U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

ANÁLISE DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE ESTRUTURAS ARQUEOLÓGICAS EM ARCO

Ferramenta de Apoio à Decisão

LUÍS TIAGO LOPES COELHO FERREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requesitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes

---

Coorientador: Doutor Bruno Luís Quelhas da Silva

JUNHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil – 2014/2015 – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A black cat crossing your path signifies that the animal is going somewhere.

Groucho Marx

AGRADECIMENTOS

A investigação, estudo, análise de resultados e demais trabalho envolvido na criação desta tese foi desenvolvido no âmbito das teses de mestrado integrado do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pelo que quero deixar aqui o reconhecimento a esta instituição.

A presente dissertação de mestrado não é o resultado do intenso trabalho de uma pessoa singular mas sim a conjugação de esforços de diferentes intervenientes formando uma equipa de trabalho. Sem esta articulação a presente dissertação dificilmente teria chegado a bom porto. Em detrimento de todo esse trabalho gostaria de deixar, a minha gratidão a quem me acompanhou a nível académico na elaboração da presente dissertação, nomeadamente o Professor João Paulo Sousa Costa de Miranda Guedes e o Doutor Bruno Luís Quelhas da Silva. Foi importante e proveitoso receber o conselho e guia de pessoas com tão vasta experiência quer no meio académico quer no meio profissional.

O maior agradecimento não poderia de deixar de ser para quem está sempre lá e me serve de modelo e base de apoio em todos os momentos sendo que a fase de elaboração do presente documento não foi exceção. À minha família e amigos, o meu obrigado por tudo!

RESUMO

Os eventos sísmicos são uma das maiores ameaças naturais às estruturas de alvenaria. A avaliação da sua vulnerabilidade sísmica permanece como um desafio profissional e científico. Esta dissertação procura lançar uma luz adicional para o entendimento do comportamento de arcos de alvenaria quando submetidos a ações sísmicas, criando procedimentos de apoio à decisão de intervenção.

A dissertação encontra-se fasciculada, começando por apresentar a alvenaria enquanto tipologia construtiva, as suas características mecânicas, as tipologias de alvenarias mais comuns e sobretudo o seu comportamento perante solicitações sísmicas actuantes em diferentes direções (fora e no plano das paredes). É feita uma caracterização histórica do emprego do arco de alvenaria de pedra (função e forma) e detalha-se o arco objeto de estudo mais aprofundado nesta investigação: o arco pleno de alvenaria de pedra empregue em aquedutos existentes em Portugal.

Apresentam-se, numa perspetiva histórica, as diferentes abordagens ao funcionamento do arco e as teorias que suportaram o dimensionamento e o conhecimento da sua resposta estrutural, e nos quais se baseia o conhecimento atual, assim como as metodologias existentes para análise estática, análise quase-estática e análise dinâmica dos arcos de alvenaria de pedra. No caso da análise dinâmica, é proposta uma relação de deslocamentos máximos horizontais necessários para a formação do mecanismo de colapso no plano, face a uma aceleração lateral em correspondência com os fenómenos sísmicos.

Foram então efectuadas análises sísmicas por forma a quantificar a influência do tipo de solo (EC8) de fundação, do comprimento da flecha, da espessura do arco e do número de aduelas por arco na vulnerabilidade sísmica dos arcos semicirculares de alvenaria de pedra. Numa primeira fase realizou-se uma análise determinística envolvendo os fatores acima descritos na probabilidade de colapso para as diferentes regiões sísmicas do território nacional. A modelação dos arcos foi efetuada com recurso ao método dos elementos discretos, utilizando o *software* 3DEC. Posteriormente determinaram-se as curvas de fragilidade para um único modelo e tipo de solo específico, em função das características geométricas dos arcos. Por fim, esta dissertação apresenta ainda, para este mesmo modelo, uma análise semelhante para uma solicitação aplicada na direção horizontal perpendicular ao plano do arco, vulgarmente designada por ação fora-do-plano.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenaria, Arcos, Método dos Elementos Discretos, Vulnerabilidade Sísmica, Análise Dinâmica.

ABSTRACT

One of the biggest natural threats to masonry structures are seismic events. The evaluation of the seismic vulnerability of those structures remains a scientific and professional challenge. This dissertation aims at deepen the knowledge on the behaviour of masonry arches under seismic excitation, with a goal of creating a tool to support the decision to intervene.

The thesis starts by discussing, stone masonry as a building typology, the characterization of masonry has a material, in respect of its mechanical characteristics, most common typologies and above all its behaviour when submitted to seismic excitations in the two main directions (in-plane and out-of-plane).

The second phase has been fasciculated; presenting first a historical characterization of masonry arches uses (functions and shapes). The semicircular arch is presented has the main study object in the dissertation – the semicircular arch of stone masonry in aqueducts built in continental Portugal.

Still in this second phase is presented without despise the historical prespective, the approachs to the knowledge of arch function and the background theories that support it's design and the knowledge of their structural response witch give base to the contemporary knowledge of the arch.

It's presented the existing methodologies to the static analysis, the quasi-static analysis and the dynamic analysis of a stone masonry arch. For the dynamic analysis methods its proposed a maximum displacement relation needed to form a colapse mechanism while under a lateral aceleration with correspondency of seismic fenomenal events.

With this procedure has been carried out numerical analysis of the seismic vulnerability of arches in order to quantify the influence of type of the soil (Eurocode 8), the dimension of the spam, the thickness of the voussoirs and the number of voussoirs.

In a first phase it was carried out a deterministic analysis to the influence parameters specified above in the collapse probability to different seismic regions of national territory.

The modeling of the arches for analyse of seismic vulnerability has been elaborate with the Discreet Elements Method in a particular by using the 3DEC software.

In a later stage is presented, for a single model, depending on the geometric characteristics and for a specific type of soil a probabilistic approach to evaluate the seismic vulnerability (fragility curves). Is also presented a methodology with base in the geometric characteristics of the model and the type of soil evaluate the seismic vulnerability. At last in this thesis is presented, to the same model, an analysis of same type to a solicitation in out of plane direction.

KEYWORDS: Masonry, Archs, Discrete Element Method, Seismic Vulnerability, Dynamic Analysis.

INDICE GERAL

AGRADECIMENTOS I
RESUMO III
ABSTRACT V
ÍNDICE GERAL VI
ÍNDICE DE FIGURAS IX
ÍNDICE DE TABELAS XIII
LISTA DE ACRÓNIMOS XV
UNIDADES XV
SÍMBOLOS XV

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. ENQUADRAMENTO 1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO 2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 3
2. ALVENARIAS 5
2.1. INTRODUÇÃO 5
2.2. MATERIAL: ALVENARIA DE PEDRA 6
2.3. TIPOLOGIAS DE ALVENARIA 6
2.3.1. METODOLOGIAS DE CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E MATERIAL DE ALVENARIAS 6
2.3.2. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE PAREDES EM ALVENARIA DE PEDRA 10
2.4. VULNERABILIDADE SÍSMICA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA 11
2.4.1. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA: MECANISMOS DE COLAPSO 12
2.5. SUMÁRIO 15
3. ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA 17
3.1. GENERALIDADES SOBRE ARCOS 17
3.1.1. DEFINIÇÃO 17
3.1.2. CARACTERIZAÇÃO DO ARCO QUANTO À FUNÇÃO 17
3.1.3. CARACTERIZAÇÃO DO ARCO QUANTO À CONSTITUIÇÃO 18
3.1.4. CARACTERIZAÇÃO DO ARCO QUANTO À FORMA 19
3.1.5. ARCO DE VOLTA PERFEITA 20
3.2. RESENHA HISTÓRICA: O CONHECIMENTO ESTRUTURAL DO ARCO 20

3.2.1 Antiguidade Clássica 20
3.2.2 De Roma à Época Medieval 21
3.2.3 Renascimento ao século XIX 22
3.2.4 Século XX até aos nossos dias 26
3.3 Sumário 28
4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ARCOS - ANÁLISE ESTÁTICA 31
4.1. Métodos Gráficos 31
4.1.1. Linha de Pressões Definida pelo Núcleo Central 31
4.1.2. Linha de Pressões Definida pela Geometria da Catenária 33
4.1.3. Polígono Funicular 35
4.1.4. Método de Fuller 36
4.1.5. Método de Pippard 37
4.1.6. Teoria da Análise Limite em Estruturas de Alvenaria 38
4.2. Métodos Analíticos 40
4.2.1. Dimensionamento da Espessura dos Pés Direitos 41
4.2.2. Coeficiente de Segurança Geométrico de Arcos de Alvenaria de Pedra 43
4.2.3. Cargas de Colapso de Acordo com Análise Plástica 44
4.3. Métodos Computacionais 45
4.4 Sumário 46
5. COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ARCOS - ANÁLISE DINÂMICA 49
5.1. Aproximação ao Estado Estático 49
5.1.1. Análise pela Linha de Pressões 49
5.2. Análise pelas Equações de Movimento 51
5.2.1. Bloco de Housner 51
5.2.2. Arco de Oppenheim 57
5.3. Sumário 61
6. VULNERABILIDADE SÍSMICA DE ARCOS 63
6.1. Introdução 63
6.2. Análise Paramétrica 64
6.3. Modelo de Elementos Discretos 66
6.4. Calibração do Modelo de Elementos Discretos 68

6.4.1. ABORDAGEM DE DEJONG PARA O CÁLCULO DO AMORTECIMENTO DE RAYLEIGH 69

6.5. DEFINIÇÃO DO MECANISMO DE COLAPSO EM FUNÇÃO DOS DESLOCAMENTOS – NO PLANO DA ESTRUTURA 76

6.5.1. ASPETOS GERAIS E PRESSUPOSTOS 76

6.5.2. ANÁLISE DA "LINHA DE PRESSÕES" (LINHA DE DESLOCAMENTOS) 76

6.5.3. DETERMINAÇÃO DO CRITÉRIO DE FORMAÇÃO DO MECANISMO DE COLAPSO 77

6.5.4. CONCLUSÕES 80

6.6. DEFINIÇÃO DO MECANISMO DE COLAPSO EM FUNÇÃO DOS DESLOCAMENTOS – FORA DO PLANO DA ESTRUTURA 80

6.7 SUMÁRIO 83

7. ESTUDOS NUMÉRICOS DA AÇÃO SÍSMICA 83

7.1. INTRODUÇÃO 84

7.2 SOLICITAÇÃO SÍSMICA EM ARCOS DE ALVENARIA DE PEDRA 84

7.3 ANÁLISE DETERMINÍSTICA DA SOLICITAÇÃO SÍSMICA EM ARCOS DE ALVENARIA DE PEDRA – SOLICITAÇÃO NO PLANO 88

7.3.1 MODELO DE 4 M DE VÃO – MOD 4 88

7.3.2 MODELO DE 6 M DE VÃO – MOD 6 91

7.3.3 MODELO DE 8 M DE VÃO – MOD 8 94

7.3.4 COMPARAÇÃO DA PROBABILIDADE DE COLAPSO DOS 3 MODELOS 97

7.4 ANÁLISE PROBABILÍSTICA 98

7.4.1 CURVAS DE FRAGILIDADE 98

7.4.2. EXCITAÇÃO SÍSMICA RESULTADOS NUMÉRICOS 102

7.5. CRIAÇÃO DO FORMULÁRIO DE AVALIAÇÃO 107

7.6. SUMÁRIO 108

8. CONCLUSÕES E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS 109

8.1 CONCLUSÕES E DISCUSSÃO 109

8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 112

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 115

ANEXO A 121

ANEXO B 125

ANEXO C 135

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Classificação das paredes pela análise da textura exterior e secção transversal (Giuffré, 1993)..... 7
Figura 2 - Classificação das alvenarias de pedra quanto ao aparelho e assentamento (Binda *et al*., 2009)..... 10
Figura 3 - Primeiro Modo de Dano (*First Damage Mode*) e Segundo Modo de Dano (*Second Damage Mode*) (Carocci, 2001). 13
Figura 4 - Diferentes mecanismos de derrube de acordo com a eficiência das restrições (Modena *et al*, 2009). 13
Figura 5 - Mecanismos de colapso da alvenaria (Modena *et al*, 2009). 14
Figura 6 - Terminologia do arco de alvenaria de pedra. Basílica de Vézelay, França (Viollet-Le-Duc, 1854)..... 18
Figura 7 - Classificação dos arcos (Séjourné, 1914)..... 19
Figura 8 - Aqueduto de Santa Clara com arco de volta perfeita, Vila do Conde (Metro do Porto, 2012). 20
Figura 9 - Arco pleno em alvenaria de pedra, Egito (National Geographic, 2008). 21
Figura 10 - a) Arco em ogiva e geometria *vésica piscis* na Catedral de Reims, França (Viollet-Le-Duc, 1854); b) Arco em ferradura dum portal de mesquita, sul de Espanha (Critchlow, 1983). 22
Figura 11 - Primeiros estudos sobre a estabilidade do arco de Leonardo Da Vinci (Gago, 2004)..... 23
Figura 12 - Mecanismos considerados por Coulomb (Gago, 2004). 25
Figura 13 - Algoritmo de cálculo MED (ItascaInc, 2013). 28
Figura 14 - Núcleo Central de uma seção rectangular (Juvandes, 2002). 32
Figura 15 - Diagrama de corpo livre de um arco (Gago, 2004)..... 33
Figura 16 - Determinação da linha de pressões correspondentes à ação do peso próprio do arco (Gago, 2004)..... 34
Figura 17 - Determinação da linha de pressões correspondentes à ação de uma carga uniformemente distribuída na largura do arco (Gago, 2004). 34
Figura 18 - Traçado de um polígono funicular (Gago, 2004)..... 35
Figura 19 - (a) Arco; (b) Polígono Funicular (Hernandéz-Ros, 2005)..... 36
Figura 20 - Análise Elástica de Pippard (Gago, 2004) 37
Figura 21 - Regiões admissíveis no espaço das tensões (Heyman, 1966)..... 39
Figura 22 - Regiões admissíveis (Heyman, 1966)..... 39
Figura 23 - Análise limite de um arco parabólico (Gago, 2004). 40
Figura 24 - Mecanismos de colapso em arcos semicirculares (Schultz, 1808 *apud* Kurrer, 2008)..... 41
Figura 25 - Mecanismo de escorregamento – LaHire & Bélidor (Kurrer, 2008) 42
Figura 26 - Mecanismo rotacional - Coulomb & Mascheroni (Kurrer, 2008) 43
Figura 27 - Parâmetros do método plástico (Heyman, 1995)..... 44
Figura 28 - Análise de colapso pela linha de pressão de um bloco isolado (a) posição inicial; (b) posição de *rocking* (DeJong, 2009)..... 50
Figura 29 - Análise de colapso de um arco por *tilt* pela linha de pressão: (a) condição inicial arco estável e linha de pressão contida na espessura; (b) arco inclinado continua a ser possível definir linhas de pressão dentro da espessura do arco; (c) alcance da superfície das aduelas pelas linhas de pressão e formação de rótulas; (d) formação do mecanismo de colapso (DeJong, 2009) 51
Figura 30 - Esquema da formulação analítica Rocking Block (Housner, 1963) 52
Figura 31 - Resposta ao *rocking*: a) resposta não auto similar; b) resposta auto similar (Dimitrakopoulos e DeJong, 2012) 55

Figura 32 - Resposta ao *rocking*: Esquerda resposta não auto similar; Direita resposta auto similar.. 57
Figura 33 - Arco de Oppenheim formulação do posicionamento das rótulas 58
Figura 34 - Resposta de arcos de alvenaria a diferentes tipologias de impulsos de duração *tp* e magnitude *ap*. (DeJong, 2009). 59
Figura 35 - Coeficientes propostos por DeJong (DeJong, 2009)..... 61
Figura 36 - Relação entre a flecha do arco e o vão..... 66
Figura 37 - Relação entre a espessura arco e o vão..... 65
Figura 38 - Relação entre o parâmetro número de aduelas e o vão 66
Figura 39 - Mod 4 - Modelação 3DEC 68
Figura 40 - Mod 6 – Modelação 3DEC 69
Figura 41 - Mod 6 – Modelação 3DEC 69
Figura 42 - Mecanismo rotacional idealizado por DeJong para analisar o problema do impacto rotacional (DeJong, 2009)..... 71
Figura 43 - Relação entre o rácio altura/base do bloco e o rácio das frequências naturais associadas aos diferentes tipos de impacto 72
Figura 44 - Mecanismo idealizado por DeJong na análise do impacto rotacional de sistema de dois blocos sob *rocking* (DeJong, 2009) 74
Figura 45 - Mecanismo idealizado por DeJong na análise do impacto rotacional de um sistema de dois blocos de tamanho diferente sob *rocking* (DeJong, 2009) 75
Figura 46 - Evolução dos deslocamentos dos pontos monitorizados em função do tempo (a vermelho o ponto de formação do mecanismo) – Mod 4 78
Figura 47 - Posição Inicial do Arco e Deformada da formação 2ª rótula do Mod 4 – Modelo Gráfico.. 79
Figura 48 - Posição Inicial do Arco e Deformada da formação 2ª rótula do Mod 4 – Modelo 3DEC.... 79
Figura 49 - Posição Inicial do Arco e Deformada da formação 3ª rótula do Mod 4 – Modelo Gráfico.. 79
Figura 50 - Posição Inicial do Arco e Deformada da formação 3ª rótula do Mod 4 – Modelo 3DEC.... 80
Figura 51 - Posição Inicial do Arco e formação do Mecanismo de Colapso do Mod 4 – Modelo Gráfico 80
Figura 52 - Posição Inicial do Arco e formação do Mecanismo de Colapso do Mod 4 - Modelo 3DEC80
Figura 53 - Posição Inicial do Arco e Deformada de Colapso do Mod 4 - Modelo Gráfico..... 81
Figura 54 - Posição Inicial do Arco e Deformada de Colapso do Mod 4 - Modelo 3DEC..... 81
Figura 55 - Curvas de perigosidade sísmica para as zonas 1.1 e 2.3 do EC8..... 86
Figura 56 - Espectros de resposta para as ações sísmicas Tipo 1 (Afastado) e Tipo2 (Próximo) do EC8 86
Figura 57 – Zonamento Sísmico Portugal Continental (EN-1998-1 2010 AN) 86
Figura 58 - Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica - Mod 4..... 89
Figura 59 - Probabilidade de Colapso em função da zona sísmica - Mod 4 90
Figura 60 - Probabilidade de colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo A - Mod 4 90
Figura 61 - Probabilidade de colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo B - Mod 4 91
Figura 62 - Probabilidade de colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo D - Mod 4 91
Figura 63 - Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica - Mod 6..... 93
Figura 64 - Probabilidade de Colapso em função da zona sísmica - Mod 6 93
Figura 65 - Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo A - Mod 6 94
Figura 66 - Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo B - Mod 6 94
Figure 67 - Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo D - Mod 6 95
Figura 68 - Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica - Mod 8..... 96
Figura 69 - Probabilidade de Colapso em função da zona sísmica - Mod 8 97
Figura 70 - Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo D - Mod 8 97

Figura 71 - Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica 1 e dos modelos estudados 98
Figura 72 - Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica 2 e dos modelos estudados 98
Figura 73 - Função Densidade Cumulativa Complementar (CDF) - Mod 4 - Solo B 103
Figura 74 - Curva de Fragilidade com dados em bruto - Mod 4 - Solo B 104
Figura 75 - Comparação da Curva de Fragilidade (dados em bruto) com Curva de Fragilidade (Processada) - Mod 4 - Solo B 104
Figura 76 - Curva de Fragilidade Processada - Mod 4 - Solo B 104
Figura 77 - Função Densidade Cumulativa Complementar (CDF) - Mod 4 - Solo B 107
Figura 78 - Curva de Fragilidade com dados em bruto - Mod 4 - Solo B 107
Figura 79 - Comparação da Curva de Fragilidade (dados em bruto) com Curva de Fragilidade (Processada) - Mod 4 - Solo B 107
Figura 80 - Curva de Fragilidade Processada - Mod 4 - Solo B 108

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação das paredes de alvenaria quanto à morfologia dos paramentos 8
Tabela 2 - Sumário da recolha realizada 64
Tabela 3 - Características dos modelos introduzidos no 3DEC 67
Tabela 4 - Características geométricas dos modelos gerados em 3DEC 68
Tabela 5 - Aceleração lateral e deslocamentos ponto de mecanismo - Mod 4 77
Tabela 6 - Aceleração lateral e deslocamentos ponto de mecanismo - Mod 6 77
Tabela 7 - Aceleração lateral e deslocamentos ponto de mecanismo - Mod 8 78
Tabela 8 - Aceleração máxima de referencia $\mathrm{agR}\ (\mathrm{m}/\mathrm{s}2)$ nas várias zonas sísmicas (AN, 2009) 87
Tabela 9 - Registo de colapsos para o Mod 4 - Solo A 88
Tabela 10 - Registo de colapsos para o Mod 4 - Solo B 89
Tabela 11 - Registo de colapsos para o Mod 4 - Solo D 89
Tabela 12 - Registo de colapsos para o Mod 6 - Solo A 92
Tabela 13 - Registo de colapsos para o Mod 6 - Solo B 92
Tabela 14 - Registo de colapsos para o Mod 6 - Solo D 92
Tabela 15 - Registo de colapsos para o Mod 8 - Solo A 95
Tabela 16 - Registo de colapsos para o Mod 8 - Solo B 95
Tabela 17 - Registo de colapsos para o Mod 8 - Solo D 96
Tabela 18 - Registo de colapsos para Mod 4 - Solo B 102
Tabela 19 - Deslocamentos Máximos Absolutos Mod 4 - Solo B 102
Tabela 20 - Deslocamentos Máximos Absolutos/ Deslocamento Máximo referência Mod 4 - Solo B 103
Tabela 21 - Registo de colapsos para Mod 4 - Solo B 105
Tabela 22 - Deslocamentos Máximos Absolutos Mod 4 - Solo B 106
Tabela 23 - Deslocamentos Máximos Absolutos/ Deslocamento Máximo referência Mod 4 - Solo B 106

LISTA DE ACRÓNIMOS

EC8	Eurocódigo 8
MED	Método dos Elementos Discretos
MEF	Método dos Elementos Fintos
UNESCO	*United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization*
ICOM	*International Council of Museums*
ICOMOS	*International Council of Monuments and Sites*
CP	Centro de Pressões
NC	Núcleo Central
GNDT/CNR	*Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti / Consiglio Nazionale delle Ricerche*
LP	Linha de Pressões
TTV	Teorema dos Trabalhos Virtuais
EDP	*Engineering Demand Parameter*
AN	Anexo Nacional
CDF	*Complementary Cumulative Distribution Functions*

UNIDADES

cm	centímetro
mm	milímetro
Pa	Pascal
m^2	metro quadrado
kN	kiloNewton
kNm	kiloNewton metro
s	segundo
m	metro
m/s^2	metro por segundo quadrado
Pa/m	Pascal por metro
rad/s	radiano por segundo

SÍMBOLOS

t	tempo [s]
∂	derivada parcial
x_i	posição nas diferentes componentes

ρ	massa volúmica
$\sigma_{(x)}$	tensão normal
σ_c^{adm}	tensão normal admissível
E	módulo de Young
ε	deformação elástica
U	energia de deformação
$\ddot{u}_h$	aceleração horizontal
$\ddot{u}_v$	aceleração vertical
W	peso do bloco [kN]
I_0	momento de inércia
d	derivada
t0	tempo inicial [s]
d^2	derivada de segunda ordem
p	frequência característica
r	fator de redução da energia cinética
θ	velocidade
S_v	espectro de resposta em função da velocidade
S_a	espectro de resposta em função da aceleração
u_i	velocidade nas diferentes componentes
x_i	posição nas diferentes componentes
α_0	aceleração inicial
u_0	velocidade inicial
T_C	período mínimo de derrube
W_g	frequência angular
T_{ex}	período de excitação
ψ	fase
u_{cr}	deslocamento crítico
k	rigidez
E_R	energia de *rocking*
E_{fR}	energia fictícia de contacto
T	energia cinética
V	energia potencial
Q	forças aplicadas

θ	ângulo de rotação
$\sum P$	somatório das probabilidades
a_{gR}	aceleração máxima de referencia
μ	média
σ	desvio padrão
T_s	parte estacionária
g	aceleração gravítica
N	esforço axial
M	momento fletor
A	área da seção transversal
I	momento de inércia

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Património é tudo aquilo que nos pertence. É a nossa herança do passado, é o que construímos hoje. É obrigação de todos nós preservar, transmitir e deixar todo esse legado às gerações vindouras (UNESCO - o património mundial).

Nos dias de hoje, é reconhecida ao nível global, pelo menos em teoria, a importância de proteger os recursos materiais culturais espalhados pelo mundo, de forma a fazê-los perdurar no tempo como espaços e objetos de memória capazes de transmitir, às novas gerações, informação acerca sobre o nosso passado.

Apenas a partir da década de 30 do século XX se pode falar numa consciencialização efetiva com vista à preservação e conservação da "herança cultural", nomeadamente no âmbito da herança arquitectónica. É com a carta de Atenas (Iº Congresso Internacional de Arquitetos e Técnicos de Monumentos Históricos, 1931) que se estabelece o conceito de património internacional, a necessidade das primeiras abordagens integradas técnicas e científicas, fruto da consciencialização crescente entre os especialistas de todo o mundo, e a necessidade de preservação materializada no trabalho da UNESCO e do ICOM.

Em 1964, com a Carta de Veneza subdividida em 16 artigos que fundamentam e guiam a intervenção futura no património arqueológico, é criado o ICOMOS, organização não-governamental associada à UNESCO que visa promover a conservação, proteção, uso e valorização de monumentos, centros urbanos e sítios.

Atualmente, a exploração económica de locais com património arqueológico representa uma importante mais-valia do ponto de vista do turismo, justificando os investimentos financeiros aplicados na proteção deste património, quer das ameaças antropogénicas, quer de origem natural. As ameaças antropogénicas têm sido combatidas através da produção de legislação específica. Contudo, a natureza não se submete à legislação e é imperioso recorrer à engenharia para proteger as estruturas das ameaças naturais, como por exemplo os sismos. Apesar dos esforços e avanços realizados nestes domínios, existe ainda um longo caminho a percorrer para a valorização e proteção do património.

A natureza particular desta herança cultural faz com que as intervenções de âmbito estrutural se integrem em abordagens holísticas onde intervenham diferentes especialidades (e.x. engenharia, arquitetura, conservação e restauro, arqueologia) de modo a garantir, nomeadamente, a compatibilidade, baixa intrusão e reversibilidade das soluções de forma a minimizar o impacto sobre as construções e, ao mesmo tempo, assegurar que terão capacidade para enfrentar com segurança as

diferentes solicitações a que poderão eventualmente ser sujeitas. Trata-se de uma tarefa bastante complexa que acarreta, não raras vezes, custos financeiros avultados.

A grande maioria dos sítios arqueológicos, monumentos e grupos de edifícios com valor histórico universal é de alvenaria. Po sua vez, o arco de alvenaria de pedra é um dos macro elementos estruturais mais presentes em património arqueológico, tendo resistido às sucessões de séculos (utilizado desde a civilização Etrusca até ao século XIX, com especial relevância no período do Império Romano); pode ser encontrado isolado como elemento decorativo (arcos do triunfo), ou como parte de estruturas mais complexas, por vezes parcialmente destruídas, comprometendo o seu funcionamento estrutural. Trata-se de uma tipologia construtiva especialmente vulnerável à ação de eventos sísmicos.

O comportamento estrutural do arco é relativamente conhecido quando se encontra submetido a cargas estáticas gravíticas, e o caminho das cargas foi alvo da atenção de diversos estudiosos ao longo dos tempos. Contudo, a análise da resposta estrutural do arco perante solicitações dinâmicas (como é o caso da ação sísmica) é bastante mais complexa, sendo, nos dias de hoje, ainda alvo de investigação.

A conjugação da vasta disseminação do arco de alvenaria de pedra no património arqueológico, a sua complexidade comportamental perante ações sísmicas e os custos associados ás intervenções de reforço, justifica a necessidade de criarem-se ferramentas eficientes para análise da vulnerabilidade destes elementos perante os sismos. É por isso clara a necessidade de aplicar o conhecimento de engenharia sísmica a este património, por forma a categorizar e catalogar as condições de vulnerabilidade em que se encontram, permitindo priorizar as intervenções que garantam a sua salvaguarda.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

As metodologias de preservação de estruturas arqueológicas necessitam de ser providas de ferramentas de apoio à avaliação da vulnerabilidade sísmica. Neste âmbito, cabe à engenharia civil criar ferramentas simplificadas, mas de base científica, que permitam, através da inspeção e catalogação integrada da informação relevante, estimar o comportamento do património edificado perante eventos sísmicos, provendo as entidades responsáveis pela preservação do património arqueológico edificado com informação determinante no apoio à decisão de intervenção.

Assim, a presente dissertação tem por objetivo abordar a vulnerabilidade sísmica do património arqueológico edificado, focando-se nos arcos. Em particular, este estudo prendeu-se com a análise comportamental de arcos de alvenaria de pedra inseridos em aquedutos portugueses.

Estes arcos apresentam variações nas características geométricas e materiais, nomeadamente no tamanho, nas proporções geométricas, no material e número de aduelas, nas ligações das juntas e nas diferentes tipologias dos solos de fundação.

O efeito dos diferentes parâmetros supra referidos no comportamento da vulnerabilidade sísmica das diferentes tipologias de arco foram avaliados por forma a quantificar os resultados da influência de cada parâmetro na resposta mecânica estrutural a eventos sísmicos.

Partindo dos resultados das análises, foi estabelecido uma ferramenta expedita de análise da vulnerabilidade sísmica que permite uma rápida avaliação da vulnerabilidade sísmica dos arcos em função de parâmetros facilmente mensuráveis.

Ao longo da presente dissertação, é dada especial atenção à avaliação do estado de conservação e do risco de forma a permitir que as conclusões alcançadas sirvam de apoio às entidades responsáveis pela

proteção do património arqueológico, como forma de estabelecer uma correta priorização das necessidades de intervenção e, consequentemente, assegurar uma boa aplicação de recursos financeiros e proteção dos elementos arqueológicos.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A estrutura da presente dissertação foi delineada partindo da definição dos objetivos, sendo estruturada de forma a responder aos problemas equacionados e às metas estabelecidas. Desta forma, para além deste capítulo introdutório, a presente dissertação é composta por mais sete capítulos e três anexos.

O presente capítulo enquadra o tema objeto de estudo da dissertação, explana a motivação para o trabalho e os objetivos e metas que se pretendem atingir.

O segundo capítulo diz respeito à caracterização da alvenaria de pedra enquanto material e tipologia construtiva. São definidas as diversas tipologias de alvenaria de pedra (paredes) e as respetivas metodologias de catalogação e caracterização que levaram à definição dessas tipologias. É ainda referido neste capítulo o comportamento das paredes de alvenaria perante solicitações sísmicas, com especial foco para a resposta a solicitações na direção do plano e fora do plano da parede.

O terceiro capítulo apresenta o arco de alvenaria enquanto macro-elemento estrutural presente em património arqueológico edificado. É apresentado um enquadramento do arco de acordo com a sua função e forma, referindo a terminologia mais comum aplicada aos constituintes do corpo do arco. Um segundo ponto é dedicado à análise diacrónica sobre o arco e a evolução das teorias que ao longo dos tempos foram aceites para explicar o seu funcionamento estrutural.

O quarto capítulo é referente às metodologias de análise estática do arco, encontrando-se subdividido em três grandes grupos cujo surgimento na dissertação obedece à ordem cronológica da criação desses métodos, particularizando os métodos gráficos, as metodologias analíticas e as abordagens computacionais. Nos métodos gráficos destacam-se os principais marcos na evolução do conhecimento estrutural do arco, nomeadamente a linha de pressões, o polígono funicular, o método de Fuller, o método de Pippard, a análise limite aplicada a estruturas em alvenaria e a analogia com cabos suspensos (catenárias). Nos métodos analíticos destacam-se os teoremas estático e cinemático e as aplicações ao dimensionamento da espessura das colunas de sustentação do arco e carga de colapso. Nas abordagens computacionais é apresentada a comparação entre os dois principais métodos utilizados na análise de estruturas de alvenaria o MEF o MED.

O quinto capítulo prende-se com a análise do comportamento estrutural do arco submetido a ações dinâmicas. Este capítulo encontra-se dividido em duas abordagens fundamentais. A primeira diz respeito à análise quase estática dando enfâse à análise pela linha de pressões de estruturas submetidas a acelerações laterais horizontais. A segunda abordagem refere-se à análise dinâmica através das equações de movimento, sendo dado particular destaque à analogia com o bloco de Housner e o arco de Oppenheim. Neste capítulo são apresentadas algumas bases teóricas do estudo prático realizado nos capítulos subsequentes.

Ao longo do sexto capítulo é apresentada a avaliação da vulnerabilidade sísmica de arcos de alvenaria integrados em aquedutos portugueses. São introduzidas as abordagens utilizadas na avaliação dos arcos que foram previamente catalogados, tendo por base informação apoiada na realidade arqueológica de aquedutos em Portugal continental. São descritos o método e os modelos adoptados e a calibração desses mesmos modelos. São ainda preconizados critérios para formação de mecanismos de colapso.

No sétimo capitulo, e tendo por base os modelos de arcos analisados, determina-se a influência de parâmetros como o tipo de solo de fundação, a largura do vão, a altura da flecha, a espessura do arco e o número de aduelas no comportamento dos arcos. É apresentada uma metodologia de quantificação da influência de cada parâmetro tendo por base o conceito das curvas de fragilidade, e descrito um procedimento que permite a criação de formulários de análise expedita da vulnerabilidade sísmica.

O oitavo capítulo sumariza as conclusões gerais obtidas, estabelecendo comparações e analogias com outros estudos. Por fim, são referidos assuntos de interesse em futuras pesquisas e recomendações guia que resultaram do caminho seguido na abordagem desta dissertação.

Complementarmente, existem três anexos. O Anexo A, mostra uma ficha de análise da qualidade da alvenaria utilizada pelo GNDT/CNR (Itália). O Anexo B, apresenta o registo fotográfico da recolha arqueológica dos aquedutos. Por fim, o Anexo C especifica, com maior detalhe, as características dos acelerogramas utilizados nas análises numéricas.

2
ALVENARIAS

O presente capítulo constitui um breve estado da arte relativo à caracterização e catalogação das alvenarias, sendo constituído por 4 subcapítulos. No primeiro é apresentada uma contextualização histórica do uso da alvenaria de pedra. O segundo discorre sobre as características da alvenaria enquanto material. O terceiro prende-se com análise dos tipos de alvenarias e as metodologias usadas para essa catalogação. O quarto e último subacapítulo avalia a vulnerabilidade sísmica de estruturas de alvenaria de pedra.

2.1. INTRODUÇÃO

A utilização da alvenaria de pedra como tipologia construtiva confunde-se com a própria história da Humanidade. Vestígios encontrados junto ao lago Hullen (Israel) datados de 9000 a 8000 a.C. indicam que a alvenaria de pedra começou por ser usada na construção de habitações circulares (Lourenço, 1996). A alvenaria de pedra consiste num material heterogéneo resultante da associação de elementos resistentes, pedras, interpostos sem qualquer ligante (alvenaria de junta seca) ou ligados entre si com as juntas preenchidas por argamassas (alvenaria de junta argamassada), formando um conjunto compacto (Almeida, 2013).

Trata-se de uma tipologia construtiva muito antiga, disseminada por todos os continentes, e cuja e execução baseou-se, regra geral, em conhecimentos e regras empíricas transmitidos de geração em geração, de forma oral, sem que hoje tenhamos acesso a esquissos de execução. Trata-se de conhecimento baseado na tradição específica de cada local e executada com recurso aos materiais disponíveis ao nível local/regional. A construção dos edifícios de alvenaria de pedra não dispunha nem de base científica teórica do conhecimento estrutural, nem de especificações técnicas que fossem para além da "sensibilidade e experiencia estrutural" dos construtores, aumentando a quantidade de material nas zonas onde sentiam que estariam sujeitas a maiores cargas, e reduzindo nas zonas em que previam menos cargas atuantes.

Devido aos condicionalismos impostos pelos materiais disponíveis localmente, a que os construtores e restantes intervenientes no processo se encontravam sujeitos (como seja a incapacidade logística do passado), as pedras utilizadas nas construções de alvenaria podiam apresentar natureza bastante distinta (magmáticas, sedimentares e metamórficas) e diferentes formas e dimensões, tendo em linha de conta ainda a importância da construção e a sua localização (Almeida, 2013). Em Portugal, é possível encontrar por todo o país inúmeros exemplos de construção em alvenaria de pedra sendo objeto testemunhal do enraizamento e importância dessa matéria-prima na cultura portuguesa (Quelhas, 2008).

O material pedra, apresenta uma razoável, ou até mesmo muito boa capacidade resistente e rigidez à compressão; no entanto é sabido, que o conjunto pedra/argamassa, ou seja a alvenaria apresenta bastante menor capacidade resistente quando submetida a esforços de compressão (Almeida, 2013).

Desta forma é evidente que o comportamento das alvenarias está intrinsecamente ligado a factores como a coesão, a ligação dos paramentos, o imbricamento dos blocos e a percentagem de argamassa e a qualidade da mesma. Em resumo, e apesar de ser uma das tipologias construtivas mais antigas ainda em utilização pelo Homem, é muito difícil obter uma completa caracterização do comportamento mecânico da alvenaria de pedra, "(...) *the knowledge of the mechanical behaviour of multi-leaf masonry walls is still limited*" (Valluzzi, 2004).

Assim sendo, surgem inúmeras dificuldades em reproduzir em modelos numéricos os materiais usados nos elementos originais, em caracterizar as condições de fronteira das estruturas e até mesmo as cargas atuantes em cada estrutura especifica e muito mais difícil se torna estabelecer padrões comuns a estruturas afastadas geograficamente.

2.2. MATERIAL: ALVENARIA DE PEDRA

Desde a Antiguidade que estruturas de alvenaria de pedra eram construídas de acordo com regras empíricas baseadas na tradição oral e fruto de sucessos e insucessos atingidos através de processos iterativos de tentativa e erro.

A alvenaria com junta seca corresponde ao sistema de unidades de alvenaria (blocos) dispostas de forma mais ou menos imbricadas (longitudinalmente e transversalmente) permitindo que com atuação da gravidade o equilíbrio entre elementos fosse assegurado por tensões de compressão e de atrito. A capacidade de esta técnica construtiva suportar trações é praticamente nula (Quelhas, 2008).

A alvenaria de junta argamassada possui maior coesão e características globalmente mais homogéneas, podendo apresentar alguma capacidade de transmissão de esforços de tração. Contudo, os materiais usados como ligante em alvenarias de pedra antigas são, regra geral, pobres, apresentando fraca resistência a esforços de tração e fraca resistência à compressão podendo apresentar vazios no interior das juntas, como resultado da técnica construtiva que por vezes é usada no preenchimento das interfaces entre as pedras, ou seja depois de dispostas e equilibradas com cunhas. Aliás, esta técnica construtiva é muito comum nos edifícios de alvenaria antiga que se encontram em diversas zonas do país.

2.3. TIPOLOGIAS DE ALVENARIA

A observação dos efeitos pós ocorrência de ações sísmicas em edifícios de alvenaria de pedra veio demonstrar que o conhecimento da tipologia da construção, da qualidade e do estado de preservação da alvenaria são fundamentais para compreender o comportamento das estruturas de alvenaria face à solicitação de ações sísmicas.

2.3.1. METODOLOGIAS DE CARACTERIZAÇÃO GEOMÈTRICA E MATERIAL DE ALVENARIAS

Tendo em conta a diversidade de estruturas de alvenaria, a caracterização de paredes de alvenaria de pedra deve passar por uma investigação de acordo com diferentes configurações geométricas, os materiais utilizados na construção e os procedimentos construtivos utilizados foram definidas uma sequência sistematizada de procedimentos para a identificação/catalogação das paredes (Binda, 2000).

Nomeiam-se alguns fatores analisados na classificação das diferentes tipologias:

- Materiais, nomeadamente a pedra e a argamassa (forma, dimensão, origem, estado de conservação, propriedades físicas, químicas e mecânicas).
- Secção transversal (número de paramentos, existência ou não de ligação entre eles, percentagem de pedra, argamassa e vazios).
- Paramento exterior (alvenaria de pedra aparelhada, ordinária ou de junta seca, presença de calços ou cunhas).

Estes parâmetros influenciam direta, ou indiretamente a resistência da alvenaria de pedra. A composição das paredes dá-nos informação relevante sobre o seu comportamento mecânico global expectável (Quelhas, 2008).

Por forma a assegurar o comportamento monolítico das diferentes tipologias das paredes de alvenaria de pedra, foi assinalado um conjunto de princípios a aplicar na construção, as *regolas del arte* (regras da arte), por Giuffré (Giuffré, 1993). Estas regras derivam dos resultados comportamentais das alvenarias perante ações estáticas e dinâmicas realizadas e publicadas anteriormente (Giuffré, 1993; Borri, 2006; Binda e Cardani, 2008; Binda et al., 2009).

A tipologia de paredes e materiais a adotar como parâmetros de avaliação qualitativa das três categorias definidas pelas "regras" de Giuffré (Giuffré, 1993), são:

- Categoria A: alvenarias com pedra de boa qualidade com travadouros e assentamento preferencialmente na horizontal;
- Categoria B: travadouros de boa qualidade, mas maior irregularidade no seu assentamento.
- Categoria C: alvenarias mais fracas, com pedras de menor dimensão e dispostas aleatoriamente.

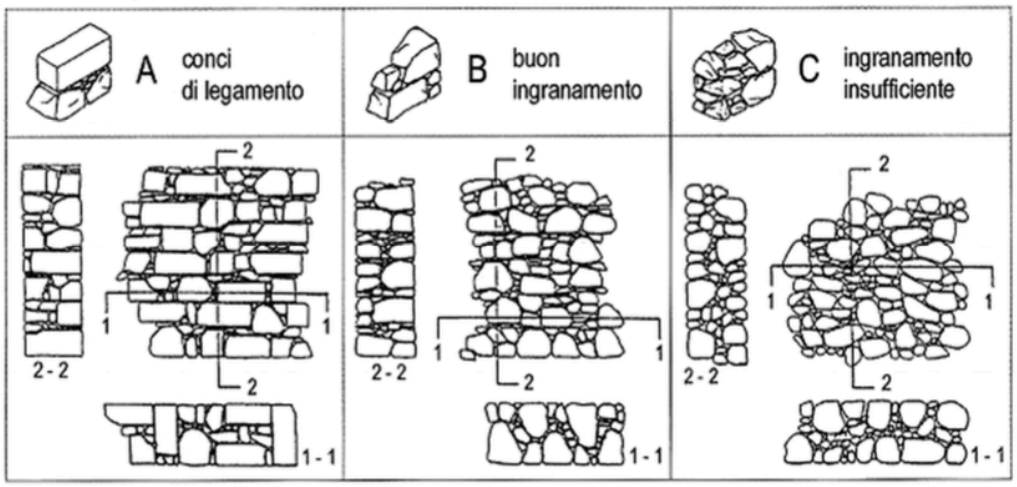


Figura 1 - Classificação das paredes pela análise da textura exterior e secção transversal (Giuffré, 1993)

Giuffré, (Giuffré, 1993) estabeleceu ábacos que relacionam a presença de travadouros na seção transversal (de acordo com parâmetros de distância entre travadouros e espessura da seção transversal) com a capacidade resistente da parede à flexão.

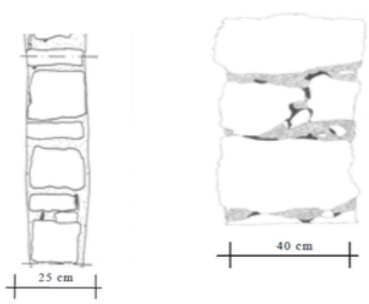
Entre outros aspetos, é importante realçar que a capacidade resistente fora do plano decresce à medida que diminui o número de travadouros e aumenta a distância entre eles. A observação da constituição

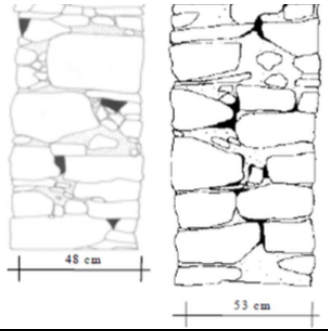
da secção transversal constitui, por isso, um ponto de partida para a catalogação de alvenarias antigas (Almeida, 2013).

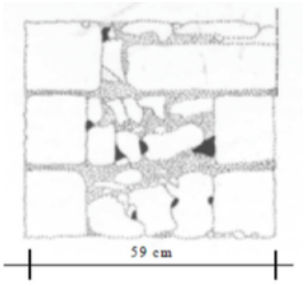
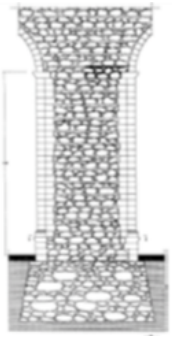
Binda e Saisi (Binda and Saisi, 2002) propuseram uma catalogação tipológica de acordo com o número de paramentos e o tipo de ligação estabelecida entre eles. Definiram quatro categorias principais e subclasses dentro destas.

- Classe A: Parede de paramento simples, fina para espessura na ordem dos 25 a 40 cm aproximadamente;
- Classe B: Parede de dois paramentos, com espessura aproximadamente de 50 cm;
- Classe C: Parede de três paramentos, subdividida em três subclasses: folha interna fina (espessura até 30 cm); folha interna normal (espessura até 60cm) e folha interna espessa de igrejas/catedrais (espessura superior a 60cm);
- Classe D: Parede de junta seca.

