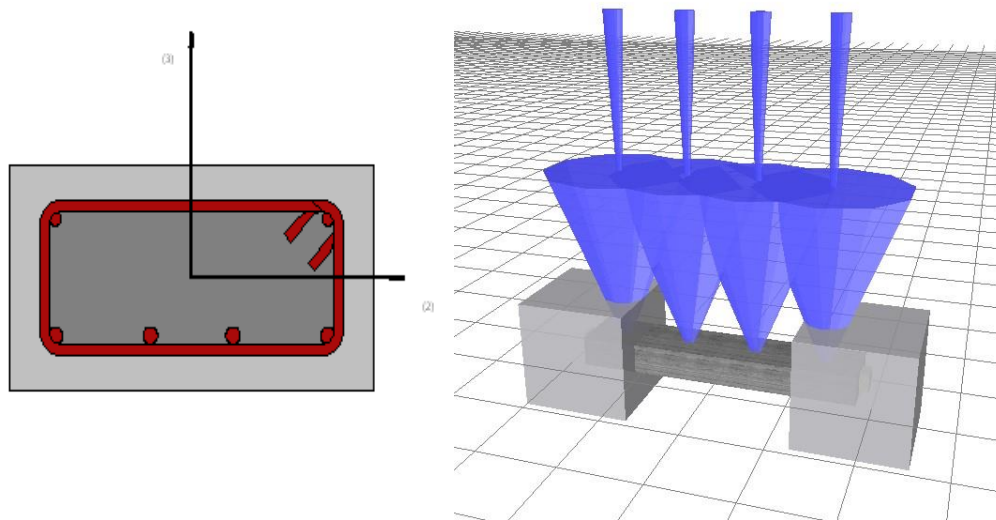


Figura 4.10 - Modelação em SeismoStruct. a) Secção transversal, viga B100(12). b) Carga aplicada, viga B100(12) e B140.

A partir da conexão de nós criados, através do elemento definido, é possível obter uma modelação da viga, sendo que é ainda necessário a aplicação de restrições nas extremidades de forma a simular os apoios desta.

De forma a simular uma carga uniformemente distribuída foram aplicadas 4 forças incrementais equidistantes (figura 4.10, b). Estas forças são incrementadas ao longo da análise até a viga atingir a rotura a meio vão, permitindo a obtenção da curva de capacidade.

A figura 4.11 faz uma comparação direta entre os resultados experimentais e numéricos obtidos relativos à viga B100(12) através do algoritmo criado em MATLAB

e da análise de força incremental que permitiu obter a curva de resistência da secção em *SeismoStruct*.

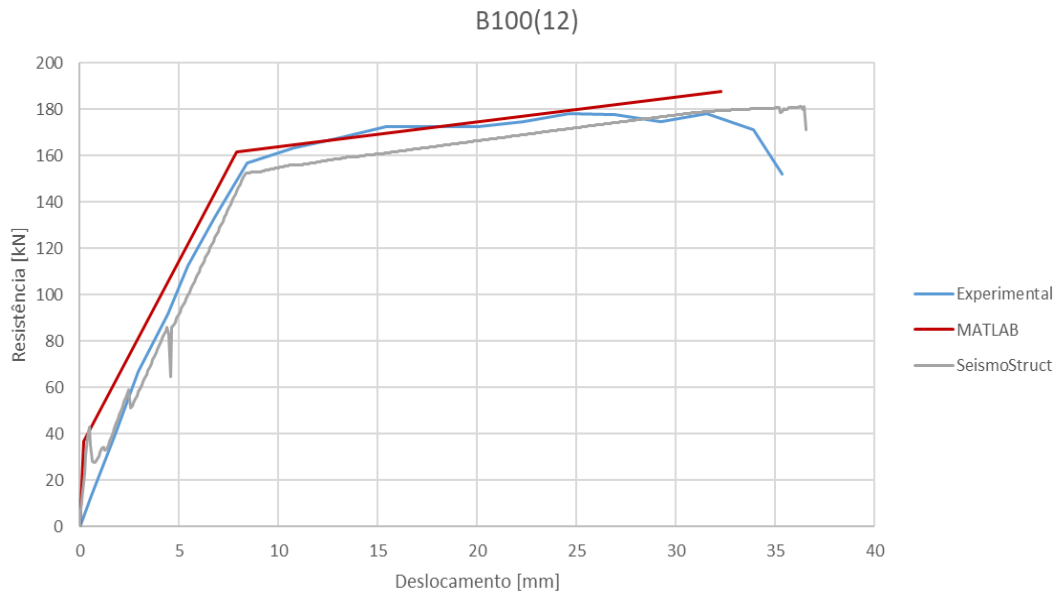


Figura 4.11 - Curvas de comportamento, viga B100(12).

Pode então observar-se que relativamente aos valores de resistência, os resultados experimentais estão mais próximos dos resultados obtidos a partir da análise efetuada pelo *SeismoStruct*, estando os resultados obtidos pelo método simplificado, de um modo geral, num patamar superior. É de salientar, no entanto, que a diferença não é muito significativa.

No que diz respeito aos deslocamentos, os resultados experimentais e os resultados do método simplificado apresentam uma aproximação aceitável, sendo que a maior diferença visualizada nos resultados obtidos pelo *SeismoStruct* é relativa ao último valor de deslocamento registado, u_u .

Relativamente aos declives, ambos os três métodos revelaram resultados extremamente próximos, o que valida o método aproximado de Biggs.

No que diz respeito à viga B140 (figura 4.12) também as conclusões retiradas são em tudo semelhantes às da viga B100(12).

