



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

**Estruturas em cantaria de pedra de granito de
alta resistência**
Conceção e ensaio experimental de pilares com capitéis

Sofia Barata Abrantes

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(2º ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutor João António Saraiva Pires da Fonseca

Covilhã, outubro de 2013

À minha família
Ao João

Agradecimentos

Agradeço ao Professor João Pires da Fonseca, orientador desta dissertação por todos os ensinamentos e conhecimentos transmitidos, pela motivação que sempre foi dando ao longo do seu desenvolvimento e por todas as sugestões de correção do texto.

À minha família em especial aos meus pais por todo o apoio que sempre deram nesta e em todas as etapas da minha vida. Ao meu irmão, ao meu padrinho e ao João, por tudo.

Ao Professor Clemente Pinto por toda a ajuda e disponibilidade na realização do trabalho laboratorial e por todos os conselhos e sugestões.

A todos os funcionários pela ajuda que prestaram no laboratório aquando da realização do trabalho laboratorial, nomeadamente ao Sr. Albino, ao Sr. Jorge, ao Sr. Luciano e ao Sr. Félix.

À Universidade da Beira Interior pela disponibilização do material de ensaio e pela cedência das suas instalações, nomeadamente do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil.

E a todos os que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

Resumo

A presente dissertação tem como objetivo o estudo do comportamento de pilares prismáticos de granito com capitéis nas extremidades, no que se refere às vantagens e desvantagens quando sujeitos a compressão axial. Em [4] foram estudados provetes semelhantes aos do presente estudo, mas sem capitel, tendo-se verificado em ensaios experimentais que a rotura se iniciou quase sempre na secção de aplicação de carga. Com a introdução de um elemento de transição, na zona de aplicação do carregamento, conseguiu-se que essa zona deixasse de ser condicionante para a rotura do provete.

Através da recolha bibliográfica efetuada constatou-se que são diversos os casos em que se faz recurso ao capitel como elemento de remate, desempenhando um papel estrutural importante nos pilares, nomeadamente de minas e de pontes, independente dos aspetos estéticos.

Através de uma análise numérica foram estudados diversos modelos de capitel, tendo-se chegado a geometrias com maior probabilidade de propiciar melhores resultados experimentais quando o pilar é sujeito a esforços de compressão axial. A realização da análise numérica foi fundamental para excluir a hipótese de ensaio dos modelos menos adequados ao problema em causa. Verificou-se que nos modelos em que a secção de aplicação de carga era maior do que a secção do pilar, ocorreu uma concentração de tensões de compressão na interface pilar-capitel, sendo essa concentração maior nos modelos com capitel paralelepípedo. Também se concluiu que as chapas de aço que ficam em contacto com os topos do provete durante o ensaio experimental devem ter a mesma dimensão do provete, a fim de evitar a concentração de tensões de compressão nas arestas do capitel.

O ensaio experimental permitiu, por comparação dos valores de tensão média de rotura dos provetes com capitel com os provetes de referência (sem capitel), verificar que nos provetes em que o capitel possui uma secção de aplicação da carga maior do que a secção do pilar a resistência do provete aumenta. Verificou-se que o grupo de provetes mais resistentes foi o que possuía capitel de faces planas com inclinação de 20%. A análise experimental permitiu concluir que o elemento de transição “capitel” proporciona um aumento da resistência global do provete quando sujeito a forças de compressão axial. Conclui-se ainda que o capitel faz com que a secção de aplicação de carga não seja condicionante no processo de rotura do provete.

Palavras-chave

Granito de alta resistência, pilar, capitel, resistência à compressão.

Abstract

This thesis aims to study the behavior of prismatic granite columns with capitals in the extremities, when subjected to axial compression. Test samples similar to those of this study were already investigated in [4], but without capital, and it was found in experimental studies that the rupture zone almost always started in the load application section. With the introduction of a transition element in the zone of load application, it was found that those end zones were not conditioning the strength of the specimens.

Through a bibliographic review, it was found that there are several cases in which the use of capitals in the top or bottom of columns plays an important structural role, namely in mine and bridge pillars, regardless of aesthetic aspects.

Through a numerical analysis, many capital models were studied, aiming to find most favorable geometries for capitals to provide better experimental results when the pillar is subjected to axial compressive forces. The realization of the numerical analysis was essential to exclude the hypothesis of testing models less suitable to the problem. It was found that the models in which the load application section was larger than the section of the pillar, a concentration of compressive stresses occurred at the interface pillar-capital, being this concentration higher in models with parallelepiped capital. It was also found that steel sheets which are in contact with the tops of the capitals during the test must have the same stone size in order to avoid concentration of compressive stresses at the edges of capital.

The laboratory tests allowed the comparison of the average strength of specimens with capital and reference specimens (without capital). It could be verified that the breaking load increased for specimens with a load application section greater than the column section. It was found that the group of more resistant specimens was the one of capitals with plane inclined faces with a slope of 20%. Experimental analysis confirmed that the transition element “capital” provides increased overall strength of the columns when subjected to axial compression forces. It could be also conclude that the capital has influence in the rupture modus, in which the load application section is not conditioning the global specimen strength.

Keywords

High strength granite, column, column capital, compression strength.

Índice

Capítulo 1: Introdução	1
1.1 Enquadramento do tema	1
1.2 Recolha bibliográfica.....	2
1.2.1 Capitéis.....	2
1.2.1.1 Evolução dos capitéis	2
1.2.1.2 O estudo da forma.....	7
1.2.1.3 Capitéis em estruturas de betão armado	8
1.2.1.4 Capitéis “invertidos”.....	10
1.2.2 Pilares de pontes	11
1.2.3 Pilares de minas	12
1.2.4 Atrito entre superfícies.....	15
1.2.4.1 Propriedades dos materiais e influência da interação de superfícies.....	15
1.2.4.2 Aplicação ao caso em estudo.....	15
1.2.5 Granito	17
1.2.5.1 Propriedades	17
1.2.5.2 Comportamento mecânico.....	18
Capítulo 2: Objetivo.....	23
2.1 Formulação do problema	23
2.2 Hipótese	23
Capítulo 3: Metodologia	25
3.1 Análise numérica	25
3.2 Ensaio experimental em laboratório	26
3.3 Verificação do método experimental	27
Capítulo 4: Análise numérica	29
4.1 Programa de cálculo	29
4.2 Modelos analisados	29
4.2.1 Modelo C1	32
4.2.2 Modelo C2	36
4.2.3 Modelo C3	39
4.2.4 Modelo C4	40
4.2.4.1 Modelo C4A.....	41
4.2.4.2 Modelo C4B.....	41
4.2.5 Modelo C5	43
4.2.6 Modelo C6	43

4.3 Síntese dos resultados obtidos para o modelo C1 a C5	45
4.4 Escolha dos modelos tipo para a análise experimental	48
4.5 Efeito do coeficiente de Poisson dos materiais	49
4.6 Efeito do módulo de elasticidade dos materiais	51
Capítulo 5: Análise Experimental	53
5.1 Descrição geral	53
5.2 Equipamento de ensaio	53
5.2.1 Sistema de aplicação de cargas	55
5.2.2 Sistema de medição de forças e deformações.....	55
5.2.3 Sistema de aquisição de dados	57
5.3 Características dos provetes.....	59
5.3.1 Provetes a ensaiar	59
5.3.2 Corte dos provetes.....	60
5.4 Verificação da qualidade dos provetes	62
5.4.1 Caracterização das superfícies	62
5.4.2 Ensaio de ultrassons	62
5.5 Procedimento experimental	64
5.6 Descrição detalhada dos ensaios.....	65
5.6.1 Determinação do módulo de elasticidade do granito (E)	65
5.6.2 Provetes sem capitel (Pilar simples com L= 500 mm)	66
5.6.2.1 Provede 1	66
5.6.2.2 Provede 2	67
5.6.2.3 Provede 3	68
5.6.3 Provetes com capitel C2a	69
5.6.3.1 Provede 4	69
5.6.3.2 Provede 5	69
5.6.3.3 Provede 6	70
5.6.4 Provetes com capitel C2b	72
5.6.4.1 Provede 7	72
5.6.4.2 Provede 8	73
5.6.4.3 Provede 9	73
5.6.5 Provetes com capitel C4B	74
5.6.5.1 Provede 10.....	74
5.6.5.2 Provede 11.....	76
5.6.5.3 Provede 12.....	77
5.6.6 Provetes com capitel C5.....	79
5.6.6.1 Provede 13.....	79

5.6.6.2 Provete 14.....	80
5.6.6.3 Provete 15.....	80
5.6.7 Provetes de referência com juntas	81
5.6.7.1 Provete 16.....	82
5.6.7.2 Provete 17.....	82
5.6.7.3 Provete 18.....	83
5.7 Resultados.....	84
Capítulo 6: Análise de resultados	87
6.1 Análise numérica.....	87
6.2 Análise experimental.....	89
Capítulo 7: Conclusões	93
Capítulo 8: Bibliografia	95
8.1 Publicações científicas.....	95
8.2 Internet.....	97

Lista de Figuras

Figura 1.1: Vista de uma rua de Aberdeen, Escócia	1
Figura 1.2: Capitéis do Antigo Egipto	3
Figura 1.3: Ordens gregas: Dórica e Lónica	4
Figura 1.4: Capitel da Ordem Coríntia	4
Figura 1.5: Anfiteatro de Flávio: o Coliseu	5
Figura 1.6: Capitel da Basílica de Hagia Sophia	5
Figura 1.7: Refeitório do mosteiro cisterciense de Santa Maria de Huerta em Soria (Espanha), 1215	6
Figura 1.8: Alçado esquemático da Catedral de Notre-Dame de Paris	7
Figura 1.9: Capitéis da Ordem Coríntia	7
Figura 1.10: Capitéis com saliência: a) e b) Ordem Coríntia; c) Gótico	8
Figura 1.11: Reforços de lajes fungiformes ‘cogumelo’: a) C. A. P. Turner; b) Robert Maillart	9
Figura 1.12: Lanifício Gatti, Roma 1953	10
Figura 1.13: Tipos de sapatas isoladas	10
Figura 1.14: Ponte Alexandre III, Paris	11
Figura 1.15: Ponte pedonal em pedra em Moinho João da Serra, Ansião	11
Figura 1.16: Ponte Roosevelt, Stuart, Estados Unidos	12
Figura 1.17: Mina de carvão de Maryland, 1850 (disposição aleatória de pilares)	13
Figura 1.18: Disposição regular de pilares	13
Figura 1.19: Distribuição das tensões principais, valores obtidos pelo cociente ente as maiores e menores tensões principais e a tensão média do pilar: a) pilar fino; b) pilar largo	14
Figura 1.20: Vista do interior da mina de Wieliczka na Polónia	14
Figura 1.21: Influência da restrição das extremidades dos provetes e as deformações induzidas no ensaio de compressão uniaxial	16
Figura 1.22: Tensões transversais de tração geradas junto aos topos do provete, devido ao movimento transversal da areia esmagada	17
Figura 1.23: Microfissuras intergranulares do granito	18
Figura 1.24: Fases de rotura do granito (rotura tipo II)	19
Figura 1.25: Mecanismo de ‘peeling’ no granito	20
Figura 1.26: Variação das extensões transversal e longitudinal com o aumento da tensão de compressão axial	21
Figura 3.1: Sistema de eixos utilizado nos modelos em estudo	25
Figura 4.1: Modelo tridimensional	29
Figura 4.2: Esquema genérico identificativo das variáveis H (altura do capitel), α (inclinação do capitel), Z (altura do modelo) e B (desenvolvimento do capitel)	30

Figura 4.3: Esquema dos modelos usados na análise numérica: Modelo C1, C2, C3, C4A, C4B, C5 e C6 respetivamente	31
Figura 4.4: Modelo usado no estudo do capitel C1	32
Figura 4.5: Tensões σ_x para o modelo C1 com H=100 mm e desenvolvimento a variar entre 120 e 160 mm.....	33
Figura 4.6: Tensões σ_x para o modelo C1 com desenvolvimento de 140 mm e altura variável	33
Figura 4.7: a) Diagrama de tensões σ_x do modelo C1 sem chapa de aço; b) Diagrama de escoras e tirantes	34
Figura 4.8: a) Diagrama de tensões σ_x do modelo C1 com chapa de aço; b) Diagrama de escoras e tirantes.....	35
Figura 4.9: Diagrama de tensões σ_z do modelo C1 com chapa de aço	36
Figura 4.10: Tensões σ_x para o modelo C2 com H= 100 mm e inclinação variável.....	36
Figura 4.11: Tensões σ_x para o modelo C2 com i= 0,2 e altura variável.....	37
Figura 4.12: a) Diagrama de tensões σ_x do modelo C2 sem chapa de aço; b) Diagrama de escoras e tirantes	38
Figura 4.13: a) Diagrama de tensões σ_x do modelo C2 com chapa de aço; b) Diagrama de escoras e tirantes.....	38
Figura 4.14: Diagrama de tensões σ_z no modelo C2 com chapa de aço.....	39
Figura 4.15: Diagrama das tensões σ_x para os modelos C2 e C3	40
Figura 4.16: Diagrama de tensões σ_z do modelo C3 com chapa de aço	40
Figura 4.17: Diagrama de tensões σ_x do modelo C4A	41
Figura 4.18: Diagrama de tensões σ_x do modelo C4B	42
Figura 4.19: Diagrama de tensões σ_z do modelo C4B.....	42
Figura 4.20: a) Diagrama de tensões σ_x do modelo C5; b) Diagrama de tensões.....	43
Figura 4.21: Diagrama de escoras e tirantes (em kN): a) Modelo C6; b) Pormenor das tensões na extremidade	44
Figura 5.1: Esquema de montagem do equipamento: a) Em planta; b) Em alçado	54
Figura 5.2: Esquema representativo da ligação da bomba manual com manómetro ao macaco hidráulico	55
Figura 5.3: Esquema identificativo das faces do provete/extensómetros.....	56
Figura 5.4: Extensómetro do tipo PFL-30-11-1L usado no ensaio	56
Figura 5.5: Sistema de fixação dos extensómetros ao provete.....	57
Figura 5.6: Sistema de aquisição de dados “Computing DATA LOGGER”	57
Figura 5.7: Esquema de ponte inteira (Ponte inteira de Wheatstone)	58
Figura 5.8: Esquema representativo da ligação da célula de carga ao sistema de aquisição de dados “Computing DATA LOGGER”	58

Figura 5.9: Esquema representativo da ligação de um extensómetro ao sistema de aquisição de dados	58
Figura 5.10: Esquema de quarto de ponte	59
Figura 5.11: Esquema de corte da 1ª fase de fornecimento de provetes	61
Figura 5.12 Esquema de corte da 2ª fase de fornecimento de provetes	61
Figura 5.13: Realização do ensaio de ultrassons	64
Figura 5.14: Diagrama tensão-deformação do provete 1	65
Figura 5.15: Processo de rotura do provete 1: a) Início do processo de rotura; b) Rotura com formação de uma microfissura entre as faces E3 e E4	67
Figura 5.16: Destacamento de uma aresta do provete 2 (macaco hidráulico à esquerda)	67
Figura 5.17: Reconstituição do provete 2, faces E1 (macaco hidráulico à esquerda)	68
Figura 5.18: Destacamento de aresta no centro do provete 3, faces E1 e E4 (macaco hidráulico à direita)	68
Figura 5.19: Desenrolar do processo de rotura do provete 3 (macaco hidráulico à direita) ...	68
Figura 5.20: Início da rotura na zona central do provete 4, faces E1 e E4 (macaco hidráulico à direita).....	69
Figura 5.21: Reconstituição do provete 4, face E3 (macaco hidráulico à direita)	69
Figura 5.22: Rotura do provete 5, forte libertação de pó	70
Figura 5.23: Reconstituição do provete 5, face E3 (macaco hidráulico à direita)	70
Figura 5.24: Formação de uma microfissura que se prolonga para os capitéis (macaco hidráulico à esquerda)	71
Figura 5.25: Reconstituição do provete 6, face E3 (macaco hidráulico à esquerda)	71
Figura 5.26: Pormenor da zona de corte do provete 6 após a rotura	71
Figura 5.27: Destacamento de uma aresta do capitel do provete 7 (macaco hidráulico à esquerda).....	72
Figura 5.28: Rotura do provete 7	72
Figura 5.29: Rotura do provete 8 (faces E1 e E4)	73
Figura 5.30: Reconstituição do provete 8, face E3 (macaco hidráulico à direita)	73
Figura 5.31: Sequência de rotura do provete 9: a) Formação da microfissura entre as faces E1 e E2; b) Rotura (macaco hidráulico à esquerda)	74
Figura 5.32: Destacamento da zona acima da ranhura do capitel do provete 10 (macaco hidráulico à esquerda)	75
Figura 5.33: Destacamento de aresta entre as faces E2 e E3 do provete 10.....	75
Figura 5.34: Rotura do provete 10.....	75
Figura 5.35: Capitéis do provete 10 após a rotura: a) lado do macaco hidráulico; b) lado oposto ao macaco hidráulico	76
Figura 5.36: Sequência de rotura do provete 11	77
Figura 5.37: Capitéis do provete 11 após a rotura: a) lado do macaco hidráulico; b) lado oposto ao macaco hidráulico	77
Figura 5.38: Fratura no capitel do provete 12 do lado do macaco hidráulico	78

Figura 5.39: Rotura do provete 12.....	78
Figura 5.40: Capitéis do provete 12 após a rotura: a) lado do macaco hidráulico; b) lado oposto ao macaco hidráulico	78
Figura 5.41: Fratura no capitel do provete 13.....	79
Figura 5.42: Destacamento de aresta do provete 13, faces E1 e E4.....	79
Figura 5.43: Reconstituição do provete 13, face E3 (macaco hidráulico à direita)	80
Figura 5.44: Início da rotura do provete 14.....	80
Figura 5.45: Reconstituição do provete 14, face E3 (macaco hidráulico à esquerda)	80
Figura 5.46: Rotura do provete 15.....	81
Figura 5.47: Reconstituição do provete 15, faces E1 e E3 (macaco hidráulico à direita)	81
Figura 5.48: Rotura do provete 16, faces E1 e E3	82
Figura 5.49: Reconstituição do provete 16 (macaco hidráulico à esquerda)	82
Figura 5.50: Sequência de rotura do provete 17, faces E1 e E3.....	83
Figura 5.51: Reconstituição do provete 17 (macaco hidráulico à esquerda)	83
Figura 5.52: Destacamento da face E3 do “capitel” do provete 18 (macaco hidráulico à esquerda).....	84
Figura 5.53: Pormenor da zona de contacto entre a chapa e o provete 18, na zona por onde se iniciou a rotura.....	84
Figura 5.54: Esquema identificativo das secções do provete	84
Figura 6.1: a) Esquema do capitel do modelo C4B após a rotura; b) Capitel do provete 10 após a rotura.....	89
Figura 6.2: “Capitel” do provete 18 do lado oposto ao do macaco hidráulico: a) Antes da rotura; b) Depois da rotura	91
Figura 6.3: Zona de contacto entre o capitel e a chapa de aço do provete 6	92
Figura 6.4: Zona de contacto entre o capitel e a chapa de aço do provete 8	92

Lista de Tabelas

Tabela 4.1: Variação de σ_x no modelo C1	45
Tabela 4.2: Variação de σ_z no modelo C1	45
Tabela 4.3: Variação de σ_x no modelo C2	46
Tabela 4.4: Variação de σ_z no modelo C2	46
Tabela 4.5: Variação de σ_x no modelo C3	46
Tabela 4.6: Variação de σ_z no modelo C3	47
Tabela 4.7: Variação de σ_x no modelo C4A	47
Tabela 4.8: Variação de σ_z no modelo C4A	47
Tabela 4.9: Variação de σ_x no modelo C4B	47
Tabela 4.10: Variação de σ_z no modelo C4B	48
Tabela 4.11: Variação de σ_x no modelo C5	48
Tabela 4.12: Variação de σ_z no modelo C5	48
Tabela 4.13: Variação do coeficiente de Poisson no modelo C2a	49
Tabela 4.14: Variação do coeficiente de Poisson no modelo C2b	50
Tabela 4.15: Variação do coeficiente de Poisson no modelo C4B	50
Tabela 4.16: Variação do coeficiente de Poisson no modelo C5	50
Tabela 4.17: Variação do módulo de elasticidade no modelo C2a	51
Tabela 4.18: Variação do módulo de elasticidade no modelo C2b	51
Tabela 4.19: Variação do módulo de elasticidade no modelo C4B	52
Tabela 4.20: Variação do módulo de elasticidade no modelo C5	52
Tabela 5.1: Esquemas em alçado dos provetes ensaiados	60
Tabela 5.2: Velocidade de propagação das ondas, percentil de desvio em relação à média ..	63
Tabela 5.3: Determinação do módulo de elasticidade	66
Tabela 5.4: Síntese dos resultados obtidos	85
Tabela 6.1: Síntese dos provetes ensaiados sem contabilizar os menos resistentes	90

Capítulo 1: Introdução

1.1 Enquadramento do tema

A pedra é considerada o material de construção mais antigo utilizado pelo homem até à atualidade [1]. Em construções antigas era usada no seu estado bruto, tal como se encontrava na natureza. Mais tarde, com o desenvolver dos conhecimentos técnicos sobre o comportamento das rochas, passou a ser usada em construções de uma forma mais cuidada e com vários tipos de acabamentos.

Nem sempre a elevada capacidade resistente da pedra foi devidamente explorada, existindo muitas estruturas sobredimensionadas, originando esforços de compressão maiores do que os estritamente necessários provocados pelo seu peso próprio elevado. Atualmente os conhecimentos da mecânica dos materiais estão mais evoluídos ajudando ao desenvolvimento de estruturas de pedra cada vez mais esbeltas, explorando-se assim melhor a capacidade resistente do material [1].

A cantaria de pedra de granito há muito tempo que é utilizada, mantendo-se na maioria dos casos em bom estado, uma vez que o granito é uma rocha que possui elevada resistência e longevidade. O conhecimento sobre o comportamento estrutural da cantaria de pedra de granito tem grande interesse sobretudo nas zonas onde este existe em maior quantidade pois é aí que normalmente existe uma maior procura, já que sendo um produto fácil de encontrar na região se torna mais económico. Um exemplo disso é a cidade de Aberdeen na Escócia, conhecida como “cidade do granito” (Fig. 1.1), por possuir muitos edifícios e ruas construídos com este material [a].



