



Rafael Vasconcelos Jacob

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

**Métodos simplificados de análise de elementos
estruturais a ações explosivas.
Casos de estudo: Vigas de betão armado.**

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

Orientador: Professor Doutor Corneliu Cismasiu,
FCT/UNL

Co-orientador: Mestre Hugo Rebelo, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Professor Doutor Mário Vicente da Silva

Arguente: Professora Doutora Ildi Cismasiu

Vogal: Professor Doutor Corneliu Cismasiu

Métodos simplificados de análise de elementos estruturais a ações explosivas.

“Copyright” Rafael Vasconcelos Jacob, 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 de 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.

Agradecimentos

Gostaria de agradecer ao meu orientador Professor Corneliu Cismaşiu pelos conhecimentos científicos partilhados, pela paciência que teve e pelo constante apoio que nunca faltou quando eu mais precisava, sem o qual esta dissertação certamente não teria sido concluída.

Gostaria de agradecer ao meu co-orientador Hugo Rebelo, pela ajuda e apoio, pela troca de conhecimentos e pela paciência.

Gostaria ainda de agradecer todos os Professores que acompanharam a minha carreira académica e forneceram todos os conhecimentos necessários para atingir este ponto.

A minha sincera e eterna gratidão à Patrícia pelas noites sem dormir e pelo apoio incondicional ao longo de toda esta jornada.

Por último agradeço à minha família, por nunca medir esforços para que eu obtivesse a melhor educação possível, pelo apoio e pelo amor.

Resumo

Devido ao aumento da ocorrência de ataques terroristas com recurso a explosivos nos últimos anos, é de grande importância a análise do comportamento estrutural dos edifícios sujeitos a ações explosivas. Um edifício que não esteja preparado para resistir a este tipo de ações pode sofrer elevados danos, ou até colapsar, quando exposto a uma explosão, gerando assim uma situação de risco para os seus utilizadores e para todos ao seu redor.

Esta dissertação tem como objetivo analisar a resposta gerada por uma viga sujeita a uma explosão e verificar se um método de análise simplificado pode ser utilizado para estimar o nível de dano em elementos estruturais isolados. Esta dissertação está focada na resposta de vigas de betão armado sujeitas a ações explosivas.

Foram realizados casos de estudo para verificar o nível de precisão do método utilizado, onde foram comparados resultados obtidos analiticamente, através de programas de cálculo automático, e experimentalmente, com resultados obtidos através do programa desenvolvido. Foi então possível concluir que os resultados obtidos, apesar de não serem exatos, foram sempre conservativos, ou seja, estavam sempre do lado da segurança.

Palavras Chave:

Explosão, onda de choque, resposta inelástica, métodos simplificados.

Abstract

Due to the increasing occurrence of terrorist attacks with the use of explosives in the last few years, the analysis of the dynamic response of structures subjected to explosions is of great importance. A building that is not prepared to withstand an explosion may suffer extended structural damage, or even progressive collapse, when exposed to an explosion, becoming life-threatening for any occupants or bystanders.

This dissertation aims to explain the explosion phenomenon, to show the type of structural response to be expected from a building subjected to a blast wave, and to check if a simplified analysis method is good enough to estimate the damage level in individual structural elements. This dissertation is focused on reinforced concrete beams subjected to blast loads.

To verify the level of precision of the method used, case studies were carried out, by comparing analytical results, results obtained by programs, and experimental results, to the results obtained via the developed program. The final conclusion was that the results obtained, although not very precise, were always conservative, which means that the deflection obtained was higher than the deflection that would actually happen.

Key Words:

Explosion, blast wave, inelastic response, simplified methods.

Índice

Copyright	i
Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vi
Índice	ix
Índice de Figuras	xii
Índice de Tabelas	xvi
Simbologia	xviii
1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento.....	1
1.2 Justificação do tema.....	1
1.3 Objetivos.....	2
1.4 Estrutura da dissertação.....	2
2 Explosão e solitação de estruturas por ondas aéreas.....	3
2.1 Carregamento de superfície devido a explosões.....	6
2.2 Resposta estrutural.....	9
2.2.2 Nível de Proteção e Nível de Dano.....	10
3 Método simplificado de análise (Biggs).....	13
3.1 Introdução.....	13
3.1.1 Sistema de um grau de liberdade.....	13
3.2 Idealização do sistema.....	16
3.2.1 Massa.....	17
3.2.1 Carregamento.....	17
3.2.2 Função de resistência.....	18
3.2.3 Transformação de Vigas em sistemas de um GDL.....	19
4 Implementação no programa PRINCE.....	27
4.1 Implementação do módulo da viga de betão armado.....	28
4.2 Curva de comportamento.....	29
4.2.1 Determinação da curva de comportamento.....	30
4.3 Transformação no sistema de 1 GDL.....	33
4.4 Definição da carga e condições iniciais.....	34
4.5 Definição do “solver”.....	35
4.6 Execução do programa.....	36
5 Casos de estudo.....	39
5.1 Caso número 1.....	39
5.2 Caso número 2.....	42

5.3 Caso número 3	42
6 Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	49
Bibliografia.....	51

Índice de Figuras

Figura 2.1 (a) Explosões aéreas livres, (b) Explosões aéreas perto da superfície, (c) Explosões à superfície	4
Figura 2.2: Ação da pressão devido a uma explosão de superfície sobre um edifício (a) próximo da estrutura, (b) a uma distância suficientemente grande para a onda de choque ser considerada plana.	7
Figura 2.3: Diagrama pressão-tempo para um ponto fixo sujeito a uma explosão.	7
Figura 2.4: Diagrama pressão-tempo para um ponto fixo sujeito a uma explosão em contraste com uma aproximação do mesmo diagrama (tracejado).	8
Figura 3.1: Sistema de um GDL sem amortecimento.	13
Figura 3.2: Peças estruturais e suas representações em sistemas de um GDL.	15
Figura 3.3: Três estados de deformação de uma viga bi-encastrada.	16
Figura 3.4: (a) Curvas de comportamento de três materiais distintos (b) Curva de comportamento assumida para a maior parte das estruturas.	19
Figura 3.5: Formação de rótulas plásticas em vigas simplesmente apoiadas com base no carregamento.	19
Figura 4.1: Menu inicial PRINCE	27
Figura 4.2: Visualização da secção da viga e da curva de comportamento da mesma.	28
Figura 4.3: Curva de comportamento de uma viga de betão armado.	29
Figura 4.4: Secção tipo de viga de betão armado	30
Figura 4.5: Curva de comportamento de uma viga de betão armado onde se pode observar os valores significativos de carga e deformação.	33
Figura 4.6: Botão que leva às propriedades do sistema não linear de um GDL.	34
Figura 4.7: Janela de definição de carga e condições iniciais.	35
Figura 4.8: Janela de definição de carga e condições iniciais.	36
Figura 4.9: Gráfico de deformação-tempo	37
Figura 4.10: Gráfico força-deformação	37
Figura 4.11: Gráfico Velocidade-Deformação	38
Figura 4.12: Gráfico de Energia-Tempo.	38

Figura 5.1: Gráficos relativos à resposta de um sistema de um GDL não linear sujeito a uma carga triangular subitamente aplicada.	39
Figura 5.2: Gráfico da resposta do caso de estudo número 1, exemplo A	41
Figura 5.3: Gráfico da resposta do caso de estudo número 1, exemplo B	41
Figura 5.4: Gráfico da resposta do caso de estudo número 1, exemplo C	41
Figura 5.5: Secção da viga do caso número 2.	42
Figura 5.6: Gráfico de pressão-tempo representativo da ação explosiva utilizada no exemplo.	43
Figura 5.7: Gráficos de resultados obtidos pelos autores do exemplo, com diferentes gráficos para diferentes números de elementos finitos e diferentes curvas para diferentes passos de tempo para a análise.	43
Figura 5.8: Gráfico de força-tempo utilizado no cálculo.	44
Figura 5.9: Curva deformação-tempo e resultados obtido no programa PRINCE para o caso de estudo nº1.	44
Figura 5.10: Disposição da viga (a) em planta, (b) alçado, (c) secção transversal.	46
Figura 5.11: Curva deformação-tempo e resultados obtido no programa PRINCE para o caso de estudo nº2, viga B100(12).	47
Figura 5.12: Curva deformação-tempo e resultados obtido no programa PRINCE para o caso de estudo nº2, viga B140.	48

Índice de Tabelas

Tabela 2.1: Energia específica de vários explosivos e a sua equivalência em TNT.	6
Tabela 2.2: DIFs para o aço e o betão para ações explosivas distantes e próximas.	10
Tabela 2.3: Níveis de proteção.	11
Tabela 2.4: Níveis de dano.	12
Tabela 2.5: Intervalos para níveis de dano.	12
Tabela 2.6: Definição dos intervalos para níveis de danos.	12
Tabela 3.1: Coeficientes de transformação para vigas e lajes que funcionam em uma só direção, com extremidades simplesmente apoiadas.	22
Tabela 3.2: Coeficientes de transformação para vigas e lajes que funcionam em uma só direção, com extremidades encastradas.	23
Tabela 3.3: Coeficientes de transformação para vigas e lajes que funcionam em uma só direção, com uma extremidade apoiada e uma extremidade encastrada.	24
Tabela 4.1: Limites e tensões dinâmicas de um elemento estrutural de betão armado.	32
Tabela 5.1: Dados utilizados no caso de estudo nº1.	40
Tabela 5.2: Resultados obtidos através de Biggs para o caso de estudo nº 1.	40
Tabela 5.3: Comparação de resultados de Biggs e PRINCE para o caso de estudo nº1.	41
Tabela 5.4: Propriedades dos materiais utilizados no caso de estudo número 2.	42
Tabela 5.5: Propriedades dos materiais utilizados no caso número 3.	46
Tabela 5.6: Resultados obtidos no caso número 3.	47

Simbologia

a	distância da fibra mais comprimida ao centro de gravidade da armadura superior
a_e	coeficiente de homogeneização
A'_s	área da armadura superior
A_s	área da armadura inferior
b	largura da base da secção
c	recobrimento das armaduras
d	altura útil da secção
E_c	módulo de elasticidade secante do betão
F	força total aplicada
$F(t)$	força aplicada ao sistema em função ao tempo
f_c	tensão de cedência do betão
f_{dc}	tensão de cedência dinâmica do betão
f_{du}	tensão de cedência última dinâmica do aço
f_{dy}	tensão de cedência dinâmica do aço
f_{ctm}	tensão de cedência de tração do betão
f_u	tensão de cedência última do aço
f_y	tensão de cedência do aço
F_e	força equivalente aplicada ao sistema equivalente de 1 GDL
h	altura da secção
I_I	momento de inércia de secção não fendilhada
I_{II}	momento de inércia de secção fendilhada
i_s	impulso positivo
i_s^-	impulso negativo
k	rigidez
k_e	rigidez equivalente do sistema equivalente de 1 GDL
K_I	rigidez ao meio vão da viga com secção não fendilhada
K_{II}	rigidez ao meio vão da viga com secção fendilhada
K_L	coeficiente de carga
K_{LM}	coeficiente de carga-massa
K_M	coeficiente de massa
K_R	coeficiente de resistência
L	comprimento do vão

M	massa total do sistema
m	massa distribuída do sistema
M_e	massa equivalente do sistema equivalente de 1 GDL
M_f	momento de fendilhação
M_p	momento de cedência
P'_f	carga concentrada equivalente de fendilhação negativa
P'_p	carga concentrada equivalente de cedência negativa
P'_u	carga concentrada equivalente de cedência pós endurecimento negativa
P_f	carga concentrada equivalente de fendilhação para uma carga positiva
P_p	carga concentrada equivalente de cedência para uma carga positiva
P_u	carga concentrada equivalente de cedência pós endurecimento
p_{so}	pressão de pico positiva
p_{so^-}	pressão de pico negativa
R	distância à carga explosiva (" <i>standoff distance</i> ")/ <i>resistência</i>
R_m	resistência máxima
R_{me}	resistência máxima equivalente do sistema equivalente de 1 GDL
T	período
t_d	duração do carregamento causado pela explosão
u	função de deslocamento em ordem ao tempo
\ddot{u}	função de aceleração em ordem ao tempo
u'_f	deslocamento negativo sofrido até a fendilhação
u'_p	deslocamento negativo sofrido até a cedência
u'_u	deslocamento negativo sofrido após o endurecimento pós-cedência
u_f	deslocamento positivo sofrido até a fendilhação
u_p	deslocamento positivo sofrido até a cedência
u_u	deslocamento positivo sofrido após o endurecimento pós-cedência
W	peso equivalente em TNT
w	percentagem mecânica de armadura tracionada
x_l	distância da fibra mais comprimida à linha neutra de secção não fendilhada
x_{ll}	distância da fibra mais comprimida à linha neutra de secção fendilhada
Z	distância escalada
μ	rácio entre deslocamento sofrido e deslocamento elástico/momento reduzido
θ	rotação sofrida no apoio
$\phi(x)$	deformada assumida
ϕ	diâmetro do varão de aço

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento

Ataques terroristas e explosões acidentais podem produzir situações de carregamento únicas que são extremamente poderosas, cujos danos se podem propagar em grandes zonas do edificado e causar danos potencialmente catastróficos a edifícios, representando assim uma grande ameaça para os ocupantes e pessoas ao seu redor, podendo também causar um grande dano aos bens materiais que estejam próximos o suficiente para serem afetados. O dano também pode ser em uma escala completamente diferente se a ação explosiva ocorrer em edifícios de grande importância estratégica (ex: hospitais, quartéis de bombeiros, instituições governamentais), ou numa central nuclear, onde este será imensuravelmente maior.

A análise estrutural de um edifício sujeito a uma ação explosiva, quando realizada através de programas de cálculo automático, pode ser demorada. Pois, devido à natureza da ação, a análise terá que ser dinâmica não-linear.

Pretende-se assim, com este trabalho estudar um método de análise simplificado e desenvolver um programa de cálculo automático que permite a análise inelástica de uma viga de betão armado isolada, sujeita a cargas explosivas, de forma rápida e simples, com o objetivo de facilitar o trabalho de quem pretender dimensionar com base no nível de dano, permitindo obter uma estimativa do nível de dano esperado num elemento estrutural deste tipo, quando solicitado por uma ação explosiva.

1.2 Justificação do tema

Uma explosão causa, na maioria dos casos, uma resposta inelástica por parte da estrutura. No entanto, para realizar uma análise dinâmica não-linear, é necessário um programa de cálculo automático que pode ser complexo, e um computador com grande capacidade de processamento e, mesmo tendo ambos, a análise pode ser bastante lenta. O desenvolvimento do programa apresentado nesta dissertação pretende verificar a possibilidade de obter bons resultados utilizando um método aproximado de análise, e uma ferramenta relativamente simples que realiza a análise rapidamente.

1.3 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é a implementação de um método simplificado de análise estrutural num programa de fácil utilização de cálculo automático. O propósito deste programa será permitir estimar o dano de uma viga de betão armado sujeita a uma ação explosiva.

O objetivo final será então verificar a precisão do método implementado com recurso a casos de estudo, nos quais foram analisadas vigas de betão armado através de programas de cálculo automático com o método dos elementos finitos e experimentalmente. Serão então comparados os resultados obtidos através do programa com os resultados obtidos nos casos de estudo.

1.4 Estrutura da dissertação

A dissertação que se apresenta está organizada em seis capítulos, incluindo o presente, a introdução. No **Capítulo 2** será realizado um enquadramento geral sobre explosões, nomeadamente apresenta-se a definição de explosão, os diferentes tipos de explosão e como estas afetam as estruturas, definição dos níveis de proteção e níveis de dano. No **Capítulo 3** é explicado o método de conversão de uma viga de betão armado num sistema de um grau de liberdade. O **Capítulo 4** destina-se a explicar o funcionamento do programa de análise pelo método simplificado implementado. No **Capítulo 5** foram feitas comparações entre os resultados obtidos por outros autores e os resultados obtidos pelo programa desenvolvido com o objetivo de verificar a qualidade das soluções. Já no **Capítulo 6** apresentam-se as conclusões deste estudo e recomendações à aplicação de métodos simplificados na análise estrutural, assim como possíveis desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

Explosão e solicitação de estruturas por ondas aéreas

Uma explosão pode ser definida como uma libertação rápida e brusca de uma enorme quantidade de energia. Explosões podem ser classificadas com base na sua natureza como físicas, nuclear ou químicas. Em explosões físicas, a energia pode ser libertada, por exemplo, através da rotura de um cilindro de gás comprimido, erupções vulcânicas ou através da mistura de dois líquidos com um elevado diferencial de temperatura. Em explosões nucleares, a energia é libertada através da formação de diferentes núcleos atômicos, pela redistribuição de prótons e neutrões entre os núcleos que interagem. Em explosões químicas, a libertação de energia dá-se através da rápida oxidação de elementos combustíveis, como o carbono e o hidrogênio [11].

Esta dissertação foca-se na ação de explosões externas à estrutura. Como se pode ver na Figura 2.1, as explosões externas podem ser de três tipos distintos, dependendo da posição relativa da fonte da explosão e da estrutura em questão, como por exemplo da altura H acima do solo onde ocorre a explosão, e da distância horizontal R entre a fonte da explosão e da estrutura. Estes três tipos são os seguintes:

- (a) **Explosões aéreas livres:** A carga explosiva é detonada no ar, a onda de choque propaga-se esfericamente para fora e atinge diretamente a estrutura sem ter contacto anterior com outros obstáculos ou com o solo.
- (b) **Explosões aéreas perto da superfície:** A carga explosiva é detonada no ar, a onda de choque propaga-se esfericamente para fora e atinge a estrutura após ter interagido com o solo; quando ocorre a interação com o solo é criada uma segunda onda de choque que viaja atrás da primeira. Quando a onda de choque refletida ultrapassa a primeira, é formada então uma *Mach Front* ou *Mach Wave* que é consideravelmente mais poderosa que a onda de choque inicial.
- (c) **Explosões à superfície:** A carga explosiva é detonada ao nível (ou extremamente próxima) do solo, a onda de choque é mais poderosa que nas explosões aéreas livres devido à reflexão imediata da explosão no solo. Esta propaga-se hemisfericamente até atingir a estrutura.

