

IPV - ESTGV |

Instituto Politécnico de Viseu

Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu



# Instituto Politécnico de Viseu

Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu



Aos meus pais.



## RESUMO

As pontes em arco de alvenaria de pedra representam um tipo de construção muito utilizado no passado para complementar o traçado de vias de comunicação. Através das pontes a passagem de peões e veículos de tração animal entre as margens de rios foi assim possibilitada. Com a evolução do conhecimento e com a introdução de novos materiais como o aço e o betão armado foi-se conseguindo vencer vãos cada vez maiores, com menos mão-de-obra e menos tempo para a sua execução.

Apesar de hoje em dia a construção de pontes em arco de alvenaria de pedra ter-se quase extinguido, as existentes apresentam boa estabilidade permitindo assim ainda o seu uso. Desta forma as gerações atuais e futuras têm a responsabilidade de garantir a sua manutenção e seu bom funcionamento. Com o presente trabalho pretende-se realizar uma inspeção a uma ponte em arco de alvenaria de pedra, nomeadamente, a Ponte Românica de Salzedas situada no concelho de Tarouca em, Portugal, bem como avaliar a sua capacidade de carga. Para tal, foram utilizadas fichas de inspeção da autoria de Morais (2012) e um programa computacional baseado no método dos elementos discretos desenvolvido por Rouxinol (2007) – o LFE-MEDM. Para visitar a ponte foi realizado um protocolo entre a Câmara Municipal de tarouca e a Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu (ESTGV). Para a utilização do método dos elementos discretos realizou-se um estudo de sensibilidade a certas formulações e valores ou constantes que o programa incorpora, designadamente, tipo de formulação, valores de incrementos de carga, valor da rigidez de contacto normal entre elementos discretos e tipo de amortecimento. O estudo permitiu a determinação da combinação ou modelo que melhor se adequa – execução em menos tempo possível e resultados viáveis.



## ABSTRACT

The arched bridges of stone masonry construction represent a type widely used in the past to complement the layout of roads. Through bridges the passage of pedestrians and horse-drawn vehicles between the riverbanks was thus secured. With the evolution of knowledge and the introduction of new materials such as steel and reinforced concrete was up getting beat spans, with less labor work and less time to implement.

Although nowadays the construction of masonry arch bridges almost extinguished, the existing ones exhibit good stability thus allowing its further use. Thus the current and future generations have the responsibility to ensure its maintenance and proper functioning. With this work we intend to perform an inspection to an arched bridge of stone masonry, including the Romanesque Bridge Salzedas located in the municipality of Tarouca in Portugal, as well as accesses their capacity. LFE-MEDM - for such inspection sheets authored by Morais (2012) and a computer program based on the method of discrete elements developed by Nightingale (2007) were used. To visit the bridge, a protocol between the Municipality of Tarouca and the School of Technology and Management Viseu (ESTGV) was performed. For the use of the method of discrete elements carried out a study of sensitivity to certain values formulations or constants that incorporates, inter alia, type of formulation, the load increment, normal stiffness value between discrete contact elements and type damping. The study allowed the determination of the combination or model that best fits - running in less time possible and reliable results.



## **PALAVRAS CHAVE**

Pontes em arco  
Elementos discretos  
Alvenaria de pedra  
Modelação numérica  
Carga de colapso



## **KEY WORDS**

Arch bridges

Discret elements

Stone masonry

Numerical modeling

Colapse load



## **AGRADECIMENTOS**

Expresso o meu obrigado a todos aqueles que estiveram ao meu lado, direta ou indiretamente enquanto criava este trabalho. Agradeço a amizade, a disponibilidade e acima de tudo a força que deram para que esta tese se realizasse. Quero agradecer em especial:

Ao meu orientador, Doutor Gilberto Rouxinol, da Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu, pela sua orientação, dedicação, e disponibilidade prestada.

À Câmara Municipal de Tarouca, mais concretamente, ao engenheiro Paulo Pimenta pela disponibilidade para a realização do levantamento topográfico da Ponte Românica de Salzedas e ao presidente Valdemar de Carvalho Pereira.

À Maria José da Cruz Morais, pelas informações prestadas e pelo relato da sua experiência semelhante à minha.

Aos meus amigos, Ricardo, Nuno e Rafael pela disponibilização à visita a Salzedas e ajudarem em diversas matérias durante a inspeção da Ponte.

Aos meus colegas Luís e Daniel, pelo apoio e ensinamentos prestados nomeadamente no Word.



# ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL .....	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvii
ÍNDICE DE QUADROS.....	xxi
ABREVIATURAS E SIGLAS .....	xxii
1. Introdução.....	1
1.1 Objetivos .....	1
1.2 Estrutura .....	2
2. Pontes em arco de alvenaria de pedra .....	3
2.1 Breve referência histórica acerca das pontes em arco de alvenaria de pedra em Portugal .....	3
2.2 Elementos constituintes das pontes em arco de alvenaria de pedra.....	5
2.2.1 Tabuleiro .....	7
2.2.2 Enchimento.....	7
2.2.3 Muros de tímpano .....	8
2.2.4 Arcos.....	9
2.2.5 Pilares e encontros .....	10
2.2.6 Talha-mar e talhante .....	10
2.2.7 Fundações.....	11
2.2.8 Guarda-corpos .....	12
2.3 Materiais utilizados na construção de pontes de alvenaria .....	12
2.4 Características das pontes em função do período de construção.....	13
2.4.1 Idade Antiga .....	13
2.4.2 Idade Média.....	14

2.4.3	Idade Moderna.....	15
3.	Ponte Românica de Salzedas .....	17
3.1	Descrição da Ponte Românica de Salzedas .....	17
3.2	Inspeção visual da ponte românica de Salzedas .....	19
3.3	Métodos de análise de pontes em arco de alvenaria .....	20
3.3.1	Método da análise limite .....	20
3.3.2	Método dos elementos finitos.....	20
3.3.3	Método dos elementos discretos.....	21
4.	Método dos elementos discretos .....	23
4.1	O programa LFE-MEDM.....	26
4.1.1	INPUT para o programa LFE-MEDM.....	28
4.2	Validação do LFE-MEDM.....	31
4.3	Elementos discretos rígidos poligonais e circulares .....	32
4.4	Condições de apoio dos elementos discretos .....	32
4.5	Arredondamento dos vértices .....	33
4.6	Tolerâncias de sobreposição e de separação .....	33
4.7	Deteção e atualização de contactos.....	33
4.8	Modelos constitutivos .....	34
5.	Aspetos numéricos do método dos elementos discretos .....	35
5.1	Amortecimento .....	36
5.2	Formulações em termos de resultante de forças e tensões - Comprimento de influência .....	37
5.3	Rigidez normal e tangencial dos contactos pontuais .....	37
5.4	Análise de sensibilidade .....	39
5.4.1	Características geométricas e mecânicas dos materiais .....	39
5.4.2	Modelo1 – Análise de sensibilidade .....	40
5.4.3	Análise dos resultados do estudo de sensibilidade .....	41

5.4.4	Conclusões .....	52
6.	Avaliação da capacidade de carga da Ponte Românica de Salzedas.....	55
6.1	Modelo 2 e 3 - Arco principal com o material de enchimento.....	56
6.2	Modelo 4 – Arco com a parede tímpano.....	59
6.3	Carga de colapso 3D .....	61
6.4	Considerações finais .....	62
7.	Conclusões.....	63
7.1	Considerações Finais .....	63
7.2	Desenvolvimentos Futuros.....	64
	Referências .....	65
	Apêndice I .....	71
	Apêndice II.....	89



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1: Ponte Romana de Vila Formosa, alçado: (a) jusante; (b) montante. Extraídas de (Costa P., 2007) .....	4
Figura 2-2: (a) Ponte medieval da Lagoncinha (séc. XII), (b) Aqueduto das Águas Livres Lisboa (séc. XVIII). Extraídas de (As pontes da minha vida).....	5
Figura 2-3: Esquema de uma ponte em arco de alvenaria de pedra: (à esquerda) alçado da ponte de Mondim da Beira; (à direita) corte transversal AA (retirada de Morais, 2012).....	6
Figura 2-4: Arco de alvenaria e seus elementos .....	6
Figura 2-5: Tabuleiro de uma ponte: (a) com material betuminoso; (b) com lajetas de pedra dispostas planamente. Extraídas de (As pontes da minha vida) .....	7
Figura 2-6: Exemplo de enchimento com: (a) Tout-Venant. Extraída de (Costa, P., 2007); (b) Solo-cimento. Extraída de (Rota do Românico).....	8
Figura 2-7: Configuração da degradação das forças em função da altura do material de enchimento disponível. Extraída de (Costa, C., 2009) .....	8
Figura 2-8: Ponte: (a) sobre o rio Lima. Extraída de (As pontes da minha vida); (b) da Ribeira; (c) da praia do almoxarife. Extraídas de (Inventário) .....	9
Figura 2-9: Sistema estrutural de arcos. Extraído de (Nunes, 2009) .....	9
Figura 2-10: Cimbramento da ponte: (a) Duarte Pacheco. Extraída de (Rodrigues, 2011); (b) de Vila Fria. Extraída de (Arêde, 2005).....	10
Figura 2-11: Talha-mar triangular da ponte de: (a) Mogadouro. (extraída de Igogo); (b) Amarante. (extraída de Informática). (c) Talhante retangular da ponte de Amares. (extraída de Município Amares) .....	11
Figura 2-12: Funcionamento do talha-mar e talhante .....	11
Figura 2-13: Tipos de aparelhamento: (a) Irregular com junta preenchida; (b) Irregular com junta seca; (c) Regular com junta preenchida; (d) Regular com junta seca. Adaptado de (Serra, 2013) .....	12
Figura 2-14: Ponte romana de: (a) Chaves; (b) Córdoba; (c) Alter do Chão. Extraídas de (Wikipedia).....	14
Figura 2-15: Ponte medieval de: (a): Ponte da Barca; (b) Ponte de Lima; (c) Vilar de Viando. Extraídas de (Pontes da minha vida).....	14
Figura 2-16: Ponte de Coalbrookdale. Extraída de (Wikipedia) .....	15

Figura 3-1: Ponte de Salzedas na rua dos moinhos – Tarouca – Portugal .....	18
Figura 3-2: Esquema da ponte de Salzedas .....	18
Figura 3-3: Ponte de Salzedas: (a) vista aérea; (b) planta .....	19
Figura 3-4: Elementos finitos descontínuos: (a) alvenaria; (b) modelo detalhado da micro-modelação (junta finita); (c) modelo simplificado da micro-modelação (junta nula). Extraído de (Rouxinol 2007) .....	21
Figura 3-5: Elementos discretos poligonais e circulares. Extraído de (Rouxinol, 2007).....	22
Figura 4-1: Exemplo de EDC a simular o enchimento da ponte e EDP a simular a restante estrutura. ....	24
Figura 4-2: Exemplo de EDP a simular a parede tímpano e a restante estrutura. ....	24
Figura 4-3: Fluxograma do método dos elementos discretos. Extraído de (Rouxinol, 2007)..	25
Figura 4-4: (a) Programa LFE-MEDM; (b) Exemplo de um ficheiro de entrada de dados.....	26
Figura 4-5: Forças de contacto nos elementos A e B - sobreposições propositadamente exageradas com C e D, respetivamente. Extraída de (Rouxinol, 2007).....	28
Figura 4-6: Geração automática de componentes estruturais, arco: (a) circular; (b) semicircular; (c) segmentado. Extraído de (Rouxinol, 2007) .....	28
Figura 4-7: Exemplo de geometria de uma ponte para importação de um ficheiro dxf no LFE-MEDM .....	29
Figura 4-8: Exemplo de resultados da distribuição de tensões na malha deformada de uma ponte obtidos com a rotina gráfica do LFE-MEDM.....	29
Figura 4-9: Exemplo de ficheiro xlsx do Microsoft Office para ser lido pela macro DVB do AutoCAD .....	30
Figura 4-10: Exemplo de um ficheiro output do programa LFE-MEDM – Dados gerais.....	30
Figura 4-11: Exemplo de um ficheiro output do programa LFE-MEDM – Carga/Deslocamentos.....	31
Figura 4-12: Restrições de movimento: (a) nenhuma; (b) horizontal; (c) vertical; (d) rotação e (e) todos. Adaptado de (Rouxinol, 2007).....	32
Figura 5-1: Interação mecânica entre elementos discretos em contacto e sua representação esquemática. Extraída de (Rouxinol, 2007) .....	37
Figura 5-2: Posições da carga concentrada consideradas na análise: QV, elemento 16; TV, elemento 18; MV, elemento 23; DTV, elemento 27; TQV, elemento 30.....	39
Figura 5-3: Exemplo de notação para identificação dos diversos modelos .....	41

Figura 5-4: Relação deslocamento/força do modelo 1 com a carga aplicada a um quarto de vão do apoio esquerdo.....	44
Figura 5-5: Deformadas em duas quaisquer fases distintas do colapso – Modelo Q10FGA9.	44
Figura 5-6: Relação deslocamento/força do modelo 1 com a carga aplicada a um terço de vão do apoio esquerdo .....	46
Figura 5-7: Deformadas em duas quaisquer fases distintas do colapso – Modelo T10FGA9 .	46
Figura 5-8: Relação deslocamento/força do modelo 1 com a carga aplicada a meio vão do apoio esquerdo .....	48
Figura 5-9: Deformadas em duas quaisquer fases distintas do colapso - Modelo M10FGA9.	48
Figura 5-10: Relação deslocamento/força do modelo 1 com a carga aplicada a dois terços de vão do apoio esquerdo.....	50
Figura 5-11: Deformadas em duas quaisquer fases distintas do colapso - Modelo DT10FGA9. ....	50
Figura 5-12: Relação deslocamento/força do modelo 1 com a carga aplicada a três quartos de vão do apoio esquerdo.....	52
Figura 5-13: Deformadas em duas quaisquer fases distintas do colapso - Modelo TQ10FGA9. ....	52
Figura 6-1: Relação deslocamento / força do modelo: (a) 2 e (b) 3 .....	56
Figura 6-2: Mecanismos de colapso para o modelo: (a) 2 com carga a dois terços de vão do apoio esquerdo; (b) 3 com carga a três quartos de vão do apoio esquerdo .....	57
Figura 6-3: Peso próprio equivalente ao do material de enchimento da ponte .....	58
Figura 6-4: Posição de carga para o modelo 3 .....	58
Figura 6-5: Relação deslocamento/carga para o modelo 4 .....	60
Figura 6-6: Mecanismo de colapso para o modelo 4 – Carga a dois terços de vão.....	61



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 5-1: Valores de rigidez de contacto de diversos autores .....	38
Quadro 5-2: Combinação de variáveis para carga a QV .....	43
Quadro 5-3: Combinação de variáveis para carga a TV .....	45
Quadro 5-4: Combinação de variáveis para carga a MV .....	47
Quadro 5-5: Combinação de variáveis para carga a DTV .....	49
Quadro 5-6: Combinação de variáveis para carga a TQV .....	51
Quadro 5-7: Valores limites dos resultados dos 360 modelos .....	54
Quadro 6-1: Carga máxima e respetivo deslocamento para o modelo: (a) 2 e (b) 3 .....	57
Quadro 6-2: Resultados dos modelos 2 e 3 .....	59
Quadro 6-3: Carga máxima e respetivo deslocamento do modelo 4 .....	61
Quadro 6-4: Estimativa para a carga de colapso 3D .....	61

## ABREVIATURAS E SIGLAS

IPV	Instituto Politécnico de Viseu
ESTGV	Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu
a.C.	Antes de Cristo
PAAP	Pontes em arco de alvenaria de pedra
ED	Elemento discreto
EDP	Elemento discreto poligonal
EDC	Elemento discreto circular
MED	Método dos elementos discretos
LFE-MEDM	<u>L</u> aboratório Nacional de Engenharia Civil <u>F</u> aculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra <u>E</u> scola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu – <u>M</u> étodo dos <u>E</u> lementos <u>D</u> iscretos <u>M</u> istos

# 1. Introdução

O desenvolvimento da tecnologia de construção em arco de alvenaria de pedra surge entre 10.000 – 8.000 a.C. e foi descoberta pelos povos da antiguidade oriental tendo grande expressão na Grécia Antiga. No caso das pontes trata-se de uma construção que demorava anos a construir e que exigia muita mão-de-obra. Todavia, com a evolução da ciência e com a descoberta de novos materiais os prazos de construção reduziram-se e vãos maiores foram construídos. Nos dias de hoje representam obras de arte de beleza inconfundível e muitas delas ainda garantem uma perfeita estabilidade pelo que continuam em pleno serviço ao tráfego rodoviário e ferroviário. Estes factos fazem com que recaia sobre os engenheiros a responsabilidade da sua reabilitação e conservação. O estudo destas estruturas é muito importante para se ter uma noção aproximada da capacidade de carga e também de todas as patologias que a podem afetar.

Uma das ferramentas atuais bastante utilizada para a determinação da capacidade de carga de estruturas em alvenaria é o método dos elementos discretos desenvolvido por Cundall no início da década 70 do século passado. O método foi inicialmente direcionado para o estudo de maciços rochosos diaclasados, sendo posteriormente usado por diversos investigadores.

## 1.1 Objetivos

O presente estudo tem como principal objetivo avaliar a capacidade de carga da ponte românica de Salzedas, Tarouca. Para esta avaliação é utilizado o programa computacional LFE-MED

desenvolvido por Rouxinol (2007). Para se chegar ao valor da carga de colapso, um conjunto de opções de cálculo devem ser escolhidas. Entretanto algumas etapas antecedem estas opções nomeadamente, a caracterização da ponte, determinação de dimensões, criação de modelos através de gerações automáticas e do AutoCAD. Dois principais modelos foram considerados: arco principal com material de enchimento e arco principal com muro de tímpano. Para determinar a carga de colapso mínima 5 posições de carga foram consideradas.

### **1.2 Estrutura**

Para além deste capítulo introdutório, a presente dissertação possui mais seis capítulos. O capítulo 2 refere-se à história das pontes em arco de alvenaria de pedra em Portugal seguida de uma explicação detalhada de cada elemento constituinte e materiais utilizados neste tipo de construção. São também descritos os diferentes tipos de ponte consoante as três principais Idades da história. No capítulo 3 é feita uma descrição da Ponte Românica de Salzedas, onde são indicadas as principais informações. São também descritos os pontos fundamentais da ficha de inspeção realizada e no final são apresentadas algumas metodologias de análise numérica normalmente utilizadas neste tipo de estruturas. No capítulo 4 é feita uma explicação detalhada sobre o método dos elementos discretos e é também explicado o programa computacional LFE-MEDM. No capítulo 5 são explicados alguns dos parâmetros numéricos fundamentais do programa LFE-MEDM e é feito um estudo prático onde se avalia a influência deles. No capítulo 6 é feito o estudo de um caso prático: avaliar a capacidade de carga da Ponte Românica de Salzedas através do programa computacional LFE-MEDM. Para tal é recolhida toda a informação necessária sobre a ponte para posteriormente se fazer uma simulação de carga visando dois modelos distintos. Para concluir este trabalho desenvolvido, são apresentadas no capítulo 7 as conclusões gerais sobre o estudo elaborado em cada capítulo. No final do documento encontram-se ainda dois Apêndices: (1) a ficha de inspeção visual preenchida; e (2) adenda de resultados ao capítulo 5 da análise de sensibilidade.

## **2. Pontes em arco de alvenaria de pedra**

Não fazendo parte dos programas curriculares das unidades curriculares do curso as estruturas de ponte em arco de alvenaria de pedra apresenta-se neste capítulo um resumo das matérias mais relevantes para a sua compreensão, especialmente: (1) uma breve referência histórica acerca das pontes em arco de alvenaria de pedra em Portugal, apenas para enquadrar o problema a nível nacional; (2) os elementos constituintes das pontes em arco de alvenaria de pedra (elementos estruturais principais e secundários e não estruturais), para compreender a notação ou o nome dos diversos elementos das pontes e entender o seu funcionamento; (3) os materiais utilizados na construção de pontes em arco de alvenaria para pormenorizar ainda mais a secção anterior, por fim (4) as características das pontes em função da época de construção cujo entendimento fica facilitado depois de conhecer a respetiva notação.

### **2.1 Breve referência histórica acerca das pontes em arco de alvenaria de pedra em Portugal**

Para se ter uma noção da evolução e da grandeza das pontes em arco de alvenaria de pedra é necessário recuar até à Idade ou Época Antiga, mais especificamente à civilização romana do período antes de Cristo. Entretanto sabe-se que, desde que o homem habita o mundo, a determinação em vencer obstáculos físicos, nomeadamente, rios é grande. Assim, as primeiras

pontes terão surgido e os materiais utilizados foram sem dúvida os materiais existentes o mais próximo possível da construção, designadamente, a madeira e a pedra (Costa, P., 2007). Por exemplo, em Portugal enquanto a civilização romana ocupou o nosso território várias construções foram sendo feitas. Um dos grandes feitos da civilização romana foi precisamente a sua rede viária. Porém, para a sua concretização diversas pontes de alvenaria de pedra tiveram que ser construídas. Atendendo ao tipo de construção (estrutura em arco para levar as cargas aos encontros através de tensões de compressão) e ao tipo de material utilizado (unidades de alvenaria de pedra cuja resistência à compressão é elevada) o período de vida das pontes é muito alto. Poderá mesmo dizer-se que os benefícios excedem largamente os custos comparativamente com as pontes atuais que exigem um plano de manutenção e conservação rigoroso e muito dispendioso.

Olhando para o nosso património arquitetónico a Ponte Romana de Vila Formosa sobre a Ribeira de Seda é um dos exemplos notáveis da construção da civilização romana, ver Figura 2-1 e Figura 2-2.



Figura 2-1: Ponte Romana de Vila Formosa, alçado: (a) jusante; (b) montante. Extraídas de (Costa P., 2007)

A Ponte Romana de Vila Formosa data dos finais do séc. I e inícios do séc. II d. C. e é toda ela em granito. O seu tabuleiro de perfil horizontal apoia em seis arcos de volta perfeita e iguais entre si. Nos intervalos dos arcos sobre os pilares existem olhais em arco de volta perfeita cuja função é descarregar a água aquando de um caudal de cheia (Ribeiro, 1998). A rigorosa horizontalidade do tabuleiro e a utilização de arcos de volta perfeita são elementos característicos das pontes romanas.

Seguem-se mais alguns exemplos destas obras em Portugal (ver Figura 2-2).



(a)

(b)

Figura 2-2: (a) Ponte medieval da Lagoncinha (séc. XII), (b) Aqueduto das Águas Livres Lisboa (séc. XVIII). Extraídas de (As pontes da minha vida)

Geralmente as pontes em arco de alvenaria de pedra integram-se bem na paisagem devido à utilização de materiais naturais para a sua construção. O tipo de ponte adotado dependia dos materiais existentes no local, das condições topográficas locais, dos custos associados e dos conhecimentos de quem as desenhava e construía (Costa V., 2009).

Com o passar do tempo este tipo de construção caiu em desuso devido à limitação do vão. Porém, dada a importância em preservar o património arquitetónico para manter viva a história compete ao homem estudá-las.

Ao longo da sua vida as pontes ficam sujeitas a determinadas alterações, nomeadamente, uso mais intensificado (aumento do tráfego rodoviário ou ferroviário), aumento dos níveis de exposição e efeitos de agentes agressivos, pelo que é fundamental conhecer o comportamento estrutural das construções e os danos que podem sofrer (Oliveira, Lourenço e Roca, 2003), (Costa, C., 2009) e (Proske e Gelder, 2009).

## 2.2 Elementos constituintes das pontes em arco de alvenaria de pedra

A constituição das pontes em arco de alvenaria passa por elementos estruturais e não estruturais. Segundo Costa, C. (2009) os elementos estruturais dividem-se em: elementos estruturais principais (corpo principal da estrutura); e elementos estruturais secundários, ver Figura 2-3.

## 2 – Pontes em arco de alvenaria de pedra

Os elementos estruturais principais são constituídos pelas: (a) fundações; (b) pilares ou pegões; (c) encontros, (d) arcos; e (e) muros de tímpano ou paredes de tímpano.

Os elementos estruturais secundários são: (a) os talha-mares; e (b) talhantes.

Os elementos não estruturais são: (a) o tabuleiro ou pavimento; e (b) as guardas laterais ou guarda corpos.

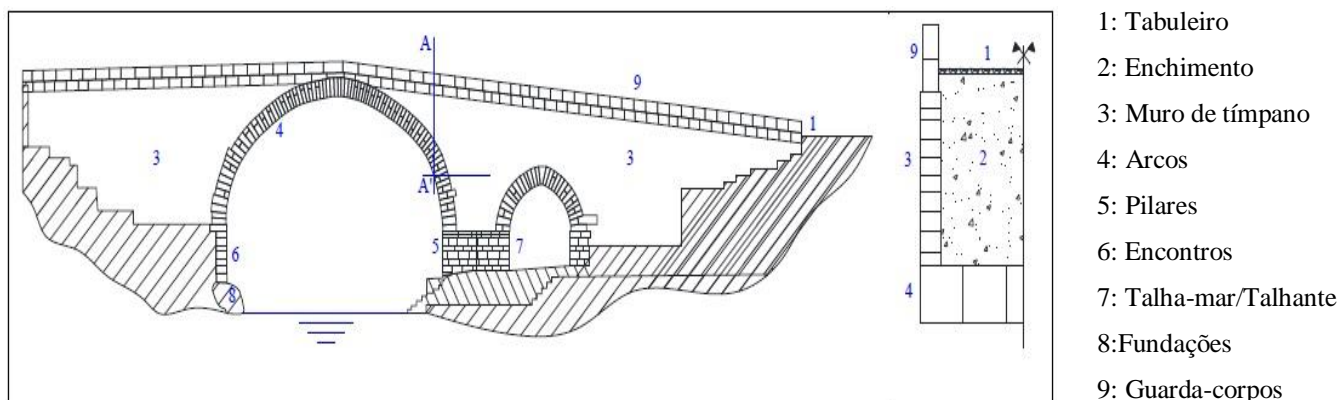


Figura 2-3: Esquema de uma ponte em arco de alvenaria de pedra: (à esquerda) alçado da ponte de Mondim da Beira; (à direita) corte transversal AA (retirada de Morais, 2012)

Na Figura 2-4 é ilustrado um arco de volta perfeita e indica-se alguma da notação aqui utilizada.

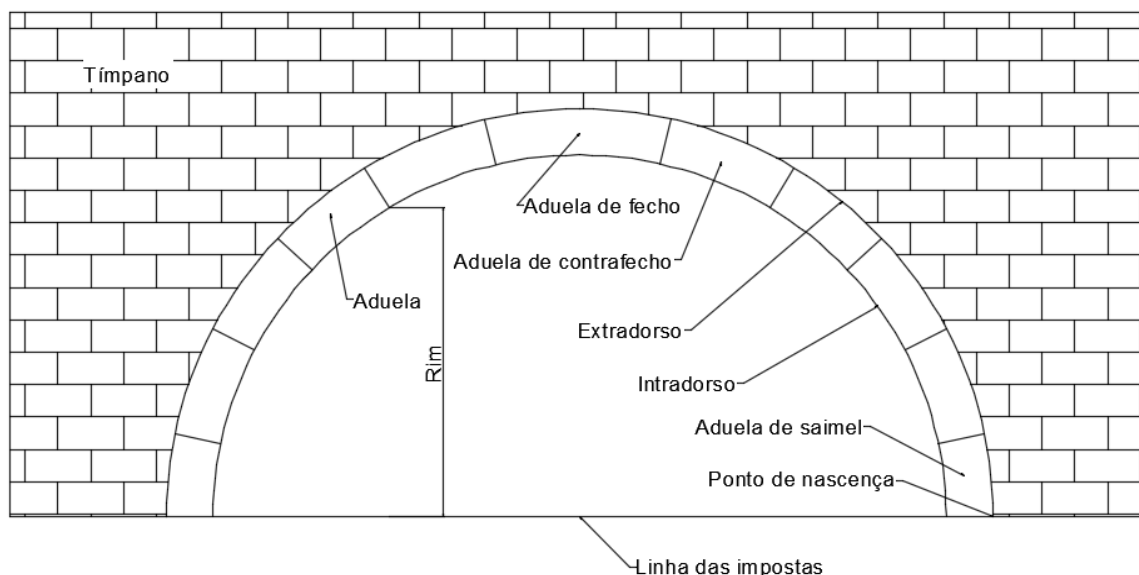


Figura 2-4: Arco de alvenaria e seus elementos

Nas próximas subsecções são descritos detalhadamente cada um daqueles elementos pela ordem da numeração do elemento.

### 2.2.1 Tabuleiro

O tabuleiro de uma ponte é o elemento que recebe a circulação rodoviária, ferroviária ou pedonal. O tabuleiro na sua configuração original é constituído por lajetas de pedra dispostas planamente. Além da sua principal função de travessia também é responsável pela distribuição das cargas de circulação para o enchimento. O atrito resultante do contacto entre a superfície do tabuleiro e a superfície das rodas dos veículos rodoviários provoca a sua degradação influenciando assim o comportamento estrutural da ponte. A Figura 2-5 ilustra dois tabuleiros distintos: um com as unidades de alvenaria cobertas com material betuminoso e outro na sua forma original.



Figura 2-5: Tabuleiro de uma ponte: (a) com material betuminoso; (b) com lajetas de pedra dispostas planamente. Extraídas de (As pontes da minha vida)

### 2.2.2 Enchimento

O material de enchimento é o material situado entre os dois muros de tímpano, o extradorso do arco e a superfície inferior do tabuleiro ou situado entre as quatro paredes dos pilares da ponte. Normalmente o material de enchimento é um agregado britado de granulometria muito extensa ou um tout-venant, i.e., um material não selecionado, ver Figura 2-6 (Situação de nova construção e de reabilitação). Este elemento tem por objetivo transmitir as cargas de circulação do tabuleiro para o arco e o(s) muro(s) de tímpano.

As forças aplicadas no tabuleiro assumem diferentes degradações consoante a profundidade do material de enchimento disponível. Por exemplo, a Figura 2-7 mostra de uma forma simplificada esse comportamento.



Figura 2-6: Exemplo de enchimento com: (a) Tout-Venant. Extraída de (Costa, P., 2007); (b) Solo-cimento. Extraída de (Rota do Românico)

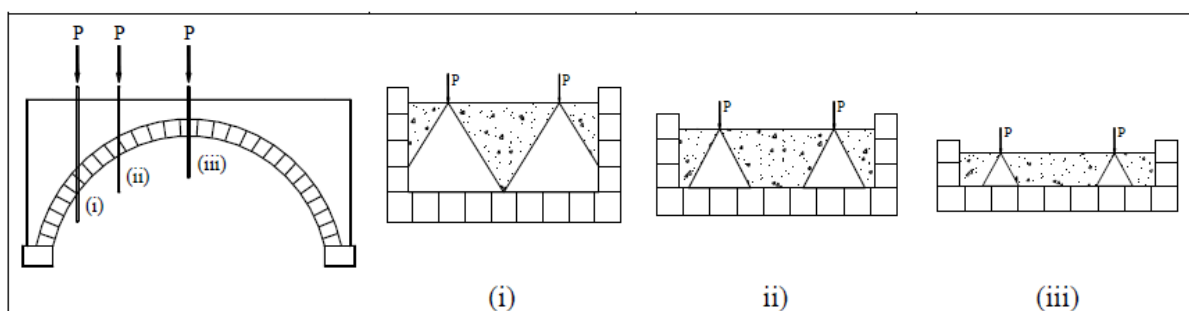


Figura 2-7: Configuração da degradação das forças em função da altura do material de enchimento disponível. Extraída de (Costa, C., 2009)

### 2.2.3 Muros de tímpano

Os muros de tímpano são as paredes exteriores verticais apoiadas sobre o extradorso do arco entre as quais fica contido o material de enchimento. A sua função é resistir aos impulsos transmitidos pelo material de enchimento. Os muros de tímpano têm uma rigidez muito elevada no plano longitudinal e eventualmente apresentam secção variável para o lado interior, i.e., dimensão maior na zona da fundação.