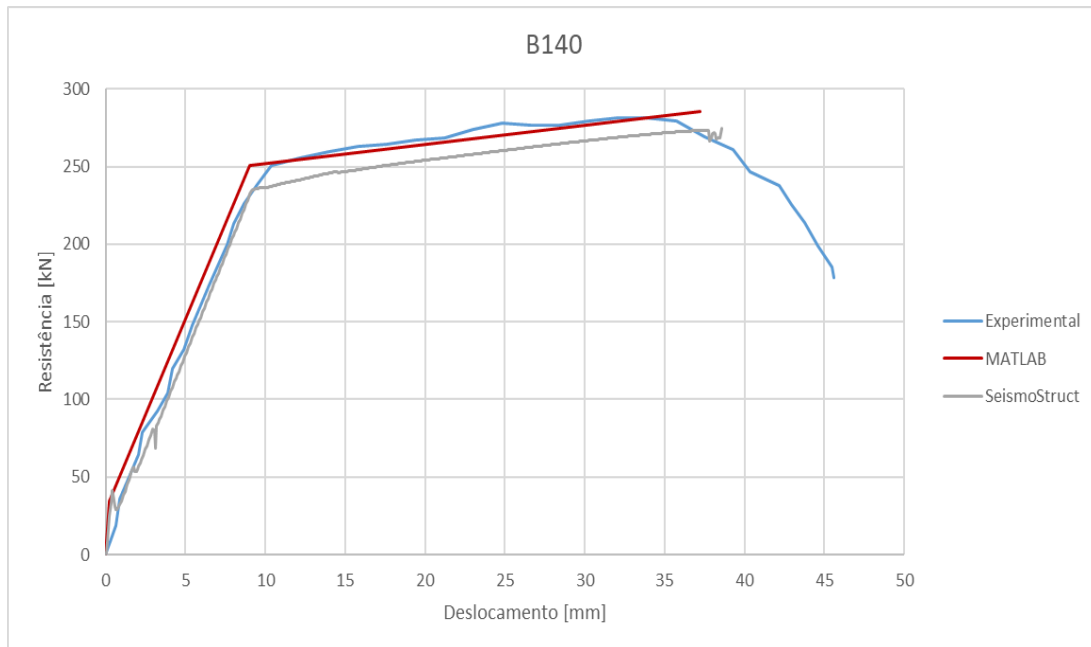


Figura 4.12 - Curvas de comportamento, viga B140.

Na análise da figura 4.12 pode verificar-se que relativamente aos valores de resistência os resultados obtidos numericamente são muito semelhantes aos resultados experimentais, na última fase da curva de comportamento, estando os resultados provenientes do *SeismoStruct* com valores mais reduzidos. No entanto, na fase elasto-plástica os resultados obtidos numericamente apresentam-se mais elevados que os restantes, sendo os resultados experimentais e os obtidos pelo *SeismoStruct* maioritariamente coincidentes.

Os deslocamentos, por sua vez, apresentam valores muito semelhantes entre os três métodos analisados, assim como a nível de declives, o que mais uma vez valida os valores obtidos através do método aproximado de Biggs.

A comparação dos resultados obtidos através do método simplificado e experimental com os resultados obtidos pelo *SeismoStruct* tem como objetivo reforçar a validação do método simplificado no cálculo da curva de comportamento.

4.2.2. Análise dinâmica com carga explosiva

Carga aplicada

A viga B100(12) foi sujeita a uma carga explosiva de 3.0 kg, sendo que o centro da detonação se encontra a 10 m de distância da superfície da viga. Por sua vez, a viga B140 foi sujeita a uma carga explosiva de 2.5 kg com a distância entre o centro da detonação e a superfície da viga a permanecer 10 m.

O diagrama seguinte mostra a pressão refletida ao longo do tempo referente à carga explosiva para a viga B100(12):

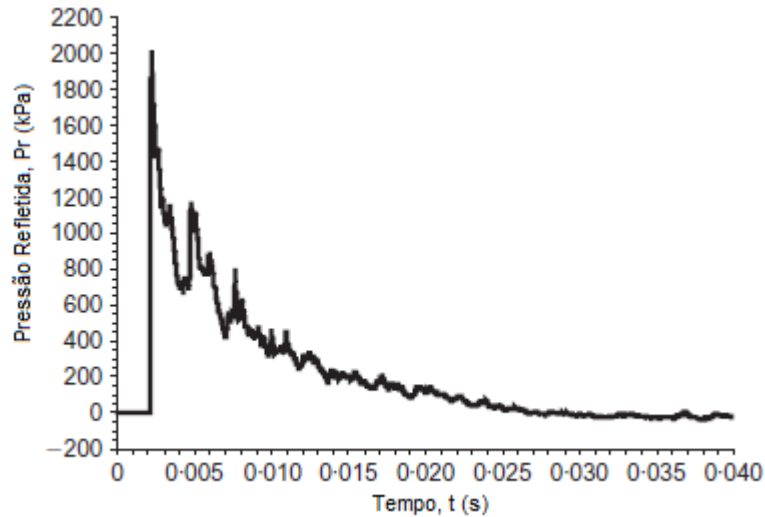


Figura 4.13 - Pressão refletida, 3.0 kg de explosivo. Adaptado de [10].

É ainda importante salientar que não foi encontrado nenhum diagrama referente à carga explosiva que atinge a viga B140 pelo que foi adotada uma aproximação que irá ser descrita posteriormente.

Analisando a figura 4.13 e com base nos valores apresentados em [10] é possível identificar os parâmetros que caracterizam a explosão, descritos na tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Parâmetros da explosão, viga B100(12) e B140.

Viga	Massa Explosiva, Q [kg]	Pressão Refletida Máxima, P_r [kPa]	Densidade de Impulso, i [kPa]	Duração da fase Positiva, t_0 [s]
B100(12)	3.0	1946	9.58	0.040
B140	2.5	1558	8.34	0.040

Perante a necessidade de encontrar um polinómio que seja o mais fiel possível ao diagrama de pressão-tempo da figura 4.13, foi utilizado um programa de MATLAB facultado pelo co-orientador, Mestre Hugo Rebelo, que utiliza o modelo CONWEP (*Airblast Loading Model*). Este modelo baseia-se em equações desenvolvidas por *Kingery* e *Bulmash* que permitem deduzir parâmetros explosivos e assume que a pressão apresenta um decaimento exponencial ao longo do tempo tornando-o num modelo mais realista em comparação com outros para o mesmo efeito.