Figura 1.1: Vista de uma rua de Aberdeen, Escócia [a]

Em Portugal o granito existe em zonas altas e montanhosas, estendendo-se por extensos planaltos [b]. Na região da Beira Interior existem várias pedreiras de granito, razão pela qual

o conhecimento do comportamento mecânico deste material é tão importante, motivando uma forma correta do seu emprego, explorando-se assim de melhor forma as suas principais capacidades de resistência.

Na referida região são inúmeros os casos em que habitações construídas com pedras de granito se encontram ao abandono, sendo importante referir que a requalificação destas habitações inutilizadas é de grande importância, uma vez que o granito se for preservado mantém as suas condições iniciais de resistência. No entanto, qualquer intervenção com vista à conservação ou reabilitação de uma construção antiga requer o conhecimento do material constituinte da estrutura, quer do ponto de vista mecânico, quer do ponto de vista físico [2].

Para a construção de novas estruturas de granito é importante, para além do conhecimento sobre as propriedades físicas e mecânicas do material, o estudo da forma de maneira a se obterem construções mais esbeltas, provocando assim uma otimização do material. Nomeadamente é necessário perceber se o aumento da secção transversal do pilar com o aproximar do topo desempenha ou não um papel importante para a estabilidade global da estrutura, a fim de se adotarem soluções construtivas mais económicas e eficientes.

Na Universidade da Beira Interior têm sido vários os estudos realizados no âmbito da cantaria de pedra de granito de alta resistência. Em [3], concluiu-se que o granito de Pinhel *apresenta uma elevada resistência à compressão e à tração, que o coloca ao nível de um betão de alta ou de muito alta resistência*. Concluiu-se ainda que *para que a resistência do granito seja explorada da melhor forma na construção de novos pilares esbeltos, as juntas entre os blocos devem ser secas e macroscopicamente lisas*. Mais recentemente em [4] foi aprofundado o estudo do comportamento das juntas entre blocos provando que se estas forem bem executadas e macroscopicamente lisas, a resistência global do pilar aumenta explorando-se melhor as capacidades do granito.

1.2 Recolha bibliográfica

1.2.1 Capitéis

1.2.1.1 Evolução dos capitéis

- Capitéis Egípcios

A evolução da arquitetura está relacionada com as tradições e crenças de cada época e região. As primeiras construções de pedra remontam da Pré-História, do período Neolítico em que estas eram feitas de pedras inteiriças, relacionadas com o culto dos mortos. No Antigo Egipto, a partir de 1550 a. C., cada templo possuía um pátio colunado, e era consoante os capitéis que se definia o tipo de coluna. Existiam as colunas Lotiformes (flor de lótus), Papiriformes (flor de papiro) e Palmiformes (flor de palmeira) (Fig. 1.2). As colunas Lotiformes podem apresentar capitéis com a flor aberta ou fechada consoante o contacto com

a luz solar. Sendo que em colunas altas estão abertas, enquanto que em colunas mais baixas encontram-se fechadas [5].

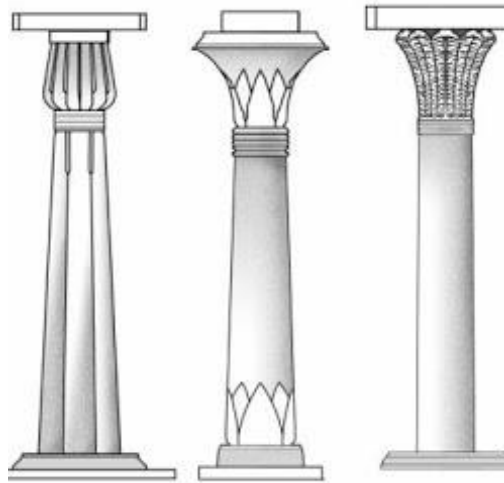


Figura 1.2: Capitéis do Antigo Egipto [c]

- Capitéis Gregos

Os templos Gregos, por volta do século VI a.C., foram progressivamente construídos em pedra. A arquitetura grega não utilizava argamassa na ligação dos vários elementos, fazendo-se através de cavilhas ou de simples sobreposição. Foi também neste século que se desenvolveram duas ordens arquitetónicas, a Ordem Dórica na Grécia continental e a Ordem Jónica (Jónica) nas ilhas e no litoral da Ásia Menor (Fig. 1.3) [5].

A construção de templos Dóricos baseava-se num grande rigor arquitetónico, que privilegiava a estrutura antes da decoração e a ornamentação exterior resultava da transposição em pedra de elementos funcionais da construção em madeira. Estes templos eram maciços, com colunas sem base, apresentavam um fuste canelado e um capitel simples. Por sua vez a coluna da Ordem Jónica apresentava um aspeto mais esbelto acentuando os elementos ornamentais, tinha fuste estriado e possuía base e capitéis com volutas [5].

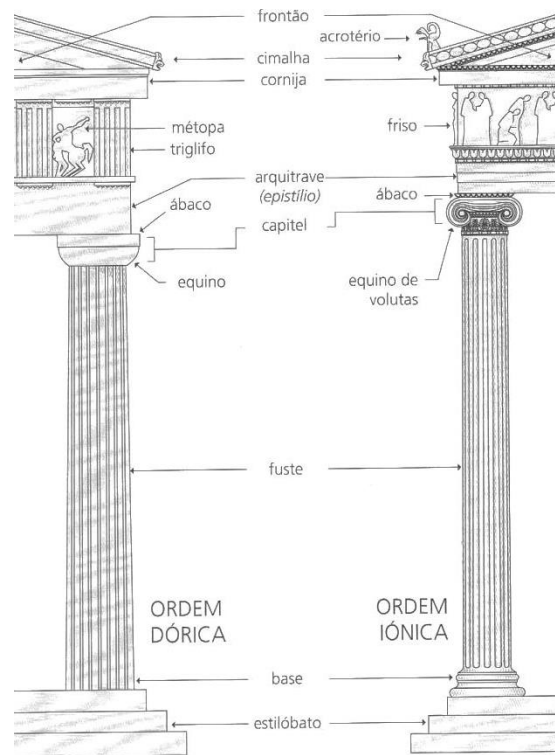


Figura 1.3: Ordens gregas: Dórica e Jônica [5]

No século IV a.C. a arquitetura tende a abandonar a simplicidade e a desenvolver o interesse pela decoração. Surge assim a Ordem Coríntia inicialmente no interior dos edifícios, com um estilo mais trabalhado e decorativo. O fuste das colunas Coríntias era canelado e o seu capitel distinguia-se da Ordem Jônica devido à sua decoração (Fig. 1.4) [5].



Figura 1.4: Capitel da Ordem Coríntia, adaptado de [d]

- Capitéis Romanos

As três ordens arquitetônicas eram usadas isoladamente ou em conjunto numa mesma construção. Na arquitetura romana o Anfiteatro de Flávio: o *Coliseu* é um exemplo no qual as três ordens estão presentes, sendo cada uma correspondente aos seus três níveis. Correspondendo o 1º nível à Ordem Dórica, o 2º nível à Ordem Jônica e o 3º nível à Ordem Coríntia (Fig. 1.5). Esta divisão deve-se ao facto de se tratar de uma construção vertical, criando-se assim uma variação do espaço, não tendo qualquer utilidade funcional [5].



Figura 1.5: Anfiteatro de Flávio: o Coliseu [5]

Na arquitetura da Idade Média existiam estilos e valores simbólicos nos quais não se podia abdicar de certos elementos, nomeadamente o tipo de arco, aparelhos, capitéis, etc. [6].

- Capitéis Bizantinos

Ao longo do século VI, o mundo bizantino desenvolveu a arte do relevo, criando capitéis rendilhados com motivos geométricos ou vegetais (Fig. 1.6) [5].



Figura 1.6: Capitel da Basílica de Hagia Sophia [e]

- Capitéis Românicos

O Românico surgiu de influências orientais e bizantinas que se faziam sentir na Europa. As construções românicas possuíam plantas em cruz, com três a cinco naves de dois ou três pisos cujos braços salientes terminavam em pequenas absides semicirculares. As coberturas eram normalmente de abóbadas que descarregavam o seu peso sobre paredes grossas, em laço [7]. Na Figura 1.7, é visível que os braços que provêm das abóbadas da cobertura são direcionados

para capitéis de colunas embutidos nas paredes [5]. Nas construções românicas os capitéis servem na sua maioria para suporte de arcos ou cúpulas.

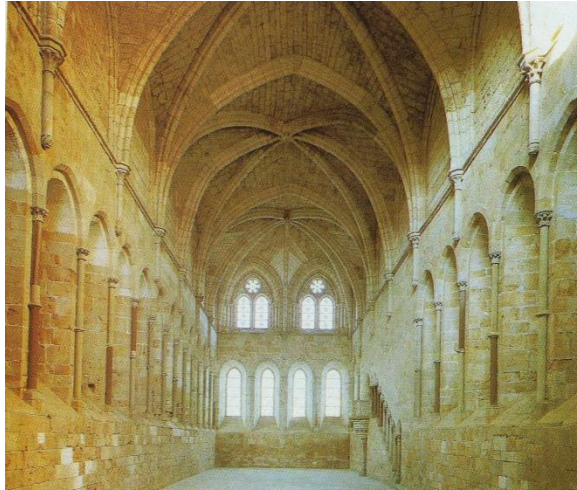


Figura 1.7: Refeitório do mosteiro cisterciense de Santa Maria de Huerta em Soria (Espanha), 1215 [7]

- Capitéis Góticos

O estilo gótico surgiu em França a partir do século XIII, sendo uma evolução da arquitetura romântica e renascentista, tornou-se num estilo internacional europeu. As construções góticas marcaram a diferença pela substituição da abóbada de berço pela abóbada de ogiva e pela abóbada sexpartida, e pelo novo sistema de distribuição de peso das coberturas primeiro através das paredes das naves laterais e depois por arcobotantes. A divisão das abóbadas em tramos, cujo peso se distribuía entre os pilares interiores e exteriores através de arcobotantes, foi o grande sucesso da arquitetura gótica, permitindo obter espaços mais elevados [7].

A Catedral de Notre-Dame em Paris possui grande influência deste estilo (Fig. 1.8). As arcadas apoiam-se uniformemente sobre colunas, rodeadas de “cogumelos” em juntas que correspondiam ao arranque dos arcos torais e das ogivas principais das abóbadas de ogivas sexpartidas da nave central [8].

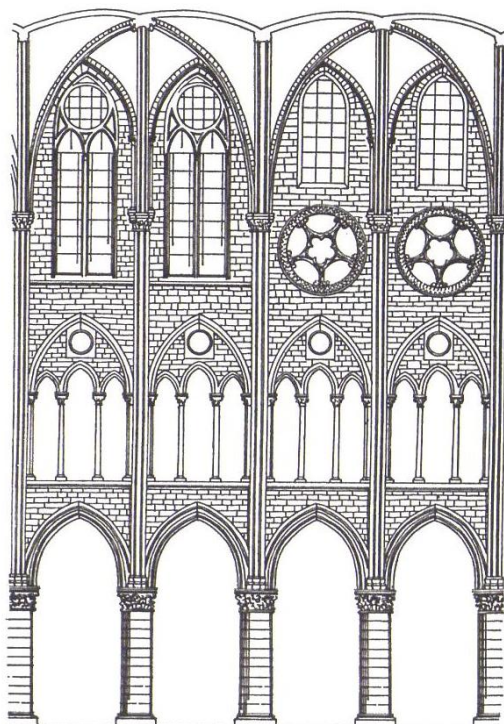


Figura 1.8: Alçado esquemático da Catedral de Notre-Dame de Paris [8]

1.2.1.2 O estudo da forma

Após a análise e recolha de capitéis de várias origens, civilizações e estilos, verificou-se que por detrás das ornamentações características de cada Época, estes apresentam uma forma de base específica.

Grande parte dos capitéis recolhidos apresenta um formato parabólico, exemplo disso são os capitéis do Antigo Egito (Fig. 1.2) e os da Ordem Coríntia (Fig. 1.9).



Figura 1.9: Capitéis da Ordem Coríntia, adaptado de [f]

Esta forma de capitel vai ser estudada e analisada no presente trabalho (subcapítulo 4.2.3), a fim de se perceber a sua implicação no comportamento estrutural do pilar. O facto de se tratar de uma forma curva (mais difícil de executar) em vez de linhas direitas, leva a crer que este formato propicia uma melhoria de comportamento global do pilar, pois se estruturalmente não fosse vantajoso talvez se tivesse optado por geometrias mais simples.

De uma maneira geral os capitéis dão seguimento ao pilar, não havendo ressaltos ou saliências, ou seja, iniciando-se com área igual à do pilar. No entanto, existem casos em que tal não se verifica, e os capitéis apresentam na ligação com o pilar uma saliência (Fig. 1.10). Surge a necessidade de perceber qual o interesse da introdução deste elemento de transição entre o pilar e o capitel. Pode tratar-se de razões meramente decorativas, ou para disfarce da união entre elementos com áreas diferentes, mas também pode ter interesse estrutural, melhorando o comportamento resistente do pilar. Se esta for usada na união de elementos com diferentes áreas de contacto, poder-se-ia fazer um acerto de áreas com a realização de uma reentrância, mas tal não foi realizado optando-se pela saliência. Esta questão irá ser abordada mais à frente, aquando da modelação numérica de pilares com capitéis possuindo saliência (subcapítulo 4.2.6 - Modelo C6).

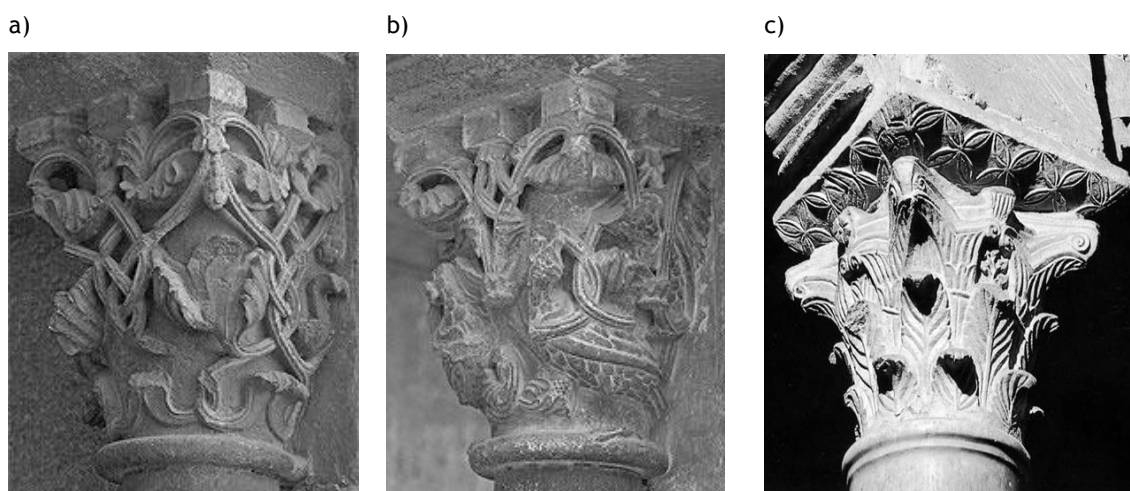


Figura 1.10: Capitéis com saliência: a) e b) Ordem Coríntia; c) Gótico [g] e [h]

No que refere à inclinação das faces dos capitéis, verificou-se que a maioria apresenta uma inclinação inferior a 30%. Verificou-se ainda que os capitéis Românicos são os que apresentam uma maior inclinação, e que os da ordem Coríntia são os menos inclinados, rondando os 20%.

1.2.1.3 Capitéis em estruturas de betão armado

Com o desenvolvimento das exigências das edificações de betão armado, foram estudadas soluções estruturalmente interessantes, como as lajes sem vigas (fungiformes) a fim de se obterem tetos lisos. Por não possuírem vigas, os pilares podem ou não ter um alargamento da sua secção transversal nas proximidades da ligação com a laje (capitel), cuja principal finalidade é a de reduzir as tensões de cisalhamento, evitando o punçoamento da laje [9].

Segundo [10], terá sido C. A. P. Turner o engenheiro responsável por demonstrar que este sistema de laje era viável, quando em 1906 o aplicou num edifício em Mineápolis. As lajes de Turner, por ele denominadas de “lajes cogumelo”, caracterizavam-se por possuírem capitéis na ligação laje-pilar e pelo uso de “gaiolas” compostas por barras com 32 mm de diâmetro

para evitar tensões de cisalhamento. Em [11] é atribuída a invenção deste sistema a Robert Maillart, mais conhecido pelos seus trabalhos em pontes. Maillart terá concebido o sistema em 1900, mas só terá terminado os seus ensaios em 1908, vindo a conseguir a patente do chamado “sistema de pavimento sem vigas” em 1909.

Turner desenhou uma laje fungiforme, representando pilares com capitéis e um reforço de armadura em quatro direções da laje (Fig. 1.11 a). O sucesso deste método deveu-se ao facto de se reduzir a quantidade de cofragens, usando-se cofragens de metal em forma de capitel para reduzir os custos de mão-de-obra. Os cálculos usados por este autor basearam-se no “método de grelha de Grashof”, o que induziu à utilização não otimizada de aço. Já o desenho desenvolvido por Maillart foi baseado em métodos empíricos por ele desenvolvidos, uma vez que os conhecimentos científicos da época eram ainda escassos. Na prática, as suas lajes eram muito mais leves do que aquelas que poderiam ser calculadas na época e só mais tarde é que terá sido possível fornecer os cálculos justificativos que provariam que a margem de segurança era suficiente. Além disso, usou reforço apenas em duas direções da laje (Fig. 1.11 b) reduzindo o número de camadas de armadura e aumentando a altura útil da laje, o que foi claramente diferente do método americano desenvolvido por Turner [12] e [13].

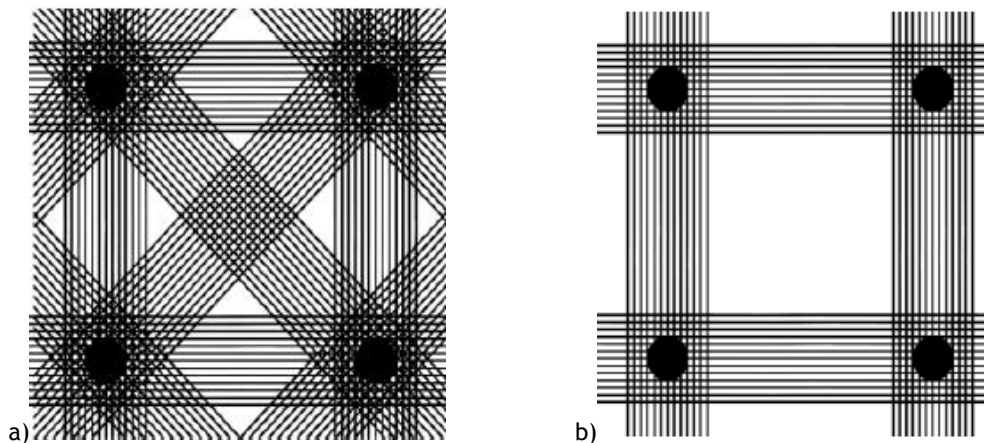


Figura 1.11: Reforços de lajes fungiformes ‘cogumelo’: a) C. A. P. Turner; b) Robert Maillart [12]

Na altura, os capitéis de betão eram concebidos para redução do efeito de corte/punçoamento. Atualmente estes são utilizados tanto pelo seu desempenho estrutural, como por razões arquitetónicas. O uso de capitéis na ligação entre o pilar e a laje faz com que ocorra uma continuidade visual e permite um ganho significativo de volume, uma vez que não é necessário o recurso a vigas [12].

Também Pier Luigi Nervi [i] desenvolveu em meados do século XX, um sistema de lajes com capitéis de betão armado. Na conceção das suas lajes procurou que houvesse uma redução significativa da quantidade de betão em relação a outros sistemas convencionais de lajes. Com a colaboração de outros autores decidiu executar uma laje na qual seriam colocadas “costelas” com o seguimento das linhas de tensão determinadas pelos momentos fletores principais. Essas linhas dependiam exclusivamente das condições de carregamento e de apoio

da estrutura (Fig. 1.12). Ocorre assim uma ligação direta entre uma função técnica e outra meramente estética.



Figura 1.12: Lanificio Gatti, Roma 1953 [i]

1.2.1.4 Capitéis “invertidos”

Os capitéis não estão apenas presentes no topo de colunas ou pilares, a “forma capitel” também pode ser vista nas suas bases ou em vários tipos de fundações.

- Bases de colunas

No que diz respeito às bases das colunas, como havia sido referido no subcapítulo 1.2.1.1, a presença ou não de base está subjacente ao estilo a que pertencem. Um bom exemplo deste facto encontra-se na Figura 1.3, onde é apresentada uma coluna Dórica e uma Jónica. A ordem Dórica caracteriza-se pelo grande rigor arquitetónico e as suas colunas não possuem base, já as colunas da ordem Jónica possuem base [5]. Observando a Figura 1.8 que mostra o alçado esquemático de uma catedral gótica pode também ver-se que as suas colunas possuem base em forma de capitel.

- Sapatas isoladas

As sapatas individuais são outro caso que pode ser tratado como capitéis “invertidos”, podendo estas ser de três tipos: sapata de laje rasa (a), sapata esbatida (b) e sapata em degrau (c), representadas na Figura 1.13.

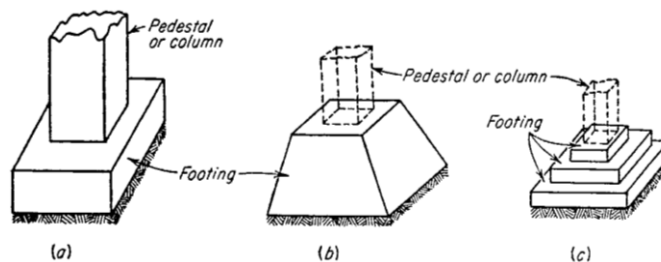


Figura 1.13: Tipos de sapatas isoladas [14]

- Fundações de pontes

Foram analisados vários casos de encontros de pontes verificando-se que também este pode ser visto como capitel “invertido”. Em [15] é apresentado um estudo de diversas pontes com os esquemas das suas fundações e encontros, como é o caso da ponte Alexandre III em Paris, construída no século XIX (Fig. 1.14).