Tabela 1 – Classificação das paredes de alvenaria quanto à morfologia dos paramentos

Classe A: Parede de paramento simples	
Pedra transversal única	De grande espessura (mais de uma pedra transversal)
	

Classe B: Parede de dois paramentos		
Paramento sem ligação	Paramento ligados por simples sobreposição	Paramento ligados por pedras transversais que atravessam toda a secção (travadouros)
		

Classe C: Parede de três paramentos		
Paramento interno de espessura reduzida	Paramento interno espesso	Paramento interno espesso referente a pilares de igrejas/catedrais
		
Classe D: Parede de pedra seca		
		

A ligação entre blocos de pedra das paredes condiciona, de forma evidente, o seu comportamento perante ações fora do plano (Giuffré, 1993). Em ordem a assegurar um comportamento monolítico da parede, é necessário assegurar uma ligação eficaz entre paramentos através de travadouros (Binda et al., 2009). Caso não ocorra, em paredes de duplo paramento, os paramentos podem romper de forma independente, e o paramento que cede em primeira instância destabiliza o outro levando-o também ao colapso.

A classificação das paredes em relação ao pano exterior (Binda, 2000) foi prescrita em função da disposição das pedras no pano (aparelho) e do modo de assentamento das pedras (padrão gerado).

Aparelho

- Irregular: paredes de pedra tosca, angulosa e irregular em forma e em dimensão, ou rolada, ligada por argamassa ordinária, ou não, dispostas sem alinhamento previamente definido.
- Alinhado com juntas irregulares: paredes constituídas por pedras de forma pouco regular assentes com argamassa, ou não, e dispostas segundo um dado alinhamento, a maioria dos blocos possui dimensões semelhantes.
- Alinhado com juntas regulares: paredes constituídas por pedras de forma regular trabalhadas para esse efeito, dispostas em camadas segundo um alinhamento horizontal, e ligadas entre si por argamassa, ou com junta seca.

Assentamento

- Aleatório: pedras dispostas sem qualquer tipo de ordem;
- Espinha de peixe: pedras dispostas segundo uma linha de convergência;
- Horizontal/Vertical: alinhamento de pedras segundo o plano horizontal e vertical;
- Horizontal: alinhamento dos blocos predominantemente segundo o plano horizontal.

É de referir outras duas disposições que podem surgir: o escalonamento com fiadas horizontais de outro material e a utilização de calços ou cunhas nos vazios das pedras.

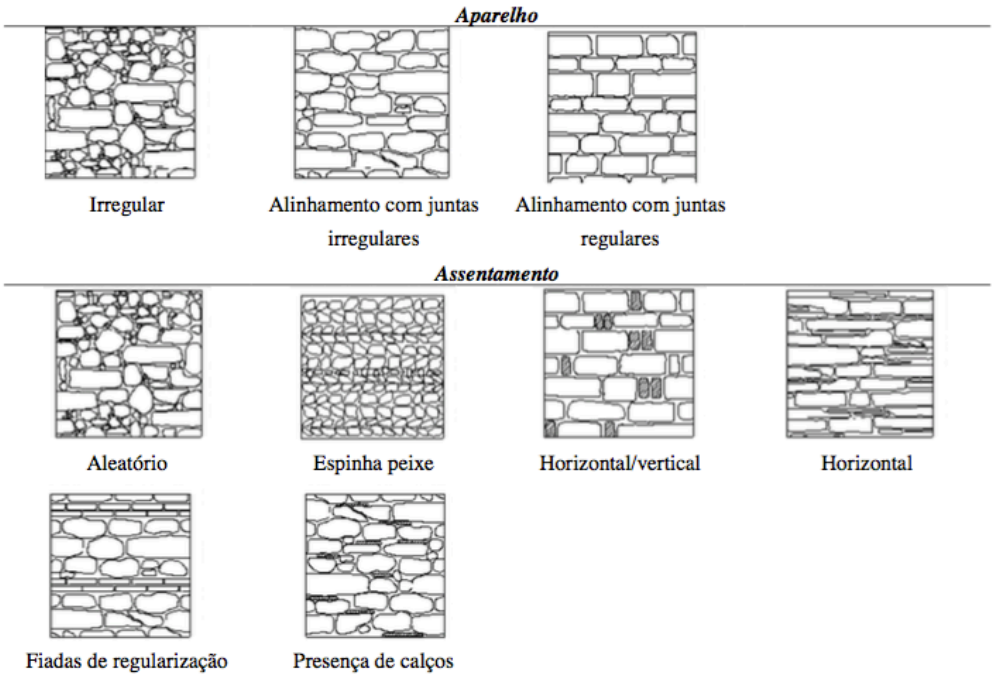


Figura 2 - Classificação das alvenarias de pedra quanto ao aparelho e assentamento (Binda *et al.*, 2009).

Em Portugal, existe falta de levantamentos de tipologias de paredes de alvenaria de pedra de modo a possibilitar a sua catalogação em termos de caracterização geométrica, material e comportamento mecânico (Almeida, 2013). Uma das poucas tentativas de catalogação de edifícios de alvenaria de pedra em Portugal foi realizada por Pagaimo (Pagaimo, 2004) usando a Vila de Tentúgal, Coimbra. Foram realizados levantamentos geométricos, materiais e secções transversais por forma a caracterizar as tipologias existentes na Vila de Tentúgal.

Salienta-se também o trabalho realizado por Teixeira (Teixeira, 2004) que incidiu sobre a evolução urbana da cidade do Porto, em particular na evolução do sistema construtivo das casas burguesas entre os séculos XVII e XIX. Dispõe de um importante estudo exaustivo das técnicas construtivas e materiais aplicados.

2.3.2. Avaliação da Qualidade de Paredes em Alvenaria de Pedra

Itália tem servido de modelo a diversos países devido à realização, ao longo dos anos, de uma vasta gama de estudos para avaliação expedita da qualidade de paredes em alvenaria. Estas abordagens assumem especial interesse quando num processo pós ocorrência de um evento sísmico é necessário avaliar e definir prioridades em termos de intervenção nas estruturas que se encontrem mais fragilizadas pelo sismo.

Apresenta-se no Anexo A uma ficha tipo aplicada no levantamento de alvenarias, desenvolvida pelo GNDT/CNR (Molise, 2006).

2.4. VULNERABILIDADE SÍSMICA DE ESTRUTURAS DE ALVENARIA DE PEDRA

O melhor diagnósticoque é possível realizar a uma estrutura sobre a sua capacidade resistente é através da avaliação do seu comportamento face à ocorrência de um evento sísmico. Apesar de representarem a maior ameaça à destruição da herança arquitetónica em alvenaria de pedra, os sismos, ou melhor a análise do comportamento das estruturas perante os sismos constitui a melhor fonte de informação sobre como reduzir a vulnerabilidade destas estruturas.

Existem porém exemplos de que a transição entre a interpretação dos efeitos sísmicos e as técnicas de intervenção daí provenientes não permitiu os melhores resultados. São disso exemplo os edifícios intervencionados antes dos sismos e que nalguns casos viram a sua capacidade resistente reduzida por intervenções desadequadas ou ineficazes. Partindo das observações pós-sismo, conclui-se que muitas roturas e colapsos estão relacionados com as análises baseadas em informação limitada sobre o sistema estrutural original, o uso de ferramentas de análise desadequadas e a adoção de modelos numéricos comportamentais adequados para estruturas modernas, mas não para estruturas antigas (Quelhas, 2012).

Pelo exposto anteriormente, é muito difícil definir regras gerais que sejam normativas para os técnicos. Devido à grande variabilidade entre estruturas, podemos encontrar linhas e campos de contacto entre elas, mas cada estrutura de alvenaria de pedra é praticamente uma peça única. No entanto, esta constatação não inviabiliza, de forma alguma, que se continuem a levar a cabo estudos baseados em observações locais pós ações sísmicas, que têm por finalidade levar a uma consequente sistematização e procura de padrões em modelos mecânicos e cinemáticos que descrevam de forma satisfatória o comportamento dos mecanismos no plano e fora do plano das estruturas (Corsanego & D'Agostino,1992; D'Ayala & Speranza,1999; Magenes *et al.* 2001).

Parâmetros que influenciam o comportamento sísmico do edificado em alvenaria de pedra

A resposta sísmica de uma edificação de alvenaria perante uma ação sísmica é complexa, resultando da combinação de múltiplos fatores relacionados com as propriedades dinâmicas, em particular da estrutura resistente, com as propriedades mecânicas dos materiais, o comportamento dos elementos e ainda a sua geometria. A vulnerabilidade sísmica é resultado da conjugação destes fatores.

A massa, associada às forças de inércia geradas pela ação dos sismos, em conjunto com a rigidez e o amortecimento condicionam a resposta em regime linear. As propriedades mecânicas dos materiais e o comportamento dos elementos determinam a transição entre a resposta em regime linear e a resposta em regime não linear, e o nível de dano.

Em termos geométricos, a simplicidade, a regularidade e a continuidade são aspetos que resultam numa melhor resposta sísmica. A geometria condiciona de forma inequívoca a ocorrência de efeitos locais desfavoráveis.

Todavia a ampla maioria das edificações de alvenaria que constituem o património arqueológico não foram idealizadas para resistir expressamente às ações sísmicas (Pinho, 2000) pelo que o seu comportamento face aos sismos é, regra geral, deficiente e a sua vulnerabilidade elevada (Mateus, 2002).

A cada uma das direções, fora do plano e no plano, correspondem diferentes mecanismos de dano que são ativados face à solicitação sísmica. Por forma a alcançar um comportamento satisfatório perante

ações sísmicas, o mecanismo fora do plano dever ser evitado e o mecanismo no plano deve ser explorado na sua totalidade (Magenes, 2006). Os modos de colapso das paredes de alvenaria submetidas a ações horizontais são influenciados pela esbelteza, isto é a relação entre a altura e a largura da base na direção considerada.

Influência dos Materiais no Comportamento das Paredes de Alvenaria de Pedra

As paredes de alvenaria de pedra são elementos laminares, isto é a sua espessura é muito inferior às restantes duas dimensões, pelo que o seu comportamento pode ser descrito tomando o plano médio como referência. O comportamento para acções horizontais no plano e fora do plano das paredes é distinto, pelo que interessa a sua caracterização nestas duas direções. Devido à heterogeneidade alvenaria é frequente a utilização de técnicas de homogeneização ao nível do material na construção de modelos numéricos (Lourenço & Zucchini, 2001).

A resposta da alvenaria não é independente da direção considerada, nem da combinação de esforços atuantes. A disposição das unidades de alvenaria condiciona a resistência e os modos de rutura; no plano as paredes de alvenaria aparelhadas são ortotrópicas se for de tipologia aparelhada, e isotrópicas no caso de tipologias construtivas de pedra irregular (Magenes *et al.,* 2000).

Alguns valores indicativos de propriedades das alvenarias de pedra:

- Resistência à compressão: 0,3 a 3,0 MPa;
- Resistência à tração: 0,08 a 0,21 MPa;
- Módulo de elasticidade: 200 a 1000 MPa;
- Módulo de distorção: 70 a 90 MPa.

2.4.1. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE ALVENARIA: MECANISMOS DE COLAPSO

As principais fontes de vulnerabilidade para estruturas estão associadas a modos de ruptura, que podem ser divididos com base em dois mecanismos fundamentais de colapso (Giuffrè, 1993;Doglioni, 1994; Lagomarsino *et al.*, 1997; Binda *et al.*,1999a,1999b; Borri *et al.*,1999a; D'Ayala & Speranza, 1999; D'Ayala,1999).

Nas paredes de alvenaria as ações verticais atuam no plano, causando fundamentalmente esforços de compressão. Por seu turno, as ações horizontais podem em diversas direções relativamente ao plano provocar corte e flexão o que resulta numa interação de esforços com consequências para a capacidade resistente no plano como fora do plano, em flexão composta.

O modo de colapso mais vulnerável ("*First Damage Mode*"), (Figura 3), é produzido por ações perpendiculares à parede (fora do plano) que resultam no derrube de todo, ou de uma parte significativa do painel (Giuffrè, 1990 e Giuffrè 1993). A resposta perante ações sísmicas ocorre segundo este modo de deformação quando as ligações entre paredes ortogonais, e entre paredes e pavimentos são muito frágeis. Esta situação é comum em edifícios antigos. A juntar à ausência de ligações efetivas temos, em muitos casos, pavimentos de madeira muito flexíveis.

O segundo modo de dano ("*Second Damage Mode*"), (Figura 3), é provocado por ações paralelas à parede (no plano). É caracterizado por fissuras inclinadas associadas a forças de corte, que podem resultar num padrão de fissuras em "X", que fragiliza e reduz significativamente a capacidade resistente das paredes.

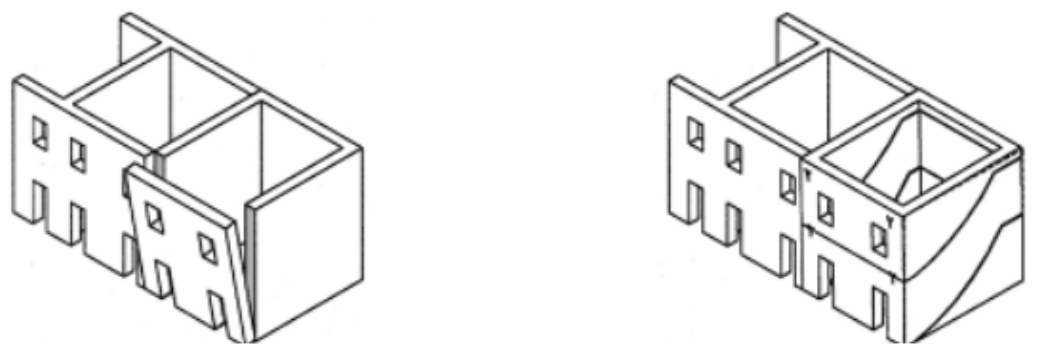


Figura 3 - Primeiro Modo de Dano (*First Damage Mode*) e Segundo Modo de Dano (*Second Damage Mode*) (Carocci, 2001).

2.4.1.1. COMPORTAMENTO FORA DO PLANO

Tipicamente, as paredes exteriores de um edifício ficam submetidas a mecanismos fora do plano (Figura 4), ou seja o primeiro modo de dano é o mais frequente e ruinoso; pode implicar o colapso da parede e, consequentemente, levar à ruína os elementos suportados por estas paredes. No caso de estruturas não reforçadas, os principais fatores que restringem os mecanismos de derrube são o atrito produzido pela superfície de contacto entre as paredes e os elementos que estão a elas ligados (D'Ayla & Speranza, 2003).

O comportamento para fora do plano das paredes é caracterizado por uma baixa rigidez e resistência, dado que está associado ao eixo de menor inércia da secção horizontal. A rigidez está associada à capacidade de flexão da parede e a resistência é condicionada pelos esforços de tração e compressão na base resultante da flexão composta originada pela interação das ações horizontais e verticais.

O mecanismo de dano para fora do plano tem, tipicamente, um modo de colapso associado à abertura de fenda ao longo da base, por ser nessa zona que se localizam os esforços de flexão máximos, originando o derrube da parede.

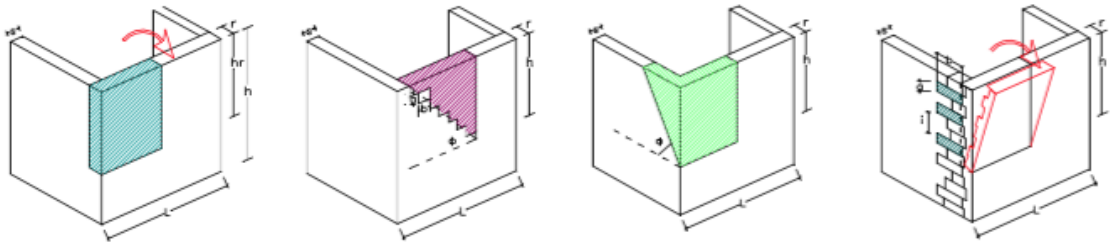


Figura 4 - Diferentes mecanismos de derrube de acordo com a eficiência das restrições (Modena *et al*, 2009).

2.4.1.2. COMPORTAMENTO NO PLANO

O comportamento no plano de painéis envolve, regra geral, uma mobilização global do painel, uma rigidez e uma capacidade resistente superior face ao comportamento na direção fora do plano. A rigidez da parede no plano é assegurada não só pela sua capacidade de flexão, mas também pela sua resistência ao corte. A resistência ao corte é tanto maior quanto menor for a esbelteza da parede medida no plano. A resistência está associada à interação entre as tensões normais e tangenciais que se desenvolvem devido à combinação das ações verticais com as horizontais.

A ocorrência de diferentes modos depende de vários parâmetros:

- geometria da parede;
- condições de fronteira;
- carga axial atuante;
- características mecânicas dos elementos da alvenaria (argamassa, blocos e interfaces);
- características geométricas da alvenaria (rácio altura/espessura da parede, aparelho de alvenaria no plano e na secção transversal).

O mecanismo gerado pela solicitação no plano é geralmente classificado como mecanismo local, por estar associado à resposta local das paredes, podendo ainda assim gerar um colapso global. Para paredes menos esbeltas solicitadas na direção do plano, o mecanismo de colapso está associado ao deslizamento da base (*Slidding Shear*), ou à tração diagonal (*Shear*). Por seu turno, para paredes mais esbeltas o mecanismo de colapso encontra-se associado à flexão da parede (*Flexural*).

O mecanismo de dano no plano depende da variação da relação entre a altura da parede, da largura da base medida no plano e das capacidades resistentes dos materiais. Para paredes baixas ocorrem mecanismos de colapso associados ao corte no plano por tração diagonal, ou por deslizamento da base. Para paredes com pé direito mais elevado o modo de colapso ocorre por flexão da parede no seu plano.

A resistência está associada à interação entre as tensões normais e tangenciais que se desenvolvem devido à combinação das ações verticais com as ações horizontais.

Resultados experimentais demonstraram que paredes de alvenaria submetidas a cargas no plano podem apresentar dois comportamentos de colapso associados a dois mecanismos diferentes:

Comportamento à flexão:
Se a carga vertical aplicada é baixa em relação à capacidade resistente da parede, a carga horizontal produz fissuração nos cantos e a parede comporta-se como corpo rígido, rodando em torno da base (*rocking*). Se não ocorrer mais fissuração significativa, devido à presença de cargas verticais suficientemente elevadas, a parede caracteriza-se, progressivamente, por um padrão de fissuração muito difundido, com fendas verticais orientadas para os cantos mais comprimidos e fendas horizontais nas juntas tracionadas (*crushing*).

Comportamento ao corte:

- Rutura de corte por deslizamento – quando o desenvolvimento da fissuração por flexão reduz a secção resistente, potenciando o deslizamento da secção;
- Fissuração diagonal – quando a rutura é atingida com a formação de fissuras diagonais que tipicamente se desenvolvem no centro da parede e se propagam em direção aos cantos.

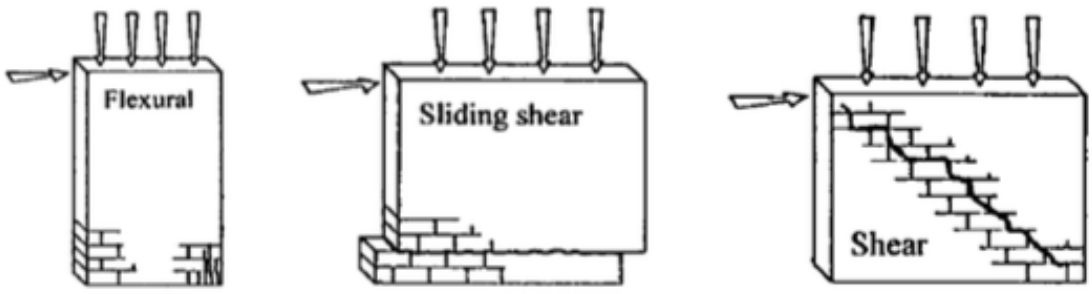


Figura 5 - Mecanismos de colapso da alvenaria (Modena *et al*, 2009).

O *rocking* prevalece em paredes esbeltas, enquanto o deslizamento ao longo das juntas tende a ocorrer apenas em paredes mais baixas e espessas (Magenes e Calvi, 1992 e Magenes e Calvi, 1997). Em paredes com uma esbelteza moderada, a fissuração diagonal supera o efeito de *rocking* e o deslizamento ao longo das juntas para um nível de incremento de compressão vertical (Vasconcelos & Lourenço, 2006).

A propagação de fissuras diagonal através dos blocos tende a prevalecer sobre a propagação da fissuração diagonal através das juntas argamassadas para um aumento da carga vertical de compressão (Lourenço et al.,2005; Mayes, 1975 e Bosiljkov, 2003). O esmagamento, em geral, ocorre para valores elevados de compressão vertical (relacionado com a capacidade resistente do material), (Vasconcelos e Lourenço, 2006). É importante destacar que nem sempre é fácil distinguir a ocorrência de um mecanismo tipo, dado que muitas interações podem ocorrer entre eles (Quelhas, 2012).

2.5. SUMÁRIO

O presente capítulo apresenta, de forma sucinta, a caracterização da alvenaria enquanto material estrutural, a sua tipologia construtiva e, sobretudo, o seu comportamento face a ações sísmicas. É descrito de forma genérica e é dado destaque aos fatores que condicionam esse mesmo comportamento, este tema será relevante para os capítulos seguintes.

A alvenaria é das tipologias mais antigas do conhecimento humano e foi também das tipologias mais utilizadas pelo Homem até ao advento do betão.

A alvenaria de pedra é um material heterogéneo que resulta da associação de elementos resistentes (pedra) interpostos sem qualquer ligante (alvenaria de junta seca), ou ligados entre si com juntas preenchidas por argamassas (alvenaria de junta argamassada), formando um conjunto compacto.

No comportamento mecânico das paredes de alvenaria de pedra, a vulnerabilidade sísmica é distinta se considerada a acção a actuar na direção fora do plano ou do plano das paredes. Regra geral, as paredes de alvenaria apresentam uma maior capacidade resistente e rigidez quando solicitadas na direção do plano do que na direção fora do plano.

3
ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

No capítulo 3 é apresentada, num primeiro subcapítulo, a definição e caracterização das diferentes tipologias de arco de acordo com a sua função e forma, sendo também apresentada a terminologia dos seus diferentes componentes. Num segundo subcapítulo apresenta-se a contextualização histórica e a evolução do conhecimento da análise estrutural do arco de alvenaria de pedra.

3.1. GENERALIDADES SOBRE ARCOS

3.1.1. DEFINIÇÃO

O arco é caracterizado por ser um elemento estrutural de forma curvilínea idealizado para descarregar fundamentalmente esforços normais de compressão simples, e que transmite as cargas que sobre ele atuam, sejam elas o seu peso próprio ou sobrecargas, a dois apoios (Torroja, 1960; Engel, 1981; Salvadori *apud* Silva e Couto, 2000).

O arco é um sistema estrutural de forma ativa (Engel, 1981) tal que a transmissão das cargas aplicadas depende fundamentalmente da sua geometria. Sistemas estruturais de forma ativa são sistemas que atuam através da sua forma material, são suportados por extremidades fixas, têm capacidade de suportar-se e cobrir um vão. A transmissão das cargas até aos apoios ocorre através de esforços normais de compressão no arco que resultam da forma da estrutura coincidir com o fluxo dos esforços, ou seja de seguir o trajeto natural das forças. Variações a partir de forma e geometria do arco podem provocar um desvio das cargas até aos apoios, o que pode significar a necessidade de elementos adicionais para suster o arco. São exemplo os arcos botantes que surgem no período Gótico para garantir o encaminhamento das cargas para o solo, sem colocar em risco o arco a que davam apoio.

3.1.2. CARACTERIZAÇÃO DO ARCO QUANTO À FUNÇÃO

A presente tese centra-se essencialmente em património arqueológico, mais propriamente em arcos de aquedutos em Portugal e que outrora constituíam uma das únicas maneiras de suprir as necessidades de abastecimento de água potável (necessidade básica transversal à sobrevivência de toda a Humanidade no âmbito espacial e temporal) às cidades, mosteiros, palácios, conventos, recorrendo para tal ao escoamento gravítico, facto que condicionava a morfologia destas estruturas.

É de referir que a utilização praticamente exclusiva do escoamento gravítico para transportar água implicou a construção de grandes estruturas, como os aquedutos, como forma de ultrapassar a incapacidade técnica de fabrico de estruturas fechadas capazes de suportar as pressões necessárias.

O arco desempenha funções de natureza estética, sendo um elemento característico determinante de alguns estilos arquitetónicos, como por exemplo o arco ogival no caso da arquitetura gótica e o arco pleno, ou de volta perfeita que é emblemático do período renascentista.

3.1.3. CARACTERIZAÇÃO DO ARCO QUANTO À CONSTITUIÇÃO

Antes de avançarmos no estudo do arco como elemento estrutural, apresenta-se a terminologia utilizada na caracterização dos vários elementos que o constituem (Figura 6):

- Aduela – bloco em cunha que compõe a curva do arco, disposto em sentido radial, com a face côncava para o interior e a convexa para o exterior.
- Junta – interface de contacto entre duas aduelas.
- Chave ou Fecho – aduela que trava a estrutura colocada na parte superior do arco, apresentando a cota mais alta em relação à linha das nascentes.
- Aduelas de Arranque – aduelas posicionadas na base do arco, junto aos apoios.
- Pé-direito ou Apoio –coluna, pilastra, ou maciço de alvenaria que serve de apoio ao arco.
- Imposta – último bloco do apoio, no qual se apoia a aduela de arranque.
- Intradorso e Extradorso – face interior côncava e face exterior convexa do arco, respetivamente.
- Testa ou Paramento – face frontal do arco.
- Nascentes ou Nascenças – arestas inferiores das aduelas de arranque que se situam na linha das nascentes ou linha de arranque.
- Coroamento – ponto mais elevado do arco, situado no extradorso sobre o eixo vertical da chave.
- Vão, Luz ou Abertura – distância entre nascentes, medida em linha reta pelo intradorso.
- Abertura Externa – distância entre as nascentes, medida em linha reta pelo extradorso.
- Vão Teórico – distância entre nascentes, medida em linha reta pelo eixo do arco.
- Flecha e Altura – distância entre as linhas das nascentes e a face inferior da aduela de fecho.
- Espessura – distância entre o intradorso e o extradorso; pode ser constante ou variável.
- Rim – seção do arco que dista do apoio cerca de um quarto do vão.

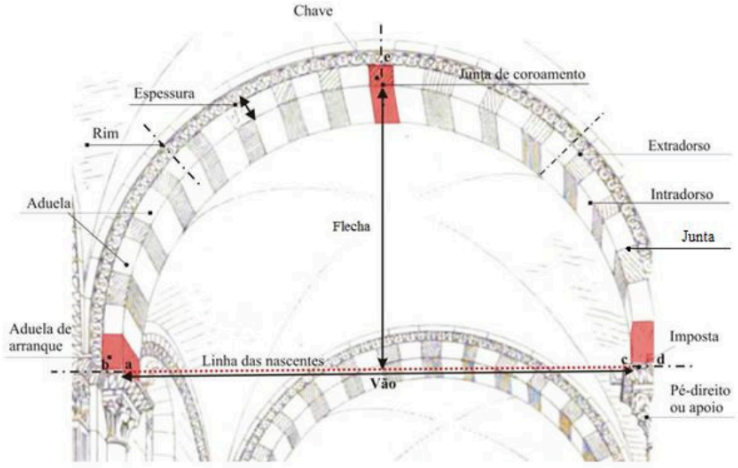


Figura 6 - Terminologia do arco de alvenaria de pedra. Basílica de Vézelay, França (Viollet-Le-Duc, 1854).

3.1.4. CARACTERIZAÇÃO DO ARCO QUANTO À FORMA

O arco é um sistema estrutural de forma ativa (Engel, 1981), ou seja a transmissão das cargas aplicadas depende fundamentalmente da sua forma geométrica.

Existem imensos sistemas classificativos dos arcos em relação à forma da curva do intradorso. Segundo Séjourne (Séjourné, 1914), os arcos podem ser classificados com base em três parâmetros (Figura 7):

- relação $f = b/(2a)$ entre a flecha (b) e o vão $(2a)$ do arco;
- curva do intradorso: completa ou segmentada.
- curva do intradorso: contínua ou descontínua.

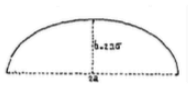
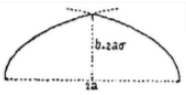
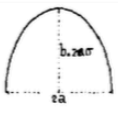
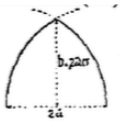
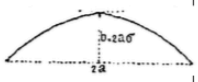
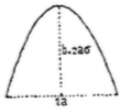
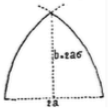
	Curva rebaixada $\left[f<\frac{1}{2}\right]$		Curva sobrelevada $\left[f>\frac{1}{2}\right]$	
	Contínua	Descontínua (quebrada)	Contínua	Descontínua (quebrada)
Semi-curva completa (tangentes verticais aos apoios)	 Elipses de 2º grau; curvas algébricas em forma de elipse; curvas compostas de segmentos de curvas; asas de cesto de *m* centros.	 Duas elipses, duas asas de cesto, duas parábolas, etc., se interceptando.	 Elipses elevadas, asas de cesto elevadas, etc	 Duas semicircunferências, etc., se interceptando.
Segmento de curva (tangentes inclinadas em relação aos apoios)	 Elipses de 2º grau; curvas algébricas em forma de elipse; curvas compostas de segmentos de curvas; asas de cesto de *m* centros.	 Duas elipses, duas asas de cesto, das parábolas, etc., se interceptando.	 Elipses elevadas, asas de cesto elevadas, etc	 Duas semicircunferências, etc., se interceptando.

Figura 7 – Classificação dos arcos (Séjourné, 1914)

De acordo com Ragette (Ragette, 2003), os arcos podem ser classificados em três grupos distintos:

- arcos genuínos: apresenta uma forma consonante com o caminho natural das cargas aplicadas no arco, incluindo o peso próprio. São exemplos disso o arco catenário, o arco parabólico, o arco pleno ou de volta perfeita e o arco em ogiva.
- arcos adversos: ao contrário dos arcos genuínos, o seu formato não é decalcado de forma evidente do fluxo natural das cargas presentes no arco.
- arcos decorativos: não trabalham como arcos estruturais, mas apenas como elementos decorativos das estruturas.

As classificações prescritas por Silva e Couto, Séjourné e Ragette acima descritas serão a base de caracterização do tipo de arcos estudados nesta dissertação, nomeadamente o arco pleno, também chamado de volta perfeita.

3.1.5. ARCO DE VOLTA PERFEITA

O arco de volta perfeita (Figura 8), objecto de especial enfoque nesta dissertação, é gerado a partir de um único centro que segmenta em duas partes iguais a linha das nascentes e perfaz um ângulo de 180º. Desta forma, o arco assim descrito apresenta uma relação flecha e vão igual a 0,5. Partindo deste valor, e de acordo com Séjourné, os arcos rebaixados apresentam uma relação inferior e os arcos sobrelevados apresentam uma relação superior.



Figura 8 – Aqueduto de Santa Clara com arco de volta perfeita, Vila do Conde (Metro do Porto, 2012).

3.2. RESENHA HISTÓRICA: O CONHECIMENTO ESTRUTURAL DO ARCO

3.2.1 ANTIGUIDADE CLÁSSICA

Os primeiros vestígios do cruzamento do conhecimento humano com a inovação estrutural do arco de alvenaria, e a sua materialização de forma funcional, estão datados entre nove a oito milénios antes de Cristo. Geograficamente, foram encontrados no atual território ocupado por Israel e historicamente são atribuídos à civilização etrusca tida como cultura embrionária da utilização do arco em alvenaria como solução estrutural (Huerta, 2001; Nunes 2009).

É a civilização egípcia que ao edificar estruturas de grandiosas dimensões necessita de vencer grandes vãos e, partindo dessa necessidade, lança mão da criação dos Etruscos e apresenta a utilização do arco de alvenaria de pedra (Figura 9) (Sincraian, 2001). A civilização egípcia foi pioneira em muitas matérias referentes à Engenharia Civil, inclusive nos primórdios da engenharia hidráulica de condução da água por canais para regra e regularização do delta do Nilo. Este aparte pretende fazer notar pontos de contacto interessantes: os egípcios pioneiros na arte de conduzir água através de canais para dela retirarem o seu melhor proveito são também pioneiros na utilização do arco de alvenaria de pedra, que será elemento fundamental na construção de aquedutos para a condução de água ao longo de séculos muito para além da duração da civilização egípcia.

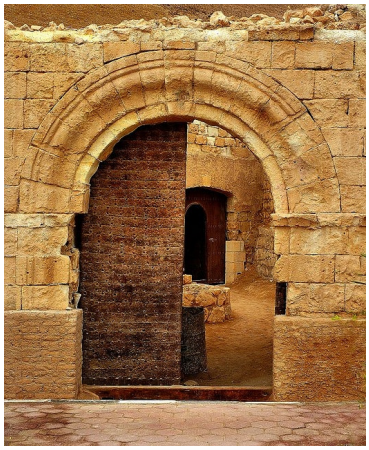


Figura 9 – Arco pleno em alvenaria de pedra, Egito (National Geographic, 2008).

O anteriormente exposto permite localizar a invenção do arco com as civilizações agrícolas do Crescente Fértil. Contudo, nesta zona do globo muitas das vezes a pedra não é um material abundante, tendo em muitos casos sido substituída por tijolos cerâmicos (arcos feitos de tijolos de argila encontrados no atual Iraque, construídos três milénios antes de Cristo).

O apogeu da cultura helénica e da sua arquitetura fundeada em linhas retas significou um período de pouca evolução na utilização do arco de alvenaria de pedra. Contudo, e apesar deste hiato na utilização do arco como elemento estrutural preferencial, é com o Império Romano que o arco de alvenaria de pedra atinge os seus anos dourados, muito em parte como resultado da grande expansão geográfica desta civilização antiga e da duração do seu império (mais de cinco séculos).

Os Romanos foram pioneiros na criação do primeiro tipo de betão (pozolana) com características ligantes bastante inovadoras para a época, se bem que com características muito inferiores às apresentadas pelos betões contemporâneos. Ainda assim, o betão romano permitiu aumentar as características resistentes da interface entre pedras e, desta forma, aumentar a capacidade resistente do arco de alvenaria de pedra (Lança, 2006).

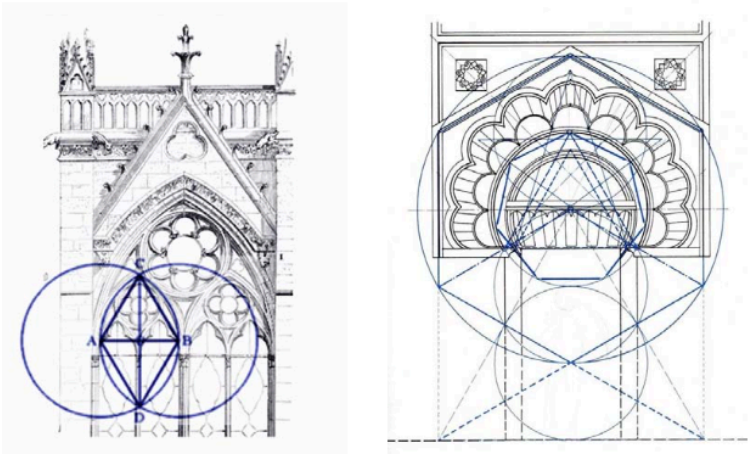
3.2.2 De Roma à Época Medieval

Sucedendo ao Império Romano, surgiu o que poderia ser denominado "Império Monástico" (a Idade Média), já que grande parte do conhecimento científico se encontrava retido em ordens religiosas, sendo os avanços científicos maioritariamente monitorizados e condicionados pela religião.

Existe entre estes dois períodos um intervalo de tempo respeitável de invasões de povos vindos do Norte da Europa (Visigodos, Vândalos e Godos) que se estabeleceram no antigo espaço preenchido pelo Império Romano. Estes povos caracterizaram-se geralmente mais em destruição do que em edificar novas construções, não trazendo grandes inovações construtivas.

Este domínio religioso sobre o conhecimento estrutural do arco significou uma estagnação, visto que a metodologia de dimensionamentos continuou a basear-se em relações geométricas e conhecimentos empíricos conhecidos desde os Romanos (Lança, 2006). Traduziu-se num atraso face aos Romanos por não conseguirem reproduzir um ligante com características semelhantes ao betão romano. As grandes inovações desta época prendem-se com o campo estético, com a incorporação de elementos religiosos (Figura 10), como por exemplo o símbolo cristão *vesica piscis* que simboliza a Santíssima Trindade (Fletcher, 2004) e que se traduz na introdução da forma do arco ogival e será bandeira da arquitetura gótica (Nunes, 2009). Na civilização Árabe observam-se inovações semelhantes; por

exemplo, o arco mourisco em formato de ferradura esconde uma geometria complexa onde o círculo representa o "mundo das ideias", o quadrado "o mundo da matéria" e o polígono externo, de sete lados, os "Sete Céus" do Corão (Critchlow, 1983 p.102).



(a) (b)

Figura 10 – a) Arco em ogiva e geometria *vésica piscis* na Catedral de Reims, França (Viollet-Le-Duc, 1854); b) Arco em ferradura dum portal de mesquita, sul de Espanha (Critchlow, 1983).

Apesar deste período de relativa estagnação do conhecimento estrutural, o surgimento do estilo gótico (século XII) caracterizado por uma busca vertiginosa por se atingirem maiores alturas, nomeadamente na construção de igrejas e catedrais, leva à necessidade de reduzir a espessura dos elementos que suportam os arcos que formam o esqueleto dos edifícios ou seja, colunas, nervuras entre outros.

As paredes perdem a função estrutural de contenção dos impulsos horizontais vindos do arco, que já fora transformado em arco ogival, inovação geométrica que por si só já implicava menores impulsos horizontais (Sincraian, 2001). Estes impulsos passam a ser absorvidos pelos arcos botantes e contrafortes cuja geometria e forma reflete o valor e o caminho das cargas, encaminhando-as para o solo (Nunes, 2009; Gago,2004).

Como nota final, todo este conhecimento assinalável, que permitiu construções de grande valor estético e quebrar recordes de alturas e vãos nunca antes vistos, foram alcançados com ausência quase total de apoio científico teórico sistematizado, sendo a tradução de séculos de processos iterativos e empíricos de tentativa e erro.

3.2.3 Renascimento ao século XIX

Renascimento (século XV e XVI) é o período histórico de contraste com a época medieval onde se fundiam as bases do conhecimento científico e cultural de todo o mundo ocidental. É nesta época que surgem os primeiros tratados (Vitrúvio, Euclides e Arquimedes) sobre técnicas construtivas e proporções geométricas dos arcos (Gago, 2004).

Leonardo Da Vinci realiza os primeiros estudos do comportamento mecânico dos arcos (Figura 11), estudo que vai ser completado por Couplet: *"um arco não cai se a corda exterior não tocar o intradorso do arco"*.

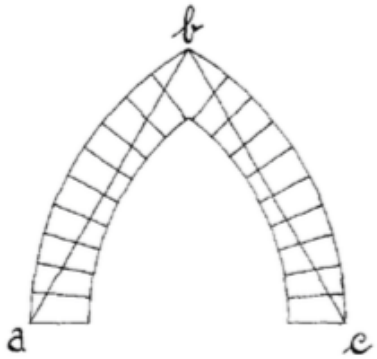


Figura 11 – Primeiros estudos sobre a estabilidade do arco de Leonardo Da Vinci (Gago, 2004)

Por outro lado, Galileo Galilei estabeleceu as leis base da mecânica estrutural (Kurrer, 2008). Hooke estabelece uma analogia entre corrente metálica suspensa nas suas extremidades e atuada apenas pela força da gravidade e a forma estável do arco; estabelece que o arco se sustém devido ao mesmo fenómeno atuando de forma inversa (Huerta, 2001) e (Nunes, 2009).

Apenas no século XVII a ciência europeia passa a racionalizar o conhecimento estrutural dos arcos de alvenaria com base em fenómenos físicos e processos técnicos. O conhecimento deixa de ser aceite com base apenas em observações empíricas, como até aqui, e passa-se a atribuir grande importância a modelos teóricos científicos baseados nas leis da mecânica que expliquem o comportamento das estruturas, e a formulação matemática dos problemas ganha especial enfâse a partir desta altura (Nunes, 2009; Canhão, 2010).

Exemplo do acima exposto, é Gregory (1697) que estabelece a expressão matemática da catenária, sustentando matematicamente a ideia inicial e empírica de Hooke; considera que todo o arco se sustenta porque na sua espessura apresenta o possível desenho de uma catenária dentro dos limites da sua espessura (Huerta, 2001; Canhão, 2010).

3.2.3.1 Philippe de La Hire (1640-1718) e Bernard Forest de Bélidor (1698-1761)

Na segunda metade do século XVII, La Hire e Bélidor foram pioneiros no estudo do mecanismo de colapso do arco. La Hire definiu que o arco colapsava quando a parte superior deslizava sobre as juntas fraturadas e empurrava os apoios para o exterior – mecanismo tipo cunha deslizante (Canhão, 2010).

O mecanismo proposto por La Hire pressupõe a ausência de atrito entre aduelas (Kurrer, 2008); as juntas de escorregamento localizam-se a meia distância entre os apoios e a aduela de fecho do arco e assume como verdade que as três peças assim formadas comportam-se como corpos rígidos (Kurrer, 2008; Canhão, 2010).

Bélidor estabelece como regra a formação da junta a 45º, localizada a meio entre aduela de fecho e a imposta, localiza o ponto de aplicação L do impulso no eixo do arco e os momentos calculados a partir da face externa do contraforte (Canhão, 2010). Esta primeira tentativa de caracterização do modelo do arco como mecanismo de cunhas descrito por regras racionais não teve grande aceitação por ter aplicação muito complexa (Canhão, 2010).

3.2.3.2 Pierre Couplet des Tortreaux (1670-1744)

Partindo das formulações antigas, Couplet (1730) estabeleceu três pressupostos fundamentais do comportamento da alvenaria:

- A alvenaria não apresenta capacidade resistente à tração;

Este pressuposto é bastante conservativo. Na realidade, testes experimentais demonstraram que a pedra apresenta de facto alguma (não muito elevada) resistência à tração, mesmo a argamassa que em alguns casos preenche as interfaces dos blocos de pedra pode apresentar alguma capacidade resistente à tração; contudo, apresenta, regra geral, valores muito baixos dado serem argamassas de qualidade muito pobre.

- A alvenaria tem capacidade compressiva infinita;

O significado deste pressuposto não é que a alvenaria tem uma resistência à compressão infinita; nenhum material possui características infinitas. A verdade por trás deste pressuposto é que as tensões são tão reduzidas que não existe perigo de esmagamento do material, regra geral pelo menos uma ordem de magnitude inferior à capacidade demonstrada pela alvenaria.

- Não ocorre o colapso por deslizamento entre aduelas do arco (Heyman, 1998)

Este pressuposto encerra um fim em si mesmo. O que está inerente a esta afirmação é que a assemblagem dos diferentes blocos é efetuada de tal forma que o desenvolvimento das forças de atrito nas interfaces dos blocos é suficiente para não possibilitar o colapso por deslizamento.

Com base nos pressupostos acima descritos, o mecanismo de colapso de Couplet considera a formação de quatro corpos rígidos ligados por rótulas entre si. Localiza as juntas críticas a meia distância entre a aduela de fecho e os apoios e considera que as tensões instaladas no material não seriam suficientes para condicionarem o colapso do arco (Canhão, 2010). Estes pressupostos e a imposição do mecanismo de colapso eliminam a possibilidade de rutura por falta de capacidade resistente do material sendo apenas possível o colapso por instabilidade.

3.2.3.3 Charles Augustin de Coulomb (1736-1806)

Coulomb é o primeiro a procurar uma formulação geral para o colapso de arcos simétricos. Assim, Coulomb propõe uma análise de equilíbrio do arco em alvenaria sustentada na análise de impulsos máximos e mínimos. Coulomb, analisa o comportamento dos materiais e combina-o com o mecanismo de colapso identificando o mais provável e os correspondentes valores limite dos impulsos. (Nunes, 2009). Vale a pena recordar o génio científico de Coulomb e que esta análise, partindo de impulsos máximos e mínimos, não é inocente, pois trata-se do mesmo Coulomb que estabeleceu as bases da atual mecânica dos solos, do cálculo de impulsos de terras e muros de suporte, entre outros.

Importante referir que Coulomb é o primeiro a considerar os efeitos do atrito nas interfaces dos blocos ao contrário dos seus antecessores, sendo esta consideração fundamental para o avanço registado em relação a Couplet. Ao considerar o efeito do atrito, Coulomb assume que o seu valor nas interfaces dos blocos é suficiente para evitar deslizamentos relativos.

O mecanismo de colapso implica a formação de rótulas, e para esse mecanismo, caso exista um impulso horizontal de baixa magnitude, o corpo rígido do arco acima da junta crítica cai por rotação em torno do ponto localizado no intradorso do arco. Por seu turno, para um impulso horizontal de elevada magnitude, o corpo rígido vai elevar-se por rotação em torno do mesmo ponto mas agora na linha de extradorso do arco, ver Figura 12 (Canhão, 2010).