Após a inserção dos dados já conhecidos relativamente à explosão, o programa devolve um parâmetro de decadência exponencial, τ , com o qual, através da expressão de Friedlander, se pode obter a seguinte aproximação:

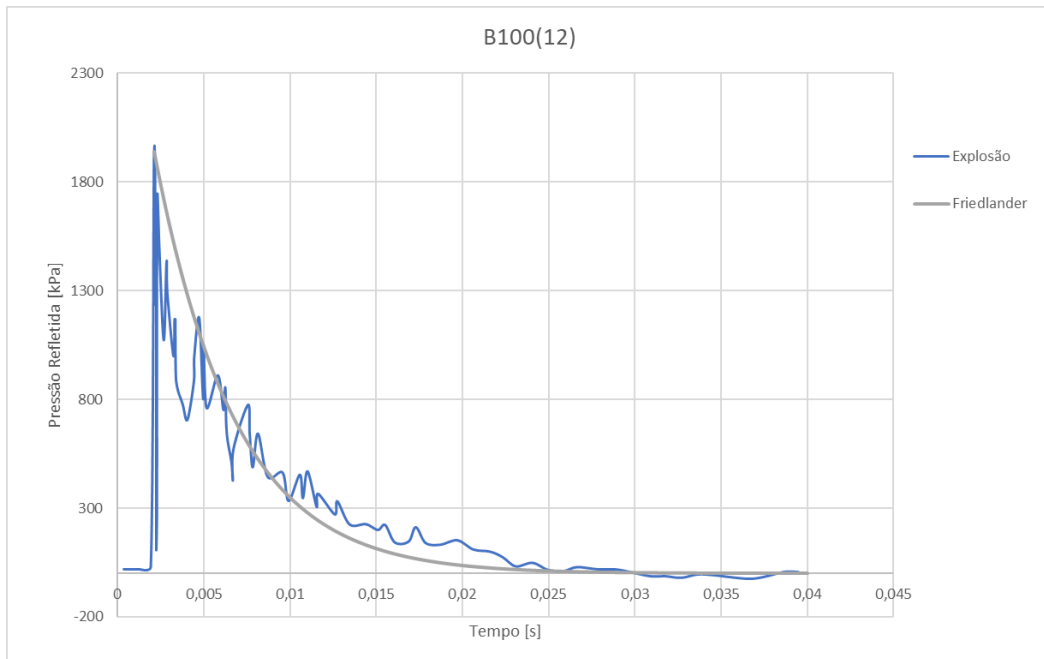


Figura 4.14 - Pressão refletida, 3,0 kg de explosivo. Dados experimentais vs Aproximação.

Através da análise da figura 4.14 é possível ver que a função exponencial aproximada está muito próxima da realidade, delimitando uma área muito próxima da área delimitada pelos dados experimentais, com um erro relativo de 0.1%.

Como referido anteriormente, mediante a ausência de um diagrama pressão-tempo para a carga explosiva da viga B140 e considerando que a aproximação obtida para a viga B100(12) é válida, foram inseridos no programa os dados da tabela 4.6 de forma a obter um polinómio referente à carga explosiva de 2.5 kg (figura 4.15).

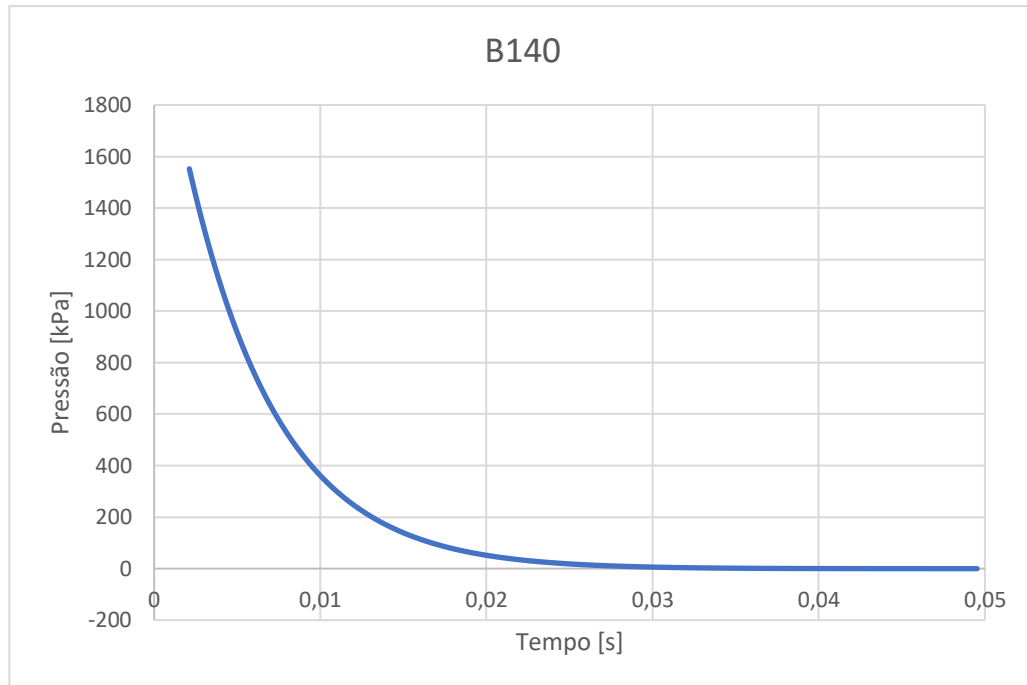


Figura 4.15 - Pressão refletida, 2,5 kg de explosivo. Aproximação.

Estão assim caracterizadas as duas explosões referentes à viga B100(12) e B140.

Análise dinâmica

Após a inserção dos dados obtidos no programa que calcula a resposta dinâmica da viga é possível retirar várias informações.

Os resultados relativos ao deslocamento máximo obtido a meio vão estão presentes na tabela 4.10.

Tabela 4.10 - Deslocamentos máximos a meio vão.