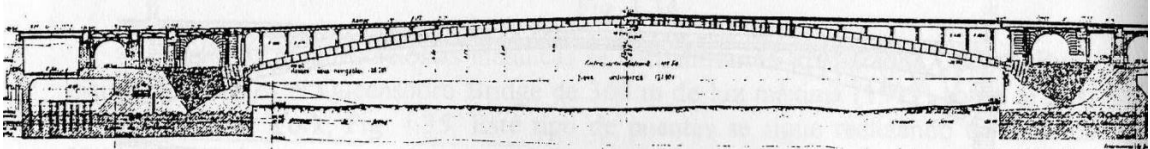


Figura 1.14: Ponte Alexandre III, Paris [15]

- Comparação das dimensões dos capitéis “reais” com os capitéis “invertidos”

Fazendo uma análise comparativa entre as inclinações dos capitéis “reais” com os capitéis “invertidos” podem tirar-se alguns apontamentos:

- No geral, os capitéis “reais” apresentam inclinações inferiores à dos capitéis “invertidos”;
- No caso das sapatas isoladas e dos encontros de pontes, as inclinações são superiores a 40%, valor mais elevado que nos capitéis em que a inclinação máxima rondava os 30%;
- Esta diferença de inclinações pode dever-se ao facto de na maioria dos casos os capitéis “invertidos” estarem enterrados, e o facto de estes serem mais inclinados ajudar ao equilíbrio da estrutura.

1.2.2 Pilares de pontes

Analisando várias pontes verificou-se que os seus pilares possuem formas, dimensões e acabamentos variados. Observando a ponte pedonal em pedra da Figura 1.15, é visível que a ligação entre o pilar e o tabuleiro é feita através de um elemento de transição do tipo capitel.



Figura 1.15: Ponte pedonal em pedra em Moinho João da Serra, Ansião [j]

Apesar de não haver referência à data de construção da ponte apresentada na Figura 1.15, é perceptível que se trata de uma ponte antiga. Em pontes mais recentes, como é o caso da ponte Roosevelt (Fig. 1.16), inaugurada em 1997 [k], pode ver-se que também a ligação dos pilares com o tabuleiro é feita com capitéis. Levando a pensar que o facto de os pilares das pontes possuírem capitel pode oferecer vantagens estruturais.



Figura 1.16: Ponte Roosevelt, Stuart, Estados Unidos [k]

1.2.3 Pilares de minas

Os pilares de minas é o caso típico mais importante em que o maciço rochoso se encontra submetido a um estado de compressão simples [16].

Em minas subterrâneas a escavação de galerias para a exploração mineira exige um estudo complexo das condições do maciço e de estabilidade necessárias. A forma da secção do pilar baseia-se nesse estudo e pode ser retangular ou variar entre a forma de arco e a forma circular. Os pilares de minas surgem do recurso ao método de desmonte com câmaras e pilares (*Room-and-Pillar*) no qual o minério é escavado o mais amplamente possível, deixando-se apenas pilares para suportar o teto e as paredes [17]. Desde cedo que o recurso a este método é usado na exploração mineira com a diferença de que antigamente os pilares eram distribuídos ao acaso e as suas secções determinadas empiricamente (Fig. 1.17). Havendo uma disposição aleatória e descuidada dos pilares, as cargas a que estes eram sujeitos não estavam distribuídas de forma otimizada, e em caso de rotura de um pilar, o peso sobre os adjacentes aumentava, desencadeando-se uma falha sucessiva de pilares [18].



Figura 1.17: Mina de carvão de Maryland, 1850 (disposição aleatória de pilares) [1]

Atualmente o dimensionamento dos pilares é realizado tendo em conta a resistência à compressão do minério e das paredes, o tamanho do corpo mineralizado e a pressão hidrostática existente no local, sendo normalmente distribuídos de forma regular como se pode ver na Figura 1.18 [17].

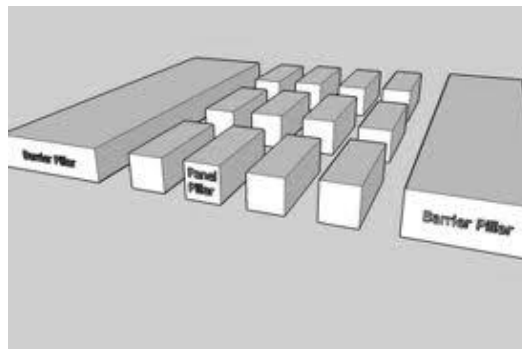


Figura 1.18: Disposição regular de pilares [1]

Para o sucesso do método acima enunciado é fundamental um ótimo dimensionamento dos pilares, pois se estes forem subdimensionados, a mina pode entrar em colapso e se forem sobredimensionados perde-se uma quantidade significativa de material explorado, diminuindo a rentabilidade da mina [18]. A forma do pilar tem grande influência na distribuição de tensões no seu interior. Um estudo realizado em [19] demonstrou que *à medida que um pilar se torna mais alto e mais esbelto, a distribuição de tensões em torno de um plano a meia altura do pilar torna-se mais uniforme*. No caso de pilares muito esbeltos as tensões no meio são muito próximas das condições de tensões uniaxiais em que a tensão principal máxima (σ_1) é igual à tensão média do pilar (σ_p) e a tensão principal mínima (σ_3) é nula (Fig. 1.19 a). Caso os pilares sejam mais largos, a distribuição de tensões em torno do pilar é tudo menos uniforme. No centro do pilar, a tensão principal máxima diminui para um valor menor que a

tensão média do pilar, por sua vez a tensão principal mínima aumenta para um valor maior que este (Fig. 1.19 b) [19].

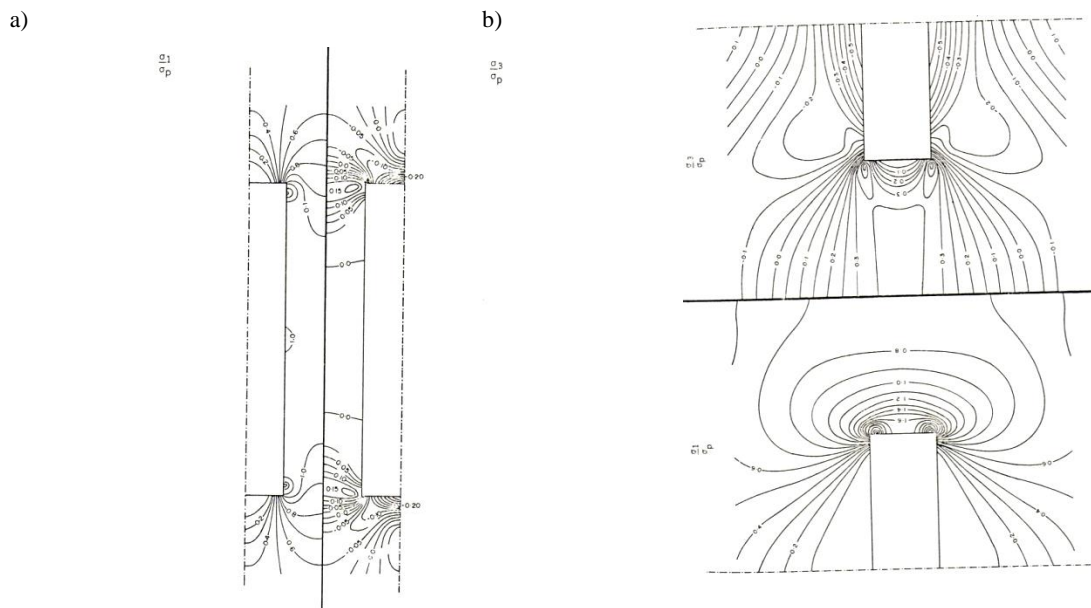


Figura 1.19: Distribuição das tensões principais, valores obtidos pelo cociente ente as maiores e menores tensões principais e a tensão média do pilar: a) pilar fino; b) pilar largo [19]

Na Figura 1.20, pode ver-se o interior de uma mina de sal em Wieliczka na Polónia, a mais antiga da Europa, estando em exploração desde o ano de 1044 [m]. Observando os seus pilares constata-se que estes possuem secções muito diferentes e variáveis em altura, sendo no geral mais largas com o aproximar do topo. Crê-se pois, que também na engenharia de minas haveria o cuidado da criação de capitéis para o seu bom funcionamento, pois se estes não fossem importantes não se desperdiçaria minério muitas vezes tão valioso neles.

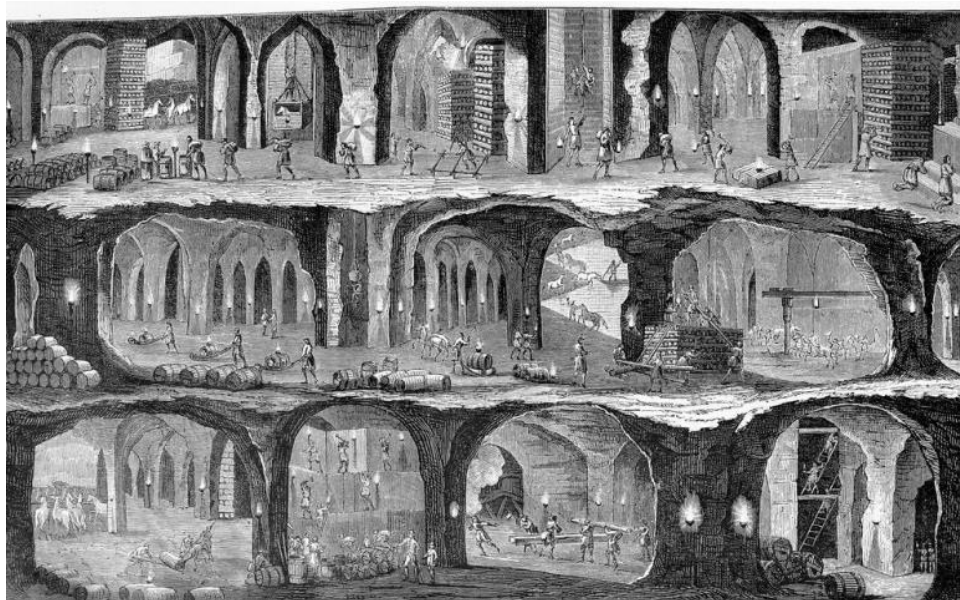


Figura 1.20: Vista do interior da mina de Wieliczka na Polónia [m]

1.2.4 Atrito entre superfícies

1.2.4.1 Propriedades dos materiais e influência da interação de superfícies

Todas as superfícies de sólidos quando analisadas a uma escala reduzida possuem irregularidades, que mesmo sendo polidas, e/ou tratadas com ferramentas apropriadas nunca se tornam perfeitamente lisas.

O principal objetivo do estudo do atrito entre dois corpos é o de determinar a natureza da dependência entre eles, de modo a compreender o seu comportamento a partir do conhecimento das suas propriedades fundamentais. Os parâmetros que regem essa interação dividem-se em duas categorias: propriedades de volume, que relacionam o contacto entre os corpos como um todo e propriedades de superfície, que determinam a interface de contacto entre os corpos.

A interação entre dois corpos que estejam em contacto depende sobretudo dos materiais que estejam envolvidos e das suas propriedades. Um dos principais parâmetros que importa conhecer é o módulo de elasticidade, valor característico de cada material que depende da sua composição química e dos defeitos que eventualmente tenha, tais como poros e/ou fissuras [20].

Um dos fatores a ter em conta quando dois corpos sólidos se encontram em contacto é a componente da rugosidade, que caracteriza o grau de acabamento da superfície. Esta é condicionada pelo processo de corte e pelas características mecânicas dos minerais constituintes da rocha [4].

1.2.4.2 Aplicação ao caso em estudo

No processo de corte dos provetes normalmente ocorrem erros que se traduzem sob a forma de desvios dimensionais e geométricos, não existindo superfícies perfeitamente lisas. Uma superfície que aparentemente o pareça ser (macroscopicamente), quando analisada com mais precisão, verifica-se que existem regiões com maior ou menor rugosidade [21]. As irregularidades da superfície de provetes de granito são causadas sobretudo pelas características mecânicas dos minerais constituintes da rocha, uma vez que estes apresentam tamanho, forma e dureza diferentes. Assim, quando posto em contacto com uma chapa de aço, apenas algumas regiões de ambas as superfícies estarão realmente em contacto.

Em ensaios de compressão simples, um dos fatores que condiciona os resultados é o referido atrito que existe entre as chapas de aço e as extremidades do provete, que influencia tanto o modo como o valor da carga de rotura. Segundo [22] o efeito do atrito varia em função da geometria do provete. A Figura 1.21 (a) representa o efeito que se desejaria que o provete possuísse, que consiste numa deformação uniforme do mesmo. Devido ao atrito entre as extremidades do provete e o prato da prensa e às diferenças entre as propriedades elásticas do aço e da pedra, o provete é restringido nas suas extremidades impedindo a ocorrência de

uma deformação uniforme (b). Essa restrição vai originar tensões tangenciais na interface pedra - aço (c), o que significa que a tensão axial não é a tensão principal e que as tensões no interior do provete nem sempre são uniaxiais.

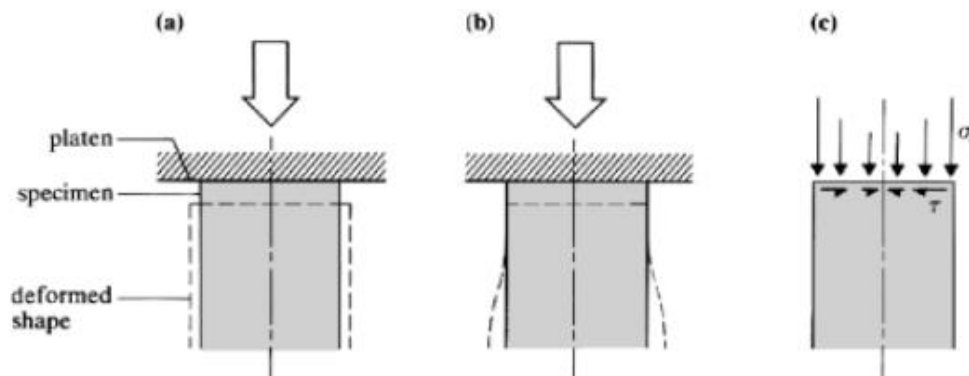


Figura 1.21: Influência da restrição das extremidades dos provetes e as deformações induzidas no ensaio de compressão uniaxial [22]

Vários autores afirmam que o problema da restrição radial poderia ser resolvido com a colocação de uma camada de um material elástico ou plástico macio entre o provete e a chapa de aço. No entanto quando se tratam de tensões de contacto, a colocação desse material simplesmente inverteria o sentido da restrição radial, produzindo tensões de tração radiais nos planos finais. Segundo [23], o ideal seria que essas “almofadas” de interface fossem compostas por uma camada fina de material deformável, como uma folha de papel, a qual compensaria as pequenas irregularidades de superfície, sem fornecer muito alívio de fricção radial.

A fim de perceber qual a influência do atrito nos topos apoiados do provete foi concebido na Universidade da Beira Interior um dispositivo de ensaio de provetes em compressão com caixas de areia, intercaladas entre os pratos da máquina e o provete. Para esse estudo foram ensaiados pilares com esbeltezas diferentes, verificando-se que em provetes mais esbeltos o efeito do atrito transversal é restringido a uma pequena zona do provete próximo das suas extremidades, sendo a sua influência pouco significativa no modo de rotura. Em provetes menos esbeltos, o referido efeito é verificado em quase toda a altura do provete, influenciando de forma acentuada quer o modo quer a tensão de rotura [3].

Em [3] concluiu-se que ao contrário do referido em [23], a colocação de materiais mais deformáveis que o granito entre as placas de carga e o provete com o objetivo de eliminar ou reduzir o atrito, condiciona os resultados do ensaio em termos de tensões de rotura. O atrito implica um confinamento por compressão transversal, já a deformação de um material mais deformável que o granito implica trações transversais acelerando a rotura do provete (Fig. 1.22).

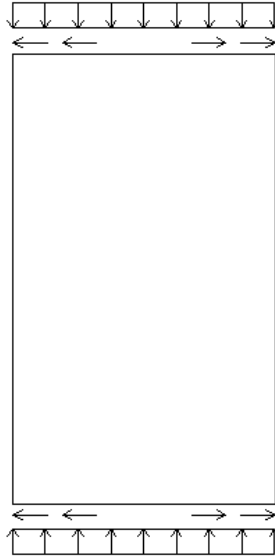


Figura 1.22: Tensões transversais de tração geradas junto aos tops do provete, devido ao movimento transversal da areia esmagada, adaptado de [3]

As observações feitas por [3] também vieram demonstrar que a construção de um pilar com juntas secas e lisas permite explorar melhor a capacidade resistente do granito, do que se estas fossem preenchidas com argamassas deformáveis.

1.2.5 Granito

1.2.5.1 Propriedades

O granito é uma rocha ígnea resultante do arrefecimento do magma em locais profundos da crosta terrestre, levando à formação sequencial de minerais com estrutura e composição química bem definidas. Os principais minerais constituintes do granito são o quartzo, o feldspato, as micas, as anfíbolas, as piroxenas e as olivinas (estando o quartzo e o feldspato presentes em maior quantidade), normalmente diferenciáveis à vista desarmada como consequência do arrefecimento lento do magma [24].

São muitas as variedades de granito existentes, sendo diferenciadas na textura (fanerítica - é possível distinguir a totalidade dos minerais que a constituem; afanítica - grãos muito pequenos, não sendo possível a distinção dos minerais a olho nu), que depende essencialmente da velocidade de arrefecimento do magma e na coloração, caso o granito seja rico em minerais félsicos (quartzo, feldspato e micas brancas) apresenta uma cor clara, no caso de possuir mais minerais máficos (anfíbolas, piroxenas, olivinas e micas pretas) apresenta uma cor mais escura [24]. Em geral, o granito apresenta uma estrutura compacta, pequena alterabilidade e uma resistência mecânica relativamente alta [25].

Os minerais constituintes do granito têm propriedades muito distintas. No que refere à clivagem (propriedade física que traduz a tendência de certos minerais se fragmentarem, por

aplicação de uma força mecânica, segundo superfícies planas e brilhantes com direções bem definidas e constantes), os feldspatos apresentam duas clivagens principais aproximadamente perpendiculares, já o quartzo não apresenta plano de clivagem [24].

A resistência das rochas é proporcional à dureza dos seus minerais, assim nos granitos a resistência é tanto maior quanto maior for a quantidade de quartzo presente. No entanto, estudos realizados em [26] demonstraram que a variada intensidade de microfissuração originária do quartzo é o que determina a geometria e a característica da incisão, razão que explica o facto de o quartzo (dureza maior) se degradar mais facilmente que o feldspato no processo de serragem [25].

1.2.5.2 Comportamento mecânico

Todas as rochas, até as mais compactas possuem no seu interior poros e microfissuras em todas as direções (Fig. 1.23) que vão influenciar as suas propriedades mecânicas e de permeabilidade. As microfissuras ocorrem entre os grãos constituintes da rocha, em virtude do arrefecimento e da redução do estado de tensão associados à subida do maciço à crosta terrestre, dada a diferença de coeficientes de dilatação térmica e das características de deformabilidade dos grãos. Em rochas ígneas, é comum o aparecimento de poros resultantes da oclusão de gases e líquidos durante a solidificação do magma [16] e [27].

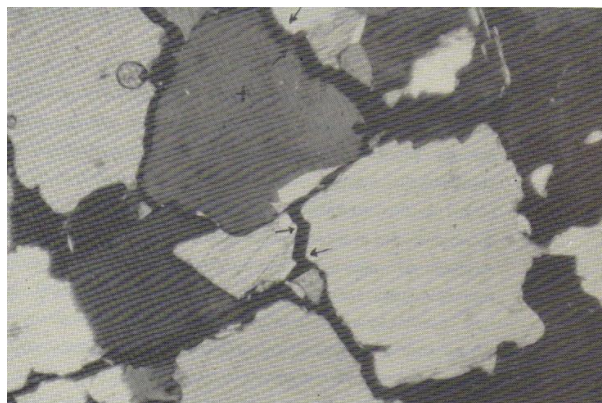
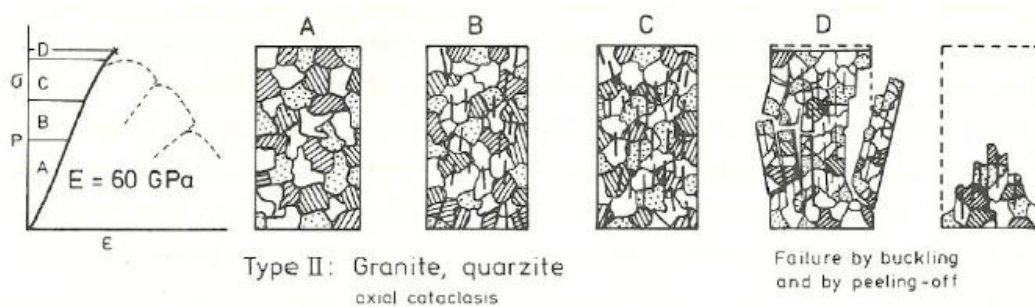


Figura 1.23: Microfissuras intergranulares do granito [16]

Grande parte dos estudos de mecanismos de rotura das rochas são baseados em observações feitas em laboratório. Em ensaios laboratoriais, é possível observar o modo de rotura para diferentes casos de carga e o modo como provetes de rocha se comportam durante um ensaio de compressão uniaxial no processo de rotura. Aquando da realização deste ensaio verifica-se que à medida que se vai aplicando carga ao sistema, a rocha vai-se desviando do comportamento linear elástico, consequência do aumento gradual de volume (dilatância) que desempenha um papel relevante na rotura dos maciços. Verifica-se que as primeiras fissuras ocorrem normalmente segundo a direção de aplicação do carregamento, já o seu modo de

propagação depende do tipo de rocha, mas ocorre sempre no sentido da maior compressão [27] e [28].

Em [28] verificou-se aquando dum ensaio de rochas em laboratório, que os provetes eram pequenos e não se conseguiram obter os mesmos resultados que se obteriam *in situ*, uma vez que o mecanismo de rotura e as mudanças estruturais estão relacionados com o volume da rocha. O mesmo autor com base no fenómeno de fissuração primário e nas mudanças estruturais que eles provocam, definiu o processo de rotura do granito durante um ensaio de compressão (Fig. 1.24). Verificou que com o aumento do carregamento vão-se formando cada vez mais fissuras, acabando por levar à rotura do provete por deformação e destacamento do material.



Legenda:

Fase A: Provete com deformações aproximadamente elásticas

Fase B: Provete com fissuração axial estável

Fase C: Provete na eminência da rotura

Fase D: Rotura do provete

Figura 1.24: Fases de rotura do granito (rotura tipo II) [28]

Com base em estudos realizados por [27] constatou-se que quando se submetem provetes de granito a ensaios de compressão uniaxial, o material separa-se em micropilares devido à formação de fissuras orientadas axialmente, tal como se havia verificado em [28] (Fig. 1.24, fase D). Depois do aparecimento destes micropilares, o mais comum é que estes rompam por encurvadura, mas em alguns casos a rotura dá-se por corte devido à destruição do material com comportamento granular.