Na direção longitudinal os muros de tímpano contribuem para a estabilização dos arcos impedindo a formação de um modo de rotura, simétrico ou assimétrico, apresentando 4 rótulas plásticas (juntas abertas - centro de pressões fora do núcleo central). Na direção transversal os muros de tímpano recebem os impulsos transmitidos pelo material de enchimento, como referido anteriormente. Por

sua vez, a resultante do impulso é transmitida aos arcos. A contribuição dos muros de tímpano para a estabilidade dos arcos é muito condicionada pela forma como assentam na superfície do extradorso do arco. Na Figura 2-8 são ilustrados alguns exemplos de muros de tímpano.



Figura 2-8: Ponte: (a) sobre o rio Lima. Extraída de (As pontes da minha vida); (b) da Ribeira; (c) da praia do almoxarife. Extraídas de (Inventário)

### 2.2.4 Arcos

Os arcos têm como principal função resistir às cargas de circulação e os pesos próprios do tabuleiro, do material de enchimento, dos guarda-corpos e dos muros de tímpano aos pilares ou às fundações. Os arcos são constituídos por unidades de alvenaria designadas de aduelas, geralmente cuneiforme, que encaixam perfeitamente entre si formando o arco.

A Figura 2-9 ilustra vários tipos de arco e a respetiva notação.

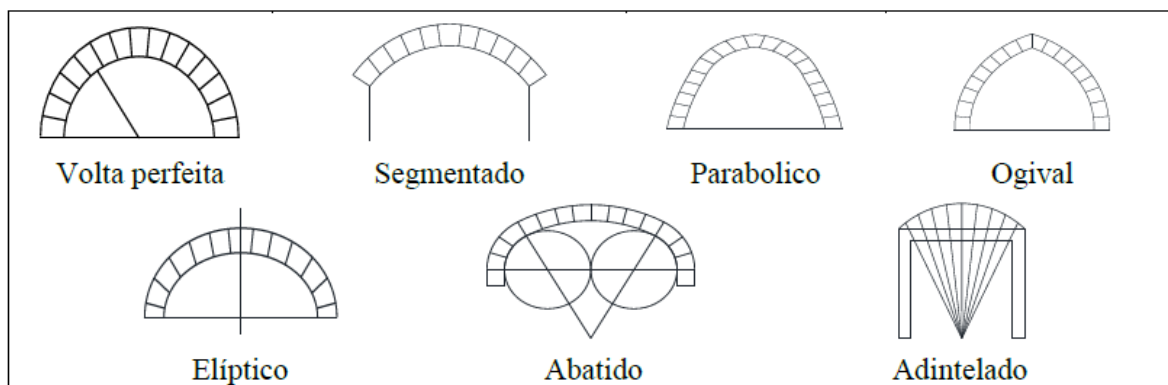


Figura 2-9: Sistema estrutural de arcos. Extraído de (Nunes, 2009)

Para construir o arco é necessário conceber uma estrutura de suporte provisória (cimbre) usualmente em madeira com a forma do arco a construir. A estrutura de suporte provisória normalmente é apoiada nas reentrâncias propositadamente concebidas no intradorso do arco ao nível das impostas. A Figura 2-10 mostra dois exemplos de cimbramentos.

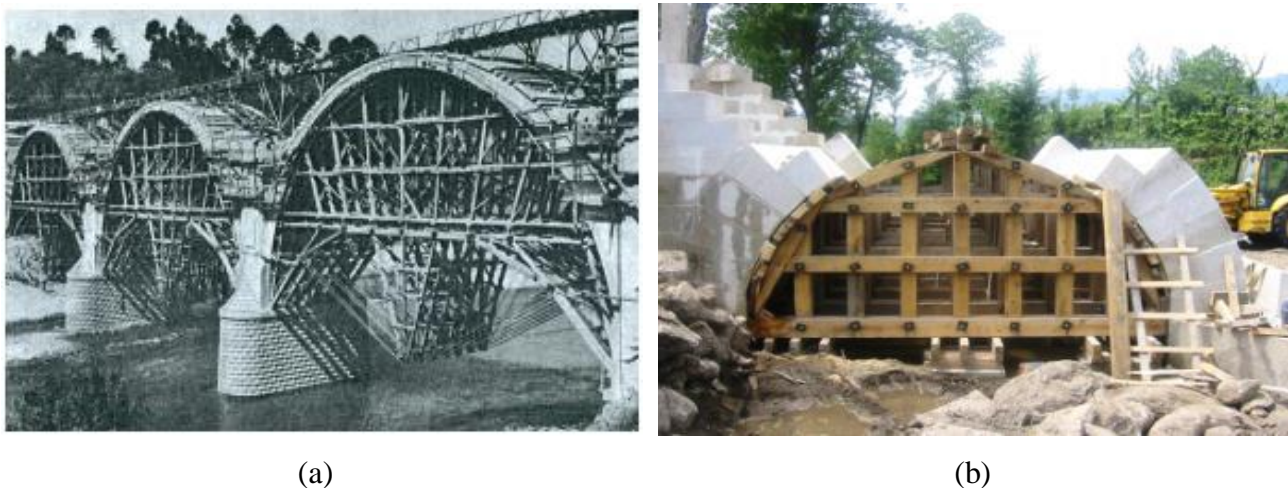


Figura 2-10: Cimbramento da ponte: (a) Duarte Pacheco. Extraída de (Rodrigues, 2011); (b) de Vila Fria. Extraída de (Arêde, 2005)

### 2.2.5 Pilares e encontros

Os pilares têm como principal função transmitir a totalidade das forças referidas anteriormente para as fundações e ainda resistir ao vento, sismo, força das correntes de água e ainda impactos de objetos arrastados pela corrente. Para resistir às correntes de água (evitar a degradação ou descolamento de unidades de alvenaria do pilar) é construído a montante do pilar um elemento contíguo, mais baixo, de forma triangular para atenuar ou quebrar a força da corrente de água denominado de talha-mar. Para evitar a erosão precoce do pilar devido ao turbilhonamento (quebra do escoamento laminar) é construído a jusante do pilar, um elemento contíguo, mais baixo, de forma retangular ou outra denominada de talhante.

### 2.2.6 Talha-mar e talhante

O talha-mar e o talhante são elementos construídos numa fase posterior à dos pilares e têm como função principal atenuar os efeitos das correntes da água como anteriormente referido na subsecção 2.2.5. Em geral, o talha-mar apresenta forma triangular a montante da ponte e o talhante apresenta uma forma arredondada ou retangular a jusante. O talha-mar tem um efeito “cortante” da água o que

faz com que a corrente da água tenha um impacto menor na zona do pilar; e o talhante impede que se criem sucções elevadas na outra face jusante do pilar devido aos vórtices. Na Figura 2-11 são ilustrados alguns destes elementos.



Figura 2-11: Talha-mar triangular da ponte de: (a) Mogadouro. (extraída de Igogo); (b) Amarante. (extraída de Informática). (c) Talhante retangular da ponte de Amares. (extraída de Município Amares)

Na Figura 2-12 é ilustrado um esquema que explica de forma simples o funcionamento destes elementos de grande importância.

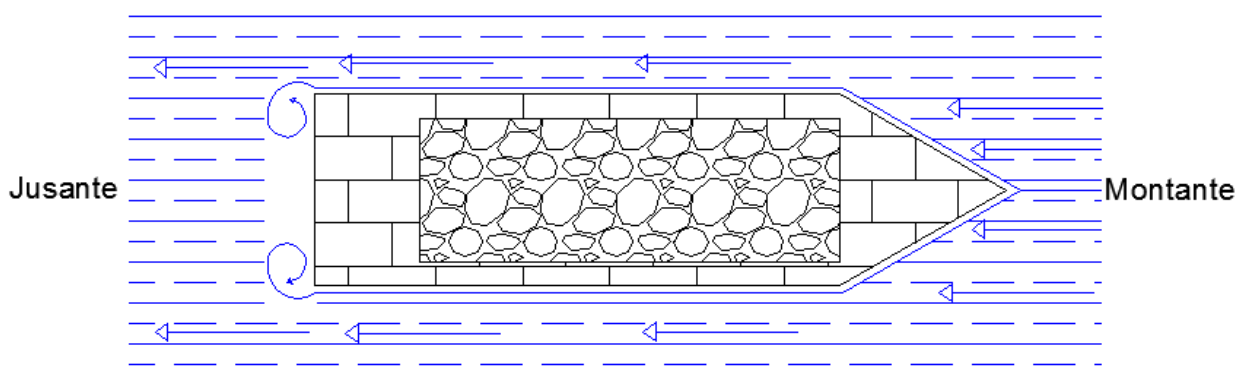


Figura 2-12: Funcionamento do talha-mar e talhante

## 2.2.7 Fundações

As fundações têm como principal função mobilizar todas as forças da ponte. As fundações podem ser construídas diretamente sobre o maciço rochoso ou indiretamente através de poços. A sua estabilidade é largamente condicionada pelo efeito do escoamento ou corrente da água.

### 2.2.8 Guarda-corpos

Os guarda-corpos têm como principal função a segurança dos peões evitando quedas. Por norma os guarda-corpos são construídos como as mesmas unidades de alvenaria dos muros de tímpano, porém com o passar dos anos muitas das vezes são substituídos por guarda-corpos em metal.

## 2.3 Materiais utilizados na construção de pontes de alvenaria

A grande maioria das pontes de alvenaria contém apenas dois tipos de materiais: (1) as unidades de alvenaria com ou sem junta de argamassa; e (2) o material de enchimento. Estas unidades de alvenaria podem estar aparelhadas entre si de uma forma regular ou irregular sendo que a interface entre elas pode apresentar-se com ou sem preenchimento de argamassa, (ver Figura 2-13) dando origem assim a quatro tipos de aparelhamento. No caso dos arcos e pilares por norma é utilizado um aparelhamento regular (com ou sem junta de argamassa) pois estes são elementos estruturais de maior importância e estão submetidos a uma força de compressão muito elevada (Morais, 2012). Para os muros de tímpano o tipo de aparelhamento pode ser qualquer um.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2-13: Tipos de aparelhamento: (a) Irregular com junta preenchida; (b) Irregular com junta seca; (c) Regular com junta preenchida; (d) Regular com junta seca. Adaptado de (Serra, 2013)

## 2.4 Características das pontes em função do período de construção

As pontes em arco apresentam características diversas consoante a sua periodização clássica da história, designadamente, Idade Antiga (aqui com interesse apenas na parte final correspondente à civilização romana), Idade Média e Idade Moderna, (Morais, 2012).

### 2.4.1 Idade Antiga

Começando por aquele que talvez tenha sido o mais marcante do ponto de vista arquitetónico, o período romano, compreendido entre o séc. III a. C. e o séc. V d. C. possui determinadas características que são visualmente inconfundíveis:

- (1) As pontes são construídas de raiz;
- (2) Existe uma preocupação pela simetria nomeadamente com os arcos de volta perfeita. Já no final do período romano e para as pontes que apresentam mais do que um arco, o arco central eventualmente exibe uma flecha maior do que os restantes arcos da ponte;
- (3) O tabuleiro da ponte apresenta um perfil horizontal com os guarda-corpos construídos com unidades de alvenaria de pedra. As pontes de menor dimensão por vezes apresentam o tabuleiro em cavalete. A largura do tabuleiro geralmente não ultrapassa os 8 metros;
- (4) Os pilares geralmente têm espessuras na ordem de  $1/5$  a  $1/3$  do vão do arco adjacente;
- (5) Os talha-mares e os talhantes apresentam formas triangulares e circulares, respetivamente;
- (6) As juntas das unidades de alvenaria por norma são preenchidas;
- (7) As unidades de alvenaria podem ser ou não trabalhadas. As aduelas dos arcos geralmente possuem uma largura superior à espessura. As cavidades ou saliências no intradorso dos arcos, ao nível da linha das impostas, utilizadas para o apoio dos cimbres são bem visíveis.

Na Figura 2-14 são apresentados alguns exemplos de pontes romanas.



(a)

(b)

(c)

Figura 2-14: Ponte romana de: (a) Chaves; (b) Córdoba; (c) Alter do Chão. Extraídas de (Wikipedia)

## 2.4.2 Idade Média

Cronologicamente mais recentes, i.e., período compreendido entre o séc. V e o séc. XV d. C., as pontes do período medieval também possuem características que as diferenciam, nomeadamente:

- (1) As pontes correspondem maioritariamente à reconstrução de pontes em ruína pertencentes ao período romano;
- (2) Deixa de haver preocupação com a simetria e, tal como no período romano, o arco central apresenta um vão e uma flecha maiores do que os restantes. Os arcos por norma são de forma ogival podendo no entanto ser de volta perfeita ou abatidos;
- (3) O tabuleiro das pontes geralmente não é horizontal e os guarda-corpos são construídos com unidades de alvenaria de pedra ou com gradeamento metálico. Geralmente a largura do tabuleiro das pontes é inferior ao do das pontes romanas;
- (4) Os pilares das pontes são de secção similar aos das pontes romanas;
- (5) Os talha-mares apresentam forma triangular e os talhantes forma retangular e de grandes dimensões;
- (6) As juntas das unidades de alvenaria por norma não são preenchidas e as unidades de alvenaria não são trabalhadas ou regulares. As aduelas dos arcos geralmente possuem uma largura inferior à espessura.

A Figura 2-15 ilustra alguns exemplos.



(a)



(b)



(c)

Figura 2-15: Ponte medieval de: (a) Ponte da Barca; (b) Ponte de Lima; (c) Vilar de Viando. Extraídas de (Pontes da minha vida)

### 2.4.3 Idade Moderna

No final da Idade Moderna, período compreendido entre o séc. XV e o XVIII d. C. começaram a ser construídas as primeiras pontes com estrutura metálica em arco treliçado com elementos em ferro fundido sujeitos a tensões de compressão, diferindo em alguns pontos das pontes anteriormente abordadas:

- (1) As pontes são construídas de raiz;
- (2) Vãos significativamente maiores;
- (3) Tabuleiro horizontal com guarda-corpos em ferro fundido;
- (4) Pilares de menor espessura e mais altos, relativamente aos das épocas anteriormente referidas;
- (5) Os talha-mares e os talhantes apresentam dimensão inferior aos das épocas anteriormente referidas;
- (6) As juntas das unidades de alvenaria apresentam-se sempre preenchidas;
- (7) As unidades de alvenaria geralmente não são trabalhadas e podem apresentar ornamentos ou brasões. As aduelas dos arcos dos encontros possuem uma largura inferior à espessura.

Na Figura 2-16 ilustra um exemplo de uma ponte da época moderna. A partir do séc. XVIII (Idade Contemporânea) a construção de pontes em estruturas metálicas aumentou significativamente justificada pela sua rapidez de execução, introdução de elementos metálicos em aço e de cabos / tirantes em aço.



Figura 2-16: Ponte de Coalbrookdale. Extraída de (Wikipedia)



### **3. Ponte Românica de Salzedas**

Depois de estudar as pontes em arco de alvenaria, nomeadamente, os seus elementos constituintes, os seus materiais e as suas características em função da Época de construção apresenta-se neste capítulo a estrutura em análise, i.e., a Ponte Românica de Salzedas. Para tal é apresentada uma descrição da Ponte Românica de Salzedas baseada em uma ficha de inspeção visual, preenchida aquando da visita, que assinala os dados gerais, a ocorrência de intervenções e de alterações, a constituição, a geometria e os danos estruturais e não estruturais. A informação neste capítulo constituirá assim a base do estudo. Para o cálculo da carga de colapso um dos métodos de análise de estruturas tem de ser escolhido pelo que se optou por apresentar três métodos de análise clássicos.

#### **3.1 Descrição da Ponte Românica de Salzedas**

A ponte em estudo é uma ponte medieval românica. Possui dois arcos diferentes constituídos por aduelas de granito e juntas não preenchidas. O arco menor que se observa na Figura 3-1 tem a função de desviar a água para um moinho local e o arco maior exerce a função principal de vencer o maior vão e permitir a passagem de água do leito do rio. A sua fundação é um afloramento rochoso de granito. Na parte superior há uma estrada com guarda-corpos de segurança com uma altura de 0,5 metros e uma espessura de 0,3 metros. A forma dos dois arcos é similar à de arcos de volta perfeita. A altura é de aproximadamente 4,9 metros (cota mais baixa da ponte com a superfície superior das guardas) e a largura é de 4,6 metros constantes. O arco principal tem um vão de 9,0 metros e a sua altura máxima (meio vão) ou flecha é de 3,6 metros. Cada aduela do arco maior tem

uma espessura média de 0,75 metros. Relativamente ao arco menor tem um vão de 2,1 metros e uma altura máxima / flecha de 1 metro.

Cada aduela tem uma espessura de 0,6 metros. Note-se que a distância entre o extradorso do arco maior no cume e as guardas é inexistente. A largura do tabuleiro é de 3,90 metros. O comprimento é de 27,0 metros numa direção (onde existem os dois arcos) e de 10 metros numa outra direção que faz 30° com a anterior. A Figura 3-2 mostra um desenho com as principais dimensões da ponte.



Figura 3-1: Ponte de Salzedas na rua dos moinhos – Tarouca – Portugal

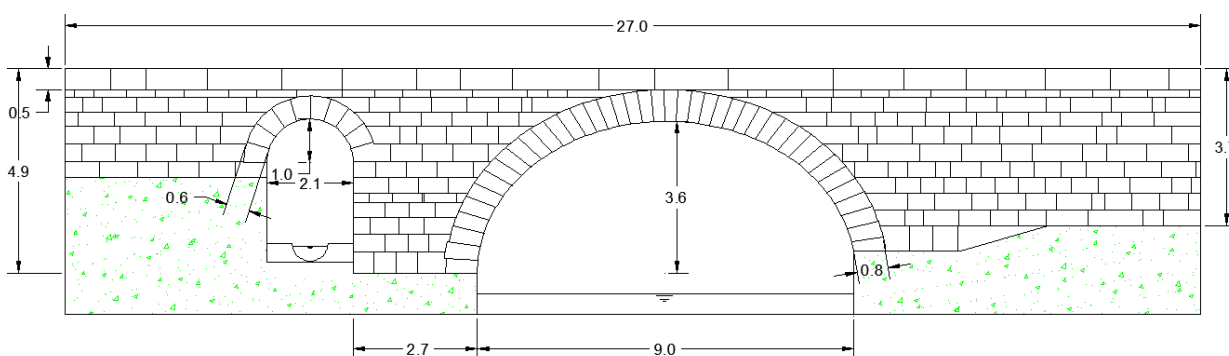


Figura 3-2: Esquema da ponte de Salzedas

A Figura 3-3 ilustra claramente as duas direções da ponte de Salzedas.



Figura 3-3: Ponte de Salzedas: (a) vista aérea; (b) planta

### 3.2 Inspeção visual da ponte românica de Salzedas

Como complemento à informação anteriormente discutida, foi preenchida uma ficha de inspeção visual da autoria de Morais (2012). A ficha de inspeção visual apresenta-se no Apêndice I preenchida. A estrutura da ficha, usada neste trabalho, consiste em duas partes principais.

Na primeira parte encontra-se a identificação e a caracterização geral da ponte onde se inserem vários aspetos sobre a ponte agrupados em sete pontos. No ponto (1) são indicados os dados gerais, designadamente a localização, esquemas, acesso entre outros dados importantes. No ponto (2) são indicadas as ocorrências de intervenções e de alterações. O ponto (3) refere-se à constituição onde se pode consultar todos os elementos constituintes da ponte em estudo. No ponto (4) é indicada a geometria onde são indicadas as dimensões mais importantes para a caracterização da ponte.

Na segunda parte da ficha é feito um registo de danos que se divide em danos estruturais (ponto 5), não estruturais (ponto 6) e observações (ponto 7). Assim, pretendeu-se com a utilização desta ficha que ficassem registados todos os danos que se observaram durante as visitas de inspeção. Para preencher a ficha de inspeção visual com o maior número possível de dados foram contactados os serviços administrativos da Câmara Municipal de Tarouca, na pessoa o Eng.º Paulo Pimenta (responsável pelo acompanhamento do mestrado na Câmara Municipal de Tarouca). Para a realização do levantamento topográfico e o desenho da ponte a Câmara disponibilizou dois técnicos, um de topografia e outro de desenho. Outros documentos foram solicitados para completar a informação na ficha mas tal não foi possível por inexistência dos mesmos.

### **3.3 Métodos de análise de pontes em arco de alvenaria**

Para se avaliar determinada estrutura é necessário estabelecer qual a ferramenta que mais se adequa ao caso específico. Com a evolução do conhecimento foram criadas metodologias que ajudam a conhecer melhor e de uma forma mais rápida o comportamento das estruturas. Desde métodos algébricos no caso de estruturas simples, a modelos físicos à escala realizados em laboratório e até aos métodos numéricos existe uma diversidade de regras e leis que permitem analisar determinados problemas estruturais. Determinando para um número finito de secções transversais (e.g. a junta) o centro de pressões da resultante das forças de compressão e unindo todos esses centros obtém-se a linha de impulso. A linha de impulso representa assim o caminho das forças até à imposta (unidade de alvenaria onde assenta a primeira aduela do arco – aduela de saimel). Centros de pressões no interior do núcleo central evidenciam junta completamente fechada e centros de pressões fora do núcleo central evidenciam junta aberta (presença de trações). Quando a linha de impulso é tangente ao extradorso ou intradorso diz-se que se formou uma rótula plástica. Seguidamente são alguns dos métodos mais relevantes, nomeadamente, o método da análise limite, o método dos elementos finitos e o método dos elementos discretos.

#### **3.3.1 Método da análise limite**

Com o requisito de determinados pressupostos e originalmente criado para estruturas em aço, o método da análise limite pode ser aplicado a estruturas de alvenaria (Heyman, 1966). Com a formação de rótulas entre as unidades de alvenaria é criado um fator de segurança que é definido pela razão entre a carga que faz colapsar a estrutura e a carga de serviço. Este método tem por base dois teoremas fundamentais, o teorema Seguro e o teorema da Unicidade. Relativamente ao teorema Seguro, se a linha de impulso, ver secção 2.2.4 para a sua definição, de um arco estiver em equilíbrio com todas as cargas atuantes e se se localizar no interior do arco por toda a sua extensão, então o arco é seguro. Quanto ao teorema da Unicidade, tal como o anterior mas acrescido de um número de rótulas suficientes para a formação de um mecanismo. Com apenas esta diferença do teorema anterior obtém-se um resultado oposto: o colapso é inevitável.

#### **3.3.2 Método dos elementos finitos**

Criado em 1953, o método dos elementos finitos foi desenvolvido para calcular as estruturas das asas dos aviões, tendo sido mais tarde estendido a outras áreas de investigação inclusivamente às estruturas de alvenaria.

No método dos elementos finitos a discretização das equações diferenciais que regem o problema é efetuada para um domínio finito que se designa de elemento finito. A assemblagem dos elementos, considerando as ações e as condições de fronteira, fornece um sistema de equações algébricas para o sistema estrutural. A resolução deste sistema fornece os deslocamentos nodais na estrutura, que são posteriormente utilizados para determinar o campo de tensões (Rouxinol, 2007).

O método utiliza modelos de elementos contínuos e descontínuos. Os modelos contínuos não distinguem a unidade de alvenaria da junta. Nos modelos descontínuos a junta é representada através da introdução de um elemento finito de junta. Resumidamente, os modelos descontínuos de elementos finitos “separam” a estrutura na zona da junta através da introdução de um elemento de junta de espessura finita ou nula para simular a interação entre as unidades de alvenaria (micro-modelação), ver Figura 3-4.

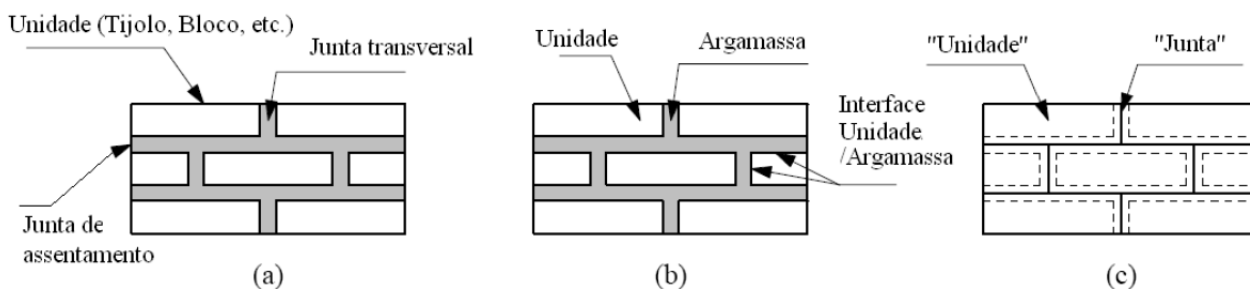


Figura 3-4: Elementos finitos descontínuos: (a) alvenaria; (b) modelo detalhado da micro-modelação (junta finita); (c) modelo simplificado da micro-modelação (junta nula). Extraído de (Rouxinol 2007)

### 3.3.3 Método dos elementos discretos

O método dos elementos discretos integra as equações de movimento dos elementos discretos no tempo e os deslocamentos são considerados através de uma atualização sequencial da posição desses elementos. Esta metodologia permite efetuar simulações estáticas e dinâmicas.

Segundo Cundall (1992) este é um método com a capacidade de reproduzir deslocamentos e rotações finitos de elementos discretos e reconhecer novos contactos enquanto os cálculos se processam. Aquando da formulação do método dos elementos discretos num qualquer programa

computacional existe a possibilidade de introduzir elementos discretos poligonais e circulares. Com esta característica é possível simular diferentes materiais e comportamentos estruturais. Por exemplo, no caso das pontes de alvenaria é possível simular o arco e os muros de tímpano através de elementos discretos poligonais e na mesma estrutura incluir também o material de enchimento através da introdução de elementos discretos circulares, ver Figura 3-5.

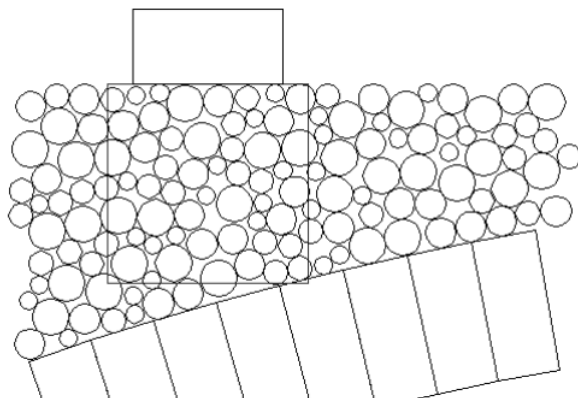


Figura 3-5: Elementos discretos poligonais e circulares. Extraído de (Rouxinol, 2007)

Dado que a estrutura em análise é de carácter descontínuo e o método dos elementos discretos permite simular razoavelmente bem estas discontinuidades optou-se pela sua escolha. Para entender melhor o seu funcionamento o próximo capítulo é dedicado exclusivamente ao método dos elementos discretos, i.e., são aprofundados alguns conceitos sobre os elementos discretos. Posteriormente é apresentado o trabalho prático desenvolvido.

## 4. Método dos elementos discretos

O método dos elementos discretos desenvolvido por Cundall em 1971 (Cundall, 1971a e 1971b) tinha como principal aplicação o estudo de maciços rochosos fraturados e contemplava elementos rígidos poligonais. Em termos gerais, o método consiste na análise da interação entre os elementos discretos através dos seus contactos – considerados pontuais – ao nível da junta, responsáveis pela deformabilidade do sistema uma vez que o elemento é rígido como referido anteriormente. Mais tarde em 1979 Cundall e Strack (Cundall e Strack, 1979) reescreveram o método dos elementos discretos mas agora com elementos discretos rígidos circulares fundamentalmente para estudar meios granulares. Novamente mais tarde no final da década de 80 do século passado estes dois métodos foram reescritos para possibilitar análises tridimensionais (Cundall, 1988). Entretanto o método generalizou-se a outros tipos de sistemas, e.g., a estruturas em alvenaria (Rouxinol, 2007).

Basicamente o método dos elementos discretos incorpora o método da relaxação dinâmica para obter uma solução quase-estática, i.e., é realizada uma análise dinâmica para se determinar a solução estática. A equação diferencial de movimento é então formulada (igualando as forças - amortecimento, elástica e exterior - à variação temporal da quantidade de movimento) e a sua solução é obtida utilizando o método das diferenças finitas centrais, i.e., as equações são integradas no tempo. No final e tratando-se de um tempo fictício ou numérico, a componente da resposta transiente não tem significado físico e a componente da resposta estacionária é a que representa a solução estática, ou quase-estática (o movimento é de tal maneira lento que se pode considerar infinitamente próximo do estado de equilíbrio).

O método dos elementos discretos geralmente ou utiliza elementos discretos poligonais (EDP) (Cundall, 1971) ou elementos circulares (EDC) (Cundall, 1979). A combinação os dois modelos foi proposta por Rouxinol (2007), materializada pelo programa computacional denominado LFE-MEDM e que é utilizado na dissertação. Para tal, foram definidos novos tipos de contatos e foram desenvolvidos subalgoritmos para proceder a deteção de novos contatos e para os atualizar ou remover. O subalgoritmo implementado para a deteção e atualização dos contactos segue o método proposto por Cundall (1988) e o método dos volumes (Williams, 1988). Aqui o propósito com este programa LFE-MEDM é simular o material de enchimento da ponte com os elementos discretos circulares e simular a restante estrutura (arcos, paredes de tímpano, pilares, etc.) com elementos poligonais, ver Figura 4-1 e Figura 4-2.

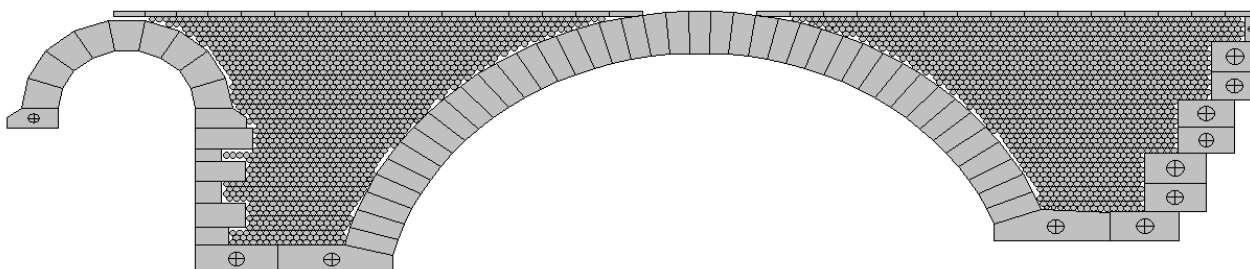


Figura 4-1: Exemplo de EDC a simular o enchimento da ponte e EDP a simular a restante estrutura.