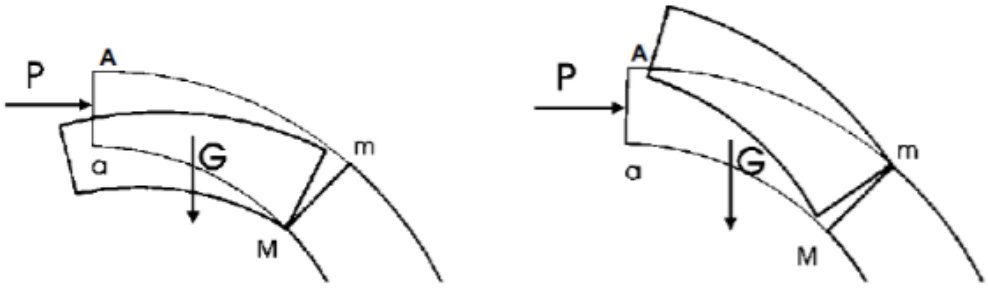


Figura 12 – Mecanismos considerados por Coulomb (Gago, 2004).

Coulomb não estabelece a posição exata a localização das rótulas do mecanismo de colapso. Antes utiliza um método iterativo de tentaiva erro para determinar a posição mais desfavorável das juntas críticas, realçando que, tanto a espessura do arco, como impulso correspondente são insensíveis a essa localização (Kurrer, 2008; Nunes, 2009; Canhão, 2010).

3.2.3.4 Teoria da Linha de Pressões

No século XIX, e apesar do progresso no conhecimento estrutural do arco, o arco em posição de equilíbrio (longe da rotura) é ainda uma estrutura indeterminada devido à sua hiperstatia e os métodos existentes não tinham em linha de conta a distribuição de tensões que apenas foi teorizada por Claude Navier (1785-1830) em 1823 (Gago, 2004).

Méry (1830) apresenta dois conceitos inovadores: a linha de pressões e a linha de resistência, aproveitando as teorias desenvolvidas por Moseley e, sobretudo, fundando as suas formulações no conceito de núcleo central do arco que tinha sido postulado por Navier (1823) (Gago, 2004; Nunes, 2009).

Stephen Timoshenko (1878-1972) define a linha de pressões como o lugar geométrico das consecutivas intersecções entre as direções das pressões atuantes nas interfaces dos blocos. Define ainda a linha de resistência como o polígono que une os centros de pressão de cada junta (Kurrer, 2008).

Henry Moseley (1801-1872) foi o primeiro a tentar encontrar a verdadeira linha de pressões e determinar a sua localização. Contudo, como o arco é uma estrutura hiperestática, não é possível atingir a localização da linha usando apenas as equações de equilíbrio. Aplicou por isso ao arco o princípio da pressão final e concluiu que a linha verdadeira corresponderá ao estado de pressão mínima (Huerta, 2001; Canhão, 2010).

Moseley separa a localização da linha de pressões da linha de resistência; depois parte do mesmo pressuposto postulado por Gerstner que afirma a existência de um número infinito de linhas de pressão que satisfazem as condições de equilíbrio. Assim, Moseley estabelece que para se verificar o equilíbrio do arco a linha de resistência tem de estar contida na espessura do arco (entre intradorso e extradorso). Caso cruze uma destas superfícies, é nesse ponto que se formaram as rótulas (Kurrer, 2008; Nunes, 2009; Canhão, 2010).

Em 1840, Méry parte do pressuposto que o arco é dimensionado em estado de compressão total o que implica que a linha de pressões permaneça dentro do núcleo central da secção do arco. O mecanismo de colapso idealizado por Méry ocorre quando a curva passa acima do terço central na secção da

aduela de fecho e abaixo do terço central da secção das aduelas dos rins, o que é verdade para arcos sujeitos a carregamentos simétricos e com limitações de vãos e abatimentos (Kurrer, 2008).

3.2.3.5 Teoria da Elasticidade

No final do século XIX pondera-se considerar a alvenaria como material elástico, apesar de irregular, anisotrópico, descontínuo e passível de fendilhar. Contudo, terá sido a popularidade da teoria da elasticidade na resolução de problemas que à época terá pressionado a utilização desta abordagem (Huerta, 2001).

As teorias do que é hoje a resistência dos materiais não foram ignorados pelos investigadores do comportamento estrutural do arco de alvenaria. O próprio Coulomb já tinha advertido para a necessidade dos pontos de aplicação do impulso horizontal, na aduela de fecho, e da resultante, sobre a junta de rutura, se manterem afastados das extremidades das juntas, isto é, da superfície do extradorso e do intradorso, para assegurar uma distribuição de tensões que não provocasse rotura das aduelas (Heyman, 1969; Timoshenko, 1953).

Emil Winkler (1835-1888) estabelece condições para considerar o arco de alvenaria com comportamento elástico, o que permite encontrar a linha de pressões através da teoria da elasticidade. A essas condições chamou "estado normal" – cura perfeita da argamassa das juntas e ausência total de movimentos ou fendas na alvenaria (Nunes, 2009; Kurrer, 2008).

Lourenço (2001) afirma que deve-se privilegiar uma análise não linear do arco em alvenaria dado que face a pequenas cargas de tração a alvenaria fendilha, deixando de estar submetido à lei de Hooke, base da teoria elástica (Canhão, 2010).

3.2.4 SÉCULO XX ATÉ AOS NOSSOS DIAS

O século XX é o primeiro em que a Humanidade praticamente se desliga da construção em alvenaria de pedra. O betão surge como substituto transversal e com propriedades muito mais fiáveis e controláveis, e por isso é preferido a partir do início do século XX.

Apenas o impulso dado pela valorização de estruturas antigas, grande parte realizadas em alvenaria de pedra e nas quais o arco é um elemento fundamental, impede que os estudos sobre o conhecimento do comportamento dos arcos de alvenaria de pedra não seja totalmente abandonado. A ideia base de que para salvaguardar e/ou reforçar é preciso conhecer fez com que o estudo do comportamento do arco de alvenaria de pedra não morresse com o advento do betão.

3.2.4.1 Teoria da Análise Limite

Jacques Heyman (1925-) aplicação do método de análise limite aos arcos de alvenaria. Heyman surge com dois teoremas limite, o Teorema Limite Mínimo (Teorema Estático) e o Teorema Limite Máximo (Teorema Cinemático). Propõe a análise do arco de alvenaria dividindo-o em blocos rígidos (indeformáveis) pelo que deixa de ser possível obter uma solução elástica genérica para o seu comportamento. Admite que se pode encontrar uma única solução que corresponde à solução elástica, mas que esta solução será muito sensível a pequenas variações das condições de fronteira e características mecânicas dos materiais (Canhão, 2010).

Com o Teorema Estático, se para um determinado carregamento for possível alcançar um estado de equilíbrio interno, ou seja se a linha de pressões permanecer dentro da espessura do arco (balizada entre intradorso-extradorso), e esse carregamento for inferior à capacidade resistente do material, garante que o carregamento não é suficiente para fazer colapsar a estrutura e que a segurança do arco não se encontra comprometida (Lança, 2006).

No Teorema Cinemático, para um determinado mecanismo a carga de colapso é superior à carga de colapso real. Em casos excecionais em que o mecanismo arbitrado corresponde ao mecanismo real de colapso, a carga real de colapso passa a ser igual à carga de colapso do mecanismo. Todavia, a segurança do arco não fica assegurada se para uma determinada distribuição de rótulas, não se verifique o colapso do arco (Lança, 2006).

A principal vantagem dos teoremas propostos por Heyman é poder analisar-se as condições de segurança do arco sem o conhecimento da linha de pressões verdadeira. Desta forma, Heyman adia o problema do conhecimento da linha de pressões verdadeira, mas apresenta as linhas correspondentes ao limite máximo e mínimo do impulso horizontal nos arranques (Huerta 2001).

Heyman (1966) apresenta uma teoria de verificação de segurança nos arcos para os teoremas de limite, recorrendo a um conceito de coeficiente de segurança geométrico. Compara a geometria do arco verdadeiro com a geometria de um arco de espessura mínima necessária para suportar o carregamento a que está sujeito (Huerta, 2001).

É preciso notar que num arco com a espessura mínima a linha de pressões fica inserida na espessura, mas é tangente às linhas do intradorso e extradorso do arco (formando rótulas), tornando-o o arco muito instável em que o mínimo acréscimo de carga pode provocar o colapso (Huerta, 2001).

3.2.4.2 Teoria da Plasticidade

Considera o arco como estrutura rígida submetida, em condições de utilização, a deformações impostas pelas condições ambientais e de utilização. Não é rara a ocorrência de fenómenos como a abertura da base ou até mesmo recalques nos apoios do arco. Estas deformações afetam de forma significativa a forma e a posição da linha de pressões pelo que, regra geral, não se considera o cálculo da linha de pressões quando se analisa o arco à luz da teoria da plasticidade (Canhão, 2012).

A teoria da plasticidade permite determinar as condições de estabilidade desde que se possam estabelecer os pressupostos postulados por Heyman em 1966, relembrando o já teorizado por Couplet em 1730:

- Resistência nula à tração;
- Resistência infinita à compressão;
- Não existência de deslizamento de aduelas.

3.2.4.3 Método dos Elementos Finitos e Método dos Elementos Discretos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) também é, não raras vezes, usado para o estudo de estruturas de alvenaria, nomeadamente arcos. Contudo, a modelação tipo linear contínua entra por vezes em conflito com a natureza do comportamento mecânico da alvenaria, sendo complexa a representação da baixa resistência à tração da alvenaria e da descontinuidades das interfaces entre blocos. No entanto, a evolução do MEF permite atualmente criar modelos mais próximos da realidade das estruturas de alvenaria, permitindo a representação do comportamento não linear do material e a simulação de fendilhações e descontinuidades (Lança, 2006; Kingsley e Seible, 1991).

Em contrapartida, o Método dos Elementos Discretos (MED) aborda a estrutura, tratando-a como um conjunto de elementos independentes e sendo semelhante ao método dos elementos finitos, permite a ocorrência de grandes deslocamentos e rotações e difere de modelações não lineares por atualizar ao longo da análise o posicionamento dos diferentes elementos entre si.

Apesar de inicialmente ter sido proposta a aplicação do MED à mecânica das rochas é evidente a sua aplicação vantajosa no estudo da alvenaria. Um dos programas de cálculo que utiliza a formulação

MED é o programa 3DEC (Sincraian, 2001; Rouxinol, 2007; Gago, 2004, Itasca, 2004). Este além de possibilitar uma modelação adequada do comportamento da alvenaria, possui a vantagem adicional de traduzir eficazmente adequada do comportamento da alvenaria, considera efeitos geometricamente não lineares e possui a vantagem adicional de traduzir de forma eficaz a ação dinâmica em particular a ação sísmica sob estruturas de alvenaria de pedra (Drei e Oliveira, 2001; Calvetti e Roberti, 1998).

Na abordagem MED existem dois tipos de contacto entre elementos: rígido (*rigid*), quando não permitem interpenetração entre os blocos, ou suaves (*soft*), quando permitem uma pequena sobreposição até um valor limite. Nos modelos com contacto suave as deformações elásticas ficam concentradas na junta e dependem da rigidez normal e transversal da junta. A interação entre elementos é representada por um conjunto de pontos de contacto no qual cada força é função do deslocamento relativo do mesmo ponto.

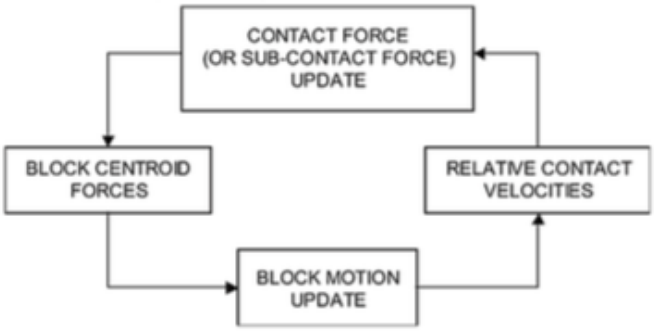


Figura 13 – Algoritmo de cálculo MED (ItascaInc, 2013).

O algoritmo de cálculo do MED (Figura 13), corresponde ao ciclo de cálculo proposto por Cundall (1976). Primeiro o movimento do bloco é calculado em função da velocidade e da aceleração assumidas como constantes entre intervalos de tempo. Após este primeiro passo, novos contactos entre os blocos são detetados e, através das leis força-deslocamento, são adicionadas as velocidades e forças relativas dos contactos. Por ultimo, as novas forças de cada centroide dos blocos são calculadas através da aplicação da segunda lei de Newton.

3.3 SUMÁRIO

O arco é um elemento estrutural de forma curvilínea que descarrega os esforços normais de compressão simples e transmite as cargas que sobre ele atuam a dois apoios. O arco é um sistema estrutural de forma ativa, tal que a transmissão das cargas aplicadas depende da geometria do arco.

Os arcos podem ser caracterizados quanto à função que exercem na estrutura. Podem ainda ser caracterizados quanto à sua constituição, existindo uma terminologia técnica própria para os diferentes elementos do arco. Os arcos podem ainda ser catalogados quanto à forma da curva do intradorso que está diretamente relacionada com o desempenho estrutural do arco. Para o arco de volta perfeita, o intradorso possui a forma de uma semicircunferência, formado a partir de um só centro e com a relação flecha vão de 1/2.

O conhecimento estrutural do arco tem seguido um processo evolutivo ao longo da história da Humanidade. Na antiguidade clássica as primeiras metodologias de dimensionamento do arco baseavam-se nas relações geométricas entre as principais dimensões e em regras empíricas.

A principal inovação da época medieval prendeu-se com o arco gótico e a tentativa de reduzir as espessuras dos elementos que suportavam os arcos, e assim atingir maiores vãos e maiores pés direitos. É no período do Renascimento e até ao século XIX que surgem as teorias científicas que caracterizam o funcionamento estrutural do arco. La Hire (1640-1718), juntamente com Belidor (1698-1761) são pioneiros na proposta de um mecanismo de colapso do arco, considerando que a ruina era originada por mecanismos tipo cunha deslizante.

Couplet (1670-1744) apresenta três hipóteses que definem o comportamento da alvenaria à tração e compressão e ao deslizamento entre aduelas. Coulomb (1736-1806) apresenta a primeira tentativa de formulação geral do colapso de arcos simétricos através da análise de impulsos máximos e mínimos. O comportamento dos materiais, combinado com o mecanismo de colapso, permite identificar qual o mais provável e os correspondentes valores limite dos impulsos.

Méry (1830) estabelece o conceito da linha de pressões. O mecanismo de colapso idealizado por Méry ocorre quando a linha de pressões passa acima do terço central na secção da aduela de fecho e abaixo do terço central da seção das aduelas dos rins. No final do século XIX, os estudos sobre o arco em alvenaria e sobre a determinação da linha de pressões, são realizados à luz da teoria da elasticidade. Os métodos de dimensionamento usados no século XX baseiam-se no pré-dimensionamento da geometria e da espessura do arco com regras empíricas e verificação da estabilidade com métodos racionais.

Heyman (1966) apresenta a aplicação do método de análise limite aos arcos de alvenaria. Surge com dois teoremas limite: o Teorema Limite Mínimo (Teorema Estático) e o Teorema Limite Máximo (Teorema Cinemático). A Teoria da Plasticidade permite determinar as condições de estabilidade e de segurança da estrutura, desde que se admitam os pressupostos de Heyman.

O MEF pode ser utilizado para o estudo de arcos em alvenaria, sendo particularmente utilizado quando podem ser modelados como sendo constituídos por material linear contínuo, simulando de forma bastante simplificada o comportamento da alvenaria. No entanto, o MEF também admite (tal como o MED) formulações de grandes deslocamentos e simulações de comportamentos não lineares materiais.

O MED admite a possibilidade de grandes deslocamentos, e difere das modelações não lineares por atualizar a posição dos diferentes elementos entre si.

4

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ARCOS – ANÁLISE ESTÁTICA

O quarto capítulo debruça-se sobre as metodologias de análise do comportamento estrutural do arco do ponto de vista da análise estática. Encontra-se dividido em três subcapítulos: métodos gráficos, métodos analíticos e métodos computacionais. As metodologias são apresentadas de forma cronológica, permitindo compreender a evolução do conhecimento sobre o funcionamento estrutural dos arcos de alvenaria.

4.1. MÉTODOS GRÁFICOS

4.1.1. LINHA DE PRESSÕES DEFINIDA PELO NÚCLEO CENTRAL

Um dos pressupostos estabelecidos por Couplet (1730), e relembrado por Heyman (1966), é a inexistência de capacidade resistente à tração da alvenaria. Na realidade, a capacidade resistente à tração da alvenaria não é nula, mas é geralmente tão reduzida que é boa prática de projeto (lado da segurança) tomá-la como nula (Lourenço, 2001; Gago, 2004).

Partindo do acima exposto, o arco de alvenaria passa a ser caracterizado como um elemento estrutural submetido exclusivamente a esforços de compressão. Para tal, torna-se fundamental uma análise das tensões presentes nas secções das aduelas que compõem o arco.

Da resistência dos materiais, em particular da hipótese de Bernoulli, temos a formulação matemática que nos permite determinar as tensões normais que atuam numa determinada seção do arco, partindo dos esforços que estão aplicados nessa seção:

$$\sigma(x) = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times x \qquad (1)$$

Para uma seção transversal retangular (Figura 14) de altura b e base a, temos:

$$\sigma(x) = \frac{N}{a \times b} + 12\frac{M}{a \times b^3} \times x \qquad (2)$$

Também da resistência dos materiais sabemos que, para uma peça estar totalmente comprimida, a resultante das tensões normais, centro de pressão, tem de permanecer dentro do núcleo central da peça, pelo que:

$$\sigma(x) = \frac{N}{a \times b} - 6\frac{M}{a \times b^2} \times x \text{ com } N \geq \frac{6M}{b} \qquad (3)$$

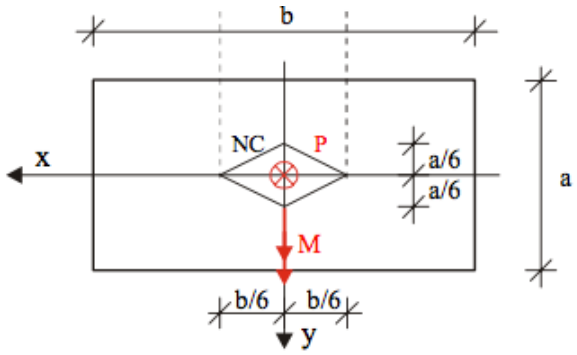


Figura 14 – Núcleo Central de uma seção rectangular (Juvandes, 2002).

A relação $e = M \,/\, N$ representa a excentricidade da resultante das tensões normais sendo possível identificar a zona da seção em que se verifica a tensão mínima de compressão. Caso a excentricidade aumente, a resultante das tensões normais desloca-se para fora do núcleo central da seção transversal dando origem a trações na peça que, como o material tem baixa capacidade resistente à tração, originam fendilhação ou abertura de juntas. Nesse caso, a tensão de compressão aumenta na extremidade oposta por forma a equilibrar a distribuição de tensões que foi desequilibrada pela fendilhação da seção na zona tracionada.

A tensão normal máxima é limitada a uma tensão admissível, porque o pressuposto teórico de que a alvenaria apresenta uma resistência à compressão infinita (Heyman, 1966) não é verdade, dado que nenhum material possui características infinitas. Desta forma, a tensão de compressão deve ser balizada por uma tensão admissível a partir da qual é possível, para um dado esforço axial atuante N, resolver a hipótese de Bernoulli para a distribuição de tensões normais, por forma a identificar o momento máximo admissível e a excentricidade máxima que podem atuar na seção, donde resulta:

$$M_{max} = N\left(\frac{t}{2} - \frac{2\times N}{3{\sigma_c}^{adm}b}\right) \tag{4}$$

$$e_{max} = \frac{t}{2} - \frac{2\times N}{3{\sigma_c}^{adm}b} \tag{5}$$

A Linha de Pressões é assim o lugar geométrico dos pontos de aplicação das resultantes das tensões normais (centros de pressão) que atuam nas diferentes seções transversais das aduelas (blocos) que constituem os arcos. Para garantir a estabilidade e o equilíbrio de um arco sujeito a um determinado carregamento, é condição necessária que esta linha permaneça balizada entre o intradorso e o extradorso (espessura do arco) (Gago, 2004). Para garantir que todo o arco "trabalhe" sob compressão, é necessário que esta linha corte cada seção transversal do arco dentro dos limites do núcleo central de cada secção (Canhão, 2010).

A relação entre o núcleo central apresentado (Figura 14) e as linhas de pressões, estabelece-se quando se tem em linha de conta as características mecânicas do arco em alvenaria de pedra: elevada resistência à compressão, reduzida resistência à tração e inexistência de deslizamento relativo nas interfaces das aduelas. Devido á reduzida resistência à tração e à inexistência de deslizamento relativo nas interfaces das aduelas, o comportamento das juntas, no caso da alvenaria, pode ser alargado a toda a seção. Desta forma as expressões analíticas 4 e 5 passam a ser verdadeiras para toda a seção e não apenas para a junta. Igualmente, para um número suficientemente elevado de seções transversais, as linhas de pressões e resistência convergem para uma única curva contínua, lugar geométrico das linhas de ação resultantes das tensões atuantes nas várias seções (Canhão, 2010; Gago, 2004; Nunes, 2009).

O cálculo da linha de pressões pode ser obtido de forma analítica através do equilíbrio das forças atuantes na estrutura (Gago, 2004).

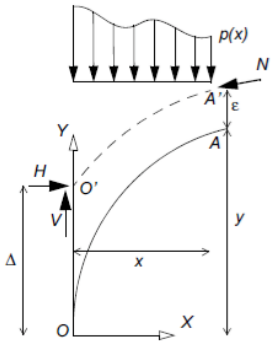


Figura 15– Diagrama de corpo livre de um arco (Gago, 2004)

Consideremos o arco, ver Figura 15 como estando sujeito a um carregamento vertical em que se forma uma linha de pressões afastada do intradorso do arco a uma distancia vertical ε.

O cálculo da linha de pressões depende do conhecimento de três valores: H, V e Δ, tratando-se de um problema estaticamente indeterminável. Inicia-se por isso um processo iterativo arbitrando três pontos da linha de pressões de coordenadas conhecidas – dois pontos no intradorso e um no extradorso (previsão do mecanismo de colapso) – e com esses pontos traçar a respetiva linha de pressões. Caso a linha escolhida não represente um estado de equilíbrio escolhem-se outros valores para as coordenadas dos pontos até esta ficar inserida na espessura do arco (Gago, 2004; Canhão, 2010).

4.1.2. Linha de Pressões Definida pela Geometria da Catenária

Robert Hooke (1675) foi o primeiro a sugerir que o arco de alvenaria se sustem por analogia invertida, utilizando o mesmo principio que rege a deformação de um cabo fixo nas duas extremidades e atuado apenas pelo peso próprio (Nunes, 2009; Canhão, 2010).

Partindo do pressuposto que os arcos de alvenaria não possuem resistência a esforços de tração e que não existe atrito nas interfaces das aduelas o comportamento estrutural dos arcos é análogo, de forma inversa, ao comportamento de um cabo suspenso (não resistente a esforços de compressão) submetido apenas ao seu peso próprio (Gago, 2004).

É importante salientar que, a opção de considerar o atrito nas juntas nulo é uma opção conservativa. Todavia, o teorema estático da teoria da análise limite garante que se um arco for estável para esta condição de atrito nulo também o será para a situação real (mais favorável) em que o atrito nas juntas existe (Gago, 2004).

As equações de equilíbrio de um troço da linha de pressões (Figura 16) de um arco submetido apenas à ação do seu peso próprio são dadas por:

$$\Sigma F_H = 0 \Rightarrow \frac{d}{dx}(N\cos\psi) = 0 \quad (6)$$

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow \frac{d}{dx}(N\sin\psi) = p\frac{ds}{dx} \quad (7)$$

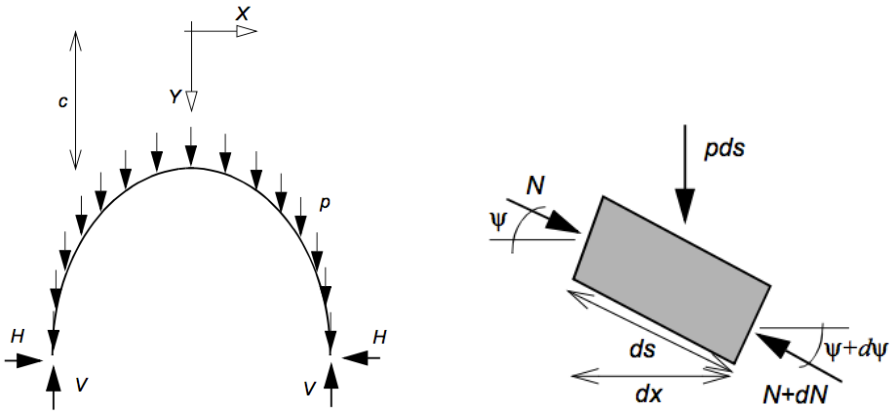


Figura 16 – Determinação da linha de pressões correspondentes à ação do peso próprio do arco (Gago, 2004).

Da equação (6) é possível concluir que a projeção horizontal do esforço normal N é constante, e das equações (6) e (7) resulta que:

$$H\frac{d^2y}{dx^2} = p\frac{ds}{dx} \tag{8}$$

em que H é a projeção horizontal do esforço normal $N(H = N\cos\psi)$. Da resolução da equação diferencial (8) resulta a expressão catenária:

$$y(x) = c\ cosh\left(\frac{x}{c}\right) \tag{9}$$

em que c é uma constante de integração, que reflete a indeterminação estática do problema.

O arco é uma estrutura hiperestática, as expressões obtidas por considerações de equilíbrio são sempre indeterminadas, conseguindo-se apenas expressões que definem famílias de possíveis curvas e não uma linha de pressões em particular (Gago, 2004). A equação (9) demonstra a analogia entre a expressão da linha de pressões correspondente à ação do peso próprio do arco e da geometria do cabo suspenso submetido exclusivamente à ação do seu peso próprio.

Considerando agora o arco sujeito à uma carga distribuída q uniformemente distribuída ao longo da largura do vão, como se ilustra na Figura 17, a expressão obtida pelas condições de equilíbrio é a de uma parábola:

$$y(x) = \frac{4h}{L^2}x^2 \tag{10}$$

Antoine Yvon Villarceau (1813-1883) introduz o dimensionamento da geometria do arco com base na linha de pressões e faz coincidir o eixo do arco com a linha de pressões. Desta forma, conclui que o eixo coincidente com a linha de pressões para um arco que não resiste a trações é representado pela equação da catenária, ou da parábola (Gago, 2004; Canhão, 2010).

Perante a análise da linha de pressões, equiparando a sua geometria à de cabos suspensos, Gago (2004) defende que é pertinente compreender a diferença entre as linhas de pressões parabólicas e as circulares. A intensidade dos carregamentos correspondentes destas linhas aumenta do meio vão para os apoios. Todaiva, se for considerado o arco pleno, essa intensidade cresce para o infinito nos apoios,

provando ser impossível, nesse tipo de arco, a existência de linhas de pressões circulares (Gago, 2004; Canhão, 2010).

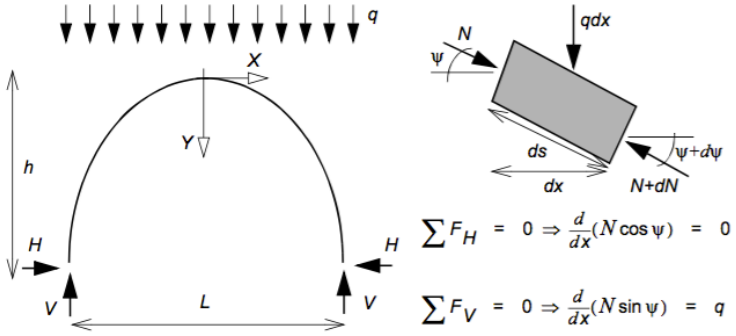


Figura 17 – Determinação da linha de pressões correspondentes à ação de uma carga uniformemente distribuída na largura do arco (Gago, 2004).

4.1.3. POLÍGONO FUNICULAR

O Método do Polígono Funicular é um método gráfico que permite determinar a linha de pressões para um determinado carregamento (Figura 18). O polígono funicular é definido como um polígono formado por um eixo que nos extremos fixa um cabo traccionado pelas forças atuantes (Gago, 2004).

A determinação da localização da linha de pressões é efetuada através da técnica gráfica do polígono funicular. Esta técnica analisa o equilíbrio das forças que atuam na estrutura partindo do pressuposto que o arco é representado por um cabo suspenso invertido, fixo nas extremidades e submetido a cargas concentradas que representam os efeitos do peso próprio das aduelas conferindo forma de catenária ou parábola. Esta forma invertida faz com que nalguma literatura seja designado por antifunicular (Gago, 2004; Nunes, 2009; Rouxinol, 1999; Canhão, 2010).

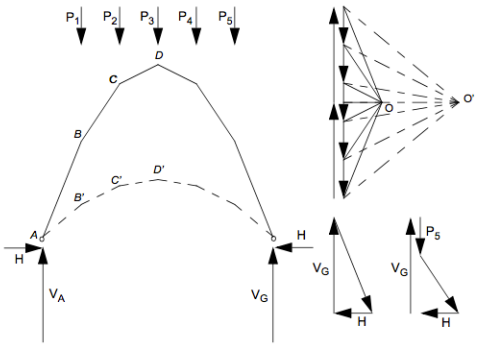


Figura 18 – Traçado de um polígono funicular (Gago, 2004)

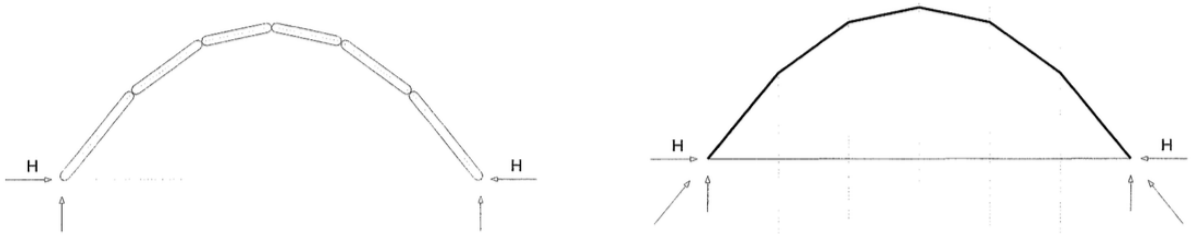
O arco é uma estrutura triplamente hiperstática. O polígono funicular representa o equilíbrio estático das forças atuantes no arco. Partindo destas duas permissas, torna-se evidente a impossibilidade de definir por equilíbrio estático a linha de pressões de um arco. A forma encontrada para contornar o problema passa por considerar a deformabilidade da estrutura (Gago, 2004; Nunes, 2009; Rouxinol, 1999; Canhão, 2010).

Para definir regras de construção de arcos de acordo com o método do polígono funicular, há que ter em conta a regra base de que o arco necessita de espessura suficiente para que a linha do polígono permaneça balizado entre o extradorso e o intradorso, ou seja na espessura do arco, relembrando o afirmado por Heyman (1966) (Hernandéz-Ros, 2005).

Por forma a encontrar uma aproximação da linha de pressões que satisfaça o equilíbrio da estrutura deve-se começar por determinar as situações limite. A primeira situação limite do posicionamento da linha de pressões corresponde à linha de pressões provocada pelo impulso horizontal máximo, isto é quando a linha de pressões é tangente em três pontos à linha de intradorso. Por seu turno, a segunda situação limite ocorre para o impulso horizontal mínimo, ou seja quando a linha de pressões toca a linha de extradorso em três posições (Nunes, 2009; Gago, 2004).

Um alerta importante face ao Método do Polígono Funicular reside no facto de que mesmo que não seja possível determinar uma aproximação da linha de pressões, tal não tem uma correspondência unívoca com a sua inexistência, não sendo possível para esses casos quantificar as margens de segurança (relação entre a espessura e a espessura mínima) (Nunes, 2009; Gago, 2004).

O arco definido a partir do polígono funicular deve estar apenas submetido a forças de compressão; os apoios devem poder absorver os impulsos horizontais H do arco (Figura 19 (b)) gerados pela compressão vertical das cargas aplicadas.



(a) (b)

Figura 19 – (a) Arco; (b) Polígono Funicular (Hernandéz-Ros, 2005).

À medida que se alteram as cargas aplicadas no arco, o polígono funicular muda de forma para responder aos diferentes sistemas de ações. Contudo, esta capacidade de adaptação do polígono funicular não é acompanhada pela alvenaria que materializa o arco, que simplesmente cai quando o conjunto de cargas a instabiliza.

É considerada boa prática construtiva que os blocos de pedra que formam as aduelas tenham tamanhos iguais; o arco pleno de alvenaria de pedra tem o formato ideal para materializar esta situação (Hernandéz-Ros, 2005).

4.1.4. MÉTODO DE FULLER

O Método de Fuller é um método gráfico que permite verificar a estabilidade do arco submetido a um carregamento específico e dimensionar a espessura mínima admissível de arcos (Heyman, 1982; Palomeque, 1997; Gago, 2004). Pode-se afirmar que o método deriva do método do polígono funicular sem alterar a distância vertical entre o eixo do arco e a linha de pressões. Mantém-se a distância que causa o momento do binário de forças que define a excentricidade da resultante das tensões normais na seção, mantendo-se a posição da resultante relativa aos limites da seção (Canhão, 2010; Gago, 2004).

Para a construção do Método de Fuller, Gago (2004) refere que, considerando as propriedades dos polígonos de forças e funiculares, o polígono é constituído por dois segmentos de reta e para qualquer translaçãoo do pólo do polígono resulta num outro polígono de forças que também é bi-linear. Desta maneira, qualquer polígono funicular que se encontre em equilíbrio com as cargas aplicadas e que corresponda a uma outra posição do pólo do polígono de forças é representado por dois segmentos de reta no arco distorcido. Sendo possível desenhar um único polígono de forças bi-linear dentro da espessura do arco distorcido, então essa espessura corresponde à espessura mínima (Gago, 2004; Canhão, 2010).

Em suma, um polígono funicular correspondente a um determinado carregamento pode ser desenhado no interior do arco real, e para se verificar o equilíbrio do arco é necessário que seja possível desenhar duas linhas retas dentro da espessura do arco distorcido (Canhão, 2010).

4.1.5. MÉTODO DE PIPPARD

O arco pode ser classificado estaticamente como uma estrutura hiperstática de grau três, que a abordagem de Pippard (Figura 20) considera estaticamente determinada, afirmando que, devido ao ajuste geométrico dos apoios e à ocorrência de pequenos movimentos, as articulações e fendilhações formadas transformam o arco numa estrutura isostática isto é, estaticamente determinada (Gago, 2004; Rouxinol, 1999; Canhão, 2010).

O Método de Pippard destaca-se do Método de Fuller ao estabelecer os limites de capacidade resistente do arco, não ao nível da espessura, mas de acordo com as tensões que se instalam no arco (Gago, 2004).

Pippard analisou o arco considerando uma estrutura biarticulada contínua, ignorando a formação de uma terceira rótula que resulta da aplicação das deduções que se seguem (Gago, 2004; Rouxinol, 1999). A determinação da força horizontal do arco é efetuada segundo a energia de deformação definida pelo integral inferior que considera o eixo do arco como representativo. Desta forma, a expressão da energia de deformação fica:

$$U = 2\int_{(x=0)}^{\left(x=\frac{L}{2}\right)} \left(\frac{M(x)^2}{2EI}\right) ds \qquad (11)$$

na qual ds é o elemento de comprimento do arco e $M(X)$ momento fletor numa dada seção, a uma distância x do apoio, que pode ser determinado em função da reação horizontal H.

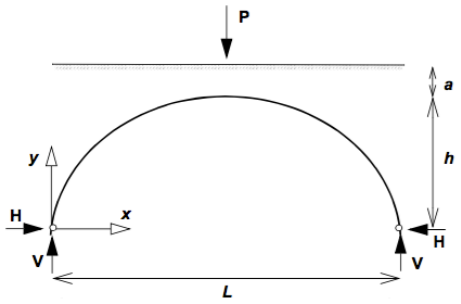


Figura 20 – Análise Elástica de Pippard (Gago, 2004)

A posição mais desfavorável para uma carga concentrada aplicada no arco, baseia-se e valida os pressupostos assumidos por La Hire e outros. Assim sendo, define a posição dessa carga concentrada a um terço, ou a um quarto do vão do arco e não a meio (Canhão, 2010; Gago, 2004).

Pippard define expressões para limitar o valor das tensões que ocorrem no arco baseadas na regra da metade central, que corresponde a admitir a possibilidade de uma secção rectangular fendilhar até ¼ da sua altura, e em expressões da tensão de compressão máxima em regime elástico (Canhão, 2010; Gago, 2004). Admitindo como válida a limitação na tensão de compressão máxima em regime elástico, Pippard, verifica a possibilidade de obter uma margem de segurança na relação entre o valor real e o valor limite. Desta feita, os valores das cargas de colapso calculados serão entre 3 a 4 vezes superiores às cargas de colapso.

Por último, Pippard propôs tabelas para determinar cargas admissíveis em estruturas parabólicas com relação vão/flecha de 4, para múltiplos vãos e alturas de enchimento sobre o fecho (Gago, 2004).

4.1.6. TEORIA DA ANÁLISE LIMITE EM ESTRUTURAS DE ALVENARIA

O estudo do comportamento da alvenaria foi alvo de estudos que seguiram abordagens diversas, tais como o comportamento elástico, comportamento plástico e o método que assume a alvenaria com comportamento não linear, traçando a resposta dentro do comportamento elástico e passando pela fissuração até ao colapso da estrutura (Canhão, 2010; Gago, 2004).

A análise limite permite identificar as forças que causam o colapso da estrutura; permite obter um coeficiente de segurança da estrutura que não é mais que a razão entre as forças que causam o colapso e as forças que atuam na estrutura (Sincraian, 2001).

Heyman (1966) estabeleceu três pilares fundamentais do comportamento da alvenaria de acordo com as características da sua resistência (Rouxinol, 2007; Nunes, 2009):

- A alvenaria possui capacidade resistente nula quando submetida a esforços de tração;
- A alvenaria possui resistente ilimitada à compressão;
- A alvenaria não apresenta deslizamento entre aduelas;

Recordando as propostas de Heyman (1966) para o comportamento da alvenaria, a teoria da análise limite estabelece que o único movimento possível numa interface entre dois elementos é a rotação em torno de arestas comuns aos dois blocos (Gago, 2004; Rouxinol, 2007; Nunes, 2009).

Partindo de um bloco retangular com altura igual a t, sendo v a velocidade de abertura da junta referenciada ao seu ponto médio e w a velocidade de rotação relativa, temos:

$$v > 0 \qquad |w| = \frac{2v}{t} \tag{12}$$

Como os pressupostos de Heyman estabelecem a condição de resistência nula face a trações na secção transversal, a excentricidade do esforço normal N deverá ser sempre inferior a metade da altura da secção transversal:

$$e = \left|\frac{M}{N}\right| < t/2 \tag{13}$$

É possível localizar uma linha de pressões única que satisfaça as condições de equilíbrio através da aplicação dos dois teoremas idealizados por Heyman (Figura 21): o teorema estático e o teorema cinemático (Lança, 2006; Canhão, 2010).

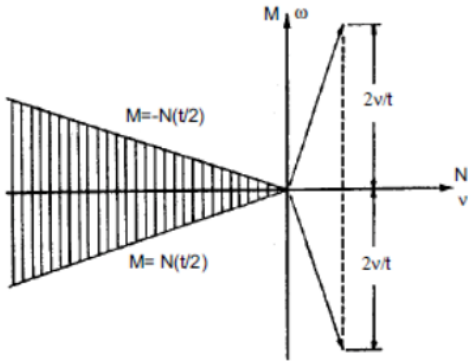


Figura 21 – Regiões admissíveis no espaço das tensões (Heyman, 1966)

A capacidade resistente à compressão, descrita como infinita nos pressupostos, não o é na realidade. Todavia, é geralmente bastante superior às tensões que solicitam a estrutura. Assim, considerando uma tensão limite de compressão, a superfície de resistência deixa de acompanhar as retas ilustradas na figura 19 e forma dois arcos parabólicos. Desta forma, os arcos parabólicos são tanto mais tangentes às retas quanto menor for o nível de tensões de compressão, como se explicita na Figura 22 (Canhão, 2010).

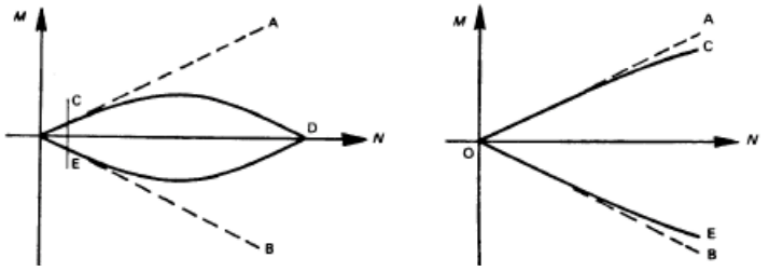


Figura 20 – Regiões admissíveis (Heyman, 1966)

A aplicação da teoria da análise limite no estudo do comportamento dos arcos de alvenaria de pedra possibilita o cálculo da espessura mínima do arco, de acordo com o momento de "plastificação" do material alvenaria, para diferentes localizações de uma carga concentrada no arco (Heyman, 1966; Canhão, 2010).

No desenvolvimento das suas investigações, Heyman (1966) considerou um arco parabólico (desprezando o peso próprio) submetido a uma carga concentrada e a uma carga distribuída. A magnitude da carga concentrada era muito inferior à carga uniforme. Desta forma resulta que a linha de pressões das cargas aplicadas tem a forma de uma parábola coincidente com o eixo do arco parabólico, como mostra a Figura 23.

Todas as seções do arco têm o momento igual originado pela formulação de uma articulação. Devido ao facto do esforço normal e o valor do momento variarem ao longo do desenvolvimento do arco, a o primeiro pressuposto só pode ser considerado válido para análises preliminares. Segundo Gago (2004) obtém-se um mecanismo de colapso do arco correspondente a duas articulações localizadas nos

apoios. A primeira fica localizada sob a carga concentrada e a segunda fica afastada yl do centro do arco (Figura 23).

Gago (2004) parte da teoria dos cabos e determina o valor da reação horizontal e, introduzindo uma pequena rotação em torno do centro de rotação I, através do balanço energético entre o trabalho das cargas aplicadas e o trabalho das forças internas, ou seja do teorema dos trabalhos virtuais (TTV), é possível escrever a expressão do momento de "plastificação" (Canhão, 2010).

$$M_p = \left(\frac{Pl}{2}(1-x)\frac{x+y\times(1-x)-y^2}{(2-x)+y\times(1-x)-y^2}\right) \tag{14}$$

Ainda segundo Gago (2004) é possivel estabelecer duas condicionantes. A primeira prende-se com a independência da expressão de acordo com o valor da carga distribuída; como se admite que a linha de pressões coincide com o eixo do arco, ao aplicar o TTV o trabalho realizado pelas forças é nulo para qualquer deformação da linha de pressões. Por seu turno, a segunda condicionante é a determinação da posição mais gravosa da articulação desconhecida e que depende de y.

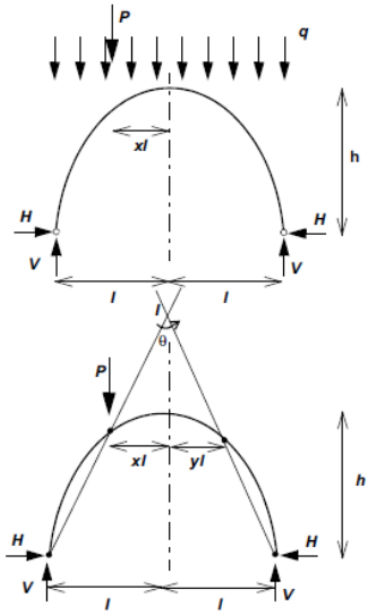


Figura 21 – Análise limite de um arco parabólico (Gago, 2004).

4.2. MÉTODOS ANALÍTICOS

Como qualquer estrutura, os arcos em alvenaria de pedra não são imunes às leis da Física, sendo as leis da estática que garantem a sua sustentação. Assim sendo, existem três condições a serem cumpridas para que o arco se sustente, conduzindo as forças para os apoios.

- Condição de Equilíbrio Estático – certifica que a linha de pressão do arco não ultrapassa as fronteiras definidas pelo intradorso e o extradorso, impedindo desta forma a rotação das aduelas em torno das suas arestas.
- Condição de Atrito – garante que na interface das aduelas (juntas) a resultante das forças aplicadas iguala a força desenvolvida pelo atrito entre arestas, ou seja que a resultante das cargas provenientes do arco e descarregadas em duas aduelas consecutivas seja anulada pela força igual e oposta gerada pelo atrito na interface. Para tal, uma simples construção

geométrica de decomposição de forças mostra-nos que é necessário garantir que a resultante das forças atuantes faça com o plano da normal um ângulo inferior ao de atrito entre aduelas. Ao respeitar esta condição garantimos a ausência de deslizamento entre aduelas.

- Condição de Não Esmagamento – representa o princípio base de segurança de elementos submetidos a esforços de compressão postulado pelas ciências dos materiais. Há que garantir que o esforço compressivo solicitante não ultrapasse a capacidade resistente do material (pedra, argamassa), limitando a solicitação de acordo com um fator de segurança.