O granito por possuir poros em todas as direções potencia o aparecimento de fraturas, que originarão fissuras axiais e o destacamento do material. O fenómeno de destacamento do material tem por nome “mecanismo de peeling” e processa-se da forma como se pode ver na Figura 1.25 [28].

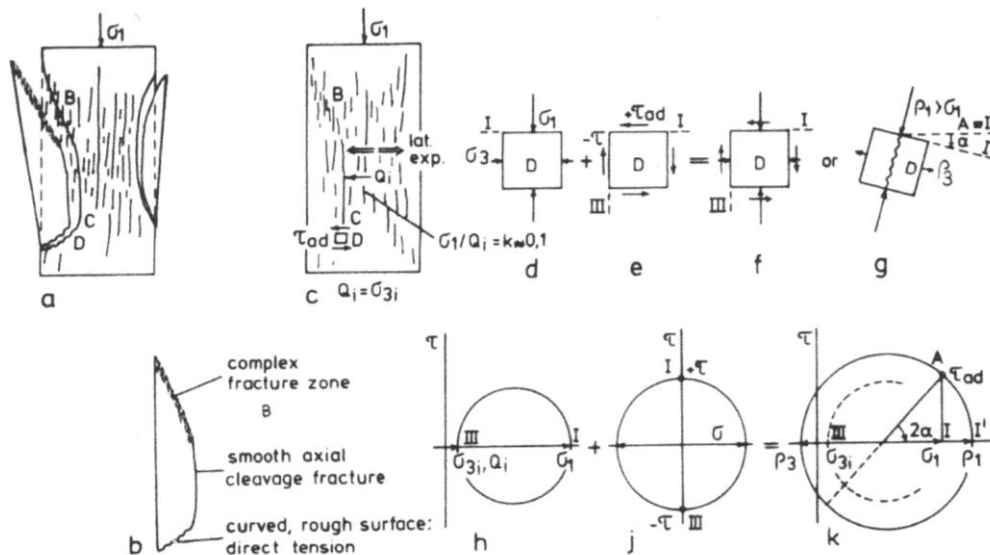


Figura 1.25: Mecanismo de 'peeling' no granito [28]

À medida que se vai aplicando carga gera-se na zona assinalada por B (Fig. 1.25 a) uma forte concentração de tensões de corte que se expande até C e D, levando ao destacamento de uma “lasca” de material. Essa “lasca” (Fig. 1.25 b) é composta por uma parte planar e outra curva. A parte planar trata-se de uma superfície lisa devido ao efeito de clivagem (forma pela qual muitos minerais se fragmentam ao longo de planos paralelos bem definidos). A zona curva apresenta uma certa rugosidade causada por tração direta da rocha granítica. A rotação da direção das tensões, bem como a alteração da natureza do plano de fratura gerado por uma tensão de corte transversal, τ_{ad} , são os principais intervenientes no desenvolvimento deste mecanismo de rotura. A tensão de corte surge na zona de transição entre C e D (transição entre a parte planar e a parte curva) sendo causada por influência da elevada deformação. Nas zonas assinaladas por d, e, f e g na Figura 1.25, mostram o panorama das tensões em D, onde $\rho_1 > \sigma_1$ enquanto que ρ_3 ficou a tração causando tensões com inclinação em relação ao eixo do provete, o que provoca uma rotação do plano de rotura [28].

Com base nos conhecimentos atuais sobre a mecânica das rochas, sabe-se que quando um provete de rocha é submetido a um ensaio de compressão simples tem um comportamento típico como mostra a Figura 1.26. Fazendo uma análise do diagrama que relaciona a tensão de compressão axial σ com a extensão longitudinal ε_1 (lado direito do diagrama), verifica-se que este se encontra dividido em 4 tramos. O tramo I é normalmente curvo, com concavidade voltada para cima e corresponde ao progressivo fechamento das fissuras da rocha, existindo um aumento progressivo do módulo de elasticidade, E, já que a rocha vai ganhando compacidade. A seguir ao tramo curvo surge um tramo retilíneo, tramo II, correspondente a um E constante, estendendo-se ao longo do tramo III. No tramo IV acentua-se o volume de zonas fraturadas, levando a um aumento progressivo das extensões longitudinais. Já no tramo V, a tensão de compressão diminui.

Analisando o desenvolvimento do diagrama que relaciona a tensão de compressão σ , com a extensão transversal ε_t (Fig. 1.26 - lado esquerdo do diagrama), verifica-se que o tramo I apresenta uma ligeira curvatura no sentido dos σ decrescentes, havendo um aumento do coeficiente de Poisson, ν . No tramo II, o ν mantém-se constante e consequentemente a extensão transversal apresenta um traçado reto. No tramo III, as deformações transversais processam-se a um ritmo crescente devido à microfissuração que aumenta progressivamente. No tramo IV acentua-se o volume de zonas fraturadas, o que proporciona um crescimento das deformações transversais, assim como o aumento de volume do provete. Este tramo termina quando se atinge o valor máximo de tensão e as fraturas possuem dimensão da ordem da dimensão da peça. Já no tramo V, a tensão de compressão diminui apesar de a máquina de ensaio ainda estar a impor o encurtamento do provete [16].

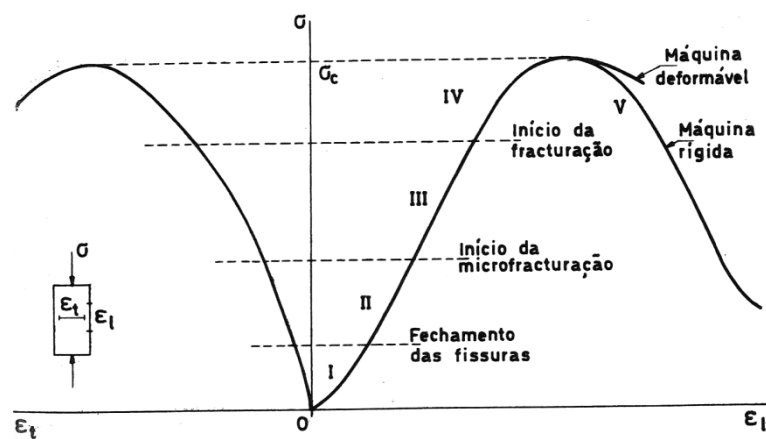


Figura 1.26: Variação das extensões transversal e longitudinal com o aumento da tensão de compressão axial [16]

Estudos realizados em [26] sobre granitos Turcos, a fim de perceber qual o efeito da variação das relações entre as propriedades petrográficas e mecânicas das amostras recolhidas, permitiram chegar às seguintes conclusões:

- A mineralogia do granito é uma das propriedades que controla a resistência da rocha e que a variação nas percentagens de quartzo e feldspato é o fator mais importante e influenciador das suas propriedades mecânicas;
- O tamanho médio dos minerais influencia a resistência da rocha, sendo esta mais resistente com a diminuição do tamanho do grão;
- A resistência à compressão aumenta à medida que a massa específica aparente seca e a velocidade das ondas sonoras aumenta. Existe assim, uma relação inversa entre a resistência à compressão uniaxial e a porosidade total efetiva.

Capítulo 2: Objetivo

2.1 Formulação do problema

O objetivo fundamental do presente trabalho é compreender de que forma o capitel influencia o comportamento estrutural de pilares de cantaria de pedra de granito, quando sujeitos à compressão axial. Em [4] pretendia-se perceber qual a influência que a rugosidade das juntas entre blocos tinha no comportamento do pilar, verificando-se que quer em provetes com juntas quer em provetes sem juntas, a rotura ocorria sempre junto à face do provete em contacto com a chapa de aço, pelo que se concluiu que a rugosidade do provete conjugada com a rigidez transversal das chapas de aço provoca um efeito de cintagem nas extremidades do mesmo e consequentemente a rotura dessa zona. Com o presente estudo, pretende-se perceber se com a inclusão de um capitel nas extremidades do pilar a secção de aplicação da carga deixa de ser crítica para o processo de rotura do provete e se tal aumenta a resistência do pilar em compressão axial.

2.2 Hipótese

Tendo em vista o objetivo acima enunciado preconiza-se a inclusão de um elemento de transição, capitel, entre a chapa de aço e o provete prismático para conseguir um aumento da resistência global do provete, aproveitando-se de melhor forma a elevada resistência do material em causa. A fim de evitar a concentração de tensões nos bordos das extremidades do provete, vão ser usadas chapas metálicas com a mesma secção que os capitéis.

As hipóteses de capitel estudadas vão ter abertura na direção das faces superior e inferior, o que ajudará a combater eventuais defeitos do sistema. Vão ser estudadas e ensaiadas diversas formas de capitéis a fim de se perceber qual a solução mais adequada ao problema enunciado.

Capítulo 3: Metodologia

A estratégia geral de demonstração da hipótese consiste no ensaio experimental em laboratório de provetes com geometria selecionada, na sequência de uma análise numérica prévia, realizada com um programa de cálculo em computador.

3.1 Análise numérica

Dada a necessidade de perceber quais os capitéis que melhor solucionam o problema enunciado, torna-se importante modelá-los num programa de cálculo, a fim de escolher aqueles a ser testados em laboratório. A análise numérica é importante para perceber a distribuição de tensões dentro dos provetes e para excluir hipóteses que não são as adequadas para a realização da análise experimental. No presente trabalho foi feita uma análise linear elástica de um modelo de elementos finitos volumétricos. Para tal recorreu-se ao modelo de estruturas volumétricas, com elementos prismáticos de 8 nós, do programa de cálculo “Autodesk Robot Structural Analysis Professional” [29]. Em todos os modelos estudados foi usado o sistema de eixos indicado na Figura 3.1.

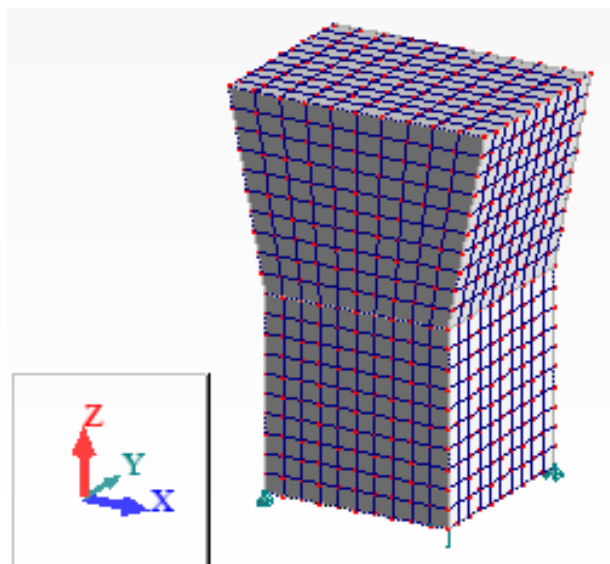


Figura 3.1: Sistema de eixos utilizado nos modelos em estudo

A escolha dos modelos de capitéis a ser ensaiados baseou-se na análise de dois critérios:

Critério 1: A zona de interface entre o pilar e o capitel deve estar sobre tensões de compressão transversal segundo OX;

Critério 2: Na zona de interface entre o pilar e o capitel as tensões normais segundo z devem ser o mais uniformes possível.

Em relação ao critério 1, quanto maior for a tensão de compressão transversal na interface pilar-capitel, maior será a cintagem dessa zona, sendo favorável ao comportamento do provete. Se esta zona estiver em tração, vai ser uma zona frágil e propícia a que com o aumento da carga de compressão, ocorra uma rotura prematura, uma vez que o granito tem reduzida resistência à tração.

Em relação ao critério 2, o ideal seria ocorrer uma perfeita uniformização, mas é impossível que isso aconteça, porque com a inclusão de um capitel surge, na zona de interface em que este seja saliente, uma concentração de tensões de compressão normal segundo z. Assim sendo, o que se procura é que esta concentração seja a menor possível.

Os critérios 1 e 2 são difíceis de otimizar simultaneamente, já que por exemplo a abertura do capitel é favorável segundo o critério 1 e desfavorável segundo o critério 2. Torna-se por isso interessante definir o compromisso mais favorável ao conjunto dos dois critérios e não só a cada um deles.

3.2 Ensaio experimental em laboratório

Este ensaio é utilizado para o estudo da resistência e deformabilidade de pilares de granito e permite determinar, além da resistência à compressão uniaxial, parâmetros mecânicos tais como o módulo de elasticidade, E o coeficiente de Poisson, ν , já que possibilita a obtenção da curva tensão - extensão.

A carga é aplicada por um macaco hidráulico que reage contra travessas intercaladas por tirantes constituídos por varões roscados. Junto às travessas e ao êmbolo do macaco hidráulico são colocadas chapas de aço dimensionadas para que a carga seja aplicada o mais uniformemente possível. São ainda colocadas chapas de aço com dimensões iguais às das bases do provete, encostadas às chapas maiores, para evitar o efeito de concentração de tensões de compressão normal nas arestas do capitel em contacto com as mesmas.

O objetivo do ensaio de compressão uniaxial é o de determinar a tensão que provoca a rotura da rocha quando submetida a esforços compressivos, a fim de avaliar a sua resistência quando utilizada como elemento estrutural [25].

Segundo [30], para além dos fatores internos, tais como a composição mineralógica, a relação dimensional entre o tamanho do grão e do provete, a porosidade, as discontinuidades e a alteração, existem fatores externos que condicionam significativamente os resultados dos ensaios, tais como a geometria do provete, a velocidade de deformação, as condições ambientais e o atrito entre as chapas de aço e o provete.

3.3 Verificação do método experimental

Com base na análise numérica na qual são estudados vários modelos de capitéis, com dimensões e geometrias distintas e com base nos conhecimentos sobre a mecânica das rochas e os critérios enunciados no subcapítulo 3.1, são escolhidos os modelos que se mostram mais adequados para um melhor funcionamento do pilar quando submetido ao ensaio de compressão axial.

Levando à rotura os provetes com os modelos de capitel que se consideram mais adequados para que a capacidade resistente do granito seja melhor explorada, por comparação com os valores de resistência obtidos para os diversos provetes, dos defeitos dos provetes e do sistema, e por observação do processo de rotura, concluir-se-á qual o modelo de capitel que melhor se ajusta ao problema enunciado.

Capítulo 4: Análise numérica

4.1 Programa de cálculo

A análise numérica foi feita usando o Método dos Elementos Finitos, recorrendo ao programa de cálculo “Autodesk Robot Structural Analysis Professional” [29]. Realizou-se uma análise linear elástica, recorrendo a modelos volumétricos (3D) de estruturas, usando elementos paralelepípedos de 8 nós, admitindo-se uma situação ideal em que a carga é aplicada uniformemente sobre as faces de topo dos modelos. Na Figura 4.1 é apresentado um modelo tridimensional de uma estrutura volumétrica do referido programa de cálculo.

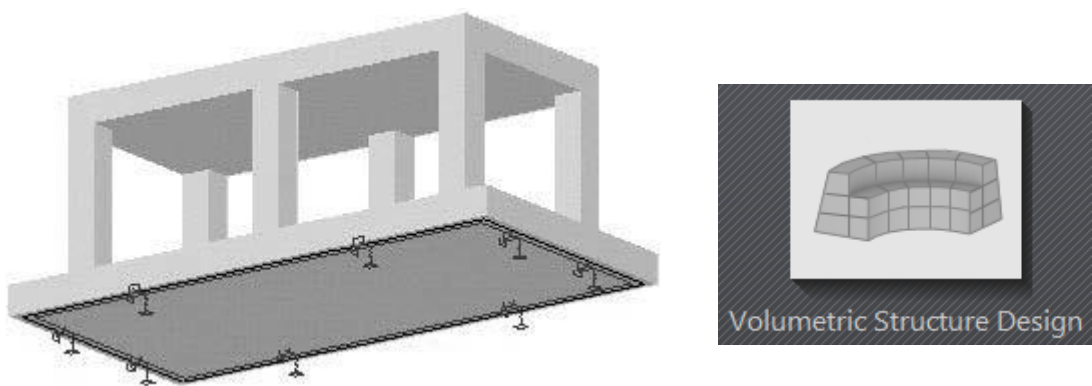


Figura 4.1: Modelo tridimensional (adaptado de [29])

4.2 Modelos analisados

Todos os modelos são compostos por uma parte inferior, o pilar, e uma parte superior, correspondente ao capitel propriamente dito. Os pilares modelados possuem sempre as dimensões de 100x100x100 mm. Já os capitéis têm espessura igual à do pilar, altura H , desenvolvimento B e faces laterais com inclinação α variável (Fig. 4.2).

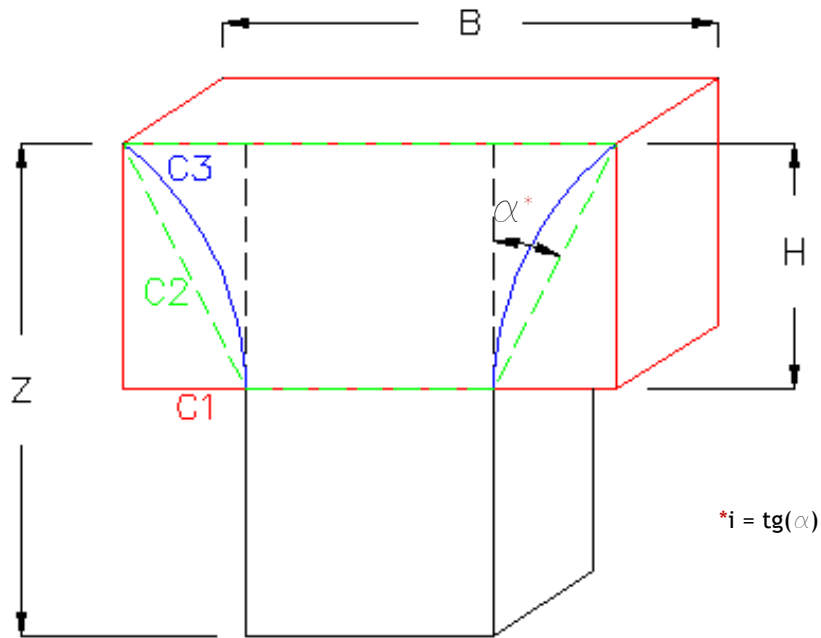


Figura 4.2: Esquema genérico identificativo das variáveis H (altura do capitel), α (inclinação do capitel), Z (altura do modelo) e B (desenvolvimento do capitel)

Especificação dos modelos estudados (Fig. 4.3):

Modelo C1 - Capitéis de formato paralelepípedo simples, com altura de 50, 75, 100, 150 e 200 mm e com desenvolvimento $120 < B < 240$ mm (identificado a vermelho na Figura 4.2);

Modelo C2 - Capitéis com faces laterais inclinadas e planas, com as alturas de 50, 75, 100, 150 e 200 mm e com inclinação entre $0,1 < i < 0,3$ (identificado a verde na Figura 4.2);

Modelo C3 - Capitéis com faces inclinadas e curvas, com 100 mm de altura e com inclinação entre $0,1 < i < 0,2$ (identificado a azul na Figura 4.2);

Modelo C4 - Capitéis de formato paralelepípedo, semelhante aos modelos C1, com alturas de 50, 75, 100 e 200 mm, com desenvolvimento $120 < B < 240$ mm e com “ranhuras” nas faces laterais, de 10 mm de profundidade e 5 mm de largura, localizadas a meia altura do capitel (Modelo C4A) e a 10 mm da base (Modelo C4B);

Modelo C5 - Capitel “invertido”, em que a largura varia linearmente da base para o topo com $H = 100$ mm e $i = -0,1$;

Modelo C6 - Modelo sem capitel, formado por dois blocos cúbicos de $100 \times 100 \times 100$ mm intercalados por uma zona saliente de profundidade e largura de 10 mm.

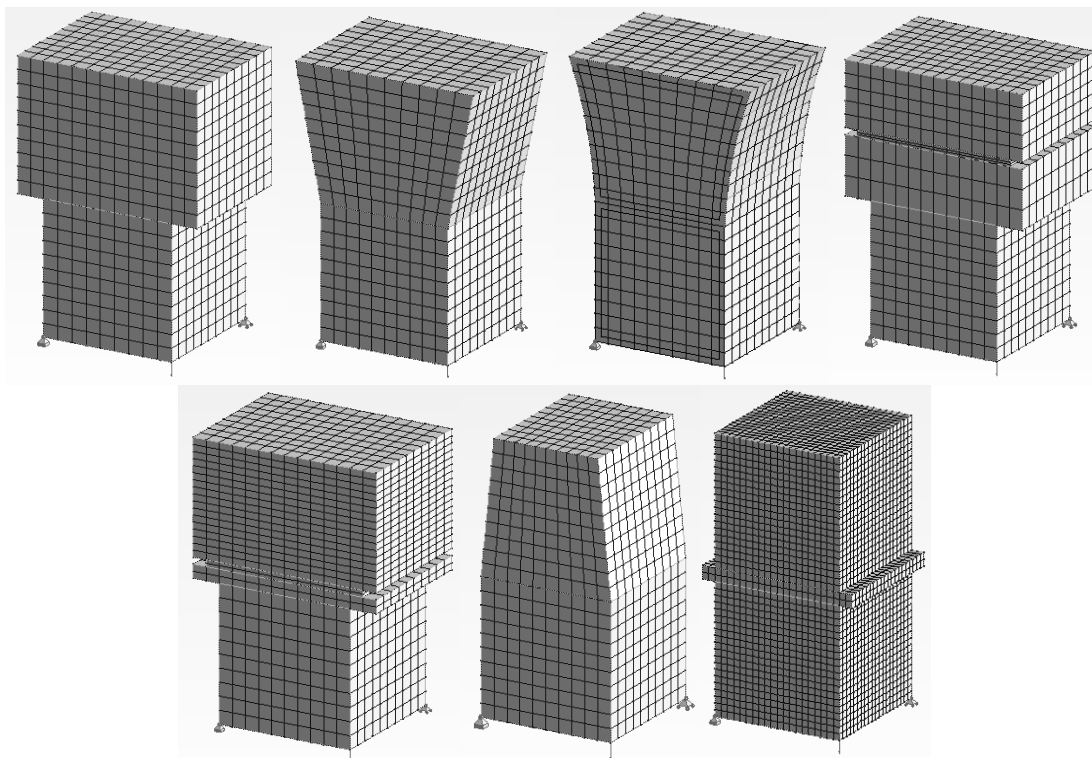


Figura 4.3: Esquema dos modelos usados na análise numérica: Modelo C1, C2, C3, C4A, C4B, C5 e C6 respetivamente

Os diagramas de tensões apresentados neste subcapítulo para os vários modelos dizem apenas respeito a capitéis com $H= 100 \text{ mm}$ e $B= 140 \text{ mm}$. Posteriormente far-se-á uma análise comparativa entre os diversos modelos estudados, no que diz respeito à sua geometria e inclinação das faces dos capitéis.