Viga	Deslocamento máximo [m]
B100(12)	0.0536
B140	0.0260

Para além dos deslocamentos máximos foram também obtidos diagramas de deslocamento-tempo (figuras 4.16 e 4.19), diagramas força-deslocamento (figuras 4.17 e 4.20) e ainda diagramas velocidade-deslocamento (figuras 4.18 e 4.21).

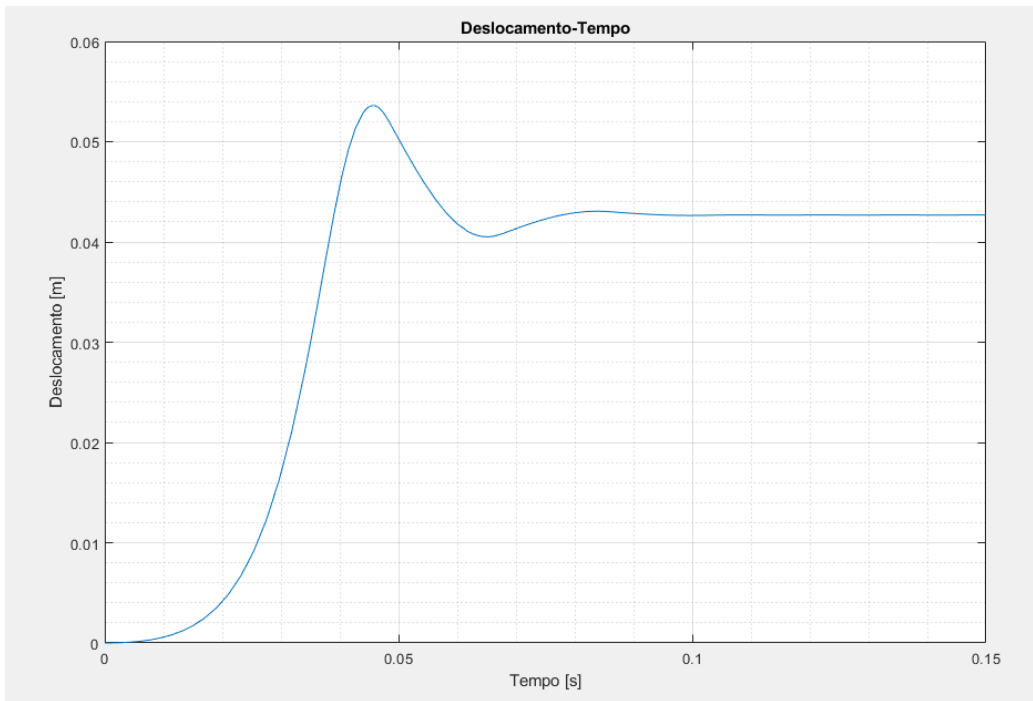


Figura 4.16 - Diagrama deslocamento-tempo, viga B100(12).

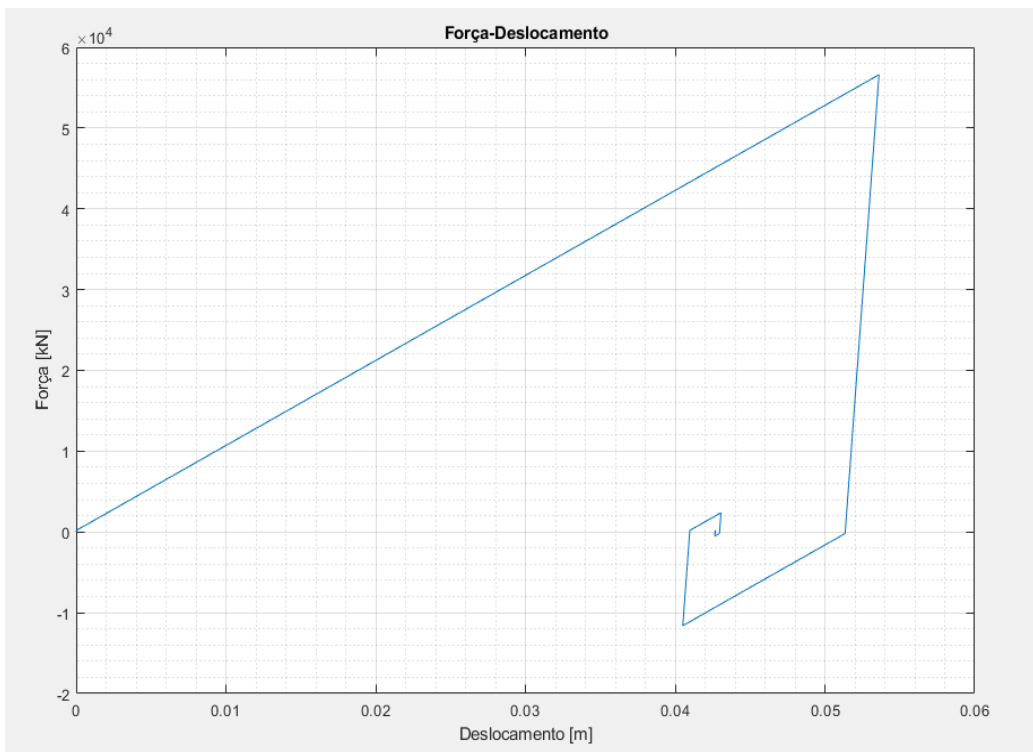


Figura 4.17 - Diagrama força-deslocamento, viga B100(12).