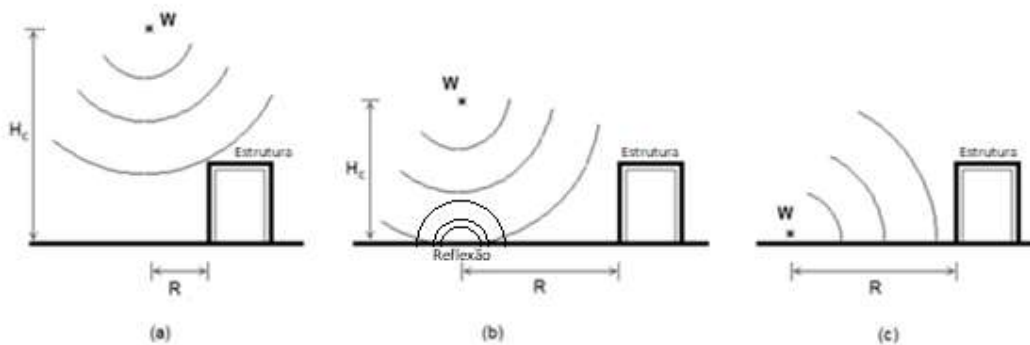


Figura 2. 1 (a) Explosões aéreas livres, (b) Explosões aéreas perto da superfície, (c) Explosões à superfície
Adaptado de [17]

Materiais explosivos podem ser classificados de acordo com o seu estado físico como sólidos, líquidos e gasosos. Os efeitos explosivos de explosivos sólidos são os mais conhecidos. Também podem ser classificados com base na sua sensibilidade à ignição como explosivos primários ou secundários. Os primários serão aqueles que podem facilmente ser detonados por ignição simples através de uma faísca, chama ou impacto, e são normalmente utilizados na ignição dos explosivos secundários. São exemplos de explosivos primários materiais como fulminato de mercúrio e azida de chumbo. Explosivos secundários quando deflagrados (baixos explosivos) sofrem combustão a níveis subsônicos, e quando detonados (altos explosivos) sofrem combustão a velocidades acima da velocidade do som, criando assim ondas de choque, que podem causar grandes danos na vizinhança da explosão. São exemplos de explosivos secundários o trinitrotolueno (TNT) e ANFO [11].

A detonação de um material altamente explosivo gera gases quentes sob pressões que podem chegar até 300 kbar e temperaturas entre 3000-4000 C°. O gás quente expande, forçando assim o volume que ocupa. Como consequência, uma camada de ar comprimido (onda de choque) forma-se ao redor desse volume de gás contendo a maior parte da energia libertada pela explosão e propaga-se em todas as direções possíveis ao redor do ponto de detonação. A onda de choque, quando formada, atinge instantaneamente uma pressão muito superior à pressão atmosférica. Esta pressão é chamada pressão de pico, e decresce ao longo da propagação da onda de choque. Após um curto espaço de tempo, a pressão atrás da onda de choque toma valores inferiores à pressão atmosférica. Durante esta fase, é criado um vácuo parcial, que gera um efeito de sucção. Os parâmetros que definem o carregamento gerado por uma onda de choque serão abordados no capítulo 2.1.

A energia de uma explosão resultante de uma bomba convencional é definida por dois elementos igualmente importantes. O primeiro é a massa da carga explosiva expressa em quilogramas de TNT (W). No entanto, se a carga explosiva for outro material que não TNT esta pode ser convertida através da Tabela 2.2. O segundo é a distância da explosão, ou *stand-off distance* (R). De acordo com a lei de escala foi definida uma distância escalada Z :

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} [m/kg^{1/3}]$$

Esta formulação permite que duas cargas explosivas com massas (equivalentes de TNT) diferentes, que estejam situadas à mesma distância escalada de uma superfície, gerem ondas de choque que terão intensidades equivalentes ao atingir a superfície em questão, supondo condições atmosféricas iguais.

A pressão de pico (P_{So}) estimada por Brode (1955) [3] foi a seguinte:

$$P_{So} = \frac{6.7}{Z^3} + 1 \text{ [bar]} \quad (P_{So} > 10 \text{ bar})$$

$$P_{So} = \frac{0.975}{Z} + \frac{1.455}{Z^2} + \frac{5.85}{Z^3} - 0.019 \text{ [bar]} \quad (0.1 < P_{So} < 10 \text{ bar})$$

Foi introduzida ainda uma equação por Newmark e Hansen (1961) [18] que permite calcular a pressão de pico, P_{So} , em bar, para uma detonação de um material altamente explosivo à superfície do solo dada por:

$$P_{So} = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \left(\frac{W}{R^3} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ [bar]}$$

Outra expressão que permite o cálculo da pressão de pico, mas desta vez em kPa, foi introduzida por Mills (1987) [19], onde Z é a distância escalada. A equação é a que se segue:

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

A forma mais amplamente utilizada e aceite [17] de calcular todos parâmetros que caracterizam uma onda de choque é aquela proposta por Kingery-Bulmash [8]. O trabalho desenvolvido em [8] inclui formulações para os parâmetros que caracterizam ondas de choque esféricas (explosão aérea livre) e ondas de choque hemisféricas (explosão à superfície).

É comum o uso de TNT como explosivo de referência no cálculo de Z . O primeiro passo é quantificar ondas de choque geradas por outras fontes explosivas que não TNT para que seja possível converter a massa do explosivo em massa equivalente de TNT. Não existe, no entanto, uma maneira universalmente aceite para estimar a massa equivalente de TNT para qualquer tipo de explosivo [4]. Dito isto, a maneira mais simples de converter a massa de um determinado explosivo para massa equivalente de TNT é multiplicar a massa do explosivo por um coeficiente baseado no rácio entre a energia específica do explosivo em questão e a energia específica do TNT. Um coeficiente superior a um valor unitário indica que o explosivo em questão tem mais energia específica (em termos explosivos) que o TNT. Na Tabela 2.1 estão os coeficientes de equivalência para alguns dos explosivos mais comumente utilizados. Através desta Tabela (2.1) é possível perceber que, por exemplo, que 100 kg de Semtex converte-se em 125 kg de TNT, dado que o rácio de energias específicas é 5660/4520 (=1.250).

Tabela 2.1: Energia específica de vários explosivos e a sua equivalência em TNT		
Explosivo	Energia Específica Q_x (kJ/kg)	Energia Equivalente em TNT (Q_x/Q_{TNT})
Nitroglicerina (líquida)	6700	1.481
C4 (91% RDX)	-	1.19-1.37
HMX	5680	1.256
Semtex	5660	1.250
RDX	5360	1.185
Comp B (60% RDX 40% TNT)	5190	1.148
TNT	4520	1.000
Gelignite	4520	1.000
ANFO (94% nitrato de amónio, 6% combustível fóssil)	3932	0.870
Dinamite (60% nitroglicerina)	2710	0.600

Adaptado de: [4]

2.1 Carregamento de superfície devido a explosões

Um caso relativamente comum em ataques terroristas é o uso de um veículo carregado com explosivos que é detonado utilizando controle remoto ou temporizador [17]. Neste tipo de explosão, devido à proximidade do solo, é gerada uma onda de choque chamada hemisférica. Ao contrário da explosão aérea livre, este tipo de explosão gera uma onda de choque que é imediatamente refletida pelo solo, levando assim a valores de pressão superiores. Se o solo for considerado como uma superfície rígida, a pressão gerada seria duas vezes maior que a mesma quantidade de carga explosiva em circunstâncias de explosão aérea livre. Mas na realidade, dependendo do tipo de solo e do tipo de explosão, existe sempre uma certa absorção de energia por parte do solo, que é visível normalmente pela criação de uma cratera, e, portanto, o fator de multiplicação passa a ser aproximadamente 1.7 a 1.8 [8]. A onda de choque gerada tem uma forma hemisférica, e para uma distância entre a explosão e a estrutura grande o suficiente, esta onda de choque pode ser considerada localmente plana, e a pressão que atinge a estrutura pode ser, para efeitos de cálculo, considerada uniforme, como se pode verificar na Figura 2.2.

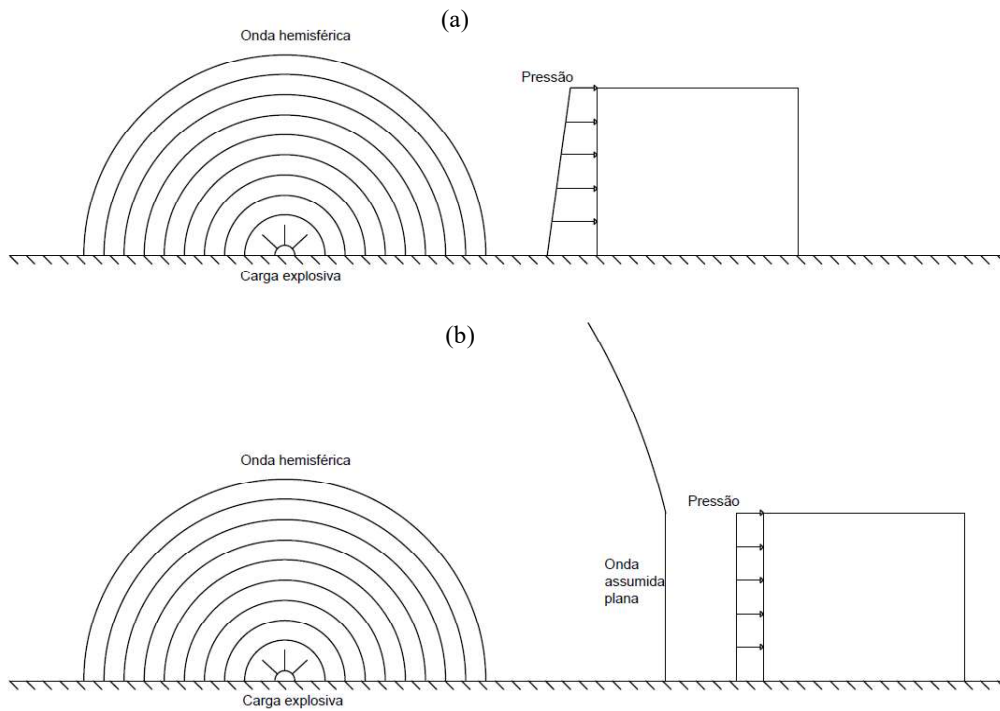


Figura 2.2: Ação da pressão devido a uma explosão de superfície sobre um edifício (a) próximo da estrutura, (b) a uma distância suficientemente grande para a onda de choque ser considerada plana.

Se assumirmos o edifício na Figura 2.2(b), o diagrama pressão-tempo pode então ser representado pelo gráfico que pode ser observado na Figura 2.3.

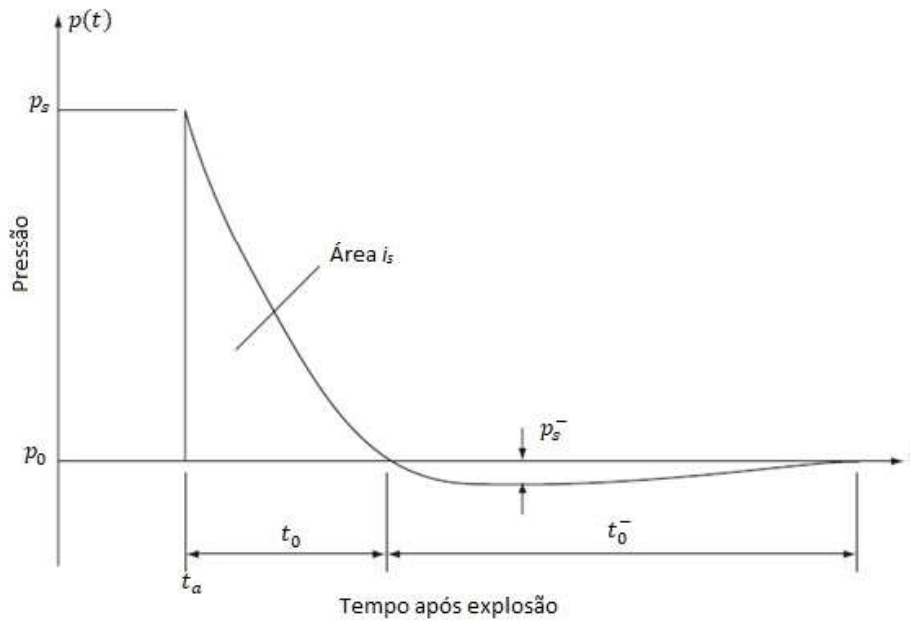


Figura 2.3: Diagrama pressão-tempo para um ponto fixo sujeito a uma explosão.
Adaptado de [4]

Tal se pode observar na Figura 2.3 a pressão negativa máxima é normalmente muito inferior à pressão máxima positiva e, portanto, pode ser ignorada na maior parte das vezes. Normalmente, para a obtenção de um resultado mais próximo da realidade, é melhor utilizar o perfil pressão-tempo exato da explosão, mas para a maior parte das análises é perfeitamente aceitável realizar uma aproximação de forma a que a diminuição de pressão na fase positiva seja feita linearmente durante um espaço de tempo t_d . Caso seja desejável calcular a fase negativa, tal também pode ser aproximada. As aproximações podem ser feitas observando a Figura 2.4 e utilizando as seguintes equações:

$$i_s = \frac{1}{2} t_d p_s$$

Onde i_s é o impulso gerado pela onda de choque, calculado através da área do triângulo a traço interrompido na fase positiva assumida do gráfico da Figura 2.4. Esta fórmula pode ser reformulada em ordem a t_d :

$$t_d = \frac{2i_s}{p_s}$$

O pico de pressão negativa pode ser calculado, em bar, de acordo com Brode [3], da seguinte maneira:

$$p_{so}^- = -\frac{0.35}{Z} \quad Z > 1.6$$

E o respetivo impulso negativo vem:

$$i_s^- \approx i_s \left(1 - \frac{1}{2Z}\right)$$

Normalmente, para efeitos de análise, é adotada uma curva de pressão ao longo do tempo simplificada, representada na Figura 2.4 pela curva com traço interrompido. É de notar que a fase negativa normalmente não é tão proeminente como representado nesta figura, a Figura 2.3 representa melhor a curva na realidade.

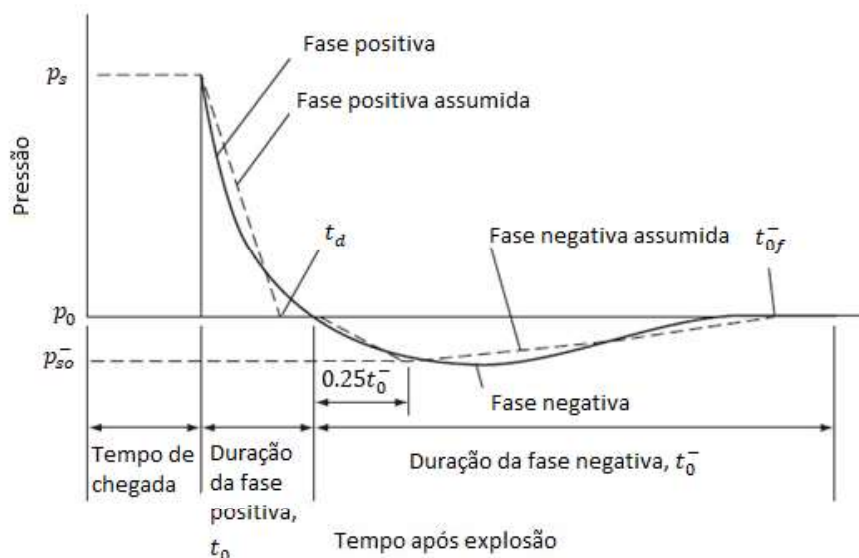


Figura 2.4: Diagrama pressão-tempo para um ponto fixo sujeito a uma explosão em contraste com uma aproximação do mesmo diagrama (tracejado).

Adaptado de [4]

2.2 Resposta estrutural

A onda de choque proveniente de uma explosão que atinge um elemento estrutural, é imediatamente refletida por este. Este impacto da onda de choque com o edifício transmite enormes quantidades de energia cinética à zona de impacto, que deve ser dissipada para que não haja colapso. Em casos comuns, esta energia cinética seria convertida em esforços nos componentes estruturais. Na ocorrência de explosões, a natureza da ação deve ser levada em consideração, pois ações explosivas são extremamente incomuns, podendo causar danos extremos a uma estrutura. Para este tipo de ação, a maneira mais eficiente de dissipação de energia é através da deformação após a cedência.

Estes componentes que sofrem este tipo de deformação serão aqueles que mais precisam ser estudados e avaliados. No entanto, devido ao fato de a deformação sofrida por esses mesmos elementos ser tão súbita e extrema, as suposições que são feitas para o cálculo convencional de estruturas podem não ser válidas.

Ao projetar uma estrutura, de acordo com o Eurocódigo 2 [7], as resistências dos materiais utilizados estruturalmente são reduzidas por coeficientes, que são utilizados para levar em consideração a incerteza da resistência dos materiais e para reduzir a possibilidade de colapso. Estes coeficientes foram calculados com base em vários estudos baseados na resposta estrutural a ações correspondentes a estados limites de utilização, estados limites últimos e, para ações sísmicas. As respostas são antecipadas de forma a que a estrutura em questão tenha uma resposta não só limitada como dúctil, para ser capaz de dissipar a energia e manter a sua capacidade original de sustentar carga, ou seja, não entrar em cedência. Para cargas explosivas, no entanto, a ação é tão súbita que, como estudos mostram [5], a capacidade de resistência da estrutura deve ser aumentada com base na rapidez da ação, ou seja, na taxa de deformação da estrutura por intervalo de tempo com um fator de incremento dinâmico, que será abordado no próximo subcapítulo.