Na definição das propriedades físicas do granito no programa de cálculo, admitiu-se que o seu módulo de elasticidade (E) seria de 50 GPa , e o coeficiente de Poisson (ν) nulo, o que significa que o modelo não sofre deformações transversais quando sujeito a compressão axial. Em relação às características das chapas de aço, considerou-se um coeficiente de Poisson nulo e um módulo de elasticidade de 200 GPa . O efeito da variação das propriedades físicas dos materiais intervenientes vai ser abordado nos subcapítulos 4.5 e 4.6.

Para os modelos C1 e C2 foram efetuados cortes na secção S1 paralela ao plano YZ (Fig. 4.4) a meio do capitel, a fim de descrever a variação das tensões normais σ_x ao longo da mesma. Vão ainda ser estudados o efeito da variação da altura e da inclinação (ou desenvolvimento) dos modelos na forma do diagrama das referidas tensões normais σ_x ao longo da secção S1. Os modelos estudados encontram-se em equilíbrio de forças, ou seja, a carga distribuída aplicada no topo do capitel é equivalente à aplicada na base do pilar, resultando nulas as reações nos apoios introduzidos nos cantos da base. Para o estudo dos diversos modelos a carga axial considerada foi de 500 kN .

4.2.1 Modelo C1

Inicialmente pensou-se num capitel de formato paralelepípedo, que por ser de linhas direitas facilitaria o processo de serragem. Foi feita uma primeira análise, na qual a carga era aplicada diretamente sobre o granito, como mostra a Figura 4.4, a fim de perceber o comportamento do modelo quando sujeito à compressão. Posteriormente foi feita uma análise das tensões na secção do meio do capitel (secção S1), resultando os gráficos apresentados nas Figuras 4.5 e 4.6.

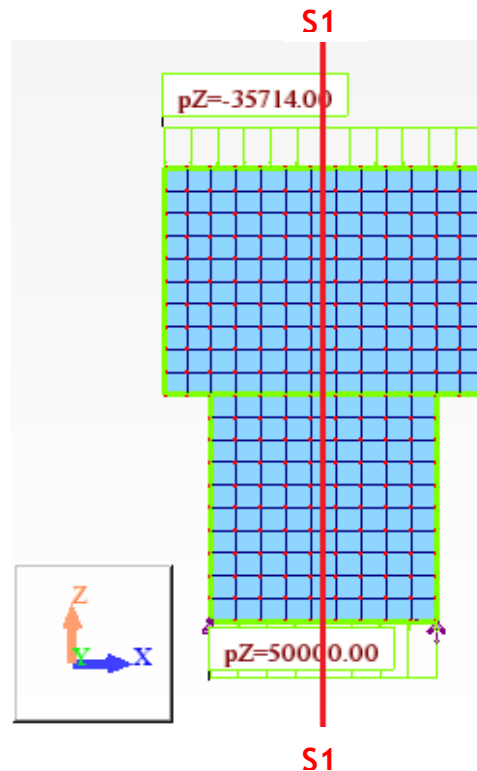


Figura 4.4: Modelo usado no estudo do capitel C1

O diagrama apresentado na Figura 4.5 resultou do estudo de um capitel com altura constante de 100 mm e desenvolvimento a variar entre 120 e 160 mm, com o objetivo de perceber qual a influência que o seu aumento tem na distribuição de tensões do modelo. Verificou-se que à medida que este aumenta, aumentam as tensões de tração no seu topo e as de compressão transversal (efeito de cintagem) na interface entre o pilar e o capitel ($Z= 100$ mm). O aumento da cintagem na zona da junta (pilar-capitel) é favorável ao comportamento do sistema, já o aumento das trações é prejudicial.

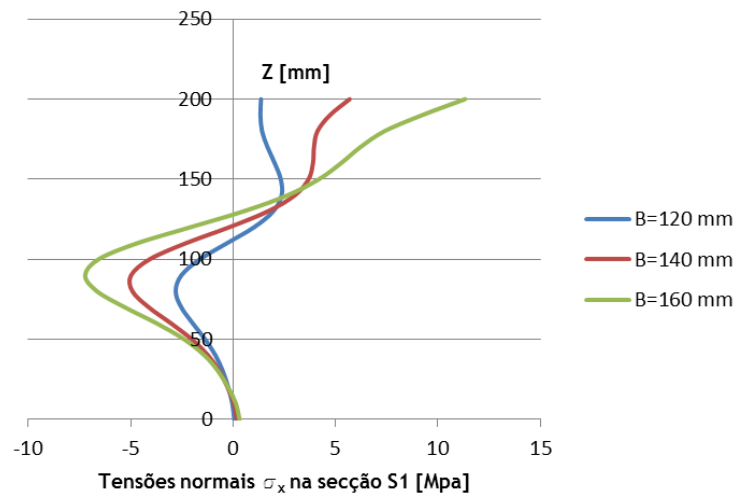


Figura 4.5: Tensões σ_x para o modelo C1 com $H=100$ mm e desenvolvimento a variar entre 120 e 160 mm

Com o intuito de perceber o efeito de variação da altura do capitel, H , fez-se um estudo ao modelo com desenvolvimento constante, $B=140$ mm e $50 < H < 200$ mm, resultando o diagrama apresentado na Figura 4.6.

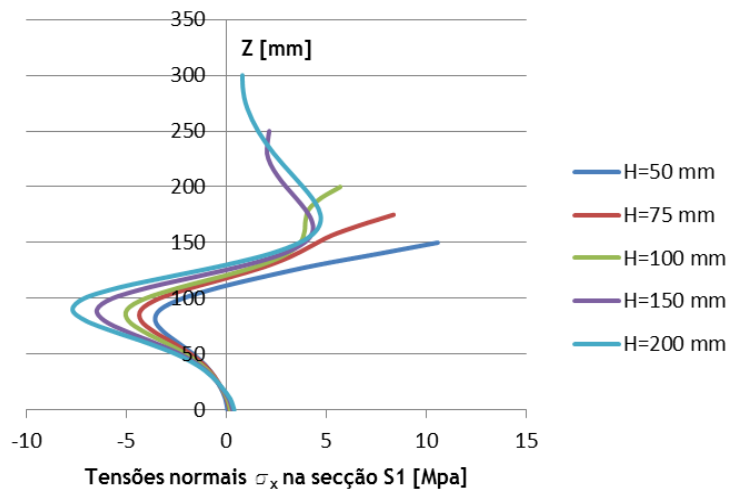
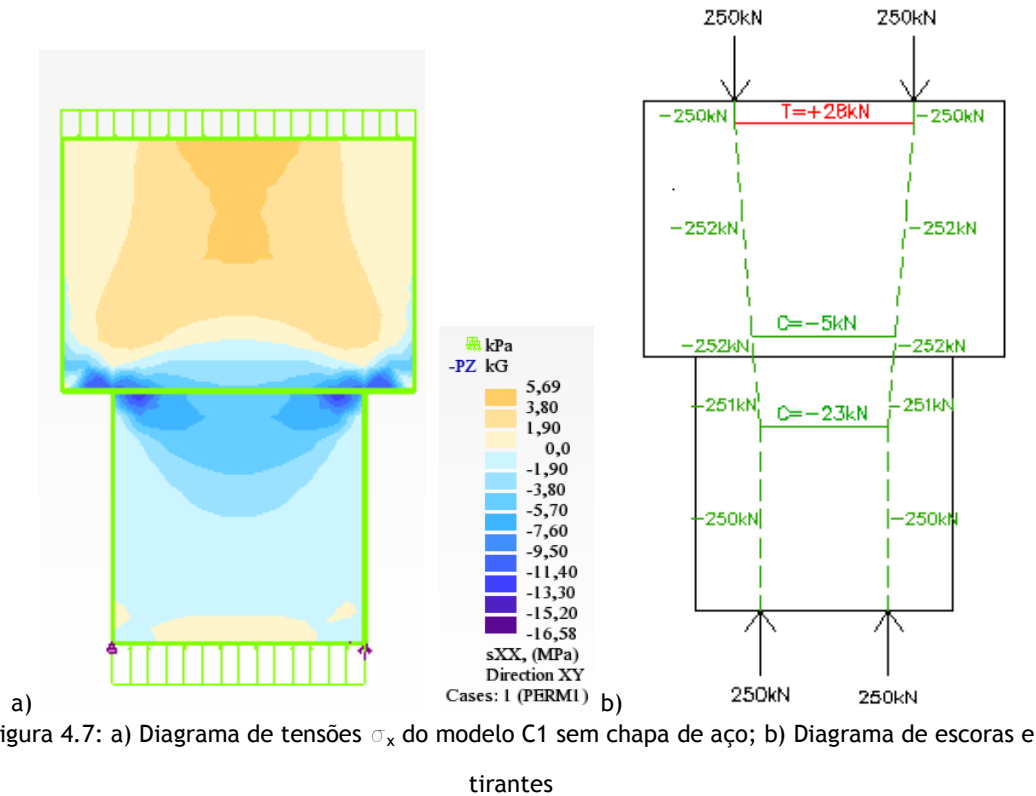


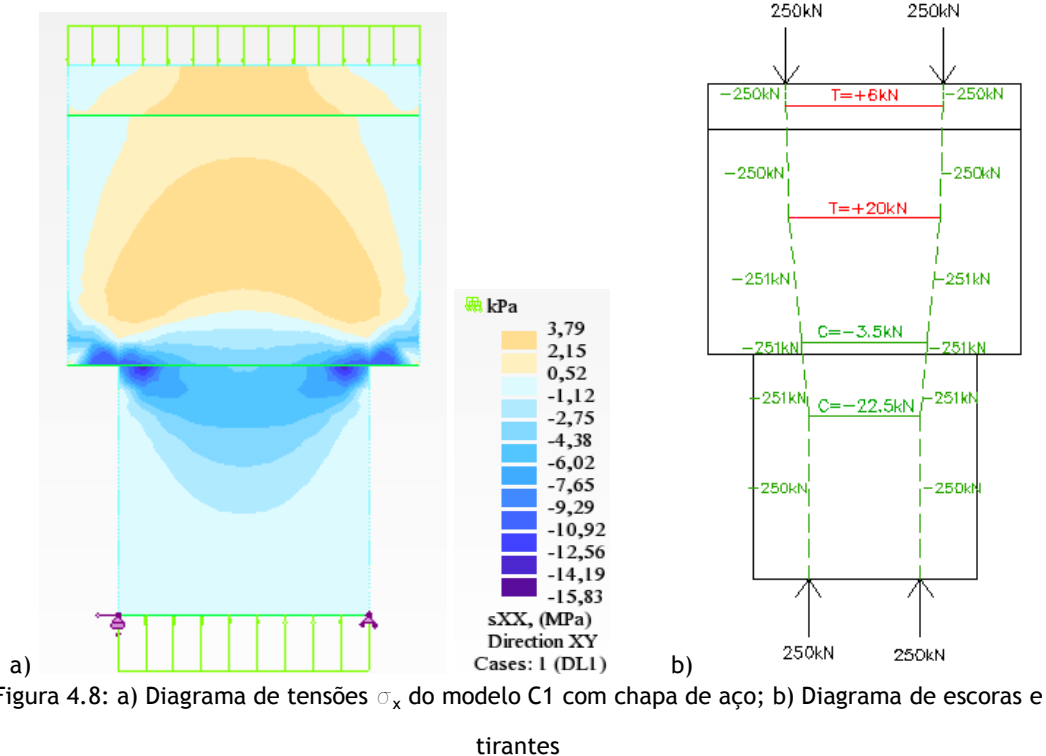
Figura 4.6: Tensões σ_x para o modelo C1 com desenvolvimento de 140 mm e altura variável

Pela análise do diagrama apresentado na Figura 4.6, constata-se que em todos os casos a máxima tensão de compressão se localiza um pouco abaixo da zona de interface entre o pilar e o capitel, e que à medida que a altura do capitel aumenta, aumenta o efeito de cintagem nessa zona. Relativamente às tensões tração verifica-se que para capitéis com $H < 100$ mm ($Z < 200$ mm) a máxima tensão de tração ocorre no topo do capitel, para capitéis com $H > 100$ mm localiza-se entre os 100 e os 50 mm da base do mesmo.

Observando o diagrama de tensões da Figura 4.7, verifica-se que se a carga fosse aplicada diretamente sobre o granito (sem chapa de aço no topo), iriam aparecer tensões de tração praticamente em todo o capitel, mas mais concentradas na parte superior do mesmo.



É sabido que o granito não apresenta grande resistência à tração, ocorrendo a rotura por tração aproximadamente aos 10 MPa para um granito de alta resistência [3]. Para o modelo analisado, sob a ação de uma carga de 500 kN, o valor das trações máximas é de cerca de 6 MPa, mas com o incrementar de carga este valor tende a aumentar para valores perto da rotura. Daqui se conclui que se a carga fosse aplicada sobre o granito, este iria estar sujeito a esforços de tração elevados no capitel levando a uma rotura prematura nesta zona. Em alternativa, a carga não é aplicada diretamente sobre o provete, mas sim numa chapa de aço com dimensão igual à do topo do provete e uma espessura de 20 mm, o que origina um melhoramento geral do panorama das tensões (Fig. 4.8).



Com a inclusão de uma chapa de aço com módulo de elasticidade de 200 GPa, verifica-se que as tensões de tração a que o capitel está sujeito diminuem cerca de 2 MPa em relação ao caso anterior, pois parte delas são absorvidas pelo material mais rígido, neste caso a chapa de aço. Mesmo com o decréscimo de tração verificado, o capitel ainda fica sujeito a trações na ordem dos 4 MPa, mas mais concentradas na zona central do capitel.

Observando o panorama das tensões normais σ_z apresentado na Figura 4.9, verifica-se que na zona de interface entre o pilar e o capitel existe, sob a ação de uma carga de 500 kN, uma concentração de tensões de compressão de cerca de 80 MPa. Sabendo que o granito quando sujeito a compressão resiste a uma tensão de aproximadamente 100 MPa [3], com o aumentar da carga as tensões de compressão vão-se aproximando do valor de rotura.

Uma situação semelhante foi verificada em [11], num estudo e ensaio de lajes fungiformes apoiadas em pilares de secção quadrada, monitorizando a região da laje na extremidade dos pilares, onde terá verificado a ocorrência de uma concentração de tensões nas arestas dos pilares em contacto com a laje.

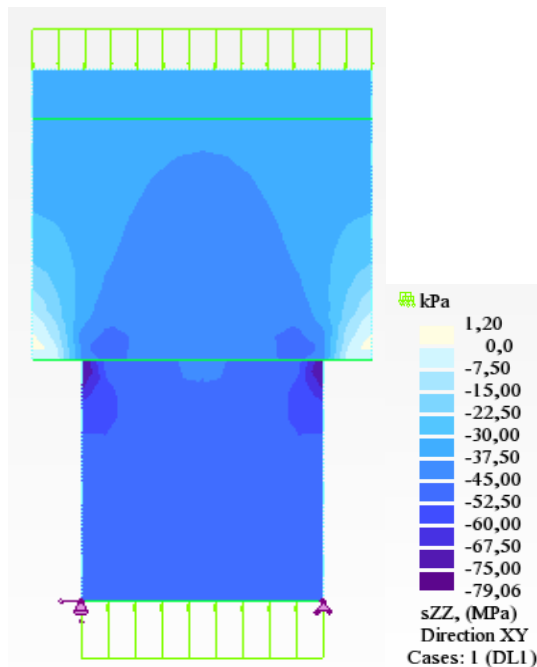


Figura 4.9: Diagrama de tensões σ_z do modelo C1 com chapa de aço

4.2.2 Modelo C2

Este modelo diz respeito a um capitel com duas faces planas inclinadas. Tal como aconteceu aquando do estudo do modelo C1, começou por se explorar o comportamento do modelo C2 com a carga aplicada diretamente sobre o granito e averiguar qual a influência da variação da inclinação das faces e da altura do capitel na distribuição de tensões na secção S1.

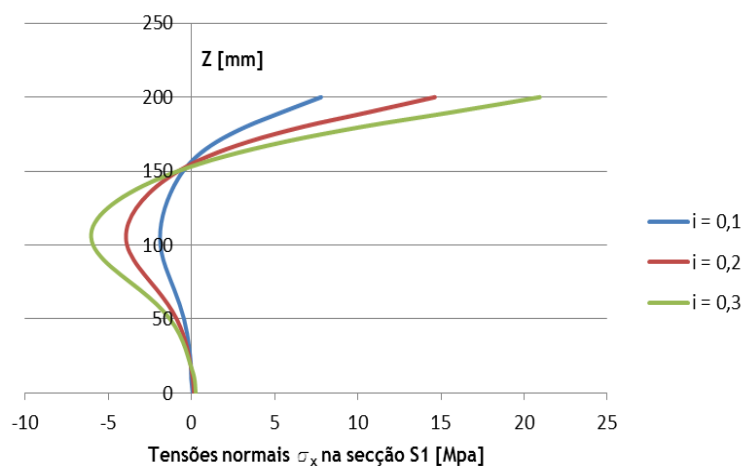


Figura 4.10: Tensões σ_x para o modelo C2 com H= 100 mm e inclinação variável

O diagrama apresentado na Figura 4.10 mostra a distribuição das tensões em três capitéis com altura constante e inclinação variável, verificando-se que com o seu aumento, as tensões de tração e compressão vão aumentando, atingindo os seus valores máximos no topo do capitel e ao nível da interface pilar-capitel respetivamente. Como já foi referido, o aumento

da cintagem na zona da junta (pilar-capitel) é favorável ao comportamento do sistema, já o aumento das trações é prejudicial.

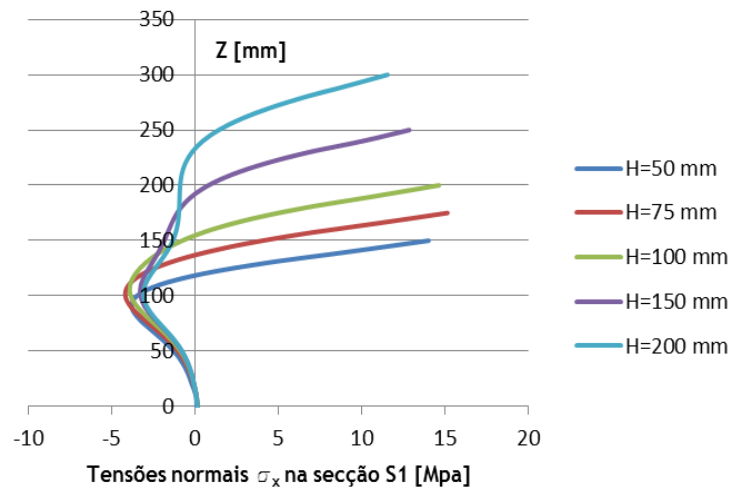


Figura 4.11: Tensões σ_x para o modelo C2 com $i=0,2$ e altura variável

Relativamente ao efeito da variação da altura do capitel, como se pode constatar pela observação do diagrama de tensões apresentado na Figura 4.11, neste modelo ao contrário do que aconteceu no modelo C1, independentemente da altura do capitel, as tensões de tração máximas localizam-se sempre no seu topo e os seus valores são semelhantes. Quanto às tensões de compressão máximas, situam-se à semelhança do modelo C1, na zona de interface entre o pilar e o capitel, não sofrendo grandes alterações com o aumento da altura do capitel.

Por observação do diagrama de tensões da Figura 4.12, verifica-se que se a carga fosse aplicada diretamente sobre o capitel de granito, iriam aparecer tensões de tração concentradas na metade superior do capitel, diferente do modelo C1 em que estas se encontravam em quase todo o capitel.

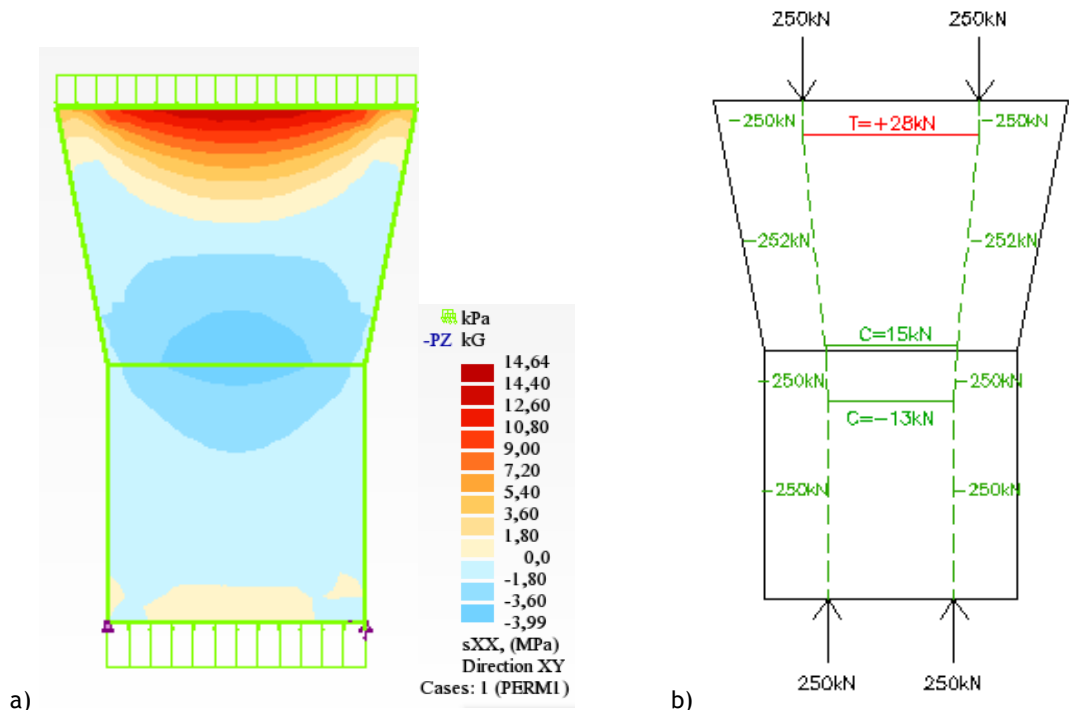


Figura 4.12: a) Diagrama de tensões σ_x do modelo C2 sem chapa de aço; b) Diagrama de escoras e tirantes

No ensaio experimental, a carga não é aplicada diretamente sobre o capitel, mas sim sobre uma chapa de aço. Para o modelo em estudo verifica-se que com a inclusão de uma chapa de aço, as tensões de tração a que o capitel está sujeito diminuem consideravelmente, ficando este sujeito a tensões de tração de aproximadamente 1 MPa, bastante inferior das verificadas no modelo anterior.