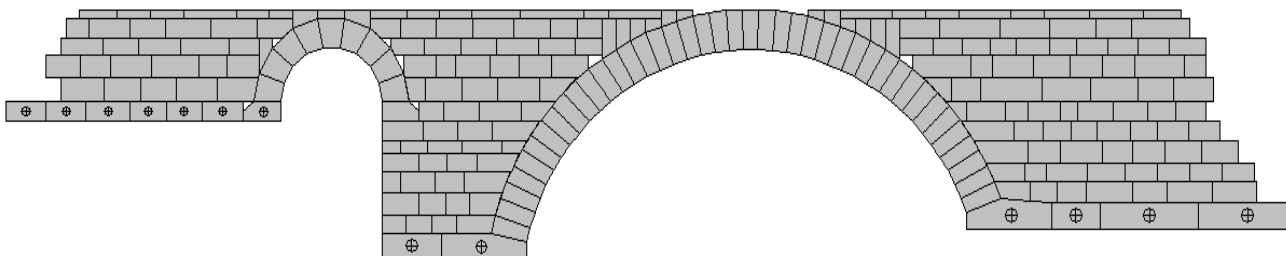


Figura 4-2: Exemplo de EDP a simular a parede tímpano e a restante estrutura.

Simplificadamente, o método dos elementos discretos consiste na aplicação iterativa e alternativa das equações de movimento resultantes da segunda lei de Newton para determinar o deslocamento do centro de massa de cada elemento discreto, e de uma relação força-deslocamento, constitutiva ao nível dos contatos que inclui tanto componentes normais como tangenciais, ver Figura 4-3.

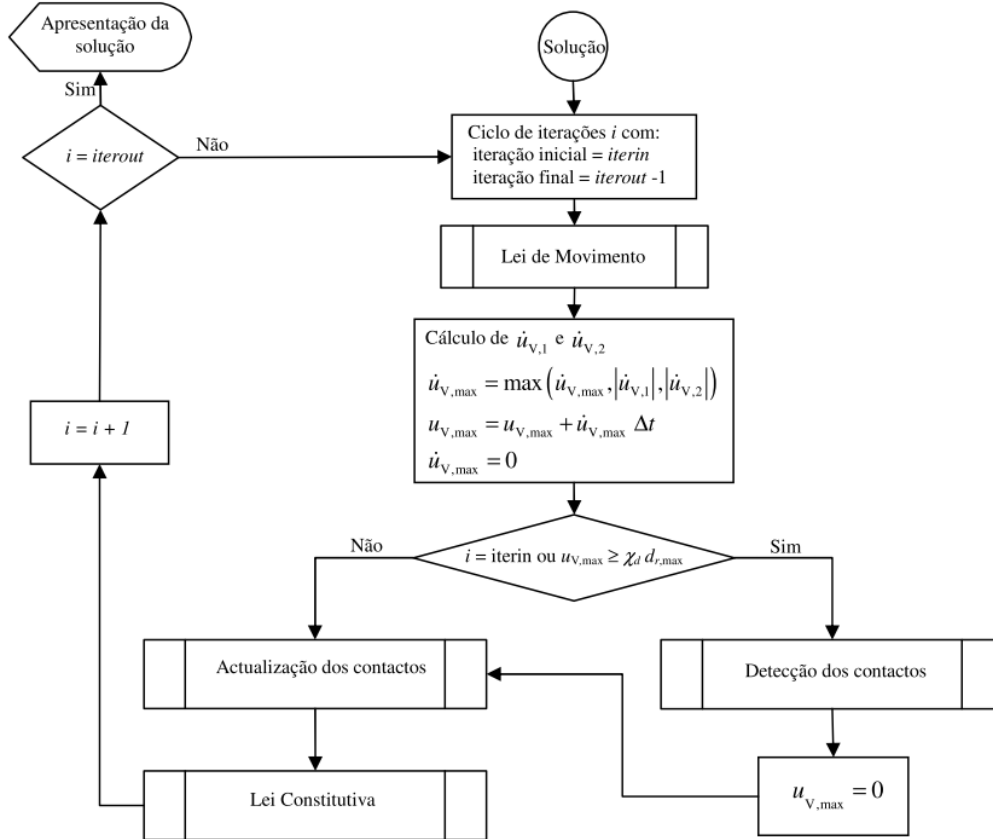


Figura 4-3: Fluxograma do método dos elementos discretos. Extraído de (Rouxinol, 2007)

Para fazer a análise estática tendo em conta o método da relaxação dinâmica é necessário introduzir um determinado tipo de amortecimento numérico para assim dissipar a energia cinética do sistema ao longo das iterações do método das diferenças finitas centrais.

Relativamente ao amortecimento numérico ele pode ser global, global adaptável ou local. Diz-se global quando é proporcional à velocidade e local quando proporcional às forças não equilibradas. Ainda no caso viscoso, quando é possível adaptar a intensidade do amortecimento durante o ciclo de iterações diz-se amortecimento global adaptável.

Como o método das diferenças finitas centrais é condicionalmente estável, i.e., a estabilidade da integração explícita das equações do movimento amortecido deve ser garantida. Para tal é necessário considerar um passo de tempo menor do que o passo de tempo crítico. O passo de tempo crítico é igual a duas vezes o inverso da frequência própria angular máxima do sistema (Rouxinol, 2007) e (Bathe, 1982).

O ciclo de iterações converge para um estado de equilíbrio ou de colapso num determinado número finito de iterações dependendo do erro máximo admissível pré-seleccionado. Normalmente o erro é a magnitude da força não equilibrada máxima do sistema.

A seguir são apresentadas algumas notas relativas ao método dos elementos discretos para melhor o entender, nomeadamente, e de uma forma muito incompleta, a forma de como funciona o programa LFE-MEDM, como foi realizada a sua validação, algumas alterações efetuadas para que o programa de elementos discretos inclua os dois tipos de elementos discretos (tipos de vértices), as condições de apoio dos elementos discretos, o arredondamento dos vértices, as tolerâncias de sobreposição e de separação, a deteção e atualização de contactos e os modelos constitutivos.

## 4.1 O programa LFE-MEDM

O LFE-MEDM consiste num ficheiro executável: *LFE-MEDM.exe*. Para o funcionamento deste programa é necessário o ficheiro executável e um ficheiro de entrada de dados, que será necessariamente um ficheiro de texto. Este ficheiro possui dados relativos à geometria, materiais, lei constitutiva, tipo de amortecimento, carregamento e outros, ver Figura 4-4.

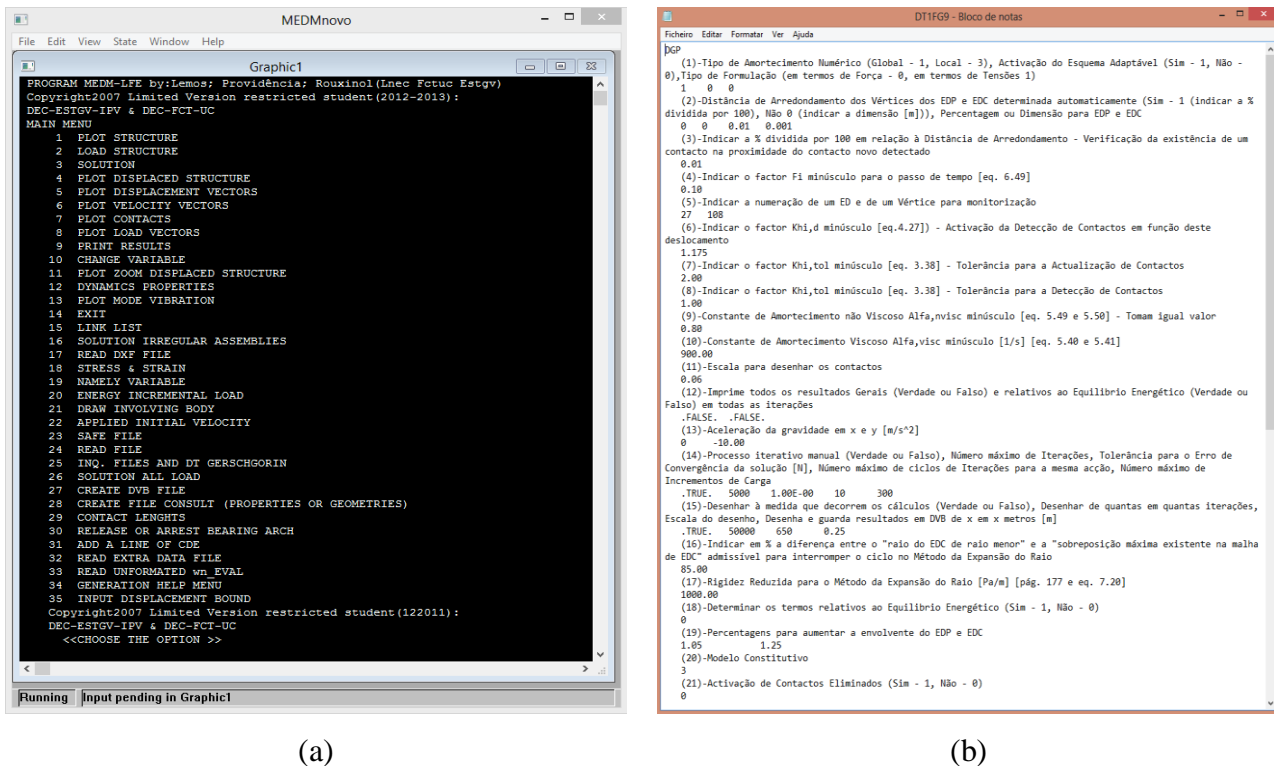


Figura 4-4: (a) Programa LFE-MEDM; (b) Exemplo de um ficheiro de entrada de dados

Tal como dito anteriormente, no ficheiro de entrada de dados edita-se toda a informação que se relaciona com a estrutura e que o LFE-MEDM irá ler. Muita informação é padronizada, i.e., poderá pontualmente ser alterada mas regra geral é fixa e outra informação diz respeito à geometria da estrutura e carregamento.

O programa computacional LFE MEDM inclui rotinas para resolver problemas de valores e vetores próprios do sistema de elementos discretos permitindo assim determinar o passo de tempo crítico enunciado anteriormente. Porém Para evitar a sua determinação, métodos aproximados ou expeditos usados em sistemas de um grau liberdade podem ser considerados para sistemas de vários graus de liberdade, nomeadamente, a fórmula simples de Morikawa (1993). A frequência própria angular máxima é igual ao produto entre uma constante e a raiz quadrada da relação entre o valor máximo da rigidez de contacto e o valor da massa mínimo do elemento discreto.

Basicamente um determinado ciclo de iterações consiste na determinação das seguintes quantidades. Ao nível do contacto pontual a velocidade relativa do ponto de contacto fornece o incremento de deslocamento relativo em função do passo de tempo, ver Figura 4-5. Através de uma relação constitutiva e tendo em conta a área de influência do contacto o incremento da força de contacto e a força de contacto total é determinada. A componente normal da força de contacto total é calculada utilizando um modelo elasto-plástico ou um modelo elástico linear. Quando a componente normal da força de contacto total é de tração o contacto automaticamente é anulado. A componente tangencial ou de corte da força de contacto total segue o critério de Mohr-Coulomb. Finalmente as duas componentes da força de contacto total e para cada elemento são estaticamente reduzidas ao seu centro de massa e somadas as forças externas e às forças de gravidade.

Ainda em relação ao modelo constitutivo do contacto este pode ser formulado em termos de forças resultantes ou em termos de tensões. Para uma análise por unidade de largura da estrutura e para uma formulação em forças resultantes o comprimento de influência do contato é fixo; já para uma formulação em termos de tensões o comprimento de influência é atualizado em função da inclinação da sobreposição dos dois elementos discretos poligonais em contacto. No entanto um comprimento mínimo é fixado para não o reduzir a um infinitésimo. Normalmente esse limite é igual a dez por cento da altura da secção (Coulomb, 1995). Tratando-se de um contacto entre elementos discretos poligonais o comprimento de influência fixo é igual a metade da distância entre

os pontos de contacto ao longo da altura da secção dos elementos discretos poligonais. Tratando-se de um contacto entre elementos circulares ou circulares e poligonais o comprimento de influência é igual à média dos diâmetros dos elementos discretos circulares.

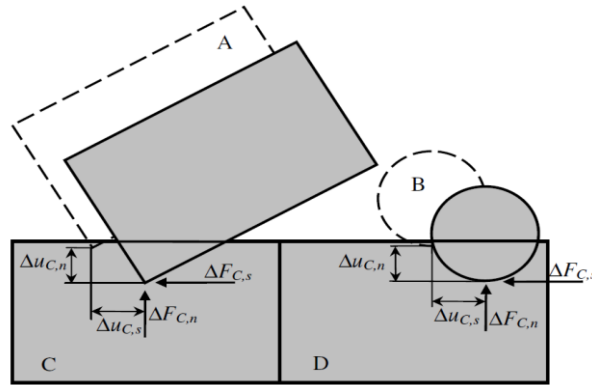


Figura 4-5: Forças de contacto nos elementos A e B - sobreposições propositalmente exageradas com C e D, respectivamente. Extraída de (Rouxinol, 2007).

Um novo ciclo de iterações começa resolvendo as equações de movimento para os novos valores da velocidade relativa dos contactos e continua até se atingir a convergência.

#### 4.1.1 INPUT para o programa LFE-MEDM

Devido à grande quantidade de elementos discretos poligonais e circulares necessários para simular a ponte, o programa LFE-MEDM inclui rotinas que, com base em alguns parâmetros geométricos, gera automaticamente a malha de elementos discretos dos principais componentes estruturais da ponte, especialmente, arcos circulares, arcos semicirculares, arcos segmentados, paredes de tímpano, pilares, material de enchimento regular e por fim, e utilizando o método da expansão do raio, material de enchimento irregular / aleatório (Rouxinol, 2007), ver Figura 4-6.

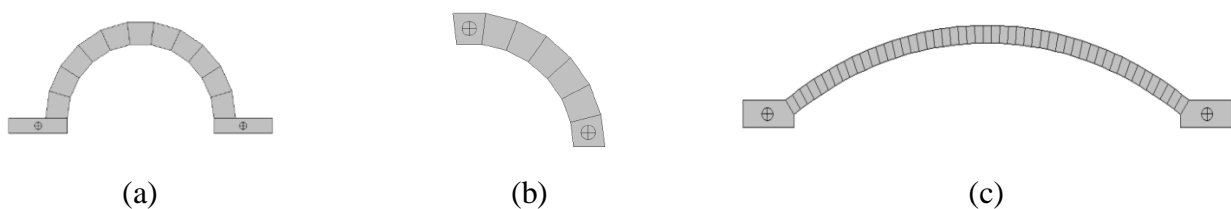


Figura 4-6: Geração automática de componentes estruturais, arco: (a) circular; (b) semicircular; (c) segmentado. Extraído de (Rouxinol, 2007)

O programa de computador LFE MEDM inclui também rotinas que possibilitam a leitura direta de ficheiros do tipo dxf (do programa AutoCAD), ver Figura 4-7. Os desenhos devem obrigatoriamente seguir determinadas regras. Também é possível representar a estrutura ou ponte

em arco no AutoCAD através de uma macro DVB (desenhada para o efeito) que lê um ficheiro xlsx do Microsoft Office, com as coordenadas dos elementos discretos, criado pelo programa LFE-MEDM.

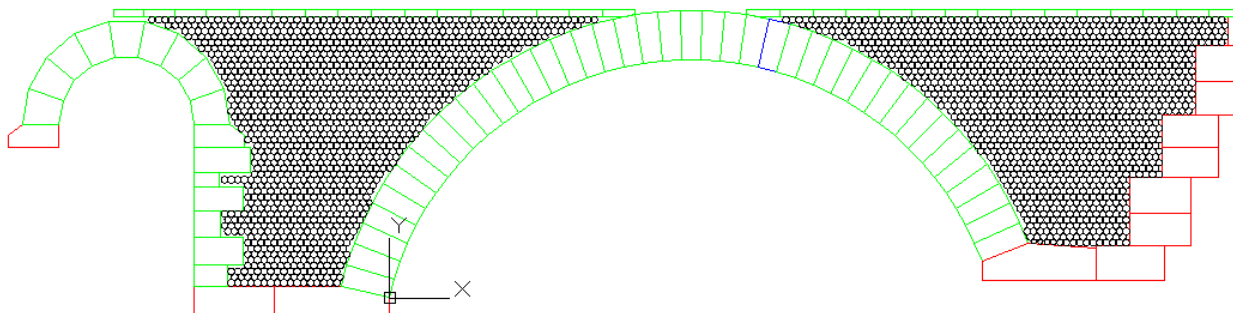


Figura 4-7: Exemplo de geometria de uma ponte para importação de um ficheiro dxf no LFE-MEDM

Para a visualização dos “esforços” e da estrutura deformada o programa inclui rotinas gráficas que podem ser chamadas ao longo da análise, ver Figura 4-8. As cores representam o estado de tensão isotrópico aproximado de cada elemento calculado através do teorema da divergência (Potyondy e Cundall, 2004). Lamentavelmente o programa LFE-MEDM não fornece a escala de cores.

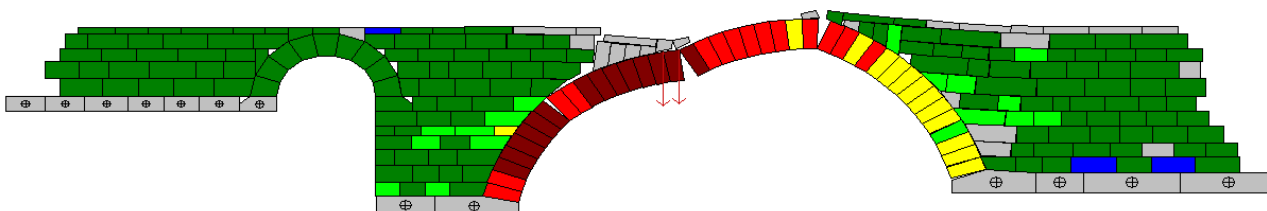


Figura 4-8: Exemplo de resultados da distribuição de tensões na malha deformada de uma ponte obtidos com a rotina gráfica do LFE-MEDM

No programa LFE-MEDM é possível consultar diversos ficheiros de dados e resultados relativos às propriedades dos materiais, às coordenadas dos vértices, aos incrementos de carga entre outros, ver Figura 4-9 e Figura 4-10. Outros parâmetros numéricos como a constante para definir o passo de tempo e os coeficientes que medem as rotinas de deteção de contactos e atualizam os contactos são considerados por defeito pelo que não são aqui representados.

#### 4 – Método dos elementos discretos

Figura 4-9: Exemplo de ficheiro xlsx do Microsoft Office para ser lido pela macro DVB do AutoCAD

Figura 4-10: Exemplo de um ficheiro output do programa LFE-MEDM – Dados gerais



### 4.3 Elementos discretos rígidos poligonais e circulares

O método dos elementos discretos mistos não é mais que uma outra versão de elementos discretos rígidos mas que inclui elementos discretos poligonais e circulares. Tal como já referido anteriormente, a deformação da estrutura é considerada apenas nas juntas entre os elementos discretos. Os contactos pontuais são do tipo:

- (1) Vértice-vértice, vértice-lado e lado-vértice, para contactos entre elementos discretos poligonais;
- (2) Círculo-círculo, vértice-círculo, lado-círculo, circulo-vértice e circulo-lado, para contactos envolvendo elementos discretos circulares e poligonais.

Tal como em outros modelos de elementos discretos a posição de cada um dos elementos discretos é definida pela posição do seu centro de massa e cada elemento discreto apresenta três graus de liberdade: duas translações e uma rotação tal como se apresenta na secção seguinte.

### 4.4 Condições de apoio dos elementos discretos

Cada elemento discreto poderá ter um ou todos os movimentos impedidos. Na Figura 4-12 é ilustrado de forma simples o tipo de restrição possível para os elementos discretos 2D.

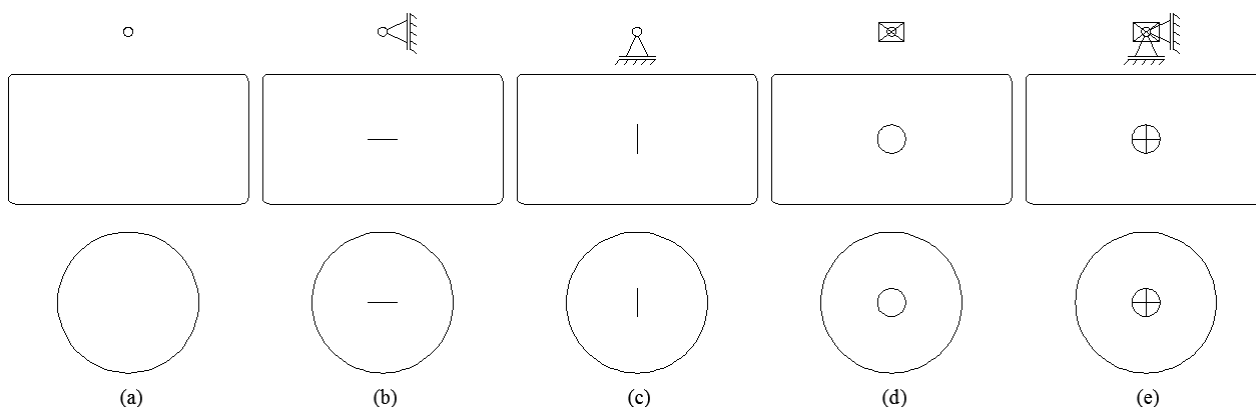


Figura 4-12: Restrições de movimento: (a) nenhuma; (b) horizontal; (c) vertical; (d) rotação e (e) todos. Adaptado de (Rouxinol, 2007)

## **4.5 Arredondamento dos vértices**

Como já referido anteriormente, os elementos discretos poligonais são elementos que simulam as unidades de alvenaria. Dado que na sua representação numérica os vértices podem ser totalmente pontiagudos e a unidade de alvenaria apresenta um certo arredondamento (material pétreo) devido ao esmagamento do próprio vértice, o vértice pontiagudo é substituído por um arco concordante com as arestas contíguas ao vértice. Este processo de arredondamento do vértice evita também erros ou instabilidades numéricas aquando da transição de um determinado tipo de contacto para outro. A distância de arredondamento é também usada para ativar o processo de deteção de novos contactos.

## **4.6 Tolerâncias de sobreposição e de separação**

O método dos elementos discretos requer a definição de alguns parâmetros que limitam a sobreposição e a separação dos elementos discretos para evitar que sejam (1) atravessados e (2) para evitar erros de atualização do tipo de contacto em questão. Assim são definidas tolerâncias de sobreposição e tolerâncias de separação. Além disso, por exemplo, através da introdução de uma tolerância de separação é garantida uma diminuição do tempo de cálculo quando é feita a deteção de contactos. Tal diminuição é conseguida pelo facto de se permitir que o contacto fique ativo mesmo sem ser efetivo. A tolerância de sobreposição faz com que não haja atravessamento e sobreposições excessivas, por exemplo.

## **4.7 Deteção e atualização de contactos**

No processo iterativo do método dos elementos discretos, a posição de cada um dos elementos discretos é alterada. Desta forma, e sempre que é feita uma iteração é necessário proceder a uma atualização dos contactos para determinar corretamente as forças de contacto.

No momento em que se executa o programa é ativada a deteção de contactos. Este processo repete-se sempre que seja ultrapassado um determinado deslocamento função das distâncias de arredondamento, tendo em vista a avaliação de novos contactos decorrentes do movimento.

## 4.8 Modelos constitutivos

As forças tangenciais ao nível do contacto são governadas pelo critério de Mohr-Coulomb. Quando a força tangencial ultrapassa a força máxima de corte, ver equação (4-1), a força tangencial é igual à máxima, i.e., não se consegue mobilizar mais força de corte, porém o deslocamento de corte ou deslizamento da junta aumenta. As forças normais ao nível do contacto dependem do modelo adotado: modelo “elasto-plástico” ou elástico.

$$F_{C,s,max} = c + F_{C,n} \tan \phi \quad (4-1)$$

Onde:

$F_{C,s,max}$  – Força de contacto tangencial máxima

$c$  – Coesão

$F_{C,n}$  – Força de contacto normal

$\phi$  – Ângulo de atrito interno

## 5. Aspectos numéricos do método dos elementos discretos

Aquando da utilização do método dos elementos discretos é comum surgirem dúvidas relacionadas com a opção de determinadas formulações que o método incorpora, designadamente, o tipo de amortecimento, o tipo de formulação (em termos de resultante das forças ou em termos de tensões), o valor dos incrementos de carga (será o método sensível a incrementos de carga maior?) e não havendo ensaios para caracterizar os materiais a principal dúvida prende-se ainda com a prescrição do valor da rigidez do contacto normal (normalmente a rigidez tangencial é igual a 40 % da rigidez normal adotando um coeficiente de Poisson igual 0,2). Para ultrapassar ou esclarecer estas dificuldades foi então elaborado uma análise de sensibilidade que combina estas variáveis entre si como mostra o Quadro 5-2 (Cordeiro e Rouxinol, 2014).

Para um mesmo incremento de carga é estudada a solução em termos de resultante das forças e em termos de tensões. Para cada um destes tipos de formulação é estudada a influência de cada um dos três tipos de amortecimento (Global, Global Adaptável e Local). A seguir para cada um dos tipos de amortecimento são estudados quatro modelos com valores de rigidez normal diferentes (1,0E9; 1,0E10; 1,0E11 e 1,0E12 Pa/m).

Assim a seguir a esta pequena nota introdutória são abordados os temas a respeito do amortecimento, dos tipos de formulações (influenciados pela maneira de como é determinada a área de influência), da rigidez normal e tangencial dos contactos pontuais. Numa outra secção apresenta-

se então o estudo de sensibilidade à escolha de determinados tipos de formulações, abordadas nos parágrafos anteriores, do método dos elementos discretos e no final apresentam-se as principais conclusões que permitem a escolha da formulação mais eficiente para avaliar a capacidade de carga da Ponte de Salzedas. Assunto discutido no próximo capítulo.

## 5.1 Amortecimento

Como referido no capítulo 4, o método dos elementos discretos incorpora o método da relaxação dinâmica e para o método ser eficiente é necessário introduzir uma determinada forma de amortecimento para dissipar a energia cinética do sistema. Existem dois tipos de amortecimento: amortecimento viscoso e amortecimento local.

No caso do amortecimento viscoso ou global a força de amortecimento, de sentido oposto ao movimento, é proporcional à velocidade e às quantidades de inércia do elemento discreto. A constante de proporcionalidade é dada pelo produto entre a constante de amortecimento global e a massa do elemento discreto. Porém, como refere Cundall (1987), a utilização de um valor para a constante de amortecimento fixo e para todo o sistema faz com que o processo de convergência seja muito lento por existirem demasiadas iterações. Para a resolução deste constrangimento, Cundall propôs um novo amortecimento, o amortecimento global adaptável Cundall (1987). Trata-se de um amortecimento que ajusta energeticamente e continuamente a constante de amortecimento global o que possibilita uma aceleração do processo de convergência, reduzindo assim o tempo de cálculo. O valor da constante de amortecimento é da ordem dos 500 a 900  $\text{seg}^{-1}$ .

No caso do amortecimento local a força de amortecimento, de sentido oposto ao movimento, é proporcional à força não equilibrada do elemento discreto. Portanto trata-se de um amortecimento não-viscoso. O valor da constante de amortecimento é da ordem dos 0,7 a 0,8 (constante adimensional).

## 5.2 Formulações em termos de resultante de forças e tensões - Comprimento de influência

Como referido na secção 4.1 para o modelo constitutivo do contacto são considerados duas formulações, em termos de: (1) forças, i.e, com rigidez igual em todos os contactos; (2) tensões, i.e., com rigidez proporcional à área 3D / ao comprimento do contacto 2D.

Selecionando-se o tipo de formulação em termos de resultante das forças, um comprimento de influência médio e constante é definido. Selecionando-se o tipo de formulação em termos de tensões, um comprimento de influência mínimo e constante é definido, normalmente, igual a 10% da altura da secção média. Esta prescrição evita saltos numéricos entre iterações (Rouxinol 2007).

## 5.3 Rigidez normal e tangencial dos contactos pontuais

A Figura 5-1 representa os contactos entre dois elementos discretos materializados por duas molas lineares elásticas: uma normal e outra de corte. As forças de interação são proporcionais à interpenetração dos dois elementos discretos em contacto ao nível do contacto, i.e, a rigidez de contacto normal é essencialmente uma relação entre a força normal e a sobreposição. Em modelos de elementos discretos poligonais ou circulares rígidos, a rigidez de contacto representa a deformabilidade total do sistema, i.e., a deformação do elemento discreto (poligonal ou circular) e a deformação da junta. Ensaios em modelos físicos permitem a sua determinação.

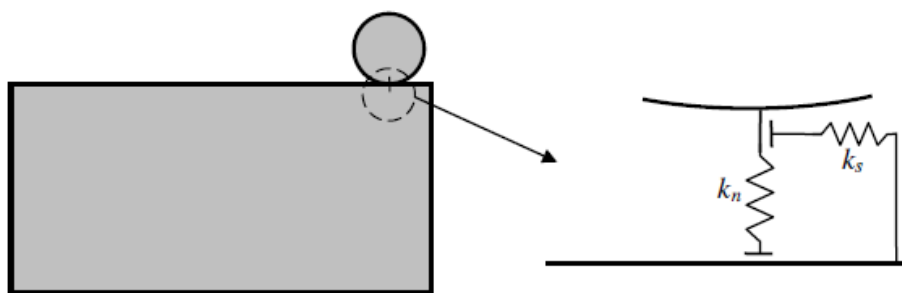


Figura 5-1: Interação mecânica entre elementos discretos em contacto e sua representação esquemática. Extraída de (Rouxinol, 2007)

Havendo impossibilidade de realizar ensaios para avaliar a rigidez a consulta de bibliografia especializada é fundamental. O Quadro 5-1 mostra alguns exemplos de valores de rigidez usados em casos de estudo de análise numérica de pontes em arco de alvenaria.

Quadro 5-1: Valores de rigidez de contacto de diversos autores

Bibliografia	Rigidez de Contacto (GPa/m)	
	Normal ( $k_n$ )	Tangencial ( $k_s$ )
C. Costa (2002)	5,40	0,59
J. V. Lemos (1996)	50,00	20,00
G. E. Sîncraian (2001)	1,00 – 10,00	1,00 – 10,00
J. V. Lemos (1997)	10,0	10,00
J. V. Lemos (2003)	115,00	46,00
J. V. Lemos (1998)	50,00	20,00
G. E. Sîncraian (2005)	1,50	1,50
	10,00	5,00
	10,00	4,00
	25,00	9,35
	100,00	100,00
	18,70	7,80
	15,00	150,00
	1,00	0,40

O valor da rigidez tangencial de contacto, para contactos ente elementos discretos poligonais, pode ser facilmente calculado pela equação,  $k_s = k_n / 2(1 + \nu)$  e para um coeficiente de Poisson igual a 0,2 vem  $1 / 2(1 + 0,2) \approx 0,4k_n$ . Conclui-se assim que a rigidez tangencial é cerca de 40 % da rigidez normal. Consultando a tabela verifica-se similar relação em alguns casos.