Ao projetar estruturas resistentes a explosões, é comum tratar elementos individuais como sistemas de um grau de liberdade não lineares [6]. O comportamento é analisado de ponto de vista da ductilidade, como por exemplo, ao comparar rácio entre o deslocamento máximo e o deslocamento na cedência ou analisando a rotação nos apoios. A resposta é então calculada como se o elemento estrutural em questão estivesse sujeito à uma função de pressão-tempo enquanto isolada do resto da estrutura a que faz parte. É óbvio que, para estruturas mais críticas ou sistemas estruturais complexos, são utilizados procedimentos muito mais sofisticados e precisos. No entanto, não existem muitos estudos sobre resposta estrutural para taxas de tensões tão elevadas e deformações tão extensas, e os resultados normalmente não são muito coerentes [6].

Uma das técnicas utilizadas para facilitar a análise é a conversão de elementos estruturais em sistemas de um grau de liberdade. Esta alternativa tem o mesmo nível de precisão que as aproximações que são feitas na modelação da explosão e do conhecimento que é

possível ter sobre o comportamento estrutural, mas só consegue estimar o deslocamento/rotação no grau de liberdade considerado. No entanto, ao analisar o elemento sem levar em consideração o resto da estrutura, a resposta pode diferir significativamente do que se o elemento for considerado como parte do todo.

A maneira mais simples que temos de analisar componentes estruturais sujeitos a ações explosivas com alguma precisão, e sem nos sujeitarmos a análises mais complexas e demoradas, é através da conversão em sistemas de um grau de liberdade.

2.2.1 Fator de Incremento Dinâmico

O fator de incremento dinâmico ou *dynamic increase factor (DIF)* é igual ao rácio entre a tensão dinâmica e a tensão estática de um material. O DIF depende da taxa de deformação, e toma valores significativos para taxas de deformação maiores que $1.E-5$ [5] por segundo, aumentando quando esta aumentar.

Foram estabelecidos valores de DIF [5] para o dimensionamento de membros estruturais para ações explosivas ao perto e ao longe. Estes valores podem ser observados na Tabela 2.2 para a flexão. Devido ao aumento de magnitude do carregamento de elementos estruturais sujeitos à ações explosivas mais próximas e o subsequente aumento na taxa de deformação, os DIFs utilizados para estes elementos são maiores que se estes estivessem sujeitos a ações explosivas mais distantes.

Tabela 2.2: DIFs para o aço e o betão para ações explosivas distantes e próximas.

Ações explosivas distantes			Ações explosivas próximas		
Aço		Betão	Aço		Betão
f_{ay}/f_y	f_{au}/f_u	f_{ac}/f_c	f_{ay}/f_y	f_{au}/f_u	f_{ac}/f_c
1.17	1.05	1.19	1.23	1.05	1.25

Adaptado de: [5]

2.2.2 Nível de Proteção e Nível de Dano

De acordo com [14] estruturas que requerem proteção contra ataques terroristas devem ser dimensionadas de forma a providenciarem o respetivo nível de proteção. Os potenciais níveis de proteção podem ser observados na Tabela 2.3 acompanhados dos respetivos danos potenciais que a estrutura poderá vir a sofrer globalmente quando sujeita a uma ação explosiva.

Tabela 2.3: Níveis de proteção de estruturas	
Nível de proteção do edifício	Descrição do dano potencial
Abaixo da norma	Dano severo – Provável colapso progressivo. O edifício e o espaço à sua volta ficam inutilizáveis.
Muito baixo	Muito danificado – Início de colapso estrutural. Colapso progressivo é improvável. O edifício e o espaço à sua volta ficam inutilizáveis.
Baixo	Dano irreparável – Não há ocorrência de colapso progressivo. O edifício e o espaço à sua volta ficam inutilizáveis.
Médio	Dano reparável – O edifício e o espaço à sua volta podem ser utilizados e são completamente funcionais após limpezas e reparações.
Alto	Dano superficial – Não ocorrem deformações permanentes. O edifício está imediatamente operacional.

Adaptada de: [14]

O nível de proteção dos edifícios é baseado no dano esperado que os elementos estruturais individuais sofram. Os elementos estruturais podem ser classificados como primários, secundários ou não-estruturais. Os elementos estruturais primários são aqueles que, caso falhem, afetarão diversos outros componentes que são suportados por este componente primário, podendo assim causar instabilidade estrutural na área afetada. Os elementos estruturais secundários são aqueles que são diretamente suportados por um componente primário. Os elementos não estruturais são aqueles cujo a perda não afetaria a estabilidade estrutural do edifício.

O dano sofrido pelos elementos estruturais pode ser classificado [14] como um dos cinco indicados na Tabela 2.4

Tabela 2.4: Níveis de dano	
Nível de dano sofrido pelo componente estrutural	Descrição do dano sofrido pelo componente estrutural
Falha Estrutural	O componente estrutural é destruído pela carga explosiva, fazendo com que os detritos voem com velocidades significativas.
Falha Perigosa	O componente estrutural cede, a velocidade dos detritos varia entre insignificante a muito significativa.
Dano Forte	O componente estrutural não cede, mas sofre deformações permanentes significativas, não sendo possível o reparo.
Dano Moderado	O componente estrutural tem alguma deformação permanente. Normalmente pode ser reparado, se necessário, apesar de que a sua substituição pode ser mais económica e ter melhor aspeto.
Dano Superficial	O componente estrutural não tem danos permanentes visíveis.

Adaptada de: [14]

Estes cinco níveis de dano [14] estão estipulados na Tabela 2.5. Os limites B1 a B4 [14] podem ser observados na Tabela 2.6 para flexão simples de uma secção de betão armado com aço na zona de compressão e armaduras de corte (estribos), onde μ é a razão entre o deslocamento sofrido e o deslocamento elástico, e θ é a rotação no apoio:

Tabela 2.5: Intervalos para níveis de danos	
Nível de dano sofrido pelo componente	Relação entre os limites de reposta
Falha Estrutural	Resposta superior a B4.
Falha Perigosa	Resposta entre B3 e B4.
Dano Forte	Resposta entre B2 e B3.
Dano Moderado	Resposta entre B1 e B2.
Dano Superficial	Resposta abaixo de B1.

Adaptada de: [14]

Tabela 2.6: Definição dos intervalos para níveis de danos							
B1		B2		B3		B4	
μ	θ	μ	θ	μ	θ	μ	θ
1	-	-	4°	-	6°	-	10°

Adaptada de: [14]

Capítulo 3

Método simplificado de análise (Biggs)

3.1 Introdução

Na análise de problemas de dinâmica de estruturas um dos métodos de resolução utilizados é a análise modal. A análise modal consiste no estudo das propriedades dinâmicas de um determinado sistema, fornecendo informação sobre o comportamento do sistema em questão e esta informação pode ser utilizada para resolver problemas simples. No entanto, este tipo de método torna-se difícil de aplicar em sistemas não-lineares com vários graus de liberdade. Para resolver este problema pode-se utilizar métodos simplificados, tal como o método de Biggs [1], que consiste em converter componentes estruturais em sistemas de um grau de liberdade equivalentes, e calcular a sua resposta de maneira que a deformação no sistema equivalente seja igual à deformação num ponto significativo da peça estrutural em questão.

3.1.1 Sistema de um grau de liberdade

Como se sabe, a equação de movimento dada para um sistema de um grau de liberdade sem amortecimento (Figura 3.1) é a seguinte:

$$M\ddot{u} + ku = F(t)$$

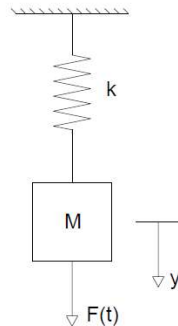


Figura 3.1: Sistema de um GDL sem amortecimento.

Onde k é a rigidez do sistema, M a massa e $F(t)$ a força aplicada ao sistema. O amortecimento não é considerado devido ao fato de que, para uma ação explosiva, a deformação máxima é atingida muito rapidamente. Isto leva a que o amortecimento absorva muito pouca energia e conseqüentemente possa ser ignorado para o caso de cargas explosivas. É devido a esse fato que o método simplificado de Biggs considera um sistema de um grau de liberdade sem amortecimento.

Este caso representado na Figura 3.1 é o mais simples uma vez que só apresenta um grau de liberdade, no entanto, as estruturas mais comuns são compostas por sistemas de centenas ou milhares de graus de liberdade, e normalmente não têm massa e rigidez localizadas, mas sim distribuídas, o que torna a resolução da equação dinâmica muito difícil ou até impossível por métodos analíticos. É neste tipo de situação que entram os programas de cálculo automático, que realizam análises elásticas de sistemas de vários graus de liberdade rapidamente.

No entanto, quando se entra no domínio elasto-plástico ou no domínio plástico do comportamento dos materiais a análise computacional de sistemas com muitos graus de liberdade torna-se bastante demorada, podendo levar muitas horas. É aqui que se torna importante simplificar o problema.

Uma das maneiras possíveis de simplificar a análise é modelar peças estruturais em sistemas de um grau de liberdade, que permitirá uma análise rápida e com uma precisão aceitável. Por exemplo, todos os elementos estruturais representados na Figura 3.2 podem ser representados por sistemas de um grau de liberdade tendo os parâmetros F_e , M_e , e k_e .

Apesar dos elementos normalmente fazerem parte de uma estrutura completa, é aceitável, na grande maioria das vezes, trata-los de maneira independente para a obtenção de uma resposta aproximada.

Um dos métodos de simplificação consiste em utilizar apenas um, ou alguns dos modos de vibração. Por exemplo, em Biggs (1964) [1] foi determinado que, para vigas simplesmente apoiadas de somente um vão, obtêm-se uma solução satisfatória utilizando apenas o modo fundamental, facilitando assim a análise.

Este procedimento é, para todos os efeitos, uma idealização do comportamento dinâmico da estrutura. No entanto, para alguns dos elementos estruturais esta não é uma boa alternativa, por ser muito difícil determinar as deformadas modais, e, portanto, para utilizar este método até os modos teriam que ser aproximados, levando assim a uma amplificação do erro.

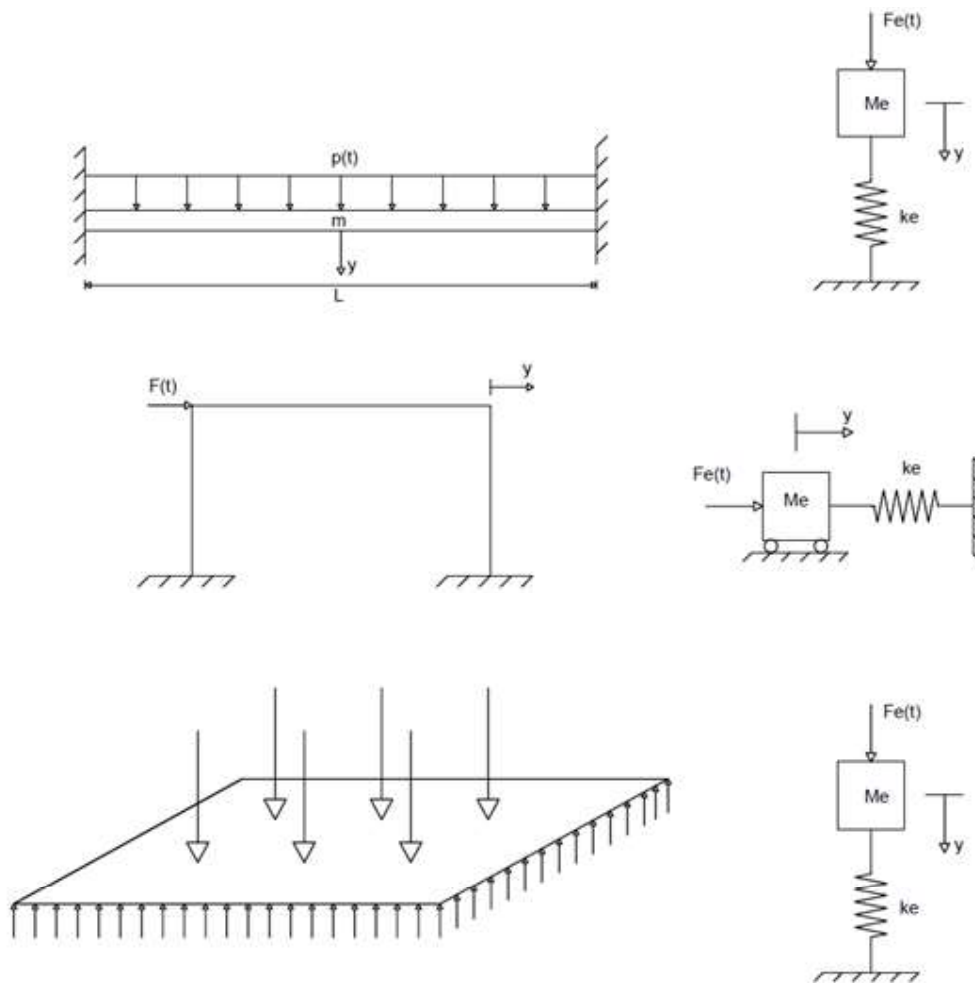


Figura 3.2: Peças estruturais e suas representações em sistemas de um GDL.

A dificuldade em lidar com o comportamento plástico de elementos estruturais é relevante, visto que soluções rigorosas para esses casos não são práticas para efeitos de dimensionamento. Essa dificuldade é ilustrada pela Figura 3.3, que demonstra os três estados de deformação de uma viga bi-encastada. O primeiro estado é puramente elástico; o segundo, que ocorre após a formação de rótulas plásticas nos apoios, é uma combinação de elástico e plástico; e o terceiro pode ser considerado simplesmente como plástico. Cada um destes estados assume formas características diferentes, logo não é possível identificar formas modais que sejam significativas ao longo de toda a resposta, visto que estas mudam quando ocorre formação de rótulas plásticas. A aproximação utilizada neste caso seria tratar cada estado como completamente independente; por exemplo, assume-se que a deformada quando se formam rótulas plásticas nos apoios da viga no estado elástico (estado elasto-plástico da Figura 3.3) tem a uma deformada característica igual a de uma viga simplesmente apoiada.

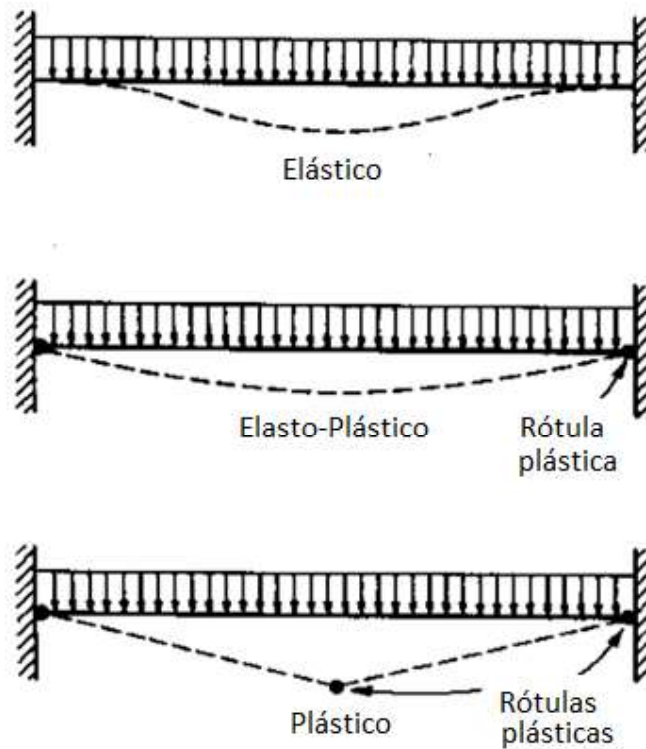


Figura 3.3: Três estados de deformação de uma viga bi-encastada.
Adaptado de: [1]

Do ponto de vista prático, os métodos aproximados são extremamente importantes. Estes não devem ser considerados como meras aproximações, para serem utilizados em análises preliminares, mas sim maneiras simplificadas de resolver problemas complexos, e que permitem atingir resultados aceitáveis. Problemas de dinâmica estrutural tipicamente envolvem incertezas significantes, especialmente ao definir as características do carregamento e o amortecimento. Sendo este o caso, métodos complexos de análise não são, na maior parte das vezes, justificados. Considerando-se um desperdício utilizar métodos que possuam uma precisão muito maior do que aquela que foi utilizada na definição do problema [1].

3.2 Idealização do sistema

Para definir um sistema de um grau de liberdade equivalente é necessário determinar os parâmetros que o definem, nomeadamente força aplicada no sistema equivalente (F_e), a massa do sistema equivalente (M_e), e a rigidez do sistema equivalente (k_e). O historial do carregamento, $F(t)$, também deve ser definido para analisar o sistema.

O sistema equivalente normalmente é determinado de forma a que o deslocamento sofrido pela massa do sistema equivalente seja igual ao deslocamento de um ponto significativo da

estrutura, como por exemplo o meio vão de uma viga. É importante referir que os esforços e tensões no sistema equivalente não são diretamente equivalentes aos esforços e forças na estrutura real. No entanto, sabendo a deformação, os esforços na estrutura real podem ser facilmente calculados. Visto que o intervalo de tempo não pode ser alterado, a resposta do sistema equivalente, definido em termos de deslocamento e tempo, é exatamente a mesma que no ponto significativo da estrutura em questão.