Um mecanismo de colapso num arco de alvenaria de pedra (Figura 24) pode ter a sua origem em três situações distintas (Pillet, 1895), que podem resultar do incumprimento das condições acima enunciadas que garantem o equilíbrio e correto funcionamento do arco pleno de alvenaria de pedra. A primeira situação ocorre quando uma das arestas do arco, do intradorso ou extradorso, sofre um movimento de rotação suficiente para provocar um efeito desestabilizador na estrutura. A segunda situação pode surgir caso se verifique o deslizamento de umas aduelas sobre as outras através das interfaces de contacto (juntas), provocando o colapso das restantes por ação da gravidade, assim que esta força vença as forças geradas pela disposição do arco e as forças atríticas desenvolvidas entre as aduelas. Por último, o colapso do arco pode acontecer caso ocorra um processo de deformação devido a ações aplicadas no arco que conduzam ao esmagamento do material que constitui o arco.

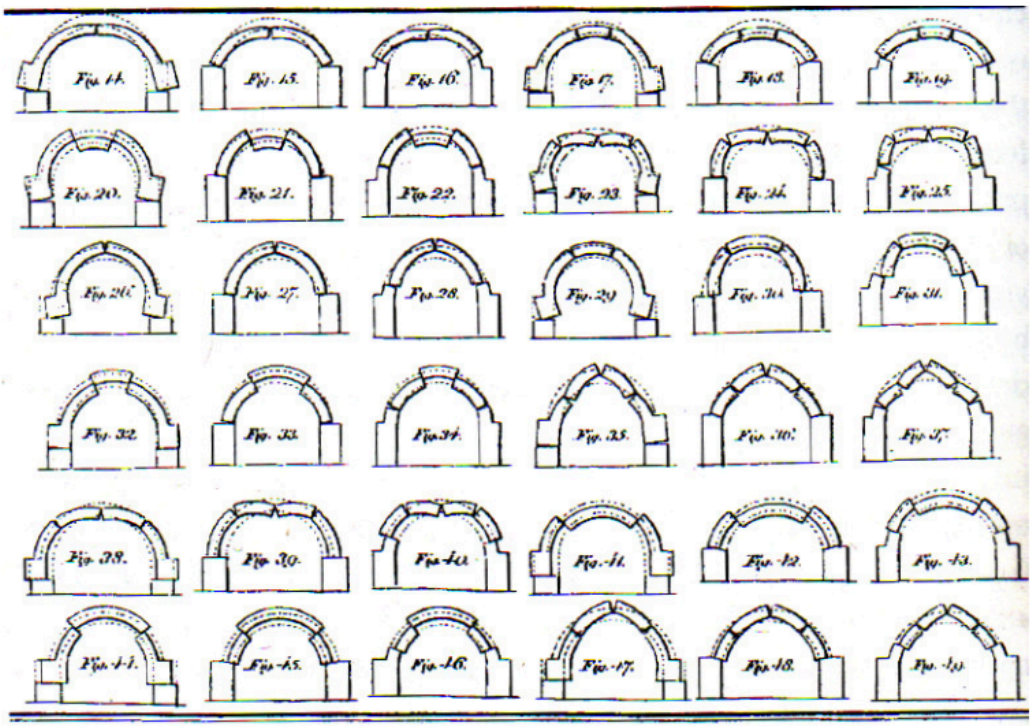


Figura 22 – Mecanismos de colapso em arcos semicirculares (Schultz, 1808 *apud* Kurrer, 2008)

4.2.1. Dimensionamento da Espessura dos Pés Direitos

Para um dado arco de forma arbitrária que se desenvolva tendo os apoios em duas paredes, colunas ou pilastras, existem dois tipos de mecanismos de colapso (Kurrer, 2008; Nunes, 2009):

- Mecanismo por escorregamento tipo cunha deslizante;
- Mecanismo rotacional.

4.2.1.1 Mecanismo por escorregamento tipo cunha deslizante

La Hire e Belidor propõem um mecanismo de escorregamento (Figura 25) da parte superior do arco sobre duas juntas que se formaram a meio dos rins do arco. Este mecanismo considera que as partes do arco que se formam entre as juntas fraturadas comportam-se como corpos rígidos aquando da fratura das juntas. O deslizamento do corpo rígido do topo do arco empurra os dois corpos rígidos laterais para fora na direção horizontal, o que provoca uma rotação nos restantes corpos rígidos laterais que compõem o arco (Gago, 2004).

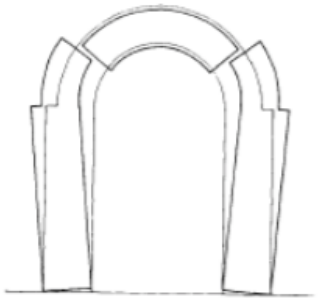


Figura 23 – Mecanismo de escorregamento – LaHire & Bélidor (Kurrer, 2008)

Relembram-se os princípios estabelecidos por La Hire para o mecanismo de escorregamento e que foram assumidos como válidos, com algumas alterações, por Bélidor. Primeiro, estabelece a localização das interfaces de deslizamento entre a imposta e a aduela de fecho e que formam um ângulo de 45º para o caso especifico de um arco pleno ou de volta perfeita. Segundo, despreza o efeito do atrito nas juntas, considerando a direção perpendicular do impulso nas juntas de colapso. Terceiro, estabelece a localização do ponto de aplicação do impulso na extremidade inferior da junta (Gago, 2004).

Através da análise da equação de momentos, e assumindo estes três pressupostos, é possível determinar a espessura mínima admissível do pé direito em função da sua altura total, da espessura e do raio deste (Gago, 2004; Canhão, 2010). A principal diferença entre as teorias de La Hire e Bélidor baseia-se na localização da junta, propondo em alternativa que o ponto de aplicação do impulso se localize a meio da junta e não na extremidade inferior. A expressão proposta por Bélidor permite obter para os mesmos valores de ângulo, valores superiores da espessura mínima admissível (Gago, 2004; Nunes, 2009).

4.2.1.2 Mecanismo rotacional

Coulomb apresentou em alternativa um mecanismo mais tarde desenvolvido por Mascheroni. Trata-se do mecanismo rotacional (Figura 26) para o qual ocorre rotação do corpo rígido de partes do arco que se encontram delimitadas pelas zonas fracturadas com charneira nas arestas do elemento (Kurrer, 2008).

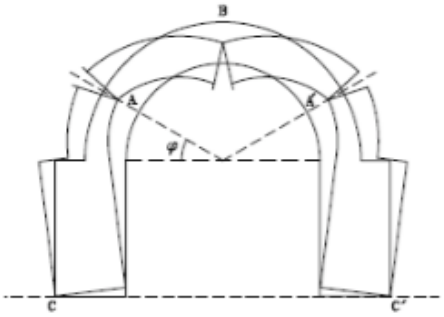


Figura 24 – Mecanismo rotacional - Coulomb & Mascheroni (Kurrer, 2008)

A análise do mecanismo da Figura 26 permitiu a dedução de uma expressão matemática semelhante à desenvolvida por La Hire. Todavia, a nova expressão diferia no ângulo de atrito a utilizar. A nova expressão relaciona a espessura mínima do pé direito com a altura e com a espessura do arco utilizando um novo ângulo de atrito (Canhão, 2010).

Em conclusão, ao comparar os dois tipos de mecanismos (La Hire-Bélidor e Coulomb-Mascheroni) sabe-se que se o ângulo de atrito considerado for reduzido, os valores da espessura mínima admissível serão superiores em magnitude quando determinados pela abordagem do mecanismo rotacional de Coulomb-Mascheroni. Ainda como nota final, importa realçar que para valores do ângulo de atrito que apresentem uma magnitude superior a 20, o mecanismo rotacional será condicionante para o dimensionamento da espessura mínima a aplicar no arco, ao passo que para valores de magnitude inferior a esta, o dimensionamento da espessura mínima admissível será condicionado pelo mecanismo tipo cunha deslizante de La Hire-Belidor (Kurrer, 2008; Canhão, 2010).

4.2.2. Coeficiente de Segurança Geométrico de Arcos de Alvenaria de Pedra

O arco, enquanto elemento estrutural, está, como qualquer outro elemento estrutural em Engenharia Civil, sujeito a uma validação de segurança para que possa ser considerado "seguro". A definição de coeficiente de segurança estrutural de um arco foi proposta por Heyman (1966) e apresenta diferença com as definições de coeficiente de segurança de uso corrente nos nossos dias. Heyman define coeficiente de segurança como o rácio entre a espessura mínima do arco, que verifica as condições de equilíbrio para um dado carregamento, e a espessura real (Nunes, 2009; Canhão, 2010).

A linha de pressões do arco é geralmente determinada através do processo analítico, efetuando um equilíbrio de forças a que a estrutura está submetida. Para o arco circular (tipologia em foco nesta dissertação) submetido, exclusivamente, à ação do seu peso próprio, a linha de pressões adquire a forma da catenária invertida e a espessura mínima admissível para o arco é determinada para o ponto em que a linha de pressões se encontra tangente à linha do extradorso do arco no fecho e nas impostas, e intersecta a linha do intradorso nos pontos médios da zona dos rins do arco (Gago, 2004).

A posição particular da linha de pressões acima descrita torna-a única, sendo a única linha capaz de simultaneamente corresponder aos impulsos máximo e mínimo. O atrito é suficiente para impedir o escorregamento das aduelas, logo o mecanismo de colapso é originado por articulações nas secções entre elementos que, como são estáveis, tornam o movimento dos corpos rígidos em movimento de corpos articulados (Gago, 2004; Canhão, 2010). O impulso horizontal apenas depende da posição da articulação que se forma na zona dos rins, e da carga a que fica submetida essa zona (Gago, 2004).

Dado um segundo caso em que um arco é submetido a uma carga uniformemente distribuída ao longo do seu vão, verifica-se que a ação da carga uniforme é ligeiramente mais desfavorável do que a ação do peso próprio. Isto ocorre uma vez que a linha de pressões adquire a geometria parabólica e porque a forma geométrica da catenária é mais semelhante geometricamente do perfil circular do que a geometria parabólica (Gago, 2004).

Para um terceiro caso analisado por Gago (2004), o peso próprio do arco é conjugado com atuação de uma carga uniforme. A solicitação desta carga introduz um efeito desfavorável em termos de segurança estrutural do arco, sendo que isto se traduz no crescimento da espessura mínima com o aumento da intensidade da carga (Gago, 2004; Canhão, 2010).

Por último, Gago (2004) analisa um arco de geometria genérica submetido a um carregamento qualquer e tece conclusões sobre o efeito da limitação da tensão de compressão. Para estas condições a posição da linha de pressões é indeterminada. Todavia é possível balizar a região onde se pode localizar a linha de pressões através da localização das linhas correspondentes aos impulsos horizontal máximo e mínimo. O coeficiente de segurança do arco corresponde à espessura do arco.

A espessura mínima admissível pode ser encontrada através da variação dos impulsos máximo e mínimo de acordo com a espessura do arco. Assim, a espessura mínima admissível corresponde ao valor de interseção entre o impulso máximo (taxa decrescente) e o impulso mínimo (taxa crescente) para uma redução progressiva da espessura do arco, sendo que para esta espessura mínima admissível o equilíbrio deixa de ser possível devido à formação de articulações correspondentes aos impulsos máximo e mínimo. O efeito limitador das tensões é introduzido no problema garantindo que a linha de pressões permanece afastada dos limites da seção (Gago, 2004).

4.2.3. CARGAS DE COLAPSO DE ACORDO COM ANÁLISE PLÁSTICA

Os arcos de alvenaria podem apresentar um comportamento rígido e plástico. Para tal, é necessário que se assegure a validade de alguns pressupostos: considerar que a deformabilidade ocorre apenas nas aberturas das interfaces dos blocos, ou seja que os blocos (aduelas) não sofrem deformações, ou seja têm um comportamento rígido (Gago, 2004).

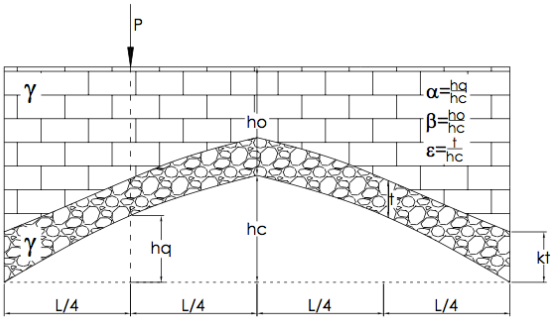


Figura 25 – Parâmetros do método plástico (Heyman, 1995)

O método de Heyman para a carga de colapso baseia-se exclusivamente em parâmetros geométricos (Figura 27). Trata-se de um método bastante expedito e de rápida aplicação, embora tenha inerentes simplificações que condicionam o resultado obtido.

Heyman propôs o método de análise plástica para estimar o valor da carga axial segura tendo em conta parâmetros geométricos. O trabalho de Heyman resulta da variação dos parâmetros referidos e da resolução da capacidade de suporte de uma carga axial em função desses mesmos parâmetros

geométricos. Desta forma, a determinação do valor das cargas de colapso é efetuado admitindo um carregamento em que pela análise limite e possível determinar o coeficiente que majora a solicitação que conduz ao colapso da estrutura.

Partindo do teorema cinemático o mecanismo de colapso é obtido de entre os carregamentos que provocam o colapso com aquele que corresponde a uma carga de menor magnitude. Por outro lado, o teorema estático corresponde à maior carga de entre os diversos carregamentos que solicitam a estrutura. O terceiro teorema é o teorema da unicidade, que resulta da conjugação dos dois teoremas anteriores, isto é, segundo este teorema, para um determinado parâmetro de carga, caso seja possível definir uma distribuição de esforços estaticamente possível, à distribuição de deformações estaticamente admissíveis corresponde uma determinada carga de colapso (Gago, 2004).

4.3. MÉTODOS COMPUTACIONAIS

A dificuldade de caracterização da alvenaria enquanto material, tem sido referência recorrente ao longo desta dissertação, condicionando de forma evidente a escolha da tipologia de modelo numérico que melhor se coaduna com a sua representatividade. Surgem desta forma dois grandes vetores na abordagem computacional numérica à modelação de arcos de alvenaria: a modelação pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método dos Elementos Discretos (MED).

A primeira abordagem pode caracterizar a alvenaria enquanto material linear elástico o que caracteriza correctamente o material alvenaria até determinado limite. A partir de um determinado limite de deformação é sabido que alvenaria apresenta um comportamento não elástico. (Canhão, 2010).

Para a seleção do método mais adequado de análise da estabilidade do arco é fundamental ter em linha de conta o carregamento vertical e as condições de fronteira. Por exemplo, em termos de carregamento vertical num arco de alvenaria esta carga pode ser modelada como linear, todavia geometrias e carregamentos mais complexos tornam mais difícil identificar as partes da estrutura com comportamento não-elástico.

A utilização do método de elementos finitos na modelação da alvenaria, mesmo para os programas computacionais mais recentes que permitem uma análise não linear, necessita, regra geral, de uma modelação muito mais refinada da qual pode resultar uma elevada sensibilidade dos resultados em relação à tipologia da malha e ao tamanho dos elementos escolhidos, implicando uma dificuldade de convergência acrescida (Ayala *apud* Roeder-Carbo, 2001).

Ayala e Roeder-Carbo (2001) propõem uma abordagem através de equações constitutivas do material que condicionem e façam convergir a solução e a aproximem da realidade:

- modelos matemáticos baseados na teoria da plasticidade;
- modelos matemáticos baseados em conceitos de propagação de falhas continuas;
- modelos matemáticos de dano continuo;
- modelos matemáticos de elementos de junta e elementos sólidos (fendas discretas).

Atualmente, o MEF e o MED estão entre os métodos numéricos mais utilizados na análise de estruturas. O MEF é sem dúvida o método mais usado na modelação de estruturas, estando particularmente vocacionado para problemas de elasticidade e resistência, mas não muito bem adaptado à resolução de problemas baseados na estabilidade (DeJong, 2009).

O MED é adequado à resolução de problemas envolvendo a estabilidade, sendo adequado para a determinação de soluções em problemas envolvendo a existência de deformações da estrutura de valor

significativo originadas pelo movimento relativo de corpos distintos. Todavia o MEF também permite a resolução de problemas deste género (Canhão, 2010).

Em problemas envolvendo materiais de natureza descontinua, como a alvenaria, os resultados extraídos por aplicação do MED são semelhantes aos obtidos pelo MEF, apesar deste último estar mais desenvolvido em termos de capacidade de interação com outros programas de modelação e facilidade de modelação, tornando a sua utilização mais intuitiva para o utilizador (Canhão, 2010).

Além disso, a capacidade de modelar os diferentes blocos (aduelas) como elementos separados e distintos possibilita o estudo do movimento relativo entre eles, o que permite resultados mais próximos da realidade. Todavia, este tipo de problemas podem também ser resolvidos com recurso ao MEF.

O elevado custo computacional do MED face ao MEF é ainda apresentado como grande desvantagem do método. Felizmente, nos últimos anos a evolução tecnológica tem caminhado no sentido de minimizar a necessidade de grandes custos computacionais na aplicação deste método.

4.4 SUMÁRIO

A análise estática do comportamento do arco de alvenaria de pedra divide-se em três ramos principais apresentados por ordem cronológica: métodos gráficos, métodos analíticos e métodos computacionais.

Os métodos gráficos procuram garantir a estabilidade e sustentação do arco estabelecendo relações geométricas entre eles. O emprego do conceito da linha de pressões é elemento comum a muitos métodos gráficos. O comportamento mecânico de arcos do ponto de vista da análise estática pode seguir três grandes tipologias de abordagem, nomeadamente os métodos gráficos, os métodos analíticos e os métodos computacionais cujo surgimento também se prendeu com a evolução temporal e a tecnologia disponível.

O Método da Linha de Pressões definido pelo Núcleo Central constitui uma regra de dimensionamento excessivamente conservativa, pois o conceito do núcleo central garante que se a linha se situar dentro deste, a seção está totalmente comprimida.

No Método da Linha de Pressões definida pela Geometria da Catenária, o arco é dimensionado por analogia com o comportamento dos cabos suspensos. É considerado que a alvenaria não suporta esforços de tração e que não existe atrito entre as aduelas. Como os cabos suspensos possuem um comportamento inverso, apenas suportam esforços de tração, é possível por analogia inversa analisar a estabilidade do arco de alvenaria.

O Polígono Funicular é um método gráfico de cálculo da linha de pressões para um carregamento específico. A técnica do Polígono Funicular analisa o equilíbrio de forças na estrutura sendo o arco equivalido a um cabo suspenso invertido com cargas concentradas que simulam o peso de cada aduela.

O Método de Fuller baseia-se nos conceitos do Método do Polígono Funicular e permite verificar a estabilidade de um arco perante um determinado carregamento e determinar a espessura mínima admissível do mesmo arco. A base do Método de Fuller é a transformação do polígono em dois segmentos de recta de localização arbitrária.

Segundo o Método de Pippard, a componente horizontal da reação dos apoios é determinada para um arco submetido ao seu peso próprio e a uma carga concentrada P. A metodologia de Pippard admite a existência de limites no estudo do arco de acordo com as tensões instaladas, em oposição aos limites de acordo com a espessura do arco.

A Teoria da Análise Limite em Estruturas de Alvenaria identifica as forças que levam ao colapso da estrutura, sendo possível determinar um coeficiente de segurança da estrutura como o rácio entre as forças que provocam o colapso e as que atuam na realidade.

Os métodos analíticos procuram formulações matemáticas que expliquem a estabilidade e assegurem a segurança do arco, estabelecendo relações entre material, geometria, cargas, entre outros.

Existem três hipóteses distintas que podem originar a formação de um mecanismo num arco de alvenaria: a rotação de uma das arestas (intradorso ou extradorso), o deslizamento de aduelas e a deformação seguida de esmagamento do material.

O dimensionamento da espessura dos pés direitos de um arco de alvenaria pode seguir dois mecanismos: La Hire ou Coulomb. La Hire estabeleceu um mecanismo de escorregamento tipo cunha deslizante e Coulomb um mecanismo do tipo rotacional.

Heyman propõe a definição de coeficientes de segurança geométricos de acordo com a análise das espessuras mínimas que verifiquem as condições de equilíbrio.

A análise do arco através da análise limite desprezando a deformabilidade permite, através dos teoremas cinemático, estático e da unicidade, encontrar uma carga de colapso.

Os métodos computacionais envolvem modelação numérica, o que em muitos casos é um risco se desligarmos o modelo utilizado da realidade física.

O MEF e o MED são os dois métodos de análise de estruturas com maior uso corrente. O MEF é de longe o método mais usado, contudo a eficiência da modelação depende em larga medida da definição correta da malha e das partes do material a considerar um comportamento não linear, o que também são condicionantes a ter em linha de conta nas aplicações do MED.

O MED permite a modelação através de elementos distintos e que podem ser submetidos a deslocamentos de grande magnitude, sendo, sobretudo, vantajoso em relação ao MEF na análise de problemas de estabilidade de estruturas constituídas por material com comportamento não linear (alvenaria).

5

COMPORTAMENTO MECÂNICO DE ARCOS – ANÁLISE DINÂMICA

O quinto capítulo apresenta metodologias de análise do comportamento estrutural dos arcos de alvenaria de pedra do ponto de vista da análise dinâmica. Encontra-se dividido em dois subcapítulos. Num primeiro subcapítulo é apresentada uma abordagem seguindo uma aproximação ao estado estático de forma a caracterizar a ação dinâmica. No segundo subcapítulo a abordagem segue as formulações analíticas das equações de movimento.

5.1. APROXIMAÇÃO AO ESTADO ESTÁTICO

A necessidade de analisar o comportamento das estruturas de alvenaria sob ação sísmica obriga a compreender o colapso de elementos simples isolados submetidos a ações quase-estáticas para que, percebendo como se desenvolvem esses mecanismos, se consiga executar, de forma satisfatória, uma análise dinâmica que conduza à real perceção do que ocorre nas estruturas sob ação de eventos sísmicos (DeJong, 2009).

Por forma a compreender melhor o efeito de ações dinâmicas nas estruturas, a abordagem consistiu em considerar uma estrutura mais simples solicitada por uma ação horizontal lateral.

5.1.1. ANÁLISE PELA LINHA DE PRESSÕES

5.1.1.1. Bloco de Housner

A análise de *Tilt* fundamenta-se na simplificação de um fenómeno complexo. De acordo com a boa prática da engenharia, vamos traduzir esta realidade num modelo de cálculo simples, sem contudo descorar a ligação do fenómeno em causa com a realidade.

Suponhamos então que representamos o arco por um bloco rígido não deformável. A ação do sismo fica representada por uma força horizontal constante que corresponde a uma fração do peso do bloco em magnitude. Ora ter uma fração do peso do bloco em magnitude é equivalente a ter uma aceleração horizontal constante que é uma fração da aceleração gravítica. Desta forma temos construído o nosso modelo simples; peca por não analisar todos os efeitos da ação dinâmica como por exemplo a ressonância, mas responde de forma satisfatória à carga lateral que o bloco suporta antes de colapsar.

A resolução do problema pelo método acima descrito é designada por análise estática equivalente e pode ser aplicada aumentando a inclinação do solo. À medida que a inclinação aumenta a aceleração perpendicular à base ("vertical") reduz e a aceleração paralela à base ("horizontal") aumenta (DeJong, 2009).

O rácio entre a aceleração horizontal ($\ddot{u}_h$) e a aceleração vertical ($\ddot{u}_v$) indica a tangente do ângulo de *tilt* (α):

$$\gamma = \frac{\ddot{u}_h}{\ddot{u}_v} = \tan\alpha \tag{15}$$

Derrube de um bloco isolado ocorre quando a linha de pressão deixa de estar contida no bloco e toca na superfície exterior formando uma rótula nesse ponto.

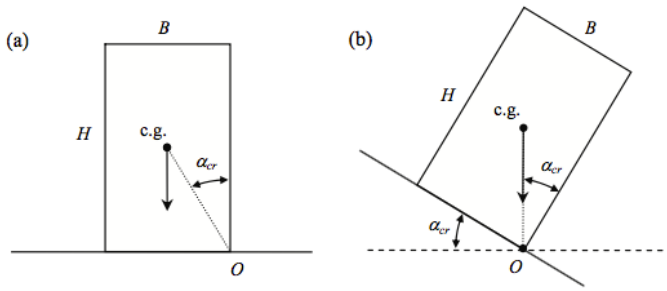


Figura 26 – Análise de colapso pela linha de pressão de um bloco isolado (a) posição inicial; (b) posição de *rocking* (DeJong, 2009)

O bloco da Figura 28a encontra-se solicitado apenas pela força da gravidade, e por isso a linha de pressão é vertical partindo do centro de massa. Neste estado inicial, a linha de pressão mantem-se dentro do bloco. Na Figura 28b o bloco apresenta o ângulo crítico (α_{cr}) para o qual qualquer incremento implica a formação de uma rótula no contacto do vértice do bloco com o solo, e a rotação do bloco em torno desse ponto (ponto O).

$$\ddot{u}_g = \gamma \; ; em \; que \; \gamma = \tan\alpha = \frac{B}{H} \tag{16}$$

A abordagem apresentada pretende analisar a estrutura do ponto de vista da estabilidade, contudo é importante não esquecer que a aplicação de uma aceleração horizontal à estrutura equivale a aplicar um momento constante na base. Esta análise não considera os efeitos negativos da ressonância (DeJong, 2009; Canhão, 2010).

5.1.1.2. Arco de Oppenheim

Esta subseção aborda a análise de estabilidade efectuada por Oppenheim (1992). As características do arco investigado são:

- sete aduelas (n_A=7);
- ângulo de abertura (β_A= 157.7 graus);
- raio de 10 m (R_A);
- espessura de1.5 m (t_A).

No estado inicial (Figura 29a), sem inclinação do solo de fundação (*un-tilted*), uma das linhas de pressão mantem-se dentro da espessura da alvenaria, e por isso o arco está estável.

À medida que se vai aumentando a inclinação da base em que se encontra apoiado o arco, a linha de pressão, tal como acontece para o bloco isolado, vai se redesenhando sempre com base no polígono de forças por forma a permanecer balizada pela espessura do arco (Figura 29b). Existe um número infinito de linhas de pressão que podem ser desenhadas por forma a permanecer dentro da espessura do arco e, assim sendo, de acordo com o método da linha de pressão, o arco mantem-se estável.

Ao aumentar o ângulo de inclinação do solo até a linha de pressão atingir a superfície exterior das aduelas (Figura 29c), procedimento semelhante ao utilizado para o bloco isolado, ocorre a formação de uma rótula neste ponto. Quando apenas uma linha de pressão intersecta a superfície exterior do arco em quatro pontos distintos formam-se quatro rótulas (Figura 29d), ou seja um mecanismo que torna o colapso iminente.

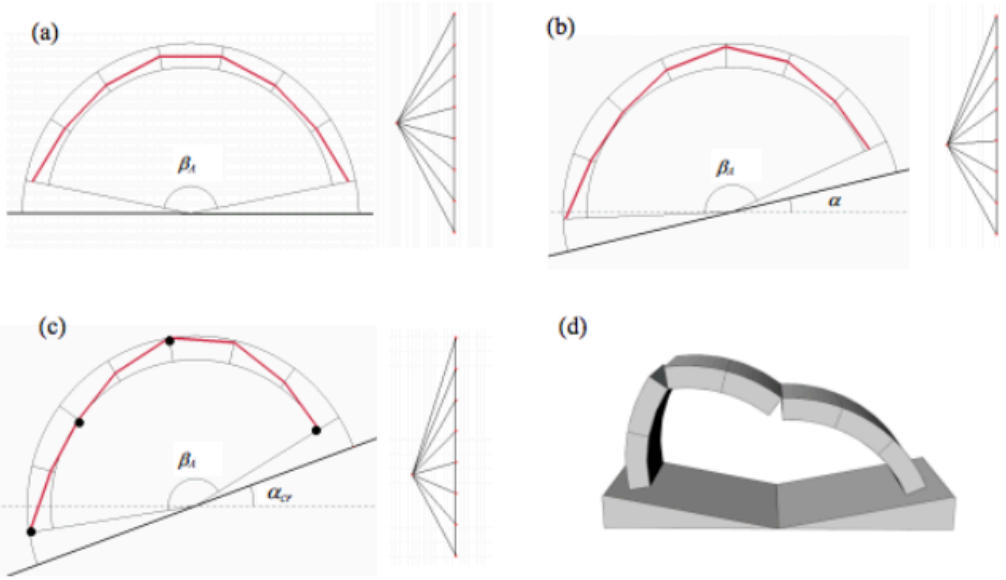


Figura 27 – Análise de colapso de um arco por *tilt* pela linha de pressão: (a) condição inicial arco estável e linha de pressão contida na espessura; (b) arco inclinado continua a ser possível definir linhas de pressão dentro da espessura do arco; (c) alcance da superfície das aduelas pelas linhas de pressão e formação de rótulas; (d) formação do mecanismo de colapso (DeJong, 2009)

5.2. Análise pelas Equações de Movimento

5.2.1. Bloco de Housner

O problema tipo "*rocking*" de blocos isolados é uma oscilação que, apesar de aparentar simplicidade, é na realidade um fenómeno de oscilação complexo (DeJong, 2009).

O principal modelo analítico conhecido foi desenvolvido por Housner (1963). Trata-se de um modelo que caracteriza o movimento de "*pure rocking*", ou seja um movimento que parte da análise comportamental do bloco assumindo que não ocorrem fenómenos de deslizamento (*sliding*) entre a base e o bloco, e não ocorre o fenómeno de ressalto (*bouncing*).

Esta análise inicial para o caso de um bloco isolado ganha especial interesse para a definição de modelos mais complexos com a interação entre blocos, sabendo que os fenómenos de movimento entre blocos são idênticos à interação bloco-base para um bloco isolado (DeJong, 2009; Pappas, 2015).

Housner (1963) define a oscilação de rocking em dois centros de rotação O e O', prevendo a ausência de deslizamento (*sliding*) ou ressalto (*bouncing*) (Figura 30).

A vibração livre é descrita pela equação:

$$I_O = \frac{d^2\theta}{dt^2} = -WR\sin(\alpha - \theta) \tag{17}$$

nesta equação W representa o peso do bloco e I_O corresponde ao momento de inércia R, α e θ são caracteristicas geométricas do bloco (Figura 30).

Para ângulos pequenos ($\alpha < 20^\circ$), em que o seno do ângulo pode ser aproximado pelo ângulo, e igualando $\frac{WR}{I_O} = p^2$, a equação fica:

$$\ddot{\theta} - p^2\theta = -p^2\alpha \tag{18}$$

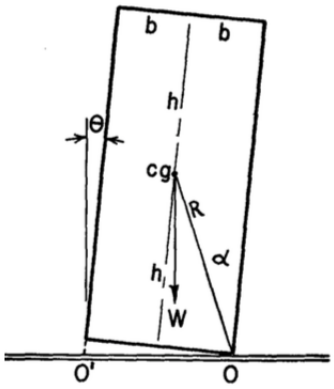


Figura 28 – Esquema da formulação analítica Rocking Block (Housner, 1963)

O parâmetro p corresponde à frequência característica de um bloco e expressa as suas características dinâmicas. A frequência característica de um bloco rectangular esbelto é dado por:

$$p = \sqrt{3g/(4R)} \tag{19}$$

Esta equação, submetida às condições iniciais $\theta = \theta_0$ e $\dot{\theta} = 0$ para $t = 0$, que representa o bloco a partir do repouso da posição inicial θ_0, tem por solução a equação diferencial de segunda ordem:

$$\theta = \alpha - (\alpha - \theta_O)\cosh pt \tag{20}$$

O período de vibração livre depende da amplitude da rotação inicial e decresce de forma contínua durante ciclos sucessivos, dependendo do factor de restituição. O factor de redução da energia cinética *r* após cada impacto é dado por:

$$r = \left[1 - \frac{mR^2}{I_O}(1 - \cos 2a)\right]^2 \tag{21}$$

Nas formulações a perda de energia é tida em conta pela redução da velocidade angular através da equação:

$$r = \left(\frac{\dot{\theta}_2}{\dot{\theta}_1}\right)^2 \tag{22}$$

em que $\dot{\theta}_1$ e $\dot{\theta}_2$ são velocidades antes e após o impacto.

Uma possível abordagem de previsão do derrube para movimentos sísmicos é feita considerado como passos temporais da velocidade do solo iguais a forças de inércia discretas atuantes ao nível do centro de massa do bloco, mantendo o solo com velocidade igual a zero.

O amortecimento do sistema depende da amplitude e frequência de *rocking*. Com o aumento da amplitude de *rocking* o rácio da dissipação da energia decresce acentuadamente, aumentando a amplitude de vibração (Pappas, 2015).

Para identificar a estabilidade de uma estrutura em *rocking*, Housner (1963) estabeleceu uma equação que efetua o balanço de energia comparando a introdução da energia no sistema requerida para o derrube da estrutura. Considerando que a energia introduzida no sistema corresponde ao valor do espectro de resposta em velocidade, *Sv* para o sismo de excitação da base, o critério de derrube é dado por:

$$\alpha_g = \frac{S_v}{\sqrt{gR}}\sqrt{\frac{MR^2}{I_O}} \tag{23}$$

Para estruturas, MR^2/I_O considera-se suficientemente próxima da unidade e por isso a equação anterior torna-se:

$$\alpha_g = \frac{S_v}{\sqrt{gR}} \tag{24}$$

Esta equação põe em evidência o efeito de escala, sendo os blocos maiores regra geral mais estáveis que os blocos mais pequenos para as mesmas proporções geométricas (mesmo ângulo α mas um diferente comprimento de *R*), e relaça que o aumento do rácio de esbelteza resulta numa maior instabilidade em relação à excitação da base.

As propostas de Housner (1963) foram validadas mais tarde através de ensaios experimentais por Ishiyama (1984) que, além desse trabalho prático, acrescentou novas formulações para estabelecer o critério de derrube de um bloco (Pappas, 2015). Ishiyama desenvolveu o seu trabalho de investigação sobretudo com base em excitações sinusoidais. Contudo, estas formulações podem ser válidas para análises com excitação sísmica.

A aceleração pode ser encontrada pela análise cinemática, sendo que para blocos rectangulares esbeltos é definida por:

$$a_O = \frac{B}{H} \tag{25}$$

Ishyama (1984) definiu o critério de derrube de acordo com a velocidade máxima que pode ser aplicada ao bloco para que este sofra o movimento de derrube, o que para um bloco rectangular, esbelto, vem:

$$v_O \simeq 10\frac{B}{\sqrt{H}} \tag{26}$$

para B sendo a base do bloco e H a altura ambos em centímetros para garantir a coerência das unidades com os valores apresentados pela equação.

Para ocorrer derrube do bloco, a aceleração terá de superar o valor mínimo α_O, Ishyama rescreveu a equação em função de um período mínimo de derrube T_C que, para o bloco esbelto rectangular, é dado por:

$$T_C \simeq \frac{\sqrt{H}}{16} \tag{27}$$

onde, por forma a que a equação apresentada seja coerente, as relações das variáveis envolvidas deverão ser H expresso em centímetros e T_C em segundos.

Spanos & Koh (1984) desenvolveram trabalho por forma a catalogar os diferentes modos de oscilação para blocos rígidos sujeitos a acelerações horizontais sinusoidais com amplitude e frequências adimensionais partindo do estado de repouso. Para descrever o fenómeno utilizaram equações não lineares, resolvidas com recurso a aproximações lineares com variáveis adimensionais que não envolvem o ângulo crítico de *tilt*.

Os autores apresentam resultados para dois tipos de modos de resposta: o primeiro correspondente a modos de resposta simétricos, que define uma oscilação com um ângulo de *tilt* adimensional de médias zero, e o segundo a modo de resposta assimétrico sem médias zero.

É importante referir a separação em relação aos estudos desenvolvidos por Yim, Chopra e Penzien (1980) no que toca à importância do efeito do coeficiente de restituição. Spanos e Koh realçam a importância do efeito do coeficiente de restituição para a estabilidade do bloco submetido a *rocking*, contrariando a visão de Chopra e Penzien (1980) (Pappas, 2015).

O trabalho de Hogan (1989) é de especial interesse nesta dissertação, porque este autor debruçou-se no domínio do transiente máximo de resposta em sismos reais. Este domínio do transiente máximo de resposta tem um grau elevado de previsibilidade o que o diferencia em muito do estado assimptótico.

Dimitrakopoulos e DeJong (2012) propuseram a utilização de grupos adimensionais e sem orientação. Deste modo descobriram uma resposta em rocking que é perfeitamente auto similar para blocos esbeltos, isto é que apesar do comportamento ser não linear e não suave, o espectro de resposta não depende da intensidade e frequência da excitação harmónica, e quase auto similar para blocos não esbeltos.

Equações de Housner reescritas por Dimitrakopoulos e DeJong (2012) para movimentos de *rocking* sob pulsos de excitação harmónica:

$$\ddot{\theta} - p^2\theta + p^2\alpha \times sgn(\theta) = \begin{cases} -p^2\frac{\alpha_g}{g} \times \sin(w_g t + \psi), & para\ t \le T_{ex} \\ 0, & para\ t \le T_{ex} \end{cases} \tag{28}$$

onde a_g é amplitude máxima aceleração do impulso, $\omega_g = 2\pi/T_p$ é a frequência angular , α é o ângulo de esbelteza e p é a frequência característica do bloco. A duração do pulso de excitação é $T_{ex} = (2\pi - \psi)/\,\omega_g$ e ψ é a fase em que se inicia o *rocking*.

Equações para a determinação dos parâmetros adimensionais frequência (ω), tempo (τ) e aceleração (a):

$$\omega = \frac{\omega_g}{p}, \qquad \tau = pt, \qquad a = \frac{a_g}{ga} \tag{29}$$

Existem três casos possíveis de derrube:

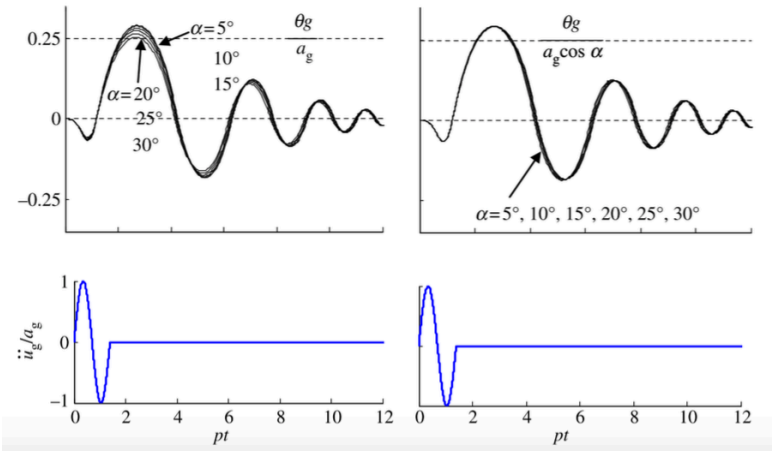
- derrube sem impacto;
- derrube com impacto antes do fim do impulso;
- derrube com impacto depois do fim do impulso.

Os autores procuraram generalizar o estudo para todos os blocos esbeltos submetidos à mesma excitação harmónica para um coeficiente de excitação específico e condições iniciais de repouso. Os autores tentaram estabelecer uma lei de escala para o coeficiente de restituição tratando-o como parâmetro independente de forma a que o movimento de *rocking* possa ser descrito por um espectro de resposta bidimensional.

Para blocos não esbeltos, a auto similaridade não é possível pois apenas pode ser considerada para blocos com a mesma esbelteza. Uma aproximação da auto similaridade pode ser obtida partindo do pressuposto de que os ângulos de rotação terão baixa magnitude e, por essa razão, é possível igualar o valor de $\cos\alpha$ a 1. Rescrevendo a equação, fica:

$$\frac{\theta_g}{a_g \cos\alpha} \cong \varphi\left(\omega, \frac{\omega_g}{p}, \frac{g\tan\alpha}{a_g}, \eta\right) \tag{30}$$

O comportamento do bloco torna-se auto similar para valores de $g\times\tan\alpha/\alpha_g$ próximos de 1. A comparação entre a formulação da proposta de blocos esbeltos e a modificação da formulação para o caso de blocos não esbeltos, está representada na Figura 31.



(a) (b)

Figura 29 – Resposta ao *rocking*: a) resposta não auto similar; b) resposta auto similar (Dimitrakopoulos e DeJong, 2012)

Voyagaki et al. (2013) seguiram uma abordagem semelhante à de Dimitrakopoulos and DeJong (2012), residindo a principal diferença no tipo de excitação harmónica utilizada que se baseou em vários meios ciclos de pulsos com várias formas exponenciais descritas pela equação:

$$\ddot{u}_g(t) = \frac{A_g}{1-e^{\beta}}\left[1 - e^{\frac{2\beta t}{t_d}} + \left(e^{\frac{2\beta t}{t_d}} - e^{2\beta\left(1-\frac{t}{t_d}\right)}\right)H\left(t-\frac{t_d}{2}\right) - 1 - \left(1 - e^{2\beta\left(1-\frac{t}{t_d}\right)}\right)H(t-t_d)\right] \tag{31}$$

Para a qual A_g é aceleração máxima, t_d representa a duração de meio ciclo, t representa a variável tempo, $H()$ a função por passos Heaviside e β é a função de forma da função H. A função de forma β corresponde a um rectângulo para $\beta \to -\infty$ e a um ponto de pico para $\beta \to +\infty$.

Para pulsos de meio ciclo o derrube ocorre sem impacto, pelo que o espectro de resposta torna-se indiferente ao coeficiente de restituição. Como resultado das análises de derrube foram identificados três casos com derrube do bloco:

- derrube durante o pulso de elevação $\tau_c \geq \tau_d/2$;
- derrube durante o pulso de decaimento $\tau_d/2 \geq \tau_c > \tau_d$;
- derrube depois do pulso $\tau_c \geq \tau_d$.

e ainda dois casos de analise sem derrube:

- resposta de pico obtida durante o impulso;
- resposta de pico obtida depois do impulso.

Conclusão importante do trabalho de Voyagaki *et al.* (2013) inclui a avaliação da estabilidade dos sistemas críticos como função da esbelteza, por uma abordagem energética que permitiu concluir que as equações de movimento não lineares levam a sistemas mais estáveis que as equações linearizadas.

A flexibilidade dos corpos pode afectar de forma significativa a resposta do corpo perante a ação sísmica perante a qual é expectável que as estruturas apresentem uma combinação de oscilações tipo *rocking* e oscilações tipo elástico (Pappas, 2015).

Os primeiros autores a analisarem o comportamento de estruturas esbeltas tendo em linha de conta os efeitos da flexibilidade foram Spyrakos, Asce e Nikolettos (2005), seguindo uma abordagem na linha de Housner (1963), ou seja uma abordagem energética com o critério de derrube como função da velocidade critica de derrube S_v e os parâmetros geométricos e de inércia para sistemas flexíveis.

Spyrakos, Asce e Nikolettos (2005) contrariam a afirmação de que o pressuposto de que dos blocos esbeltos como corpos rígidos é conservativa. Acikgoz e DeJong (2012) contrariaram Spyrakos *et al.* (2005), sugerindo um efeito benéfico da elasticidade das estruturas sob o efeito de *rocking*. Ao efetuar a comparação entre oscilador linear elástico e estrutura flexível sob efeito de *rocking*, descobriram o aparecimento de deformações de magnitude superior ao oscilador linear elástico (Pappas, 2015).

Desta forma, as fases de movimento da estrutura flexível sob o efeito de *rocking* correspondem ao contacto total com a base e à fase de *rocking* acoplada com vibração elástica. A transição entre estas duas fases pode ocorrer a partir do momento em que o contacto total dos cantos da base excede o momento estabilizador devido à gravidade, ou seja:

$$\pm mH(\ddot{u} + \ddot{u}_g) > mg(B \pm u) \tag{32}$$

onde m corresponde à massa do bloco, $\ddot{u}$ à aceleração o topo do bloco, $\ddot{u}_g$ à aceleração horizontal da base, u ao deslocamento do topo e B à metade da largura da base (Figura 32); a convenção de sinais da qual a formula depende indica-nos que o sinal é positivo se o bloco levantar sob o seu canto esquerdo.

Para sistemas sem amortecimento a equação é objecto de simplificações ficando:

$$u_{cr} = \pm \frac{gB}{w_n^2 H} \tag{33}$$

na qual u_{cr} corresponde ao deslocamento crítico que, caso seja excedido, coloca o sistema submetido ao efeito de *rocking,* $w_n = \sqrt{k/m}$ é a frequência natural do sistema, k é a rigidez e H a altura da estrutura flexível.

A fase de movimento que o bloco adquire após o impacto de transição encontra-se sobretudo relacionada com a energia fictícia de contacto, E_{fr} e a energia de *rocking*, E_r. Assim sendo, e para explicitar a ideia, para uma relação energética, após o impacto, de $E_r > E_{fc}$, o corpo flexível entra numa fase de contacto total, e para $E_r \leq E_{fc}$ inicia-se a fase de *rocking* (Pappas, 2015).

Acikgoz e DeJong (2012) estabeleceram o coeficiente de restituição de um sistema flexível em *rocking* confirmando a dependência deste factor com a massa e estabelecendo que este não apresenta valor constante ao longo do movimento.

Para uma velocidade de pré-impacto direcionada para o canto de impacto resulta num coeficiente de restituição de grande magnitude, o que é considerado como um impacto suave. Por contraponto, se a velocidade de pré-impacto é direcionada para o canto de rotação, o coeficiente de restituição terá uma magnitude inferior o que resulta numa maior dissipação de energia. (Pappas, 2015).