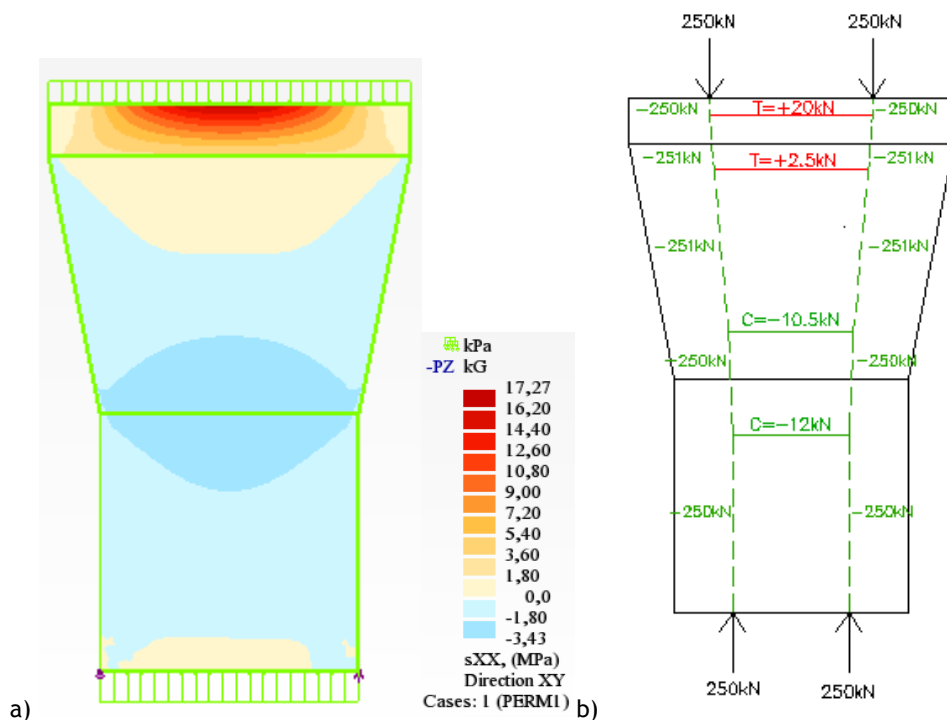


Figura 4.13: a) Diagrama de tensões σ_x do modelo C2 com chapa de aço; b) Diagrama de escoras e tirantes

No que refere as tensões normais σ_z , existe uma concentração de tensões de compressão na zona de interface pilar-capitel, na ordem dos 64 MPa, valor inferior ao modelo C1, havendo menor probabilidade de o granito romper prematuramente por esta zona (Fig. 4.14).

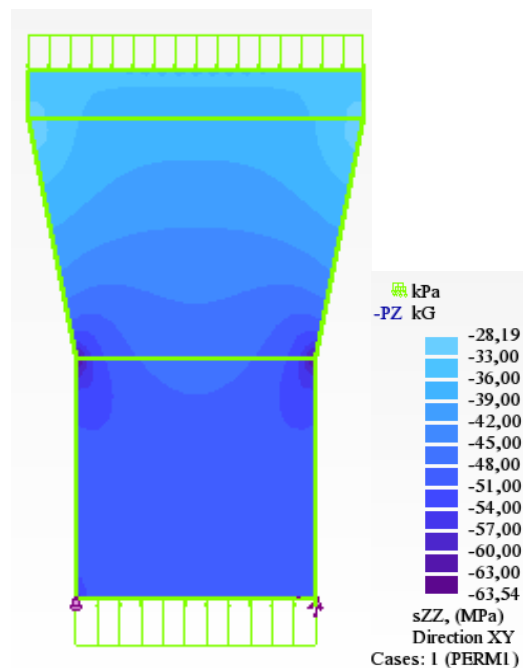


Figura 4.14: Diagrama de tensões σ_z no modelo C2 com chapa de aço

4.2.3 Modelo C3

Este modelo representa o que acontece na maioria dos capitéis históricos, como foi abordado no subcapítulo 1.2.1.2, os capitéis da Ordem Coríntia e outros, nos quais por detrás das ornamentações a estrutura de base tem formato parabólico (Fig. 1.9).

Analisando a influência da variação da inclinação do capitel para este modelo, verifica-se que tal como no modelo C2, à medida que esta vai aumentando as tensões de tração e compressão vão aumentando, atingindo os seus valores máximos no topo do capitel e na metade inferior do capitel respetivamente.

Fazendo uma análise comparativa das tensões dos modelos C2 e C3, verifica-se que ocorre uma ligeira subida da resultante das compressões, consequência da diminuição da secção devido ao arredondamento da forma (Fig. 4.15).

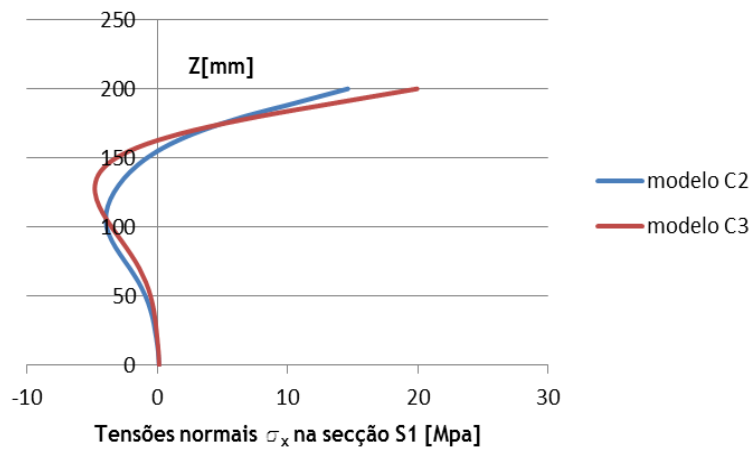


Figura 4.15: Diagrama das tensões σ_x para os modelos C2 e C3

Quanto às tensões normais segundo z , constata-se que este é o modelo em que existe uma maior uniformização de tensões, verificando-se na interface entre o pilar e o capitel, uma tensão de compressão de aproximadamente 55 MPa (Fig. 4.16).

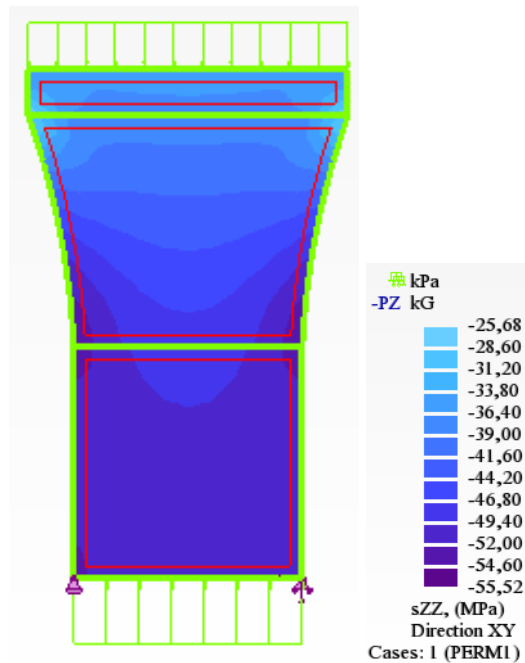


Figura 4.16: Diagrama de tensões σ_z do modelo C3 com chapa de aço

4.2.4 Modelo C4

Este modelo é uma variante do modelo C1, de linhas direitas, ma com a diferença de possuir duas ranhuras ao longo das faces salientes.

4.2.4.1 Modelo C4A

Começou por se simular a ranhura a meio do capitel e tal como se pode ver no diagrama de tensões apresentado na Figura 4.17, na zona do capitel que se situa abaixo da ranhura existe uma zona de concentração de tensões de tração, que ronda os 5 MPa. A referida concentração de tensões pode levar a que se submetesse a um ensaio experimental, com o incremento de carga, a zona abaixo da ranhura sofresse um destacamento, pelo que se excluiu a hipótese de ensaio deste modelo.

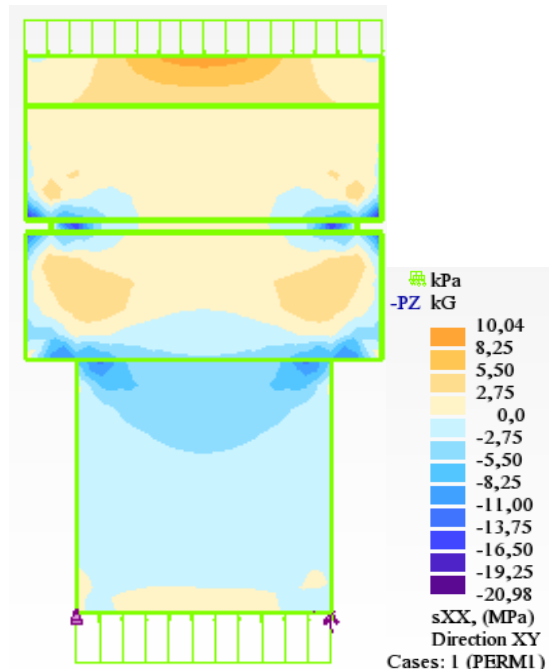


Figura 4.17: Diagrama de tensões σ_x do modelo C4A

4.2.4.2 Modelo C4B

Excluindo-se a hipótese de ensaio do modelo C4A, tentou perceber-se se com o rebaixamento da ranhura, a concentração de tensões de tração na zona abaixo da ranhura se atenuava. Para tal, simulou-se um capitel com as condições anteriores mas com a ranhura a 10 mm da base do mesmo, obtendo-se o diagrama de tensões apresentado na Figura 4.18.

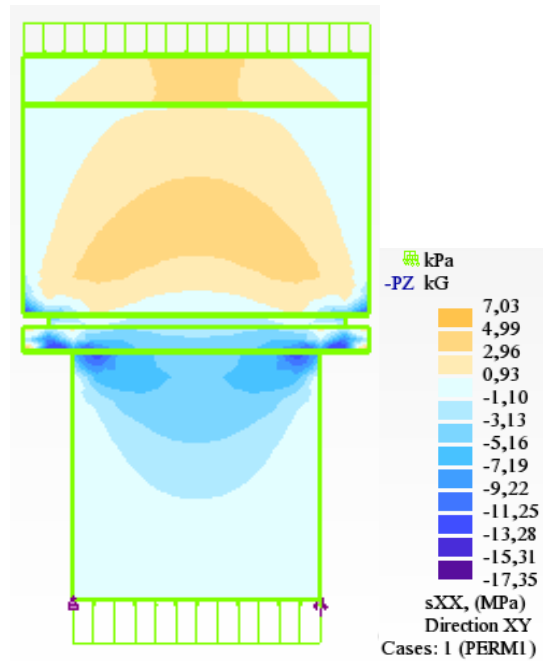


Figura 4.18: Diagrama de tensões σ_x do modelo C4B

Verifica-se que com a ranhura mais próxima da base do capitel, a zona abaixo da mesma encontra-se sob compressão e a parte superior do capitel possui trações no seu interior que rondam os 3 MPa, sendo esta variante do modelo melhor que a hipótese anterior.

Relativamente às tensões normais σ_z , este modelo apresenta uma ligeira melhoria em relação aos modelos C1 e C4A.

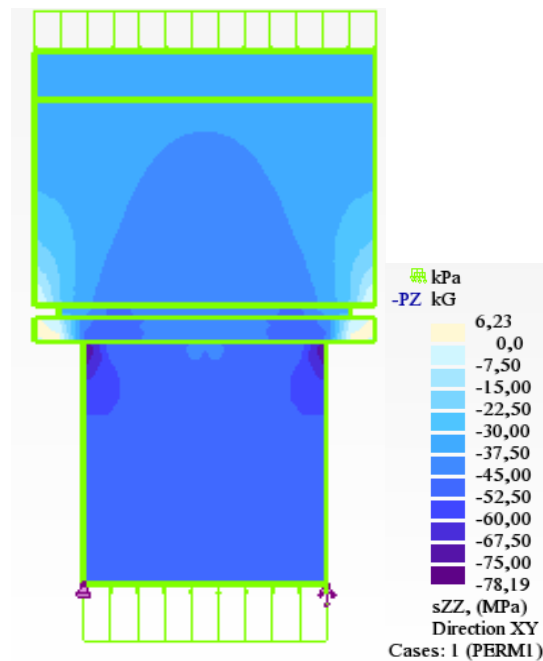


Figura 4.19: Diagrama de tensões σ_z do modelo C4B

4.2.5 Modelo C5

Nos modelos anteriormente analisados, o facto registado mais prejudicial ao comportamento do capitel, foi a existência de uma concentração de tensão de compressão vertical na interface pilar-capitel. Por esse motivo tentou perceber-se o que ocorreria se, ao contrário dos modelos anteriores, o capitel fosse reduzindo ligeiramente a secção até à chapa de aço. Modelou-se então um capitel “invertido” de altura $H= 100$ mm e $i= -0,1$.

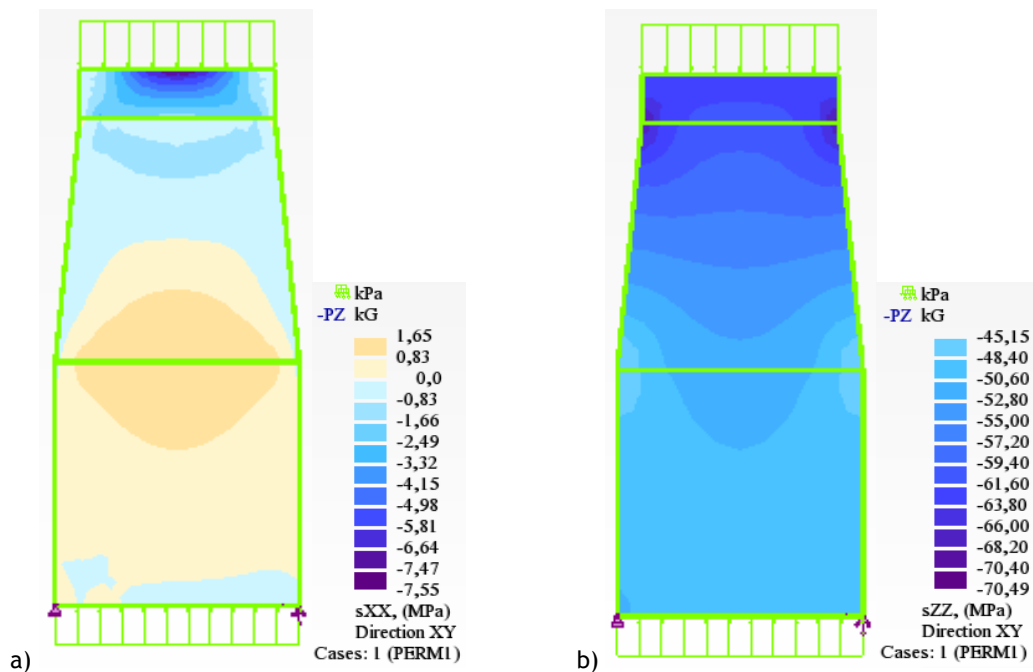


Figura 4.20: a) Diagrama de tensões σ_x do modelo C5; b) Diagrama de tensões σ_z

Por análise dos diagramas de tensões apresentado na Figura 4.20, verifica-se que ao contrário dos modelos já analisados, a zona de interface entre o pilar e o capitel encontra-se sob tensões de tração σ_x , na ordem dos 1,6 MPa. Em relação as tensões normais σ_z , na zona de interface entre o pilar e o capitel passa a não existir concentração de tensões nas extremidades, no entanto surge na zona de ligação entre a chapa de aço e o capitel uma concentração na ordem dos 70 MPa.

4.2.6 Modelo C6

Tal como referido no subcapítulo 1.2.1.2, existem casos em que os capitéis, na zona de ligação com o pilar, possuem uma saliência em toda a volta. A fim de perceber qual o efeito que essa saliência representa no comportamento estrutural do elemento fez-se uma modelação no programa de cálculo [29], de um caso simplificado, em que o capitel possui

largura igual à do pilar, fazendo-se um modelo de escoras e tirantes simplificado do diagrama de tensões, apresentado na Figura 4.21.

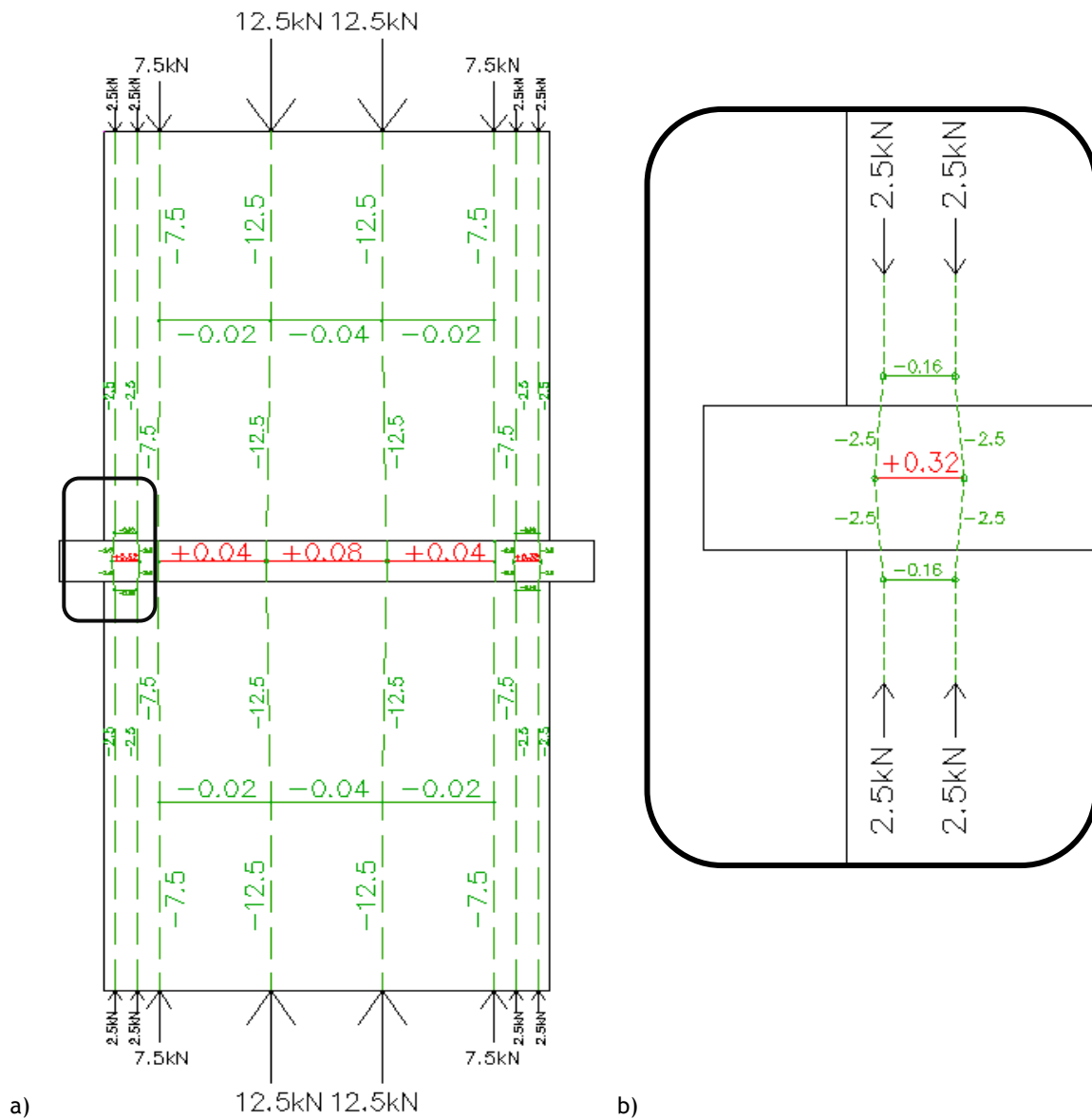


Figura 4.21: Diagrama de escoras e tirantes (em kN): a) Modelo C6; b) Pormenor das tensões na extremidade

Por análise do diagrama apresentado na Figura 4.21, verifica-se que existe uma concentração de tensões de tração no interior da saliência, mas mais concentradas nas extremidades, e de compressões transversais na zona de interface entre o pilar e a saliência (Fig. 4.21 b). A zona central da saliência apresenta-se tracionada, embora essa tração seja pouco significativa quando comparada com o valor de extremidade.

Como já foi anteriormente referido, o ideal seria existir uma compressão transversal nas juntas de ligação entre os vários elementos que constituem o provete, para que ocorra a cintagem dessa zona. Se não existir saliência, e o pilar for constituído por dois elementos

unidos por uma junta, este quando submetido a forças de compressão estará sob compressão axial, mas não transversal. No caso em estudo, o facto de existir compressão transversal nas extremidades, pode ser um facto vantajoso. No entanto, o facto de existirem tensões de tração no interior da saliência não é muito favorável, sendo espectável o aparecimento de fissuras na zona de extremidade e o destacamento da zona saliente. Tal facto só poderia ser comprovado com a realização de ensaios mais detalhados, eventualmente experimentais, que não puderam ser realizados no âmbito do presente trabalho.

4.3 Síntese dos resultados obtidos para o modelo C1 a C5

Para os modelos estudados foram analisados dois aspetos relativamente ao valor da tensão máxima σ_0 de referência na base do pilar (50 MPa), sendo sintetizados nas tabelas a seguir apresentadas:

- Tensões normais máximas segundo x na zona de interface entre o pilar e o capitel;
- Tensões normais máximas segundo z na zona de interface entre o pilar e o capitel, que deveriam idealmente ser o mais uniformes possível (os valores sintetizados na tabela da variação de σ_z dizem respeito à tensão registada na extremidade do modelo, onde se verifica a tensão máxima).

De referir que esta síntese diz respeito aos modelos com chapa de aço no topo.

Modelo C1:

Tabela 4.1: Variação de σ_x no modelo C1

σ_x/σ_0			
H (mm) / B (mm)	120	140	160
50	-0,04	-0,08	-0,11
75	-0,06	-0,11	-0,14
100	-0,08	-0,14	-0,17
150	-0,10	-0,17	-0,21
200	-0,13	-0,20	-0,24

Tabela 4.2: Variação de σ_z no modelo C1

σ_z/σ_0			
H (mm) / B (mm)	120	140	160
50	1,27	1,41	1,49
75	1,35	1,50	1,59
100	1,43	1,61	1,66
150	1,49	1,64	1,73
200	1,56	1,69	1,74

Para o modelo C1, verifica-se que com o aumento do desenvolvimento do capitel as tensões de compressão segundo x e de tração segundo z aumentam. Sendo o aumento de σ_x favorável ao comportamento do capitel (aumenta o efeito de cintagem), e o de σ_z desfavorável. Verifica-se que também o aumento da altura do capitel provoca um aumento das tensões segundo as duas direções.