Para contactos envolvendo elementos discretos circulares a rigidez de contacto normal e a rigidez de contacto tangencial é igual a  $E / 2(1 - \nu^2)$  e  $E / 4(1 + \nu)$ , respetivamente.

## 5.4 Análise de sensibilidade

Qualquer utilizador iniciante do programa LFE-MEDM coloca dúvidas sobre quais as formulações a escolher e como elas influenciam o resultado (Cordeiro e Rouxinol, 2014).

Para determinar a sensibilidade do método dos elementos discretos a cada uma destas formulações, um estudo foi elaborado combinando todos estes aspetos numéricos ou formulações.

Para o efeito foi então considerado um arco isolado com 43 elementos discretos poligonais. A Figura 5-2 mostra as várias posições da carga concentrada que, no modelo 1, foi aplicada em cada um dos dois vértices superiores: um quarto de vão (QV): bloco 16; um terço de vão (TV): bloco 18; meio vão (MV): bloco 23; dois terços de vão (DTV): bloco 27; e três quartos de vão (TQV): bloco 30. O modelo coincide com o da ponte de Salzedas uma vez que vai ser estudado mais adiante também.

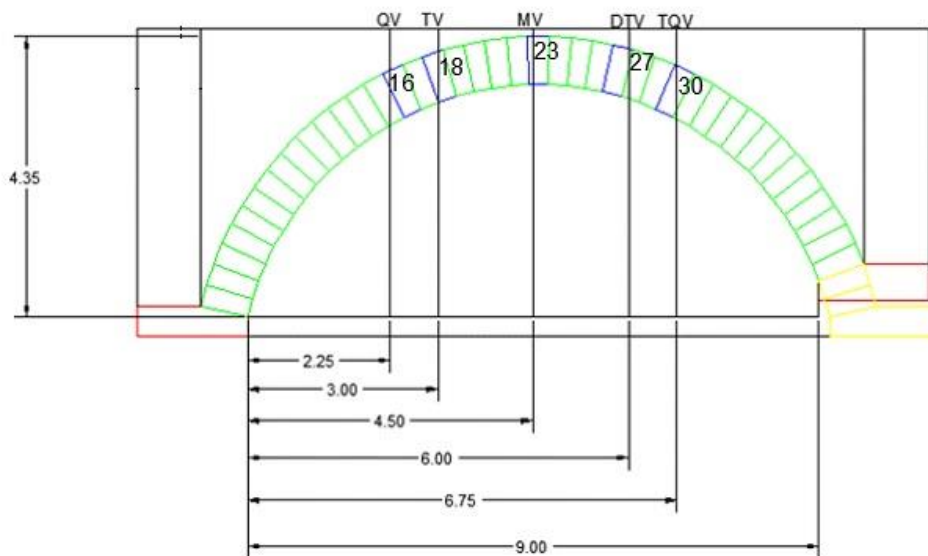


Figura 5-2: Posições da carga concentrada consideradas na análise: QV, elemento 16; TV, elemento 18; MV, elemento 23; DTV, elemento 27; TQV, elemento 30

### 5.4.1 Características geométricas e mecânicas dos materiais

As características mecânicas dos materiais são difíceis de estabelecer devido à sua complexidade e falta de informação. Por outro lado, uma vez que não foi possível realizar testes, esta tarefa tornou-se ainda mais difícil. Através de consulta de bibliografia especializada foi possível estabelecer estas

propriedades. Nos parágrafos seguintes apresentam-se os valores considerados neste trabalho para os parâmetros dos materiais, incluindo-se também as correspondentes referências bibliográficas.

Por Page (1993) a tensão máxima de compressão das unidades de alvenaria é igual a 43,80 MPa, a tensão de compressão máxima da alvenaria situa-se entre 5,00 e 7,00 MPa, o módulo de elasticidade das unidades de alvenaria é igual a 15,00 GPa, a massa volúmica das unidades de alvenaria do arco é igual a 2100kg/m<sup>3</sup> e a massa volúmica do material de enchimento é igual a 1890 kg/m<sup>3</sup>.

Por Mollins (1998) o módulo de elasticidade do material de enchimento é igual a 40,0 MPa.

Por Costa (2002) o coeficiente de Poisson é igual a 0,2.

Por Cavicchi e Gago (2005) a coesão entre contactos de elementos discretos circulares é igual a zero e a coesão entre contactos entre elementos discretos poligonais e circulares e entre elementos discretos circulares é igual a 10,0 kPa.

Por Vieira (1997) o ângulo de atrito interno é de 36°.

Para a tensão máxima de tração da junta, assumiu-se um valor igual a zero e para a tensão de compressão máxima da junta, foi considerado o valor igual à tensão máxima de tração das unidades de alvenaria.

#### **5.4.2 Modelo1 – Análise de sensibilidade**

Para efetuar a análise de sensibilidade um modelo de elementos discretos baseado na geometria da Ponte de Salzedas e denominado de modelo 1 foi considerado. O modelo 1 apenas é constituído pelo arco maior da Ponte - arco isolado e não contempla o material de enchimento nem o seu correspondente peso próprio, i.e., o modelo 1 de elementos discretos simula apenas o arco maior. A simplificação do modelo permite de uma forma rápida e expedita o estudo das n combinações de variáveis, mas obviamente poderia se estender a outros modelos mais complexos. As quantidades envolvidas nas combinações são as seguintes:

- (1) 5 posições de carga diferentes, designadamente, 1/4, 1/3, 1/2, 2/3 e 3/4 de vão. A posição 2/3 e 3/4 não seriam necessárias se o modelo apresentasse simetria em relação a um eixo vertical que corta a aduela de fecho pelo seu centro de massa;

- (2) 4 valores diferentes para a rigidez de contacto normal dado pela potência de base igual a 10 e expoente a variar entre 9 e 12 Pa/m (Note-se que a rigidez tangencial assume valores proporcionais ás da rigidez normal através da relação  $K_s=0,4K_n$ )
- (3) 3 valores diferentes para o incremento de carga, nomeadamente, 1,0, 5,0 e 10,0 kN;
- (4) 3 tipos de amortecimento numérico, i.e., amortecimento global, amortecimento global adaptável e amortecimento local;
- (5) 2 tipos de formulação, ou seja, formulação em resultante das forças e em termos de tensões.

Conclui-se assim que a análise de sensibilidade proposta necessita de 360 ( $5 \times 4 \times 3 \times 3 \times 2$ ) modelos. Uma notação para o nome de cada um dos modelos foi estabelecida como se pode ver na Figura 5-3 que apresenta um esquema com um exemplo de um dos nomes de um modelo.

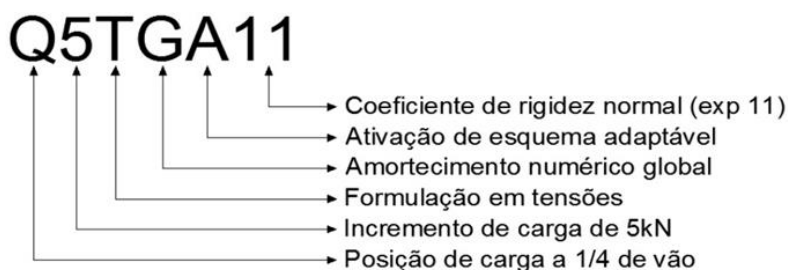


Figura 5-3: Exemplo de notação para identificação dos diversos modelos

### 5.4.3 Análise dos resultados do estudo de sensibilidade

Nos pontos seguintes são apresentados os resultados para cada uma das hipóteses de posição de carga. Os valores para a distância de arredondamento, verificação da já existência de um contacto, a constante do passo de tempo, a constante de ativação da deteção de contacto em função do deslocamento, a tolerância para a atualização de contactos, a tolerância para a deteção de contacto, a constante de amortecimento viscoso, a constante de amortecimento não-viscoso, a escala para os output desenhos dos contactos no ecrã do computador, a constante de gravidade, o número máximo de iterações, a tolerância para o erro de convergência da solução, o número máximo de ciclos de iterações para a mesma ação, o número de incrementos de carga, a constante para desenhar no ecrã do computador à medida de decorrem os cálculos, a constante que define de quantas em quantas iterações o output desenho é representado no ecrã do computador, a constante que define a escala

do desenho output no ecrã do computador, a constante que define os desenhos e guarda resultados em DVB de  $x$  em  $x$  metros, a constante que permite seleccionar o tipo de modelo constitutivo, a constante que define se os contactos desativados são ou não eliminados, entre outros valores são iguais aos valores por defeito. As restantes quantidades para completar o ficheiro de leitura de dados (geometria, material, etc) segue o manual do programa.

Depois de correr o programa os dados são guardados em vários ficheiros output. Chama-se a atenção que o último valor da carga em todas as curvas de carga / deslocamento apresentadas mais à frente corresponde à carga de colapso, ou seja, o incremento de carga anterior é mobilizado pelo arco, de maneira que o valor do deslocamento pode ser um qualquer, depende apenas de se estar no início ou no fim do ciclo de iterações que está a convergir para um modo de colapso. Estando em colapso o deslocamento pode ser qualquer daí ter sido fixado / limitado a 25,0 mm. Os deslocamentos são medidos ao nível do centro de massa do elemento discreto com carga. O deslocamento inicial para carga igual a zero corresponde obviamente à ação peso próprio.

Seguidamente é apresentado um estudo detalhado de cada posição de carga por forma a ter uma noção dos modelos numéricos que mais fazem variar os valores de força e deslocamento. Note-se que devido á extensão deste estudo apenas foram colocadas as combinações com uma rigidez normal de  $1.00E+09$ . Os restantes resultados dos modelos com o valor da rigidez diferente de  $1,0E09$  encontram-se no Apêndice II.

#### ***5.4.3.1 Carga aplicada a um quarto de vão do apoio esquerdo - QV***

O Quadro 5-2 apresenta um resumo das combinações das variáveis consideradas na análise de sensibilidade para a carga posicionada a  $\frac{1}{4}$  de vão. Assim a primeira coluna identifica o modelo, a segunda a posição de carga, a terceira o valor do incremento de carga, a quarta o tipo de formulação, a quinta o tipo de amortecimento. Já as colunas 7, 8, 9 e 10 apresentam a rigidez de contacto normal e as últimas quatro colunas a designação do modelo.

Quadro 5-2: Combinação de variáveis para carga a QV

Modelo	Posição Carga	Incremento kN	Formulação	Amortecimento	kn = 1.00E+X				Modelo	Modelo	Modelo	Modelo	
					9	10	11	12					
Salzedas Modelo 1	Quarto de vão	10	Forças	Global		9	10	11	12	Q10FG9	Q10FG10	Q10FG11	Q10FG12
	Quarto de vão	10	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	Q10FGA9	Q10FGA10	Q10FGA11	Q10FGA12
	Quarto de vão	10	Forças	Local		9	10	11	12	Q10FL9	Q10FL10	Q10FL11	Q10FL12
	Quarto de vão	10	Tensões	Global		9	10	11	12	Q10TG9	Q10TG10	Q10TG11	Q10TG12
	Quarto de vão	10	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	Q10TGA9	Q10TGA10	Q10TGA11	Q10TGA12
	Quarto de vão	10	Tensões	Local		9	10	11	12	Q10TL9	Q10TL10	Q10TL11	Q10TL12
	Quarto de vão	5	Forças	Global		9	10	11	12	Q5FG9	Q5FG10	Q5FG11	Q5FG12
	Quarto de vão	5	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	Q5FGA9	Q5FGA10	Q5FGA11	Q5FGA12
	Quarto de vão	5	Forças	Local		9	10	11	12	Q5FL9	Q5FL10	Q5FL11	Q5FL12
	Quarto de vão	5	Tensões	Global		9	10	11	12	Q5TG9	Q5TG10	Q5TG11	Q5TG12
	Quarto de vão	5	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	Q5TGA9	Q5TGA10	Q5TGA11	Q5TGA12
	Quarto de vão	5	Tensões	Local		9	10	11	12	Q5TL9	Q5TL10	Q5TL11	Q5TL12
	Quarto de vão	1	Forças	Global		9	10	11	12	Q1FG9	Q1FG10	Q1FG11	Q1FG12
	Quarto de vão	1	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	Q1FGA9	Q1FGA10	Q1FGA11	Q1FGA12
	Quarto de vão	1	Forças	Local		9	10	11	12	Q1FL9	Q1FL10	Q1FL11	Q1FL12
	Quarto de vão	1	Tensões	Global		9	10	11	12	Q1TG9	Q1TG10	Q1TG11	Q1TG12
	Quarto de vão	1	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	Q1TGA9	Q1TGA10	Q1TGA11	Q1TGA12
	Quarto de vão	1	Tensões	Local		9	10	11	12	Q1TL9	Q1TL10	Q1TL11	Q1TL12

Após cada uma das análises os resultados carga / deslocamento apresentam-se sob a forma de tabela como mostra a Figura 5-4.

O gráfico deslocamento / carga mostra claramente que para valores de carga inferiores aos de colapso há uma perfeita sobreposição das curvas. Verifica-se que para valores de carga próximos do de colapso a não sobreposição das curvas justifica-se pelo valor do incremento de carga. A tabela apresentada do lado direito mostra precisamente isso. À medida que o incremento de carga diminui a precisão do valor da carga máxima aumenta. Verifica-se que para incrementos de carga de 10,0 kN os valores da carga máxima obtidos são inferiores ou iguais aos dos obtidos com incrementos de carga de 5,0 kN (excetuando-se os do modelo Q5FL9 e Q5TG9 que são curiosamente inferiores) e por sua vez estes máximos são inferiores aos dos obtidos com incrementos de carga de 1,0 kN. Assim pode-se concluir que as várias combinações apresentam um resultado igual para a carga máxima, i.e., há coerência nos resultados. O mesmo não se pode dizer sobre os deslocamentos máximos. Verifica-se apenas que para o incremento de carga de 1,0 kN a formulação em termos de tensões resultou em deslocamentos superiores com exceção do último (Q1FL9 → Q1TL9). Para os outros incrementos de carga não há qualquer tipo de correlação.

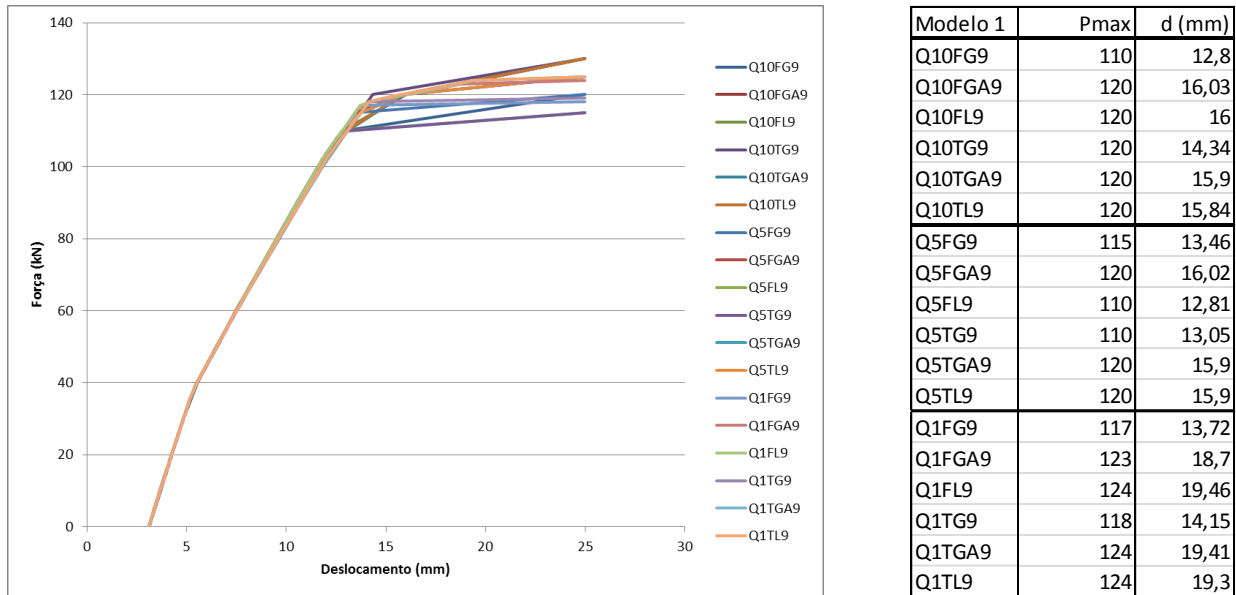


Figura 5-4: Relação deslocamento/força do modelo 1 com a carga aplicada a um quarto de vão do apoio esquerdo

A Figura 5-5 mostra a deformada - fase de colapso - do arco do modelo Q10FGA9. As zonas de cor vermelho escuro representam valores de compressão maior. O modo de rotura evidência bem a formação de 4 rótulas plásticas. A linha de impulso, apesar de não representada, seria tangente alternativamente ao extradorso e ao intradorso do arco.

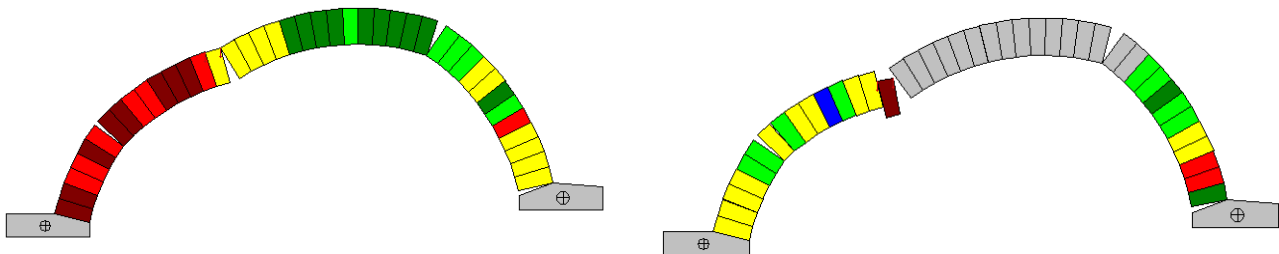


Figura 5-5: Deformadas em duas quaisquer fases distintas do colapso – Modelo Q10FGA9

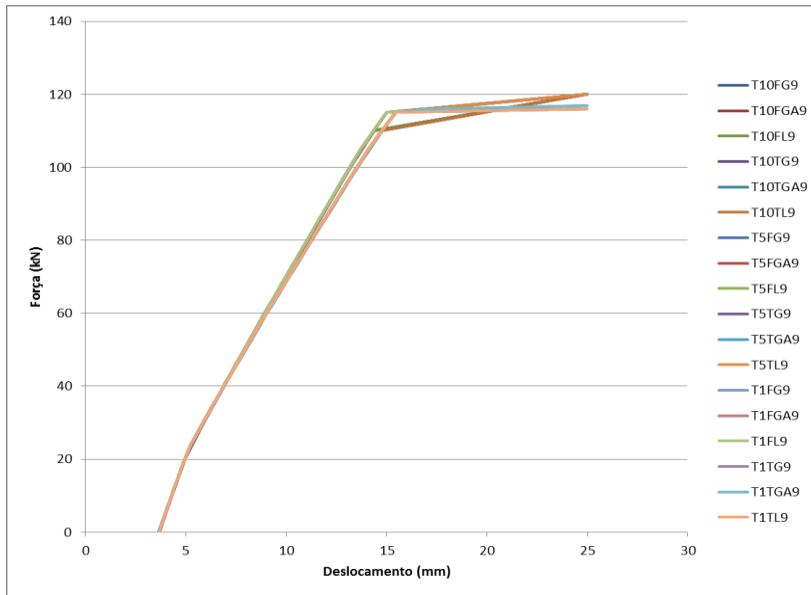
### 5.4.3.2 Carga aplicada a um terço do vão do apoio esquerdo - TV

Tal como na subsecção 5.4.3.1 anterior o Quadro 5-3 apresenta um resumo das combinações mas agora para a carga aplicada a um terço do vão do apoio esquerdo.

Quadro 5-3: Combinação de variáveis para carga a TV

Modelo	Posição Carga	Incremento kN	Formulação	Amortecimento	kn = 1.00E+X				Modelo	Modelo	Modelo	Modelo	
					9	10	11	12					
Salzedas Modelo 1	Terço de vão	10	Forças	Global		9	10	11	12	T10FG9	T10FG10	T10FG11	T10FG12
	Terço de vão	10	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	T10FGA9	T10FGA10	T10FGA11	T10FGA12
	Terço de vão	10	Forças	Local		9	10	11	12	T10FL9	T10FL10	T10FL11	T10FL12
	Terço de vão	10	Tensões	Global		9	10	11	12	T10TG9	T10TG10	T10TG11	T10TG12
	Terço de vão	10	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	T10TGA9	T10TGA10	T10TGA11	T10TGA12
	Terço de vão	10	Tensões	Local		9	10	11	12	T10TL9	T10TL10	T10TL11	T10TL12
	Terço de vão	5	Forças	Global		9	10	11	12	T5FG9	T5FG10	T5FG11	T5FG12
	Terço de vão	5	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	T5FGA9	T5FGA10	T5FGA11	T5FGA12
	Terço de vão	5	Forças	Local		9	10	11	12	T5FL9	T5FL10	T5FL11	T5FL12
	Terço de vão	5	Tensões	Global		9	10	11	12	T5TG9	T5TG10	T5TG11	T5TG12
	Terço de vão	5	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	T5TGA9	T5TGA10	T5TGA11	T5TGA12
	Terço de vão	5	Tensões	Local		9	10	11	12	T5TL9	T5TL10	T5TL11	T5TL12
	Terço de vão	1	Forças	Global		9	10	11	12	T1FG9	T1FG10	T1FG11	T1FG12
	Terço de vão	1	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	T1FGA9	T1FGA10	T1FGA11	T1FGA12
	Terço de vão	1	Forças	Local		9	10	11	12	T1FL9	T1FL10	T1FL11	T1FL12
	Terço de vão	1	Tensões	Global		9	10	11	12	T1TG9	T1TG10	T1TG11	T1TG12
	Terço de vão	1	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	T1TGA9	T1TGA10	T1TGA11	T1TGA12
	Terço de vão	1	Tensões	Local		9	10	11	12	T1TL9	T1TL10	T1TL11	T1TL12

Após cada uma das análises os resultados carga / deslocamento apresentam-se sob a forma de tabela como mostra Figura 5-6. Do lado esquerdo o gráfico deslocamento / carga mostra claramente que para valores de carga inferiores a 50,0 kN há uma perfeita sobreposição das curvas. Verifica-se que para valores de carga entre os 50,0 kN e as proximidades dos de colapso não há perfeita sobreposição das curvas. Já para valores próximos dos de colapso a sobreposição não ocorre, tal como referido na subsecção anterior em que o valor do incremento de carga é o responsável. A tabela apresentada do lado direito da mesma figura mostra também isso. À medida que o incremento de carga diminui a precisão do valor da carga máxima aumenta. Verifica-se que para incrementos de carga de 10,0 kN os valores da carga máxima obtidos são inferiores aos dos obtidos com incrementos de carga de 5,0 kN e 1,0 kN. Porém, os valores máximos de carga para incrementos de carga de 1,0 kN não são todos superiores aos de 5,0 kN e não se encontra nenhuma correlação entre estes valores e os tipos de formulações / tipos de amortecimentos. Assim pode-se também concluir que as várias combinações apresentam um resultado igual para a carga máxima, i.e., há coerência nos resultados. O mesmo não se pode dizer sobre os deslocamentos máximos. Verifica-se apenas que para o incremento de carga de 1,0 kN os deslocamentos são ligeiramente superiores ou iguais aos obtidos com incrementos de carga de 5,0 kN.



Modelo 1	Pmax	d (mm)
T10FG9	110	14,37
T10FGA9	110	14,38
T10FL9	110	14,36
T10TG9	110	14,77
T10TGA9	110	14,78
T10TL9	110	14,76
T5FG9	115	15
T5FGA9	115	15,01
T5FL9	115	14,99
T5TG9	115	15,45
T5TGA9	115	15,46
T5TL9	115	15,44
T1FG9	115	15
T1FGA9	116	19,03
T1FL9	116	18,36
T1TG9	115	15,45
T1TGA9	116	17,02
T1TL9	115	15,44

Figura 5-6: Relação deslocamento/força do modelo 1 com a carga aplicada a um terço de vão do apoio esquerdo

A Figura 5-7 mostra a deformada - fase de colapso - do arco do modelo T10FGA9. Aqui as zonas de cor vermelho escuro representam também os valores de compressão maior. O modo de instabilidade evidência bem a formação de 4 rótulas plásticas com a linha de impulso tangente alternativamente ao extradorso e ao intradorso do arco.

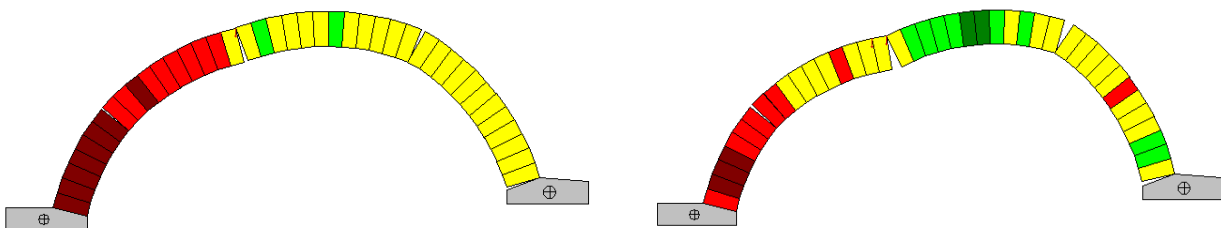


Figura 5-7: Deformadas em duas quaisquer fases distintas do colapso – Modelo T10FGA9

#### 5.4.3.3 Carga aplicada a meio vão do apoio esquerdo - MV

Tal como na subsecção 5.4.3.1 o Quadro 5-4 apresenta um resumo das combinações mas agora para a carga aplicada a meio vão do apoio esquerdo.

Quadro 5-4: Combinação de variáveis para carga a MV

Modelo	Posição Carga	Incremento kN	Formulação	Amortecimento	kn = 1.00E+X X				Modelo	Modelo	Modelo	Modelo	
					9	10	11	12					
Salzedas Modelo 1	Meio vão	10	Forças	Global		9	10	11	12	M10FG9	M10FG10	M10FG11	M10FG12
	Meio vão	10	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	M10FGA9	M10FGA10	M10FGA11	M10FGA12
	Meio vão	10	Forças	Local		9	10	11	12	M10FL9	M10FL10	M10FL11	M10FL12
	Meio vão	10	Tensões	Global		9	10	11	12	M10TG9	M10TG10	M10TG11	M10TG12
	Meio vão	10	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	M10TGA9	M10TGA10	M10TGA11	M10TGA12
	Meio vão	10	Tensões	Local		9	10	11	12	M10TL9	M10TL10	M10TL11	M10TL12
	Meio vão	5	Forças	Global		9	10	11	12	M5FG9	M5FG10	M5FG11	M5FG12
	Meio vão	5	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	M5FGA9	M5FGA10	M5FGA11	M5FGA12
	Meio vão	5	Forças	Local		9	10	11	12	M5FL9	M5FL10	M5FL11	M5FL12
	Meio vão	5	Tensões	Global		9	10	11	12	M5TG9	M5TG10	M5TG11	M5TG12
	Meio vão	5	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	M5TGA9	M5TGA10	M5TGA11	M5TGA12
	Meio vão	5	Tensões	Local		9	10	11	12	M5TL9	M5TL10	M5TL11	M5TL12
	Meio vão	1	Forças	Global		9	10	11	12	M1FG9	M1FG10	M1FG11	M1FG12
	Meio vão	1	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	M1FGA9	M1FGA10	M1FGA11	M1FGA12
	Meio vão	1	Forças	Local		9	10	11	12	M1FL9	M1FL10	M1FL11	M1FL12
	Meio vão	1	Tensões	Global		9	10	11	12	M1TG9	M1TG10	M1TG11	M1TG12
	Meio vão	1	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	M1TGA9	M1TGA10	M1TGA11	M1TGA12
	Meio vão	1	Tensões	Local		9	10	11	12	M1TL9	M1TL10	M1TL11	M1TL12

Após cada uma das análises os resultados carga / deslocamento apresentam-se sob a forma de tabela como mostra Figura 5-8. Do lado esquerdo o gráfico deslocamento / carga mostra claramente que para valores de carga inferiores a 20,0 kN há uma perfeita sobreposição das curvas. Verifica-se que para valores de carga entre os 20,0 kN e as proximidades dos de colapso não há perfeita sobreposição das curvas. Já para valores próximos dos de colapso a sobreposição não ocorre, tal como referido nas subsecções anteriores em que o valor do incremento de carga é o responsável. A tabela apresentada do lado direito da mesma figura mostra também isso. À medida que o incremento de carga diminui a precisão do valor da carga máxima aumenta. Verifica-se que para incrementos de carga de 10,0 kN os valores da carga máxima obtidos são iguais aos dos obtidos com incrementos de carga de 5,0 kN e os valores da carga máxima obtidos com incrementos de carga de 1,0kN são superiores. A correlação entre estes valores e os incrementos de carga faz sentido. Assim pode-se também concluir que as várias combinações apresentam um resultado igual para a carga máxima, i.e., há coerência nos resultados. Relativamente aos deslocamentos máximos verifica-se uma semelhança de valores entre os obtidos com um incremento de carga de 10,0 kN e 5 kN. Para incrementos de 1,0 kN verificam-se deslocamentos superiores para a formulação em termo de tensões. Analisando os pares de incremento 10,0 e 5,0 kN verifica-se também que os deslocamentos são ligeiramente superiores para a formulação em tensões.