As constantes do sistema equivalente são definidas com base numa deformada idealizada da estrutura. Esta deformada é definida ao aplicarmos estaticamente um carregamento do mesmo tipo que o carregamento dinâmico ao qual a estrutura estará exposta (ex: uniforme, concentrado). Para obter estas constantes serão necessários certos coeficientes de transformação, estes coeficientes, denotados por K_M , K_L e K_R , são utilizados para transformar o sistema real num sistema equivalente de um grau de liberdade. Ao multiplicar a carga, resistência, massa e rigidez do sistema pelos devidos coeficientes, obtêm-se os parâmetros do sistema equivalente de um grau de liberdade.

3.2.1 Massa

Segundo Biggs (1964) [1] a massa equivalente de um modo de vibração do sistema equivalente de um grau de liberdade, é dado por:

$$M_e = \sum_{i=1}^j M_i \phi_i^2$$

para um sistema composto por massas concentradas ou

$$M_e = \int_0^L m \phi^2(x) dx$$

para um sistema com massa distribuída. Nestas equações ϕ_i ou $\phi(x)$ é a função de forma (deformada) a partir da qual o sistema equivalente é determinado.

Introduz-se então o coeficiente de massa K_M , que é definido pela razão entre a massa equivalente e a massa real total da estrutura, utilizado para determinar a massa equivalente, onde M_t é a massa total:

$$K_M = \frac{M_e}{M_t}$$

3.2.1 Carregamento

Segundo Biggs (1964) [1] a força equivalente no sistema de um grau de liberdade é dada por:

$$F_e = \sum_{i=1}^j F_i \phi_i$$

para uma estrutura com cargas concentradas ou

$$F_e = \int_0^L p(x)\phi(x) dx$$

para uma estrutura com cargas distribuídas. O coeficiente K_L é definido como a razão entre a carga equivalente e a carga total real aplicada na estrutura, utilizado para determinar a carga equivalente onde F_t é a carga total aplicada:

$$K_L = \frac{F_e}{F_t}$$

É importante referir que a carga equivalente e a carga total real seguem a mesma função de tempo.

3.2.2 Função de resistência

As funções de resistência para estruturas reais podem ter uma variedade de formas. Três formas possíveis são ilustradas na Figura 3.4 (a). A curva A corresponde a uma estrutura com material frágil. A curva B corresponde a um material dúctil tal como o aço ou betão armado. A curva C corresponde a uma situação em que a resistência da estrutura/material diminui depois de alguma deformação, antes do colapso. Este último caso pode ocorrer em estruturas de betão simples/betão armado, ou em uma em que o colapso dá-se por instabilidade. Para simplificar a análise, as funções de resistência a serem consideradas são assumidas como bi-lineares, o que é perfeitamente aceitável na maior parte das estruturas, e demonstrado na Figura 3.4 (b).

Pode se dizer que a resistência de um elemento estrutural é dada pelas forças internas que têm a tendência de restaurar o elemento estrutural à sua posição de equilíbrio estático. Para os efeitos de análise, a resistência de um elemento será definida pela sua capacidade de carga. Portanto a resistência máxima de determinado elemento é definida pelo carregamento máximo que o elemento pode suportar estaticamente, como pode ser observado na Figura 3.4 (b) no patamar de cedência. A rigidez será numericamente igual à carga que causa um deslocamento unitário no ponto significativo do elemento em questão. Dadas estas definições, é aparente que, visto que a distribuição de carga e da resistência no elemento estrutural é a mesma, o coeficiente de resistência K_R , será sempre igual ao coeficiente de carga K_L . Portanto temos:

$$K_R = \frac{R_{me}}{R_m} = K_L$$

$$K_R = \frac{k_e}{k} = K_L$$

Onde R_m é a resistência máxima do elemento estrutural e R_{me} é a resistência máxima do sistema equivalente.

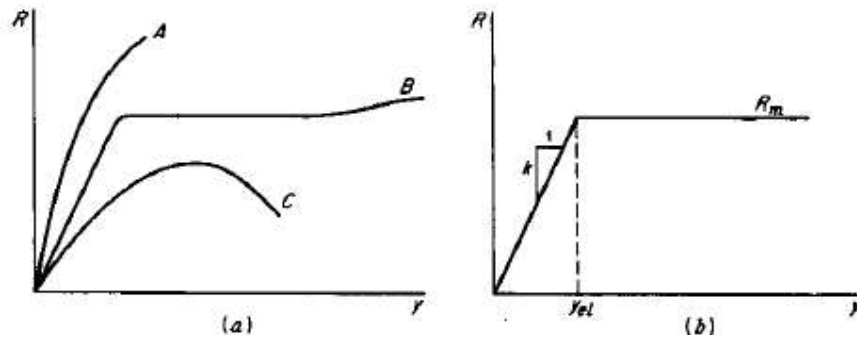


Figura 3.4: (a) Curvas de comportamento de três materiais distintos (b) Curva de comportamento assumida para a maior parte das estruturas.

Fonte: [1]

3.2.3 Transformação de Vigas em sistemas de um GDL

Com a formulação dos coeficientes previamente definidos (K_M, K_L, K_R), é possível então concretizar a aproximação de vigas em sistemas equivalentes de um grau de liberdade com as suas respectivas deformadas ϕ que são dependentes do tipo de carregamento e condições de apoio. Os coeficientes são dados para três tipos de distribuição de carga. Como previamente referido, estes coeficientes baseiam-se na deformada da viga quando sujeita a uma carga estática idêntica à carga em questão na análise. Estas deformadas estão indicadas na Figura 3.5.

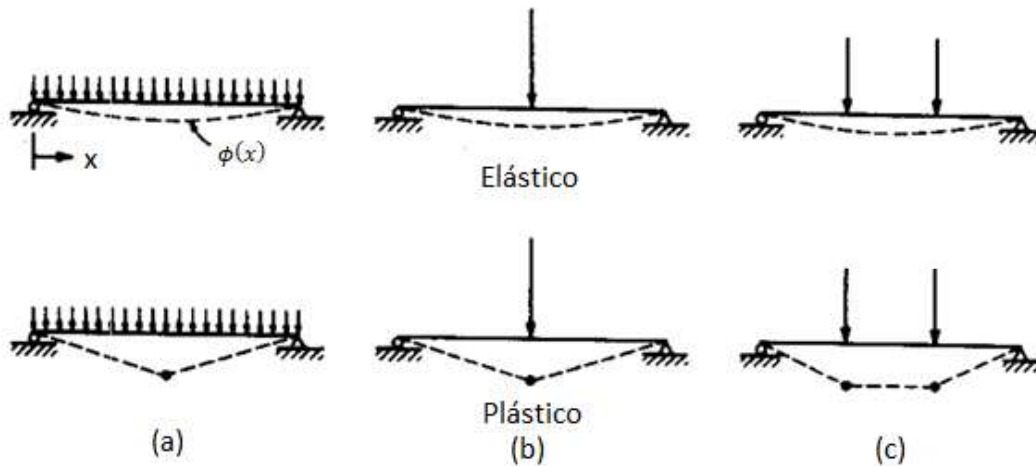


Figura 3.5: Formação de rótulas plásticas em vigas simplesmente apoiadas com base no carregamento.

Adaptado de: [1]

Para a carga distribuída ao longo da viga a deformada é expressa, de acordo com Biggs (1964) [1], pelas seguintes equações:

$$\text{(Elástico)} \quad \phi(x) = \frac{16}{5L^4} (L^3x - 2Lx^3 + x^4)$$

$$\text{(Plástico)} \quad \phi(x) = \frac{2x}{L} \quad x < \frac{L}{2}$$

Para a carga concentrada no meio vão a deformada é expressa pelas seguintes equações:

$$\text{(Elástico)} \quad \phi(x) = \frac{x}{L^3}(3L^2 - 4x^2) \quad x < \frac{L}{2}$$

$$\text{(Plástico)} \quad \phi(x) = \frac{2x}{L} \quad x < \frac{L}{2}$$

Para cargas concentradas a terços do vão a deformada é expressa pelas seguintes equações:

$$\text{(Elástico)} \quad \phi(x) = \frac{36x}{23L^3}(2L^2 - 2Lx^2) \quad x < \frac{L}{3}$$

$$\text{(Elástico)} \quad \phi(x) = \frac{36}{23L^2}(3Lx - 3x^2 - \frac{L^2}{9}) \quad \frac{L}{3} < x < \frac{2L}{3}$$

$$\text{(Plástico)} \quad \phi(x) = \frac{3x}{L} \quad x < \frac{L}{3}$$

$$\text{(Plástico)} \quad \phi(x) = 1 \quad \frac{L}{3} < x < \frac{2L}{3}$$

As funções que definem as deformadas estão escaladas de forma a que a deformação a meio vão tenha sempre um valor unitário.

Note-se que, quando estamos no domínio plástico, $\phi(x)$ não será a deformada real, mas sim a deformada após a deformação atingir o seu máximo e a estrutura ter atingido o seu estado completamente plastificado. Apesar de esta não ser uma aproximação exata, o erro resultante desta aproximação é tolerável, e esta é necessária para obtermos uma solução mais rapidamente.

De acordo com as equações anteriormente vistas, que definem a massa equivalente M_e e o coeficiente de massa K_M , os valores na Tabela 3.1 foram calculados através da seguinte equação:

$$K_M = \int_0^L \frac{m\phi^2(x) dx}{mL}$$

Onde m é a massa por unidade de comprimento, e a integração dá-se em todo o comprimento da viga, utilizando a expressão $\phi(x)$ adequada em cada troço.

Também incluída na Tabela 3.1 estão os coeficientes de massa, para massas concentradas, que são comuns na prática. Estes são dados por:

$$K_M = \frac{\sum_{i=1}^j M_i \phi_i}{\sum_{i=1}^j M_i}$$

Onde ϕ_i é o valor da deformada no ponto onde se encontra a massa i . Para obter a massa equivalente correspondente a estas massas concentradas, K_M é multiplicado pela soma de todas as massas concentradas. Se ambas as massas, concentradas e distribuídas, forem

consideradas relevantes para o cálculo, o valor total equivalente dá-se pela soma dos valores equivalentes correspondentes aos dois tipos de massa.

O coeficiente de carga K_L apresentado na Tabela 3.1 foi, assim como a massa, calculado utilizando as equações anteriormente vistas, é dado por:

$$K_L = \int_0^L \frac{p\phi(x) dx}{pL}$$

para uma carga distribuída e

$$K_L = \frac{\sum_{i=1}^j F_i \phi_i}{\sum_{i=1}^j F_i}$$

para cargas concentradas.

É também dado na Tabela o coeficiente de carga-massa (*load-mass factor*), que se dá pelo rácio entre os coeficientes de massa e carga. Este coeficiente é extremamente conveniente visto que a equação de movimento do sistema equivalente pode ser escrita com apenas este coeficiente:

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

que em termos do sistema real vem:

$$K_M M_t \ddot{u} + K_L k u = K_L F_e(t)$$

onde M_t é a massa total da estrutura em questão. Se dividirmos ambos os membros da equação por K_L , a mesma equação pode ser escrita da seguinte maneira:

$$K_{LM} M_t \ddot{u} + k u = F_e(t)$$

que mostra que é possível escrever a equação apenas em função do coeficiente K_{LM} , modificando-se assim apenas um parâmetro do sistema real (massa) ao invés de três.

O período natural do sistema, T , é então dado por:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{K_{LM} M_t}{k}}$$

É importante referir que, visto que os coeficientes mudam, dependendo do comportamento da estrutura em questão (ex: elástico, elasto-plástico, plástico), uma solução completa requer que cada domínio seja tratado separadamente. Isto não é um problema visto que a análise é feita computacionalmente e altera os coeficientes autonomamente de acordo com o comportamento da viga ao longo da análise.

As máximas resistências e constantes de rigidez tabeladas são obtidas através das expressões convencionais utilizadas no dimensionamento. Quando multiplicadas pelo coeficiente de carga, estes transformam as quantidades correspondentes no sistema equivalente. O termo M_p é o momento resistente de plastificação último. As resistências dadas são baseadas apenas na flexão, supondo-se assim nesta dissertação que o elemento está dimensionado de forma a que não haja rotura por corte. É possível, no entanto, considerar a rotura por corte, se for calculada a reação vertical no apoio e comparar esta ao esforço vertical admissível na viga.

As Tabelas 3.1, 3.2 e 3.3 contêm os coeficientes de transformação para vigas simplesmente apoiadas, bi-encastadas e encastadas-apoiadas. Estes foram deduzidos e calculados exatamente da mesma forma que os coeficientes para vigas simplesmente apoiadas, a única diferença será a forma da deformada ϕ (Figura 3.3). Nestes outros dois casos, foram considerados três domínios de comportamento, visto que o sistema altera-se mas não se torna completamente plástico quando ocorre a formação da rótula plástica no apoio. Este domínio, denominado elasto-plástico, está associado com a mesma deformada de uma viga simplesmente apoiada no domínio elástico, e, portanto, os coeficientes serão idênticos. Já no domínio plástico, a deformada é independente das condições iniciais de apoio, e, portanto, todas as vigas terão os mesmos coeficientes de transformação.

As máximas resistências dadas nas Tabelas 3.1, 3.2 e 3.3 são as que ocorrem no limite superior de cada domínio. Além das constantes de rigidez associadas a cada domínio, a rigidez efetiva para todos os domínios também é fornecida.

Tabela 3.1: Coeficientes de transformação para vigas e lajes que funcionam em uma só direção, com extremidades simplesmente apoiadas.									
Viga simplesmente apoiada									
Tipo de carregamento	Tipo de comportamento	Fator de carga K_L	Fator de massa K_M		Fator de massa-carga K_{LM}		Máxima resistência R_m	Constante de rigidez k	Reação dinâmica V
			Massa concentrada*	Massa uniforme	Massa concentrada*	Massa uniforme			
Carga distribuída $F=pL$	Elástico	0.64	-	0.50	-	0.78	$\frac{8M_p}{L}$	$\frac{384EI}{5L^3}$	0.39 $R + 0.11F$
	Plástico	0.50	-	0.33	-	0.66	$\frac{8M_p}{L}$	0	0.38 $R_M + 0.12F$
Carga a meio vão F	Elástico	1.0	1.0	0.49	1.0	0.49	$\frac{4M_p}{L}$	$\frac{48EI}{L^3}$	0.78 $R - 0.28F$
	Plástico	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{4M_p}{L}$	0	0.75 $R_M - 0.25F$
Cargas a terços de vão $F=F/2+F/2$	Elástico	0.87	0.76	0.52	0.87	0.60	$\frac{6M_p}{L}$	$\frac{56.4EI}{L^3}$	0.525 $R - 0.025F$
	Plástico	1.0	1.0	0.56	1.0	0.50	$\frac{6M_p}{L}$	0	0.52 $R_M - 0.02F$
*Partes iguais da massa concentrada encontram-se aglomeradas nas posições das cargas concentradas									

Adaptado de: [1]

Tabela 3.2: Coeficientes de transformação para vigas e lajes que funcionam em uma só direção, com extremidades encastradas.

Viga encastrada										
Tipo de carregamento	Tipo de comportamento	Fator de carga K_L	Fator de massa K_M		Fator de massa-carga K_{LM}		Máxima resistência R_m	Const ante de rigidez k	Const ante de rigidez efetiva K_{eff}	Reação dinâmica V
			Massa concentrada*	Massa uniforme	Massa concentrada*	Massa uniforme				
Carga distribuída $F=pL$	Elástico	0.53	-	0.41	-	0.77	$\frac{12M_{ps}}{L}$	$\frac{384EI}{5L^3}$...	0.36 R + 0.14 F
	Elástico-Plástico	0.64	-	0.50	-	0.78	$\frac{8}{L}(M_{ps} + M_{pm})$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$\frac{307EI}{L^3}$	0.39 R + 0.11 F
	Plástico	0.50	-	0.33	-	0.66	$\frac{8}{L}(M_{ps} + M_{pm})$	0	-	0.38 R _M + 0.12 F
Carga a meio vão F	Elástico	1.0	1.0	0.37	1.0	0.37	$\frac{4}{L}(M_{ps} + M_{pm})$	$\frac{48EI}{L^3}$	-	0.71 R - 0.21 F
	Plástico	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{4M_p}{L}(M_p + M_{pm})$	0	-	0.75 R _M - 0.25 F

*Partes iguais da massa concentrada encontram-se aglomeradas nas posições das cargas concentradas
 M_{ps} = Momento último no apoio | M_{pm} = Momento último a meio vão

Adaptado de: [1]

Tabela 3.3: Coeficientes de transformação para vigas e lajes que funcionam em uma só direção, com uma extremidade apoiada e uma extremidade encastrada.