Modelo C2:

Tabela 4.3: Variação de σ_x no modelo C2

σ_x/σ_0			
H (mm) / i	10%	20%	30%
50	-0,02	-0,05	-0,07
75	-0,03	-0,05	-0,08
100	-0,03	-0,05	-0,08
150	-0,03	-0,05	-0,08
200	-0,03	-0,05	-0,08

Tabela 4.4: Variação de σ_z no modelo C2

σ_z/σ_0			
H (mm) / i	10%	20%	30%
50	1,09	1,18	1,26
75	1,09	1,18	1,27
100	1,09	1,18	1,27
150	1,09	1,18	1,27
200	1,09	1,19	1,27

Relativamente ao modelo C2, verifica-se que com o aumento do ângulo de inclinação das faces do capitel as tensões de compressão segundo x e de tração segundo z aumentam. Comparativamente ao modelo C1, este modelo apresenta melhorias porque apesar de não estar tão comprimido transversalmente, as tensões σ_z são mais uniformes. Quanto ao aumento da altura do capitel, este não provoca qualquer efeito nas tensões na zona de interface entre o pilar e o capitel.

Modelo C3:

Tabela 4.5: Variação de σ_x no modelo C3

σ_x/σ_0		
H (mm) / i	10%	20%
100	-0,02	-0,03

Tabela 4.6: Variação de σ_z no modelo C3

σ_z/σ_0		
H (mm) / i	10%	20%
100	1,07	1,08

Como já foi referido com o aumento da inclinação do capitel aumentam os valores das tensões nas direções x e z. Para este modelo apenas foram modelados dois capitéis uma vez que a hipótese de ensaio deste tipo de capitel não era viável. O corte deste capitel teria de ser muito minucioso e como se trata de uma peça com dimensões reduzidas, haveria um maior risco de ocorrerem defeitos.

Modelo C4A:

Tabela 4.7: Variação de σ_x no modelo C4A

σ_x/σ_0			
H (mm) / B (mm)	120	140	160
100	-0,05	-0,11	-0,16

Tabela 4.8: Variação de σ_z no modelo C4A

σ_z/σ_0			
H (mm) / B (mm)	120	140	160
100	1,35	1,52	1,63

Pela análise das Tabelas 4.7 e 4.8 verifica-se que com o aumento do desenvolvimento do capitel aumentam as tensões de compressão e de tração respetivamente segundo as direções x e z.

Aquando da análise dos primeiros capitéis deste modelo, detetou-se que o seu ensaio não seria viável devido à concentração de tensões de tração transversal na zona por baixo da ranhura, pelo que apenas foram modelados 3 capitéis a altura constante fazendo variar o seu desenvolvimento.

Modelo C4B:

Tabela 4.9: Variação de σ_x no modelo C4B

σ_x/σ_0			
H (mm) / B (mm)	120	140	160
50	-0,03	-0,06	-0,09
75	-0,04	-0,09	-0,14
100	-0,05	-0,13	-0,17

Tabela 4.10: Variação de σ_z no modelo C4B

σ_z/σ_0			
H (mm) / B (mm)	120	140	160
50	1,15	1,31	1,41
75	1,17	1,41	1,56
100	1,21	1,55	1,64

Em relação ao modelo C4B, verifica-se que com o aumento do desenvolvimento do capitel, aumentam as tensões segundo x e z, o mesmo acontece com o aumento da sua altura.

Modelo C5:

Tabela 4.11: Variação de σ_x no modelo C5

σ_x/σ_0		
Zona	Interface pilar - capitel	Interface chapa de aço - capitel
H (mm) / i	10%	10%
100	0,02	-0,01

Tabela 4.12: Variação de σ_z no modelo C5

σ_z/σ_0		
Zona	Interface pilar - capitel	Interface chapa de aço - capitel
H (mm) / i	10%	10%
100	0,93	1,34

Para o modelo C5 apenas foi modelado um capitel com altura de 100 mm e inclinação (invertida) de 0,1. Não foi realizada a análise da variação da inclinação pois com o seu aumento, a zona de aplicação de carga tornar-se-ia muito reduzida, havendo uma diminuição da cintagem na ligação do capitel com o pilar e um aumento da tensão de compressão segundo z nas extremidades de ligação com a chapa de aço (efeito de capitel aberto).

4.4 Escolha dos modelos tipo para a análise experimental

Como justificado com a análise das tensões para os vários modelos, excluiu-se a hipótese de ensaio experimental dos modelos C1 e C4A, e por dificuldade de corte rejeitou-se também a hipótese de ensaio do modelo C3. A escolha recaiu sobre os restantes modelos.

Com base na análise numérica realizada ao longo do presente capítulo, e tendo como base os dados sintetizados nas tabelas apresentadas no subcapítulo 4.3, optou-se pelo ensaio de dois capitéis do modelo C2, com $H= 100$ mm e com $i= 0,1$ e $0,2$, respetivamente designados por C2a e C2b, tendo em vista uma análise do efeito da variação da inclinação das faces do capitel. Para se poder fazer uma comparação entre geometrias de capitéis com cortes inclinados e ortogonais decidiu ensaiar-se um capitel do modelo C4B, de $H= 100$ mm e $B= 120$ mm. Tendo em conta a maior uniformidade de tensões segundo z na interface pilar-capitel, decidiu-se também ensaiar o modelo C5

4.5 Efeito do coeficiente de Poisson dos materiais

Para o estudo dos modelos anteriormente apresentados, considerou-se um coeficiente de Poisson nulo, uma vez que as extensões transversais que surgem são em grande parte causadas pela abertura de fissuras e não tanto devidas ao material [4]. Assinala-se o carácter teórico de tal parâmetro da teoria da elasticidade.

Neste subcapítulo, irá estudar-se qual a influência que a variação do coeficiente de Poisson por parte dos materiais envolvidos, aço e granito, tem junto das secções mais críticas, isto é, na interface chapa de aço - capitel (junta 1) e na interface capitel - pilar (junta 2) para os capitéis encolhidos no subcapítulo 4.4. Fez-se uma análise considerando o coeficiente de Poisson do aço $\nu_a = 0$ e $0,3$, e do granito $\nu_g = 0; 0,1; 0,2$ e $0,3$. Os resultados deste estudo foram sintetizados nas tabelas a seguir apresentadas, utilizando os mesmos parâmetros do subcapítulo 4.3.

Tabela 4.13: Variação do coeficiente de Poisson no modelo C2a

Modelo C2a				
	Junta 1		Junta 2	
Coefficientes de Poisson	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0
$\nu_a = 0 / \nu_g = 0$	0,007	0,771	-0,026	1,094
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0$	0,040	0,782	-0,027	1,095
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,1$	-0,005	0,771	-0,027	1,094
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,2$	-0,055	0,768	-0,027	1,094
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,3$	-0,109	0,759	-0,026	1,094

Tabela 4.14: Variação do coeficiente de Poisson no modelo C2b

Modelo C2b				
	Junta 1		Junta 2	
Coefficientes de Poisson	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0
$\nu_a = 0 / \nu_g = 0$	0,011	0,614	-0,053	1,184
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0$	0,039	0,621	-0,054	1,186
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,1$	-0,001	0,615	-0,054	1,184
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,2$	-0,045	0,604	-0,054	1,183
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,3$	-0,093	0,607	-0,054	1,182

Tabela 4.15: Variação do coeficiente de Poisson no modelo C4B

Modelo C4B				
	Junta 1		Junta 2	
Coefficientes de Poisson	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0
$\nu_a = 0 / \nu_g = 0$	0,012	0,822	-0,046	1,206
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0$	0,042	0,841	-0,047	1,198
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,1$	0,014	0,828	-0,040	1,189
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,2$	-0,055	0,824	-0,031	1,181
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,3$	-0,110	0,814	-0,023	1,175

Tabela 4.16: Variação do coeficiente de Poisson no modelo C5

Modelo C5				
	Junta 1		Junta 2	
Coefficientes de Poisson	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0
$\nu_a = 0 / \nu_g = 0$	-0,013	1,344	0,025	0,903
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0$	0,031	1,363	0,024	0,903
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,1$	-0,030	1,342	0,026	0,903
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,2$	-0,096	1,337	0,028	0,903
$\nu_a = 0,3 / \nu_g = 0,3$	-0,168	1,322	0,029	0,903

Por análise dos resultados sintetizados nas tabelas apresentadas pode concluir-se que na junta 2, na qual estão em contacto duas superfícies do mesmo material (granito), as tensões não sofrem variações significativas com a variação do coeficiente de Poisson se as superfícies em causa tiverem a mesma área, o que apenas não acontece no modelo C4B. No que refere à junta 1, verifica-se que à medida que aumenta o coeficiente de Poisson do granito, aumenta

o efeito de cintagem, levando a uma melhoria de comportamento do capitel. Relativamente à concentração de tensões segundo z, na junta 1, verifica-se que diminui ligeiramente com o aumento do coeficiente de Poisson.

4.6 Efeito do módulo de elasticidade dos materiais

Para os modelos anteriormente apresentados considerou-se que o aço possui um módulo de elasticidade de 200 GPa e o granito de 50 GPa, no entanto não se conhece o valor exato deste coeficiente para o granito, pois depende da compacidade da rocha. Com o aumento de compacidade aumenta o seu módulo de elasticidade.

Por esse motivo, neste subcapítulo vai ser estudado qual a influência que a variação deste módulo tem na interface chapa de aço - capitel (junta 1) e na interface capitel - pilar (junta 2) para os capitéis encolhidos em 4.4, considerando diferentes valores para E_{granito} .

Tabela 4.17: Variação do módulo de elasticidade no modelo C2a

Modelo C2a				
	Junta 1		Junta 2	
	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0
$E_g = 30 \text{ Gpa}$	0,003	0,766	-0,026	1,094
$E_g = 40 \text{ Gpa}$	0,005	0,769	-0,026	1,094
$E_g = 50 \text{ Gpa}$	0,007	0,771	-0,026	1,094
$E_g = 60 \text{ Gpa}$	0,009	0,773	-0,026	1,094

Tabela 4.18: Variação do módulo de elasticidade no modelo C2b

Modelo C2b				
	Junta 1		Junta 2	
	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0
$E_g = 30 \text{ Gpa}$	0,003	0,606	-0,052	1,183
$E_g = 40 \text{ Gpa}$	0,007	0,611	-0,052	1,184
$E_g = 50 \text{ Gpa}$	0,011	0,614	-0,053	1,184
$E_g = 60 \text{ Gpa}$	0,015	0,617	-0,053	1,184

Tabela 4.19: Variação do módulo de elasticidade no modelo C4B

Modelo C4B				
	Junta 1		Junta 2	
	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0
$E_g = 30 \text{ Gpa}$	0,006	0,834	-0,045	1,192
$E_g = 40 \text{ Gpa}$	0,006	0,833	-0,045	1,192
$E_g = 50 \text{ Gpa}$	0,007	0,832	-0,045	1,192
$E_g = 60 \text{ Gpa}$	0,007	0,832	-0,045	1,192

Tabela 4.20: Variação do módulo de elasticidade no modelo C5

Modelo C5				
	Junta 1		Junta 2	
	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0	σ_x/σ_0	σ_z/σ_0
$E_g = 30 \text{ Gpa}$	-0,010	1,352	0,025	0,903
$E_g = 40 \text{ Gpa}$	-0,012	1,348	0,025	0,903
$E_g = 50 \text{ Gpa}$	-0,013	1,344	0,025	0,903
$E_g = 60 \text{ Gpa}$	-0,015	1,340	0,025	0,903

Por análise dos resultados sintetizados nas tabelas apresentadas, conclui-se que na junta 2, junta de contacto entre materiais iguais, a variação do módulo de elasticidade do granito não tem qualquer efeito na distribuição das tensões. No que refere à junta 1, em que o granito está em contacto com um material com E superior, verifica-se que com o aumento da compacidade do granito, as tensões na junta vão aumentando, ficando no geral mais tracionada com exceção do modelo C5 que fica mais comprimida.

Capítulo 5: Análise Experimental

5.1 Descrição geral

O presente capítulo tem como objetivo a descrição dos ensaios laboratoriais que foram realizados, o modo como estes foram monitorizados e o resultado que se pretendeu obter com a realização dos mesmos.

O ensaio experimental em laboratório realizado no âmbito do presente trabalho consistiu em aplicar a um provete de granito de geometria regular, composto por um conjunto de três blocos de pedras (pilar com dois capitéis nas extremidades), uma carga axial de compressão através do sistema apresentado na Figura 5.1. Para que a carga fosse aplicada o mais uniformemente possível, teve-se o cuidado de garantir que tanto as superfícies que ficam em contacto com as chapas de aço como as juntas de ligação entre os vários elementos fossem o mais uniformes possível e que todos os elementos envolvidos no ensaio estivessem axialmente alinhados.

O sistema de carga utilizado para a realização dos ensaios é formado por um conjunto de duas travessas de aço interligadas com varões de aço roscados, uma célula de carga, diversas chapas de aço e um macaco hidráulico acionado através de uma bomba manual com manómetro que mostra a pressão que vai sendo exercida em cada instante (Fig. 5.2). O ensaio termina quando se dá a rotura do provete.

Para a monitorização dos ensaios, foram utilizados 4 extensómetros elétricos localizados no centro das faces laterais do pilar, a fim de medir as deformações sofridas ao longo do carregamento. Nem todos os extensómetros foram mantidos em contacto com o provete até à rotura, uma vez que quando tal acontecia nem sempre era possível a sua reutilização. Estipulou-se que quando as extensões fossem aproximadamente iguais em 3 ou 4 extensómetros, estes seriam retirados antes da rotura. Quando os valores não fossem semelhantes, retirar-se-iam os extensómetros das faces laterais, mantendo até à rotura apenas os das faces superior e inferior (faces de abertura do capitel).

Os extensómetros e a célula de carga foram ligados a um sistema de aquisição de dados (Data Logger) que registou os valores do ensaio em intervalos de tempo de um segundo, sendo depois possível fazer uma análise detalhada dos fenómenos que ocorreram.

5.2 Equipamento de ensaio

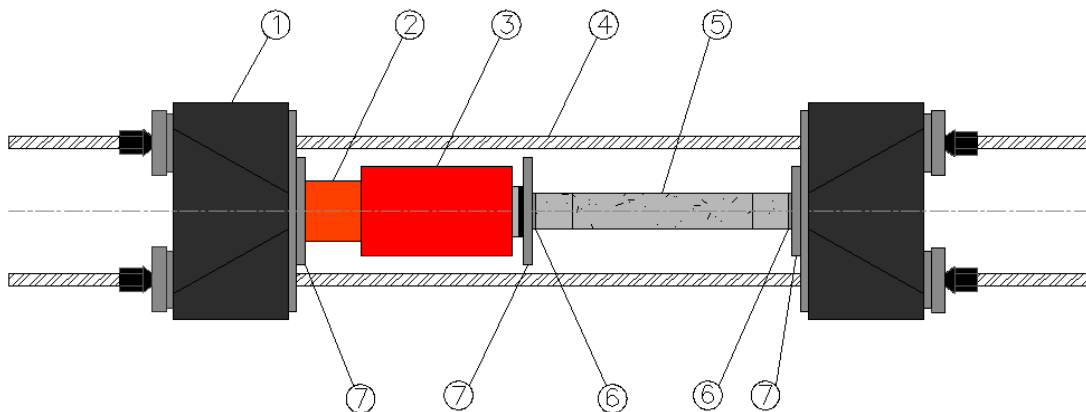
Para a realização do trabalho experimental, foram necessários os seguintes equipamentos, disponíveis no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da UBI:

- 1 Célula de carga ($\Phi = 170$ mm);
- 1 Macaco hidráulico de 200 toneladas ($\Phi = 250$ mm);

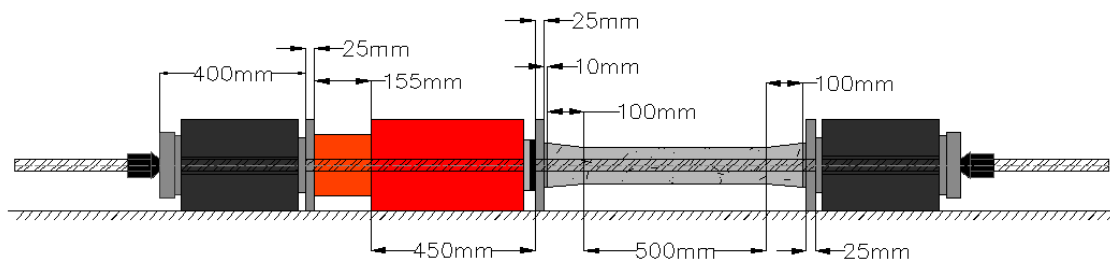
- 2 Travessas de reação com varões de aço roscados;
- 3 Chapas de aço de 300x250 mm² com e= 25 mm;
- 2 Chapas de aço com secção igual à do capitel com e= 10 mm;
- Sistema digital de aquisição de dados, Data Logger;
- Sistema de medição de deformações, baseado em extensômetros.

O macaco hidráulico é o elemento que serve de referência para a orientação do restante equipamento, que deverá ser centrado segundo o seu eixo, para evitar que ocorram excentricidades e conseguir que a carga seja aplicada o mais uniformemente possível.

a)



b)



Legenda da figura:

- ① Travessa de reação
- ② Célula de carga
- ③ Macaco hidráulico de 200 toneladas
- ④ Varões roscados com 36 mm de diâmetro
- ⑤ Provete
- ⑥ Chapas de aço com as dimensões do topo do capitel e espessura de 10 mm
- ⑦ Chapas de aço com 300 x 250 mm² e espessura de 25 mm

Figura 5.1: Esquema de montagem do equipamento: a) Em planta; b) Em alçado

Para que o provete ficasse alinhado com o eixo de referência (do macaco hidráulico), dimensionaram-se suportes metálicos para o elevar até a cota desejada, sendo estes retirados

quando se começou a exercer pressão no macaco hidráulico. O equipamento é montado sobre uma viga horizontal, onde assentam as travessas de reação, o macaco hidráulico e as chapas de aço identificadas com o número “7” na Figura 5.1.

5.2.1 Sistema de aplicação de cargas

O sistema de aplicação de cargas é composto por um macaco hidráulico acionado por uma bomba hidráulica manual e por um par de travessas de reação com varões roscados.

À medida que se vai incrementando pressão no sistema que está ligado ao macaco hidráulico, este vai exercendo pressão sobre o provete. As travessas de reação, tal como o nome indica, reagem a esse incremento de pressão acompanhando o movimento do sistema. O manómetro torna possível acompanhar a evolução da pressão a que se está a submeter o sistema.

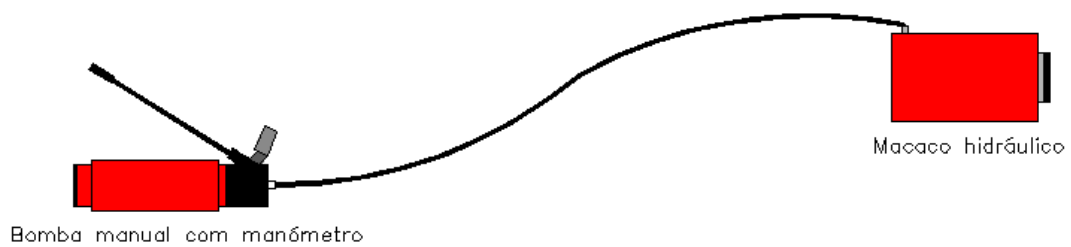


Figura 5.2: Esquema representativo da ligação da bomba manual com manómetro ao macaco hidráulico

5.2.2 Sistema de medição de forças e deformações

O sistema de medição utilizado é constituído por uma célula de carga e um conjunto de extensómetros ligados ao provete.

A célula de carga consiste num cilindro de aço que possui no seu interior um conjunto de quatro extensómetros colados e ligados em ponte inteira. O objetivo da introdução de uma célula de carga no sistema é o de medir digitalmente a força que é exercida pelo macaco hidráulico. Esta é ligada ao sistema de aquisição de dados como descrito no subcapítulo 5.2.3. A célula de carga utilizada nos ensaios é da marca *Tokyo Sokki Kenkyujo*, do tipo KC-200M (CAP=1,96MN e SENS= 1,565 mV/V), equipada com um tubo plástico através do qual passam 4 fios condutores elétricos (vermelho, verde, preto e branco) para ligação digital ao sistema de aquisição de dados.

Para verificação da uniformidade de distribuição da carga que vai sendo aplicada no provete, foram colocados 4 extensómetros, num plano intermédio do provete, um em cada face. Os extensómetros são denominados consoante a face em que estão “colados”, sendo os das faces laterais denominados por E3 (esquerda) e E4 (direita) e os das faces superior e inferior por E1 e E2 respetivamente (Fig. 5.3). Os extensómetros não foram colados ao provete, tendo-se

encostado, recorrendo a elementos de borracha e a grampos de aperto, segundo a técnica já anteriormente utilizada com sucesso.

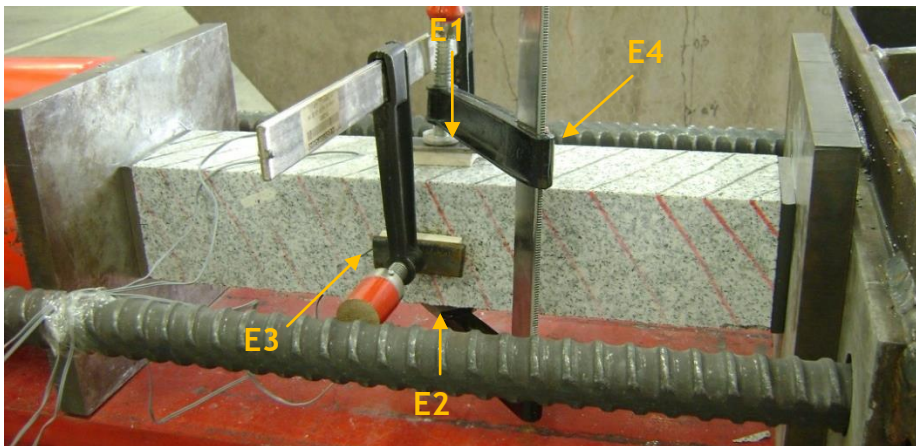


Figura 5.3: Esquema identificativo das faces do provete/extensómetros

Os extensómetros usados nos ensaios são da marca *Tokyo Sokki Kenkyujo*, do tipo PFL-30-11-1L com $30 \times 2,3 \text{ mm}^2$, inserido num suporte de resina de poliéster com $40 \times 7 \text{ mm}^2$ (Fig. 5.4), uma resistência de 120Ω e um fator de 2,13 (fator para transformação dos valores de resistências elétricas em extensões). É de fácil instalação, não sendo necessário o recurso a solda o que faz com que se ganhe tempo em laboratório [n]. O modo de ligação destes dispositivos ao sistema de aquisição de dados “Computing DATA LOGGER” modelo TDS-602 da marca *Tokyo Sokki Kenkyujo* [31] é descrito do subcapítulo 5.2.3.