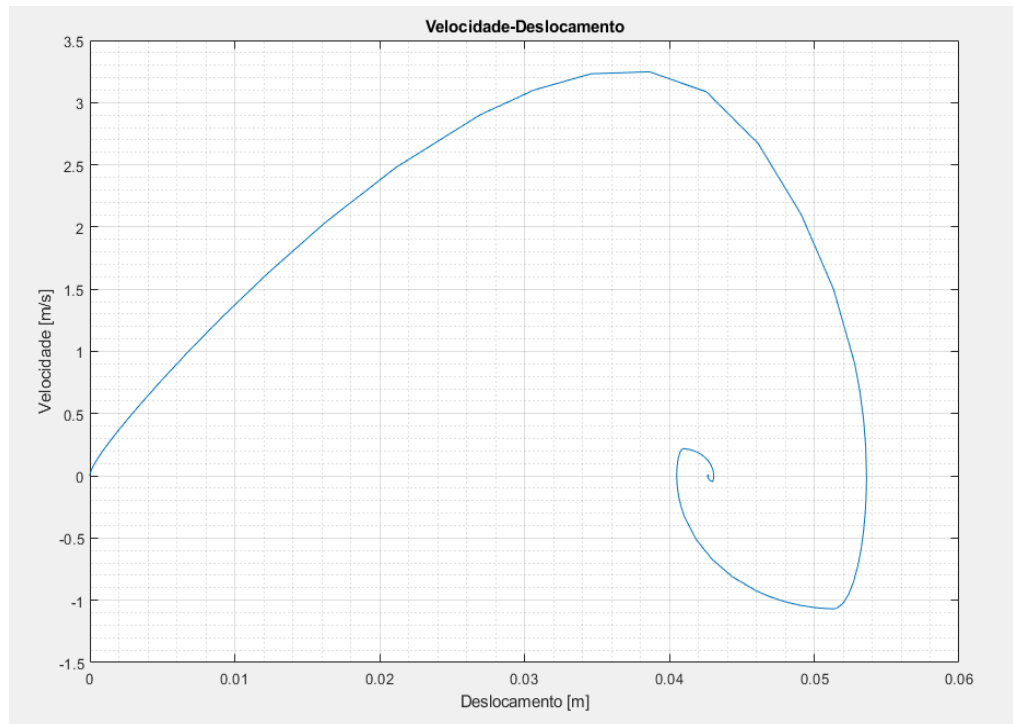


Figura 4.18 - Diagrama velocidade-deslocamento, viga B100(12).

Relativamente à viga B100(12) é possível observar o deslocamento máximo e o instante em que ocorre na figura 4.16. A figura 4.17 permite observar os eventos mencionados no capítulo 3, sendo possível estabelecer uma correlação com a figura 3.10. Por fim a figura 4.18 permite averiguar a evolução da velocidade com os deslocamentos ao longo do tempo, sendo possível verificar que para o momento em que ocorre o deslocamento máximo a velocidade é nula.

Em seguida são apresentados os diagramas referentes à viga B140 onde é possível reforçar os pontos verificados para a viga B100(12).

4. Caso de Estudo

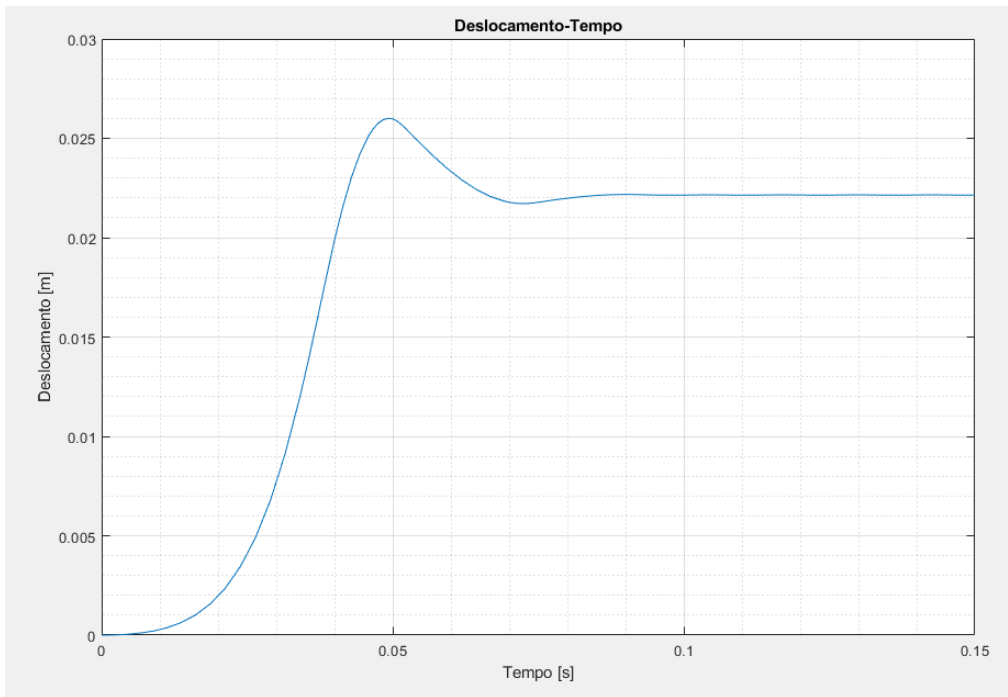


Figura 4.19 - Diagrama deslocamento-tempo, viga B140.