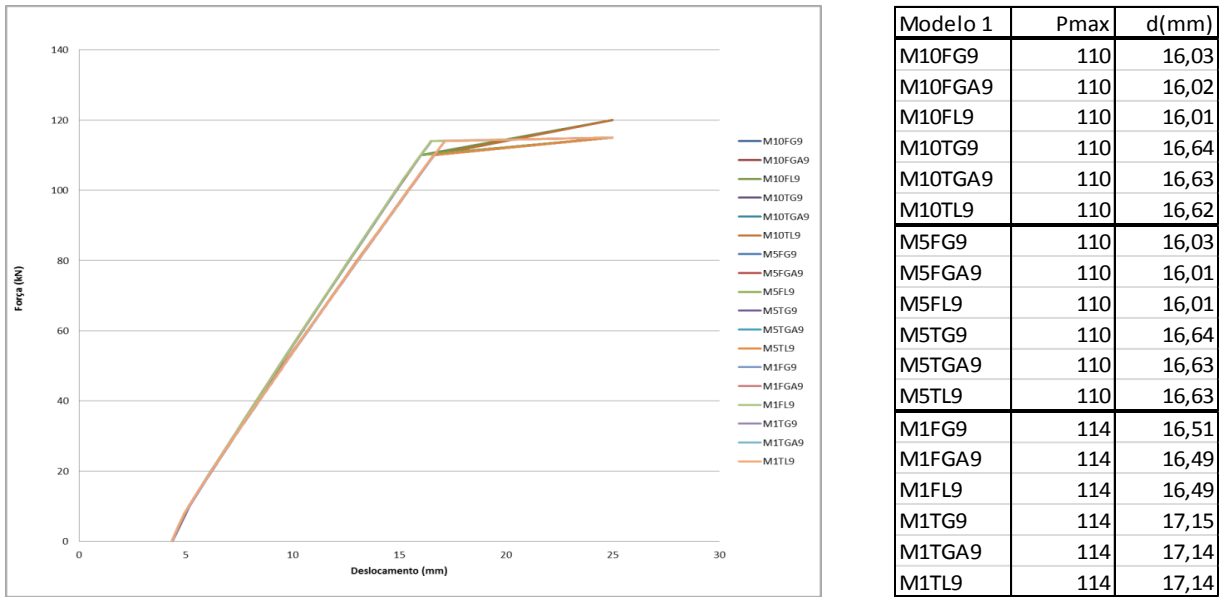


Figura 5-8: Relação deslocamento/força do modelo 1 com a carga aplicada a meio vão do apoio esquerdo

A Figura 5-9 mostra a deformada - fase de colapso - do arco do modelo M10FGA9. Aqui as zonas de cor vermelho escuro representam também os valores de compressão maior. O modo de instabilidade evidência bem a formação de 4 rótulas plásticas com a linha de impulso tangente alternativamente ao extradorso e ao intradorso do arco.

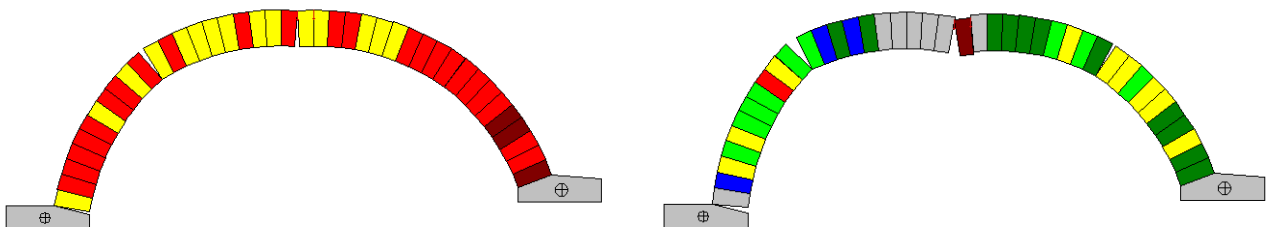


Figura 5-9: Deformadas em duas quaisquer fases distintas do colapso - Modelo M10FGA9

#### 5.4.3.4 Carga aplicada a dois terços de vão do apoio esquerdo - DTV

Tal como na subsecção 5.4.3.1 o Quadro 5-5 apresenta um resumo das combinações mas agora para a carga aplicada a dois terços de vão do apoio esquerdo.

Quadro 5-5: Combinação de variáveis para carga a DTV

Modelo	Posição Carga	Incremento kN	Formulação	Amortecimento	kn = 1.00E+X				Modelo	Modelo	Modelo	Modelo	
					9	10	11	12					
Salzedas Modelo 1	Dois terços de vão	10	Forças	Global	9	10	11	12	DT10FG9	DT10FG10	DT10FG11	DT10FG12	
	Dois terços de vão	10	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	DT10FGA9	DT10FGA10	DT10FGA11	DT10FGA12
	Dois terços de vão	10	Forças	Local		9	10	11	12	DT10FL9	DT10FL10	DT10FL11	DT10FL12
	Dois terços de vão	10	Tensões	Global		9	10	11	12	DT10TG9	DT10TG10	DT10TG11	DT10TG12
	Dois terços de vão	10	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	DT10TGA9	DT10TGA10	DT10TGA11	DT10TGA12
	Dois terços de vão	10	Tensões	Local		9	10	11	12	DT10TL9	DT10TL10	DT10TL11	DT10TL12
	Dois terços de vão	5	Forças	Global		9	10	11	12	DT5FG9	DT5FG10	DT5FG11	DT5FG12
	Dois terços de vão	5	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	DT5FGA9	DT5FGA10	DT5FGA11	DT5FGA12
	Dois terços de vão	5	Forças	Local		9	10	11	12	DT5FL9	DT5FL10	DT5FL11	DT5FL12
	Dois terços de vão	5	Tensões	Global		9	10	11	12	DT5TG9	DT5TG10	DT5TG11	DT5TG12
	Dois terços de vão	5	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	DT5TGA9	DT5TGA10	DT5TGA11	DT5TGA12
	Dois terços de vão	5	Tensões	Local		9	10	11	12	DT5TL9	DT5TL10	DT5TL11	DT5TL12
	Dois terços de vão	1	Forças	Global		9	10	11	12	DT1FG9	DT1FG10	DT1FG11	DT1FG12
	Dois terços de vão	1	Forças	Global	Adaptável	9	10	11	12	DT1FGA9	DT1FGA10	DT1FGA11	DT1FGA12
	Dois terços de vão	1	Forças	Local		9	10	11	12	DT1FL9	DT1FL10	DT1FL11	DT1FL12
	Dois terços de vão	1	Tensões	Global		9	10	11	12	DT1TG9	DT1TG10	DT1TG11	DT1TG12
	Dois terços de vão	1	Tensões	Global	Adaptável	9	10	11	12	DT1TGA9	DT1TGA10	DT1TGA11	DT1TGA12
	Dois terços de vão	1	Tensões	Local		9	10	11	12	DT1TL9	DT1TL10	DT1TL11	DT1TL12

Após cada uma das análises os resultados carga / deslocamento apresentam-se sob a forma de tabela como mostra a Figura 5-10. Do lado esquerdo o gráfico deslocamento / carga mostra claramente que para valores de carga inferiores a 70,0 kN há uma perfeita sobreposição das curvas. Verifica-se que para valores próximos dos de colapso a sobreposição diverge ligeiramente tal como referido nas subsecções anteriores em que o valor do incremento de carga é o responsável. A tabela apresentada do lado direito da mesma figura mostra também isso. À medida que o incremento de carga diminui a precisão do valor da carga máxima aumenta, excetuando-se o modelo DT10TG9 e DT5FG9 que apresentam um resultado anómalo. Verifica-se que para incrementos de carga de 10,0 kN os valores da carga máxima obtidos são iguais aos dos obtidos com incrementos de carga de 5,0 kN e os valores da carga máxima obtidos com incrementos de carga de 1,0kN são superiores, excetuando-se os modelos referidos anteriormente. A correlação entre estes valores e os incrementos de carga faz sentido. Assim pode-se também concluir que as várias combinações apresentam um resultado igual para a carga máxima, i.e., há coerência nos resultados. Relativamente aos deslocamentos máximos não se verifica nenhuma correlação em especial entre os obtidos a partir dos modelos com incrementos de carga de 10,0 kN e 5 kN. Já para os obtidos com os modelos de incremento de carga igual a 1,0 kN verificam-se deslocamentos superiores quer para as formulações em termos de força resultante como em termos de tensões, excetuando-se o modelo DT1TG9.

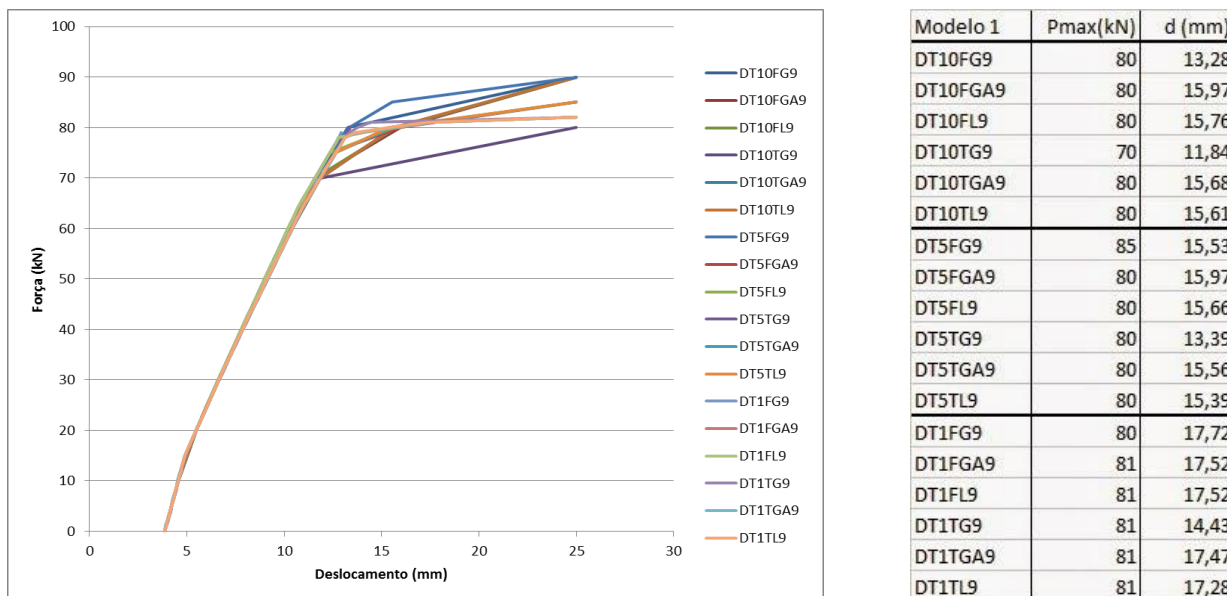


Figura 5-10: Relação deslocamento/força do modelo 1 com a carga aplicada a dois terços de vão do apoio esquerdo.

A Figura 5-11 mostra a deformada - fase de colapso - do arco do modelo DT10FGA9. Aqui as zonas de cor vermelho escuro representam também os valores de compressão maior. O modo de instabilidade evidência bem a formação de 4 rótulas plásticas com a linha de impulso tangente alternativamente ao extradorso e ao intradorso do arco.

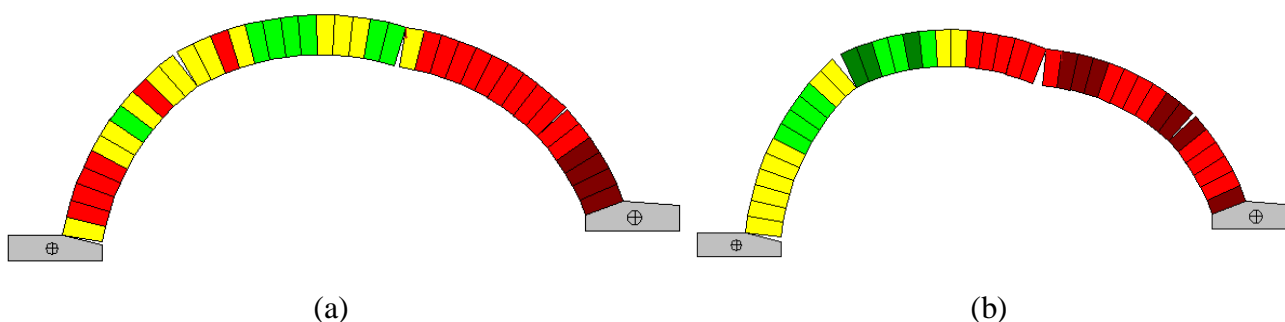


Figura 5-11: Deformadas em duas quaisquer fases distintas do colapso - Modelo DT10FGA9.

#### 5.4.3.5 Carga aplicada a três quartos de vão do apoio esquerdo - TQV

Tal como na subsecção 5.4.3.1 o Quadro 5-6 apresenta um resumo das combinações mas agora para a carga aplicada a três quartos de vão do apoio esquerdo.

Quadro 5-6: Combinação de variáveis para carga a TQV

Modelo	Posição Carga	Incremento kN	Formulação		Amortecimento		kn = 1.00E+X				Modelo	Modelo	Modelo	Modelo
							X							
Salzedas Modelo 1	Três quartos de vão	10	Forças	Global			9	10	11	12	TQ10FG9	TQ10FG10	TQ10FG11	TQ10FG12
	Três quartos de vão	10	Forças	Global	Adaptável		9	10	11	12	TQ10FGA9	TQ10FGA10	TQ10FGA11	TQ10FGA12
	Três quartos de vão	10	Forças	Local			9	10	11	12	TQ10FL9	TQ10FL10	TQ10FL11	TQ10FL12
	Três quartos de vão	10	Tensões	Global			9	10	11	12	TQ10TG9	TQ10TG10	TQ10TG11	TQ10TG12
	Três quartos de vão	10	Tensões	Global	Adaptável		9	10	11	12	TQ10TGA9	TQ10TGA10	TQ10TGA11	TQ10TGA12
	Três quartos de vão	10	Tensões	Local			9	10	11	12	TQ10TL9	TQ10TL10	TQ10TL11	TQ10TL12
	Três quartos de vão	5	Forças	Global			9	10	11	12	TQ5FG9	TQ5FG10	TQ5FG11	TQ5FG12
	Três quartos de vão	5	Forças	Global	Adaptável		9	10	11	12	TQ5FGA9	TQ5FGA10	TQ5FGA11	TQ5FGA12
	Três quartos de vão	5	Forças	Local			9	10	11	12	TQ5FL9	TQ5FL10	TQ5FL11	TQ5FL12
	Três quartos de vão	5	Tensões	Global			9	10	11	12	TQ5TG9	TQ5TG10	TQ5TG11	TQ5TG12
	Três quartos de vão	5	Tensões	Global	Adaptável		9	10	11	12	TQ5TGA9	TQ5TGA10	TQ5TGA11	TQ5TGA12
	Três quartos de vão	5	Tensões	Local			9	10	11	12	TQ5TL9	TQ5TL10	TQ5TL11	TQ5TL12
	Três quartos de vão	1	Forças	Global			9	10	11	12	TQ1FG9	TQ1FG10	TQ1FG11	TQ1FG12
	Três quartos de vão	1	Forças	Global	Adaptável		9	10	11	12	TQ1FGA9	TQ1FGA10	TQ1FGA11	TQ1FGA12
	Três quartos de vão	1	Forças	Local			9	10	11	12	TQ1FL9	TQ1FL10	TQ1FL11	TQ1FL12
	Três quartos de vão	1	Tensões	Global			9	10	11	12	TQ1TG9	TQ1TG10	TQ1TG11	TQ1TG12
	Três quartos de vão	1	Tensões	Global	Adaptável		9	10	11	12	TQ1TGA9	TQ1TGA10	TQ1TGA11	TQ1TGA12
	Três quartos de vão	1	Tensões	Local			9	10	11	12	TQ1TL9	TQ1TL10	TQ1TL11	TQ1TL12

Após cada uma das análises os resultados carga / deslocamento apresentam-se sob a forma de tabela como mostra a Figura 5-12. Do lado esquerdo o gráfico deslocamento / carga mostra claramente que para valores de carga inferiores a 90,0 kN há uma perfeita sobreposição das curvas. Verifica-se que para valores próximos dos de colapso a sobreposição é quase perfeita, facto justificado como referido nas subsecções anteriores em que o valor do incremento de carga é o responsável. A tabela apresentada do lado direito da mesma figura mostra também isso. À medida que o incremento de carga diminui a precisão do valor da carga máxima aumenta. Verifica-se que para incrementos de carga de 10,0 kN os valores da carga máxima obtidos são todos inferiores aos dos obtidos com os modelos com incrementos de carga de 5,0 kN e que os valores da carga máxima obtidos com incrementos de carga de 1,0kN são iguais a estes. A correlação entre estes valores e os incrementos de carga faz sentido. Assim pode-se também concluir que as várias combinações apresentam um resultado igual para a carga máxima, i.e., há coerência nos resultados. Relativamente aos deslocamentos máximos verifica-se que são superiores os obtidos com modelos com incrementos de carga de 5,0 kN comparativamente com os obtidos com modelos com incrementos de carga de 10,0 kN. Já para os obtidos com os modelos de incremento de carga igual a 1,0 kN verifica-se que são similares aos obtidos com os modelos com incrementos de carga de 5,0 kN.

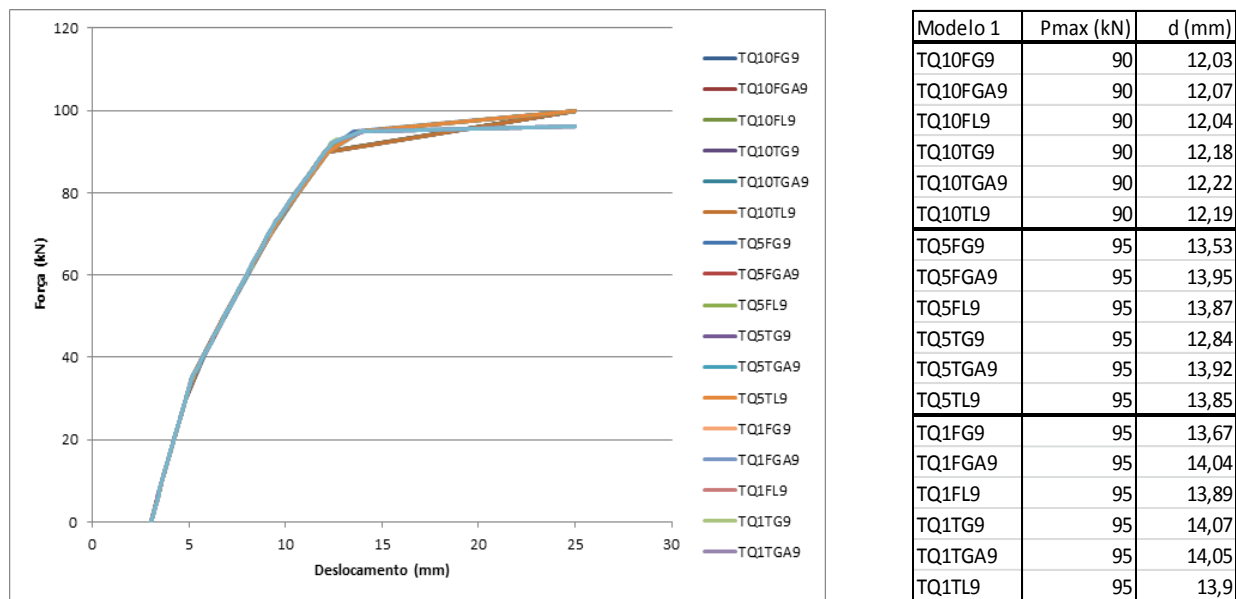


Figura 5-12: Relação deslocamento/força do modelo 1 com a carga aplicada a três quartos de vão do apoio esquerdo.

A Figura 5-13 mostra a deformada - fase de colapso - do arco do modelo DT10FGA9. Aqui as zonas de cor vermelho escuro representam também os valores de compressão maior. O modo de instabilidade evidência bem a formação de 4 rótulas plásticas com a linha de impulso tangente alternativamente ao extradorso e ao intradorso do arco.

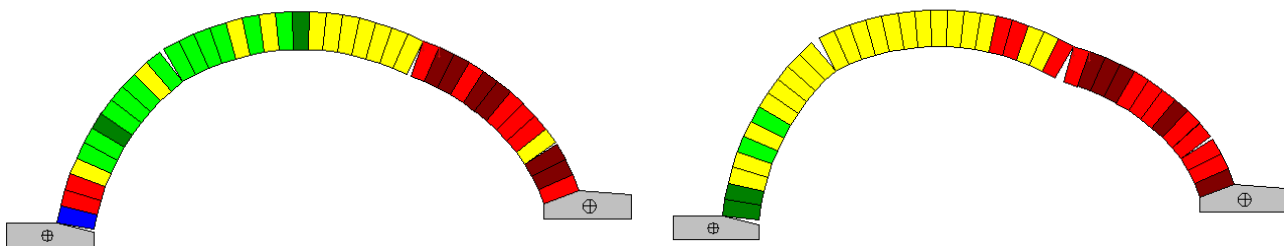


Figura 5-13: Deformadas em duas quaisquer fases distintas do colapso - Modelo TQ10FGA9.

#### 5.4.4 Conclusões

Da análise de sensibilidade pode-se concluir que:

- (1) Obviamente, quanto menor é o valor do incremento de carga maior é a precisão do valor da carga máxima;

- (2) Os diferentes tipos de formulações, em forças e em tensões, não alteram o valor da carga máxima;
- (3) Os diferentes tipos de amortecimento não alteram o valor da carga máxima;
- (4) Tendo em conta também os dados do Apêndice II, os valores da rigidez não são assim tão significativos para o valor da carga máxima (a valores de rigidez maiores correspondem cargas máximas maiores obviamente, porém a relação não é assim tão significativa), influenciando sim e muito o valor do deslocamento máximo da aduela com carga aplicada, ver Quadro 5-7;
- (5) Os deslocamentos são sensíveis aos incrementos de carga e à formulação em termos de tensões.

Além destas conclusões verifica-se que para o modelo com a rigidez de contacto normal igual a  $1E09$  Pa/m e escolhendo o menor dos valores máximos da carga de colapso dos modelos considerando incrementos de carga igual a  $1,0$  kN obteve-se os seguintes valores da carga máxima:

- (1)  $117,0$  kN para a carga aplicada a um quarto de vão;
- (2)  $115,0$  kN para a carga aplicada a um terço de vão;
- (3)  $114,0$  kN para a carga aplicada a meio vão;
- (4)  $80,0$  kN para a carga aplicada a dois terços de vão;
- (5)  $95,0$  kN para a carga aplicada a três quartos de vão.

Relativamente ao tipo de amortecimento verificou-se que à medida que foram realizadas as diversas corridas os modelos que incorporavam o amortecimento global com o esquema adaptável convergiam mais rapidamente em relação aos restantes, o que comprova o descrito no ponto 5.1. Os valores cronometrados não foram registados.

O estudo para os restantes valores de rigidez conduzem a resultados / conclusões similares aos / às aqui esboçadas. Como é expectável foram obtidos valores de carga máximos mais elevados e deslocamentos menores para rigidezes normal de contacto mais elevadas, ver Quadro 5-7.

Assim, atendendo ao Quadro 5-7, conclui-se que o valor da carga máxima admissível para este arco seria aplicar a dois terços de vão uma carga de  $80,0$  kN, correspondendo-lhe um deslocamento de  $17,72$  mm.

Resumindo, o estudo de sensibilidade, permitiu avaliar as diversas formulações ou hipóteses de modelação. Todas elas convergem no mesmo sentido e registam resultados similares. Deste modo, estando-se interessado em determinar cargas máximas num arco isolado, o utilizador deve apenas adotar aquelas que mais rapidamente calculam a estrutura, nomeadamente, escolher a formulação em termos de resultante de forças e amortecimento global adaptável ou local e valores para os incrementos de carga o mais pequeno possível. Caso o objetivo da análise seja determinar deslocamentos a escolha deverá recair para formulação em tensões e as restantes opções similares às anteriormente referidas.

Quadro 5-7: Valores limites dos resultados dos 360 modelos

Posição	Rigidez	Pmax (kN)	Deslocamento (mm)
Quarto de Vão	Q1FG9	117	13.72
	Q1FG10	122	1.47
	Q1FG11	132	0.2
	Q1FG12	132	0.02
Terço de Vão	T1FG9	115	15
	T1FG10	120	1.62
	T1FG11	121	0.17
	T1FG12	125	0.02
Meio Vão	M1FG9	114	16.51
	M1FG10	121	1.79
	M1FG11	121	0.18
	M1FG12	123	0.02
Dois Terços de Vão	DT1FG9	80	17.72
	DT1FG10	83	1.5
	DT1FG11	86	0.18
	DT1FG12	86	0.02
Três Quartos de Vão	TQ1FG9	95	13.67
	TQ1FG10	98	1.4
	TQ1FG11	98	0.14
	TQ1FG12	98	0.01

## **6. Avaliação da capacidade de carga da Ponte Românica de Salzedas**

Feita a análise de sensibilidade apresenta-se neste capítulo um estudo que visa avaliar a capacidade de carga da Ponte Românica de Salzedas. Para efeito vão ser considerados dois modelos. Um para simular a zona interior da ponte (o arco principal mais o material de enchimento) e outro para simular a zona com muro de tímpano da ponte (Cordeiro e Rouxinol, 2014).

Para o modelo que simula o interior da ponte vão ser considerados dois submodelos designados aqui de uma forma simples por modelo 2 e modelo 3. O modelo 2 representa o arco principal isolado sem o material enchimento mas com o seu respetivo peso próprio. O modelo 3 representa o arco principal isolado com o material de enchimento simulado por elementos discretos circulares.

Para simular a zona com os muros de tímpano é considerado o modelo 4. O modelo 4 representa o arco principal isolado mais a parede de tímpano.

Dada a informação contida no capítulo anterior optou-se por escolher os parâmetros / formulações iguais para todos os 3 modelos apontados no capítulo anterior. Nos modelos o incremento de carga foi de 1,0 kN, a formulação em resultante de forças, o amortecimento global adaptável e para a potência que representa a rigidez de contacto normal  $10^9$  Pa/m.

A única variável desta análise será portanto a posição da carga que tal como no modelo 1 assumirá cinco posições distintas, atendendo à não simetria do arco principal.

## 6.1 Modelo 2 e 3 - Arco principal com o material de enchimento

Para estes modelos é feito um estudo em conjunto visto que o objetivo principal é avaliar a influência do material de enchimento. No modelo 2 o arco encontra-se isolado com uma carga distribuída que simula o peso do material de enchimento. Por outro lado, no modelo 3, o arco encontra-se realmente com o enchimento e com as restrições laterais verticais. Com estes dois modelos fica-se a conhecer a influência do material de enchimento na estabilidade do arco.

As cargas máximas para as cinco posições de carga foram obtidas e as relações deslocamento/carga podem ser consultadas na Figura 6-1. Quanto aos valores de carga máxima e respetivo deslocamento, podem ser consultados no Quadro 6-1.

Os deslocamentos verticais são medidos ao nível do centro de massa dos elementos discretos poligonais com carga – elementos 16, 18, 23, 27 e 30. Pode-se ver que a menor carga máxima é atingida a dois terços de vão: 159,0 kN e 31,01 mm. O valor do deslocamento para a carga de colapso (soma do valor da carga máxima como o valor do incremento de carga) poderá ser qualquer e aqui foi fixo / limitado a 40,0 mm, ver Figura 6-2.

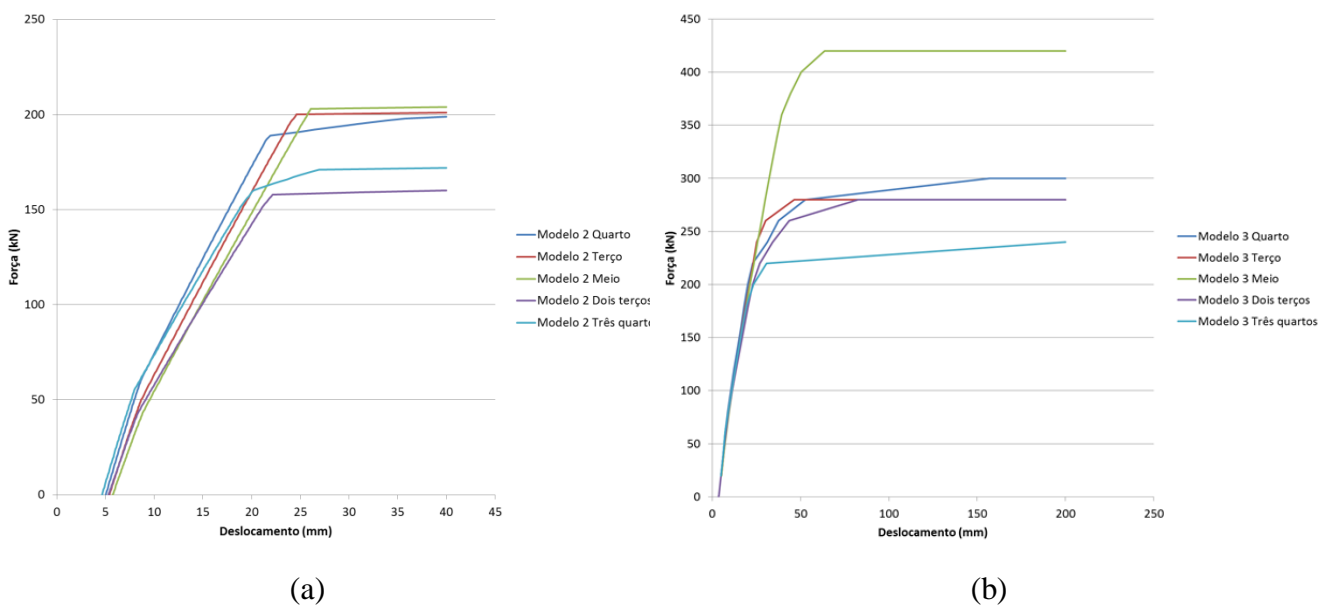


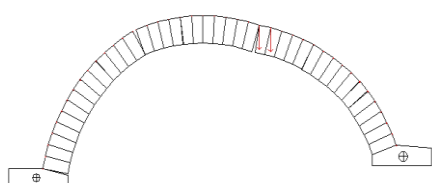
Figura 6-1: Relação deslocamento / força do modelo: (a) 2 e (b) 3

Quadro 6-1: Carga máxima e respetivo deslocamento para o modelo: (a) 2 e (b) 3

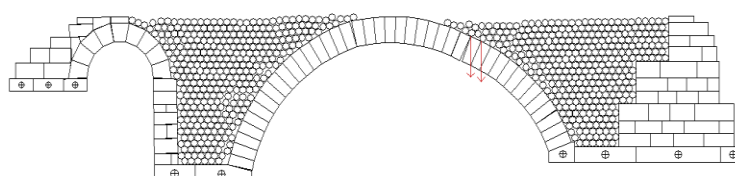
Posição de Carga	Modelo 2	P2 max (kN)	d (mm)	Posição de Carga	Modelo 3	P4 max (kN)	d (mm)
Quarto	Q1FGA9	198	35,78	Quarto	Q20FGA9	280	52,65
Terço	T1FGA9	200	24,62	Terço	T20FGA9	280	46,44
Meio	M1FGA9	203	26,07	Meio	M20FGA9	400	50,41
Dois terços	DT1FGA9	159	31,01	Dois terços	DT20FGA9	260	43,63
Três quartos	TQ1FGA9	171	26,9	Três quartos	TQ20FGA9	220	30,72

(a)

(b)



(a)



(b)

Figura 6-2: Mecanismos de colapso para o modelo: (a) 2 com carga a dois terços de vão do apoio esquerdo; (b) 3 com carga a três quartos de vão do apoio esquerdo

O valor para a massa volúmica do material de enchimento para o modelo 3 deveria ter sido corrigido de forma a ter em conta os vazios. Depois de calcular a área entre o extradorso do arco e a cota do pavimento da ponte, e a soma das áreas de cada um dos elementos discretos circulares que enchem a mesma área, um fator de 1,23 foi calculado. O o valor final da massa volúmica vem dado então por  $2324,7 \text{ kg/m}^3$  ( $1890,0 \times 1,23$ ).