Em suma, as deformações estruturais de uma estrutura flexível sob efeito de *rocking* e a análise linear de um sistema similar são bastante distintas.

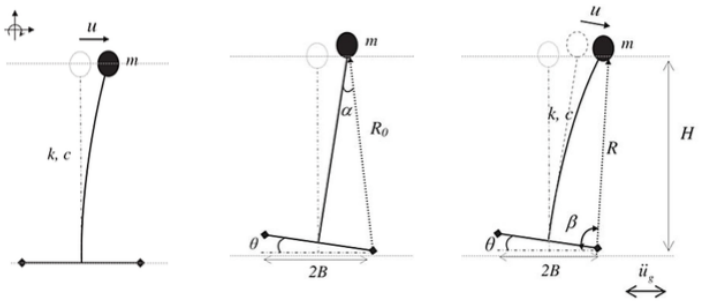


Figura 30 – Resposta ao *rocking*: Esquerda resposta não auto similar; Direita resposta auto similar

Analisando o problema relacionado com a resposta das estruturas perante impulsos sinusoidais múltiplos e a análise qualitativa (favorável ou desfavorável) em relação ao comportamento da estrutura, é possível estabelecer que o beneficio ou prejuízo da estrutura perante determinado impulso é dependente da relação entre três fatores: a duração do impulso, período natural da estrutura e o momento de aplicação do impulso (DeJong, 2009).

5.2.2. ARCO DE OPPENHEIM

A convivência da humanidade e sobretudo das estruturas por ela construídas com a atividade sísmica provém de tempos imemoriais assim como a realização de estruturas em alvenaria de pedra nomeadamente arcos. Contudo esta coexistência raramente é pacífica, os sismos ainda hoje em dia atingem as mais diversas zonas do globo sem capacidade (eficiente) da previsão da sua chegada, pelo que o conhecimento do comportamento das estruturas perante este fenómeno é essencial para salvaguardar o património, especialmente o materializado em alvenaria que, como já foi referido, é das tipologias construtivas mais vulneráveis à atividade sísmica. Todavia, até ao final do século XX a resposta do comportamento do arco de alvenaria permanecia sem uma caracterização satisfatória.

É apenas em 1992 que Oppenheim apresenta um método de estudo para o arco tipificado baseado no mecanismo de corpo rígido em que a resposta cinemática deste mecanismo é obtida através da derivação linear da equação de movimento (Figura 33).

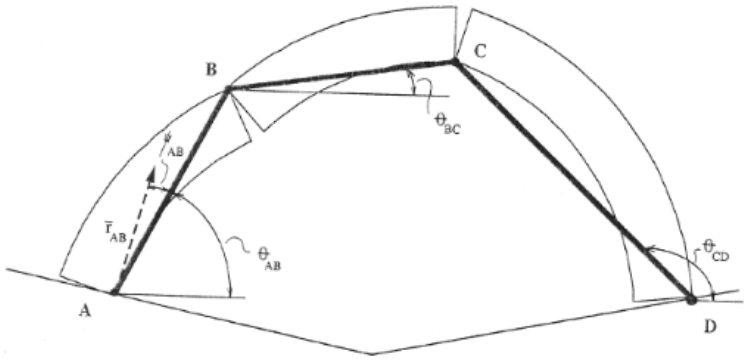


Figura 31 – Arco de Oppenheim formulação do posicionamento das rótulas

O procedimento experimental em termos de engenharia dos estudos elaborados por Oppenheim baseou-se em modelar a ação dinâmica introduzida por exemplo por um fenómeno sísmico através da aplicação de uma aceleração horizontal ao nível do solo $\ddot{x}_g$ ao arco em estudo. É importante referir que se trata de um mecanismo com apenas um grau de liberdade. A resposta previsível da estrutura consistirá numa deformação, enquanto permitir a capacidade dúctil do material, seguida da formação de rótulas. No instante da formação da quarta rótula, o arco torna-se um mecanismo cinemático e nessa medida instabilizará. O mecanismo formado depende da direção (esquerda para a direita ou vice-versa) em que é aplicada a aceleração na estrutura.

A resposta cinemática é efectuada pela derivação da equação de movimento utilizando as ferramentas matemáticas do princípio de Hamilton e a equação de Lagrange:

$$\frac{\partial}{\partial\theta}\left(\frac{\partial T}{\partial\theta}\right) - \frac{\partial T}{\partial\theta} + \frac{\partial V}{\partial\theta} = Q \tag{34}$$

$$M(\theta)ma^3\ddot{\theta} + L(\theta)ma^2\dot{\theta} + F(\theta)ma^2 g = P(\theta)ma^2\ddot{x}_g \tag{35}$$

onde T corresponde à energia cinética do sistema, isto é à velocidade de rotação do corpo rígido, V à energia potencial relacionada com a aceleração da gravidade e Q à função das forças aplicadas e que depende de θ, traduzindo a variação do trabalho não conservativo.

Oppenheim analisa a formação do mecanismo de colapso tendo descoberto que a aceleração horizontal mínima que o provoca vale 0.37g. Partindo deste mecanismo, Oppenheim (1992) variou parâmetros geométricos do arco procurando uma relação entre estes e o mecanismo resultante do arco.

Partindo do acima exposto, Oppenheim afirma que para um rácio t/a da variação da espessura do arco, o aumento da espessura do arco faz com que seja necessária uma maior aceleração horizontal mínima para iniciar o mecanismo de colapso. O ângulo de abertura do arco influência de forma inequívoca a dependência acima expressa em que o aumento da abertura (acima dos tipificados 157.5º) reduz a aceleração mínima que despoleta o mecanismo.

A variação do número de aduelas, relembrando que o arco base possui sete aduelas de 22.5º do arco, expressa também uma relação com a aceleração mínima requerida para iniciar o mecanismo. Assim, o número de aduelas varia inversamente com a aceleração mínima.

Mantém-se válido para o arco de Oppenheim o efeito de escala já referido por Housner (1941). O aumento do raio traduz-se num aumento da aceleração mínima necessária com a raiz quadrada do raio e, por consequência, arcos maiores resistem a acelerações do solo superiores.

DeJong (2009) analisa os mecanismos de colapso por forma a prever o comportamento do arco. Assim, os tipos de resposta possíveis dos arcos são (Figura 34):

- "Modo II de colapso" que ocorre para impulso de longa duração e magnitude; o colapso ocorre na primeira metade do ciclo;
- "Modo I de colapso" caracterizado por impulsos menores; a ruptura definitiva do arco ocorre na segunda metade do ciclo;
- "Recuperação" impulsos mais reduzidos que o "Modo I de colapso"; oscilação até retomar a posição inicial sem colapso;
- "Não rotulada" para magnitudes de impulsos inferiores o mecanismo não se forma.

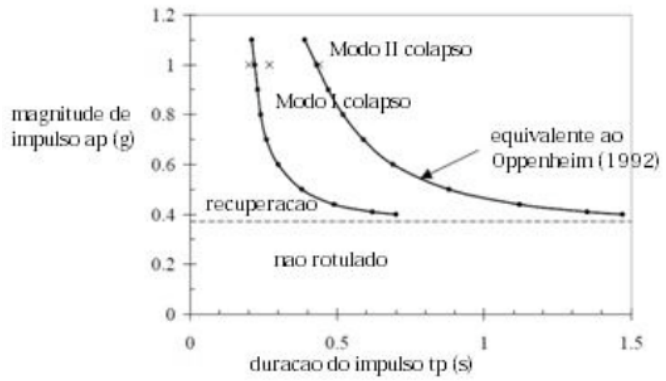


Figura 32 – Resposta de arcos de alvenaria a diferentes tipologias de impulsos de duração *tp* e magnitude *ap*. (DeJong, 2009).

Mesmo perante impulsos como ciclos de aceleração sinusoidal, o mecanismo condicionante corresponde ao Modo I de colapso (DeJong, 2009).

O trabalho de DeJong (2009) lança mão da metodologia gráfica da linha de pressões para caracterizar o comportamento do arco. Contudo, a linha de pressões nesta análise dinâmica é diferente da linha de pressões das análises estáticas.

A posição da linha de pressões da análise dinâmica não é obtida como na análise estática em função das reações de suporte e das forças de compressão internas, mas sim através das forças de inércia e momentos que atuam nos troços do arco para além do peso próprio. É ainda de referir que a linha de pressões dinâmica não despreza os deslocamentos resultantes da deformada da estrutura.

Este novo conceito de linha de pressões tem por vantagem o conhecimento, de forma instantânea, da estabilidade do arco e confirmar a localização das rótulas que foram previstas com recurso ao modelo analítico.

Na análise de DeJong (2009), constata-se a saída da linha de pressões do balizamento efectuado pelas linhas do intradorso e extradorso. Este movimento da linha de pressões leva a formação de rótulas fora da localização previsível.

No procedimento experimental de DeJong (2009), o arco padrão vai sofrendo um progressivo aumento da ação harmónica que lhe é aplicada e, à medida que aumenta a amplitude do sismo, formam-se rótulas no arco que até aqui se comportava como corpo rígido, mas sem levá-lo ao colapso. Com o aumento sucessivo da amplitude surgem as quatro rótulas no arco e a formação do mecanismo de colapso. É importante realçar que a simetria das rótulas não é perfeita e a transição entre mecanismos não ocorre com um impacto singular. Desta forma, na reflexão ocorre uma migração das rótulas, a posição destas altera-se, "fechando" algumas juntas e "abrindo" noutras posições, não ocorrendo uma inversão da sua posição, demonstrando a flexibilidade do modelo real que contrasta com a rigidez assumida na formulação teórica.

O trabalho de DeJong (2009) ganha especial relevância por ter submetido dois arcos, não a uma aceleração padrão como na validação do modelo experimental, mas a espectros de sismos reais (exemplo Prakfield 1966 e El Centro 1940).

Apresentam-se as conclusões de DeJong (2009) acerca da frequência, enquanto condicionadora da reposta do arco:

- Para baixas frequências (2 Hz) o modelo analítico prevê de forma eficiente os resultados do modelo experimental. Contudo, a presença de múltiplos impulsos baixa a amplitude de aceleração correspondente ao colapso do arco.
- Para frequências intermédias (6 Hz) o modelo analítico subestima a estabilidade do arco considerando que o arco pode ser mais resistente a impulsos vários do que a um único.
- Para frequências altas (8Hz) o colapso do arco deixa de ser provocado pelas rótulas e pelo balanço da estrutura, e passa a ser garantido pelos deslocamentos entre blocos devido às vibrações.

DeJong (2009) propõe a criação de curvas de colapso para calibração do modelo analítico, tendo verificado, por repetição de um intervalo de acelerações e períodos de impulsos, que das hipóteses de curvas utilizadas a mais correta seria a mais próxima da aceleração mínima necessária para o colapso.

Para que o modelo fosse mais abrangente na sua utilização, a equação foi reformulada para uma escala geral $R_A = 1$, ficando:

$$\frac{A_p}{g} = C_1 \left(\frac{T_p}{\sqrt{R_A}} - T_{min} \right)^{C_2} + \gamma \tag{36}$$

Onde R_A é o raio do arco em metros, Tp em segundos e $C1$, $C2$ e $Tmin$ os coeficientes a definir, dependentes da relação $ta/\beta a$.

A expressão da curva permite verificar a estabilidade de uma arco parcialmente circular através do procedimento:

- reduzir a espessura do arco para 80% (por forma a considerar as imperfeições geométricas deve-se usar uma maior redução para arcos muito deformados);
- utilização dos coeficientes propostos por DeJong (2009) (Figura 35);

t/R		β_A [degrees]				
		140	150	160	170	180
0.12	C_1	0.040	0.030	0.018	0.008	-
	C_2	-0.69	-0.80	-0.92	-1.20	
	T_{min}	0.20	0.17	0.14	0.11	
	γ	0.42	0.32	0.23	0.14	
0.15	C_1	0.061	0.048	0.032	0.018	0.008
	C_2	-0.54	-0.59	-0.76	-1.00	-1.31
	T_{min}	0.28	0.26	0.21	0.16	0.11
	γ	0.55	0.43	0.33	0.24	0.14
0.18	C_1	0.082	0.063	0.050	0.032	0.018
	C_2	-0.41	-0.51	-0.57	-0.79	-1.04
	T_{min}	0.39	0.33	0.30	0.23	0.17
	γ	0.69	0.54	0.43	0.33	0.23
0.21	C_1	0.101	0.080	0.063	0.047	0.028
	C_2	-0.41	-0.42	-0.50	-0.64	-0.89
	T_{min}	0.48	0.41	0.35	0.28	0.22
	γ	0.82	0.65	0.52	0.41	0.31

Figura 33 – Coeficientes propostos por DeJong (DeJong, 2009).

5.3. SUMÁRIO

Na análise dinâmica dos arcos de alvenaria de pedra procura-se abordar e aprofundar metodologias que caracterizem de forma satisfatória o comportamento dos arcos de alvenaria de pedra perante solicitações dinâmicas, em especial a ação sísmica que constitui uma das principais ameaças naturais à sobrevivência das estruturas.

O trabalho de Oppenheim (1992) sobre o comportamento do arco quando sujeito a uma ação de base é sustentado pelos estudos de Housner (1941), que foram determinantes para o conhecimento da resposta de um bloco a uma análise dinâmica. A resposta de uma estrutura a face a uma ação sísmica através da modelação cinemática de prismas rígidos é simulada através de um mecanismo de quatro rótulas que é a base do estudo de Oppenheim (1992).

Oppenheim (1992) assume o arco como um mecanismo de um só grau de liberdade. A resposta do arco padrão quando submetido a uma força aplicada na base e dada por um mecanismo de quatro rótulas cuja rotação é dependente entre elas.

A resposta cinemática é determinada pela derivação da equação de movimento do mecanismo, recorrendo ao princípio de Hamilton e equação de Lagrange.

A curva limite que separa o colapso da restituição (Oppenheim (1992) e retomada por DeJong (2009)), de acordo com a resposta do arco à aceleração, depende da duração do impulso e da magnitude do sismo.

Para impulsos de longa duração e elevada magnitude, o colapso surge na primeira metade do ciclo, de acordo com o representado na curva de Oppenheim (1992) – Modo II de colapso. Para impulsos de curta duração o colapso ocorre apenas na segunda metade do ciclo – Modo I de colapso. A duração do impulso é reduzida por forma a não ocorrer o colapso do arco, apenas ocorre oscilação – Recuperação. Por último, impulsos de magnitude reduzida em relação à aceleração mínima não originam rótulas.

6

VULNERABILIDADE SÍSMICA DE ARCOS

O capítulo 6 aborda a avaliação da vulnerabilidade sísmica de arcos de alvenaria de pedra inseridos em aquedutos portugueses. Num primeiro subcapítulo é apresentada uma introdução às abordagens que irão ser seguidas e a algumas condicionantes. O segundo subcapítulo descreve os parâmetros dos modelos que irão ser analisados. O terceiro e o quarto subcapítulos estão interligados, sendo que no terceiro é descrito o método e modelos adoptados e no quarto a calibração desses mesmos modelos. Por ultimo, no quinto e sexto subcapítulos são preconizados critérios para formação de mecanismos de colapso que serão adoptados nos estudos numéricos apresentados no capítulo 7.

6.1. INTRODUÇÃO

No decorrer do presente capítulo é analisada a capacidade de resposta de um arco, e do respetivo comportamento mecânico, face à ação sísmica tendo por base modelação numérica através do Método dos Elementos Discretos (MED). Uma das finalidades da presente dissertação prende-se com a criação de uma ferramenta expedita de avaliação preliminar da vulnerabilidade sísmica de arcos de alvenaria de pedra, de acordo com as suas características geométricas e localização em termos de mapeamento sísmico do país (EC8 e respetivo AN). Esta análise pertende auxiliar as entidades responsáveis pela preservação desta importante herança arquitectónica e cultural a canalizar os recursos financeiros disponíveis para assegurar as intervenções necessárias nas estruturas mais vulneráveis à ação sísmica.

Como será compreensível, é impossível no âmbito de uma dissertação realizar uma investigação com base em todas as características dos arcos de alvenaria de pedra. Por outro lado, como ficou patente nos dois capítulos anteriores, é difícil encontrar características comuns em estruturas de alvenaria pois dependem de fatores como a zona onde foram construídas, o tipo de pedra utilizado nos blocos, o tipo de juntas, para além de outros aspetos. No caso particular dos arcos plenos ou de volta perfeita integrados em aquedutos existentes no território nacional, que é o objeto deste estudo, as características catalogadoras dos arcos consideradas foram: largura do vão, flecha, espessura e número de aduelas (blocos).

Estas características foram selecionadas após pesquisa arqueológica. Neste ponto é importante referir a ausência de uma base dados nacional com as características geométricas dos arcos de alvenaria de pedra, mesmo dos que se encontram catalogados como património a preservar pelas entidades responsáveis. Neste ponto, Portugal apresenta sérias limitações quando comparado com países como Itália onde existe este tipo de bases de dados.

Na criação dos modelos numéricos foram utilizados parâmetros reais de acordo com as propriedades dos materiais comuns presentes e detetados no levantamento efectuado. O ajuste e a calibração do

modelo à realidade foi realizado de acordo com formulações analíticas de desenvolvimentos científicos anteriores (Pappas, 2015).

Para avaliar a vulnerabilidade sísmica dos elementos em estudo utilizaram-se acelerogramas artificiais criados de acordo com as disposições previstas no EC8, e respectivo Anexo Nacional.

6.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA

A análise paramétrica apresentada diz respeito à capacidade de arcos em alvenaria de pedra resistirem a movimentos gerados na base pela ação sísmica. O foco desta análise foram os arcos com geometria de volta perfeita, também denominados de arcos plenos, presentes nos aquedutos em Portugal. As características geométricas como a largura do vão (L), a flecha (h) e a espessura dos arcos (e) foram definidas tendo por base alguma pesquisa/levantamento *in-situ* realizada pelo autor sobre aquedutos com apenas um nível de arcos/pilares em Portugal (Tabela 2; no Anexo B apresenta-se o levantamento fotográfico). Aliás, a não existência de informação disponível, sistematizada, nem de bases de dados com esta informação, restringiu o número casos que puderam servir de base a este estudo. Esta limitação restringiu o levantamento a arcos de aquedutos na zona norte do país, mais particularmente na área metropolitana da cidade do Porto, por razões logísticas de distância, tempo disponível e custos de deslocação. A maioria das medidas foi obtida com o auxílio de um medidor laser e fita métrica.

Tabela 2 - Sumário da recolha realizada

Designação	Local	L (m)	h (m)	e (m)	Aduelas (nº)
Aqueduto Santa Clara	Vila do Conde	4,89	2,63	0,25	15
Aqueduto Arcos	Valongo	7,20	3,60	0,50	24
Aqueduto de Pombeiro	Felgueiras	3,21	1,88	0,27	11
Aqueduto de Bustelo	Penafiel	4,46	2,32	0,26	13
Aqueduto Sardão	Gaia	5,76	2,90	0,41	19
Aqueduto de Montebelo	Porto	3,29	1,64	0,32	10

Previamente foram analisados os valores limites e as correlações entre alguns desses parâmetros geométricos de forma a balizar as caraterísticas dos casos a analisar. Foi analisada a correlação entre o vão (medida da distância entre as nascentes, tomada pelo intradorso) e a flecha (medida da distância entre a linha das nascentes e a face inferior da chave); o rácio entre estes dois parâmetros constitui um dos elementos mais importantes da geometria do arco e está diretamente relacionado com o seu comportamento mecânico (Nunes, 2009). Para este parâmetro a pesquisa revelou que a maioria dos arcos levantados se aproxima do rácio 0.5, ou seja encaixam-se na tipologia arco de volta perfeita ou arco pleno (Figura 36).

A segunda correlação analisada foi entre a espessura (distância entre o intradorso e o extradorso) e o vão do arco (Figura 37). Estes parâmetros apresentam uma correlação mais fraca do que os anteriores, apresentando um R^2 baixo. No entanto, a evolução destes dois parâmetros segue, em parte, uma

correlação exponencial, denotando-se que a espessura dos arcos para vãos menores do que 5 m tende para 0,25 m.

Foi também analisada a correlação entre o número de aduelas em função do vão do arco, fator com grande influência no comportamento dos arcos, nomeadamente na especificação dos sítios onde surgirão rótulas (Dimitri et al., 2011) (Figura 38). Estes dois parâmetros apresentam uma forte correlação linear. A presente relação sugere-nos, uma vez mais e de forma subtil, a importância do conhecimento das técnicas e processos construtivos na análise das estruturas antigas.

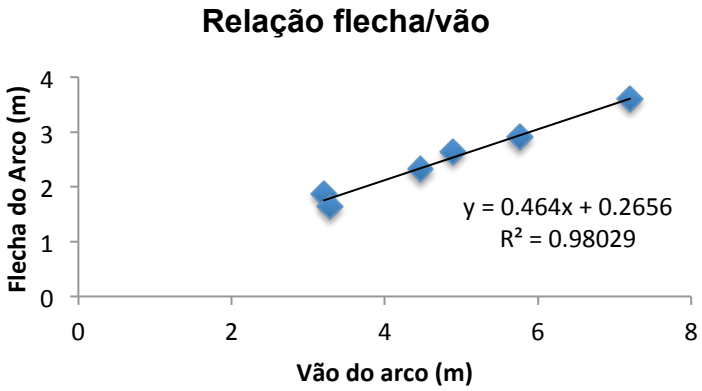


Figura 34 – Relação entre a flecha do arco e o vão



Figura 35 – Relação entre a espessura arco e o vão

O contexto histórico destas estruturas indica que os arcos teriam sido dimensionados com base em regras empíricas. Por outro lado, esta relação indica que haveria proporcionalidade geométrica entre o vão e o número de aduelas e não entre o vão e as dimensões geométricas das aduelas. Assim, vãos maiores não implicam o mesmo número de aduelas com dimensões superiores, mas maior número de aduelas. Se tivermos presente um contexto histórico mais alargado, nomeadamente a evolução dos meios tecnológicos disponíveis para a movimentação e

elevação de grandes massas (gruas e demais sistemas), facilmente se conclui que em tempos onde a única força disponível era a tração animal, a movimentação/elevação de grandes blocos ficava restringida.

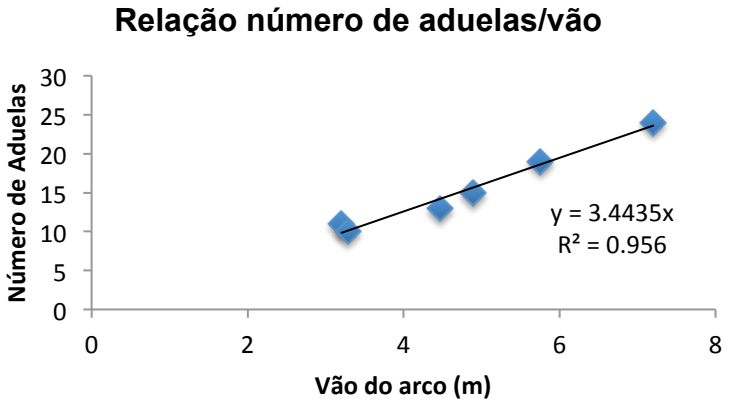


Figura 36 – Relação entre o parâmetro número de aduelas e o vão

Paralelamente foram selecionados três tipos de solo definidos no EC8 (EN-1998-1 2013), nomeadamente tipo A, B e D. O terreno tipo A corresponde a rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície. O terreno tipo B representa terrenos com depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou argila muito rija, com uma espessura de pelo menos várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade. Por fim, o terreno tipo D é composto por depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.

A escolha dos terrenos para esta análise resultou das conclusões dos estudos realizados sobre a vulnerabilidade sísmica em colunas isoladas por Pappas (2015). Para terrenos tipo A, as colunas apresentam muito maior estabilidade e são capazes de resistir a valores mais altos de acelerações do que as colunas assentes em solos moles. O pior tipo de solo foi o terreno tipo D. O terreno tipo E apresentou resultados piores que o tipo D. Contudo, em Portugal não é comum ter a tipologia de estruturas em foco neste trabalho assentes nesse tipo de solo. Assim, consideram-se duas fronteiras extremas no tipo dos solos: do melhor, terreno tipo A, ao pior, terreno tipo D.

6.3. MODELO DE ELEMENTOS DISCRETOS

A rutura e colapso das estruturas de alvenaria de pedra face a solicitações sísmicas é mais facilmente atingida por ocorrência de grandes deslocamentos e perda de estabilidade, do que por rotura dos materiais. Logo, por se basear na mecânica descontínua, ou seja por permitir analisar estruturas constituídas por elementos descontínuos com capacidade de rutura progressiva, propagação de fendas e grandes deslocamentos/rotações entre blocos (Quelhas, 2012), foi adotado O MED na análise do comportamento mecânico dos arcos. O programa utilizado foi o 3DEC 5.0 (Itasca Inc. 2011).

Na modelação das estruturas foi considerada uma densidade de 2780 kg/m^3 para os blocos (Tabela 3). Este valor corresponde ao valor da densidade do granito sólido sem fissuração significativa, dado ser o

material mais comum encontrado nos arcos estudados. Os blocos dos arcos modelados foram assumidos como rígidos. Na realidade, se as deformações que surgem nos blocos forem confrontadas com as deformações globais da estrutura perante ações sísmicas, verificamos que estas podem ser desprezadas. Para além disso, este pressuposto implica menor custos computacionais que os blocos deformáveis, aspeto considerado particularmente relevante dado o grande conjunto de análises que se pretende efetuar.

O ângulo de atrito adotado foi de 42º que corresponde ao atrito granito-granito (junta seca). A lei de atrito de Coulomb foi implementada para a interface dos blocos. Considera-se nula a resistência à tração da junta (junta seca), seguindo o pressuposto descrito por Rossana Dimitri (Dimitri, 2011) e assumindo que não existem peças metálicas, ou de madeira a estabelecer outro tipo de ligação entre os blocos.

A calibração do amortecimento teve por base a proposta de DeJong (DeJong, 2009), ou seja os parâmetros de amortecimento são calibrados segundo os parâmetros do amortecimento de Rayleigh. Dependem da geometria dos blocos que constitui cada tipo de arco e da frequência natural do impacto do bordo *(edge impact)* que depende da rigidez da junta e da geometria de cada aduela. Para cada modelo de arco elaborado, as características geométricas variam e com estas os valores do amortecimento de Rayleigh. A interdependência da geometria das aduelas com o amortecimento de Rayleigh ficará evidenciada nas equações apresentadas mais à frente.

Para características resistentes das juntas secas dos arcos de alvenaria de pedra foi-lhes atribuído um valor fictício muito elevado para minimizar a deformação das juntas. Os valores definidos por Pappas (2015), e assumidos na modelação executada neste trabalho, são de $5*10^{11}$ Pa/m, tanto para a rigidez normal no contacto, como para a rigidez de corte na junta. Os acelerogramas foram introduzidos nos modelos numéricos na direção horizontal e a base do arco foi estabelecida como fixa da direção vertical.

Tabela 3 – Características dos materiais e amortecimento gerados no 3DEC

Propriedade	**Valor Utilizado**
Densidade [kg/m^3]	2780
Rigidez normal da junta [Pa/m]	$5*10^{11}$
Rigidez de corte na junta [Pa/m]	$5*10^{11}$
Ângulo de atrito da junta [º]	42
Resistência à tração da junta [Pa]	0
Coesão da junta [Pa]	0
Amortecimento de Rayleigh	100% para a frequência natural de impacto canto *(edge impact)*

Modelação

Consideram-se três modelos distintos de arcos de alvenaria de pedra representativos das características encontradas na recolha arqueológica efetuada. O Mod 4 (Figura 39) corresponde a um arco semicircular, ângulo de abertura de 180º, com um rácio entre a flecha e o vão de 0,5, uma espessura de 0,27 m e 12 aduelas. O Mod 6 (Figura 40) corresponde a um arco idêntico ao anterior, mas com uma espessura de 0,36 m e 19 aduelas. O Mod 8 (Figura 41) corresponde a um arco também idêntico, mas com uma espessura de 0,64 m e 26 aduelas.

Tabela 4 – Características geométricas dos modelos gerados em 3DEC

Modelo	L (m)	h (m)	e (m)	Aduelas (nº)
Mod 4	4,000	2,00	0,270	12
Mod 6	6,000	3,00	0,360	19
Mod 8	8,000	4,00	0,640	26

Realizou-se o estudo de todos os arcos em estado dinâmico, isto é submetidos à solicitação sísmica definida pelos acelerogramas gerados. Para isso foram aplicadas as velocidades correspondentes aos acelerogramas gerados de acordo com o AN do EC8.

Por forma a registar os deslocamentos máximos das aduelas que constituem o arco, monitorizaram-se todos os pontos que correspondem às interseções das linhas das interfaces das aduelas (juntas) com a linha do extradorso do arco.

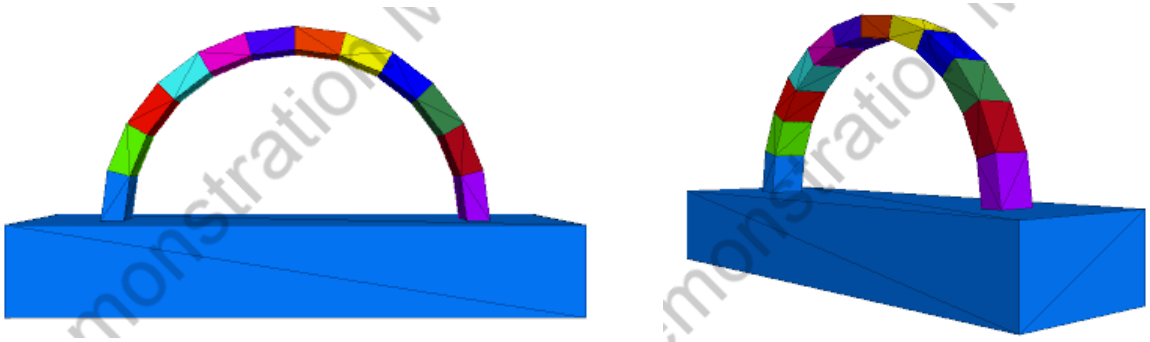


Figura 37 – Mod 4 - Modelação 3DEC

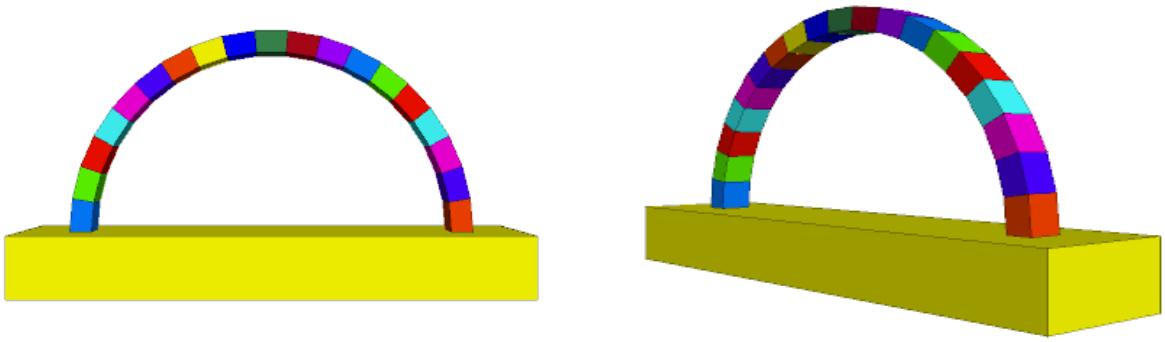


Figura 38 – Mod 6 – Modelação 3DEC

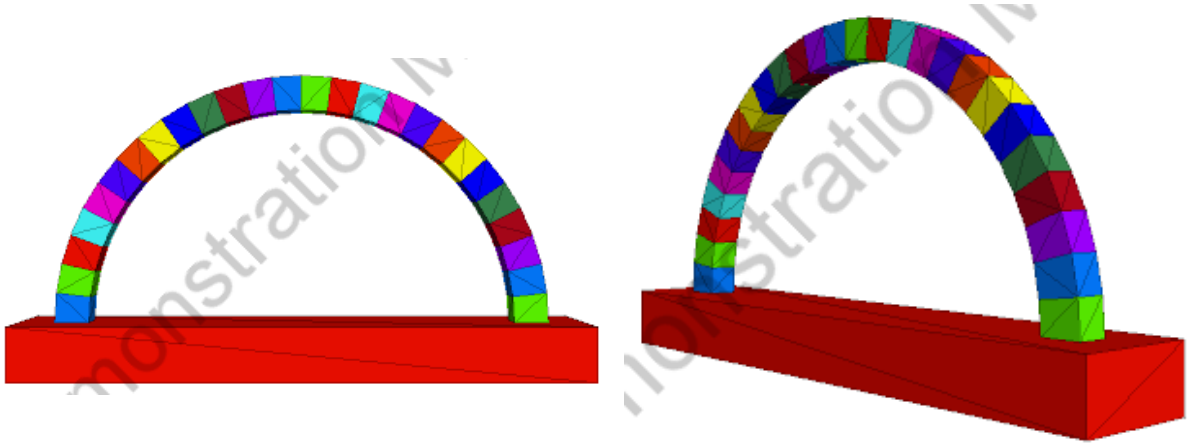


Figura 39 – Mod 6 – Modelação 3DEC

6.4. Calibração do Modelo de Elementos Discretos

Um modelo computacional, no contexto deste subcapítulo, não é mais do que uma representação numérica de uma realidade física. Realça-se que estes modelos são, regra geral, muito propícios à introdução de condições que os desligam da realidade física, quer por desconhecimento dessa realidade, quer por dificuldade em representá-la de forma inteiramente fiável.

Perante o imperativo de fazer corresponder o modelo numérico à estrutura real, existe a necessidade de escolher valores a atribuir aos parâmetros do modelo que melhor se ajustem a essa realidade. Em particular, os parâmetros principais a serem tidos em linha de conta são a rigidez da junta (normal e de corte) e o tipo e valor do amortecimento.

A abordagem escolhida para a calibração do amortecimento foi a desenvolvida por DeJong (2009). Em termos simplistas, a proposta de DeJong (2009) restringe os parâmetros a adotar com o objetivo de evitar amortecimentos irrealistas que podem originar efeitos significativos na resposta estrutural do arco de alvenaria de pedra.

6.4.1. Abordagem de DeJong para o Cálculo do Amortecimento de Rayleigh

O amortecimento será introduzido segundo a formulação de Rayleigh:

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \tag{36}$$

em que $\boldsymbol{C}$, $\boldsymbol{M}$ e $\boldsymbol{K}$ representam as matrizes de amortecimento, massa e rigidez, respetivamente. As matrizes de massa e de rigidez encontram-se multiplicadas por constantes, sendo α_R a constante de amortecimento proporcional à massa e β_R a constante de amortecimento proporcional à rigidez. O amortecimento de Rayleigh apresenta um rácio ξ de amortecimento crítico que é dependente da frequência ω:

$$\xi(\omega) = \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha_R}{\omega} + \beta_R \omega\right) \tag{37}$$

A adoção de um valor para o amortecimento é tarefa complexa. O amortecimento é restringido por forma a limitar a influência das frequências muito altas que são amortecidas em materiais reais e podem causar ressaltos irrealistas nas simulações numéricas. Por seu turno, um amortecimento elevado também não constitui uma abordagem conservativa e deve ser evitado (DeJong, 2009).

Apesar do MED necessitar da especificação da densidade do material, esta não se encontra nas formulações analíticas. Contudo, DeJong (2009) afirma que a densidade do material é pouco significante para a estabilidade do bloco submetido a forças horizontais ao nível do solo (na base).

6.4.1.1. Amortecimento para um bloco submetido a *rocking*

As abordagens iterativas para definir os parâmetros do modelo são a aproximação mais comum em análises da dinâmica de estruturas utilizando o MED. Os esforços de DeJong (2009) prendem-se com o estabelecimento de uma metodologia mais robusta para a definição dos parâmetros de amortecimento, mas alerta para a necessidade de efetuar uma análise de sensibilidade dos resultados (DeJong, 2009).

O trabalho de DeJong (2009) demonstrou que o amortecimento de altas frequências previne o ressalto e os deslocamentos devidos a vibrações. Assim, o foco é dirigido para a definição da constante de proporcionalidade da rigidez, β_R, que é estabelecido de acordo com a frequência crítica da estrutura. Numa primeira fase é abordado o bloco isolado submetido a *rocking*, e depois efetuada a extensão da formulação a estruturas constituídas por múltiplos blocos nas quais se inserem os arcos.

Para o bloco isolado submetido ao efeito de *rocking* existem três tipologias de impacto entre o bloco e a base: impacto translacional de canto *(corner translational impact),* impacto translacional do bordo *(edge translational impact)* e impacto rotacional de canto *(corner rotational impact)* Este último corresponde à rotação em torno de um canto do bloco, impacto e repercussão da rotação em torno do mesmo canto. Torna-se necessário determinar as frequências naturais do bloco como se este estivesse em contacto permanente com a base, o que não ocorre na realidade, pois o período de contacto do bloco com a base é muito reduzido. O impacto corresponde, aproximadamente, a um meio ciclo de movimento na frequência natural do sistema.

Para o primeiro tipo de impacto, denominado translacional de canto, a frequência natural de um bloco é dada por:

$$\omega_c = \sqrt{\frac{k_s}{m_B}} \tag{38}$$

Para o segundo tipo de impacto, denominado translacional do bordo, a frequência natural do bloco é expressa pela equação:

$$\omega_e = \sqrt{\frac{2 \times k_s}{m_B}} \tag{39}$$

em ambas as formulações, m_B representa a massa do bloco e k_s a rigidez da mola do modelo mecânico representado na Figura 42**.**

Para a terceira tipologia de impacto, denominado rotacional de canto, a frequência natural do bloco sob o efeito de *rocking* é abordada segundo o esquema mecânico da Figura 42.

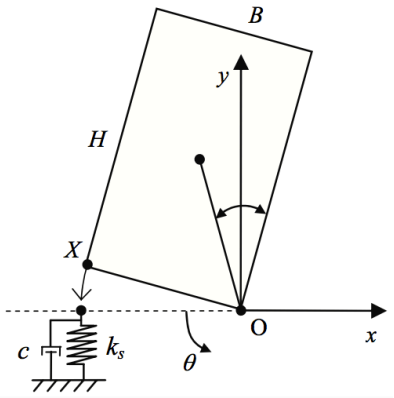


Figura 40 - Mecanismo rotacional idealizado por DeJong para analisar o problema do impacto rotacional (DeJong, 2009)

Numa rotação em torno do ponto O gera-se uma solicitação da mola de suporte (estabelecendo *c=0*) no ponto X e a equação de movimento do sistema fica:

$$J\ddot{\theta} + k_s B^2 \sin\theta = 0 \tag{40}$$

na qual J corresponde ao momento de inércia para o ponto O e θ à rotação em torno do ponto O; partindo de $\theta = 0$ para o deslocamento rotacional, assume-se a posição de repouso θ_s. Para um bloco rectangular tem-se:

$$J = \frac{m_B}{3}(B^2 + H^2) = \frac{\rho BH}{3}(B^2 + H^2) \tag{41}$$

Para pequenos ângulos de rotação temos o ângulo θ_s definido por:

$$\theta_s = \frac{m_B g B}{2B^2 k_s - m_B g H} \tag{42}$$

Para uma mola de rigidez muito elevada, mgh é negligenciável em função da ordem de grandeza assumida pela quantidade $2Bk_s$, pelo que é possível rescrever a equação 42:

$$\theta_s = \frac{m_B g}{2B k_s} \tag{43}$$

Desta forma, a frequência natural associada ao impacto de *rocking* é determinada por:

$$\omega_r = \sqrt{\frac{k_s B^2}{J}} = \sqrt{\frac{3k_s B^2}{m_B(B^2+H^2)}} = \sqrt{\frac{3k_s B^2}{\rho H(B^2+H^2)}} \tag{44}$$

Rigidez das Juntas

No MED é assumida a modelação dos blocos como elementos rígidos, ficando as deformações resultantes dos esforços e deslocamentos da estrutura concentradas nas juntas. DeJong (2009) propõe o cálculo da rigidez da junta através das propriedades materiais dos blocos

$$k_j = \frac{EA}{L} \tag{45}$$

para o qual E é o modo de elasticidade dos blocos de alvenaria de pedra, A corresponde à área de contacto entre blocos correspondente a B para o bloco representado na Figura 42, e L é o comprimento do material rígido na direção perpendicular à junta, ou seja o comprimento H para o bloco em estudo.

De acordo com o modelo apresentado na Figura 42, a rigidez da interface do bloco encontra-se concentrada nas molas dos cantos do bloco e é dada por:

$$k_s = \frac{k_j B}{2} = \frac{EB^2}{2H} \tag{46}$$

As frequências de impacto do sistema ficam assim definidas pela abordagem de DeJong (2009):

Impacto de Canto *(Corner impact)*:

$$\omega_c = \sqrt{\frac{k_j B}{2m_B}} = \sqrt{\frac{EB^2}{2Hm_B}} \tag{47}$$

Impacto do Bordo *(Edge Impact)*:

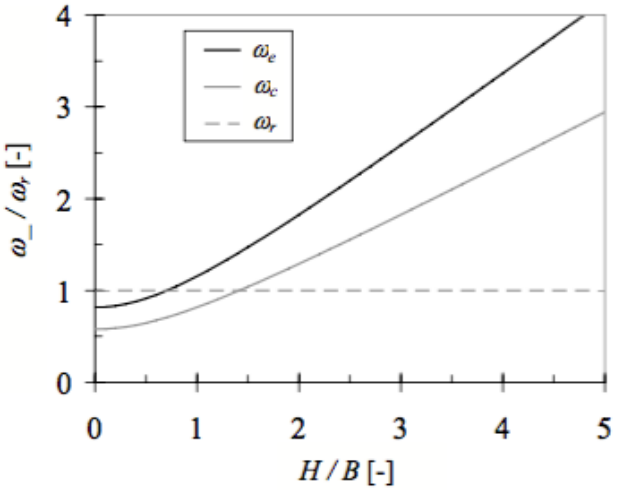
$$\omega_e = \sqrt{\frac{k_j B}{m_B}} = \sqrt{\frac{EB^2}{Hm_B}} \tag{48}$$

Impacto Rotacional *(Rotational Impact)*:

$$\omega_r = \sqrt{\frac{k_j B^3}{2J}} = \sqrt{\frac{EB^4}{2HJ}} = \sqrt{\frac{3EB^3}{2\rho H^2(B^2+H^2)}} \tag{49}$$

Identificação e escolha da frequência crítica

Por forma a identificar a frequência crítica, DeJong (2009) comparou as frequências obtidas para as três tipologias de impacto que se encontram representados na Figura 43.



ω_e/ω_r - impacto translacional do bordo

ω_c/ω_r - impacto translacional de canto

ω_r/ω_r - impacto de *rocking*

Figura 41 - Relação entre o rácio altura/base do bloco e o rácio das frequências naturais associadas aos diferentes tipos de impacto

Através da leitura do gráfico constata-se que para $H/B < \sqrt{2}$ fica $\omega_r > \omega_c$. Por seu turno, para $H/B > 1/\sqrt{2}$, a relação entre frequências fica $\omega_r > \omega_e$ e para $H/B > \sqrt{2}$ fica $\omega_r < \omega_c < \omega_e$ (DeJong, 2009).

Algumas conclusões do estudo de DeJong (2009) na relação entre frequências:

- Para o amortecimento critico ($\xi = 100\%$) em ω_r, ω_c *e* ω_e são supra amortecidos ($\xi > 100\%$) o que seria uma opção pouco conservativa e não totalmente do lado da segurança.
- Para o amortecimento critico ($\xi = 100\%$) em ω_e, ω_r e ω_c são infra amortecidos ($\xi < 100\%$) o que seria uma opção conservativa, mas que não assegura a ausência dos fenómenos de *rocking* e *bouncing*.

Parâmetros do amortecimento

Os parâmetros do amortecimento são definidos de acordo com a frequência crítica de amortecimento (ω_{crit}). O amortecimento proporcional à massa vai ser desprezado ($\alpha_R = 0$) pois não é fisicamente realista, sendo apenas considerado o amortecimento proporcional à rigidez. Desta forma, a equação de Rayleigh anteriormente apresentada fica reduzida a

$$\boldsymbol{C} = \beta_R \boldsymbol{K} \tag{50}$$

$$\xi(\omega) = \frac{1}{2}(\beta_R \omega) = \pi \beta_R f \tag{51}$$

6.4.1.2. Amortecimento para estruturas de múltiplos blocos submetidos a *rocking*

As formulações analíticas suprarreferidas têm interesse exclusivo para o amortecimento de um bloco único isolado. Contudo, a maioria das estruturas raramente é constituída por um único bloco, pelo que é necessário estender as formulações a sistemas constituídos por múltiplos blocos.

Nos sistemas de blocos múltiplos foram consideradas apenas as duas frequências extremas, nomeadamente ω_r e ω_e (DeJong, 2009).

Para estender a frequência de impacto de bordo *(edge impact)* a sistemas de múltiplos blocos foi considerada a abordagem de um bloco único sob vibração vertical no meio de uma coluna de blocos.