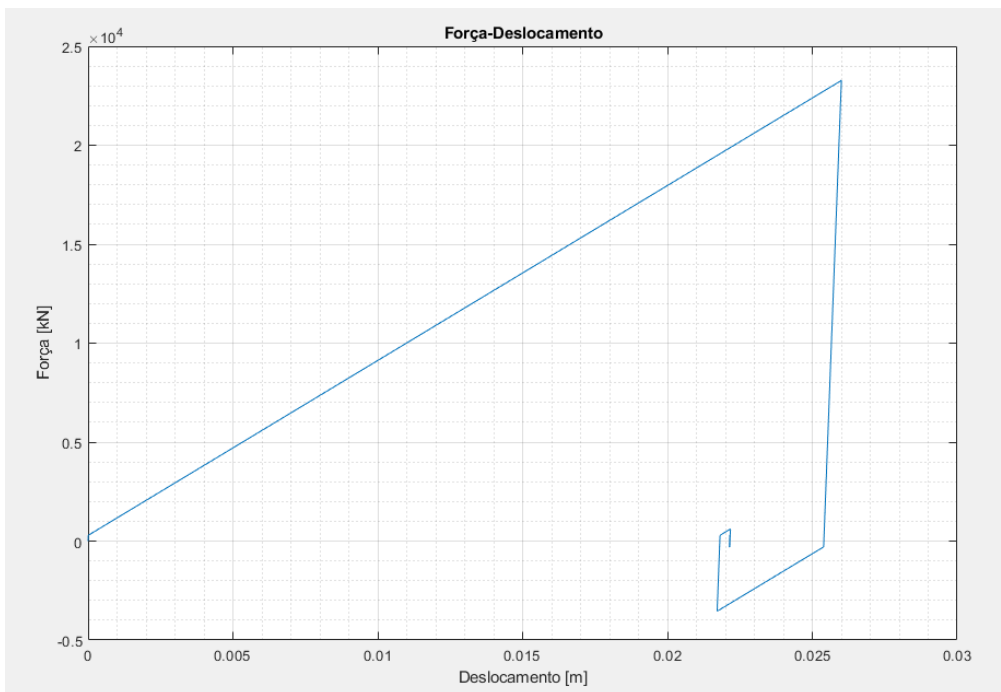


Figura 4.20 - Diagrama força-deslocamento, viga B140.

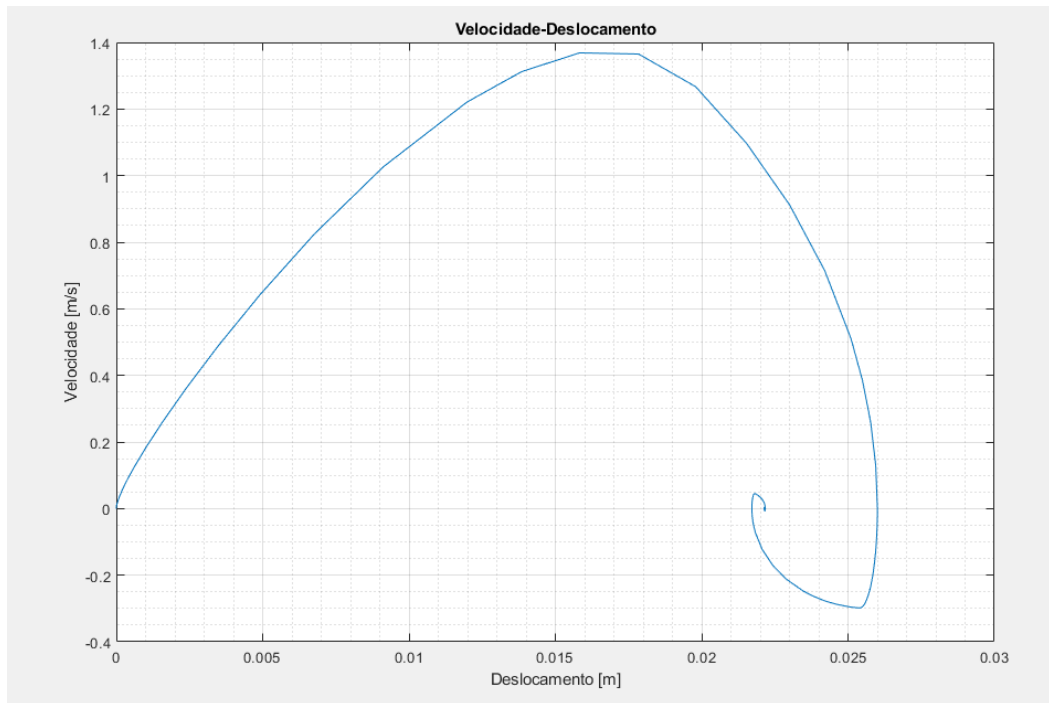


Figura 4.21 - Diagrama velocidade-deslocamento, viga B140.

No que diz respeito à comparação de valores, esta é feita entre os resultados obtidos simplificados, os resultados experimentais e uma análise numérica. A comparação com a análise numérica apenas foi realizada para a viga B100(12) devido à falta de informação no que diz respeito a resultados experimentais relativos à viga B140.

A tabela 4.11 apresenta os valores obtidos numericamente e experimentalmente em [10].

Tabela 4.11 - Resultados numéricos VS resultados experimentais.

Viga	Biggs $u_{\text{máx}}$ [m]	Artigo $u_{\text{máx}}$ [m]	Erro [%]
B100(12)	0,0536	0,0446	20,2
B140	0,0260	0,0389	49,6

O deslocamento obtido, a meio vão, para a viga B100(12) através do método simplificado está associado a um erro de 20.2 %, inferior ao apresentado pela viga B140, de quase 50 %.

A discrepância entre as duas vigas pode ser explicada pelo que se assumiu relativamente à carga explosiva da viga B140, devido à falta de informação (diagrama de pressão-tempo), tendo em conta que se considerou que o polinómio utilizado seria uma boa aproximação embora não existissem dados suficientes para o confirmar.

Mais uma vez com o intuito de corroborar os resultados obtidos, o resultados obtidos pelo método de Biggs e os resultados experimentais foram equiparados a resultados provenientes de uma análise numérica, realizada com o Software *LS-Dyna* que recorre ao MEF e cuja modelação se apresenta na figura 4.22.

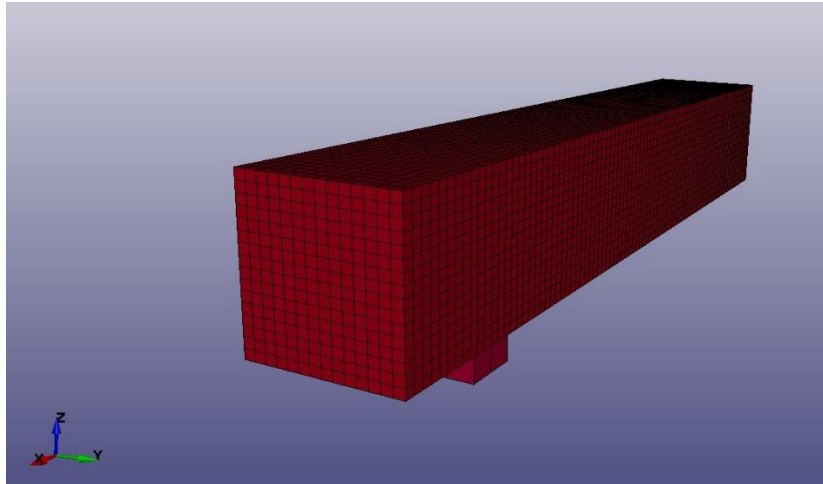


Figura 4.22 - Modelação em LS-Dyna, viga B100(12).