Para o cálculo do peso próprio equivalente ao material de enchimento ( $1890,0 \text{ kg/m}^3$ ) acima do extradorso foi considerada uma altura acrescida de  $0,1111 \text{ m}$  para contemplar o peso das unidades de alvenaria no tabuleiro da ponte ( $2100 \text{ kg/m}^3$ ), ou seja, igual a  $4,4585 \text{ m}$  ( $4,3474 + 0,1111$ ).

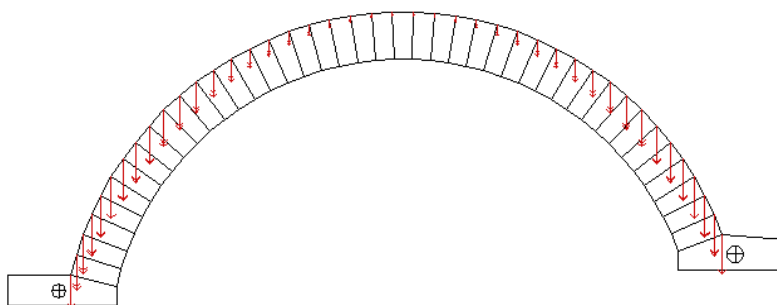


Figura 6-3: Peso próprio equivalente ao do material de enchimento da ponte

Para o modelo 3 o incremento de carga foi de 20,0 kN, o tipo de formulação em forças, amortecimento global adaptável e o expoente da potência da rigidez de contacto normal de 9 (para contacto envolvendo elementos discretos poligonais). Para os contactos entre elementos discretos circulares a rigidez de contacto normal foi de 20,3E6 Pa/m. Para a geração da malha de elementos discretos circulares que simulam o material de enchimento do arco foi considerada uma distribuição hexagonal regular. O raio de cada elemento discreto circular foi de 0,1 m, pelo que o comprimento de influência do contacto foi de 0,2 m. A carga por simplicidade foi aplicada em dois vértices superiores de cada elemento discreto poligonal como pode ser visto na Figura 6-4. Uma vez que a carga é aplicada na direção vertical, todos os possíveis movimentos horizontais e rotações são restringidos. Nesta análise o peso próprio do material de enchimento simulado pelos elementos discretos circulares é acomodado num primeiro passo e só depois são mobilizadas as cargas. Os pilares do arco são fixos e o seu comprimento é de cerca de 1,40 m, ver Figura 6-2. O apoio à esquerda foi simulado pelo arco adjacente e o apoio da direita por um aglomerado de elementos discretos poligonais livres dispostos em escada a uma distância considerável. Este modelo possui um elemento discreto poligonal por cada aduela (43 elementos) e a malha de enchimento possui 682 elementos discretos circulares.

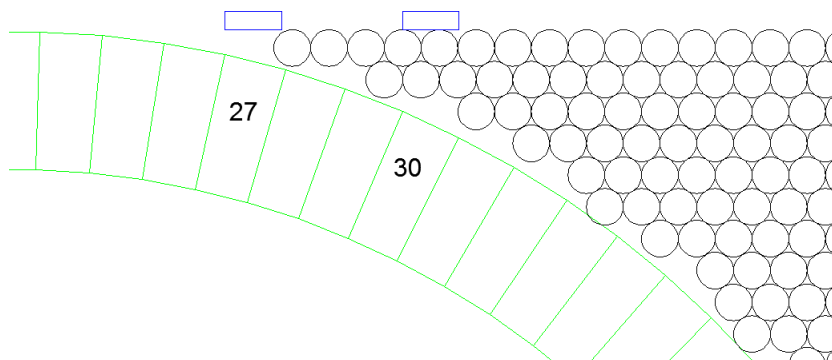


Figura 6-4: Posição de carga para o modelo 3

Os resultados para as cinco posições de carga traduzidos pelos diagramas carga deslocamento são ilustrados na Figura 6-1. Os deslocamentos são também medidos ao nível do centro de massa de cada elemento discreto poligonal com carga – elementos 16, 18, 23, 27 e 30, ver Quadro 6-1. Foi verificado que a carga máxima mais baixa correspondeu à posição três quartos de vão do apoio esquerdo (220,0 kN e 30,72 mm). Tal como referido anteriormente o valor do deslocamento da carga de colapso a três quartos de vão (240 kN) pode ser qualquer um e assim sendo foi limitado / fixo a 200,0 mm. A Figura 6-2 mostra o mecanismo de colapso do arco para a posição de carga a três quartos de vão do apoio esquerdo.

Ao comparar o modelo 2 e 3 verifica-se que o modelo 3 possui mais rigidez do que o modelo 2, ver Quadro 6-2. Com o modelo 3 é possível verificar o efeito da resistência lateral do enchimento. Por outro lado, o valor da carga máxima no modelo 2 ocorre quando a posição é de dois terços de vão do apoio esquerdo (159,0 kN) e no modelo 3 ocorre quando a posição da carga é de três quartos de vão do apoio esquerdo (220,0 kN).

O Quadro 6-2 mostra a diferença, em percentagem, entre os dois modelos. A maior diferença é registada quando a carga é aplicada a meio vão do apoio esquerdo (97,04 %) e a menor diferença é registada quando a carga é aplicada a três quartos de vão do apoio esquerdo (28,65 %).

Quadro 6-2: Resultados dos modelos 2 e 3

Posição de carga	P2max (kN)	P3max (kN)	$\Delta=(P3-P2)/P2$
Quarto	198	280	41,41%
Terço	200	280	40,00%
Meio	203	400	97,04%
Dois terços	159	260	63,52%
Três quartos	171	220	28,65%

## 6.2 Modelo 4 – Arco com a parede tímpano

Para o modelo 4 o incremento de carga considerado foi de 20,0 kN, o tipo de formulação em forças, o tipo de amortecimento global adaptável e 9 o expoente da potência da rigidez de contacto normal. Os resultados obtidos são traduzidos também sob a forma de deslocamento/carga e são mostrados na Figura 6-5 e os valores da carga máxima e respetivo deslocamento no Quadro 6-3. Os deslocamentos são medidos ao nível do centro de massa dos elementos discretos

poligonais - elementos 16, 18, 23, 27 e 30. Foi verificado que a menor carga máxima obteve-se para a carga aplicada a dois terços de vão do apoio esquerdo (420,0 kN e 34,83 mm). Tal como referido anteriormente o valor do deslocamento pode ser um qualquer e foi limitado / fixo a 200,0 mm. A Figura 6-6 mostra o mecanismo de colapso do arco para a carga a dois terços de vão do apoio esquerdo. Esta carga foi aplicada nos dois vértices superiores do elemento discreto poligonal.

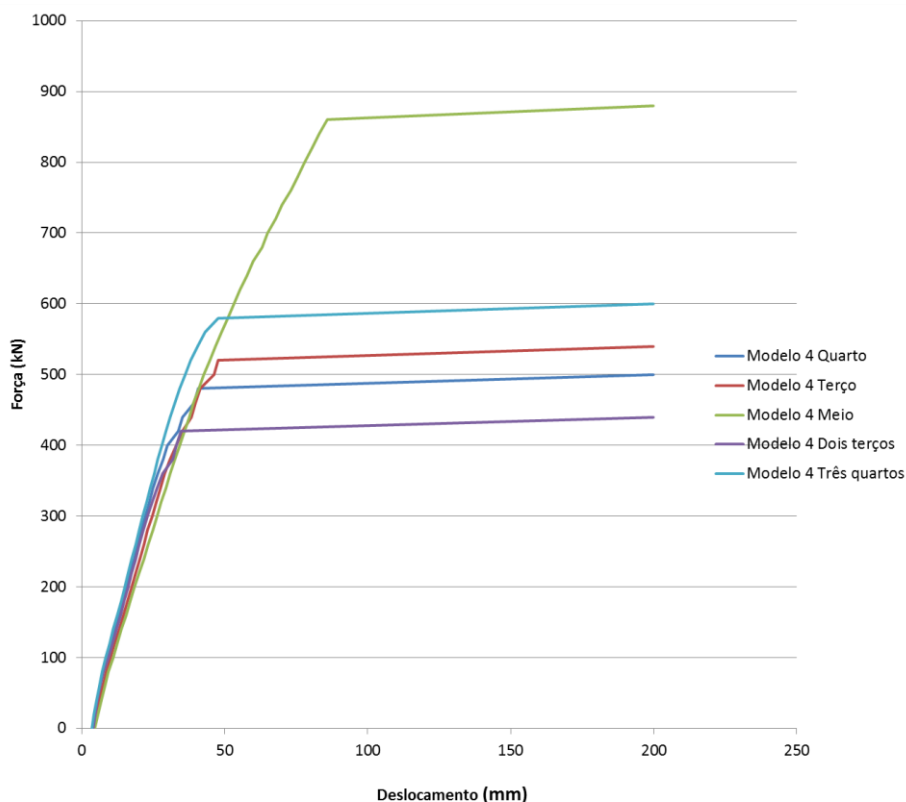


Figura 6-5: Relação deslocamento/carga para o modelo 4

Quadro 6-3: Carga máxima e respetivo deslocamento do modelo 4

Posição de Carga	Modelo 4	P4 max (kN)	d (mm)
Quarto	Q20FGA9	480	40,77
Terço	T20FGA9	520	47,77
Meio	M20FGA9	860	85,79
Dois terços	DT20FGA9	420	34,83
Três quartos	TQ20FGA9	580	47,59

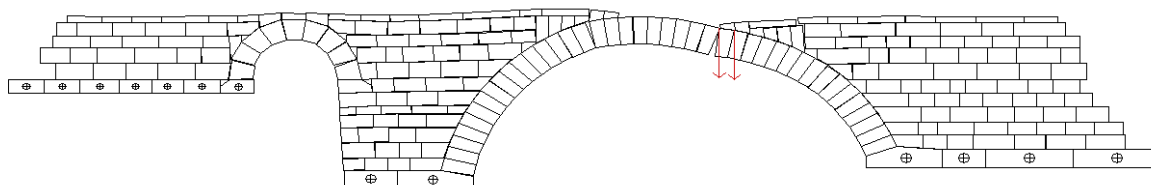


Figura 6-6: Mecanismo de colapso para o modelo 4 – Carga a dois terços de vão

### 6.3 Carga de colapso 3D

A carga máxima é estimada pela combinação das duas soluções: modelo 3 com modelo 4. Os modelos 1 e 2 apresentam resultados mais conservativos porque a pressão do solo horizontal lateral sobre o extradorso do arco não é tida em conta. Assim a média ponderada dos valores de carga máxima oferece uma estimativa para o valor da carga máxima da ponte como se pode verificar no Quadro 6-4. A largura da secção de enchimento é de 4,0 m e a largura da parede de tímpano é estimada em 0,30 m. Note-se que esta metodologia omite alguns recursos 3D que podem reduzir a carga máxima bem como o comportamento do arco. Portanto com a adoção de um coeficiente de combinação ( $\gamma_Q$ ) de 1,5 e para um valor mínimo da carga máxima obtido a três quartos de vão do apoio esquerdo, determina a capacidade de carga da ponte romana de Salzedas em 178,0 kN ( $266,96/1,5$ ) ou aproximadamente 17 toneladas. De notar que nenhum ensaio para caracterizar as propriedades do materiais foi realizado.

Quadro 6-4: Estimativa para a carga de colapso 3D

Posição de carga	Pmodelo 3 (b=4,0m) kN	Pmodelo 4 (b=0,6m) kN	P3D
Quarto	280	480	306,09
Terço	280	520	311,3
Meio	400	860	460
Dois Terços	260	420	280,87
Três quartos	220	580	266,96

## 6.4 Considerações finais

Neste capítulo foi estimada a capacidade de carga da Ponte Romântica de Salzedas. Para tal foram considerados três modelos distintos – modelo 2, 3 e 4. Relativamente ao modelo 2 e 3 ficou determinado que a influência do enchimento é condicionante para a capacidade de carga. No modelo 2 verificou-se que com a carga aplicada a três quartos e dois terços de vão do apoio esquerdo se obteve uma carga de colapso mais baixa relativamente às três outras posições. Já o modelo 3 demonstrou que com a carga aplicada a meio vão se obteve uma carga de colapso significativamente maior do que as restantes quatro posições. Esta diferença entre o modelo 2 e 3 na posição de carga a meio vão acontece devido ao facto de que quando se simula o enchimento através de forças verticais colocadas sobre o arco não se tem em conta o efeito horizontal das paredes laterais que de certa forma dispersam a carga pelo enchimento o que faz com que a meio vão a carga que é possível aplicar seja muito maior no modelo 3.

O modelo 4 arco principal mais parede tímpano o modelo foi gerado através do software AutoCAD para posteriormente se importar no programa LFE-MEDM. Este modelo permitiu estudar a influência das unidades de alvenaria no comportamento estrutural do arco. Verificou-se que a maior carga máxima de colapso é atingida neste modelo, o que leva a crer que as unidades de alvenaria e sua geometria, nomeadamente, aqueles que se encontram entre o arco e a parede têm bastante influência na capacidade de carga.

## **7. Conclusões**

### **7.1 Considerações Finais**

O trabalho aqui apresentado teve por objetivo estudar o comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria. De maneira a tornar o trabalho de carácter mais prático foi estabelecido um protocolo entre a Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Viseu e a Câmara Municipal de Tarouca para estudar um caso prático – a Ponte Românica de Salzedas em Tarouca, Portugal. Essencialmente o trabalho foi dividido em três partes. Na primeira foi recolhida e estudada a informação teórica nos mais variados documentos relativos a pontes em arco de alvenaria de pedra. Tais conhecimentos foram compilados no capítulo 2. Após reunir a informação necessária sobre este tipo de estruturas foi feito um estudo da Ponte Românica de Salzedas, e realizado parte de um relatório de inspeção - mais propriamente dito foi preenchida uma ficha de inspeção visual da autoria de Morais (2012). Com a informação recolhida, foram explicadas três metodologias de análise de pontes em arco de alvenaria cujos conteúdos foram incluídos no capítulo 3. Posteriormente no capítulo 4 e já tomada a decisão de escolha de um método de análise que mais se “adequava” a este tipo de construções, o método dos elementos discretos, tentou-se explicar resumidamente as principais características do método. Atendendo ao programa LFE-MEDM, programa computacional de elementos discretos, disponível na ESTGV foi apresentado o seu funcionamento / uso. Dado que o programa possui vários parâmetros numéricos que podem influenciar o resultado final dos cálculos foi apresentado no capítulo 5 um estudo detalhado, denominado de “análise de sensibilidade”, acerca dos seus principais parâmetros.

Simplificadamente, foi utilizado um arco isolado com as dimensões da Ponte de Salzedas e foram consideradas 5 posições de carga distintas. Várias combinações / modelos foram considerados afim de saber qual a sensibilidade a cada um desses parâmetros. Por fim, com o conhecimento dos capítulos anteriores, no capítulo 6, foi elaborado o estudo para avaliar a capacidade de carga da Ponte Românica de Salzedas. Através de dois principais modelos de elementos discretos, arco principal com enchimento e arco principal com muros de tímpano, da ponte foi estimada a carga de colapso tridimensional. O valor da carga máxima que a estrutura suporta é apresentado.

## 7.2 Desenvolvimentos Futuros

Para dar um seguimento ao estudo que foi aqui desenvolvido, existem diversos trabalhos a elaborar. São de seguida apresentados alguns que tornariam o trabalho mais fácil e eficaz.

Relativamente ao programa computacional LFE-MEDM, poderia ser feita uma interface nova, algo diferente do apresentado na Figura 4-4 (a). Desta forma seria mais intuitivo explorar e conhecer todas as funcionalidades que este programa possui.

Em relação às pontes de alvenaria de pedra, deveria ser criada uma base de dados onde constassem informações como as características mecânicas dos materiais. Na secção 5.4.1 é feita uma recolha de valores de diversos autores em diversas publicações. Com uma base de dados mais completa e oficial seria mais fácil obter estes valores sem haver a necessidade de recorrer a diversos documentos.

Quanto às fichas de inspeção era importante criar uma aplicação para smartphones e tablets para facilitar e melhorar bastante a inspeção a pontes e a estruturas deste género.

## REFERÊNCIAS

- ARÊDE, A. D. e COSTA, A. G. (2005), Avaliação experimental e monitorização de estruturas antigas de alvenaria de pedra. Experiência do NCREP/LESE em dois casos de estudo”, 2.º Seminário, A Intervenção no Património Práticas de conservação e reabilitação, Porto.
- AS PONTES DA MINHA VIDA [Em linha]. [Consult. 12 de Maio de 2014]. Disponível em <<http://pontesvida.wordpress.com>>
- BATHE, K. J. (1982), “Finite element procedures in engineering analysis”, Prentice-Hall.
- CAVICCHI, A. e Gambarotta, L. (2005), “Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction”, *Engng Structures*, 27, pp. 605-615.
- CORDEIRO, P. N. M. M. e ROUXINOL, G. A. F. (2014), “Evaluation of the Load Capacity of Masonry Arch Bridges-Salzedas Roman Bridge”, OPT-iAn International Conference on Engineering and Applied Sciences Optimization M. Papadrakakis, M.G. Karlaftis, N.D. Lagaros (eds.) Kos Island, Greece.
- COSTA, C. M. R. (2009), “Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- COSTA, P. M. Q. M. (2007), “Análise da Construção e do Comportamento dum Ponte de Pedra”, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- COSTA, V. M. (2009), “Desempenho e Reabilitação de Pontes Rodoviárias”, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães.
- COSTA, C (2002), “Análise do Comportamento da Ponte da Lagoncinha sob Ação do Tráfego Rodoviário”, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Porto.

## REFERÊNCIAS

- CUNDALL, P. A. (1971b), “A Computer Model for Simulating Progressive Large Scale Movements in Blocky Rock Systems”, Proc. Of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics, vol. 1, paper No. II-8, Nancy, França.
- CUNDALL, P. A. (1987), “Distinct Element Models of Rock and Soil Structure”, Analytical and Computational. Meth. Engng. Rock Mech. (Ed. E. T. Brown)
- CUNDALL, P. A. (1988), “Formulation of three-dimensional distinct element model Part I: A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks”, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., vol. 25, n.º 3, pp. 107-116.
- CUNDALL, P. A. e Hart, R. D. (1992), “Numerical Modeling of Discontinua”, Engineering Computations.
- GAGO, A. S. (2004), Análise estrutural de arcos, abóbadas e cúpulas. Contributo para o estudo do património construído, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- GAGO, A. S., Alfaiate, J. e de Almeida, J. R. (2003), “Simulação numérica de um ensaio experimental efetuado numa ponte em alvenaria de pedra”, VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional. Universidade de Évora, Évora.
- HEYMAN, J. M. A. (1966), “The stone skeleton”, Int J. Solids and Structures, vol. 2.
- HEYMAN, J. M. A. (1995b), “Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica”, Instituto Juan de Herrera.
- IGOGO [Em linha]. [Consult. 17 maio de 2014]. Disponível em <[www.igogo.pt](http://www.igogo.pt)>
- INFORMÁTICA [Em linha]. [Consult. 24 de Junho de 2014]. Disponível em <<http://informaticahb.blogspot.pt/2008/08/lugar-da-rua-em-aboadela-amarante-um.html>>

## REFERÊNCIAS

- INVENTÁRIO [Em linha]. [Consult. 14 Junho de 2014]. Disponível em <<http://www.inventario.iacultura.pt/>>
- LEMOS, J. V. (1996a), “Assessment of the ultimate load of a masonry arch using discrete elements”, *Computer Methods in Structural Masonry – 3, Books & Journals International* (Eds. J. Middleton and G. N. Pande), pp. 294-302, Swansea, Reino Unido.
- LEMOS, J. V. (1997c), “Discrete Element Modelling of the Seismic behavior of Stone Masonry Arches”, *Computer Methods in Structural Masonry – 4*, (Eds. G. N. Pande, J. Middleton e B Kralj), pp. 220-227, E&FN Spon.
- LEMOS, J. V. (2003), “Análise modal de estruturas antigas com modelos de blocos rígidos”, *Congresso Nacional: VII Congresso de Mecânica Aplicada e Computacional*, vol. 1, pp. 1-8, Universidade de Évora, Évora.
- LEMOS, J. V. (1998b), “Discrete Element Analysis of the S. Vicente de Fora Model Test”, *Proc. Monument 98 – Workshop on Seismic Performance of Monuments*, pp. 13-20, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LOURENÇO, P. B. e OLIVEIRA D. V. (2003), “Pontes de alvenaria - Técnicas de construção e fundações. Técnicas de inspeção e de reforço”, *Casos de estudo*. Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Braga.
- MORAIS M. J. C. (2012), “Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra, Estudo de um caso Prático”, pp. 16, Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Viseu.
- MORAIS M. J. C. (2012), Rouxinol, G.A.F., Pimenta, “Assessment of the Capacity of Mondim da Beira Bridge Using Two Distinct Mesh Generations”. *8th International Conference SAHC 2012 Structural Analysis of Historical Constructions*, Poland.

## REFERÊNCIAS

- MORIKAWA, H. Sawamoto, e Kobayashi, N. (1993), “Local Fracture Analysis of a Reinforced Concrete Slab by the Discrete Element Method”, Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Conf. Discrete Element Methods, pp. 275-286, Cambridge, Massachusetts IESL Publications.
- MOLINS, C. (1998), “Numerical simulation of the ultimate response of arch bridges”, Structural Analysis of Historical Constructions II, (Eds. P. Roca, J.L. González, E. Oñate e P.B. Lourenço), CIMNE, Barcelona.
- MUNICÍPIO AMARES [Em linha]. [Consult. 12 de Maio de 2014]. Disponível em <[www.cm-amares.pt](http://www.cm-amares.pt)>
- NUNES, P. C. C. (2009), “Teoria do Arco de Alvenaria: Uma Perspectiva Histórica”, Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília. Dissertação de Mestrado, Brasília.
- PAGE, J. (1993), “Masonry arch bridges. State-of-the-Art Review”. Transport Research Laboratory, Department of Transport, Londres.
- POTYONDY, D. O. e Cundall, P. A. (2004), “A bonded-particle model for rock”, Int. J. Rock Mechanics & Mining Sciences, n°41, pp. 1329-1364.
- PROSKE, D. e GELDER, P. V. (2009), “Safety of Historical Stone Arch Bridges”, Berlim.
- RIBEIRO, A. S. (1998), “Pontes Antigas Classificadas”, Junta Autónoma de Estradas.
- RODRIGUES, N. (2011), “Reabilitação de Pontes Históricas de Alvenaria, Estudo Tendente ao Estabelecimento de Metodologias de Atuação”, Estradas de Portugal.
- ROTA DO ROMÂNICO [Em linha]. [Consult. 12 Agosto de 2014]. Disponível em <[http://www.rotadoromanico.com/SiteCollectionImages/MonumentosImagensTextos/Ponte\\_Espindo\\_recup\\_2.jpg](http://www.rotadoromanico.com/SiteCollectionImages/MonumentosImagensTextos/Ponte_Espindo_recup_2.jpg)>

## REFERÊNCIAS

- ROUXINOL, G.A.F., P. Providência, P e Lemos, J. V. (2006), “The discrete element method with 2D rigid polygonal and circular elements”. V Int. Conf. Structural Analysis of Historical Constructions, (Eds. P. B. Lourenço, P. Roca, C. Modena e S. Agrawal), vol. 2, pp. 1023-1031, Nova Deli.
- ROUXINOL, G.A.F. (2007), “Modelação e Avaliação Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- ROUXINOL, G.A.F., Providência P. e Lemos, J. V. (2007c), “Analyse de ponts historiques utilisant la méthode des éléments discrets mixte”, 23<sup>ème</sup> Congrès Mondial de la Route, (Association Mondial de la Route – AIPCR/PIARC), article published on cd-rom in 2008, Paris.
- ROUXINOL, G.A.F., Providência, P. e Lemos, J.V. (2007b), “Bridgemill bridge bearing capacity assessment by a discrete element method”, Proc 5<sup>th</sup> Int. Conf. Arch Bridges, (Eds. Paulo B. Lourenço, Daniel V. Oliveira e Artur Portela), pp. 669-676, Funchal Madeira.
- ROUXINOL, G.A.F., Providência, P e Lemos, J. V. (2007<sup>a</sup>), “Aplicação do método da expansão do raio em domínios complexos no método dos elementos discretos”, CMNE 2007 – Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia e XXVIII CILAMCE – Congresso Ibero-Americano sobre Métodos Computacionais em Engenharia, Porto.
- ROUXINOL, G.A.F., Providência, P e Lemos, J. V. (2007d), “Método dos Elementos Discretos 2D com elementos rígidos poligonais e circulares - Determinação de valores e vetores próprios”, Sísmica 2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica (Eds. Raimundo Delgado, Aníbal Costa e Xavier Romão), pp. 295-296, Porto.

## REFERÊNCIAS

- ROUXINOL, G. A. F. (2014), “New approach to determine allowable vehicle load for masonry arch bridges”, Transportation Research Board, 93<sup>rd</sup> Annual Meeting, January 12-16, Washington, D.C.
- SERRA, M. C. (2013), “Modelação Numérica de Pontes de Alvenaria de Pedra”, Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- SÎNCRAIAN, G. E. (2001), “Seismic Behavior of Blocky Mansory Structures – A discrete Element Method Approach”, Tese de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- SOUSA G. N. A. C. (2012), “Estudo do comportamento estrutural de uma ponte em arco”, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia do Porto, Porto 2012.
- VALENÇA J. (2006), “Técnicas de fotogrametria em engenharia de estruturas”, Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- VIEIRA J. L. M. (1997), “Um modelo de elementos discretos para o estudo de estruturas de alvenaria”, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- WIKIPEDIA [Em linha]. [Consult. 20 Maio de 2014]. Disponível em <<http://pt.wikipedia.org/>>
- WILLIAMS J.R. (1988), “Contact analysis of large numbers of interacting bodies using discrete modal methods for simulating material failure on the microscopic scale”, Eng. Computations 5, pp. 198-209.

## APÊNDICE I

# APÊNDICE I

## PONTES EM ARCO DE ALVENARIA – ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

Quadro C-1: Proposta de ficha de inspeção visual de PAAP elaborada

<b>FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA</b>		<b>DEC</b> Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático
<i>Ponte românica de Selgadas</i>		
Ficha nº: <u>1</u>	Data: <u>20/4/2014</u> ; <u>1/1</u>	
Equipa/Técnico: <u>Pedro Nunes Magalhães Marques Coimbra</u>		

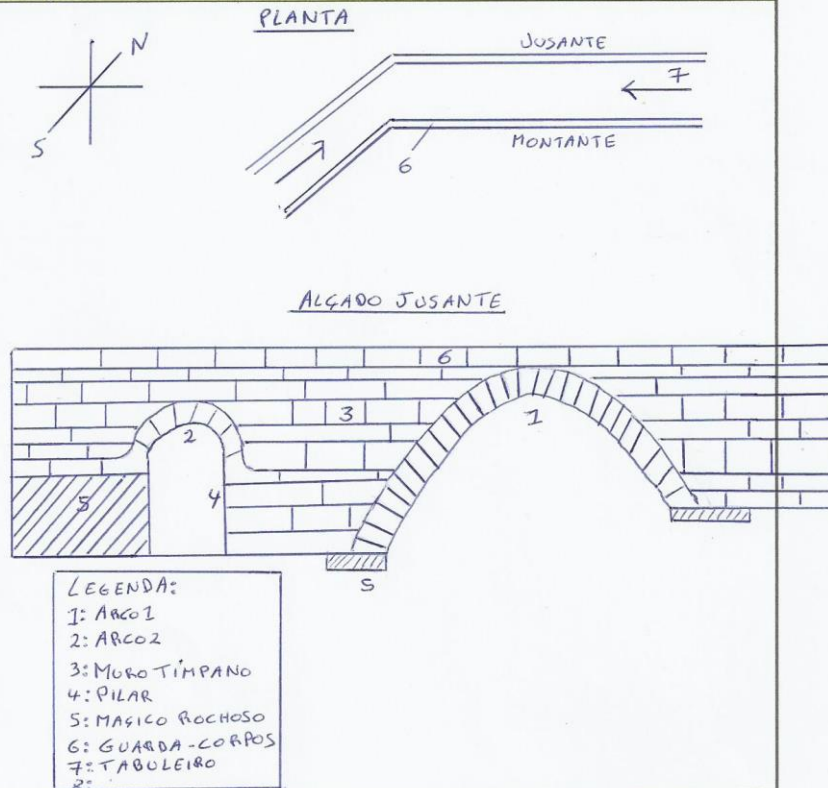
### IDENTIFICAÇÃO E CARACTERÍSTICAS GERAIS DA PAAP

#### 1: Dados Gerais

##### 1.1: Localização


(i) Distrito: Viseu (v) Localidade: Selgadas  
 (ii) Concelho: Tanouga  
 (iii) Freguesia: Selgadas (vi) Rua: Rua dos moirões  
 (iv) Curso de água: Rio Vouza

##### 1.2: Esquemas




APÊNDICE I

APÊNDICE C

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA	
<i>Ponte românica de Selvedas</i>	
Ficha nº: <u>1</u>	Data: <u>20/4/2014</u> ; / /
Equipa/Técnico: <u>Pedro Novo Magalhães Marques Coelho</u>	
 Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático	
<b>1.3: Acesso</b>	
(i) Tipo:	Estrada Nacional <input type="checkbox"/> Estrada Municipal <input type="checkbox"/> Caminho Municipal <input checked="" type="checkbox"/> Caminho particular <input type="checkbox"/>
(ii) Nome:	<u>hamal Avenida Manuel Pinto Luena</u>
(iii) Existência de outros acessos na proximidade:	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>
(iv) Localização dos outros acessos (km):	<u>a 4 km</u>
(v) Estrada / ponte (outros acessos):	<u>rua da Pramada</u>
(vi) Localidade (outros acessos):	<u>Selvedas</u>
<b>1.4: Época construtiva</b>	
(i) Data:	<u>Séc III a V d.C</u>
(ii) Tipologia da PAAP:	Romana <input checked="" type="checkbox"/> Medieval <input type="checkbox"/> Moderna <input type="checkbox"/> Várias <input type="checkbox"/>
(iii) Designação:	<u>Românica</u>
(iv) Fonte de informação:	_____
<b>1.5: Classificação</b>	
(i) Propriedade:	<u>Pública (Câmara Municipal de Tavira)</u>
(ii) Fonte de informação:	<u>Câmara Municipal</u>
(iii) Segundo o IHRU/SIPA:	Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> N° IPA: _____
(iv) Segundo o IGESPAR:	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> Classificação: <u>Imovel de interesse Público (IIP)</u>
<b>1.6: Utilização</b>	
(i) Em funcionamento:	Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> (ii) Notas: <u>7 pontos</u>
(iii) Utilização:	Pedonal <input type="checkbox"/> Rodoviária <input checked="" type="checkbox"/> Ferroviária <input type="checkbox"/>
(iv) Tráfego diário:	_____
(v) Sobrecarga pesadas:	Frequente <input type="checkbox"/> Ocasional <input checked="" type="checkbox"/>
(vi) N° de vias rodoviárias/ferroviárias:	<u>uma via com marcos no Tabuleiro</u>
<b>1.7: Registos sismológicos</b>	
(i) Ocorrência de sismos:	Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> (ii) Grau: _____
(iii) Notas:	<u>Não foi possível apurar</u>
<b>1.8: Observações</b>	
Fotos	


# APÊNDICE I

## PONTES EM ARCO DE ALVENARIA – ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

<b>FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA</b> <u>Ponte romana de Selgado</u>		 Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático
Ficha nº: <u>7</u> Data: <u>20/4/2014</u> ; / / Equipa/Técnico: <u>Pedro Nunes Marques Marques Coelho</u>		
_____ _____ _____		
<b>2: Ocorrência de Intervenções e de Alterações</b>		
<b>2.1: Existência de registos de outras inspeções</b>		
(i) Sim <input type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/> (ii) Fonte de informação: <u>Não foi possível obter esta informação</u> Nota: acrescentar campos em igual nº ao das ocorrências.		
(iii) Nº: <u>—</u> (iv) Data: <u>—/—/—</u> (v) Autor: <u>—</u>		
(vi) Tipo de inspeção realizada: <u>—</u> (vii) Descrição: <u>—</u>		Fotos _____ _____ _____ _____
<b>2.2: Existência de manutenção</b>		
(i) Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/> (ii) Fonte de informação: <u>Câmara Municipal de Terras de Bouro</u> Nota: acrescentar campos em igual nº ao das ocorrências.		
(iii) Nº: <u>—</u> (iv) Data: <u>—/—/—</u> (v) Autor: <u>—</u>		
(vi) Tipo de manutenção realizada: <u>—</u> (vii) Descrição: <u>—</u>		Fotos _____ _____ _____ _____
<b>2.3: Existência de intervenções/alterações</b>		
(i) Sim <input type="checkbox"/> Não <input checked="" type="checkbox"/> (ii) Fonte de informação: <u>Câmara Municipal de Terras de Bouro</u> Nota: acrescentar campos em igual nº ao das ocorrências.		
(iii) Nº: <u>—</u> (iv) Data: <u>—/—/—</u> (v) Autor: <u>—</u>		
(vi) Tipo intervenção/alteração realizada: <u>—</u>		

APÊNDICE I

APÊNDICE C

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA	
<i>Ponte românica de Salgedos</i>	
Ficha nº: <u>7</u>	Data: <u>20/4/2014</u> ; <u>/ /</u>
Equipa/Técnico: <i>Pedro Nuno Marques Marques Coelho</i>	
 <p>Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático</p>	
(vii) Descrição:	Fotos
2.4: Observações	Fotos
<b>3: Constituição</b>	
<b>3.1: Tabuleiro</b>	
(i) Descrição do tipo de material:	<i>Bloco de granito</i>
(ii) Disposição/tipo:	Placas de UA regular <input checked="" type="checkbox"/> Placas de UA irregular <input type="checkbox"/> Camada de betuminoso <input type="checkbox"/>
Nota: UA – Unidades de Alvenaria	
<b>3.2: Enchimento</b>	
(i) Descrição do tipo de material:	<i>Não foi possível realizar ensaios para determinar o material de enchimento</i>
<b>3.3: Muros de tímpano</b>	
(i) Descrição do tipo de material:	<i>Bloco de granito</i>
(ii) Disposição/tipo:	Regular com preenchimento <input type="checkbox"/> Regular sem preenchimento <input checked="" type="checkbox"/> Irregular com preenchimento <input type="checkbox"/> Irregular sem preenchimento <input type="checkbox"/>
(iii) Tipo de argamassa nas juntas:	Original <input type="checkbox"/> Compatível <input type="checkbox"/> Cimento Portland <input type="checkbox"/>
<b>3.4: Arcos</b>	
(i) Nº de arcos:	<u>2</u>
Nota: acrescentar campos em igual nº ao dos arcos.	