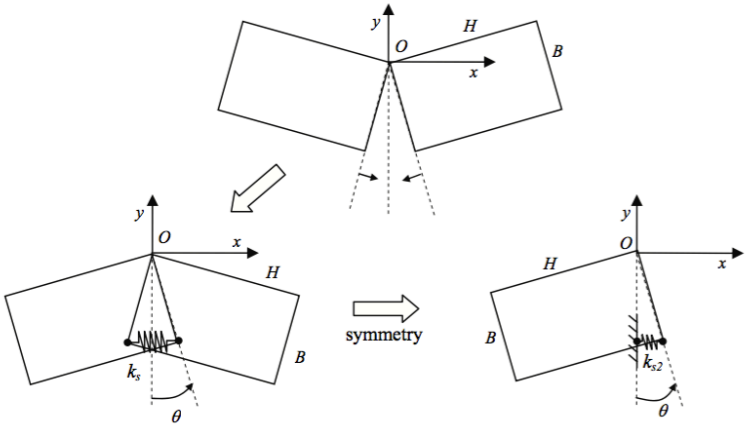


Figura 42 – Mecanismo idealizado por DeJong na análise do impacto rotacional de sistema de dois blocos sob *rocking* (DeJong, 2009)

Distribuindo a rigidez para os cantos do bloco, resulta numa mola vertical em cada canto com uma rigidez k_s. Desta forma, a rigidez passa a ser o dobro, e a frequência natural de vibração para um sistema de blocos múltiplos segundo impacto de bordo igual a:

$$\omega_{e,m} = \omega_e\sqrt{2} = \sqrt{\frac{2\times 2k_s}{m_B}} \tag{52}$$

O problema de extensão da frequência de impacto rotacional a blocos múltiplos pode ser simplificado seguindo a abordagem de DeJong (2009) e usando a simetria, onde $k_{s2} = 2k_s$. Desta forma, o problema reduz-se a um único bloco sob o efeito de *rocking* com o dobro da rigidez em cada mola.

$$\omega_{r,m} = \omega_r\sqrt{2} \tag{53}$$

Na realidade, o problema tem que ser abordado como um sistema de dois graus de liberdade com duas frequências naturais. A primeira diz respeito ao movimento tipo pêndulo dos dois blocos e a segunda encontra-se relacionada com o modo simétrico de impacto. A primeira está dependente da força gravítica, mas a segunda, ou seja o modo simétrico, é independente da gravidade, usando as simplificações da consideração de pequenos ângulos (DeJong, 2009).

Frequência natural do sistema no modo simétrico:

$$\omega_{r,m2} = \sqrt{k_s B_1^2\left(\frac{1}{J_1}+\frac{1}{J_2}\right)} \tag{54}$$

onde J_1 é o momento de inércia do bloco de dimensões inferiores e J_2 é o momento de inércia do bloco de dimensões superiores. Quando J_2 tem dimensões muito superiores às de J_1, a equação reduz-se a $\omega_{r,m2} = \omega_{r,m}$.

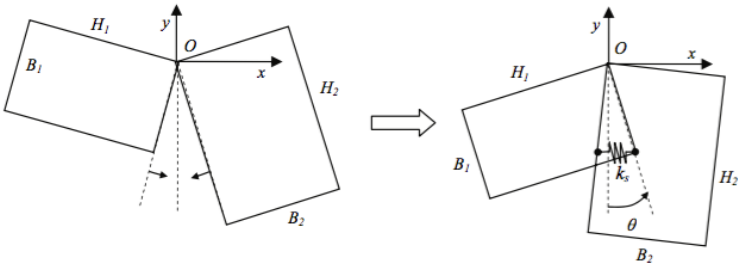


Figura 43 – Mecanismo idealizado por DeJong na análise do impacto rotacional de um sistema de dois blocos de tamanho diferente sob *rocking* (DeJong, 2009)

Para sistemas de blocos múltiplos, a frequência crítica é balizada segundo o intervalo:

$$1 \leq \frac{\omega_{crit,m}}{\omega_{crit}} \leq \sqrt{2} \tag{55}$$

Caso os blocos sejam semelhantes em termos de dimensões, a frequência crítica pode ser estimada pela equação:

$$\omega_{crit,m} = \omega_{crit}\sqrt{2} \tag{56}$$

Importa referir a chamada de atenção de DeJong a propósito do seu método. Idealmente dever-se-ia determinar a maior frequência de vibração de todo o sistema e definir o amortecimento crítico de acordo com o modo que será criticamente amortecido. Contudo, é demasiado dispendioso em termos de cálculo para sistemas com um grande número de blocos e não aumentará de forma substancial a precisão do cálculo, dado ser inevitável uma aproximação ao amortecimento (DeJong, 2009).

Para a análise de sensibilidade, esta dissertação parte das conclusões elaboradas por Pappas (2015) que apresenta uma análise de sensibilidade em relação a parâmetros como a esbelteza dos blocos, a densidade do material, a rigidez normal da junta e o nível de rigidez proporcional de amortecimento de Rayleigh em relação ao amortecimento da frequência natural segundo o modo impacto do bordo *(edge impact)*.

Mantendo a mesma rigidez da junta e percentagem de amortecimento, o erro em termos de ângulo rotacional não varia, o que indica que fazer variar a densidade do material não influência de forma significativa os resultados. Os valores mais altos apresentam custo computacional elevado. A rigidez normal da junta é um parâmetro secundário, pois o erro rotacional e o ressalto *(bouncing)* depende sobretudo da geometria dos blocos e do nível de amortecimento (Pappas, 2015).

6.5. DEFINIÇÃO DO MECANISMO DE COLAPSO EM FUNÇÃO DOS DESLOCAMENTOS – NO PLANO DA ESTRUTURA

Para atingir um dos principais objetivos da presente dissertação, a avaliação da vulnerabilidade sísmica de arcos de alvenaria de pedra inseridos em aquedutos, foi necessário definir um critério de formação do mecanismo de colapso para os modelos criados em função dos deslocamentos.

6.5.1. ASPETOS GERAIS E PRESSUPOSTOS

A abordagem sugerida para encontrar um critério com base nos deslocamentos das aduelas parte de pressupostos e assunções. A alvenaria de pedra é um material que praticamente não possui resistência à tração, ou de forma mais precisa, a capacidade resistente da alvenaria de pedra quando solicitada a esforços de tração é de ordem de grandeza bastante inferior à da capacidade resistente à compressão, pelo que é prática comum considerá-la nula (Lourenço, 2001; Gago, 2004).

É considerado que para um arco de alvenaria de pedra, o material pedra tem capacidade resistente suficiente, em relação à reduzida capacidade resistente das juntas, para garantir que as rótulas que darão origem ao mecanismo serão formadas nas interfaces entre os blocos e não por fratura dos blocos de pedra (aduelas).

Considera-se que para a solicitação lateral, o colapso ocorre pela formação do mecanismo de quatro rótulas no arco, sendo que pelo menos uma delas se forma num dos apoios do arco pleno.

É tido como válido o pressuposto de que a estabilidade do arco é assegurada desde que a "linha de pressões" permaneça entre a linha de extradorso e a linha de intradorso.

Por simplificação, considera-se que a posição inicial da "linha de pressões" ocorre exatamente a meia distância entre a linha do extradorso e a linha do intradorso para as aduelas acima das duas aduelas de arranque.

6.5.2. ANÁLISE DA "LINHA DE PRESSÕES" (LINHA DE DESLOCAMENTOS)

6.5.2.1. Bloco de Housner

A metodologia usada para a determinação dos deslocamentos máximos que acionam o mecanismo de colapso segue, por analogia, a abordagem quase-estática prescrita por Housner (1941) realizada através da aplicação de uma força horizontal como parte da magnitude do peso da estrutura, ou seja da aplicação de uma aceleração constante que é uma fração da aceleração da gravidade.

É necessário revisitar os alertas estabelecidos por Housner que apontam que esta abordagem não traduz todos os aspetos da solicitação dinâmica, mas permite a análise da resistência antes do colapso.

O método de análise utilizado permitiu a aplicação da força horizontal, não utilizando a inclinação do solo, como foi efetuado por Housner, podendo isto ser considerado uma vantagem da aplicação utilizando o programa 3DEC.

6.5.2.2. Arco de Oppenheim

A exploração do conceito de Housner foi usada para arcos de alvenaria por Oppenheim (1992). Algumas das conclusões de Oppenheim (1992), e mais tarde validadas e desenvolvidas por DeJong (2009), servem de base à metodologia desenvolvida.

No estado de repouso, submetido apenas ao seu peso próprio, entre as linhas do intradorso e do extradorso existe uma "linha de pressões" integrada na espessura do arco o que garante a estabilidade do arco. À medida que o arco sofre inclinação da base, impondo o equivalente a uma aceleração horizontal à estrutura como fração da força gravítica, o polígono funicular altera-se, fazendo mover a

linha de pressões que, em estado de equilíbrio, permanece dentro da espessura do arco. Com o aumento da aceleração horizontal aplicada à estrutura existirá uma única linha que intersecta o exterior do arco em quatro pontos, ou seja formando quatro rotulas que determinam um mecanismo de colapso.

6.5.3. Determinação do Critério de Formação do Mecanismo de Colapso

6.5.3.1. Metodologia Utilizada

Depois de ponderado o uso de diferentes parâmetros na aferição do critério de formação do mecanismo de colapso para ações sísmica horizontais, adotou-se o deslocamento máximo como parâmetro de controlo final. Seguidamente, e para determinar a magnitude que determina a formação do mecanismo, lançou-se mão dos três modelos (Mod 4 , Mod 6 e Mod 8) gerados para análise da vulnerabilidade sísmica do arco indicados na Tabela 4, mas considerando o amortecimento nulo.

Partindo da modelação desses arcos em 3DEC, sem amortecimento, aplicou-se uma aceleração lateral horizontal constante ao nível dos centros de massa das aduelas do sistema, correspondente a uma fração da força da gravidade, suficiente para provocar o colapso do arco, mantendo a base fixa. Em cada modelo apenas atuam as duas acelerações, a gravítica e a aceleração lateral horizontal aplicada da direita para a esquerda. As acelerações laterais aplicadas foram escolhidas de acordo com as três maiores acelerações estipuladas para as zonas sísmicas em estudo no AN do EC8. Estes modelos permitiram calcular os deslocamentos máximos resultantes absolutos das aduelas, ocorridos nos pontos do extradorso do arco nas interfaces entre blocos (juntas das aduelas), em função do tempo. Apresentam-se nas Tabela 5, 6 e 7 os resultados dos deslocamentos obtidos e as acelerações horizontais aplicadas para os três modelos anteriormente descritos.

Tabela 5 – Aceleração lateral aplicada e deslocamento máximo registado na formação do mecanismo – Mod 4

Modelo	**$a_{lateral}$ (m/s^2)**	**d (m)**	**e (m)**
Mod 4	2,5	0,406	0,27
	1,7	0,406	
	1,1	0,407	

Tabela 6 – Aceleração lateral aplicada e deslocamento máximo registado na formação do mecanismo – Mod 6

Modelo	**$a_{lateral}$ (m/s^2)**	**d (m)**	**e (m)**
Mod 6	2,5	0,563	0,36
	1,7	0,558	
	1,1	0,568	

Tabela 7 – Aceleração lateral aplicada e deslocamento máximo registado na formação do mecanismo – Mod 8

Modelo	$a_{lateral}$ (m/s^2)	d (m)	e (m)
Mod 8	2,5	0,965	0,64
	1,7	0,986	
	1,1	NÃO COLAPSO	

O instante em que se forma o mecanismo foi determinado através de um processo iterativo de aproximações ao instante em que a estrutura colapsa, instante que foi obtido partindo da observação dos gráficos referidos, a titulo ilustrativo apresenta-se na Figura 46 para o Mod 4 a evolução dos deslocamentos em função do tempo e o ponto em que se forma o mecanismo de colapso que corresponde a uma evolução brusca de deslocamentos nos pontos monitorizados supra referidos.

A formação do mecanismo ocorre antes deste instante e fazendo variar o *step* temporal é possível aproximar de valores correspondentes à formação das quatro rótulas do mecanismo.

A Figura 46 mostra a evolução dos deslocamentos sofridos pelos pontos de referência analisados (pontos da interseção da linha do extradorso com as linhas das interfaces das juntas) e a respectiva formação de rótulas e o mecanismo até ao colapso. Os gráficos apresentados a título ilustrativo do método representam o Mod 4 sujeito a uma aceleração lateral de 2,5 m/s^2 e a deformação que este apresenta ao longo do período de tempo em que fica submetido à solicitação. São também apresentadas as imagens do 3DEC para instantes temporais relevantes, sobretudo aqueles assumidos como correspondentes à formação das rótulas.

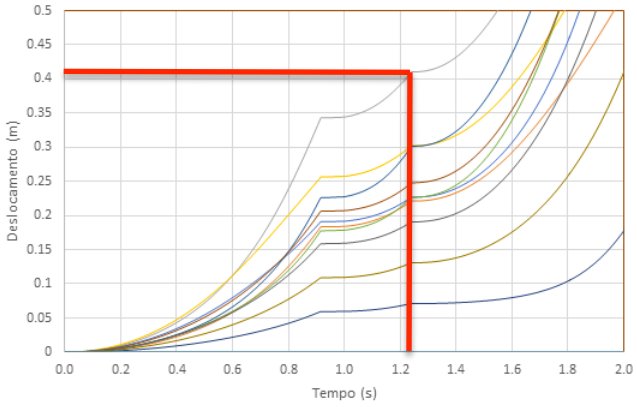


Figura 44 – Evolução dos deslocamentos dos pontos monitorizados em função do tempo (a vermelho o ponto de formação do mecanismo) – Mod 4

As Figuras 41, 43, 45 e 47 traduzem a representação gráfica da evolução da deformada do arco ao longo do tempo, com base na evolução dos deslocamentos monitorizados. É utilizado o seguinte código de cores: a preto é representado o arco na sua posição inicial e a amarelo estão assinalados os pontos monitorizados;a verde é assinalada a linha de pressões, de acordo com os pressupostos assumidos neste estudo; a cinzento são representadas as linhas do extradorso e do intradorso do arco

deformado; e a azul a posição (hipotética) da nova linha de pressões. Por outro lado, a traço mais fino são representados os deslocamentos sofridos pelos pontos monitorizados (pontos a amarelo).

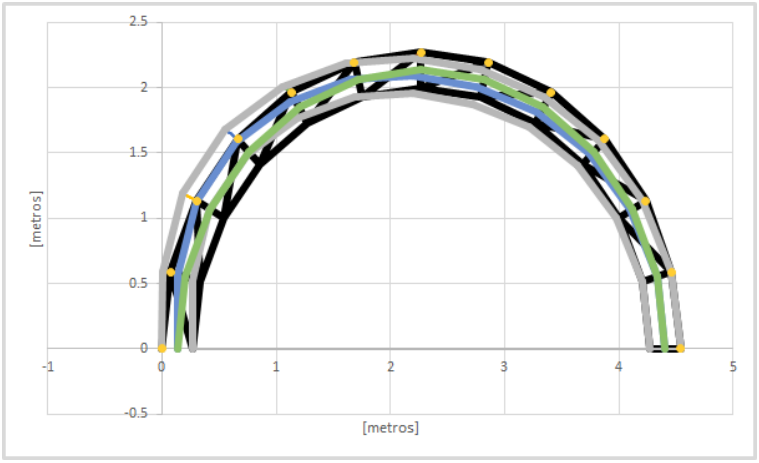


Figura 45 – Posição Inicial e Deformada correspondente à formação da 2ª rótula do Mod 4 – Modelo Gráfico

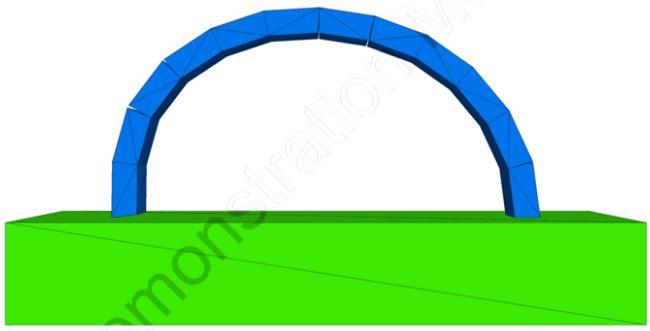


Figura 46 – Deformada correspondente à formação da 2ª rótula do Mod 4 – Modelo 3DEC

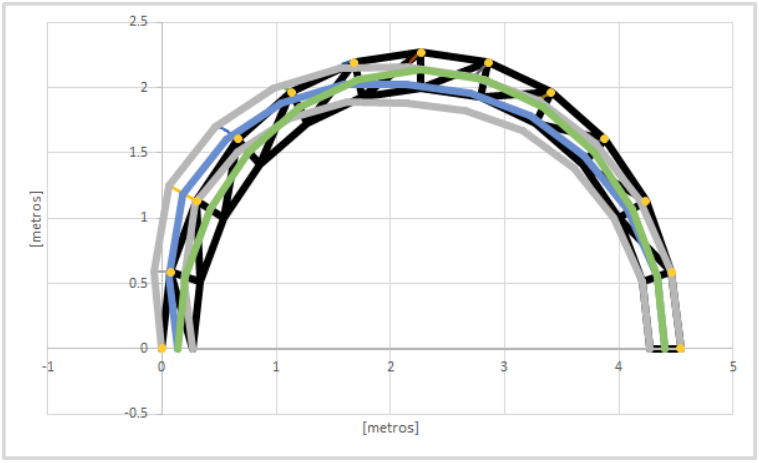


Figura 47 – Posição Inicial e Deformada correspondente à formação da 3ª rótula do Mod 4 – Modelo Gráfico

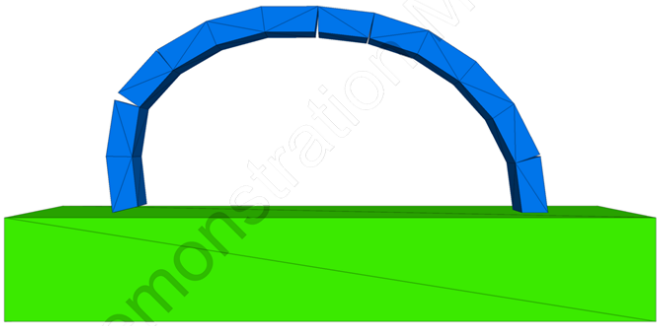


Figura 48 – Deformada correspondente à formação da 3ª rótula do Mod 4 – Modelo 3DEC

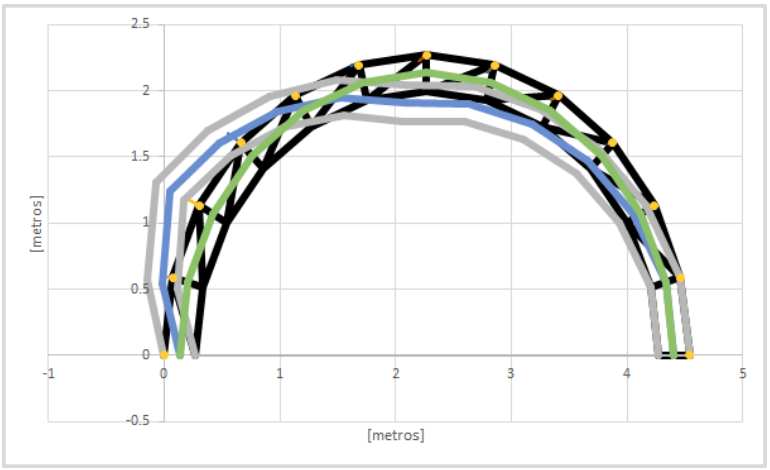


Figura 49 – Posição Inicial e formação do Mecanismo de Colapso do Mod 4 – Modelo Gráfico

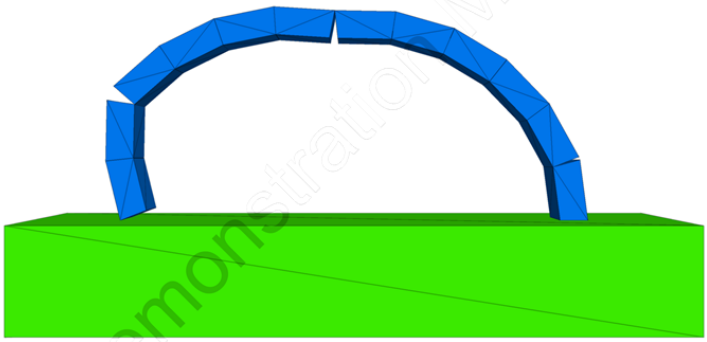


Figura 50 – Formação do Mecanismo de Colapso do Mod 4 – Modelo 3DEC

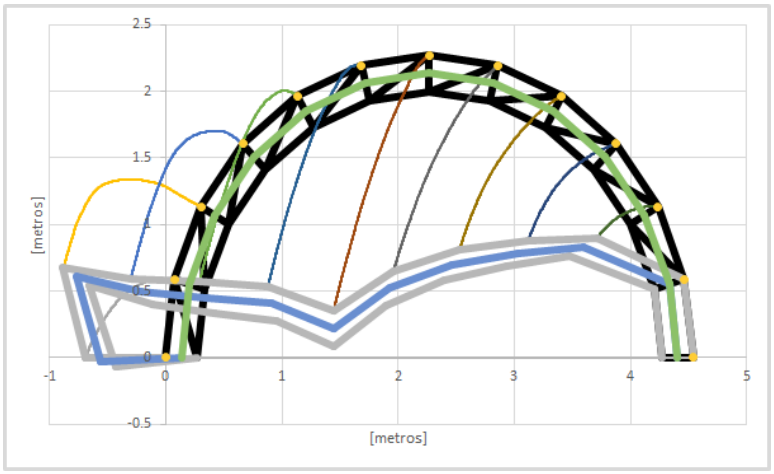


Figura 51 – Posição Inicial e Deformada de Colapso do Mod 4 – Modelo Gráfico

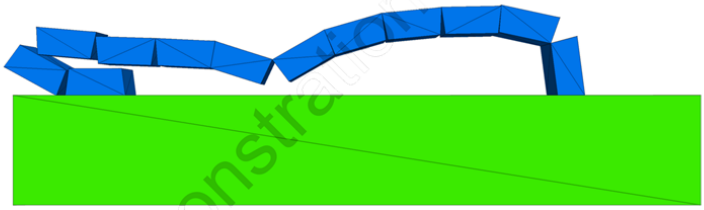


Figura 52 – Deformada de Colapso do Mod 4 – Modelo 3DEC

6.5.4. CONCLUSÕES

Para a gama de acelerações horizontais utilizada (notar que se trata de uma amostra reduzida), concluiu-se que o aumento do valor da aceleração lateral apenas provoca a antecipação da formação do mecanismo em termos de tempo, mantendo-se a magnitude do valor do deslocamento máximo absoluto correspondente ao colapso, o que assegura uma dependência forte das relações geométricas dos elementos do arco e uma relativa independência dos valores da aceleração lateral.

A determinação do instante em que se formam as rótulas depende do intervalo temporal utilizado na representação gráfica isto é, uma diminuição deste intervalo temporal leva a uma maior distinção entre o preciso instante da formação da primeira rótula e o instante da formação da segunda e seguintes. Todavia, tendo em conta que a diferença temporal para a formação da segunda rótula já é da ordem das centésimas de segundo, considerou-se que ocorreriam no mesmo instante.

As análises efetuadas permitiram concluir que o valor de três vezes a metade da espessura do arco como deslocamento máximo absoluto poderá ser usado como critério para a definição do instante em que ocorre a formação das quatro rótulas do mecanismo. Podemos ainda extrapolar que o valor de metade da espessura do arco seria o correspondente a termos o deslocamento da linha do extradorso até uma distância resultante correspondente a metade da espessura e que por esse motivo a "linha de pressões", assumindo que se encontra localizada geometricamente a meio da linha de extradorso e intradorso, estaria para essa posição a intersectar a posição inicial da linha do extradorso levando à

formação de rótula nesse ponto. Ao ultrapassar três vezes o valor inicial garantia-se a formação do mecanismo de quatro rótulas, tendo em conta o pressuposto que a outra se forma num dos apoios.

No critério sugerido considera-se que após a formação de uma rótula no espaço da interface de duas aduelas, a rótula permanece aberta nessa posição do arco. No entanto, a permanência de uma rótula numa posição X do arco depende da sequência de impulsos de aceleração que a ação sísmica introduz na estrutura, ou seja esta análise não tem em conta o possível efeito estabilizador dum impulso de aceleração aplicado no sentido contrário ao que provocou o descolamento das interfaces da junta.

A abordagem à definição do critério de formação do mecanismo de colapso do arco presente na corrente dissertação carece ainda de um estudo experimental e novas modelações numéricas de modo a validar os resultados. Contudo, os resultados obtidos para os modelos estudados foram bastante regulares, o que permite aceitar/validar o critério para estes casos específicos, deixando o estudo e verificação para outras tipologias para investigações futuras.

Concluindo, não se atesta a universalidade do critério aqui proposto, mas a sua validade transversal à amostra em estudo.

6.6. DEFINIÇÃO DO MECANISMO DE COLAPSO EM FUNÇÃO DOS DESLOCAMENTOS – FORA DO PLANO DA ESTRUTURA

No sentido de definir também um critério de formação de um mecanismo de colapso para os modelos criados quando solicitados na direcção perpendicular ao seu plano, foi assumido que quando solicitado nessa direção o arco de alvenaria adquire um comportamento semelhante ao de uma coluna, ou outra estrutura monolítica solicitada na sua base por uma ação sísmica.

O critério estabelecido foi, também neste caso, considerar um nível de deslocamento resultante máximo dos pontos medidos no arco. Mais uma vez, os pontos usados como referência para as medições foram os pontos que resultam da interseção das interfaces das aduelas com a linha do extradorso.

Desta forma foi assumido, seguindo em analogia à abordagem de Pappas (2015) para a solicitação sísmica em colunas, que o deslocamento máximo resultante requerido para a formação do mecanismo de colapso corresponderia à largura da coluna que, no caso do arco, considerou-se equivalente à medida do desenvolvimento geométrico do arco na direção fora do plano.

É tido em consideração o pressuposto de que a coluna pode exceder o limite de deslocamentos sem atingir o derrube (Yim et al. 1980). É também assumido como válido para os arcos de alvenaria que o ponto de derrube de uma coluna é mais facilmente alcançado para colunas constituídas por múltiplos blocos solicitados de modo a que todas as juntas estejam abertas, do que para colunas que se comportam como um bloco único (Psycharis et al. 2013). Apesar de não se terem realizado ensaios nesse sentido, depreende-se que o número de aduelas do arco terá influência na solicitação sísmica fora do plano.

A excedência do deslocamento considerado como referência depende da forma do acelerograma usado na simulação da excitação sísmica que pode equilibrar ou favorecer o derrube do arco, dependendo sentido da excitação aplicada em conjugação com a posição nesse instante do arco.

O deslocamento resultante máximo dos pontos de referência medidos no arco foram divididos em 10 níveis de excedência, de 10% a 100%. Desta forma, cada nível corresponde à probabilidade de violação do deslocamento máximo de referência de acordo com um determinado nível de aceleração

máxima de referência. O nível 100% é assumido como correspondente à formação do mecanismo de colapso do arco da estrutura.

6.7 SUMÁRIO

No decorrer do presente capítulo foram abordadas duas metodologias de análise paramétrica de aspetos transversais a arcos de alvenaria de pedra presentes em aquedutos em Portugal continental. O trabalho desenvolvido teve por base a análise dinâmica de estruturas com recurso ao MED.

A abordagem inicial reforça a importância da ideia definida pelo ICOMOS e na Carta de Veneza (1964) onde se refere a importância de uma pesquisa cuidada, o que também foi válido para a análise estrutural presente neste trabalho.

O trabalho preliminar de recolha e levantamento no local, deveu-se à não existência de bases de dados disponível para consulta com informação geométrica sobre aquedutos em Portugal, por parte das entidades que protegem o património arqueológico. Todavia, o levantamento realizado, apesar de considerar uma amostra reduzida e limitada em termos geográficos (Área Metropolitana do Porto), permitiu a definição de intervalos das características paramétricas que se pretendiam estudar (relação entre a flecha e o comprimento do vão, entre a espessura do arco e o comprimento do vão e entre o número de aduelas e o comprimento do vão) e a criação de modelos numéricos adequados a estas características.

A calibração dos modelos do 3DEC foi realizada segundo critérios paramétricos fundamentados em abordagens anteriores (DeJong, 2009 e Pappas, 2015), nomeadamente através da análise das conclusões apresentadas nos seus trabalhos de comparação das formulações analíticas com resultados numéricos. Não descurando em nenhum caso as análises e conclusões dos autores anteriores, os parâmetros foram sempre escolhidos na perspetiva de reduzir os custos computacionais e temporais de cada análise de forma a encaixar as análises no espaço temporal da dissertação.

Todavia, e apesar de não se colocar em causa as análises de sensibilidade efetuadas pelos autores supracitados, particularmente em relação ao amortecimento e à rigidez das juntas, análises experimentais em laboratório, nomeadamente com recurso a mesa vibratória trariam uma segurança adicional aos parâmetros adotados.

7
ESTUDOS NUMÉRICOS DA AÇÃO SÍSMICA

No presente capítulo são apresentados os estudos numéricos realizados por forma a caracterizar a ação sísmica. No primeiro subcapítulo caracteriza-se a solicitação sísmica que foi aplicada aos modelos em 3DEC. Ao longo do segundo e do terceiro subcapítulos são apresentadas uma análise determinística e outra probabilística dos modelos em análise. Por último, apresenta-se a metodologia a adoptar na criação de um formulário de abordagem da vulnerabilidade sísmica.

7.1. INTRODUÇÃO

O principal objetivo desta dissertação é avaliar a vulnerabilidade sísmica de arcos de alvenaria de pedra inseridos em aquedutos; torna-se, por isso, necessário quantificar a influência de cada parâmetro no seu comportamento perante solicitações sísmicas. Assim, foram desenvolvidas diversas análises partindo de várias configurações de arco e tipo de solo. As configurações foram materializadas em modelos geométricos de arcos de acordo com o levantamento de aquedutos efetuado e das correlações estabelecidas entre os parâmetros geométricos apresentadas no capítulo 6. Os solos foram definidos de acordo com o estipulado no EC8 e respetivo AN.

São ainda apresentados em anexo alguns dos resultados numéricos, tabelas e gráficos auxiliares que permitiram a criação das curvas de fragilidade.

7.2 SOLICITAÇÃO SÍSMICA EM ARCOS DE ALVENARIA DE PEDRA

No sentido de avaliar a resposta comportamental mecânica e a capacidade de resposta estrutural em termos de equilíbrio à solicitação sísmica de arcos de alvenaria de pedra de aquedutos em Portugal continental, foram elaboradas simulações numéricas do efeito da atividade sísmica em modelos de ajustados às características reais desses aquedutos de acordo com a recolha efetuada.

A excitação harmónica fornece resultados válidos acerca do comportamento estrutural de elementos à solicitação dinâmica que, em última análise, corresponde ao tipo de solicitação que um evento sísmico impõe. Por exemplo, fornece uma boa análise para elementos estruturais como colunas de alvenaria de pedra, tal como é postulado e validado por Pappas (2015). Contudo, um estudo mais abrangente e que fundamentalmente envolva a análise da influência de todos os parâmetros em análise necessita do recurso a registos sísmicos.

Existe hoje em dia uma grande discussão acerca do tipo de acelerogramas que devem ser utilizados nas análises sísmicas não lineares de estruturas. Fundamentalmente podem tomar-se dois caminhos alternativos. No primeiro os acelerogramas são obtidos a partir de registos de movimentos sísmicos resultantes de sismos reais. No segundo utilizam-se acelerogramas sintéticos.

Tendo em vista que o objeto de estudo desta dissertação são os arcos de alvenaria de pedra de aquedutos presentes em Portugal continental, a primeira opção de escolha de acelerogramas fica muito limitada. As avaliações de comportamento sísmico em Portugal, mesmo para dimensionamento de edifícios modernos, encontra-se depauperada com o facto do número de registos (acelerogramas), fruto de vibrações intensas de sismos de magnitudes elevada ocorridos em Portugal continental ser muito reduzido (Estevão e Oliveira, 2010). No entanto, poder-se-iam selecionar sismos ocorridos noutras regiões do mundo que cumprissem um conjunto de condições a definir/considerar.

Optou-se pelo segundo caminho: os acelerogramas sintéticos. Dentro desta opção existem duas alternativas prescritas pelo EC8, código que serve de base técnica a grande parte dos estudos elaborados na presente dissertação. Deste modo, este código separa os acelerogramas sintéticos em artificiais e em simulados. Perante esta bifurcação, optou-se pela abordagem mais apelativa do ponto de vista da engenharia de estruturas e geraram-se acelerogramas artificias de acordo com as disposições do AN do EC8.

Esta opção tem-se tornado progressivamente mais utilizada, tratando-se de uma abordagem concensual em termos de simplificação da análise do ponto de vista da engenharia de estruturas. Contudo, tem sido alvo, praticamente na mesma medida, de críticas oriundas da sismologia (Bommer e Azevedo, 2004), referindo, entre outros aspetos, o carácter irrealista dos acelerogramas estacionários em conteúdo espectral e ajustados a um espectro de resposta, não traduzindo o real efeito de um evento sísmico (Estevão e Oliveira, 2010).

O EC8 permite a tradução do movimento sísmico através da variação da aceleração à superfície do terreno em função do tempo, utilizando acelerogramas artificiais em correspondência com os espectros de resposta elástica do EC8, de acordo com o zonamento sísmico expresso no AN. Por outro lado, preconiza a utilização destes acelerogramas para dimensionamento, o que não sendo o que se procura na presente dissertação nos fornece muitas bases para o que se pretende avaliar. O EC8 preconiza a necessidade das amostras serem devidamente qualificadas relativamente a características sismogenéticas da fonte e às condições do terreno local, e com valores graduados em função do valor de $a_g S$ da zona considerada.

Os acelerogramas gerados tiveram em conta o ajuste aos espectros de resposta dos sismos tipo 1 e tipo 2 estabelecidos no AN, no cumprimento dos requisitos estipulados no EC8 para análises dinâmicas não lineares (Figura 55 e 56). O AN especifica a duração mínima da parte estacionária T_s dos acelerogramas para os diferentes tipos de ação sísmica (1 e 2) que resultam do facto de existirem dois cenários sísmicos que podem afetar Portugal (Figura 57).

A Ação Sísmica Tipo 1 (cenário correspondente no EC8 a um "sismo afastado") corresponde a sismos com epicentro na região Atlântica, em que T_s deverá ser igual ou superior a 30 s. Por seu turno, a Ação Sísmica Tipo 2 (cenário correspondente no EC8 a um "sismo próximo") diz respeito a sismos com epicentro no território Continental (ou no Arquipélago dos Açores), sendo T_s igual ou superior a 10 s.

Os acelerogramas foram escalados de acordo com o espectro de resposta previsto no AN do EC8. Nesta fase lançou-se mão do programa EC8SPEC desenvolvido pelo Instituto Superior de Engenharia da Universidade do Algarve em Object Pascal com o compilador Delphi Professional da Borland, sendo o seu criador João M.C. Estevão.

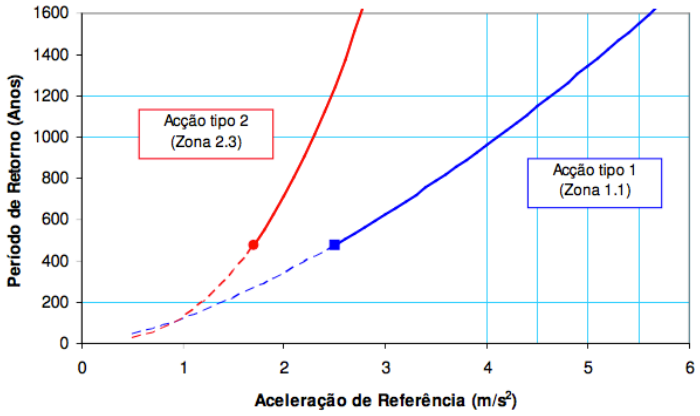


Figura 53 – Curvas de perigosidade sísmica para as zonas 1.1 e 2.3 do EC8

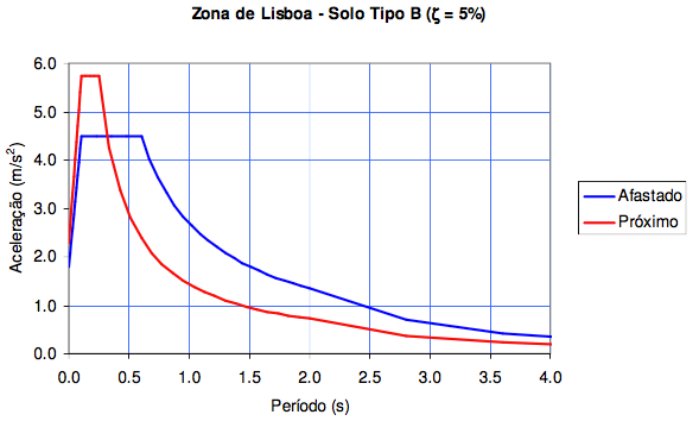


Figura 54 – Espectros de resposta para as ações sísmicas Tipo 1 (Afastado) e Tipo2 (Próximo) do EC8

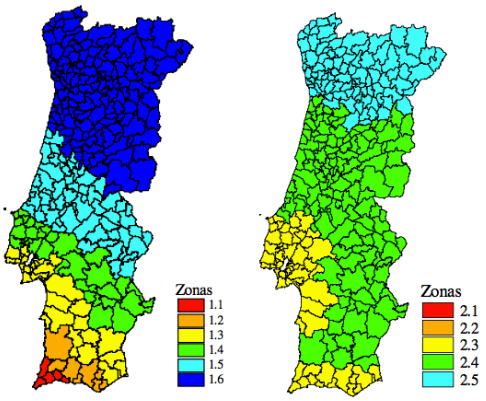


Figura 55 – Zonamento Sísmico Portugal Continental (EN-1998-1 2010 AN)

Tabela 8 – Aceleração máxima de referencia $a_{gR}\ (m/s^2)$ nas várias zonas sísmicas (AN, 2009)

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}\ (m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR}\ (m/s^2)$
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-----	-----

Através deste programa foram gerados os espectros de resposta referentes às diferentes zonas sísmicas: 1.1, 1.4 e 1.6 e 2.3, 2.4 e 2.5 e tipologia de solos selecionada. No cumprimento dos requisitos estipulados no EC8 para análises dinâmicas não lineares, foram gerados, numa primeira fase e para uma análise determinística, 18 acelerogramas correspondentes aos dois tipos de ações e a seis zonas sísmicas (3 do tipo 1 e 3 do tipo 2) para três tipos de solo diferentes (A, B e D). A adoção destes solos tipo foi justificada em subcapítulo prévio.

A correspondência dos 18 acelerogramas artificiais com os espectros gerados anteriormente foi realizada com recurso ao software *SeismoArtiff*. Trata-se de um programa comercial que permite a criação de acelerogramas ajustados a um espectro de resposta alvo que pode ser introduzido e escalado de acordo com uma aceleração máxima de referência.

Os acelerogramas gerados foram submetidos a uma função envolvente do tipo trapezoidal, onde a parte estacionária foi assumida como os mínimos prescritos no AN do EC8 (Acção Tipo 1 – 30s; Acção Tipo 2 – 10s); foi considerado um tempo de ascenção de 3 segundos e igual valor para o tempo de decaimento. Assim, os acelerogramas correspondentes à ação sísmica Tipo 1 possuem uma duração total de 36 segundos e os correspondentes à ação sísmica Tipo 2 uma duração de 16 segundos. Estes valores foram adotados na tentativa de diminuir a duração das análises a efetuar no 3DEC e os custos computacionais associados.

Por fim, os acelerogramas foram convertidos em velocigramas utilizando o programa *SeismoSignal*. Este programa efetua a integração numérica de acelerogramas permitindo obter velocigramas e escalar os acelerogramas e os velocigramas por forma a permitir a sua introdução no programa 3DEC.

Em termos de análise, os três modelos de arcos atrás referidos foram submetidos a seis sismos cada, abarcando os três tipos de solo e os dois tipos de ação sísmica, o que fornece um total de 54 análises. Embora a base estatística correspondente ao número de análises efetuadas seja reduzida, a duração temporal para a realização da dissertação não permitiu um maior número de análises; cada análise corresponde a um tempo de cálculo superior a 9 horas, para os modelos mais simples, e necessita de capacidade computacional acrescida.

São apresentados nas tabelas em anexo os principais parâmetros dos acelerogramas artificiais gerados.

No caso do solo B foi seguida uma abordagem diferente de forma a permitir traçar uma curva de fragilidade. Seguindo a mesma metodologia, e utilizando os mesmos programas, foram gerados oito acelerogramas para o tipo de solo B e para as seis zonas sísmicas diferentes, em correspondência com os espectros de resposta do EC8. Posteriormente, os acelerogramas foram escalados para valores da aceleração de referência de 0.1g, 0.2g, 0.4g e 0.5g, perfazendo um total de 48 análises de eventos sísmicos para a configuração escolhida: o Mod 4.

Uma vez mais, a escolha deste modelo, ou seja o mais reduzido em número de blocos e dimensões geométricas, para ser representativo da metodologia da curva de fragilidade do Solo B prendeu-se apenas com o tempo disponível e a capacidade computacional necessária para cada análise.

7.3 Análise Determinística da Solicitação Sísmica em Arcos de Alvenaria de Pedra – Solicitação no Plano

Numa primeira abordagem foi efetuada uma análise determinística da probabilidade de colapso das configurações modelo-solo-zona sísmica em função dos parâmetros investigados. Foi considerado colapso assim que foram ultrapassados os critérios de formação do mecanismo definidos no capitulo anterior. O que uma análise bastante simplista deste género traduz é a probabilidade de colapso de uma determinada configuração para um determinado evento sísmico.

Embora simplista, a qualidade dos resultados que discorrem desta análise permite uma visão global dos parâmetros mais determinantes em termos de vulnerabilidade sísmica das diferentes configurações, resultado considerado fundamental para a tomada de decisão relativa à seleção de análises mais aprofundadas e devidamente orientadas a efetuar posteriormente.

7.3.1 Modelo de 4 m de Vão – Mod 4

O modelo com 4 metros de vão foi criado no programa 3DEC e submetido à solicitação dinâmica dos 18 acelerogramas representativos das ações sísmicas acima já descritas. Para esta primeira análise determinística foram registados apenas dados relativos ao colapso, ou não colapso da estrutura perante a ação do evento sísmico especificado como se apresenta nas tabelas 9 a 11 para os diferentes tipos de solo, tipos de ação e zonas sísmicas.

Tabela 9 - Registo de colapsos para o Mod 4 - Solo A

	Mod 4					
	Ação Sísmica Tipo 1			Ação Sísmica Tipo 2		
Solo A	1.1	1.4	1.6	2.3	2.4	2.5
	0	0	1	1	1	1

"1" = não colapso "0" = colapso

Tabela 10 – Registo de colapsos para o Mod 4 – Solo B

	Mod 4					
	Ação Sísmica Tipo 1			Ação Sísmica Tipo 2		
Solo B	1.1	1.4	1.6	2.3	2.4	2.5
	0	1	1	1	1	1

"1" = não colapso "0" = colapso

Tabela 11 – Registo de colapsos para o Mod 4 – Solo D

	Mod 4					
	Ação Sísmica Tipo 1			Ação Sísmica Tipo 2		
Solo D	1.1	1.4	1.6	2.3	2.4	2.5
	0	0	1	0	1	1

"1" = não colapso "0" = colapso

Assim o Mod 4 demonstrou ser mais estável perante uma ação sísmica do Tipo 2, onde apresenta uma probabilidade de colapso reduzida para os três tipos de solos analisados, do que uma ações sísmica do Tipo 1.

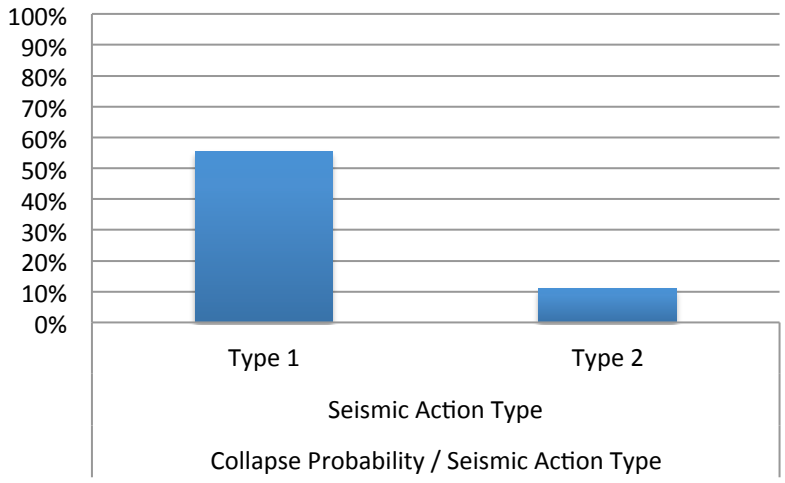


Figura 56 – Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica – Mod 4

Realça-se ainda que, inserido na Ação sísmica Tipo 1, a zona 1.1 apresenta maior probabilidade de colapso, e que na Ação sísmica Tipo 2, a zona 2.3 é a que apresenta maior magnitude de probabilidade

de colapso. Desta forma é perceptível que, para o Mod 4 a probabilidade de colapso tem relação linear com a aceleração máxima de referência em função das zonas sísmicas definidas no AN do EC8.