Viga apoiada-encastrada										
Tipo de carregamento	Tipo de comportamento	Fator de carga K_L	Fator de massa K_M		Fator de massa-carga K_{LM}		Máxima resistência R_m	Constante de rigidez k	Constante de rigidez efetiva K_{eff}	Reação dinâmica V
			Massa concentrada*	Massa uniforme	Massa concentrada*	Massa uniforme				
Carga distribuída $F=pL$	Elástico	0.58	-	0.45	-	0.78	$\frac{8M_{ps}}{L}$	$\frac{185EI}{L^3}$	$\frac{160EI}{L^3}$	$V_1 = 0.26R + 0.12F$ $V_2 = 0.43R + 0.19F$
	Elástico-Plástico	0.64	-	0.50	-	0.78	$\frac{4}{L}(M_{ps} + 2M_{pn})$	$\frac{384EI}{5L^3}$		$V = 0.39R + 0.11F \pm M_{ps}/L$
	Plástico	0.50	-	0.33	-	0.66	$\frac{4}{L}(M_{ps} + 2M_{pn})$	0		$V = 0.38R + 0.12F \pm M_{ps}/L$
Carga a meio vão F	Elástico	1.0	1.0	0.43	1.0	0.43	$\frac{16M_{ps}}{L}$	$\frac{107EI}{L^3}$	$\frac{106EI}{L^3}$	$V_1 = 0.25R + 0.07F$ $V_2 = 0.54R + 0.14F$
	Elástico-Plástico	1.0	1.0	0.49	1.0	0.49	$\frac{2}{L}(M_{ps} + 2M_{pn})$	$\frac{48EI}{L^3}$		$V = 0.78R - 0.28F \pm M_{ps}/L$
	Plástico	1.0	1.0	0.33	1.0	0.33	$\frac{2}{L}(M_{ps} + 2M_{pn})$	0		$V = 0.75R - 0.25F \pm M_{ps}/L$
Cargas a terços de vão $F=F/2+F/2$	Elástico	0.81	0.67	0.45	0.83	0.55	$\frac{6M_{ps}}{L}$	$\frac{132EI}{L^3}$	$\frac{122EI}{L^3}$	$V_1 = 0.17R + 0.17F$ $V_2 = 0.33R$

										+ 0.33F
	Elástico-Plástico	0.87	0.76	0.52	0.87	0.60	$\frac{2}{L}(M_{ps} + 3M_{pm})$	$\frac{56EI}{L^3}$		V= 0.525 R - 0.025 F ± M_{ps}/L
	Plástico	1.0	1.0	0.56	1.0	0.56	$\frac{2}{L}(M_{ps} + 3M_{pm})$	-		V=0.5 2R _M - 0.02F ± M_{ps}/L
<p>*Partes iguais da massa concentrada encontram-se aglomeradas nas posições das cargas concentradas M_{ps} = Momento último no apoio M_{pm} = Momento último a meio vão</p>										

Adaptado de: [1]

Capítulo 4

Implementação no programa PRINCE

O programa PRINCE (Proteção de Infraestruturas Contra Explosões) encontra-se a ser desenvolvido no âmbito de um projeto de investigação entre a Academia Militar e a FCT-UNL, com o objetivo de analisar o dano em elementos estruturais utilizando o método simplificado de conversão para sistemas de um grau de liberdade.

O programa PRINCE foi implementado em ambiente MATLAB, com uso da funcionalidade denominada GUIDE (*Graphical User Interface Development Environment*), que permite criar uma UI (*User Interface*) e pode ser programado com alguma facilidade. O menu inicial pode ser observado na Figura 4.1.

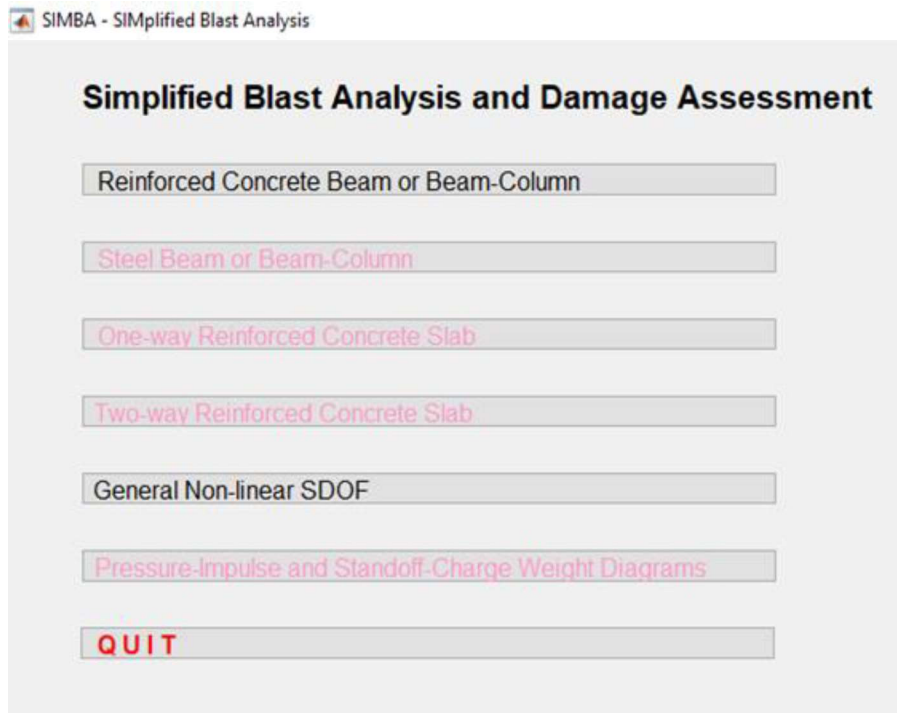


Figura 4.1: Menu inicial PRINCE

Nesta dissertação, o objetivo foi desenvolver um módulo do programa que pudesse transformar uma viga de betão armado num sistema de um grau de liberdade, com o objetivo de fácil e rapidamente realizar uma análise não-linear dessa viga sujeita aos efeitos de ação explosiva. Os restantes módulos do programa já tinham sido desenvolvidos por outrem, e foram alterados de acordo com o que era necessário para um bom funcionamento do programa.

4.1 Implementação do módulo da viga de betão armado

Ao seleccionar a opção “*Reinforced Concrete Beam or Beam-Column*”, o utilizador visualiza a janela representada na Figura 4.2, onde poderá fazer a introdução das propriedades da viga em questão. Em “Section Properties” poderá definir largura, altura, comprimento, recobrimento, diâmetro dos varões de aço inferiores, diâmetro dos varões de aço superiores, diâmetro dos estribos, número de varões inferiores e número de varões superiores. Em “Additional Reinforcements” o utilizador também terá a opção de adicionar varões à coordenada Y que desejar, com a resistência que desejar e com a opção de ser ou não pré-esforçado, no entanto esta função não está ainda operacional. Em “Material Properties” o utilizador poderá definir o tipo de betão utilizado (desde o C20/25 até o C50/60) e o tipo de armadura ordinária a utilizar nos cálculos (A400 e A500), e são guardadas as propriedades dos materiais, no caso do betão é guardada a tensão de fendilhação e esmagamento e o módulo de Young, e no caso do aço é guardada a tensão de cedência e a tensão última, tal como o módulo de Young. Caso os valores desejados não estiverem pré-definidos, o utilizador poderá introduzi-los manualmente no código.

Após a introdução das “Section Properties” o utilizador poderá visualizar a sua secção no gráfico de cima e a curva de comportamento da mesma no gráfico de baixo, como se pode observar na Figura 4.2.

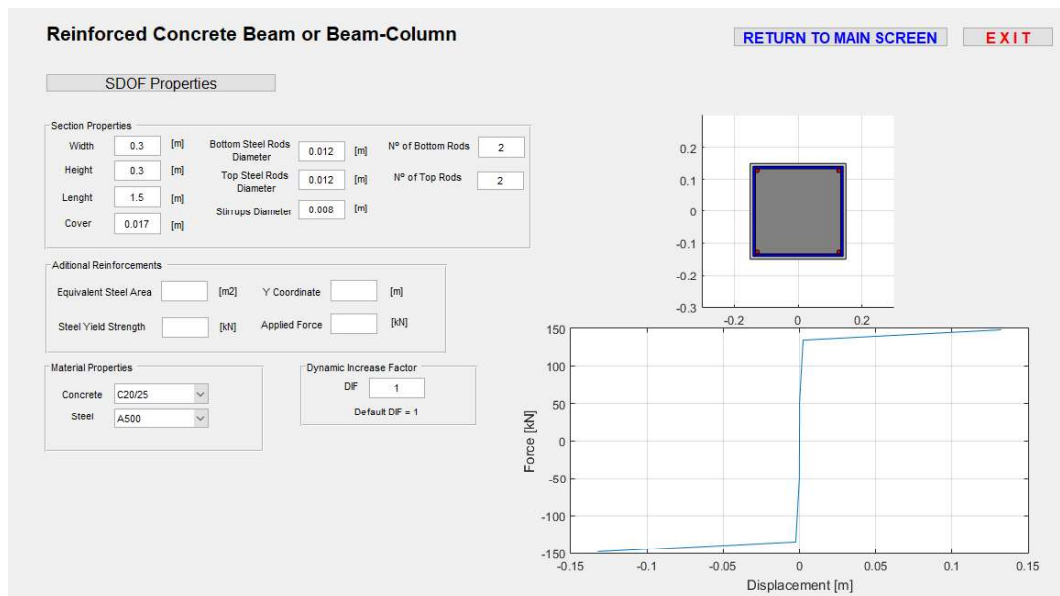


Figura 4.2: Visualização da secção da viga e da curva de comportamento da mesma.

4.2 Curva de comportamento

O cálculo da curva de comportamento é feito através da consulta da norma EN1992-1-1 – Eurocódigo 2. A curva é composta por três retas na parte positiva do carregamento, e três retas na parte negativa do carregamento, como se pode observar na Figura 4.3. A primeira fase do comportamento, deve-se ao estado anterior a fendilhação do betão. A segunda fase do comportamento corresponde à situação onde o betão que se encontra abaixo (no caso positivo) ou acima (no caso negativo) da linha neutra se encontra fendilhado, ou seja, não oferece resistência à tração, deixando a resistência dependente apenas do aço. A terceira fase representa o estado em que o aço atinge a sua tensão de cedência e plastifica, havendo assim a cedência da secção.

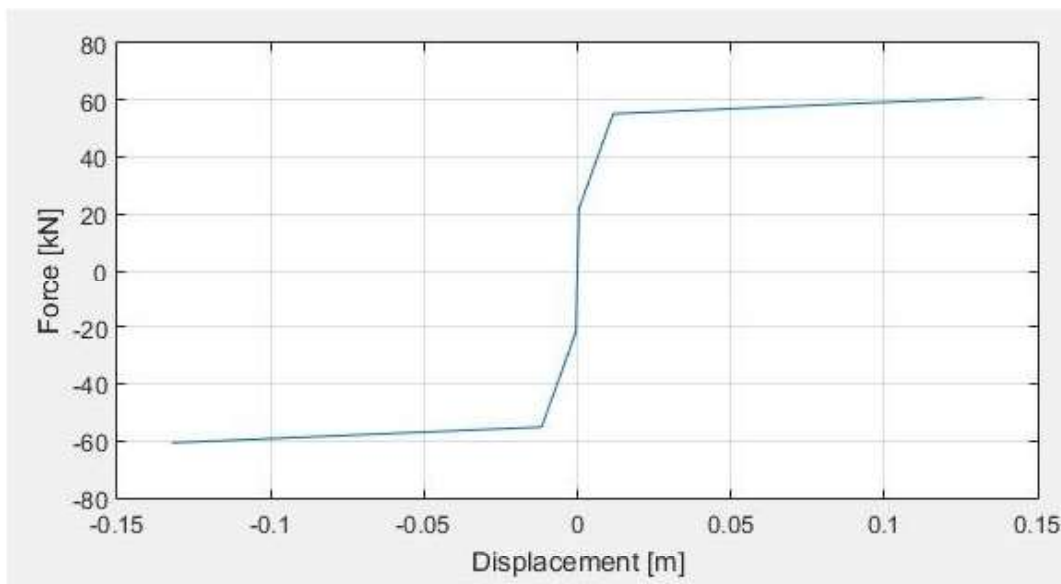


Figura 4.3: Curva de comportamento de uma viga de betão armado.

Em primeiro lugar serão definidas as expressões de algumas características das secções que serão utilizadas no cálculo da linha neutra e dos momentos de inércia que serão posteriormente utilizados para a determinação da curva de comportamento

b → largura da secção;

h → altura da secção;

c → recobrimento das armaduras;

ϕ_{est} → diâmetro dos estribos;

a_e → coeficiente de homogeneização dado por:

$$a_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$$

Para ações instantâneas: $E_{c,eff} = E_{cm}$

Sendo E_s o módulo de elasticidade do aço, $E_{c,eff}$ o módulo de elasticidade efetivo do betão, e E_{cm} o módulo de elasticidade secante do betão.

$\phi_l, \phi'_l \rightarrow$ diâmetro dos varões longitudinais, inferiores e superiores, respetivamente, presentes na secção;

$A_S, A'_S \rightarrow$ área total da armadura longitudinal, inferior e superior, respetivamente, presente na secção, dada por:

$$A_S = (n^\circ \text{ de varões}) \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_l}{4}\right)^2$$

$d \rightarrow$ altura útil da secção, dada por:

$$d = h - \left(c + \phi_{est} + \frac{\phi_l}{2}\right)$$

$a \rightarrow$ distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura de compressão, dada por:

$$a = c + \phi_{est} + \frac{\phi'_l}{2}$$

$x \rightarrow$ distância entre a fibra mais comprimida e a linha neutra.

4.2.1 Determinação da curva de comportamento

O primeiro passo na determinação da curva de resistência é calcular a posição da linha neutra na secção não fendilhada (I) e na secção fendilhada (II), o que é feito da seguinte maneira para uma secção retangular (fig 4.6):

$$x_I = \frac{\frac{bh^2}{2} + d \cdot a_e A_S + a \cdot a_e A'_S}{bh + a_e (A_S + A'_S)}$$

$$x_{II} = \frac{\frac{bx_{II}^2}{2} + d \cdot a_e A_S + a \cdot a_e A'_S}{bx_{II} + a_e (A_S + A'_S)}$$

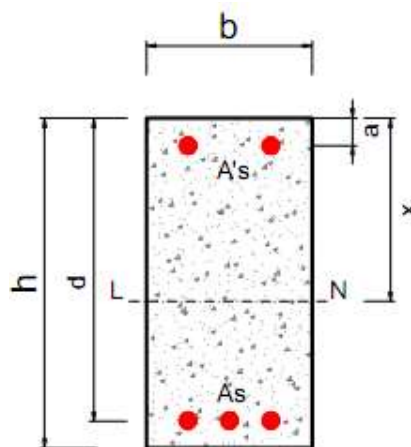


Figura 4.4: Secção tipo de viga de betão armado

Fonte: [2]

A seguir calcula-se o momento de inércia de secção através da seguinte expressão:

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + bh \left(x_I - \frac{h}{2} \right)^2 + a_e A_s (d - x_I)^2 + a_e A'_s (x_I - a)^2$$

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{12} + a_e A_s (d - x_{II})^2 + a_e A'_s (x_{II} - a)^2$$

Após determinados os momentos de inércia, são calculados os momentos de fendilhação M_f e de cedência (ou de plastificação) da secção M_p :

$$M_f = f_{ctm} \cdot \frac{bh^2}{6}$$

$$w = \frac{A_s \cdot f_y}{bd \cdot f_c}$$

$$\mu = w(1 - 0.5w)$$

$$M_p = \mu \cdot b \cdot f_c$$

Sendo w a percentagem mecânica de armadura tracionada, μ o momento reduzido, f_{yd} e f_{cd} são as tensões de rotura de cálculo do aço e do betão, respetivamente, e f_{ctm} é o valor médio da tensão de rotura à tração do betão.

Após calculados estes momentos, estes são transformados em cargas distribuídas ao longo da viga, de modo a que, quando a análise seja feita, esteja simulada a ação de uma onda de choque plana sobre a viga. Dá-se então:

$$P_f = \frac{8M_f}{L^2}$$

$$P_p = \frac{8M_p}{L^2}$$

Sendo P_f e P_p as cargas distribuídas de fendilhação e cedência da viga, respetivamente, e L o comprimento do vão da viga.

É ainda calculado um terceiro valor P_u , que é calculado exatamente da mesma forma que P_p mas utiliza f_{yu} e não f_{yd} , onde f_{yu} é a tensão de cedência pós endurecimento do aço.

A seguir é calculada a rigidez a longo prazo da viga, utilizando como referência o ponto de meio vão, a rigidez é dada por:

$$K_I = \frac{384 \cdot E_c \cdot I_I}{5 \cdot L^3}$$

$$K_{II} = \frac{384 \cdot E_c \cdot I_{II}}{5 \cdot L^3}$$

Onde E_c é o módulo de elasticidade (módulo de Young) do betão. É de notar que:

$$E_c = E_{cm} = E_{c,eff} \text{ para ações instantâneas.}$$

Após calculada esta rigidez, é possível calcular a deformação sofrida pela viga no momento em que ocorre a fendilhação e no momento em que ocorre a cedência através das seguintes expressões:

$$u_f = \frac{P_f}{K_I}$$

$$u_p = \frac{P_p}{K_{II}}$$

É ainda calculado um valor u_u , que é mais difícil de calcular, porque é o deslocamento atingido depois de o betão que estava à compressão parte por esmagamento e o aço atinge a sua tensão máxima pós endurecimento f_{yu} . Para este valor foi utilizado o valor máximo admitido pelo UFC [5] que pode ser observado na Tabela 4.1, uma rotação de apoio de 12°. Resultando assim:

$$u_u = \tan(12) * \frac{L}{2}$$

Tabela 4.1: Limites e tensões dinâmicas de um elemento estrutural de betão armado.				
Tipo de esforço	Tipo de reforço	Máxima rotação no apoio θ_m	Tensão Dinâmica	
			Aço	Betão
Flexão	Tensão e Compressão	$0 < \theta_m \leq 2$	f_{dy} (Apenas tensão)	f_{dc}
		$2 < \theta_m \leq 6$	$f_{dy} + (f_{du} - f_{dy})/4$	Esmagamento
		$6 < \theta_m \leq 12$	$(f_{dy} + f_{du})/2$	Esmagamento

Com estes valores calculados, é possível determinar o andamento do gráfico, representado na Figura 4.5.

Existem dois aspetos que são muito importantes de referir:

1º- Como os valores de P'_f e u'_f , que são os valores da carga de fendilhação e do deslocamento de fendilhação da secção rodada a 180°, dependem somente da resistência do betão à tração, os seus valores serão simétricos aos de P_f e u_f .