A figura 4.22 permite observar o modelo utilizado para a análise dinâmica efetuada. O modelo corresponde a uma viga simplesmente apoiada, sendo que para efeitos de simplificação tirou-se partido da dupla simetria, tendo sido simulado apenas um quarto do modelo experimental. É ainda possível visualizar a malha utilizada no modelo, sendo que esta é composta por um total de 19692 elementos.

Relativamente aos materiais, no que diz respeito ao betão foram utilizados elementos sólidos de tensão constante (ELFORM 1) assim como o modelo de material RHT (MAT272) que tira proveito da geração automática de parâmetros partindo da tensão de compressão do betão. Para as armaduras foram utilizados elementos de barra *Hughes-Lin* (ELFORM 1), assim como o modelo de material *Plastic_Kinematic* (MAT003), que tem em conta a cedência do material, o endurecimento que ocorre posteriormente e ainda os efeitos da taxa de deformação. Para garantir uma correta inclusão das armaduras no interior do betão, recorreu-se à *Keyword Constrained_Beam_in_Solid*, que usa 2 pontos de acoplamento em cada elemento de barra para além dos nós (NCOUP=2).

O apoio foi considerado elástico, tendo sido usados o mesmo tipo de elementos sólidos que o betão. O contacto entre o betão e o apoio foi feito a partir de uma *Automatic_Surface_to_Surface_Mortar*. De modo a evitar o aparecimento de modos de deformação com energia nula, foi utilizado um controlo de *Hourglass Flanagan-Belytschko* com um volume de integração exato (IHQ=5) com um valor de QM=0,05.

É ainda importante referir que as condições de fronteira foram aplicadas nos planos de simetria, nomeadamente a inserção de um encastramento deslizante nos

planos de simetria assim como a colocação de um apoio equivalente a um apoio simples na extremidade da viga.

A figura 4.23 ilustra o carregamento dinâmico ao qual o modelo foi submetido, tratando-se de um carregamento de carácter explosivo, de 2 kg, tendo sido obtidos os resultados da figura 4.24.



Figura 4.23 - Gráfico pressão-tempo, simulação LS-Dyna.

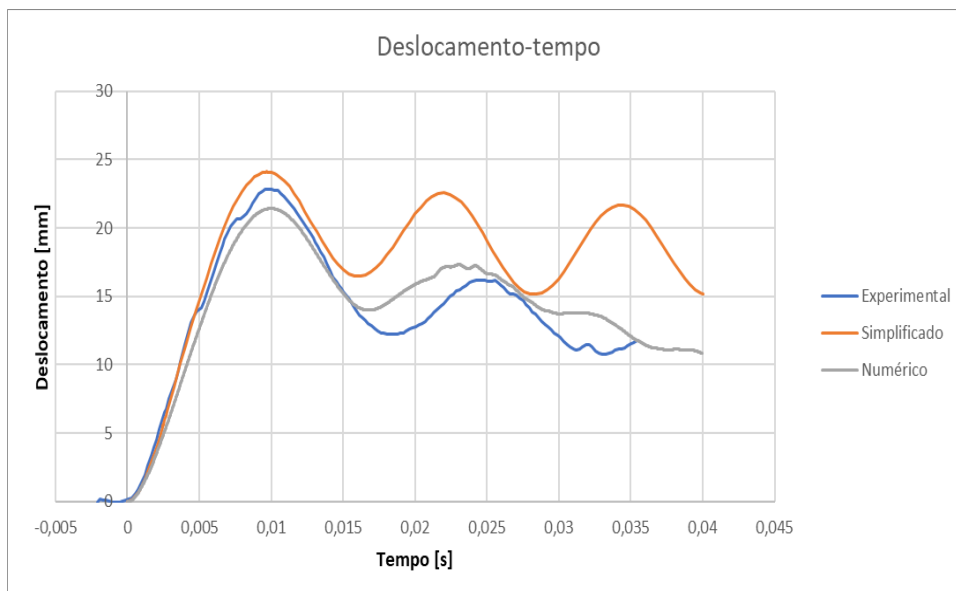


Figura 4.24 - Comparação entre métodos, viga B100(12).

Através da análise da figura 4.24, é possível verificar que ambos os métodos estão próximos dos resultados experimentais, sendo que o método numérico não simplificado se encontra mais próximo, como seria de esperar.

Respetivamente aos tempos de análise, a tabela 4.12 permite observar que ambos os tempos de análise são aceitáveis face à simplicidade do modelo. No

entanto o método simplificado exhibe uma clara vantagem no que diz respeito à duração da análise.

Tabela 4.12 - Duração do tempo de análise.

	Método numérico Não simplificado	Método numérico Simplificado
Duração [s]	1836	< 5

O método simplificado apresenta um tempo de duração de análise não significativo, sendo muito curto comparativamente ao método numérico não simplificado que apresenta um tempo de duração equivalente a 30 min e 36 s.

Desta análise retira-se que o método simplificado apresenta resultados aceitáveis num curto intervalo de tempo face à complexidade de uma análise dinâmica não linear.

5. Conclusões e Trabalhos Futuros

5.1 Conclusões

A solicitação de elementos estruturais por cargas explosivas originam, na maioria dos casos, respostas inelásticas. Por consequência a obtenção de resultados passa pela resolução de um problema não linear, por vezes extremamente demorado. O método simplificado de Biggs é então analisado na presente dissertação como solução a este problema.

Através da obtenção da curva de comportamento é possível obter de forma rápida todos os dados necessários à resolução da equação dinâmica de movimento, sendo imperativo que, embora a sua obtenção seja com base em métodos aproximados, estes devem ser precisos o suficiente para minimizar a discrepância entre resultados.