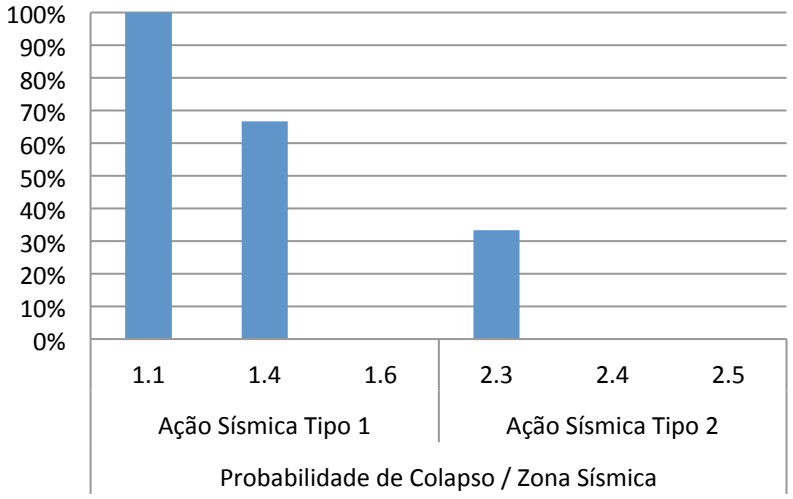


Figura 57 – Probabilidade de Colapso em função da zona sísmica – Mod 4

Por outro lado, e relativamente ao efeito do solo, os modelos assentes no solo B apresentam uma probabilidade de colapso mais reduzida que os modelos assentes nos solos A e D. Esta conclusão resulta da comparação das probabilidades de colapso apresentadas nas Figuras 60 a 62.

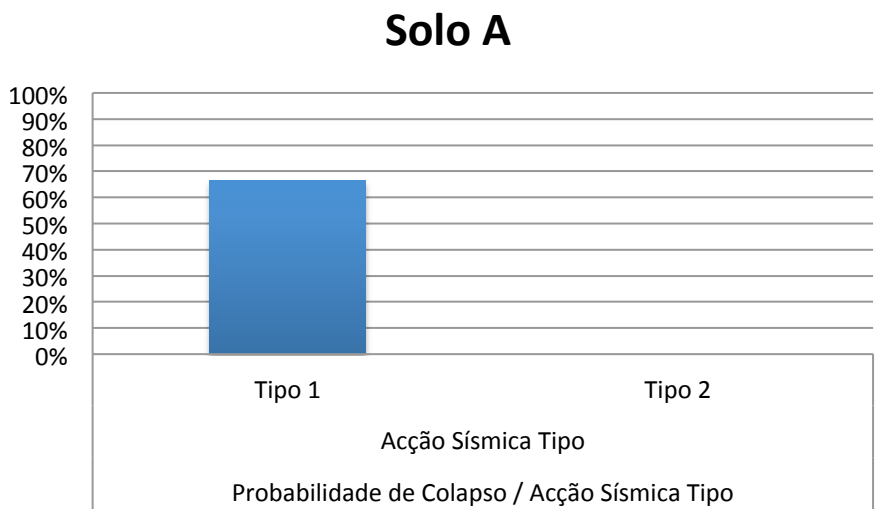


Figura 58 – Probabilidade de colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo A – Mod 4

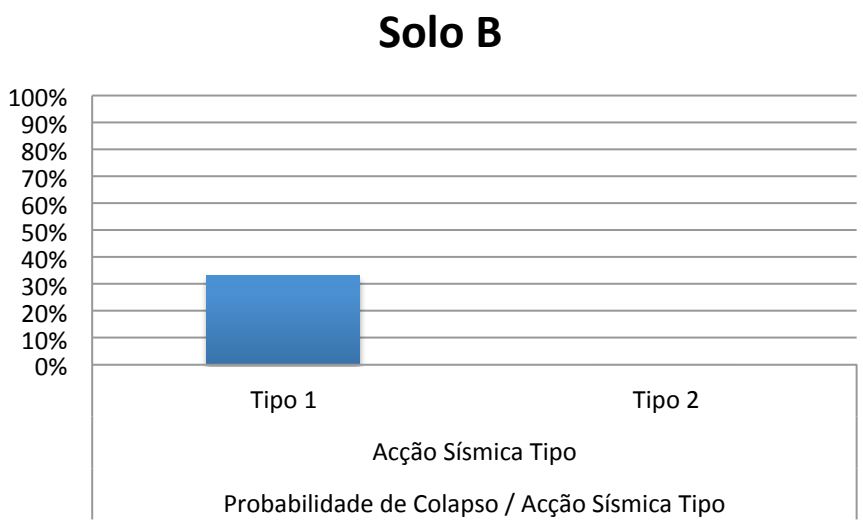


Figura 59 – Probabilidade de colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo B – Mod 4

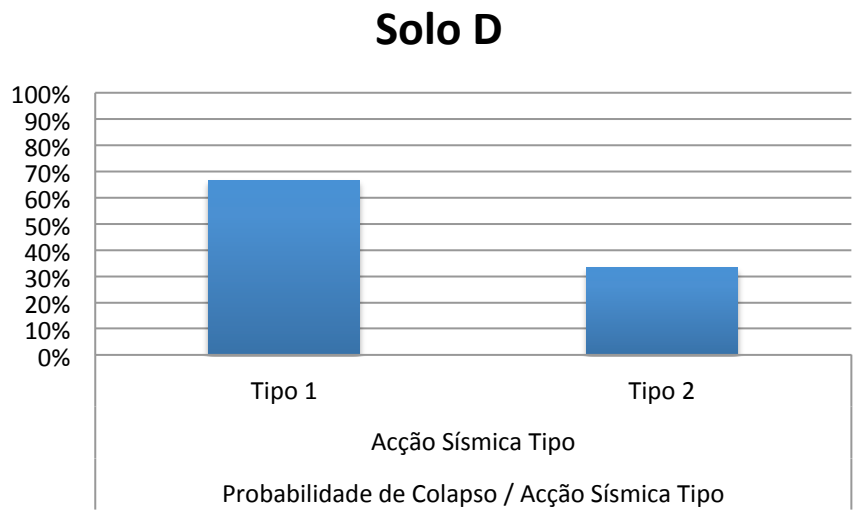


Figura 60 – Probabilidade de colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo D – Mod 4

7.3.2 MODELO DE 6 M DE VÃO – MOD 6

O segundo modelo objeto de análise foi o Mod 6; foi solicitado pelos 18 acelerogramas representativos das ações sísmicas referidas anteriormente.

Tabela 12 – Registo de colapsos para o Mod 6 – Solo A

	Mod 6					
	Ação Sísmica Tipo 1			Ação Sísmica Tipo 2		
Solo A	1.1	1.4	1.6	2.3	2.4	2.5
	0	0	1	0	1	1

"1" = não colapso "0" = colapso

Tabela 13 – Registo de colapsos para o Mod 6 – Solo B

	Mod 6					
	Ação Sísmica Tipo 1			Ação Sísmica Tipo 2		
Solo B	1.1	1.4	1.6	2.3	2.4	2.5
	0	0	1	0	0	1

"1" = não colapso "0" = colapso

Tabela 14 – Registo de colapsos para o Mod 6 – Solo D

	Mod 6					
	Ação Sísmica Tipo 1			Ação Sísmica Tipo 2		
Solo D	1.1	1.4	1.6	2.3	2.4	2.5
	0	0	0	0	0	0

"1" = não colapso "0" = colapso

O Mod 6 demonstrou ser mais estável perante uma ação sísmica do Tipo 2, mas com uma probabilidade de colapso na ordem dos 67%, muito semelhante á probabilidade de colapso para a ação sísmica do Tipo 1, na ordem dos 77% (Figura 63). Existe portando semelhança em relação aos três tipos de solos analisados para os dois tipos de ação sísmica.

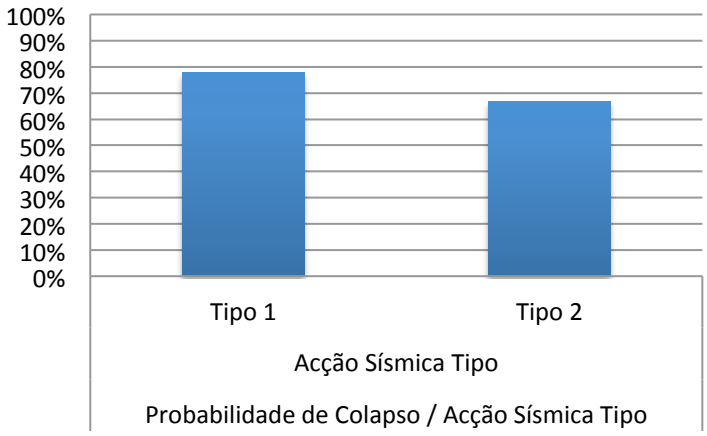


Figura 61 – Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica – Mod 6

Quando comparado com o Mod 4, e apesar das zonas 1.1 e 2.3 continuarem a apresentar uma maior probabilidade de colapso (100%) e a probabilidade de colapso continuar a ter uma evolução linear com a aceleração máxima de referência em função das zonas sísmicas definidas no AN do EC8, o Mod 6 apresenta um aumento claro da vulnerabilidade sísmica em relação a zonas que anteriormente apresentavam probabilidade de colapso de zero, nomeadamente nas zonas 1.6, 2.4 e 2.5, sendo o caso mais paradigmático o correspondente à zona sísmica 2.4 que passa a registar uma probabilidade de colapso de 67%.

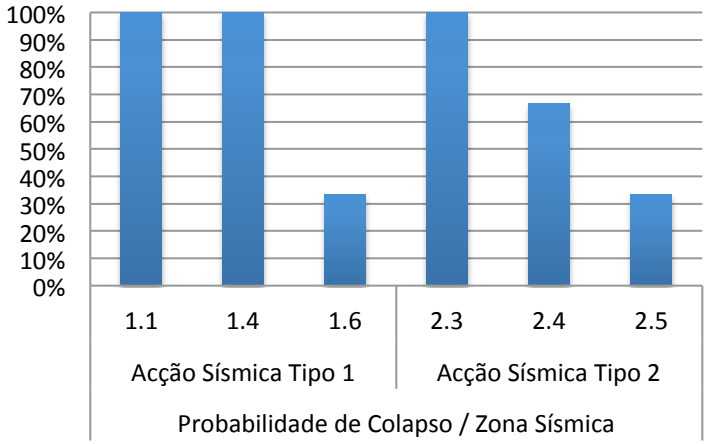


Figura 62 – Probabilidade de Colapso em função da zona sísmica – Mod 6

Relativamente ao efeito do solo expresso na Figuras 65 a 67, em termos comparativos o solo D tem um efeito muito superior ao registado para o Mod 4, dado que para ambas as ações sísmicas tipo atinge uma probabilidade de colapso de 100% para a amostra em análise. Ocorre ainda um claro aumento da probabilidade de colapso para ação sísmica tipo 2 para os solos B e A, sendo que para o solo B aumenta a probabilidade de colapso provocado pela ação sísmica tipo 1.

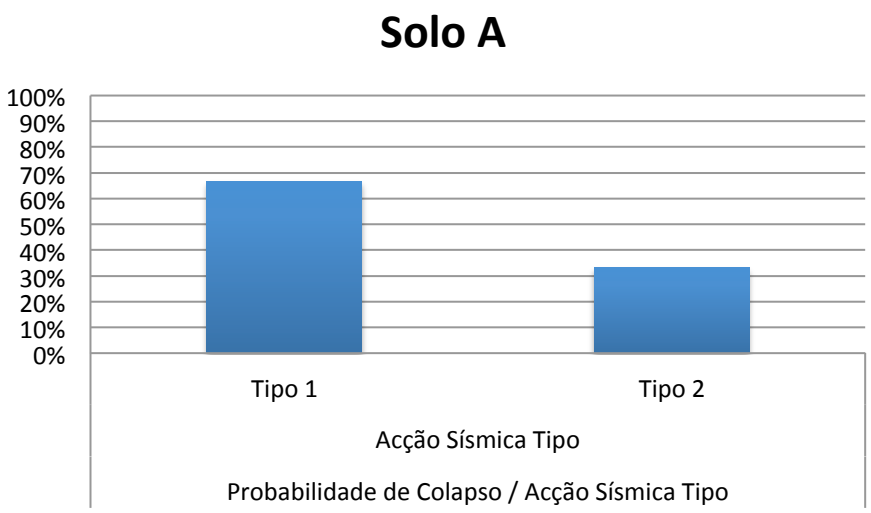


Figura 63 – Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo A – Mod 6

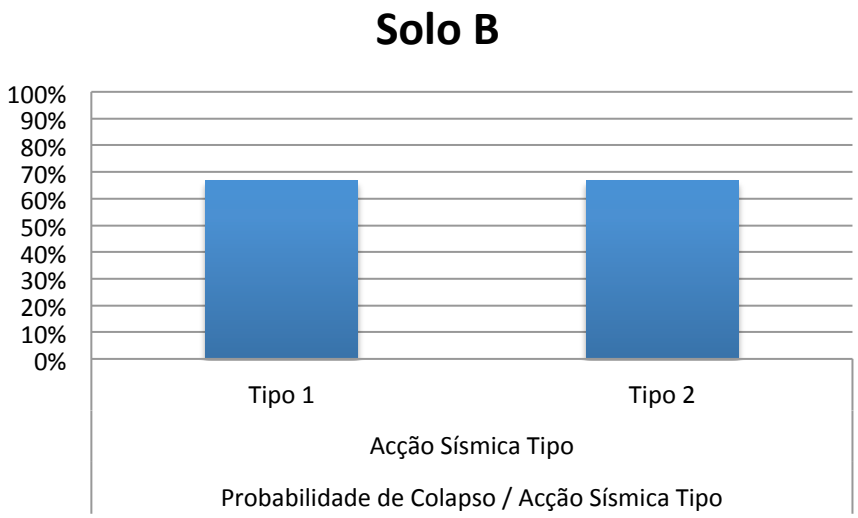


Figura 64 – Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo B – Mod 6

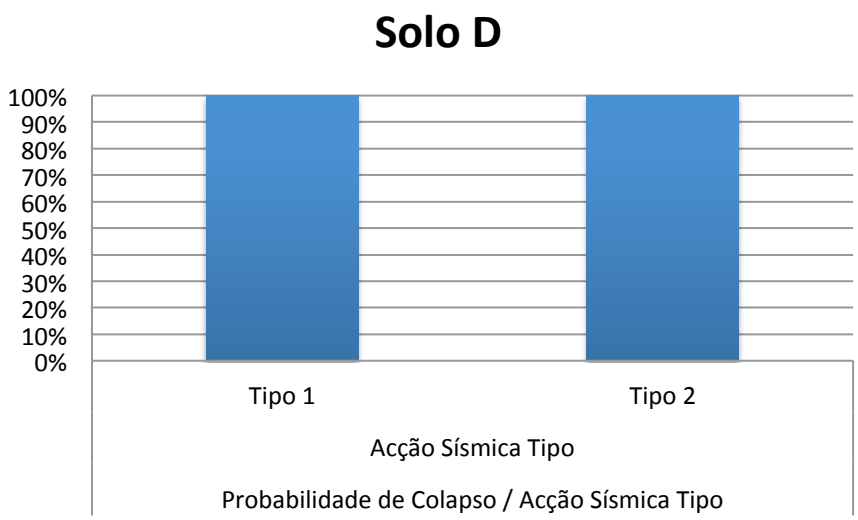


Figure 65 – Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo D – Mod 6

7.3.3 MODELO DE 8 M DE VÃO – MOD 8

O terceiro modelo a ser estudado foi o Mod 8; foi solicitado por 18 acelerogramas representativos das ações sísmicas referidas anteriormente.

Tabela 15 – Registo de colapsos para o Mod 8 – Solo A

Solo A	Mod 8					
	Ação Sísmica Tipo 1			Ação Sísmica Tipo 2		
	1.1	1.4	1.6	2.3	2.4	2.5
	1	1	1	1	1	1

"1" = não colapso "0" = colapso

Tabela 16 – Registo de colapsos para o Mod 8 – Solo B

Solo B	Mod 8					
	Ação Sísmica Tipo 1			Ação Sísmica Tipo 2		
	1.1	1.4	1.6	2.3	2.4	2.5
	1	1	1	1	1	1

"1" = não colapso "0" = colapso

Tabela 17 – Registo de colapsos para o Mod 8 – Solo D

	Mod 8					
	Ação Sísmica Tipo 1			Ação Sísmica Tipo 2		
Solo D	1.1	1.4	1.6	2.3	2.4	2.5
	0	1	1	1	1	1

"1" = não colapso "0" = colapso

O Mod 8 demonstrou ser mais estável perante uma a ação sísmica do Tipo 2, apresentando uma percentagem de colapso nula, embora seja também bastante estável quando submetido a ação sísmica Tipo 1, apresentando globalmente uma probabilidade de colapso muito reduzida (11%) (Figura 68). Em comparação com os outros modelos, o Mod 8 é sem dúvida o mais estável, apresentando valores baixos de probabilidade de colapso perante os dois tipos de ação sísmica, indiciando tratar-se do menos vulnerável dos três modelos considerados.

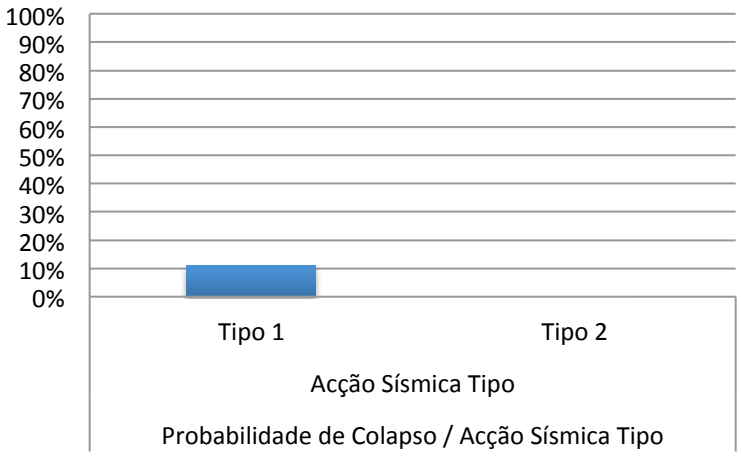


Figura 66 – Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica – Mod 8

A maior percentagem de colapso corresponde à zona 1.1 e é da ordem dos 33%. Nas restantes zonas a probabilidade de colapso é nula.

Relativamente ao efeito do solo, em termos comparativos o solo D (Figura 70) é o único que apresenta resultados com probabilidade de colapso não nula e apenas para a ação sísmica do Tipo 1.

A probabilidade de colapso de acordo com o tipo de ação sísmica para os solos A e B, segundo as análises numéricas efetuadas para o Mod 8, é nula para ambos os tipos de solos e ações.

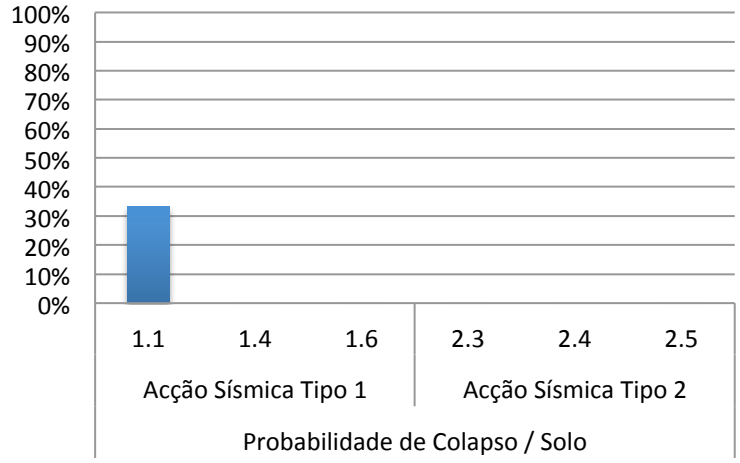


Figura 67 – Probabilidade de Colapso em função da zona sísmica – Mod 8

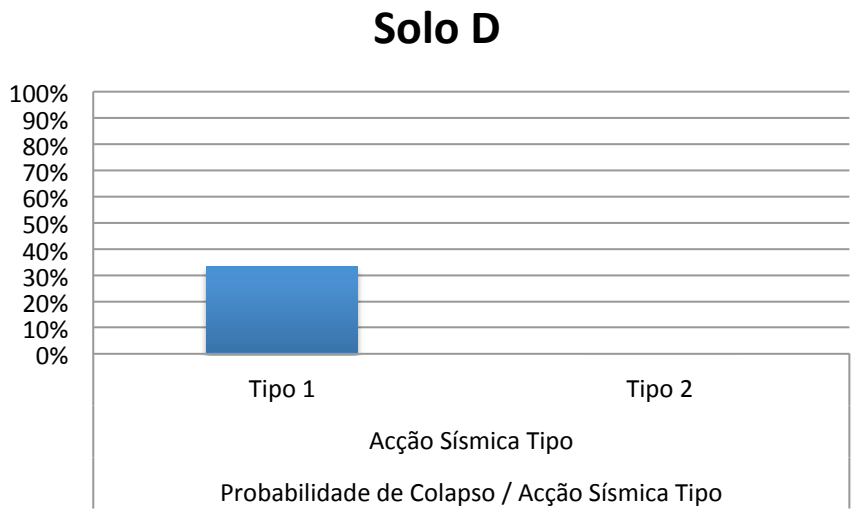


Figura 68 – Probabilidade de Colapso em função do tipo de ação sísmica para o solo D – Mod 8

7.3.4 Comparação da Probabilidade de Colapso dos 3 Modelos

Os três modelos apresentam probabilidades de colapso bastante distintas. Desta primeira análise determinística é possível concluir que, em termos gerais, os arcos de alvenaria de pedra estudados são muito mais vulneráveis a ações sísmicas do Tipo 1, dado que apresentam maiores probabilidades de colapso para ações desse tipo.

Apesar da necessidade evidente da utilização de uma amostra mais alargada, é possível auferir dos resultados analisados um ponto de viragem no comportamento dos arcos de 6 para 8 metros de vão, indiciando haver uma dependência da estabilidade do arco a ações sísmicas com a espessura, o número de aduelas e o vão do arco; arcos maiores em proporção geométrica a partir de um dado ponto de inflexão (nas análises efetuados, entre 6 e 8 m de vão) parecem ser mais estáveis. Mais uma vez, realça-se a necessidade de se efetuarem mais análises no futuro que possam validar esta hipótese.

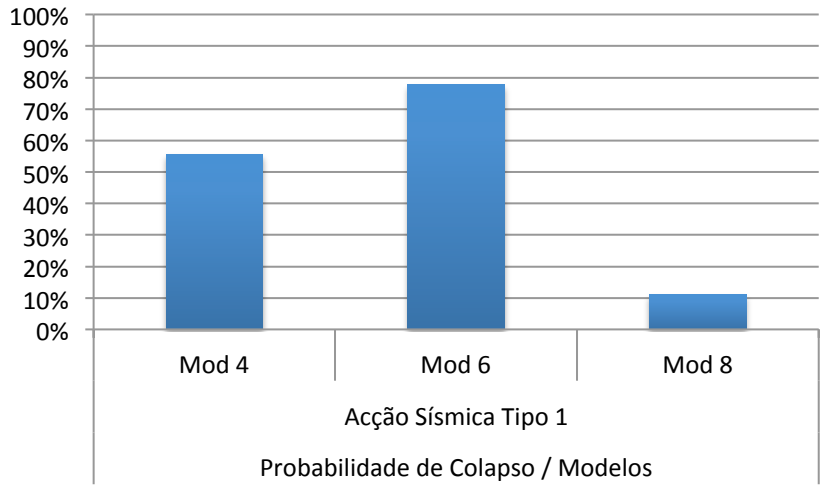


Figura 69 – Probabilidade de Colapso em função dos modelos estudados para a ação sísmica tipo 1

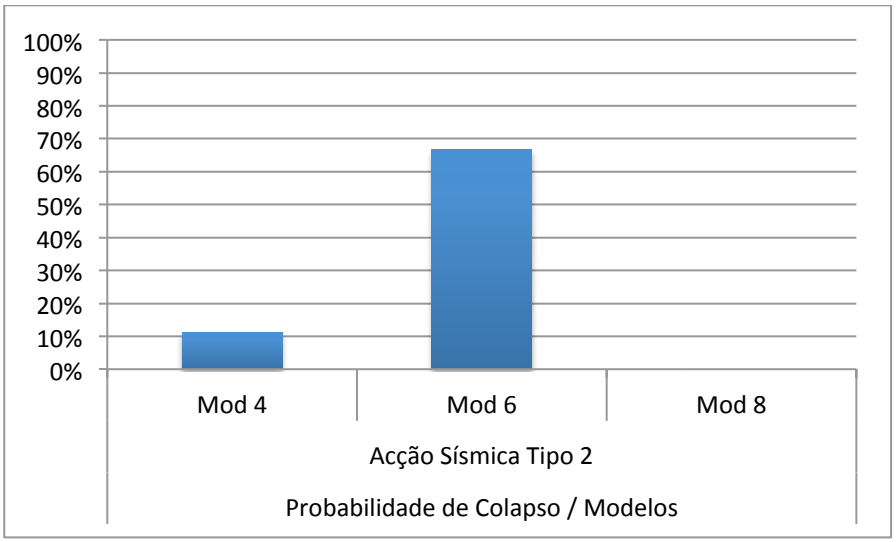


Figura 70 – Probabilidade de Colapso em função dos modelos estudados para a ação sísmica tipo 2

7.4 Análise Probabilística

7.4.1 Curvas de Fragilidade

As análises de vulnerabilidade baseiam-se no cálculo das probabilidades do número de excedências de estados limites da qual resultam curvas de fragilidade que traduzem a probabilidade de ocorrência de um estado limite em função de uma determinada intensidade sísmica *(I)*, noutras palavras a probabilidade de um parâmetro de engenharia de controlo (*Engineering Demand Parameter* (EDP)) ultrapassar um valor referencia *edp* (Psycharis et al., 2013):

$$F(I) = P(EDP \geq edp \backslash I) \tag{57}$$

Como ficou patente na expressão, a abordagem da vulnerabilidade sísmica através das curvas de fragilidade pressupõe a utilização de um parâmetro identificador da intensidade da ação sísmica. Para

tal, no presente dissertação foi adotado como parâmetro de medida da intensidade sísmica (I) a aceleração máxima de referência para as diferentes zonas sísmicas, estabelecida no AN do EC8. É importante referir que a aceleração máxima de referência altera-se com o tipo de solo e altera o contéudo de frequência dos acelerogramas.

Como EDP foi estabelecido o deslocamento máximo absoluto relativo aos pontos na interseção das juntas das aduelas com a linha do extradorso. Considerou-se que o valor necessário para acionar o mecanismo que levará o arco à rotura para ações sísmicas atuantes no plano da estrutura equivaleria a três vezes metade da espessura das aduelas do arco (valor de referência definido com base na abordagem e metodologia de cálculo referida no subcapítulo 6.5). Por seu turno, para o caso da solicitação sísmica atuante na direção fora do plano, o valor usado para EDP seria o valor correspondente à profundidade do arco, por analogia ao comportamento da coluna (valor de referência definido tal como se encontra explicado no subcapítulo 6.6).

Assim, considerou-se que uma excedência do deslocamento de referência corresponderia a uma probabilidade de colapso efetivo do arco. Desta forma, catalogou-se a probabilidade de colapso do arco em níveis lineares de percentagem de excedência do valor de referência, ou seja considerou-se que para uma excedência de 100% ocorre uma probabilidade de colapso de 100%; a probabilidade de colapso para uma excedência de 20% do valor de referência é de 20%.

Na abordagem pelas curvas de fragilidade a distribuição normal logarítmica é considerada como a mais plausível para expressar a distribuição dos dados da solicitação sísmica (Benjamin & Cornell, 1970; Shome *et al.*, 1998). Esta distribuição passa a ser passível de ser calculada analiticamente, uma vez que os parâmetros como a média (μ_{lnEDP}) e o desvio padrão (β_{lnEDP}) correspondem a valores logarítmicos do EDP e transformam a equação da curva da fragilidade em:

$$F(a_{gR}) = P(EDP \geq edp \backslash a_{gR}) = 1 - \phi\left(\frac{\ln(edp) - \mu_{lnEDP}}{\sigma_{lnEDP}}\right) \quad (58)$$

onde ϕ representa a função distributiva cumulativa da distribuição normal.

Explicitando o cálculo da curva de fragilidade, temos uma boa aproximação da primeira equação que pode ser traduzida pelo cálculo da probabilidade simples. Em que a probabilidade simples corresponde ao do quociente do número de sucessos pelo número total de ensaios realizados.

Existe por isso necessidade de separar os resultados das análises em que ocorreu colapso da estrutura, das análises em que esta permaneceu dentro dos limites da estabilidade estática. Isto decorre do facto de, para uma estrutura colapsada, EDP assumir valores demasiado elevados que não podem ser usados para determinar μ_{lnEDP} e σ_{lnEDP} (Psycharis *et al.*, 2013).

$$P(C \backslash a_{gR}) = \frac{número\ de\ análises\ que\ colapsaram}{número\ total\ de\ análises} \quad (59)$$

Considerando μ_{lnEDP} e σ_{lnEDP} como a média e o desvio padrão dos dados das análises onde não ocorreu colapso, a equação fica reescrita como:

$$P(a_{gR}) = P(EDP \geq edp | a_{gR}) = P(C | a_{gR}) + (1 - P(C | a_{gR}))\left(1 - \phi\left(\frac{\ln(edp) - \mu_{lnEDP}}{\sigma_{lnEDP}}\right)\right) \quad (60)$$

A criação das funções de distribuição cumulativas complementares (C*omplementary Cumulative Distribution Functions* (CDFs)) baseia-se na mesma equação que permite gerar as curvas de

fragilidade e representam a probabilidade de excedência de um valor de referência *edp* para um determinado nível de a_{gR} (Pappas, 2015).

Um dos objetivos mais alargados a que a presente dissertação abre portas é a investigação da vulnerabilidade sísmica de várias tipologias e modelos de arcos de alvenaria de pedra, por comparação das curvas de fragilidade para os múltiplos sistemas resultantes das combinações solo-arco. Realça-se novamente que a restrição temporal na elaboração da presente dissertação e a morosidade e a exigência de capacidade computacional exigida por cada análise, levou à consideração de uma amostra de dimensões reduzidas, mas que no futuro poderá ser complementada com uma amostra maior de forma a permitir comparações e estudos mais detalhados.

Estes resultados permitem avaliar a influência de cada parâmetro dos modelos dos arcos através da comparação das curvas de fragilidade. É seguida abordagem de Psycharis *et al.* (2013) e tido como válido o pressuposto de Benjamin & Cornell, (1970) e Shome *et al.*, (1998) de que a resposta sísmica segue uma distribuição normal logarítmica.

Por forma a obter valores mais credíveis, a média e o desvio padrão necessitam de ser pesados seguindo a metodologia:

$$\mu_{lna_{gR}} = \frac{P_i \times \frac{\ln(a_{gR_{i-1}}) + \ln(a_{gR_i})}{2} + P_{i+1} \times \frac{\ln(a_{gR_i}) + \ln(a_{gR_i+1})}{2} + \cdots + P_n \times \frac{\ln(a_{gR_{n-1}}) + \ln(a_{gR_n})}{2}}{\sum P} \quad (61)$$

$$\sigma_{lna_{gR}} = \sqrt{\frac{P_i \times \left(\frac{\ln(a_{gR_{i-1}}) + \ln(a_{gRi})}{2} - \mu_{lna_{gR}}\right)^2 + P_{i+1} \times \left(\frac{\ln(a_{gR_i}) + \ln(a_{gi+1})}{2} - \mu_{lna_{gR}}\right)^2 + \cdots + P_{i+1} \times \left(\frac{\ln(a_{gR_n}) + \ln(a_{gRn+1})}{2} - \mu_{lna_{gR}}\right)^2}{\sum P}} \quad (62)$$

onde P_x é a probabilidade adicional de colapso devido ao aumento da aceleração de referencia de $a_{gR_{x-1}}$ para a_{gR_x}, e $\sum P$ é o somatório de probabilidades dado por $P_i + P_{i+1} + P_{i+2} + \cdots + P_n$.

Existem algumas limitações à aplicação desta metodologia. Em particular, os dois principais problemas associados à aplicação da metodologia das curvas de fragilidade tratada neste subcapítulo prendem-se com a ocorrência de um *drop-off* da curva de fragilidade inicial e da soma de probabilidades para o valor máximo de a_{gR} não equivaler a 100%.

O primeiro problema foi resolvido com a substituição das probabilidades negativas do drop-off por um aumento de zero (P=0), seguindo a metodologia adotada por Pappas (2015). As probabilidades negativas resultam do facto dos deslocamentos não serem suficientemente elevados para ultrapassarem o critério de deslocamentos estabelecido como formador da primeira rótula do mecanismo de colapso do arco, e cujo nível de excedência corresponderia ao nível de probabilidade de colapso (em percentagem).

A abordagem prescrita por Pappas (2015) para tratar do segundo problema prende-se com a existência de correspondência direta entre o valor da média e 50% do somatório de probabilidade. Contudo, nas situações em que não ocorreu a formação total do mecanismo do arco isto é que a curva não atinge os 100% de probabilidade de colapso torna-se necessário escalar o valor da média para 50% da

probabilidade de excedência. A metodologia de cálculo para a nova média baseia-se no cálculo da inclinação média dos segmentos de reta que constituem a curva de fragilidade, assumindo que ocorre de forma análoga a evolução da inclinação média da curva de fragilidade. O valor da média é então calculado por:

$$\mu_{ln}^{50\%} = \ln\left(\mu^{50\%}\right) = \ln\left(\mu^{*} \times \frac{0.5 - \frac{\sum P}{2}}{\theta}\right) \tag{63}$$

na qual μ^{*} corresponde à média escalada para $\mu^{50\%}$, θ é a inclinação média da curva de fragilidade baseada na inclinação θ_i de cada segmento de reta que compõe a curva de fragilidade.

A inclinação dos segmentos de reta θ_i e θ é expressa por:

$$\theta_i = \frac{P_i}{a_{gRi} - a_{gRi-1}} = \frac{P_i}{\Delta_{a_{gR}}} \tag{64}$$

e

$$\theta = \frac{P_i \times \theta_i + P_{i+1} \times \theta_{i+1} + \cdots + P_n \times \theta_n}{\sum P} = \frac{P_i^2 + {P_{i+1}}^2 + \cdots + {P_n}^2}{\Delta_{a_{gR}} \times \sum P} \tag{65}$$

É importante referir como nota final que estas duas soluções de correção não são miraculosas na correção das curvas de fragilidade. Na verdade, um valor baixo do somatório das probabilidades conjugado com intensos *drop-offs* descredibiliza, em termos de análise global, a curva de fragilidade processada (Pappas, 2015).

7.4.2. EXCITAÇÃO SÍSMICA - RESULTADOS NUMÉRICOS

A metodologia utilizada para a criação das curvas de fragilidade necessita de uma amostra probabilística mais ampla que a análise determinística. Por forma a obter resultados mais que satisfaçam uma abordagem probabilística, como é o caso da metodologia usada nas curvas de fragilidade, foram gerados acelerogramas para cada tipo de zona sísmica já apresentada na análise determinística. Cada um dos acelerogramas foi escalado para os valores de 0.1g, 0.2g, 0.4g e 0.5g. Cada acelerograma manteve as características especificadas para a análise determinística. Apenas foram gerados acelerogramas para o Solo B devido a restrições de tempo impostas pela duração das análises em 3DEC, mesmo para o modelo mais simples – Mod 4.

7.4.2.1. Curva de Fragilidade No Plano - Mod 4 e Solo B

As Tabelas 18 a 20 apresentam uma súmula dos resultados das análises numéricas para acções sísmicas horizontais aplicadas no plano dos arcos, nomeadamente o registo de colapsos e dos deslocamentos máximos atingidos no caso de não colapso. Por outro lado, as Figuras 73 a 76 apresentam as curvas de fragilidade, tal como forma obtidas e após serem processadas. A metodologia para a obtenção destas curvas de fragilidade foram apresentadas anteriormente.

Na Tabela 18 são apresentados os resultados de uma primeira abordagem bastante simples e determinística que se baseia em registar para a configuração Mod 4 – Solo B submetida aos diferentes acelerogramas, os casos em que o arco sobreviveu ou seja, os casos em que os deslocamentos máximos não ultrapassaram os valores de referência acima descritos. Desta forma na Tabela 18, 'sobreviveu' identifica as configurações que não ultrapassaram os valores de referência os restantes casos são identificados com '1.00'. A coluna da probabilidade de colapso representa a probabilidade simples isto é, o quociente entre as configurações que colapsaram e o total analisados.

Na Tabela 19, são apresentados os deslocamentos máximos apenas para os casos em que os deslocamentos máximos não ultrapassaram os valores de referencia acima descritos. Os restantes casos em que o arco colapsou e por isso não foi possivel registar o máximo deslocamento verificado foram preenchidos com 'NÃO'.

A Tabela 20, os deslocamentos máximos registados na Tabela 19 são divididos pelo deslocamentos máximo de referencia. Os restantes casos em que o arco colapsou foram preenchidos com 'KO'.

Tabela 18 – Registo de colapsos para o Mod 4 e Solo B

Mod 4 – Solo B							***Prob. colapso (%)***
ZONA 1.1	**ZONA 1.4**	**ZONA 1.6**	**ZONA 2.3**	**ZONA 2.4**	**ZONA 2.5**	**g**	
sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	0.1	*0.0%*
sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	0.1	*0.0%*
1.00	1.00	1.00	sobreviveu	1.00	1.00	0.2	*83.3%*
1.00	1.00	1.00	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	0.2	*50.0%*
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.4	*100.0%*
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.4	*100.0%*
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5	*100.0%*
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5	*100.0%*

Tabela 19 – Deslocamentos Máximos Absolutos para o Mod 4 e Solo B

Mod 4 – Solo B						
ZONA 1.1	**ZONA 1.4**	**ZONA 1.6**	**ZONA 2.3**	**ZONA 2.4**	**ZONA 2.5**	**g**
1.24E-03	3.61E-02	1.72E-02	2.05E-04	1.96E-03	5.56E-04	0.1
6.38E-04	1.69E-02	2.80E-02	1.53E-04	6.15E-04	4.57E-04	0.1
NÃO	NÃO	NÃO	3.13E-02	NÃO	NÃO	0.2
NÃO	NÃO	NÃO	2.94E-02	3.11E-02	2.13E-02	0.2
NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	0.4
NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	0.4
NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	0.5
NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO	0.5

NÃO – os deslocamentos registados não podem ser usados porque o arco colapsou.

Tabela 20 – Deslocamentos Máximos Absolutos/ Deslocamento Máximo de referência para o Mod 4 e Solo B

Mod 4 – Solo B						
ZONA 1.1	**ZONA 1.4**	**ZONA 1.6**	**ZONA 2.3**	**ZONA 2.4**	**ZONA 2.5**	**g**
0.003055	0.089129	0.042495	0.000507	0.004847	0.001372	0.1
0.001575	0.041634	0.069235	0.000378	0.00152	0.001128	0.1
KO	KO	KO	0.077271	KO	KO	0.2
KO	NO	KO	0.072576	0.076702	0.052701	0.2
KO	KO	KO	KO	KO	KO	0.4
KO	KO	KO	KO	KO	KO	0.4
KO	KO	KO	KO	KO	KO	0.5
KO	KO	KO	KO	KO	KO	0.5

KO – o arco colapsou.

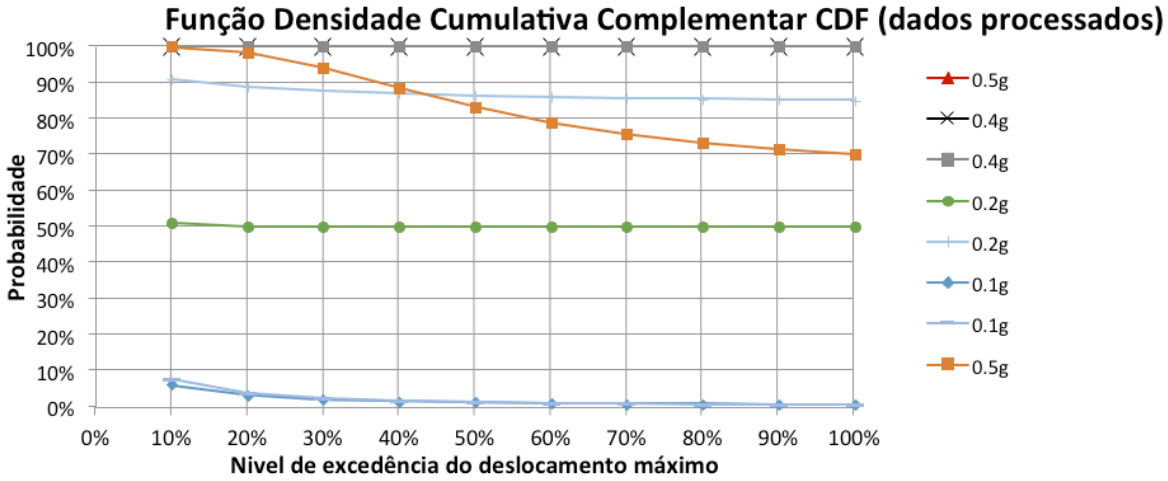


Figura 71 – Função Densidade Cumulativa Complementar (CDF) – Mod 4 e Solo B

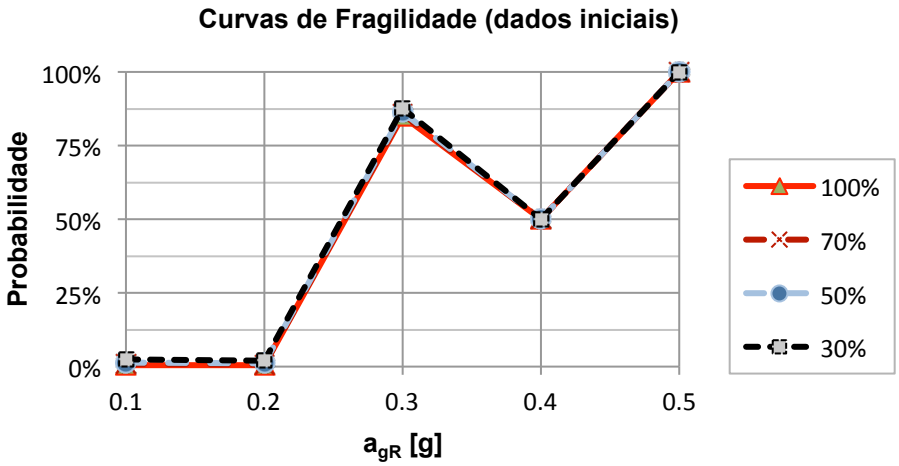


Figura 72 – Curva de Fragilidade com dados em bruto – Mod 4 e Solo B

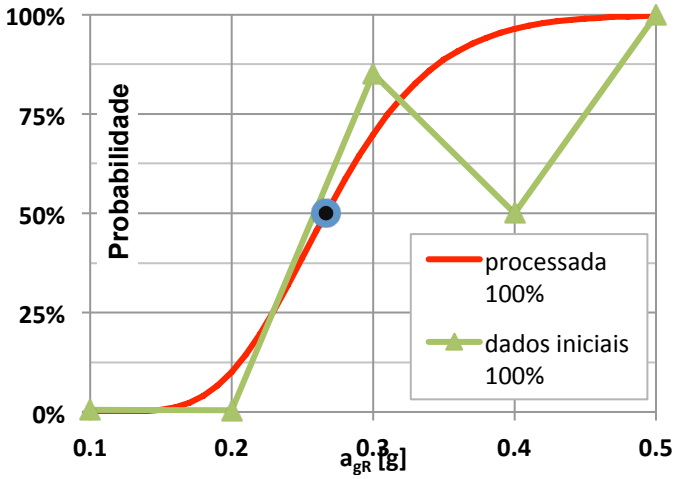


Figura 73 – Comparação da Curva de Fragilidade relativa aos dados em bruto com a Curva de Fragilidade processada para a ocorrência do deslocamento de referência (100%) – Mod 4 e Solo B

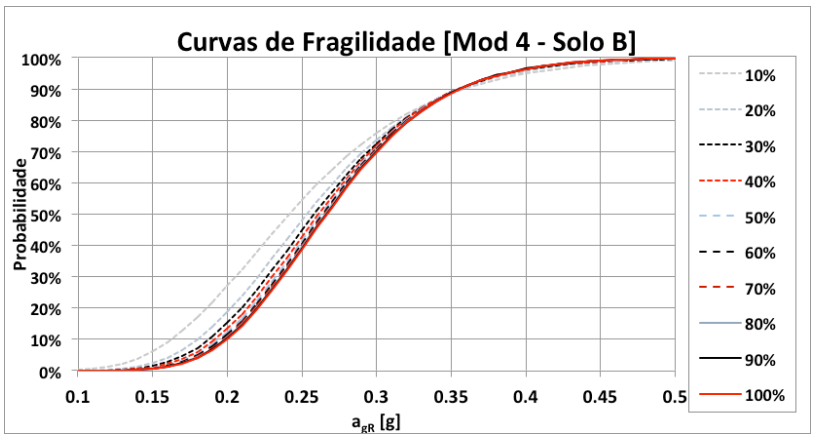


Figura 74 – Curvas de Fragilidade Processadas – Mod 4 e Solo B

7.4.2.2. CURVA DE FRAGILIDADE FORA DO PLANO - MOD 4 E SOLO B

As Tabelas 21 a 23 apresentam uma súmula dos resultados das análises numéricas para acções sísmicas aplicadas na direção perpendicular ao plano dos arcos, nomeadamente o registo de colapsos e dos deslocamentos máximos atingidos no caso de não colapso. Por outro lado, as Figuras 77 a 80 apresentam as curvas de fragilidade, tal como forma obtidas e após serem processadas.