2º- O cálculo dos valores P'_p , u'_p e u'_u é feito da mesma maneira que para P_p , u_p e u_u , mas com a secção rodada a 180°, ou seja, considerando um carregamento negativo. O cálculo destes valores é instrumental para a análise visto que, ao se tratar de uma ação explosiva, a ação tanto pode vir de cima como de baixo, e mais, por ser uma ação forte e de curta duração, a estrutura será induzida a um estado vibratório, que levará a deformações positivas e negativas, independentemente da direção que vem a explosão

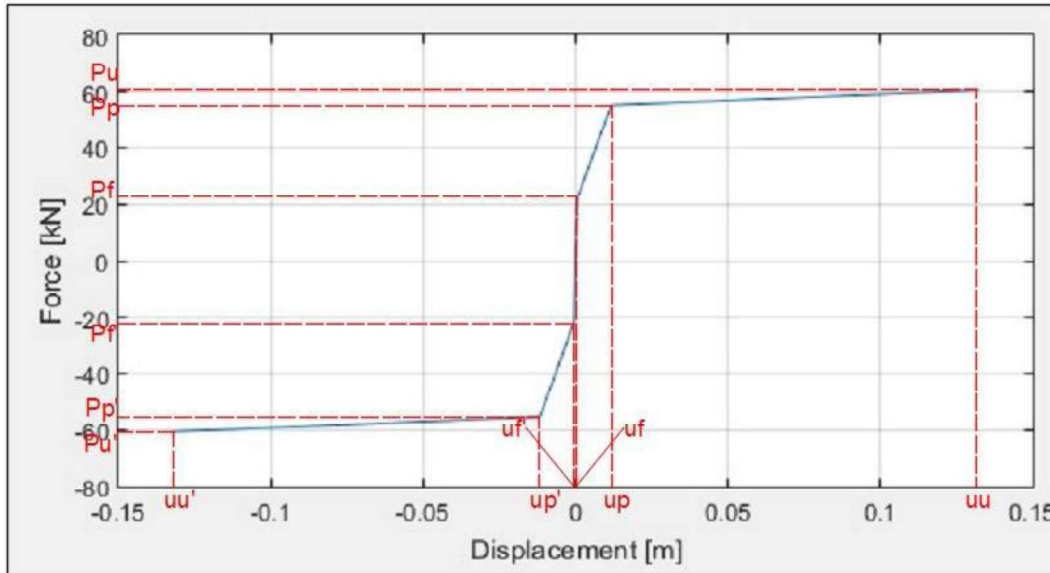


Figura 4.5: Curva de comportamento de uma viga de betão armado onde se pode observar os valores significativos de carga e deformação.

É de notar que o valor definido para o DIF é aplicado aos valores iniciais das resistências dos materiais.

4.3 Transformação no sistema de 1 GDL

Após definida a curva de comportamento, o utilizador pode então passar à próxima fase, clicando no botão “*SDOF Properties*”.

O utilizador é levado à janela representada na Figura 4.6, durante esta transição o programa automaticamente transmite a curva de comportamento e define os valores do coeficiente de carga-massa K_{LM} , para o comportamento elástico do sistema e para o comportamento plástico que, tal como visto anteriormente no Capítulo 3, será o único coeficiente a entrar na equação de equilíbrio dinâmico, alterando apenas a parcela da massa durante o processo de cálculo. O utilizador poderá ainda observar, copiar ou editar, se assim desejar, os valores significativos da curva de comportamento. Poderá também observar que o valor da massa já foi automaticamente preenchido utilizando as propriedades da secção definidas anteriormente e um peso volúmico para a viga de 25 KN/m³, mas poderá ainda ser editado, caso o utilizador assim pretenda. O utilizador terá também de definir o amortecimento da estrutura, em percentagem (amortecimento da estrutura a dividir pelo amortecimento crítico da estrutura).

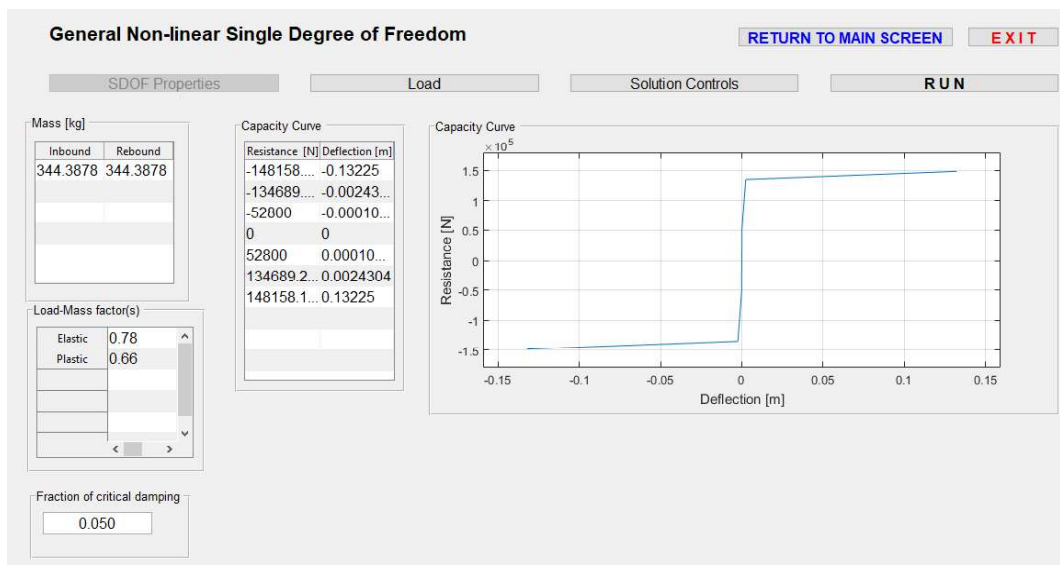


Figura 4.6: Sistema não linear de um GDL.

Estando as propriedades todas preenchidas passamos para a próxima etapa: determinação da carga, ao clicar no botão “Load”, na Figura 4.7.

4.4 Definição da carga e condições iniciais

Ao chegar a esta janela (Figura 4.7), o utilizador terá que introduzir o carregamento manualmente, visto que a opção “Free-air burst” ainda não está implementada. O carregamento pode ser definido por pontos (Piecewise definition) ou por uma função do Matlab; utilizaremos a segunda neste exemplo. Note-se que a função definida é triangular. Se observarmos novamente a Figura 2.4, podemos definir uma função triangular que começa com o valor da pressão de pico multiplicado pela área da superfície da viga real que estará sujeita ao carregamento, essa multiplicação é feita com o objetivo de obter uma força equivalente a ser aplicada no sistema equivalente de um grau de liberdade. O carregamento termina no instante t_d , sendo a pressão nesse instante nula. O utilizador definirá o intervalo de tempo durante o qual a estrutura estará sujeita à carga aplicada em “Time interval”, que é o tempo durante o qual a função definida para o carregamento será considerada, em casos gerais o tempo inicial será 0 e o tempo final será t_d . Por último, terão ainda que ser definidas as condições iniciais, em “Initial conditions”, sendo estas o deslocamento inicial e velocidade inicial.



Figura 4.7: Janela de definição de carga e condições iniciais.

Após definidos estes parâmetros, a última etapa será a definição do tipo de análise a efetuar, clicando na opção “Solution Controls”, que se pode observar na Figura 4.8.

4.5 Definição do “solver”

Nesta parte o utilizador terá que escolher o método de resolução do sistema, e tem duas opções:

1º- Método implícito de integração numérica de Newmark [12]:

Métodos implícitos tem uma formulação escrita no tempo $t + \Delta t$, variáveis desconhecidas estão implícitas na sua formulação e o sistema de equações algébricas deve ser resolvido para serem conhecidos os seus valores, o que pode tornar o cálculo demorado para sistemas com vários graus de liberdade. Normalmente é possível obter estabilidade com maiores passos de tempo nos métodos implícitos.

No solver de Newmark são utilizados dois parâmetros β e γ , parâmetros estes que vão definir o quanto a aceleração no fim de um passo de tempo afetará a velocidade e aceleração no fim de um passo de tempo, ao variar os valores destes parâmetros são obtidos as diferentes opções que podem ser observadas no programa. Para mais informação sobre o método de Newmark, consultar [12].

2º- Método explícito de integração numérica de Zhai [16]:

Métodos explícitos tem uma formulação escrita no tempo t , requerem uma capacidade de processamento consideravelmente menor, mas em contrapartida são menos estáveis.

O método de Zhai também utiliza dois parâmetros φ e ψ , parâmetros estes que controlam a estabilidade do método e a dissipação numérica do algoritmo. Para mais informação sobre o método de Zhai, consultar [16].

Ambos os algoritmos que foram utilizados, foram implementados em Matlab em 2008 pelo professor José Varandas, da FCT-UNL.

Após selecionado o “solver”, o utilizador terá de definir os limites de integração, ou seja, o intervalo total no qual a resposta será analisada, e o intervalo de integração, ou passo de tempo (dt).

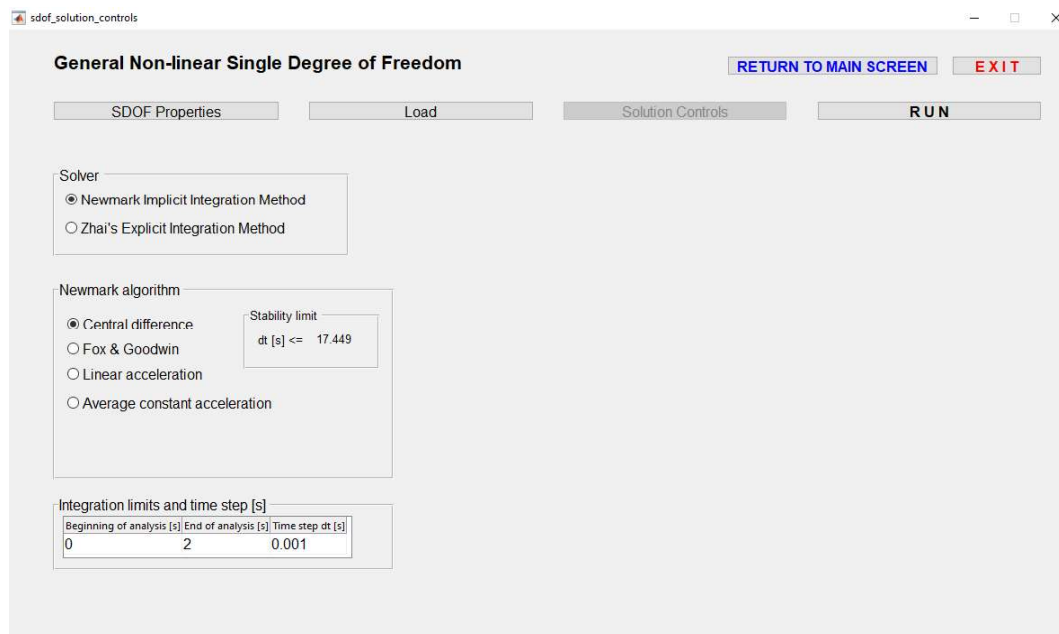


Figura 4.8: Janela de definição de carga e condições iniciais.

4.6 Execução do programa

Após a definição de todas as variáveis, o utilizador poderá então clicar em “RUN” obtendo assim gráficos de deformação-tempo (Figura 4.10), força-deformação (Figura 4.11), velocidade-deformação (Figura 4.12), e energia tempo (Figura 4.13). O utilizador tem assim acesso a toda a informação que pode ser observada nestas figuras sobre o que acontece à estrutura sujeita à carga previamente definida.

No gráfico de deformação-tempo o utilizador pode observar o que acontece à estrutura ao longo da análise. No gráfico de força-deformação o utilizador pode observar a força aplicada e o deslocamento sofrido, tal como o deslocamento residual que existirá na viga caso não haja rotura. No gráfico velocidade-deformação o utilizador pode visualizar qual foi a velocidade à qual

a estrutura foi sujeita ao longo do deslocamento. No gráfico de energia-tempo o utilizador pode observar como a estrutura dissipou a energia que lhe foi fornecida pela ação, esta pode dissipar a energia elasticamente (através da sua deformação elástica), cineticamente (através do movimento), viscoelasticamente (através do amortecimento) ou histereticamente (através da plastificação).

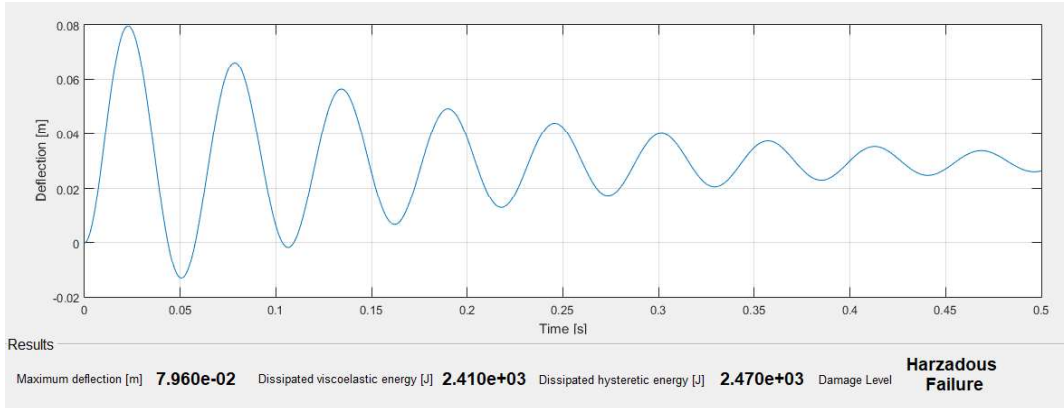


Figura 4.9: Gráfico de deformação-tempo

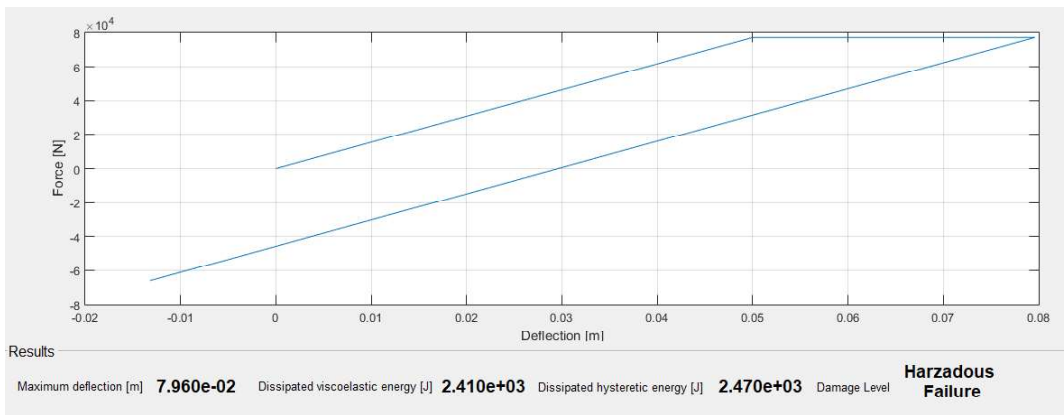


Figura 4.10: Gráfico força-deformação

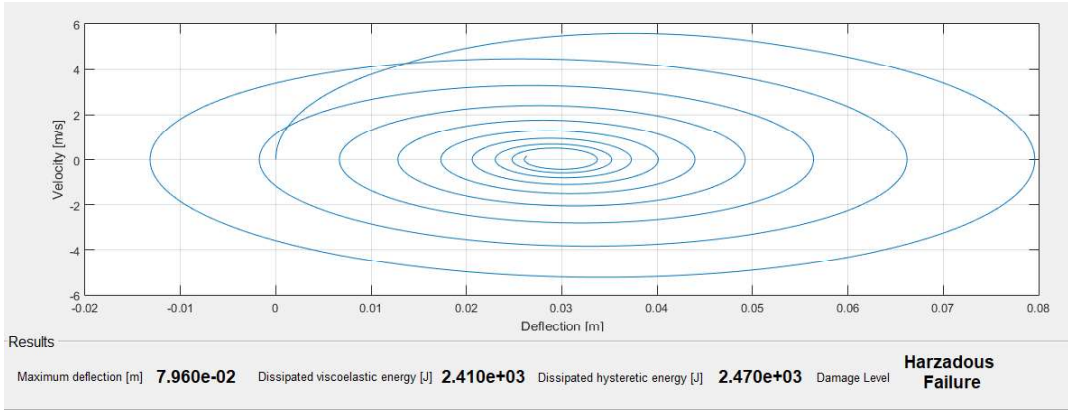


Figura 4.11: Gráfico Velocidade-Deformação

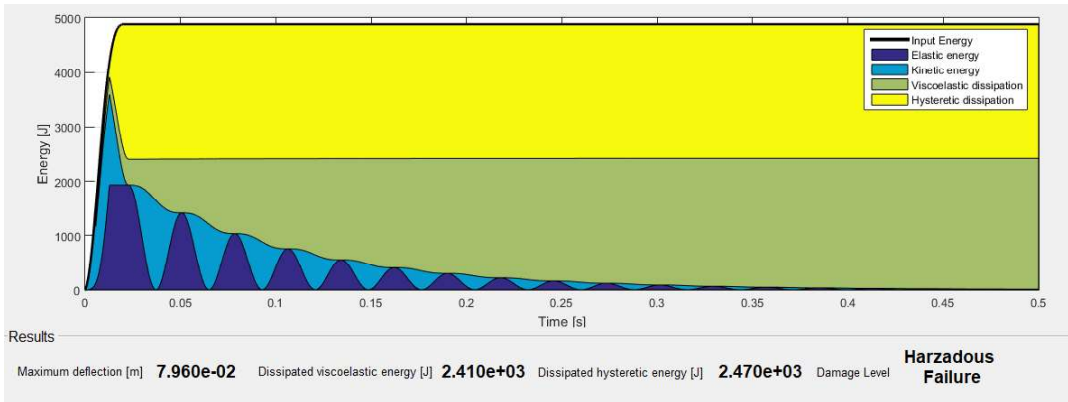


Figura 4.12: Gráfico de Energia-Tempo.

Capítulo 5

Casos de estudo

O presente capítulo tem como objetivo fazer comparações entre resultados obtidos para vigas com as mesmas composições, sujeitas às mesmas ações, mas analisadas por métodos numéricos e experimentais e será então feita uma comparação com os resultados obtidos através do método aproximado discutido no Capítulo 3, aplicado no programa descrito no Capítulo 4.