Maria José da Cruz Morais

5




# APÊNDICE I

## PONTES EM ARCO DE ALVENARIA – ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA		<b>DEC</b>
<i>Ponte românica de Selgados</i>		Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático
Ficha nº: <u>7</u>	Data: <u>20/4/2014</u> ; <u>1/1</u>	
Equipa/Técnico: <u>Pedro Nunes Marques Marques Coelho</u>		
(ii) Arco: _____		
(iii) Descrição do tipo de material: _____		
(iv) Disposição/tipo:		
Regular com preenchimento <input type="checkbox"/>	Regular sem preenchimento <input checked="" type="checkbox"/>	Irregular com preenchimento <input type="checkbox"/>
		Irregular sem preenchimento <input type="checkbox"/>
(v) Tipo de argamassa nas juntas: Original <input type="checkbox"/> Compatível <input type="checkbox"/> Cimento Portland <input type="checkbox"/>		
3.5: Pilares e encontros		
(i) Nº de pilares e encontros: <u>1</u>		
Nota: acrescentar campos em igual nº ao dos talha-mares e talhantes.		
(ii) Pilar / encontro: _____		
(iii) Descrição do tipo de material: <u>Blocos de granito</u>		
(iv) Disposição/tipo:		
Regular com preenchimento <input type="checkbox"/>	Regular sem preenchimento <input checked="" type="checkbox"/>	Irregular com preenchimento <input type="checkbox"/>
		Irregular sem preenchimento <input type="checkbox"/>
(v) Tipo de argamassa nas juntas: Original <input type="checkbox"/> Compatível <input type="checkbox"/> Cimento Portland <input type="checkbox"/>		
3.6: Talha-mares e talhantes		
(i) Nº de talha-mares e talhantes: <u>0</u>		
Nota: acrescentar campos em igual nº ao dos talha-mares e talhantes.		
(ii) Talha-mares / talhantes: _____		
(iii) Descrição do tipo de material: _____		
(iv) Disposição/tipo:		
Regular com preenchimento <input type="checkbox"/>	Regular sem preenchimento <input type="checkbox"/>	Irregular com preenchimento <input type="checkbox"/>
		Irregular sem preenchimento <input type="checkbox"/>
(v) Tipo de argamassa nas juntas: Original <input type="checkbox"/> Compatível <input type="checkbox"/> Cimento Portland <input type="checkbox"/>		
3.7: Fundações		
(i) Descrição do tipo de material: <u>Maciço rochoso de granito</u>		
(ii) Disposição/tipo:		
Direta por sapata sobre maciço rochoso <input type="checkbox"/>	Indireta por pegão/poço sobre maciço rochoso <input type="checkbox"/>	Diretamente sobre maciço rochoso <input checked="" type="checkbox"/>
3.8: Guardas		
(i) Descrição do tipo de material: <u>Blocos de granito</u>		

APÊNDICE I

APÊNDICE C

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA	
<i>Ponte romana de Seibredos</i>	
Ficha n.º: _____	Data: <i>20/7/2014</i> ; / /
Equipa/Técnico: <i>Patrícia Nunes Marques Monteiro Correia</i>	
 Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático	
(ii) Disposição/tipo: Regular com preenchimento <input type="checkbox"/> Regular sem preenchimento <input checked="" type="checkbox"/> Irregular com preenchimento <input type="checkbox"/> Irregular sem preenchimento <input type="checkbox"/>	
(iii) Tipo de argamassa nas juntas:    Original <input type="checkbox"/> Compatível <input type="checkbox"/> Cimento Portland <input type="checkbox"/>	
3.9: Observações	Fotos
<hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/> <hr/>	
<b>4: Geometria</b>	
4.1: Dimensões globais	
(i) Comprimento total: <i>27m</i> (ii) Largura total: <i>4,6m</i> (iii) Altura máxima: <i>4,9m</i>	
4.2: Tabuleiro	
(i) Largura da via: <i>3,90m</i> (ii) Largura dos passeios: _____	
(iii) Perfil do tabuleiro: <i>horizontal</i>	
(iv) Notas: _____	
4.3: Arcos	
(i) N.º de arcos: <i>2</i>	
Nota: acrescentar campos em igual n.º ao dos arcos.	
(ii) Arco: <i>A7</i>	
(a) Tipologia:    Volta perfeita <input type="checkbox"/> Segmentado <input checked="" type="checkbox"/> Parabólico <input type="checkbox"/> Ogival <input type="checkbox"/> Abatido <input type="checkbox"/> Adintelado <input type="checkbox"/>	
(b) Flecha: <i>3,6m</i> (c) Vão: <i>2,9m</i> (d) Dimensão média dos elementos: <i>0,3 a 0,6m</i>	
(e) Posição das aduelas:  <input checked="" type="checkbox"/>  <input type="checkbox"/>	
(f) Recobrimento sobre a aduela de fecho: <i>Não existe</i>	
(iii) Notas: _____	
Fotos	
<hr/> <hr/> <hr/> <hr/>	


# APÊNDICE I

## PONTES EM ARCO DE ALVENARIA – ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA		DEC
<i>Ponte romana de Silgidos</i>		Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático
Ficha n°: <u>1</u>	Data: <u>2014/2014; 1/1</u>	
Equipa/Técnico: <u>Beltrão Nunes, Hugo Marques, Colares</u>		
<b>4.4: Pilares</b>		
(i) N° de pilares: <u>1 P</u>		
Nota: acrescentar campos em igual n° ao dos pilares.		
(ii) Pilar: <u>P</u>	(a) Altura: <u>2,3m</u>	(b) Largura: _____
(iii) Notas:	Fotos	
_____		
_____		
<b>4.5: Talha-mares e talhantes</b>		
(i) N° de talha-mares: <u>0</u>		
Nota: acrescentar campos em igual n° ao dos talha-mares.		
(a) Talha-mares: _____	(a1) Altura: _____	(a2) Largura: _____
(ii) N° de talhantes: _____		
Nota: acrescentar campos em igual n° ao dos talhantes.		
(b) Talhantes: _____	(b1) Altura: _____	(b2) Largura: _____
(iii) Notas:	Fotos	
_____		
_____		
<b>4.6: Fundações</b>		
Nota: acrescentar campos em caso de as fundações não serem iguais para toda a PAAP.		
(i) Altura: _____	(ii) Largura: _____	
(iii) Notas:	Fotos	
_____		
_____		
<b>4.7: Guardas</b>		
(i) Dos dois lados: Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não <input type="checkbox"/>		
(ii) Guarda direita:	(a1) Altura: <u>0,5m</u>	(a2) Largura: <u>0,3m</u>
(iii) Guarda esquerda:	(b1) Altura: <u>0,5m</u>	(b2) Largura: <u>0,3m</u>
(iii) Notas:	Fotos	
_____		
_____		


APÊNDICE I


APÊNDICE C

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA	
<i>Ponte românica de Salzedas</i>	
Ficha nº: <u>1</u>	Data: <u>20/4/2014</u> ; <u>1/1</u>
Equipa/Técnico: <u>Pedro Nunes Marques Marques Coelho</u>	
 Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático	
4.8: Observações	Fotos
REGISTO DE DANOS	
5: Danos estruturais	
Esquema de danos estruturais	
Danos/localização/detalhe	Fotos
D1: Destacamentos de unidades de alvenaria e colapso da PAAP	
D1.1: Destacamento de unidades de alvenaria <input type="checkbox"/>	

# APÊNDICE I

## PONTES EM ARCO DE ALVENARIA – ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

<b>FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA</b> <i>Ponte românica de Sulpícios</i>		 Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático
Ficha nº: <u>I</u> Data: <u>20/4/2024</u> ; <u>/ /</u>		
Equipa/Técnico: <u>Pedro Nuno Moisés Marques Correia</u>		
<b>D1.2: Falta de unidades de alvenaria</b>		<input type="checkbox"/>
_____ _____ _____ _____		
<b>D1.3: Desmoronamento total ou parcial dos elementos constituintes da PAAP</b>		<input type="checkbox"/>
_____ _____ _____ _____		
<b>D2: Danos localizados nos arcos</b>		
<b>D2.1a: Fendilhação longitudinal no intradorso do arco e paralelamente ao intradorso</b>		<input type="checkbox"/>
_____ _____ _____ _____		
<b>D2.1b: Fendilhação longitudinal no intradorso do arco entre a primeira fiada e as restantes</b>		<input type="checkbox"/>
_____ _____ _____ _____		

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA		 Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático										
Ponte romana de Selgadas Ficha nº: 1      Data: 20/4/2014: / / Equipa/Técnico: Pedro Nuno Moraes, Marques Godinho												
<b>D2.1c: Fendilhação longitudinal no extradorso entre a primeira fiada do arco e o muro de tímpano</b>		<input type="checkbox"/>										
<table border="1"> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> </table>												
<b>D2.2: Fendilhação transversal no intradorso do arco</b>		<input type="checkbox"/>										
<table border="1"> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> </table>												
<b>D2.3: Fendilhação diagonal no intradorso do arco</b>		<input type="checkbox"/>										
<table border="1"> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> </table>												
<b>D2.4: Deformação excessiva do arco</b>		<input type="checkbox"/>										
<table border="1"> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> </table>												
<b>D3: Danos localizados nos muros de tímpano</b>												
<b>D3.1a: Inclinação para fora do plano</b>		<input type="checkbox"/>										
<table border="1"> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> <tr><td> </td></tr> </table>												


# APÊNDICE I

## PONTES EM ARCO DE ALVENARIA – ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA		DEC Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático
<u>Ponte romana de Seixal</u>		
Ficha nº: <u>1</u>	Data: <u>20/4/2014</u> : <u>1/1</u>	
Equipa/Técnico: <u>Paulo Nunes Marques Marques Castro</u>		
<b>D3.1b: Encurvadura para fora do plano</b>		<input type="checkbox"/>
<b>D3.1c: Escorregamento para fora do plano</b>		<input type="checkbox"/>
<b>D3.1d: Fendilhação na primeira fiada do arco e destacamento do arco</b>		<input type="checkbox"/>
<b>D3.2: Fendilhação no muro de tímpano</b>		<input type="checkbox"/>
<b>D4: Danos localizados nos apoios (pilares e encontros)</b>		
<b>D4.1: Assentamento dos apoios</b>		<input type="checkbox"/>


# APÊNDICE I

## APÊNDICE C

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA	
Ficha n°: _____	Data: ____/____/____ ; ____/____/____
Equipa/Técnico: _____	
 Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático	
<b>D4.2: Movimento dos apoios</b>	<input type="checkbox"/>
<b>D4.3: Consolidação do terreno</b>	<input type="checkbox"/>
<b>D5: Danos localizados nas fundações</b>	
<b>D5.1: Perda de capacidade resistente das fundações</b>	<input type="checkbox"/>
<b>D5.2: Descalçamento das fundações</b>	<input type="checkbox"/>


# APÊNDICE I

## PONTES EM ARCO DE ALVENARIA – ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA		 Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático										
Ponte romana de Sequeira Ficha nº: 1      Data: 20/4/2014 ; 1/1 Equipa/Técnico: Paulo Neto, Manuel Marques, Carlos												
<b>D6: Danos localizados no enchimento</b>												
<b>D6.1: Degradação do material de enchimento</b>		<input type="checkbox"/>										
<table border="1"> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </table>												
<b>D7: Danos localizados nos elementos secundários</b>												
<b>D7.1: Desmoronamento das guardas</b>		<input type="checkbox"/>										
<table border="1"> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </table>												
<b>D7.2: Desmoronamento dos talha-mares e talhantes</b>		<input type="checkbox"/>										
<table border="1"> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </table>												
<b>D7.3: Fendilhação no tabuleiro</b>		<input checked="" type="checkbox"/>										
Tabuleiro bastante danado devido à passagem de veículos												
<table border="1"> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </table>												

APÊNDICE I

APÊNDICE C

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA	
<i>Ponte Romana de S. Pedro</i>	
Ficha nº: <i>7</i>	Data: <i>20/4/2014</i> ; / /
Equipa/Técnico: <i>Pedro Nunes Marques Marques Coimbra</i>	
 Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático	
<b>6: Danos não estruturais</b>	
<b>Esquema de danos não estruturais</b>	
Danos/localização/detalhe	Fotos
<b>D8: Depósitos de origem biológica</b>	
<b>D8.1: Vegetação de médio e pequeno porte</b> <input checked="" type="checkbox"/>	
<ul style="list-style-type: none"><li>• <i>Vegetação de médio porte mais localizada entre as duas arcos</i></li><li>• <i>Vegetação no interior do arco maior</i></li></ul>	
<b>D8.2: Musgos</b> <input checked="" type="checkbox"/>	
<ul style="list-style-type: none"><li>• <i>Junto às fundações</i></li><li>• <i>No interior do arco menor</i></li></ul>	


# APÊNDICE I

## PONTES EM ARCO DE ALVENARIA – ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA		DEC Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático
<i>Ponte romana de Selvedas</i>		
Ficha nº: 7	Data: 20/4/2014; / /	
Equipa/Técnico: Pedro Nunes Morgado Marques Galvão		
D8.3: Líquenes	<input type="checkbox"/>	
D8.4: Excrementos de aves e depósitos de terra vegetal	<input type="checkbox"/>	
<b>D9: Presença de água e humidade</b>		
D9.1: Escorrências, depósito de água e manchas de humidade	<input checked="" type="checkbox"/>	
<i>No interior de cada arco existe bastante humidade ainda do tabuleiro.</i>		
D9.2: Eflorescências	<input type="checkbox"/>	
<b>D10: Degradação do material pétreo</b>		
D10.1: Erosão das unidades de alvenaria	<input type="checkbox"/>	

APÊNDICE I

APÊNDICE C

<b>FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA</b> <u>Ponte romana de Salspelas</u>		 Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático
Ficha nº: <u>1</u> Data: <u>10/04/2014</u> ; <u>1</u> / <u>1</u>		
Equipa/Técnico: <u>Paolo Nuno Marques Marques Coelho</u>		
<b>D10.2: Meteorização (desagregação) das unidades de alvenaria</b>		<input type="checkbox"/>
_____ _____ _____ _____ _____		
<b>D10.3: Crostas negras e filmes negros</b>		<input type="checkbox"/>
_____ _____ _____ _____ _____		
<b>D11: Perda de argamassa nas juntas preenchidas</b>		
<b>D11.1: Perda de argamassa</b>		<input type="checkbox"/>
_____ _____ _____ _____ _____		
<b>7: Observações</b>		
<b>Detalhe</b>		<b>Fotos</b>
_____ _____ _____ _____ _____		

# APÊNDICE I

## PONTES EM ARCO DE ALVENARIA – ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

<b>FICHA DE INSPEÇÃO VISUAL DA</b> <i>Ponte romana de Sabugal</i>		<b>DEC</b> Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra Estudo de um caso prático
Ficha nº: <u>1</u>	Data: <u>20/4/2014</u> ; <u>1/1</u>	
Equipa/Técnico: <u>Pedro Novo Marques Marques Galvão</u>		
<b>ANEXOS / OUTRAS INFORMAÇÕES</b>		

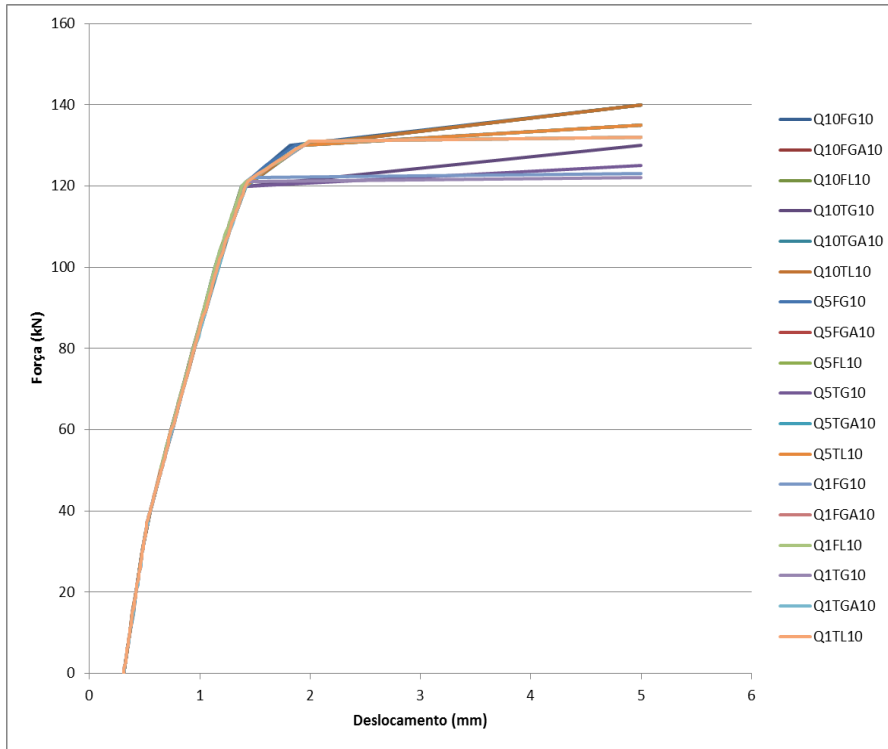
## APÊNDICE II

## APÊNDICE II

### Gráficos e Tabelas de Força / Deslocamento para os Expoentes de Rigidez

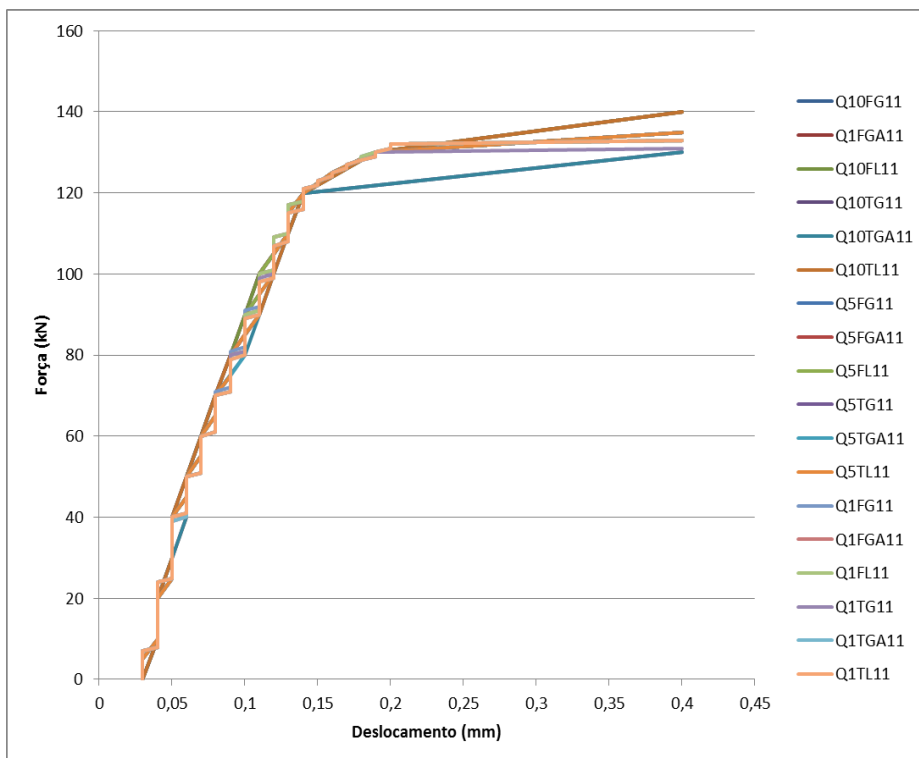
#### Normal 10, 11 e 12.

##### Quarto de Vão com Expoente 10:



Modelo 1	Pmax	d (mm)
Q10FG10	130	1,82
Q10FGA10	130	1,94
Q10FL10	130	1,93
Q10TG10	120	1,41
Q10TGA10	130	1,93
Q10TL10	130	1,93
Q5FG10	130	1,87
Q5FGA10	130	1,94
Q5FL10	130	1,93
Q5TG10	120	1,41
Q5TGA10	120	1,94
Q5TL10	130	1,93
Q1FG10	122	1,47
Q1FGA10	131	2
Q1FL10	131	1,99
Q1TG10	121	1,43
Q1TGA10	131	2
Q1TL10	131	1,99

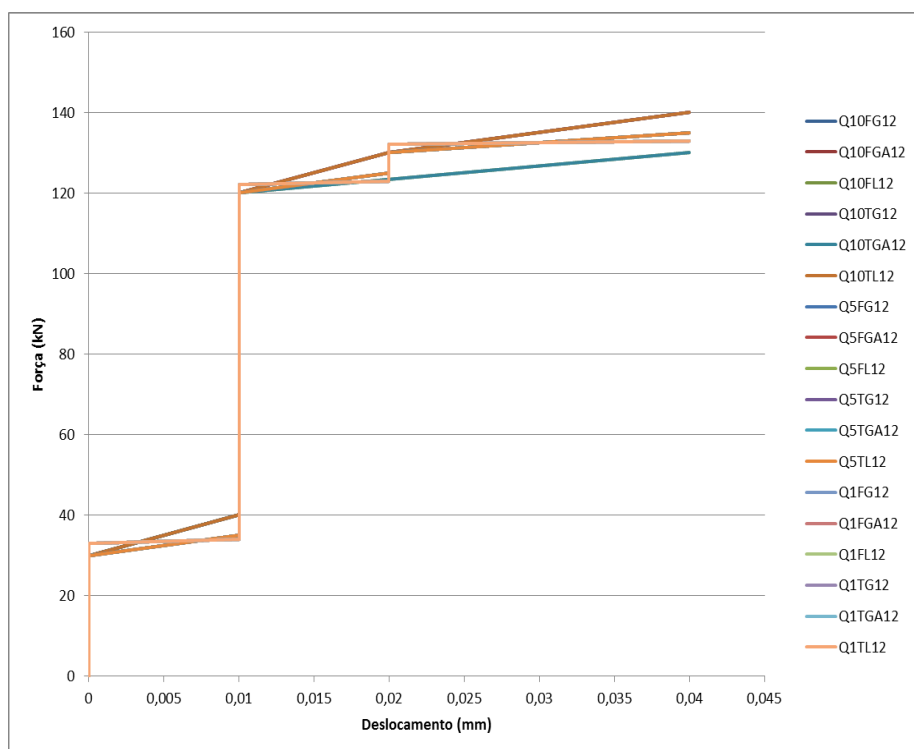
##### Quarto de Vão com Expoente 11:



Modelo 1	Pmax	d (mm)
Q10FG11	130	0,19
Q10FGA11	130	0,19
Q10FL11	130	0,19
Q10TG11	120	0,14
Q10TGA11	120	0,14
Q10TL11	130	0,14
Q5FG11	130	0,19
Q5FGA11	130	0,19
Q5FL11	130	0,19
Q5TG11	130	0,19
Q5TGA11	130	0,19
Q5TL11	130	0,19
Q1FG11	132	0,2
Q1FGA11	132	0,2
Q1FL11	132	0,2
Q1TG11	130	0,19
Q1TGA11	132	0,2
Q1TL11	132	0,2

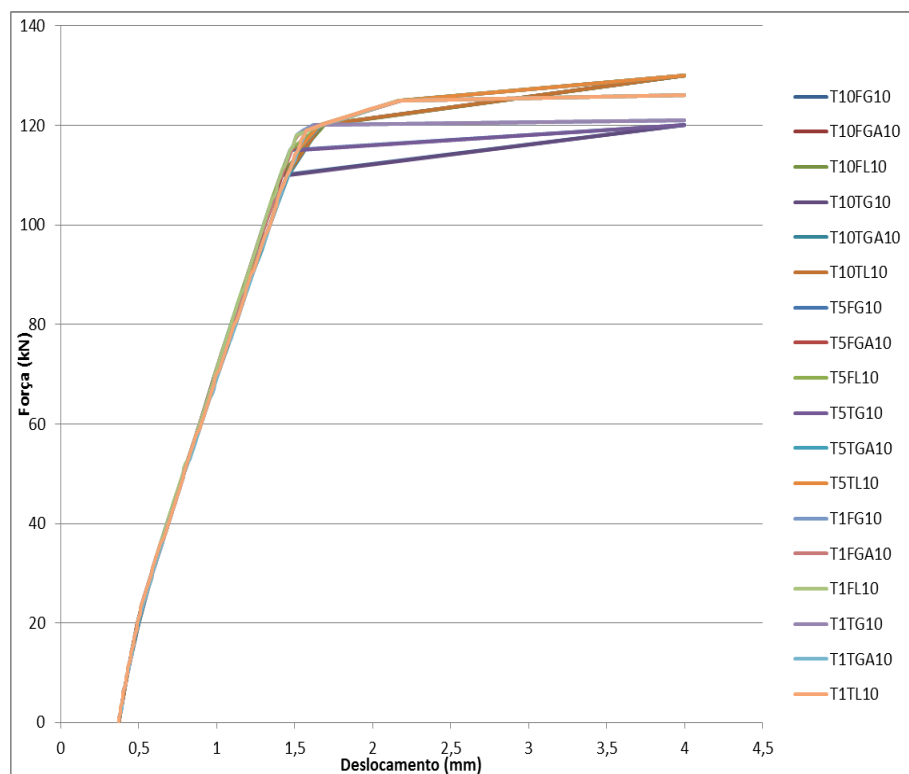
## APÊNDICE II

### Quarto de Vão com Expoente 12:



Modelo 1	Pmax	d (mm)
Q10FG12	130	0,02
Q10FGA12	130	0,02
Q10FL12	120	0,01
Q10TG12	130	0,01
Q10TGA12	120	0,02
Q10TL12	130	0,01
Q5FG12	130	0,02
Q5FGA12	130	0,02
Q5FL12	130	0,02
Q5TG12	130	0,02
Q5TGA12	130	0,02
Q5TL12	130	0,02
Q1FG12	132	0,02
Q1FGA12	132	0,02
Q1FL12	132	0,02
Q1TG12	132	0,02
Q1TGA12	132	0,02
Q1TL12	132	0,02

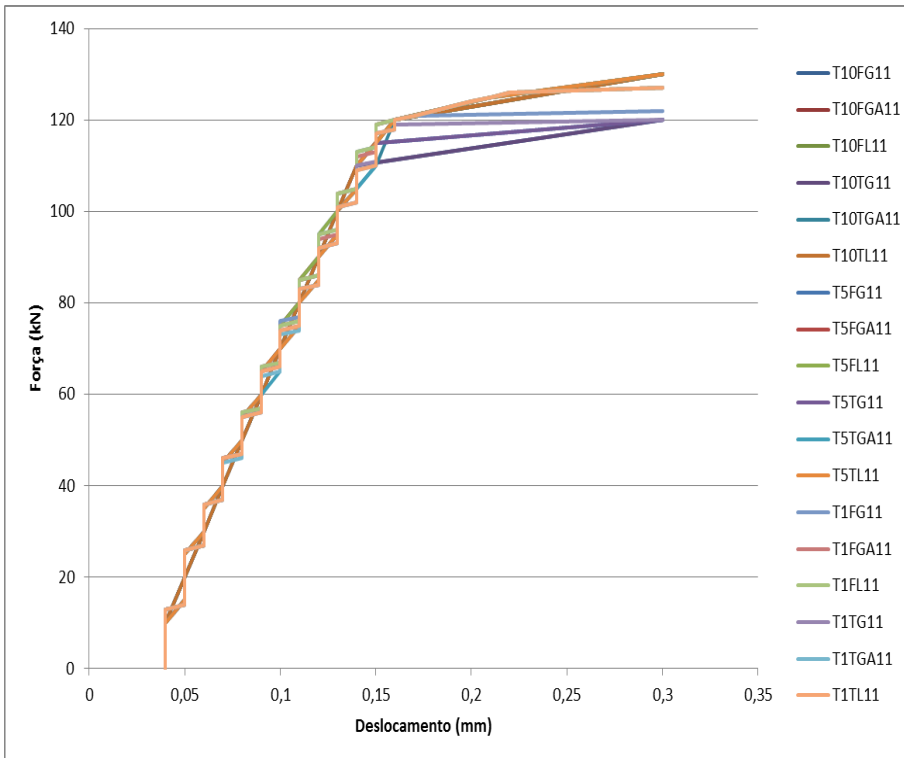
### Terço de Vão com Expoente 10:



Modelo 1	Pmax	d (mm)
T10FG10	110	1,41
T10FGA10	120	1,67
T10FL10	120	1,69
T10TG10	110	1,45
T10TGA10	120	1,67
T10TL10	120	1,67
T5FG10	115	1,47
T5FGA10	125	2,18
T5FL10	125	2,16
T5TG10	125	1,52
T5TGA10	115	2,17
T5TL10	125	2,17
T1FG10	120	1,62
T1FGA10	125	2,18
T1FL10	125	2,17
T1TG10	120	1,63
T1TGA10	125	2,17
T1TL10	125	2,12

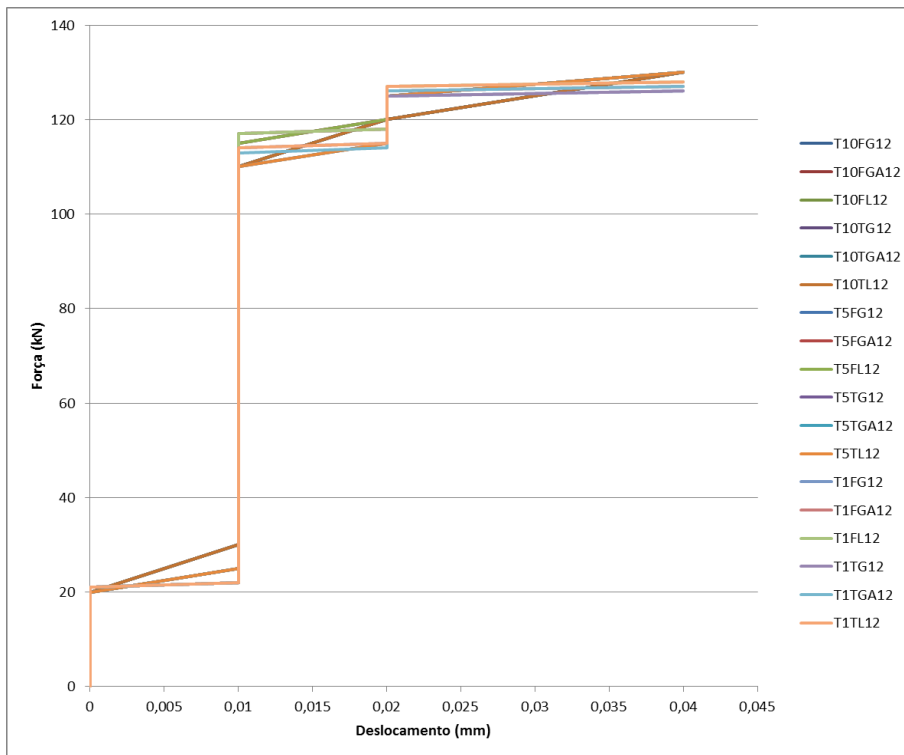
## APÊNDICE II

### Terço de Vão com Expoente 11:



Modelo 1	Pmax	d (mm)
T10FG11	110	0,14
T10FGA11	120	0,16
T10FL11	120	0,16
T10TG11	110	0,14
T10TGA11	120	0,16
T10TL11	120	0,16
T5FG11	115	0,15
T5FGA11	125	0,21
T5FL11	125	0,21
T5TG11	115	0,15
T5TGA11	125	0,21
T5TL11	125	0,21
T1FG11	121	0,17
T1FGA11	126	0,22
T1FL11	126	0,22
T1TG11	119	0,16
T1TGA11	126	0,22
T1TL11	126	0,22

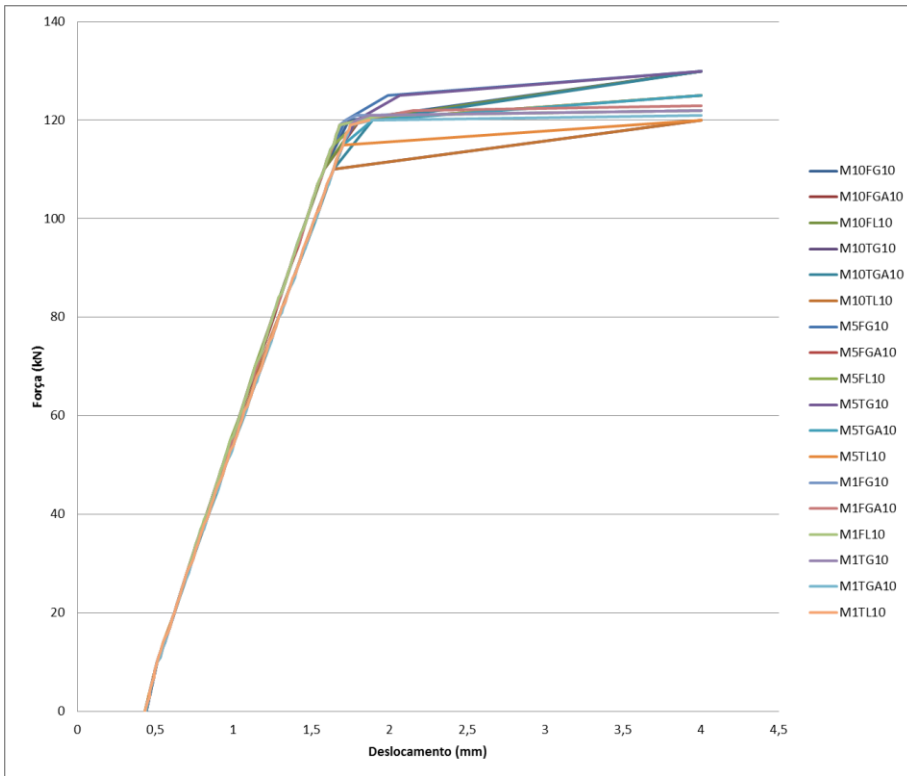
### Terço de Vão com Expoente 12:



Modelo 1	Pmax	d (mm)
T10FG12	120	0,02
T10FGA12	120	0,02
T10FL12	120	0,02
T10TG12	120	0,02
T10TGA12	120	0,02
T10TL12	120	0,02
T5FG12	125	0,02
T5FGA12	125	0,02
T5FL12	125	0,02
T5TG12	125	0,02
T5TGA12	125	0,02
T5TL12	125	0,02
T1FG12	125	0,02
T1FGA12	126	0,02
T1FL12	127	0,02
T1TG12	125	0,02
T1TGA12	126	0,02
T1TL12	127	0,02

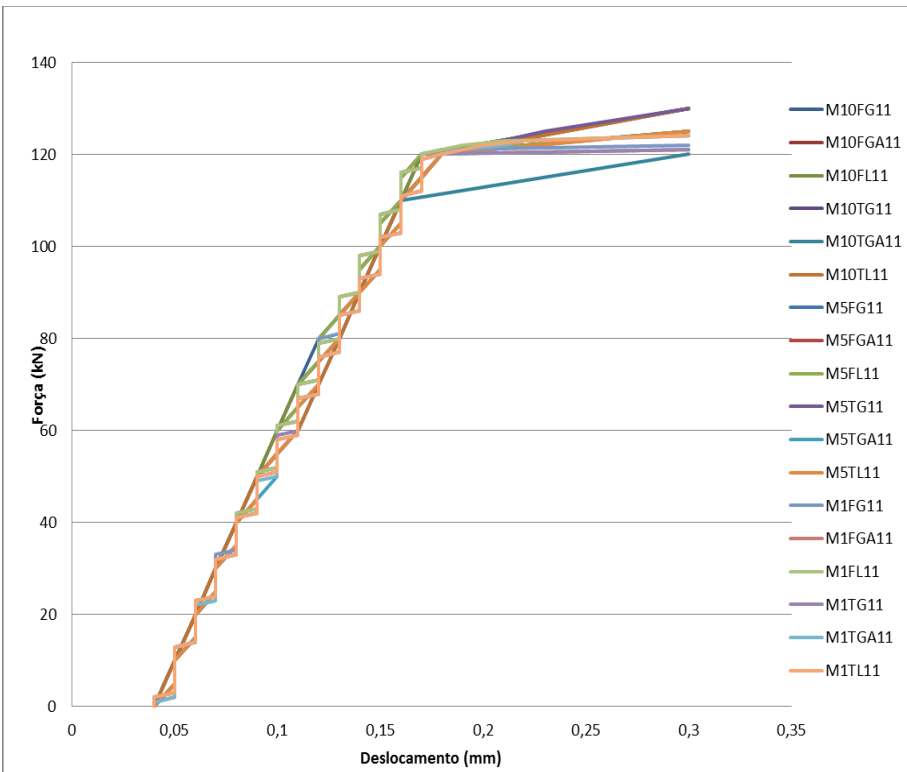
## APÊNDICE II

### Meio Vão com Expoente 10:



Modelo 1	Pmax(kN)	d (mm)
M10FG10	120	1,74
M10FGA10	120	1,81
M10FL10	120	1,8
M10TG10	110	1,64
M10TGA10	120	1,89
M10TL10	110	1,64
M5FG10	125	1,99
M5FGA10	120	1,81
M5FL10	120	1,81
M5TG10	125	2,07
M5TGA10	120	1,89
M5TL10	115	1,7
M1FG10	121	1,79
M1FGA10	122	2,15
M1FL10	121	1,95
M1TG10	121	1,87
M1TGA10	120	1,89
M1TL10	119	1,75

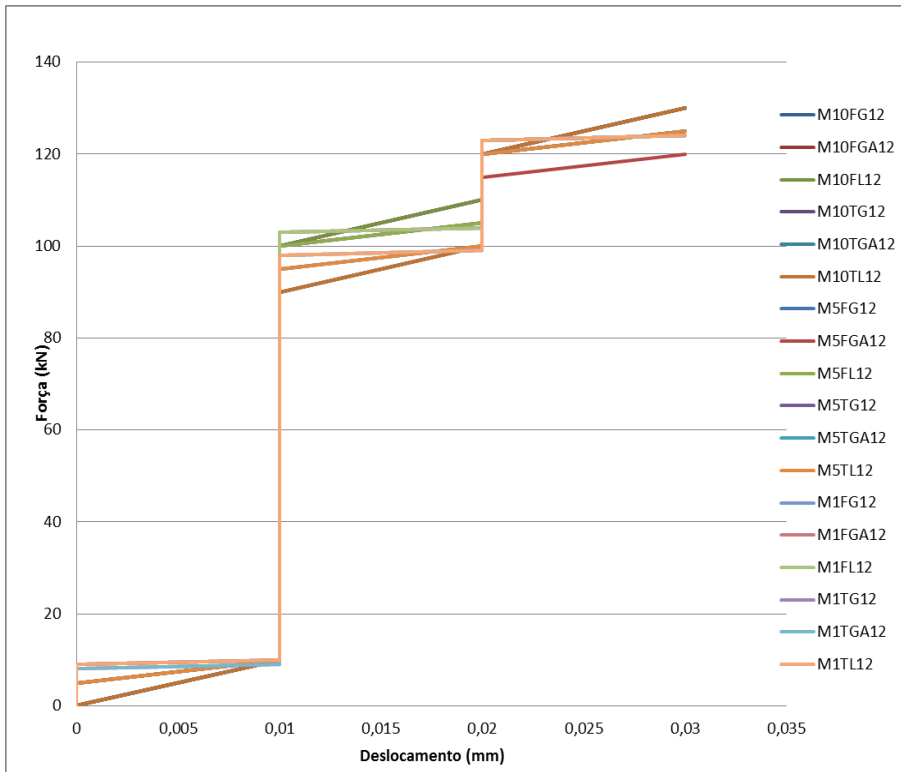
### Meio Vão com Expoente 11:



Modelo 1	Pmax(kN)	d (mm)
M10FG11	120	0,17
M10FGA11	120	0,17
M10FL11	120	0,18
M10TG11	110	0,18
M10TGA11	110	0,16
M10TL11	120	0,18
M5FG11	120	0,17
M5FGA11	120	0,17
M5FL11	120	0,17
M5TG11	125	0,23
M5TGA11	120	0,18
M5TL11	120	0,18
M1FG11	121	0,18
M1FGA11	120	0,17
M1FL11	123	0,21
M1TG11	120	0,18
M1TGA11	123	0,22
M1TL11	123	0,22

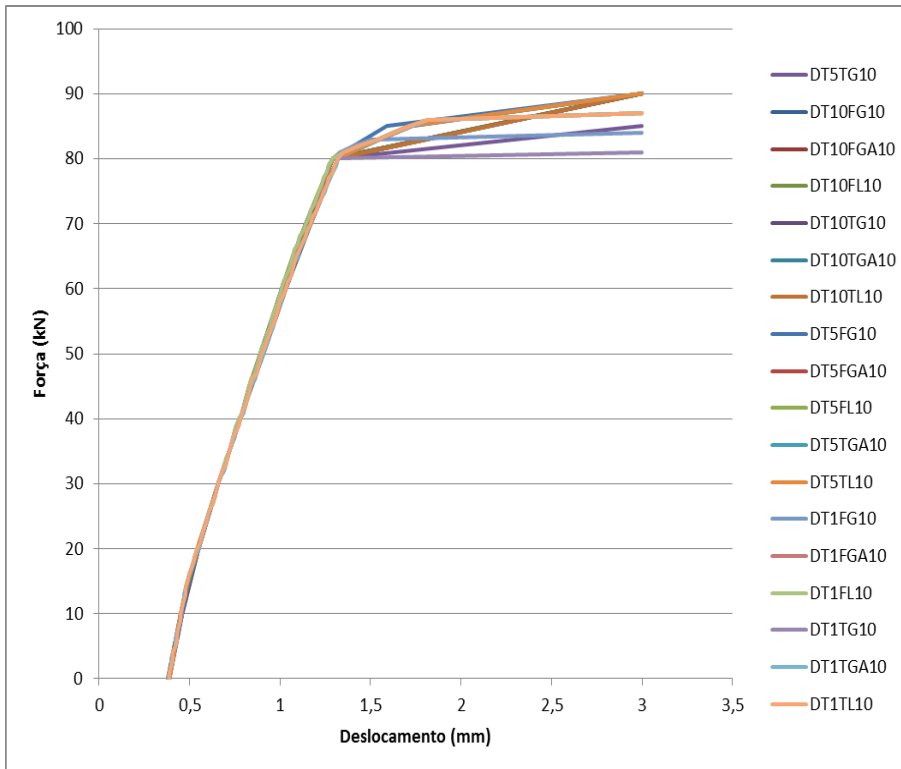
## APÊNDICE II

### Meio Vão com Expoente 12:



Modelo 1	Pmax(kN)	d (mm)
M10FG12	120	0,02
M10FGA12	120	0,02
M10FL12	120	0,02
M10TG12	120	0,02
M10TGA12	120	0,02
M10TL12	120	0,02
M5FG12	120	0,02
M5FGA12	115	0,02
M5FL12	120	0,02
M5TG12	120	0,02
M5TGA12	120	0,02
M5TL12	120	0,02
M1FG12	123	0,02
M1FGA12	123	0,02
M1FL12	123	0,02
M1TG12	123	0,02
M1TGA12	123	0,02
M1TL12	123	0,02

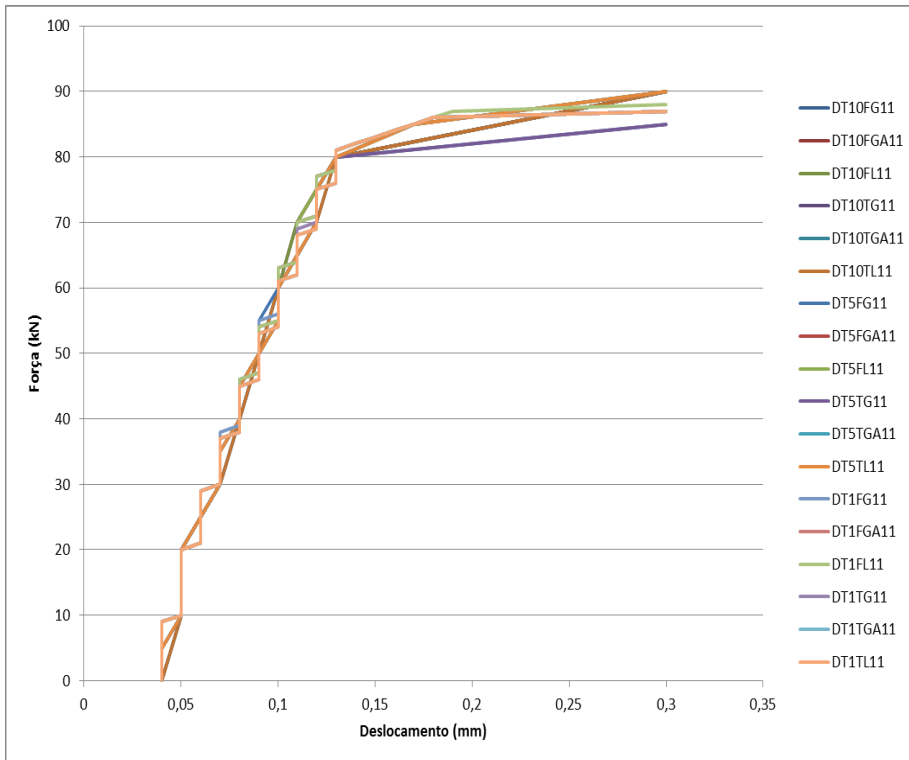
### Dois Terços de Vão com Expoente 10:



Modelo 1	Pmax(kN)	d (mm)
DT10FG10	80	1,29
DT10FGA10	80	1,29
DT10FL10	80	1,29
DT10TG10	80	1,32
DT10TGA10	80	1,32
DT10TL10	80	1,32
DT5FG10	85	1,59
DT5FGA10	85	1,73
DT5FL10	85	1,72
DT5TG10	80	1,32
DT5TGA10	85	1,72
DT5TL10	85	1,71
DT1FG10	83	1,5
DT1FGA10	86	1,82
DT1FL10	86	1,81
DT1TG10	80	1,32
DT1TGA10	86	1,82
DT1TL10	86	1,81

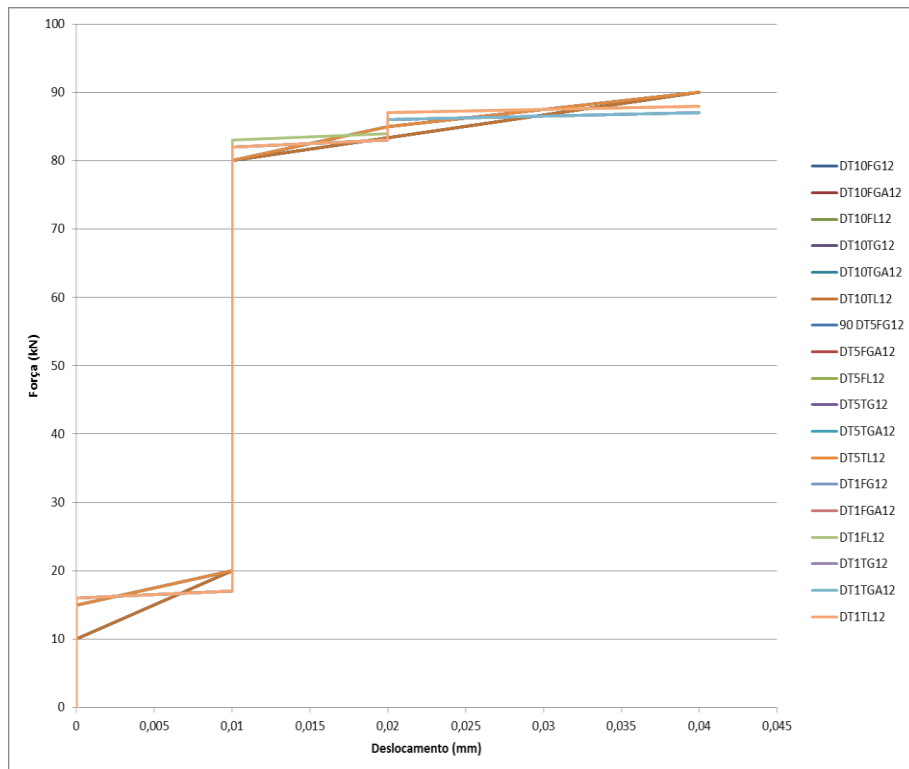
## APÊNDICE II

### Dois Terços de Vão com Exponente 11:



Modelo 1	Pmax(kN)	d (mm)
DT10FG11	80	0,13
DT10FGA11	80	0,13
DT10FL11	80	0,13
DT10TG11	80	0,13
DT10TGA11	80	0,13
DT10TL11	80	0,13
DT5FG11	80	0,13
DT5FGA11	80	0,13
DT5FL11	85	0,17
DT5TG11	80	0,13
DT5TGA11	85	0,17
DT5TL11	85	0,17
DT1FG11	86	0,18
DT1FGA11	86	0,18
DT1FL11	87	0,19
DT1TG11	86	0,18
DT1TGA11	86	0,18
DT1TL11	86	0,18

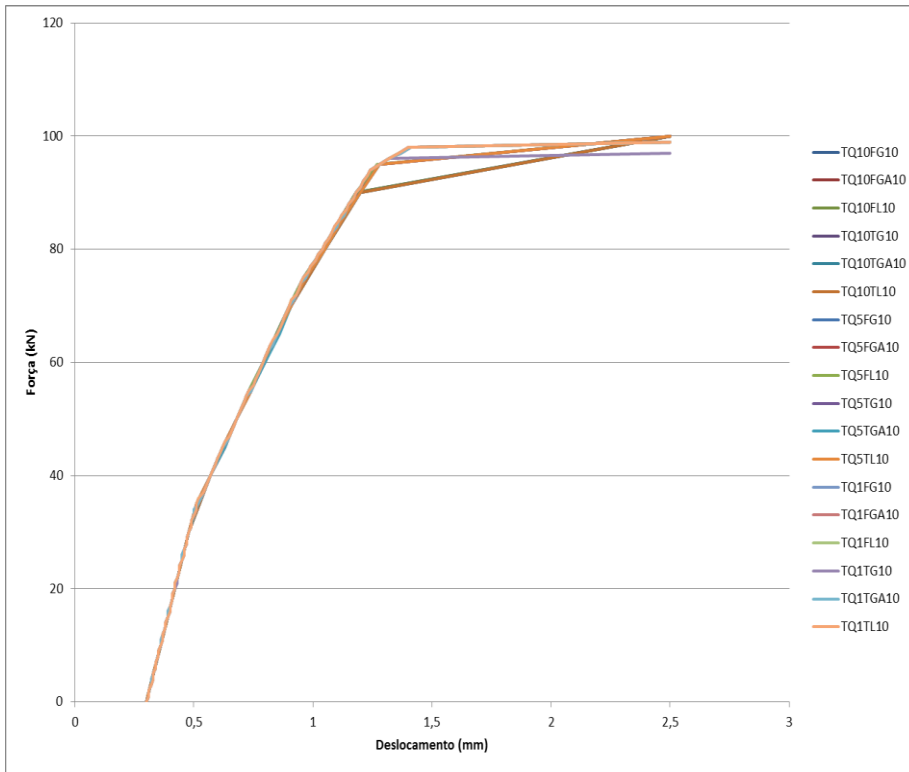
### Dois Terços de Vão com Exponente 12:



Modelo 1	Pmax(kN)	d (mm)
DT10FG12	80	0,01
DT10FGA12	80	0,01
DT10FL12	80	0,01
DT10TG12	80	0,01
DT10TGA12	80	0,01
DT10TL12	80	0,01
DT5FG12	85	0,02
DT5FGA12	85	0,02
DT5FL12	85	0,02
DT5TG12	85	0,02
DT5TGA12	85	0,02
DT5TL12	85	0,02
DT1FG12	86	0,02
DT1FGA12	86	0,02
DT1FL12	87	0,02
DT1TG12	86	0,02
DT1TGA12	86	0,02
DT1TL12	87	0,02

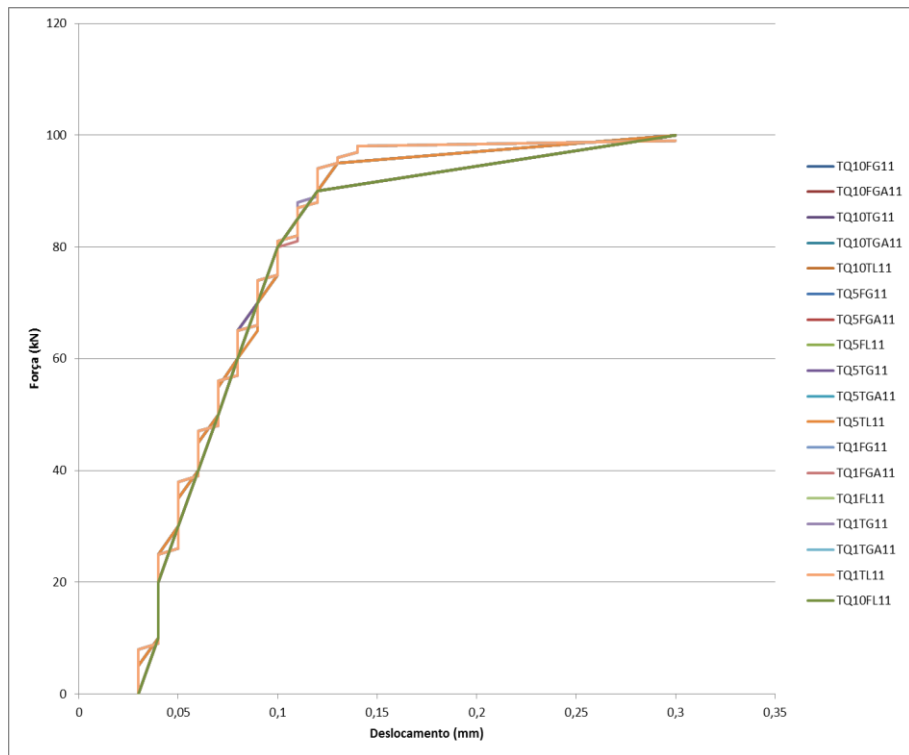
## APÊNDICE II

### Três Quartos de Vão com Expoente 10:



Modelo 1	Pmax (kN)	d (mm)
TQ10FG10	90	1,18
TQ10FGA10	90	1,19
TQ10FL10	90	1,18
TQ10TG10	90	1,2
TQ10TGA10	90	1,2
TQ10TL10	90	1,2
TQ5FG10	95	1,28
TQ5FGA10	95	1,28
TQ5FL10	95	1,27
TQ5TG10	95	1,28
TQ5TGA10	95	1,28
TQ5TL10	95	1,28
TQ1FG10	98	1,4
TQ1FGA10	98	1,41
TQ1FL10	98	1,41
TQ1TG10	96	1,32
TQ1TGA10	98	1,41
TQ1TL10	98	1,4

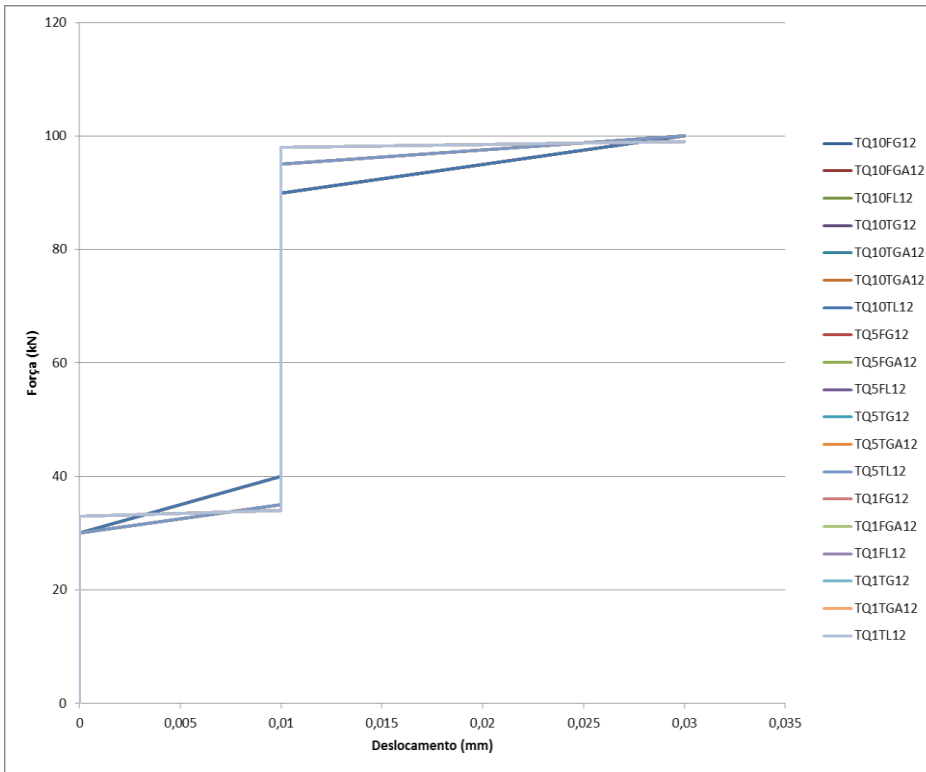
### Três Quartos de Vão com Expoente 11:



Modelo 1	Pmax (kN)	d (mm)
TQ10FG11	90	0,12
TQ10FGA11	90	0,12
TQ10FL11	90	0,12
TQ10TG11	90	0,12
TQ10TGA11	90	0,12
TQ10TL11	90	0,12
TQ5FG11	95	0,13
TQ5FGA11	95	0,13
TQ5FL11	95	0,13
TQ5TG11	95	0,13
TQ5TGA11	95	0,13
TQ5TL11	95	0,13
TQ1FG11	98	0,14
TQ1FGA11	98	0,14
TQ1FL11	98	0,14
TQ1TG11	98	0,14
TQ1TGA11	98	0,14
TQ1TL11	98	0,14

## APÊNDICE II

### Três Quartos de Vão com Expoente 12:



Modelo 1	Pmax (kN)	d (mm)
TQ10FG12	90	0,01
TQ10FGA12	90	0,01
TQ10FL12	90	0,01
TQ10TG12	90	0,01
TQ10TGA12	90	0,01
TQ10TL12	90	0,01
TQ5FG12	95	0,01
TQ5FGA12	95	0,01
TQ5FL12	95	0,01
TQ5TG12	95	0,01
TQ5TGA12	95	0,01
TQ5TL12	95	0,01
TQ1FG12	98	0,01
TQ1FGA12	98	0,01
TQ1FL12	98	0,01
TQ1TG12	98	0,01
TQ1TGA12	98	0,01
TQ1TL12	98	0,01