Para se obter uma solução da equação dinâmica de movimento o mais rápido possível é necessária uma simplificação do problema. O sistema real é transformado num sistema equivalente recorrendo a fatores de transformação que possibilitam esta abordagem.

É também possível afirmar que no caso de cargas não impulsivas, a caracterização da carga explosiva é determinante na obtenção de resultados precisos, o deslocamento máximo a meio vão da viga simplesmente apoiada sujeita a um carregamento uniforme, foi estimado com um maior erro relativo quando os dados relativos à carga explosiva foram incompletos.

A comparação dos resultados obtidos numericamente e experimentalmente revelam que o método simplificado de Biggs permite a obtenção de estimativas de resultado com uma precisão aceitável num intervalo de tempo significativamente mais curto quando comparado com uma análise dinâmica não linear.

Conclui-se então que o método aproximado de Biggs é uma solução para quando existe a necessidade da obtenção de resultados satisfatórios num curto intervalo de tempo.

5.2. Trabalhos Futuros

Perante as vantagens da utilização de um método simplificado na análise não linear de um elemento estrutural sugere-se:

- Efetuar o mesmo procedimento para outras secções transversais ou de outros elementos estruturais que apresentem geometria diversa e situações de reforço distintas.

- Estudar uma metodologia de cálculo que permita a aplicação de um método simplificado em elementos estruturais constituídos por diferentes materiais para além do betão armado.

- Testar o método simplificado de Biggs em outros cenários, associados a regimes de carácter impulsivo e/ou dinâmico.

Referências

- [1] Dechy N, Bourdeaux T, Ayrault N, Kordek MA, Le Coze JC. First lessons of the Toulouse ammonium nitrate disaster, 21st September 2001, AZF plant, France. *J Hazard Mater.* 2004; 111(1-3): 131-138.
- [2] U.S. Chemical Safety and Hazard Investigation Board. West Fertilizer Company Fire and Explosion Final Investigation Report. Abril 17, 2013.
- [3] Sen X, Dabin L, Wehrstedt KD, Krebs H. 2015 Tianjin Explosions. Abril 2016.
- [4] U.S. Chemical Safety and Hazard Investigation Board. Caribbean Petroleum Tank Terminal Explosion and Multiple Tank Fires Final Investigation Report. Outubro 23, 2009.
- [5] Control of Major Accidents Hazard. Buncefield Report.
- [6] Lewis K. I thought a plane had landed on us. *BBC News*, Dezembro 11, 2015.
- [7] Ethirajan A. Sri Lanka attacks: The family networks behind the bombings, *BBC News*. Maio 2019.
- [8] Malone T, Levett C. Sri Lanka bombings – a timeline and visual guide, *The Guardian*, Abril 2019.
- [9] Safi M. Sri Lanka bombings: spy chief lambasted in damning report. *The Guardian*, Outubro 2019.
- [10] Magnusson J, Hallgren M, Ansell A. Air Blast Loaded, High Strength Concrete Beams. Part I: Experimental investigation. *Magazine of Concrete Research*, Fevereiro 2010; 62(2): 127-136.
- [11] Magnusson J. *Structural Concrete Elements Subjected to Air Blast Loading*. Stockholm, 2007.
- [12] Perini A. *Analysis of Reinforced Concrete Columns Under Blast Load*. Politecnico di Milano - Faculty of Building Engineering, Milano, 2014.
- [13] Dept. of Defense. UFC 3-340-02 - Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. United States of America, 2005.
- [14] Krishna J, Cheriyan E. Response of Blast Loading on R.C structures. 2016.
- [15] Lofquist C. Response of buildings exposed to blast load Method Evaluation. Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden, 2016.
- [16] U.S. Army Material Command Headquarters. *Engineering Design Handbook. Explosions in Air. Part One*. Alexandria, Virginia, 1974.
- [17] Al-Razaq, Abd AH. Bending and Shear Response of Concrete Beam Retrofitted by FRP Fiber Under Explosive Load. College of Engineering, University of Kufa.
- [18] Karlos V, Solomos G, Viacoz B, European Commission, Joint Research Centre, Institute for the Protection and the Security of the Citizen. Calculation of blast loads for application to structural components. Luxembourg, 2013.
- [19] Kwak HG, Park GK, Lee M. Analysis of Dynamic Behavior of RC Structures Subjected to Blast Loading. Department of Civil Engineering, KAIST, Daejeon, Korea.

- [20]Telford T. Ceb-Fip Model Code 1990 - Design Code. Euro-international du Beton, 1993.
- [21]Rebelo HMB. Numerical Simulation of Blast Effects on Fibre Grout RC Panels. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2015.
- [22]U.S. Army Corps of Engineers. PDC-TR 06-08, Single Degree of Freedom Structural Response Limits for Antiterrorism Design. United States of America, Protective Design Center, 2008.
- [23]Biggs JM. Introduction to Structural Dynamics. United States of America: McGraw-Hill Book Company, 1964.
- [24]Pei JS, Wright JP, Gay-Balmaz F, Beck JL, Todd MD. On Choosing State Variables for Piecewise-smooth Dynamical System Simulations. January 2019. Nonlinear Dyn, 95(2): 1165-1188.
- [25]Wright JP, Pei JS. Solving Dynamical Systems Involving Piecewise Restoring Force Using State Event Location. August 2012. J. Eng. Mech., 138(8): 997-1020.
- [26]Magnusson J, Hallgren M. High Performance Concrete Beams Subjected to Shock Waves From Air Blast. Defence Research Establishment Weapons and Protection Division, December 2000.
- [27]CEN, Eurocódigo 2 - Projeto de Estruturas de Betão. Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, Março, 2010.
- [28]Cachim PB, Morais MM. Estruturas de Betão - Bases de Cálculo - 2ª Edição. Publindústria, Edições Técnicas. Setembro 2016.
- [29]Jacob RV. Métodos Simplificados de Análise de Elementos Estruturais a Ações Explosivas. Casos de Estudo: Vigas de Betão Armado. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2017.