5.1 Caso número 1

Este caso de estudo trata-se de uma verificação do funcionamento do programa com base nos resultados analíticos obtidos por Biggs (1964) [1] (Figura 5.1) de máxima resposta esperada de um sistema de um grau de liberdade não linear sujeito à uma carga triangular subitamente aplicada. Este será um bom exemplo de verificação porque a ação explosiva pode ser simplificada e aproximada por um carregamento triangular, tal como aquele que será a ação neste caso de estudo.

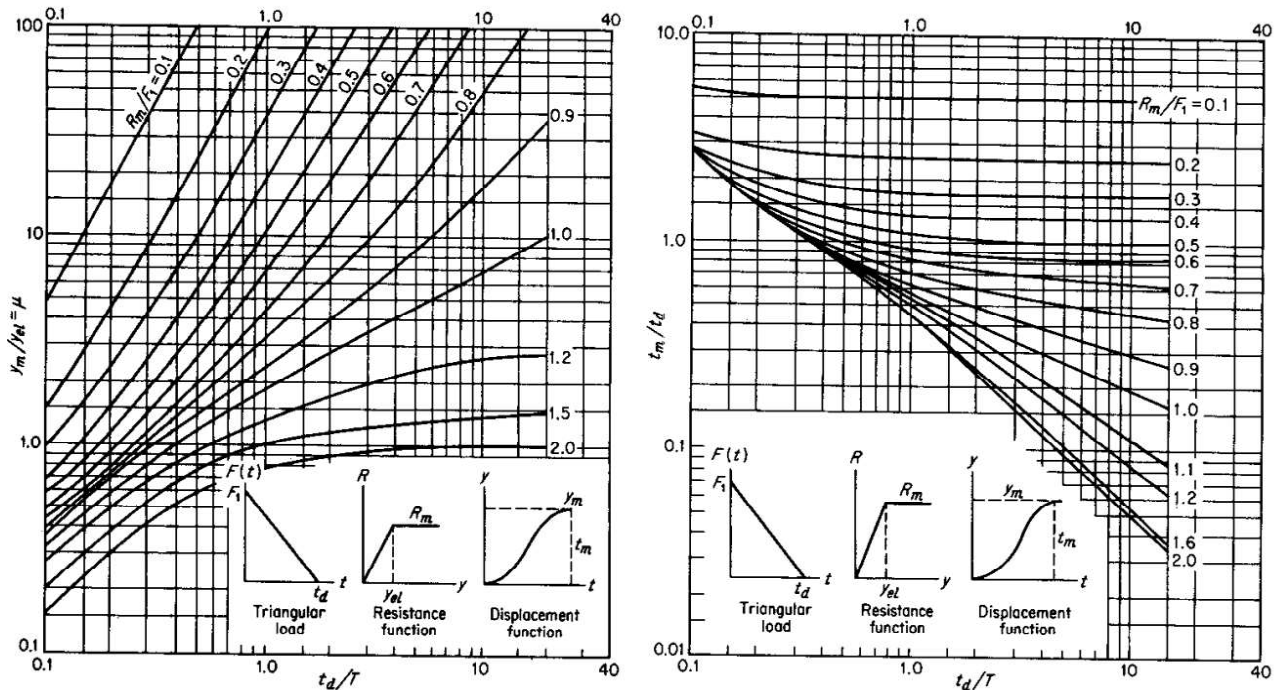


Figura 5.1: Gráficos relativos à resposta de um sistema de um GDL não linear sujeito a uma carga triangular subitamente aplicada. Fonte: [1]

As relações entre valores para a realização deste caso de estudo foram escolhidas aleatoriamente, tais como os parâmetros iniciais necessários para a análise, sendo estes os seguintes:

Tabela 5.1: Dados utilizados no caso de estudo nº1					
Exemplo	$\frac{R_m}{F_1}$	$\frac{t_d}{T}$	M (kg)	k (N/m)	R_m N
A	1.0	1.0	500	700000.0	7000
B	0.9	0.7	700	375000.0	7500
C	0.8	1.2	800	266666.7	8000

A partir dos valores iniciais escolhidos acima foram calculados os valores necessários para a análise dos gráficos na Figura 5.1, e os resultados obtidos através da análise destes gráficos foram os seguintes:

Tabela 5.2: Resultados obtidos através de Biggs para o caso de estudo nº 1					
Exemplo	T_n (s^{-1})	t_d (s)	t_m (s)	y_{el} (m)	y_{max} (m)
A	0.16784	0.16784	0.096654	0.01	0.01888
B	0.271327	0.189929	0.202487	0.02	0.036158
C	0.34397	0.412764	0.234639	0.03	0.11228

Foi utilizado outro gráfico, idêntico ao gráfico da figura 5.1, presente em [5] para a determinação dos valores na tabela 5.2, no qual foi possível determinar os resultados com uma maior precisão através de uma ferramenta de leitura de gráficos.

A partir destes dados foi feita a análise para comparação do máximo deslocamento obtido através do programa com o máximo deslocamento obtido através das Tabelas. Os resultados obtidos podem ser observados nas Figuras 5.2, 5.3 e 5.4 e a comparação de resultados pode ser observada na Tabela 5.3.

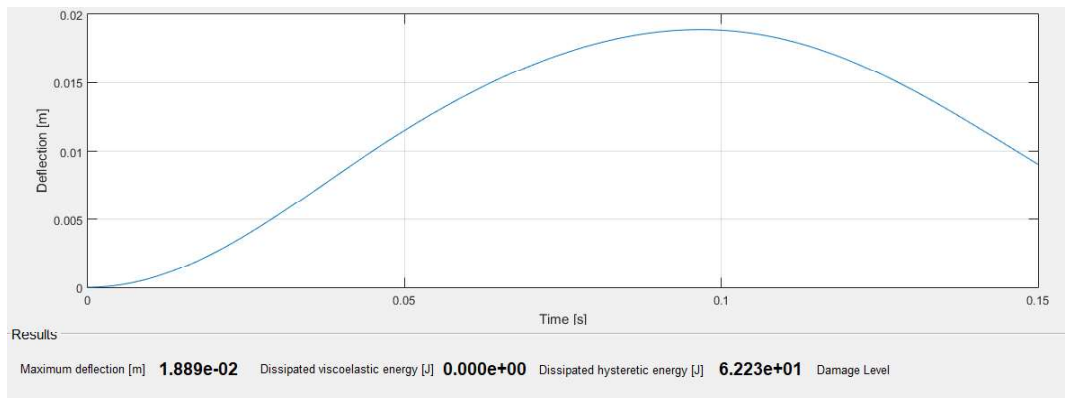


Figura 5.2: Gráfico da resposta do caso de estudo número 1, exemplo A

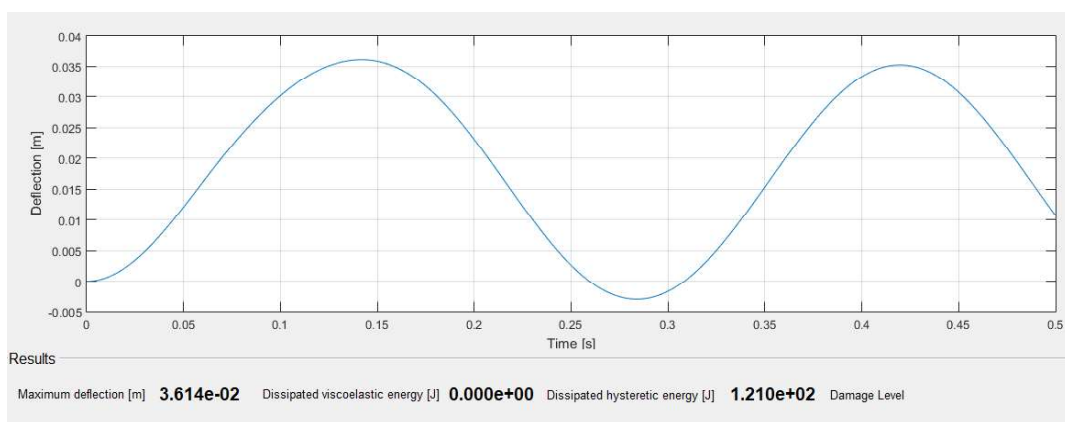


Figura 5.3: Gráfico da resposta do caso de estudo número 1, exemplo B

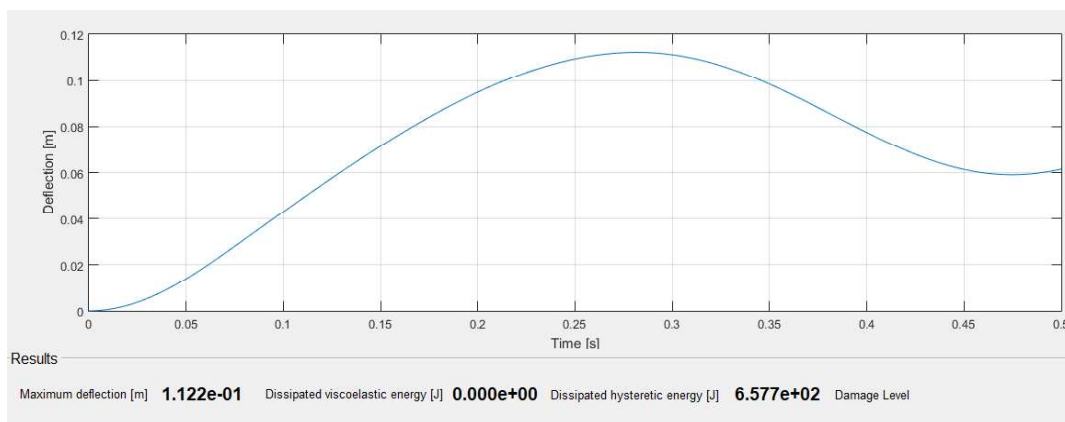


Figura 5.4: Gráfico da resposta do caso de estudo número 1, exemplo C

Tabela 5.3: Comparação de resultados de Biggs e PRINCE para o caso de estudo nº1			
Exemplo	y_{max} (Biggs) (m)	y_{max} (PRINCE) (m)	Erro (%)
A	0.01888	0.01889	0.052966
B	0.036158	0.03614	0.049782
C	0.11228	0.11220	0.07125

Como se pode observar na Tabela 5.3 os resultados obtidos foram bastante precisos, sendo o maior erro obtido no exemplo C, de aproximadamente 0.07%. Estes erros podem ter surgido devido à aproximação realizada pelo programa quando apresenta os resultados com três casas decimais, pelo que podemos admitir que o modelo é funcional e está calibrado.

5.2 Caso número 2

Este caso foi realizado com programas de cálculo automático, e através do método de integração de Newmark, para fazer a comparação entre o método numérico e a resposta real, obtida em [10].

Todos os dados e resultados foram retirados de [13], estes dados podem ser observados na Figura 5.5 e na Tabela 5.4, e os resultados obtidos pelos autores na Figura 5.7. É de notar que os autores deste exemplo aumentaram o número de elementos finitos utilizados na análise de modo a obterem um resultado mais preciso. Os valores das propriedades dos materiais foram introduzidos diretamente no código do programa para obter uma resposta mais próxima.

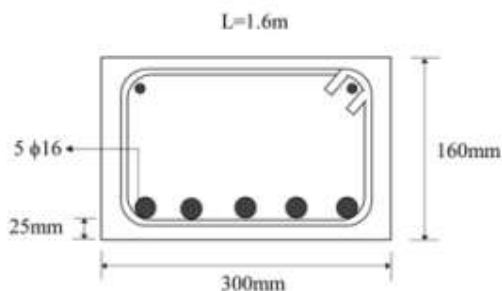


Figura 5.5: Secção da viga do caso número 2.

Tabela 5.4: Propriedades dos materiais utilizados no caso de estudo número 2			
Betão		Aço	
Módulo de elasticidade (E)	34.40	Módulo de elasticidade (E)	210
Fcd (MPa)	43	Fyd (Mpa)	604
Fctm (MPa)	4.2	Percentagem mecânica de armadura (w)	0.34
Densidade($kg / m^{1/3}$)	2500	Densidade($kg / m^{1/3}$)	7800

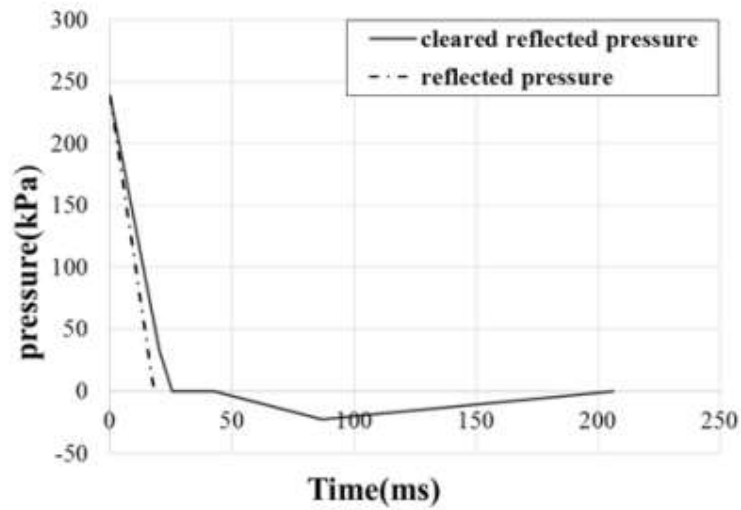


Figura 5.6: Gráfico de pressão-tempo representativo da ação explosiva utilizada no exemplo.

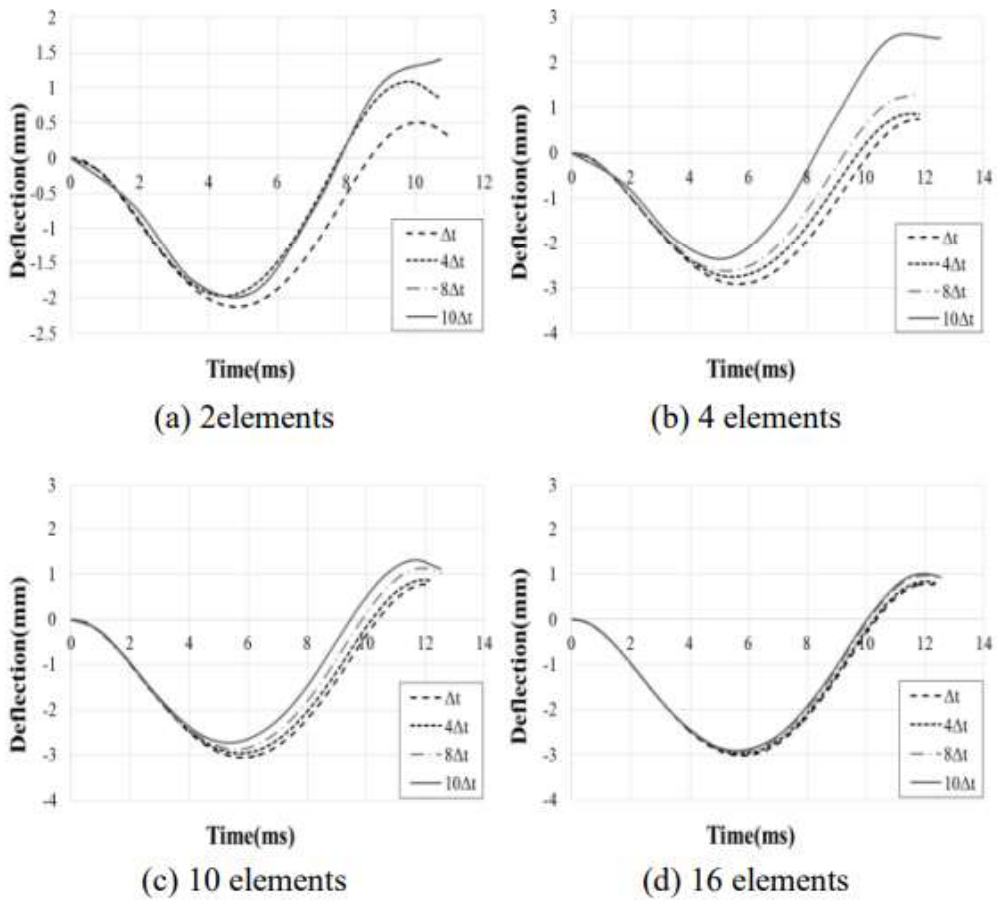


Figura 5.7: Gráficos de resultados obtidos pelos autores do exemplo, com diferentes gráficos para diferentes números de elementos finitos e diferentes curvas para diferentes passos de tempo para a análise.

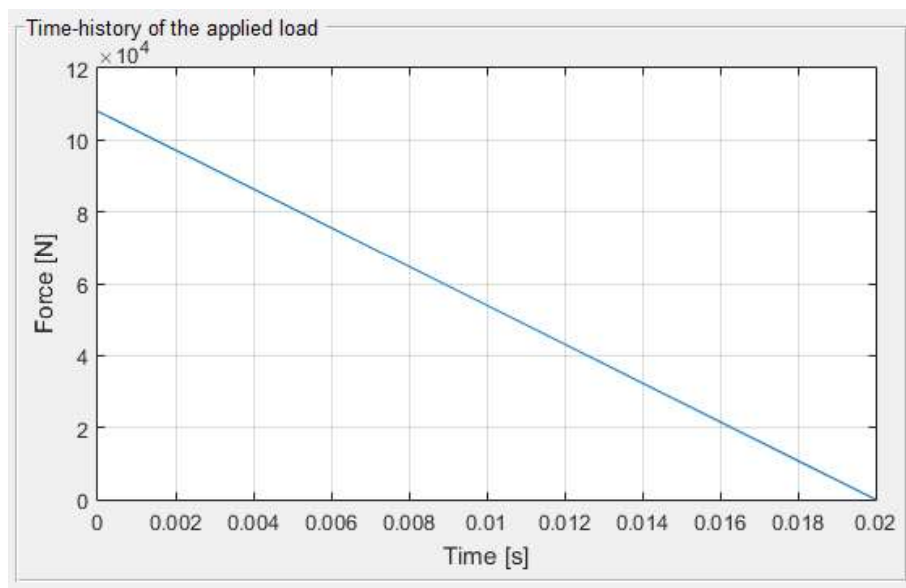


Figura 5.8: Gráfico de força-tempo utilizado no cálculo.