Na Tabela 21 são apresentados os resultados para a configuração Mod 4 – Solo B submetida aos diferentes acelerogramas, os casos em que o arco sobreviveu ou seja, os casos em que os deslocamentos máximos não ultrapassaram os valores de referência acima descritos. Desta forma na Tabela 18, 'sobreviveu' identifica as configurações que não ultrapassaram os valores de referência os restantes casos são identificados com '1.00'. A coluna da probabilidade de colapso representa a probabilidade simples isto é, o quociente entre as configurações que colapsaram e o total analisados.

Na Tabela 22, são apresentados os deslocamentos máximos apenas para os casos em que os deslocamentos máximos não ultrapassaram os valores de referencia acima descritos. Os restantes casos em que o arco colapsou e por isso não foi possivel registar o máximo deslocamento verificado foram preenchidos com 'NÃO'.

A Tabela 23, os deslocamentos máximos registados na Tabela 19 são divididos pelo deslocamentos máximo de referencia. Os restantes casos em que o arco colapsou foram preenchidos com 'KO'.

Tabela 21 – Registo de colapsos para o Mod 4 e Solo B

Mod 4 – Solo B							***Prob. colapso (%)***
ZONA 1.1	**ZONA 1.4**	**ZONA 1.6**	**ZONA 2.3**	**ZONA 2.4**	**ZONA 2.5**	**g**	
sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	0.1	*0.0%*
sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	0.1	*0.0%*
sobreviveu	1.00	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	0.2	*16.7%*
sobreviveu	sobreviveu	1.00	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	0.2	*16.7%*
1.00	1.00	1.00	sobreviveu	sobreviveu	sobreviveu	0.4	*50.0%*
1.00	1.00	1.00	sobreviveu	1.00	sobreviveu	0.4	*66.7%*
1.00	1.00	1.00	sobreviveu	1.00	sobreviveu	0.5	*66.7%*
1.00	1.00	1.00	sobreviveu	1.00	sobreviveu	0.5	*66.7%*

Tabela 22 – Deslocamentos Máximos Absolutos para o Mod 4 e Solo B

Mod 4 – Solo B						
ZONA 1.1	**ZONA 1.4**	**ZONA 1.6**	**ZONA 2.3**	**ZONA 2.4**	**ZONA 2.5**	**g**
0.001	5.47E-06	5.85E-06	4.45E-06	5.64E-06	5.05E-06	0.1
3.61E-06	5.34E-06	6.26E-06	4.83E-06	5.83E-06	5.91E-06	0.1
0.000645	NÃO	0.402181	0.002621	0.000252	0.022064	0.2
0.151312	0.257416	NÃO	0.034541	0.040347	0.000601	0.2
NÃO	NÃO	NÃO	0.367114	0.166065	0.215176	0.4
NÃO	NÃO	NÃO	0.153449	NÃO	0.051746	0.4
NÃO	NÃO	NÃO	0.306847	NÃO	0.348503	0.5
NÃO	NÃO	NÃO	0.367017	NÃO	0.169342	0.5

NÃO – os deslocamentos registados não podem ser usados porque o arco colapsou

Tabela 23 – Deslocamentos Máximos Absolutos/ Deslocamento Máximo referência para o Mod 4 e Solo B

Mod 4 – Solo B						
ZONA 1.1	**ZONA 1.4**	**ZONA 1.6**	**ZONA 2.3**	**ZONA 2.4**	**ZONA 2.5**	**g**
0.002	1.09E-05	1.17E-05	8.90E-06	1.13E-05	1.01E-05	0.1
7.21E-06	1.07E-05	1.25E-05	9.65E-06	1.17E-05	1.18E-05	0.1
0.001291	NO	0.804362	0.005242	0.000505	0.044127	0.2
0.302624	0.514831	KO	0.069081	0.080694	0.001202	0.2
KO	KO	KO	0.734227	0.332129	0.430353	0.4
KO	KO	KO	0.306899	KO	0.103493	0.4
KO	KO	KO	0.613694	KO	0.697006	0.5
KO	KO	KO	0.734033	KO	0.338684	0.5

KO – o arco colapsou

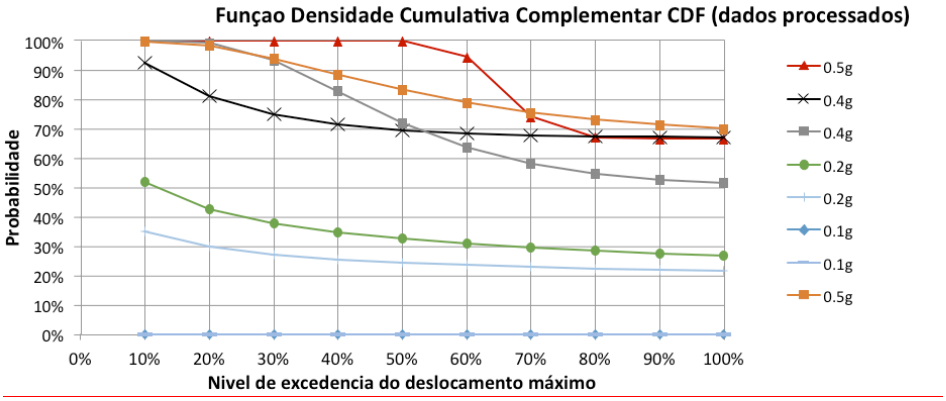


Figura 75 – Função Densidade Cumulativa Complementar (CDF) – Mod 4 e Solo B

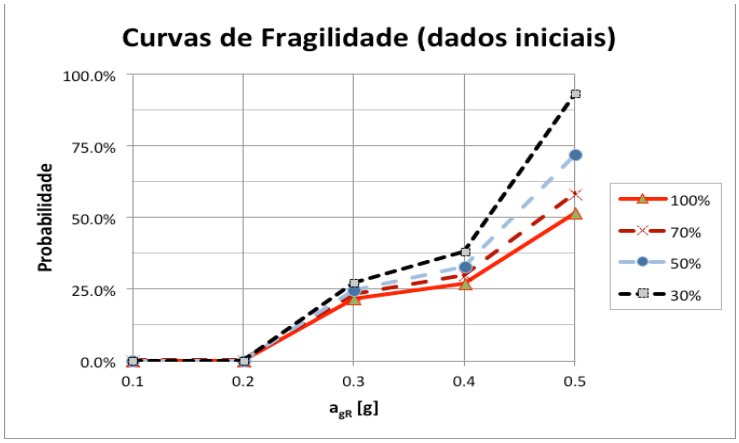


Figura 76 – Curva de Fragilidade com dados em bruto – Mod 4 e Solo B

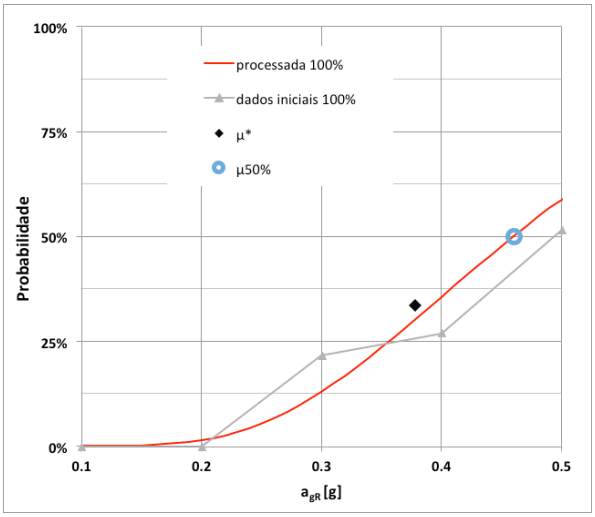


Figura 77 – Comparação da Curva de Fragilidade relativa aosdados em bruto com a Curva de Fragilidade processada – Mod 4 e Solo B

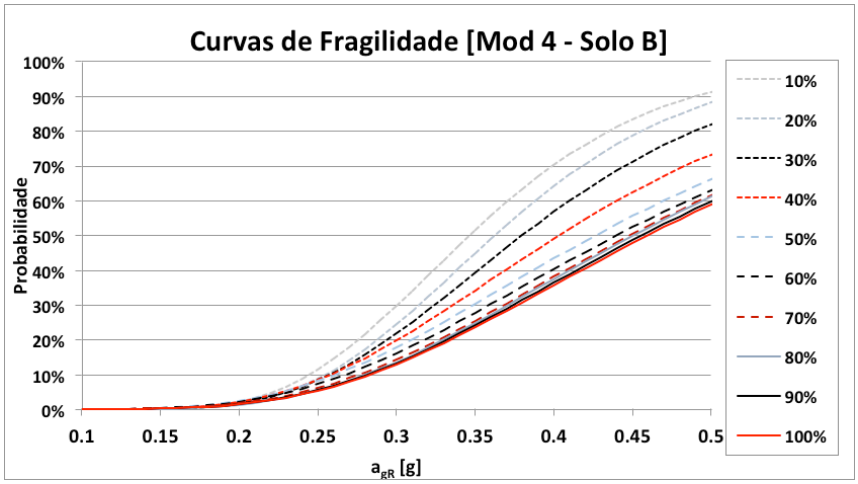


Figura 78 - Curva de Fragilidade Processada – Mod 4 e Solo B

7.5. CRIAÇÃO DO FORMULÁRIO DE AVALIAÇÃO

No subcapítulo anterior é apresentado a criação de curvas de fragilidade para um modelo (Mod 4) e para um tipo específico de solo (Solo B) em duas direções da solicitação sísmica, no plano e fora do plano do arco.

Após a criação das curvas de fragilidade, e supondo que o procedimento anterior teria sido repetido para outros modelos e tipos de solo, para cada parâmetro em função da aceleração máxima de referência é necessário especificar uma probabilidade de colapso por forma a estabelecer comparações entre as curvas de fragilidade. A probabilidade selecionada deverá ser suficientemente elevada por forma a evitar resultados demasiado conservativos. Do mesmo modo a probabilidade selecionada não deverá representar um nível de risco de colapso demasiado elevado.

Através desta análise é então possível estimar a vulnerabilidade dos arcos e medir a influencia do solo, da flecha, da espessura, do número de aduelas e do vão, ou da relação entre estas quantidades, por exemplo. Para além disso, permitirá, em desenvolvimentos futuros, criar formulários de vulnerabilidade sísmica para arcos de alvenaria de pedra. Estes formulários permitirão a criação de uma ferramenta de avaliação preliminar e de utilização expedita que requer apenas dados sobre a geometria do arco (espessura, vão, flecha e número de aduelas), o tipo de solo e a aceleração máxima de referência de acordo com o estabelecido para a zona do território onde se insere.

7.6. SUMÁRIO

Na análise do comportamento dos arcos à ação sísmica foram gerados acelerogramas artificiais, tendo como alvo o espectro de resposta do EC8, de acordo com o correspondente zonamento sísmico do AN e tendo em consideração as tipologias de solos em análise (A, B e D).

Foram apresentadas duas abordagens distintas: uma análise determinística que permite uma primeira estimativa da probabilidade de colapso e influência de parâmetros face a ações sísmicas perfeitamente definidas, respeitando as indicações do EC8 e respetivo AN; e uma segunda abordagem, probabilística através de curvas de fragilidade que apresenta uma gama muito mais vasta de informação.

A análise do efeito do solo através da análise determinística aponta para que, tal como nos estudos de colunas isoladas realizados por Pappas (2015), os solos mais rijos sejam tendencialmente mais

benéficos para a estabilidade estrutural de arcos isolados, apesar do modelo de quatro metros de vão (Mod 4) ter apresentado um comportamento não completamente consentâneo com este resultado, deixando inferir alguma influência dos parâmetros geométricos do arco na resposta ao solo.

A influência do efeito do tamanho é parcialmente verificada, pois o arco de maiores dimensões (Mod 8) apresenta uma probabilidade de colapso menor face aos outros arcos com proporções geométricas semelhantes. Todavia, esta situação não é verificada ao comparar-se o comportamento do arco de 4 m com o do arco de 6 m, sugerindo existir um ponto de mudança a partir do qual o aumento das características geométricas beneficia a estabilidade do arco para a combinação dos modelos estudados.

8

CONCLUSÕES E FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

8.1 CONCLUSÕES E DISCUSSÃO

O trabalho principal desta dissertação incide sobre o estudo da resposta sísmica, nomeadamente da vulnerabilidade sísmica de arcos de alvenaria de pedra, elementos estruturais que se encontram presentes em elevado número de edificado considerado Herança Cultural arqueológica e arquitetónica disperso por todo o mundo; são transversais a diversas culturas e assumem as mais diversas formas, tipologias e funções

Após o advento do betão armado, o conhecimento sobre o comportamento e o dimensionamento de arcos de alvenaria de pedra tornou-se obsoleto. Com a necessidade/vontade atual de preservação do património edificado antigo, o conhecimento estrutural sobre o comportamento do arco de alvenaria de pedra ganhou novo fôlego. Este impulso é nos dias de hoje reforçado pelo interesse económico gerado pelo turismo, onde a conservação do património arqueológico assume papel fulcral.

A valorização crescente da reabilitação, preservação e conservação de elementos de interesse arqueológico tem impulsionado o estudo e avaliação do comportamento destas estruturas quando submetidas a ameaças, não controláveis, da natureza, nomeadamente da ação sísmica. O estado de arte elaborado no capítulo 2 sobre as alvenarias existentes no país discute a importância e, ao mesmo tempo, a dificuldade de catalogação e caracterização da alvenaria de pedra, apontando para alguma unanimidade em relação à sua vulnerabilidade (acrescida em muitos casos por colapsos e roturas localizadas, frágeis) perante eventos sísmicos.

O trabalho desenvolvido ao longo desta tese procura, recorrendo às mais recentes inovações tecnológicas em termos de capacidade de cálculo, uma melhor caracterização do comportamento de arcos sujeitos a ações sísmicas. Na realidade, a influência dos diferentes parâmetros no comportamento estrutural do arco de alvenaria é um assunto ainda pouco estudado. Contudo, estes estudos devem ser acompanhados de análises probabilísticas (criação de curvas de fragilidade), efetuando um grande número de testes experimentais e análises numéricas.

Para este efeito recorreu-se ao MED, através do 3DEC, um programa desenvolvido pela *ItascaInc* para aplicações geotécnicos, mas que tem atualmente um campo de aplicação deveras mais amplo. O programa permite a consideração de grandes deslocamentos entre os elementos e a sua atualização ao longo do procedimento, o que permite a análise dos arcos do ponto de vista do colapso por perda de estabilidade, e não por perda de capacidade resistente do material, o que está mais de acordo com a realidade de colapsos verificados em arcos de alvenaria de pedra. O principal problema surgido na utilização do programa 3DEC na análise dos arcos de alvenaria de pedra prende-se com a morosidade do cálculo e a necessidade de grande capacidade computacional, o que acabou por inviabilizar um

estudo mais alargado de base estatística que se enquadrasse no tempo de duração da presente dissertação.

Foi então realizada uma análise paramétrica através de simulações numéricas por forma a caracterizar a influência de diversos parâmetros. Em particular a influência do tipo de solo de fundação do arco, da flecha, da espessura e do número de aduelas (blocos) do arco, tendo estes três últimos parâmetros sido explicitados em função do comprimento do vão do arco.

Em termos de resultados, constatou-se que solos mais rijos demonstraram garantias de maior estabilidade para os arcos submetidos à solicitação sísmica, em contraste com solos mais moles (menor grau de rigidez). Para a tipologia de ações sísmicas previstas no EC8 e respetivo AN, os modelos de arcos de alvenaria apresentam uma probabilidade de colapso muito inferior perante a ação sísmica Tipo 2. A probabilidade de colapso apresenta alguma correlação com o aumento da espessura do arco e o chamado efeito de tamanho, dado que, a partir de uma determinada dimensão, o aumento das dimensões geométricas do arco reduzem a sua probabilidade de colapso. Estas assunções necessitam de validação em estudos a desenvolver no futuro. No entanto, a probabilidade de colapso não é linearmente proporcional, nem ao aumento da relação espessura do arco pelo comprimento do vão, nem ao aumento do tamanho (em proporção geométrica) dos modelos estudados.

A construção das curva de fragilidade para um dos modelos e tipo de solo deixou claro as potencialidades do método que, se generalizado aos demais fatores, permitirá gerar um formulário expedito de avaliação da vulnerabilidade sísmica de arcos de alvenaria de pedra, tendo por base apenas o conhecimento das características geométricas do arco, do valor da aceleração máxima de referência e do tipo de solo, tal como estes dois últimos valores se encontram prescritos no EC8 e respetivo AN.

8.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Ao longo da presente dissertação deram-se passos importantes no conhecimento do comportamento sísmico de arcos de alvenaria de pedra presentes em aquedutos de Portugal continental, tendo contudo aberto mais portas a futuras investigações do que as que conseguiu fechar, criando oportunidades de desenvolvimento futuro.

A grande interesse desta dissertação reside na abordagem à vulnerabilidade sísmica de elementos estruturais transversais a um vasto património arqueológico, através da simulação numérica de modelos com características reais e o emprego de solicitações sísmicas previstas nas correntes normas de segurança para dimensionamento antissísmico de edifícios novos (EC8).

É notória a coerência das abordagens e metodologias preconizadas nesta dissertação, bem como o interesse dos resultados que daí podem advir, pelo que urge uma investigação continuada nestas temáticas de modo a validar as metodologias e alargá-las a um plano mais transversal, assegurando a máxima preservação e conservação do património arqueológico através da melhor compreensão do comportamento e vulnerabilidade sísmica de arcos das estruturas arqueológicas.

É importante realçar, uma vez mais, o grande foco da dissertação que pretende auxiliar a tomada de decisão de intervenção, ficando evidente a necessidade de novos passos nesse sentido para além dos já dados nesta dissertação.

Assim, sugerem-se como desenvolvimentos futuros:

- Criação de bases de dados com características geométricas dos elementos arqueológicos de Portugal, nomeadamente de arcos de alvenaria de pedra, à semelhança do que existe noutros

países da União Europeia (por exemplo Itália), de forma a validar os parâmetros adotados na criação dos modelos numéricos;

- Validação do mecanismo de colapso proposto em função dos deslocamentos, refinando o cálculo, aumentando a amostra e alargando a amplitude da gama de acelerações laterais utilizadas;
- Geração de mais modelos e análise de mais parâmetros de forma a generalizar o estudo iniciado pela presente dissertação através da construção de novas curvas de fragilidade. Este passo permitiria criar fichas de interpretação da vulnerabilidade sísmica de arcos de acordo com as características geométricas, o tipo de terreno e a aceleração prevista para a zona onde se inserem. Este seria um passo decisivo na preservação deste património, pois permitiria alocar recursos financeiros aos casos de intervenção mais urgentes. Este trabalho poderia ser alargado a diferentes tipos de arco, como o gótico, o abobadado, empregues nos mais diversos tipos de estruturas do património arqueológico;
- Criação de modelos que permitam analisar a influência da arcada (conjunto de arcos dispostos no mesmo plano) no plano, enquanto elemento estabilizador face ao arco isolado. Em particular, interessa o estudo dos arcos botantes da arquitetura do período Gótico, pois a sua capacidade de estabilizar o arco principal é elemento chave para a permanência das catedrais dentro dos limites de segurança estrutural, inclusive em termos estáticos, tratando-se de património cujo valor arquitetónico, cultural e histórico é incomensurável;
- Avaliação da influência de ligadores metálicos eventualmente empregues nos arcos pelos construtores de forma a interligar os blocos de alvenaria (aduelas), introduzindo-os na modelação numérica. Caso a existência destes ligadores seja determinante em termos de estabilidade do arco e capacidade de resistência aos sismos, deve-se desenvolver trabalho de investigação no sentido da sua completa caracterização;
- Consideração nas análises dos defeitos dos blocos gerando irregularidades das juntas, muitos deles com origem em ações naturais como a erosão provocada pela precipitação, vento e ciclos de gelo e degelo e assentamentos de apoio na base do arco. Sugere-se, inclusivamente, o emprego de metodologias como o *laser scanning* para a modelação de cada caso de estudo;
- Calibração do modelo dinâmico analisando a influência da acção aplicada, simultaneamente, no plano e na direcção perpendicular ao plano dos arcos.

Finalmente, sugere-se a utilização de registos sísmicos locais, quando disponíveis e de intensidade relevante, em substituição dos acelerogramas artificiais que têm sido alvo de críticas por parte da sismologia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

Acikgoz MS, DeJong MJ (2012a) Characterizing the Vulnerability of Flexible Rocking Structures to Ground Motions. 15th World Conference on Earthquake Engineering.

Acikgoz S, DeJong MJ (2012b) The interaction of elasticity and rocking in flexible structures allowed to uplift. Earthquake engineering and structural dynamics.

Almeida, C. (2013) – *Paredes de Alvenaria do Porto Tipificação e Caracterização Experimental* Porto, Tese de Doutoramento na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2013.

Ayala, A. G., Roeder-Carbo, G.M. (2001) – *An evaluation of methods for the determination of the structural stability of historic masonry arches.* In P.B. Lourenço, P. Roca (Eds.), Historical Constructions (pp. 555-566). Guimarães: C. Modena.

B

Benjamin J, Cornell C. *Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers.* McGray-Hill, New York 1970.

Binda, L., Baronio, G., Gambarotta, L., Lagomarsino, S. E Modena, C. (1999a) – *Masonry constructions in seismic áreas of central Italy: a multi-level approach to conservation.* VIII North American Masonry Conference – 8NAMC, Austin, USA, pp. 44-55.

Binda, L., Gambarotta, L., Lagomarsino, S. e Modena, C. (1999b) – *A multilevel approach to the damage asssessment and seismic improvement of masonry buildings in Italy.* Seismic damage to masonry buildings, Balkema, Roterdão, Holanda.

Binda L. (2000) – *Caratterizzazione dele murature in pietra e mattoni ai fini dell'individuazione di opportune tecniche di riparazione.* CNR- Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, Itália.

Binda L. e Saisi A., (2002) – *State of the art of research on historic structures in Italy state of the art research on historic structures in Italy.*Proceedings of 11th Advanced Research Initiation Assisting and Developing Networks in Europe (ARIADNE) Workshop, Itália.

Binda L. e Cardani G. (2008) – *Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura. Linee guida per la defizione della qualita'murario di murature di pietra e/o di mattoni.* Progetto executivo 2005 -2008, Progetto di ricerca N.1, 3ºanno, RELUIS, Itália.

Binda L., Borri A., Cardani G., Doglioni F. (2009) – *Scheda qualità murário: relazione finale e linee guida per la compilazione della scheda di valutazione della qualita murári.* Progetto esecutivo 2005-2008. Progetto di ricerca N.1, Valutazione e Riduzione della Vulnerabilità di Edifici in Muratura, Rendicontazione Scientifica 3º anno, RELUIS, Itália.

Bommer, J. J. e Acevedo, A. B. (2004) *The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis.* Journal of Earthquake Engineering 8 (Special Issue 1), 43-92.

Borri, A., Avorio, A. e Cangi G. (1999a) – *Considerazioni sui cinematismi di collasso osservati per edifici in muratura.* IX Convegno Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", ANIDIS, Torino, Itália.

Borri A. (2006) – *Valutazione e Riduzione della Vulnerabilità di Edifici in Muratura.* Progetto di ricerca N.1, Rendicontazione Scientifica 1ºanno, Allegato 3b.1_UR06_1, Progetto executivo 2005 – 2008, RELUIS, Itália.

Bosiljkov, V., Page, A., Bokan-Bosiljkov, V. E Zarnic, R. (2003) – *Performance based studies on in-plane loaded unreinforced masonry walls.* Masonry International, Vol. 16, N.º2, pp. 39-50.

C

Calvetti, F. Roberti, G.M. (1998). Distinct elemento analysis of stone arches. *Arch bridges,* Sinopoli (ed.) Rotterdam: Taylor & Francis Group.

Canhão, R. (2010) – *Análise Dinâmica do Arco em Alvenaria. O efeito do Enchimento do Extradorso.* Lisboa. Tese de Mestrado no Instituto Superior Técnico.

Carocci, C. (2001) – *Guidelines for the safety and preservation of historical centres in seismic área.* III International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions – SAHCO3, Guimarães, Portugal, 7-9 Novembro, pp.145-165.

Corsanego, A. e D'Agostino, S. (1992) – *Guidelines for decisions concerning monuments in Italy.* X World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Espanha, pp.5307-5310.

Critchlow, K. (1983) – *Islamic Patterns: An Analytical and Cosmological Approach.* London: Thames and Hudson.

D

D'Ayala, D. (1999) – *Correlation of seismic vulnerability and damages between classes of buildings: Churches and houses, in Seismic Damage to Masonry Buildings.* Balkema, Roterdão, pp. 41-58.

D'Ayala, D. e Speranza, E. (1999) – *Identificazione dei meccanismi di collasso per la stima della vulnerabilità sísmica di edifici nei centri storici.* IX Convegno Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", ANIDIS, Torino, Itália.

D'Ayala D. e Speranza E. (2003) – *Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings.* Earthquake Spectra, Volume 19, Issue 3, pp: 479-509. DOI: 10.1193/1.1599896

DeJong, M.J. (2009) – *Seismic Assessment Strategies for Masonry Structures,* PhD Thesis, Massachusetts Institute of Technology. Cambridge, Massachusetts.

Dimitrakopoulos E, DeJong M (2012) Revisiting the rocking block: closed-form solutions and similarity laws. Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences 468:2294-2318. Doi: 10.1098/rspa.2012.0026

Dimitrakopoulos E, DeJong M (2012) Overturning of Retrofitted Rocking Structures under. 138:963-972. Doi:10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000410.

Dimitri R (2009) Stability of Masonry Structures Under Static and Dynamic Loads – Ph.D. Thesis. University of Salento.

Doglioni, F., Moretti, A. e Petrini V. (1994) – *Le chiese ed il terremoto.* LINT, Trieste, Itália.

Drei, A., Oliveira, C.S. (2001). The seismic behaviour of the "Aqueduto da Amoreira" in Elvas using distinct elemento modeling, *Historical Constructions* (pp. 903-913). P.B. Lourenço, P. Roca (Eds.), Guimarães: C. Modena.

E

Engel, H. (1981) – *Sistemas de Estruturas.* São Paulo: Hemus.

EN-1998-1 (2010) UNI EN 1998-1: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Part 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. UNI EN 1998-1.

Estêvão J. M. e Oliveira C.S. (2010) *Utilização de Acelerogramas Simulados na Análise Sísmica de Estruturas*. 8ºCongresso de Sismologia e Engenharia Sísmica.

F

Fletcher, R. (2004) – *Musings on the Vesica Piscis.* Nexus Network Journal, n. 2, v. 6, Autumm de 2004.

G

Gago, António (2004) – *Análise estrutural de arcos, abóbadas e cúpulas.* Dissertação para obtenção do grau de Doutor. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Giuffrè, A. (1990) – *Letture sulla meccanica dele murature storiche.* Roma, Kappa, Itália.

Giuffrè A. (1993): *Sicurezza e Conservazione dei Centri Storici. Il caso de Ortigia.* Códice di pratica per gli interventi antisismici nel centro storico. Editor Laterza, Itália.

H

Huerta (2001) – *Mechanics of masonry vaults: the equilibrium approach.* In: International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions, 3., Guimarães, Portugal, 2001. Lourenço, P.; Roca, P. (ed.). Historical Constructions: Possibilities of numerical and experimental techniques. Guimarães: Universidade do Minho, p. 47-69.

Heyman, J. (1966) – *The stone skeleton,* International Journal of Solids and Structures, 2, pp 249-279.

Heyman, G.W. (1969) – *The Safety of Masonry Arches.* Cambridge: Cambridge University Press.

Housner G (1963) The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. Bulletin of Seismological Society of America 53:403-417.

I

IPQ (2010) *NP EN 1998-1. Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edificios.* Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 230p.

Ishiyama Y (1984) Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations. Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering 17:24-37.

Itasca Consulting Group (2004) - UDEC Version 5.0: User's Guide, Minneapolis, Minnesota.

Itasca Inc. (2013) 3DEC 5.0: 3-Dimensional Distinct Element Code, Theory and Background.

K

Kingsley, G.R., Seible, F. (1991) – *Modeling of Concrete and Masonry Structures Subjected to Seismic Loading.* San Diego, University of California.

Kurrer, K. E (2008) – *The history of the theory of structures – from arch analysis to computational mechanics.* Berlin: Ernest & Sohn.

L

Lagomarsino, S., Brencich, A., Bussolino, F., Moretti, A.,Pagnini, L.C. e Podestà, S. (1997) – *Una nuova metodologia per il rilievo del danno alle chiese: prime considerazioni sui meccanismi attivati dal sisma.* Ingegneria Sismica, N.º3, pp.70-82.

Lança, P.D. (2006) – *Análise estrutural de abóbadas poli-nervuradas: Aplicação ao Coro Alto do Mosteiro dos Jerónimos.* Tese de Mestrado em Engenharia Civil na Universidade do Minho.

Lourenço, P. B. – *Computacional strategies for masonry structures.* Delft: Delft University of Technology, 1996.

Lourenço, P. B. – *Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations*. Guimarães, Portugal: 2001

Lourenço, P. B., Oliveira, D.V.,Roca, P. e Orduña, A. (2005) – *Dry joint stone masonry walls subjected to in-plane combined loading.* Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 131, Nº.11, pp. 1665-1673.

Lourenço & Zucchini, P. B. Lourenço, A. Zuchchini (2001), *"A homogenization model for stretcher bond masonry"* em *"Computer Methods in Structural Masonry – 5"*, Eds. T.G. Hughes & G.N. Pande, Computers & Geothecnics, UK, p. 60-67 (2001).

M

Magenes, G. e Calvi, G. M. (1992) – *Cyclic behaviour of brick masonry walls.* X World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Espanha, pp. 3517-3522

Magenes, G. and Calvi, G. M. (1997) – *In-plane seismic response of brick masonry walls.* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, pp. 1091-1112.

Magenes, G., Bolognini, D. e Braggio C. (2000) – *Metodi semplificati per l'analisi sísmica non lineare di edifici in muratura.* CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, Italy.

Magenes, G. (2006), *"Magsonry building design in seismic areas: recent experiences and prospects from a European standpoint",* First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, 3-8 Septmber 2006, Paper Number: Keynote Address K9.

Mateus, J M (2002), *"Técnicas tradicionais de construção de alvenarias – A literature técnica de 1750 a 1900 e o seu contributo para a conservação de edificios históricos"*, Livros Horizonte, ISBN: 9722412345

Mayes, R. L. e Clough, R. W. (1975) – *A literature survey-compressive, tensile, bond and shear strength of masonry.* Report N.º EERC 75-15, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley.

Modena C., Valluzzi M.R. e Zenere M. (2009) c-Sisma, Università degli Studi di Padova.

Molise (2006) – Presidente della regione Molise Comissario Delegato. Protoccolo di progettazione per la realizzazione degli interventi ricostruzione post-sisma sugli edifici provati. Parte I – Edifici in murature. Indicazioni per la valutazione della qualita dele murature.

N

Nunes (2009) – Teoria do arco de alvenaria: Uma Perspectiva Histórica Tese de Mestrado na Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasil.

P

Pagaimo F. (2004) – *Caracterização morfológica e mecânica de alvenarias antigas: Caso de estudo da vila de Tentúgal.* Tese de Mestrado na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal.

Pappas A. (2015) – *Structural Analysis and Modeling Approaches for the Seismic Vulnerability Assesment of Archaeological Ruins.* Itália, Tese de Doutoramento na Università degli Studi di Padova.

Psycharis I, Fragiadakis M, Stefanou I (2013) Seismic reliability assessment of classical columns subjected to near-fault ground motions. Earthquake engineering and structural dynamics. doi:10.1002/eqe.

Pinho (2000), Fernando F S, *"Paredes de Edificios Antigos em Portugal",* Coleção Edificios, nº8, LNEC, Lisboa.

Q

Quelhas, B. (2008) – *Aplicação de um Modelo de Dano Contínuo na Modelação de Estruturas de Alvenaria de Pedra – Igreja de Gondar – Um Caso de Estudo* Porto. Tese de Mestrado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Quelhas, B. (2012) – *Diagnosis and Strengthening of Historical Masonry Structures: Numerical and Experimental Analyses.* Itália, Tese de Doutoramento na Università degli Studi di Padova.

R

Ragette, F. (2003) – *Traditional Domestic Architecture of the Arab Region.* Fellbach: Axel Menges, 2003.

Rouxinol, G.A. (2007) – *Modelação e Avaliação Estrutural de Pontes em Arcos de Alvenaria.* Tese de Doutoramento em Engenharia Civil. Universidade de Coimbra. Coimbra.

S

Séjourné, P. (1914). *Grandes Voûtes.* Tome V. Bourges: Tardy-Pegelet et Fils.

Sincraian, G. E. (2001) – *Seismic Behaviour of Blocky Masonry Structures.*A Discrete Element Method Approach. PhD Thesis. Universidade Técnica de Lisboa. IST. Lisboa.

Shimano, A.C. (2006) – Fotoelasticidade – Conceitos e Aplicações. XI Congresso Brasileiro de Física Médica (pp. 1-2). Ribeirão Preto: Ribeirão Preto.

Shome N, Cornell CA, Bazzuro P, Carballo J.Earthquakes, Records and Nonlinear Responses. *Earthquake Seismological Society of America* 2003; 93: 1099-1131.

Spanos P, Koh A (1984) Rocking of rigid blocks due to harmonic shaking. Journal of engineering mechanics 110:1627-1642.

Spyrakos CC, Asce M, Nikolettos GS (2005) Overturning Stability Criteria for Flexible Structures to Earthquakes 131:349-358.

T

Teixeira J. (2004) – *Descrição dos sistemas construtivos da casa burguesa do Porto entre os séculos XVII e XIX. Contributo para uma histórica da construção arquitectónica em Portugal.* Provas de aptidão pedagógica e capacidade científica, Faculdade de Arquitectura da Universidade do Porto, Portugal.

Timoshenko, S.P. (1953) – *History of strength of materials.* New York: McGraw-Hill.

Torroja, E. M. (1960) – *Razón y Ser de los tipos estruturales.* Madrid: Mag, 3ed.

U

UNESCO (1972) Convention concerning the protection of the world Cultural Heritage and Natural Heritage.

V

Valluzzi M.R, da Porto F. e Modena C. (2004) *Behaviour and modeling of strengthened three-leaf stone masonry walls.* Materials and Structures,Volume 37, Issue 3, pp:184-192. DOI:10.1007/BF02481618

Vasconcelos, G. e Lourenço, P. B. (2006) – *Assessment of the in-plane shear strength of stone masonry walls by simplified models.* V International Seminar on Structural Analysis of Historical Constructions – SAHC06, New Delhi, India, pp.843-850.

Viollet-Le-Duc, E. E. (1854) – *Dictionnaire Raisonné de l'Architecture Française du XIe au XVIe siècle.* Paris, B. Bance.

Voyagaki E, Psycharis I, Mylonakis G (2013) Rocking response and overturning criteria for free standing rigid blocks to single-lobe pulses. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 46:85-95. doi: 10.1016/j.soildyn.2012.11.010

Y

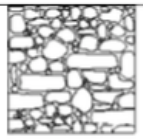
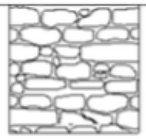
Yim C, Chopra A, Penzien J (1980) Rocking response of rigid blocks to earthquakes. Earthquake engineering and structural dynamics 8:565-587.

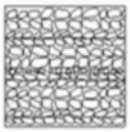
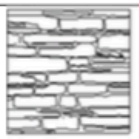
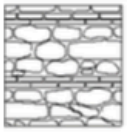
ANEXO A

Ficha Alvenaria, GNDT/CNR - adaptado de Molise, 2006 (Almeida, 2013)

Pedra				
Material:	☐ arenito	☐ calcário	☐ tufo	☐ calcário-arenito
	☐ adobe	☐ outros……		
Forma:	☐ arredondada (seixos)	☐ retangular	☐ quadrada	
Dimensão (medida na diagonal):		☐ pequena (<15cm)	☐ media (15:25cm)	☐ grande (>25cm)
Estado de conservação:		☐ mau	☐ médio	☐ bom

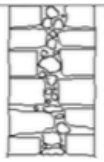
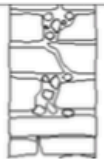
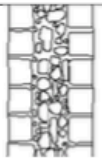
Argamassa				
Tipo:	☐ cal aérea	☐ cal hidráulica	☐ cimentícia	☐ ……
Estado de conservação:		☐ incoerente	☐ friável	☐ tenaz
Função:		☐ assentamento	☐ enchimento	☐ reboco
Textura do Paramento				

Aparelho		
		
☐ irregular	☐ juntas irregulares	☐ juntas regulares

Assentamento			
			
☐ aleatório	☐ espinha peixe	horizontal/vertical	horizontal
Camadas de regularização:		Calços:	
			
☐ ausente ☐ tijolo ☐ outro		☐ ausente ☐ pedra ☐ tijolo	

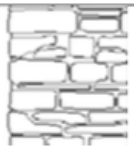
Secção Transversal			
Tipologia:	☐ paramento simples	☐ paramento duplo sem ligação	☐ paramento duplo com ligação
	☐ 'a sacco' incoerente	☐ 'a sacco' coerente	

'a sacco': alvenaria de dois paramentos com enchimento no interior.

	
☐ paramento único	☐ paramento duplo sem ligação
	
☐ paramento duplo com ligação	☐ 'a sacco'

Espessura:	total ……..	paramento exterior……	paramento interior……
Presença significativa de vazios ☐		Presença de travadouros (ligação pontual entre o paramento exterior e interior) ☐	

Reboco				
Estado atual:	☐ face à vista	☐ ausente	☐ com falhas	☐ presente
Estado de conservação:		☐ degradado	☐ fissurado	☐ bom

Ligações entre paredes			
Em L (canto):			
Tipologia:	☐ ligação deficiente	☐ ligação irregular	☐ alternância regular
			
Elementos constituintes:	☐ análogos ao da parede	☐ de maior dimensão	☐ em cantaria
Em T (cruzamento de paredes):			
Tipologia:	☐ ausência de ligação	☐ ligação deficiente	☐ ligação eficaz
Diferente tipologia das paredes principais ☐		Presença frequente de tirantes ☐	

Intervenções de consolidação		
Parede:		
☐ nenhuma	☐ substituição pontual de tijolo	☐ substituição pontual de pedra
☐ refechamento juntas com argamassa	☐ injeção das juntas com argamassa	☐ reboco armado
Nas ligações:		

☐ nenhuma	☐ fecho de vãos	☐ inclusão de tirantes	☐ inclusão de gatos
☐ vigas cinta em betão armado	☐ vigas cinta metálicas	☐ ligação pavimento/parede	

ANEXO B

Aqueduto do Sardão – Vila Nova de Gaia















Vila Nova de Gaia
Avenida dos
Arcos do Sardão
















Aqueduto de Montebelo - Porto



















Aqueduto de Bustelo - Penafiel













Aqueduto do Pombeiro - Felgueiras



















Mosteiro de Pombeiro
P

ANEXO C

Parâmetro	Solo A		
	Ação Sísmica Tipo 1		
	Zona 1.1	**Zona 1.4**	**Zona 1.6**
Aceleração Máxima (g)	0.257	0.102	0.036
Vmax / Amax: (sec)	0.174	0.127	0.202
Aceleração RMS: (g)	0.082	0.031	0.011
Velocidade RMS: (cm/sec)	17.735	3.676	2.517
Deslocamento RMS: (cm)	74.835	10.353	12.766
Intensidade de Arias: (m/sec)	3.702	0.545	0.063
Intensidade Característica (Ic)	0.140	0.033	0.007
Densidade Energética Especifica (cm2/sec)	11317.010	486.285	227.858
Velocidade Absoluta Cumulativa (cm/sec)	2308.250	881.765	296.217
Intensidade da Aceleração Espectral (g*sec)	0.242	0.098	0.034
Intensidade da Velocidade Espectral (cm)	127.037	52.466	17.896
Intensidade de Housner (cm)	117.150	48.158	16.866
Período predominante (sec)	0.280	0.540	0.320
Período Médio (sec)	0.442	0.476	0.489

Parâmetro	Solo A		
	Ação Sísmica Tipo 2		
	Zona 2.3	**Zona 2.4**	**Zona 2.5**
Aceleração Máxima (g)	0.174	0.112	0.082
Vmax / Amax: (sec)	0.069	0.069	0.067
Aceleração RMS: (g)	0.050	0.031	0.022
Velocidade RMS: (cm/sec)	3.651	2.871	2.186
Deslocamento RMS: (cm)	3.644	3.334	2.433
Intensidade de Arias: (m/sec)	0.610	0.237	0.121
Intensidade Característica (Ic)	0.044	0.022	0.013
Densidade Energética Especifica (cm2/sec)	213.091	131.816	76.388
Velocidade Absoluta Cumulativa (cm/sec)	615.580	385.025	274.728
Intensidade da Aceleração Espectral (g*sec)	0.133	0.083	0.061
Intensidade da Velocidade Espectral (cm)	42.230	27.548	20.671
Intensidade de Housner (cm)	37.631	24.571	17.939
Período predominante (sec)	0.120	0.180	0.200
Período Médio (sec)	0.259	0.277	0.279

Parâmetro	Solo B		
	Ação Sísmica Tipo 1		
	Zona 1.1	Zona 1.4	Zona 1.6
Aceleração Máxima (g)	0.258	0.138	0.048
Vmax / Amax: (sec)	0.199	0.142	0.117
Aceleração RMS: (g)	0.094	0.043	0.014
Velocidade RMS: (cm/sec)	20.261	5.570	1.881
Deslocamento RMS: (cm)	85.208	7.734	3.227
Intensidade de Arias: (m/sec)	4.911	1.013	0.104
Intensidade Característica (Ic)	0.173	0.053	0.010
Densidade Energética Especifica (cm2/sec)	14770.531	1116.344	127.264
Velocidade Absoluta Cumulativa (cm/sec)	2664.182	1185.847	367.151
Intensidade da Aceleração Espectral (g*sec)	0.280	0.132	0.048
Intensidade da Velocidade Espectral (cm)	147.466	69.341	25.562
Intensidade de Housner (cm)	135.944	64.792	23.812
Período predominante (sec)	0.280	0.220	0.480
Período Médio (sec)	0.445	0.486	0.540

Parâmetro	Solo B		
	Ação Sísmica Tipo 2		
	Zona 2.3	Zona 2.4	Zona 2.5
Aceleração Máxima (g)	0.220	0.151	0.109
Vmax / Amax: (sec)	0.067	0.068	0.119
Aceleração RMS: (g)	0.062	0.040	0.030
Velocidade RMS: (cm/sec)	4.279	3.188	5.491
Deslocamento RMS: (cm)	2.471	3.930	8.644
Intensidade de Arias: (m/sec)	0.944	0.400	0.223
Intensidade Característica (Ic)	0.062	0.032	0.021
Densidade Energética Especifica (cm2/sec)	292.758	162.541	482.084
Velocidade Absoluta Cumulativa (cm/sec)	770.256	492.443	372.410
Intensidade da Aceleração Espectral (g*sec)	0.171	0.119	0.081
Intensidade da Velocidade Espectral (cm)	54.268	35.139	25.365
Intensidade de Housner (cm)	47.568	31.824	23.363
Período predominante (sec)	0.160	0.220	0.100
Período Médio (sec)	0.265	0.277	0.270

Parâmetro	Solo D		
	Ação Sísmica Tipo 1		
	Zona 1.1	Zona 1.4	Zona 1.6
Aceleração Máxima (g)	0.384	0.204	0.071
Vmax / Amax: (sec)	0.480	0.155	0.184
Aceleração RMS: (g)	0.126	0.067	0.023
Velocidade RMS: (cm/sec)	66.494	10.833	3.918
Deslocamento RMS: (cm)	293.869	26.497	16.290
Intensidade de Arias: (m/sec)	8.829	2.449	0.283
Intensidade Característica (Ic)	0.269	0.103	0.020
Densidade Energética Especifica (cm2/sec)	159083.576	4222.079	552.220
Velocidade Absoluta Cumulativa (cm/sec)	3526.143	1866.432	636.182
Intensidade da Aceleração Espectral (g*sec)	0.373	0.199	0.067
Intensidade da Velocidade Espectral (cm)	231.476	130.410	42.653
Intensidade de Housner (cm)	223.120	123.128	40.967
Período predominante (sec)	0.200	0.120	0.160
Período Médio (sec)	0.537	0.530	0.560

Parâmetro	Solo D		
	Ação Sísmica Tipo 2		
	Zona 2.3	Zona 2.4	Zona 2.5
Aceleração Máxima (g)	0.306	0.221	0.166
Vmax / Amax: (sec)	0.064	0.164	0.084
Aceleração RMS: (g)	0.089	0.065	0.047
Velocidade RMS: (cm/sec)	6.428	15.721	5.707
Deslocamento RMS: (cm)	6.047	35.203	8.031
Intensidade de Arias: (m/sec)	1.959	1.057	0.554
Intensidade Característica (Ic)	0.106	0.067	0.041
Densidade Energética Especifica (cm2/sec)	660.675	3952.105	520.789
Velocidade Absoluta Cumulativa (cm/sec)	1113.240	823.579	579.457
Intensidade da Aceleração Espectral (g*sec)	0.265	0.186	0.140
Intensidade da Velocidade Espectral (cm)	90.438	62.769	45.286
Intensidade de Housner (cm)	78.061	56.043	42.604
Período predominante (sec)	0.220	0.200	0.120
Período Médio (sec)	0.297	0.293	0.302