É de notar que, no exemplo acima representado, os autores consideraram que a fonte da explosão estava suficientemente distante para que a onda que atinge a viga seja considerada plana. É também importante referir que, para as suas análises com o método de Newmark os autores só consideraram a parte positiva de pressão, visto que a parcela negativa é significativamente inferior e teria pouca influência, tal como o que foi feito na análise realizada pelo programa PRINCE. Os autores utilizaram também DIFs com base nas expressões simplificadas propostas por Saatcioglu [15], como isto não é possível nesta versão do programa PRINCE foi assumido um valor de 1.2 [5] para os DIFs do betão e do aço.

Ao introduzir os dados no programa PRINCE, foram utilizadas as mesmas propriedades para os materiais, que por serem diferentes das propriedades dos materiais pré definidos, tiveram de ser introduzidas diretamente no código do programa, para o carregamento foi considerada uma pressão de pico de 240kPa e t_d de 20ms, a atuar numa superfície com 1.5 m de comprimento e 0.3 m de largura como se pode observar na Figura 5.9.

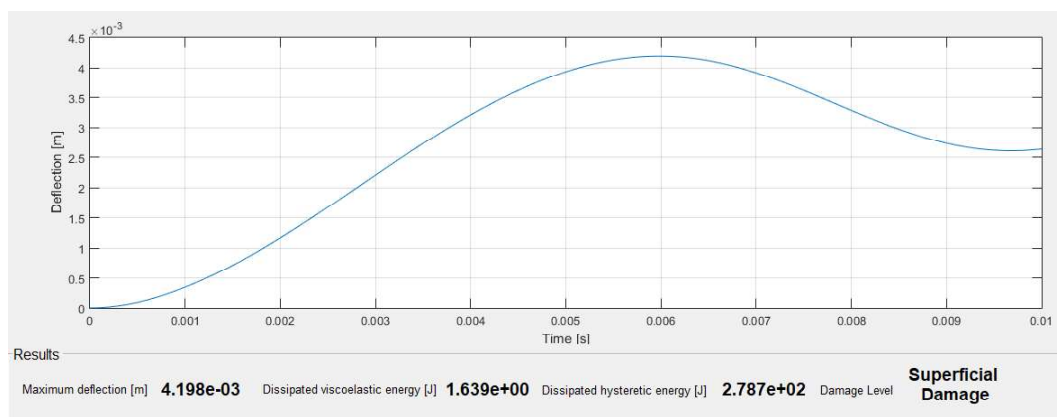


Figura 5.9: Curva deformação-tempo e resultados obtido no programa PRINCE para o caso de estudo nº1.

Como se pode observar, ao comparar o resultado obtido pelo programa com o valor obtido pelos autores de [13], os valores são relativamente próximos em valor absoluto, sendo que o valor obtido pelo programa PRINCE é maior que todas as iterações realizadas pelos autores do artigo. Sendo assim pode-se afirmar que o resultado obtido pelo programa PRINCE é mais conservativo do ponto de vista do dimensionamento.

É importante referir ainda que a estrutura em questão teria deslocamentos maiores se o tempo de análise fosse maior, visto que o carregamento tem uma duração de 0.02 s, mas para efeitos de comparação com os resultados obtidos pelos autores do artigo em questão a análise foi realizada apenas para os primeiros 0.01 segundos.

5.3 Caso número 3

Neste caso de estudo o autor de [10] realizou casos práticos, onde sujeitou vários tipos de viga a cargas explosivas.

Todos os dados e resultados foram retirados de [10] os dados não especificados foram calculados com base na norma EN 1992-1 [7].

As propriedades da secção podem ser observadas na Figura 5.10 e as propriedades dos materiais na Tabela 5.5:

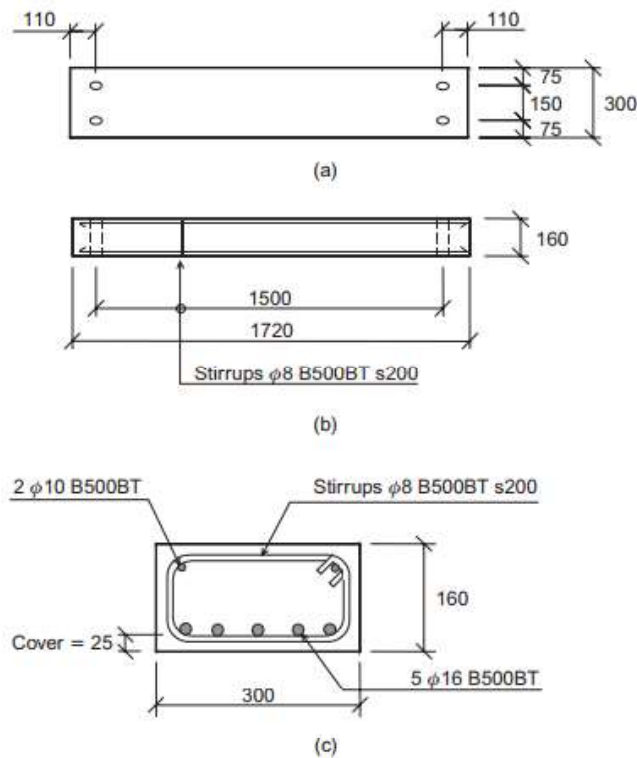


Figura 5.10: Disposição da viga (a) em planta, (b) alçado, (c) secção transversal.

Tabela 5.5: Propriedades dos materiais utilizados no caso número 3 [10].						
Tipo de viga	F _{cd} (MPa)	Armadura de tração	F _y (MPa)	F _{ctm} (MPa)	E _c (GPa)	E _y (GPa)
B100(12)	81	4 φ 12 mm	555	4.8	42	210
B140	92	6 φ 12 mm	544	5.0	44	210

Os resultados obtidos pelos autores do artigo podem ser observados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6: Resultados obtidos no caso número 3 [10].				
Tipo de Viga	Carga explosiva (kg)	Pressão Refletida (P_{so}) (kPa)	Impulso (i_s) (kPa s)	Deformação última a meio vão (mm)
B100(12)	3.0	1946 ± 15	9.58	44.6
B140	2.5	1558 ± 7	8.34	38.9

As vigas a serem analisadas serão as vigas B100(12) e B140, pois foram as únicas vigas sem reforço de fibra ou duas camadas que romperam por flexão. Mais uma vez os materiais não tinham as mesmas propriedades que os materiais pré-definidos no programa por serem betões de alta resistência, portanto estas propriedades tiveram de ser introduzidas diretamente no código do programa.

A carga a ser utilizada no programa foi deduzida a partir da Tabela 5.6, utilizando a pressão refletida e o impulso, sendo que a primeira será a pressão de pico, e o impulso será usado para calcular t_d através de:

$$t_d = \frac{2i_s}{p_{so}}$$

Foi assumido um DIF de 1.2 [5] para o betão e o aço de ambas as vigas para melhor simular o comportamento dos materiais sujeitos à ação explosiva.

Os resultados e os gráficos de carregamento obtidos podem ser observados para os diferentes casos nas Figuras 5.11 e 5.12.

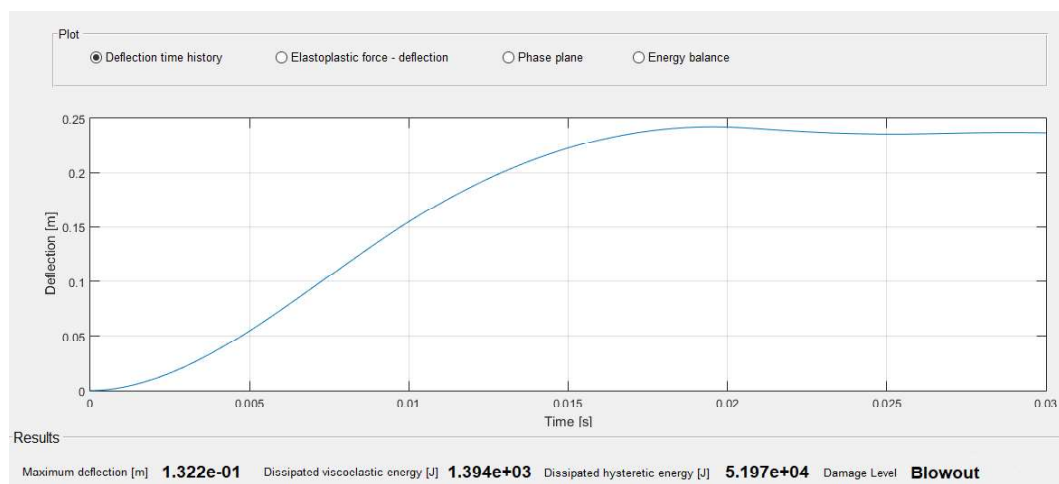


Figura 5.11: Curva deformação-tempo e resultados obtido no programa PRINCE para o caso de estudo nº3, viga B100(12).

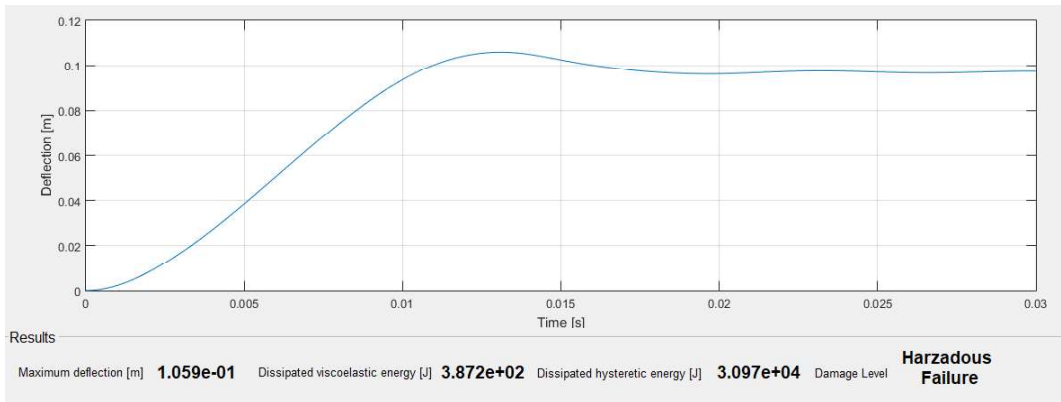


Figura 5.12: Curva deformação-tempo e resultados obtido no programa PRINCE para o caso de estudo nº3, viga B140.

Para a viga B100(12), a deformação obtida experimentalmente foi de 44.6mm e a deformação obtida através do programa PRINCE foi de 132.2mm (Figura 5.11). Para a viga B140, a deformação obtida experimentalmente foi de 38.9mm e a deformação obtida pelo programa PRINCE foi de 105.9mm (Figura 5.12).

Como se pode observar, os resultados obtidos não estão próximos da realidade, o que pode significar que a aproximação feita para o máximo deslocamento do endurecimento pós cedência para um ângulo de rotação no apoio de 12° pode não ser precisa, tais como as propriedades dos materiais também não será exatamente a mesma Há que se considerar também que os carregamentos efectuados neste caso de estudo foram muito superiores ao carregamento efectuado no 2º caso de estudo, isto pode afetar a precisão dos DIFs utilizados, visto que a taxa de deformação será consideravelmente maior que no 2º caso de estudo.

Capítulo 6

Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1 Conclusões

Na presente dissertação, foi estudado um método de análise simplificado de elementos estruturais, mais especificamente de vigas de betão armado, sujeitas a ações explosivas. A consequência de uma ação desta natureza é, quase sempre, uma resposta inelástica por parte da estrutura. Isto leva a que, para ser possível obter um resultado minimamente próximo da realidade, seja necessário a realização de uma análise inelástica, o que normalmente implica um processo demorado.

Foi com isto em mente que o autor desta dissertação desenvolveu um módulo que foi introduzido no programa PRINCE previamente desenvolvido, que permite converter uma viga de betão armado num sistema não linear de um grau de liberdade para posterior análise dinâmica.

Para testar a precisão do método simplificado introduzido no programa PRINCE o autor deste estudo recorreu aos resultados obtidos analiticamente por Biggs e a dois artigos científicos sobre a resposta de vigas de betão armado sujeitas a ações explosivas, procedendo-se a uma comparação dos resultados obtidos utilizando os dados de Biggs, e os resultados computacionais e experimentais presentes nos artigos com os resultados obtidos através do programa PRINCE. Através destas comparações foram desenvolvidos casos de estudo que permitiram ao autor tirar algumas conclusões sobre o funcionamento do programa PRINCE.

Os casos de estudo realizados ao longo deste trabalho diferiram bastante em termos de erro, o que é de se esperar num método simplificado. No entanto, não há dúvida que este método simplificado é um bom método para uma análise rápida, visto que todos os resultados obtidos foram conservativos. Com base nesta observação, o autor recomenda o uso dos métodos simplificados de conversão de peças estruturais em sistemas não lineares de um grau de liberdade se o objetivo for realizar várias iterações em um elemento estrutural com base nos níveis de dano para obtenção dos resultados desejados.

6.1 Desenvolvimentos futuros

O uso de um método simplificado de análise poupará tempo se o objetivo for analisar a resposta de um elemento estrutural sujeita a uma ação explosiva.

Visto que o programa PRINCE traz grandes vantagens a nível de complexidade e de consumo de tempo, é de grande interesse o contínuo desenvolvimento desta plataforma. Recomenda-se então, para desenvolvimento futuro do programa PRINCE as seguintes atividades:

- Encontrar melhor maneira de calcular o deslocamento ultimo da viga e realização de mais testes para obtenção de resultados mais aproximados aos obtidos experimentalmente e em outros programas de cálculo automático.
- Completar o módulo da viga com o pré-esforço, mais opções de secções (ex: em I, em T), mais opções de reforço para a viga (ex: Confinamento).
- Desenvolvimento dos restantes módulos da plataforma: Viga de aço; Laje de betão armado em uma direção; Laje de betão armado em duas direções; Diagramas de Pressão-Impulso e Distância-Peso de carga.
- Introdução da possibilidade de realização de análises diferentes com base na proximidade de carga.

Bibliografia

- [1] Biggs, J. (1964), *Introduction to Structural Dynamics*. United States, McGraw-Hill Book Company.
- [2] Brálio, L. (2010), *Modelos para a quantificação da deformação em vigas de betão armado*, Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologias.
- [3] Brode H. L., (1955), *Numerical solution of spherical blast waves*, Journal of Applied Physics, American Institute of Physics, New York.
- [4] Cormie et al, D. M. (2009), *Blast Effects on Buildings, 2nd Edition*, London, Thomas Telford.
- [5] Dept of Defense (2008), *Unified Facilities Criteria: Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions*, UFC 3-340-02.
- [6] Dusenberry, D. (2010), *Handbook for blast-resistant design of buildings*, London, John Wiley & Sons.
- [7] EN1992-1- 1 - *Eurocode 2 – Design of concrete structures*, CEN, Dez. 2004.
- [8] Kingery C. N., Bulmash G. (1984), *Technical report ARBRL-TR-02555: Air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical burst*, AD-B082 713, U.S. Army Ballistic Research Laboratory, Aberdeen Proving Ground, MD.
- [9] Lúcio, V., *Folhas da disciplina de Estruturas de Betão Armado I*, FCT/UNL
- [10] Hallgren, M & Ansell, Anders & Magnusson, Johan. (2010), *Air-blast-loaded, high-strength concrete beams. Part I: Experimental investigation*, Magazine of Concrete Research, 62, pp. 127-136.
- [11] Ngo, Tuan & Mendis, Priyan & Gupta, Anant & Ramsay, J. (2007), *Blast loading and blast effects on structures - An overview*, Electronic Journal of Structural Engineering, 7, pp. 76-91.
- [12] Newmark, N. M. (1959), *A Method of Computation for Structural Dynamics*, Journal of the Engineering Mechanics, pp. 67-94.

- [13] Park, G., Kwak, H. (2016), *Numerical Analysis of RC Beam Subjected to Blast Load*, International Journal of Structural and Civil Engineering Research, Vol.5,1.
- [14] PDC-TR 06-08, *Single Degree of Freedom Structural Response Limits for Antiterrorism Design*, U.S. Army Corps of Engineers, Protective Design Center, Revision 1, 2008.
- [15] Saatcioglu, M., Lloyd, A., Jacques, E., Braimah A., and Doudak G. (2011), *Forced Research for Development of a CSA Standard on Design and Assessment of Building Subjected to Blast Loads*, Interim Report Submitted to Public Works and Government Services, Canada, Hazard Mitigation and Disaster Management Research Center, University of Ottawa, Ottawa, Canada.
- [16] Zhai, W. M. (1996). *Two Simple Fast Integration Methods for Large-Scale Dynamic Problems in Engineering*, Methods in Engineering, 39, pp. 4199–4214.
- [17] Karlos, V., Solomos, G. (2013), *Calculation of Blast Loads for Application to Structural Components*, Report EUR 26456 EN.
- [18] Newmark N.M., Hansen R.J. (1961), *Design of blast resistant structures, Shock and Vibration Handbook*, Vol.3, Eds. Harris & Crede, McGraw-Hill, New York.
- [19] Mills C.A. (1987), *The design of concrete structures to resist explosions and weapon effects*, Proceedings of the 1st Int. Conference on concrete for hazard protections, Edinburgh, UK.