Figura 5.4: Extensómetro do tipo PFL-30-11-1L usado no ensaio [n]

A fixação dos extensómetros ao provete é feita do seguinte modo: aplica-se um pouco de cola sobre a pedra para colagem provisória do suporte de poliéster dos extensómetros, de modo a que não se movam durante a montagem (estes devem estar direitos, no centro de cada face e com os fios soldados virados para fora do provete). Para facilitar a sua recuperação após o ensaio coloca-se um elemento de borracha e uma chapa de aço sobre os extensómetros (com dimensões adaptadas) e fixa-se tudo com grampos (Fig. 5.5).

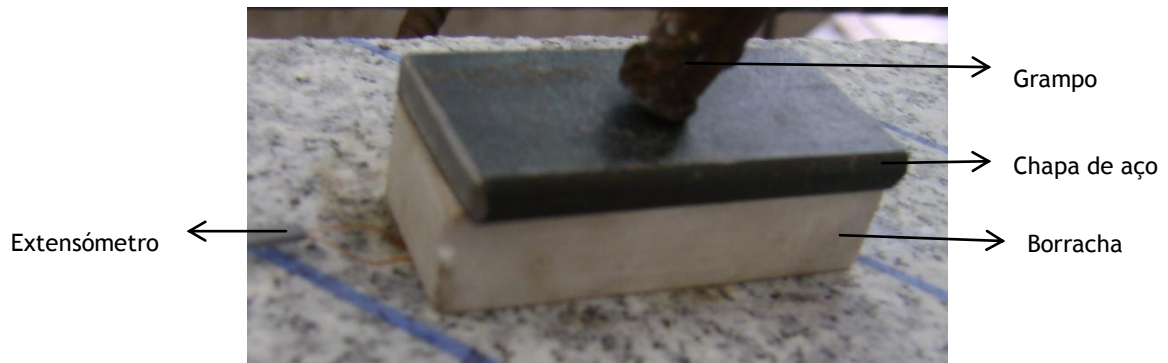


Figura 5.5: Sistema de fixação dos extensómetros ao provete

5.2.3 Sistema de aquisição de dados

O sistema de aquisição de dados, da marca *Tokyo Sokki Kenkyujo*, é um “Computing DATA LOGGER” modelo TDS-602 [31] tem como finalidade o registo de todas as informações digitais medidas nos dispositivos que a ele são ligados. Possui 10 canais (para ligação de 10 dispositivos), mas a eles podem ser acoplados tantos quantos sejam necessários, possuindo cada um deles 5 ligações possíveis denominadas de A e E, como se pode ver na Figura 5.6.

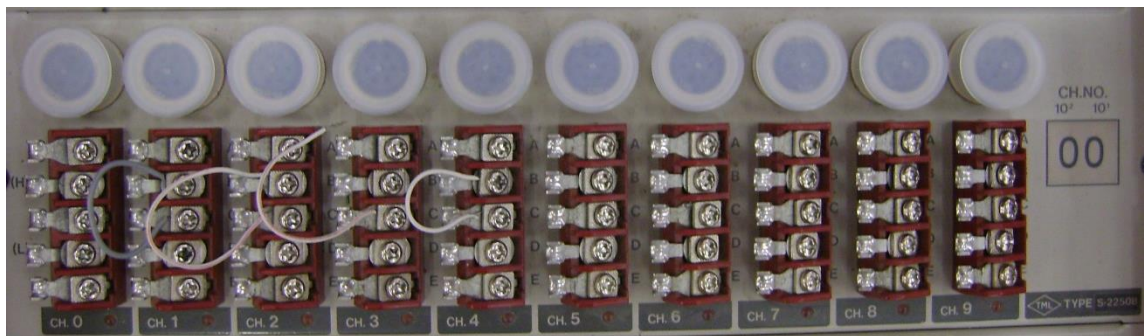


Figura 5.6: Sistema de aquisição de dados “Computing DATA LOGGER”

O “Computing DATA LOGGER” funciona em aquisição contínua de dados com registos intervalados de um segundo. Este sistema permite trabalhar em ponte inteira no caso da célula de carga e em quarto de ponte no caso de extensómetros elétricos.

Na Figura 5.7 é apresentado um esquema de ponte inteira da ligação da célula de carga ao sistema de aquisição de dados. Os quatro braços da ponte são formados por quatro resistências, uma em cada braço, os nós dos cantos são numerados e é-lhes atribuído um código de cores (na célula de carga usada no âmbito deste trabalho, vermelho, verde, preto e branco), para designar as ligações dos transdutores e instrumentos [32].

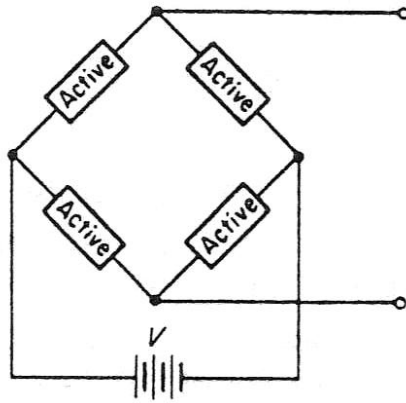


Figura 5.7: Esquema de ponte inteira (Ponte inteira de Wheatstone) [33]

Na Figura 5.8 é apresentado um esquema representativo da ligação da célula de carga ao sistema de aquisição de dados.

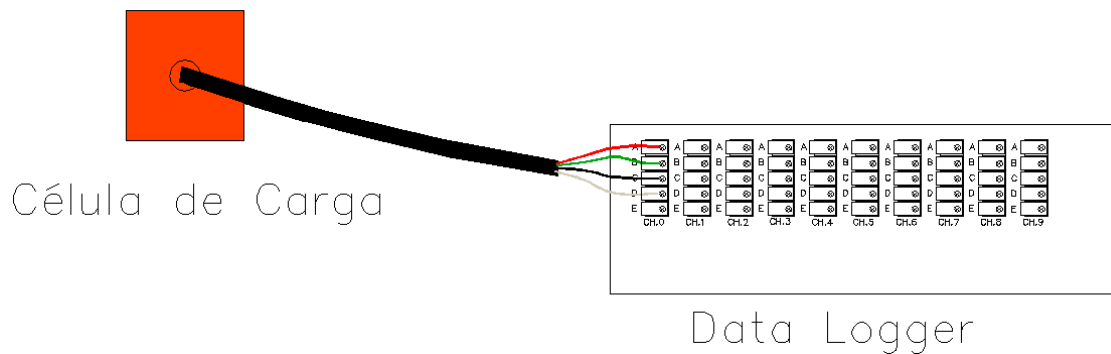


Figura 5.8: Esquema representativo da ligação da célula de carga ao sistema de aquisição de dados “Computing DATA LOGGER”

Os extensómetros são ligados cada um a um canal do sistema de aquisição de dados, neste caso ocupando 4 canais, correspondentes aos extensómetros de cada face. Cada extensómetro possui dois fios, sendo um deles ligado à posição A e o outro à posição B de um canal do sistema de aquisição de dados. Ao fio que é ligado a B é acoplado um outro fio que vai fazer a ligação entre B e C como se pode ver no esquema apresentado na Figura 5.9.

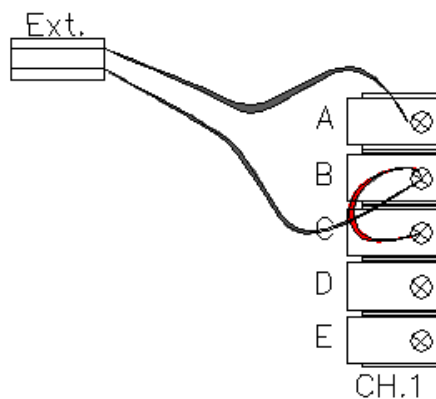


Figura 5.9: Esquema representativo da ligação de um extensómetro ao sistema de aquisição de dados

Na Figura 5.10 é apresentado um esquema de quarto de ponte da ligação do extensómetro ao sistema de aquisição de dados.

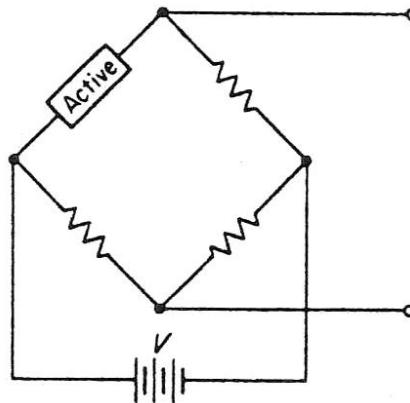


Figura 5.10: Esquema de quarto de ponte [33]

5.3 Características dos provetes

A preparação dos provetes de rochas para ensaios de compressão é uma tarefa crítica em mecânica das rochas, pois uma amostra mal preparada pode levar a resultados enganadores [16].

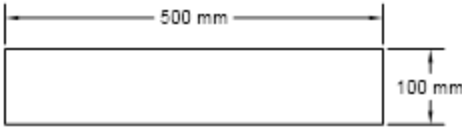
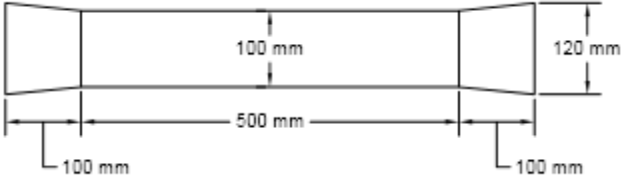
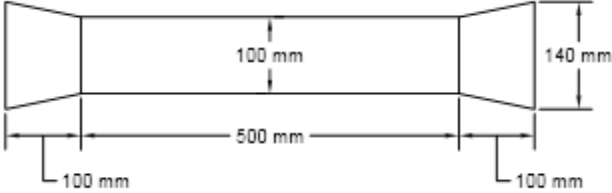
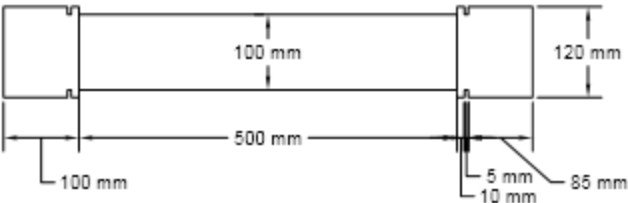
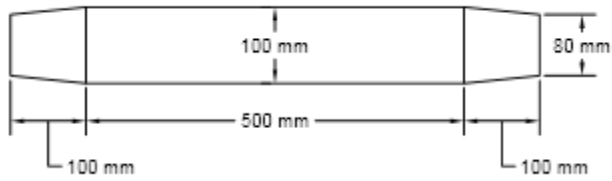
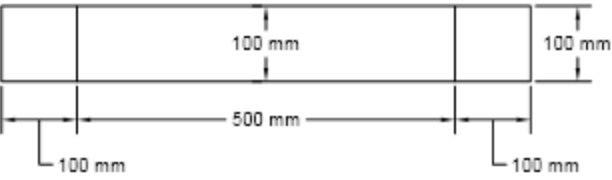
5.3.1 Provetes a ensaiar

Segundo [34] recomenda-se o ensaio de 5 provetes em condições semelhantes. No entanto, por razões económicas e dadas as condições favoráveis de corte perfeito dos blocos em oficina, foram testados apenas 3 provetes de cada tipo.

Inicialmente planeou-se a realização de 15 ensaios, 3 para cada modelo de capitel escolhido e 3 provetes inteiros sem capitel. No decorrer dos ensaios percebeu-se que o facto de os 3 provetes sem capitel não possuírem o mesmo comprimento dos restantes iria condicionar a comparação de resultados, pois com o aumento da esbelteza do provete este torna-se mais sensível aos deslocamentos transversais das extremidades. Assim, para se fazerem comparações mais consistentes decidiu-se realizar mais 3 ensaios “sem” capitel, em que o comprimento total do “pilar” central e dos dois “cubos” de extremidade fosse semelhante ao dos provetes “com” capitel.

A Tabela 5.1 mostra o esquema em alçado dos 18 provetes ensaiados experimentalmente em laboratório. A espessura de todos os componentes dos provetes era constante e semelhante de 100 mm.

Tabela 5.1: Esquemas em alçado dos provetes ensaiados

Provete 1	
Provete 2	
Provete 3	
Provete 4	
Provete 5	
Provete 6	
Provete 7	
Provete 8	
Provete 9	
Provete 10	
Provete 11	
Provete 12	
Provete 13	
Provete 14	
Provete 15	
Provete 16	
Provete 17	
Provete 18	

5.3.2 Corte dos provetes

Os provetes foram preparados na oficina “Riomármore”, situada em Vales do Rio, sendo cortados e fornecidos em duas fases. Uma primeira fase em que foram cortados os 15 provetes inicialmente previstos e uma segunda fase em que foram cortados os 3 últimos provetes.

Aquando da primeira fase de corte foi pedido que todos os provetes fossem provenientes de um só bloco, pois apesar de a olho nu todos os blocos serem semelhantes, a microestrutura da rocha poderia ser demasiado distinta. O bloco de onde foram cortados todos os provetes foi extraído de uma pedreira em Freixedas, perto de Pinhel, no distrito da Guarda.

Foi solicitado que houvesse o cuidado de garantir que o corte dos provetes fosse realizado de forma controlada, a fim de garantir que as superfícies fossem uniformes e as faces perpendiculares entre si. Para que existisse rigor, o bloco foi mantido fixo e com uma máquina dotada de um disco diamantado móvel foi serrada uma “fatia” de pedra com 100 mm de espessura. Assim se garantiu que não houvesse movimento do bloco e que todos os provetes tivessem a mesma espessura e faces laterais paralelas. A partir dessa “fatia” de pedra foram feitos os vários cortes (Fig. 5.11), sempre com a pedra fixa e o disco em movimento, a fim de obter os provetes a ensaiar.

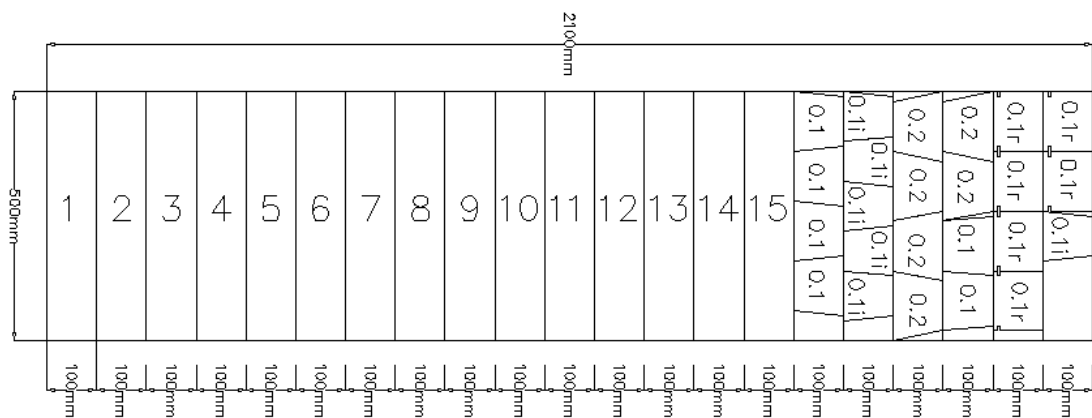


Figura 5.11: Esquema de corte da 1ª fase de fornecimento de provetes

Numa segunda fase de corte (Fig. 5.12), as exigências de corte pedidas foram as mesmas, não sendo no entanto possível garantir que os provetes fossem provenientes do mesmo bloco dos anteriores. Tratou-se mesmo assim de granito do mesmo fornecedor e pedreira.

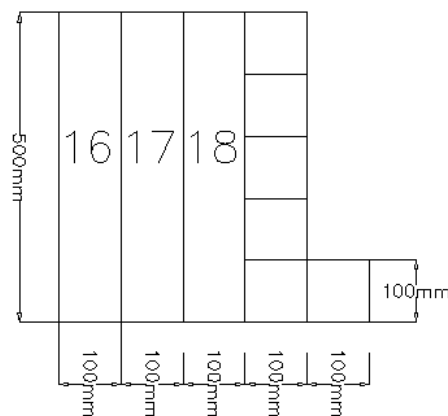


Figura 5.12 Esquema de corte da 2ª fase de fornecimento de provetes

5.4 Verificação da qualidade dos provetes

Para se obterem resultados fiáveis, tem grande importância uma preparação cuidadosa dos provetes a ensaiar. A fim de avaliar a existência de fissuras internas foram realizados ensaios de ultrassons, descrito no subcapítulo 5.4.2. Fez-se ainda uma análise dimensional das superfícies a fim de verificar o seu desempenho e ortogonalidade.

5.4.1 Caracterização das superfícies

Através de uma inspeção visual averiguou-se que os provetes não possuíam defeitos de corte grosseiros, detetáveis à vista desarmada. Recorreu-se então a uma régua e esquadro para efetuar uma verificação mais precisa.

Verificou-se que no geral as pedras estavam bem cortadas e as faces eram perpendiculares, apesar de em certos casos as dimensões não serem exatamente as solicitadas. Os desvios detetados eram inferiores a 1 mm. Da 1ª fase de corte houve 3 pedras, nomeadamente capitéis, que oscilavam quando encostados a uma superfície plana, devido a pequenos defeitos muito localizados. Esses defeitos foram corrigidos em fábrica com recurso a uma máquina de polir.

Verificou-se ainda que a maior parte dos provetes possuía arestas imperfeitas, defeito mais comum nos capitéis, por serem pedras de menores dimensões, chegando a ter chanfros com cerca de 2 mm. Nas pedras maiores (pilares) as arestas apresentavam imperfeições inferiores a 1 mm.

Para os 3 últimos provetes apenas foi realizada a caracterização das superfícies, verificando-se que o rigor de corte não foi o mesmo dos primeiros provetes. Apesar de as superfícies serem lisas, as faces não possuíam as mesmas dimensões e nem sempre eram perpendiculares entre si.

5.4.2 Ensaio de ultrassons

O ensaio de ultrassons consiste na medição do tempo de percurso de uma onda sonora gerada numa célula emissora, ao atravessar uma determinada direção do provete, até à célula recetora (Fig. 5.13). Quanto maior for a velocidade de propagação, menores foram os desvios que a onda precisou de efetuar para chegar até ao recetor, pelo que se pressupõe a existência de menos vazios, sendo a capacidade resistente do granito maior. Este método permite averiguar a existência de fissuras no interior dos provetes.

A análise da presença ou não de fissuras internas é feita com base numa análise quantitativa do percentil de desvio em relação à média, dos valores registrados nas diferentes pedras.

Na Tabela 5.2 é apresentado as velocidades de propagação das ondas registadas para as várias direções dos provetes, bem como o percentil de desvio em relação à média.

Tabela 5.2: Velocidade de propagação das ondas, percentil de desvio em relação à média

	Direção	Velocidade (m/microsegundo)			Desvio em relação à média		
		A-A	B-B	C-C	A-A	B-B	C-C
s/ capitel	Provete 1	0,00446	0,00461	0,00426	0 %	3 %	-3 %
	Provete 2	0,00441	0,00461	0,00428	-1 %	3 %	-3 %
	Provete 3	0,00448	0,00455	0,00427	1 %	1 %	-3 %
Modelo C2a	Provete 4	0,00446	0,00455	0,00430	0 %	1 %	-2 %
	Capitel 4	0,00446		0,00455	0 %		3 %
	Capitel 4	0,00441		0,00455	-1 %		3 %
Modelo C2a	Provete 5	0,00452	0,00461	0,00425	1 %	3 %	-4 %
	Capitel 5	0,00457		0,00463	2 %		5 %
	Capitel 5	0,00463		0,00465	4 %		5 %
Modelo C2a	Provete 6	0,00444	0,00446	0,00424	0 %	0 %	-4 %
	Capitel 6	0,00446		0,00457	0 %		4 %
	Capitel 6	0,00459		0,00467	3 %		6 %
Modelo C2b	Provete 7	0,00448	0,00446	0,00426	1 %	0 %	-3 %
	Capitel 7	0,00441		0,00442	-1 %		0 %
	Capitel 7	0,00452		0,00446	1 %		1 %
Modelo C2b	Provete 8	0,00444	0,00448	0,00423	0 %	0 %	-4 %
	Capitel 8	0,00442		0,00461	-1 %		4 %
	Capitel 8	0,00448		0,00442	1 %		0 %
Modelo C2b	Provete 9	0,00459	0,00463	0,00431	3 %	3 %	-2 %
	Capitel 9	0,00435		0,00433	-3 %		-2 %
	Capitel 9	0,00427		0,00431	-4 %		-2 %
Modelo C4B	Provete 10	0,00472	0,00476	0,00433	6 %	6 %	-2 %
	Capitel 10	0,00450	0,00441	0,00457	1 %	-2 %	4 %
	Capitel 10	0,00459	0,00444	0,00450	3 %	-1 %	2 %
Modelo C4B	Provete 11	0,00433	0,00448	0,00421	-3 %	0 %	-5 %
	Capitel 11	0,00439	0,00429	0,00441	-2 %	-4 %	0 %
	Capitel 11	0,00380	0,00390	0,00391	-15 %	-13 %	-11 %
Modelo C4B	Provete 12	0,00455	0,00450	0,00416	2 %	0 %	-6 %
	Capitel 12	0,00422	0,00411	0,00433	-5 %	-8 %	-2 %
	Capitel 12	0,00452	0,00451	0,00467	1 %	1 %	6 %
Modelo C5	Provete 13	0,00442	0,00461	0,00426	-1 %	3 %	-3 %
	Capitel 13	0,00459		0,00465	3 %		5 %
	Capitel 13	0,00446		0,00455	0 %		3 %
Modelo C5	Provete 14	0,00457	0,00467	0,00428	2 %	4 %	-3 %
	Capitel 14	0,00461		0,00450	3 %		2 %
	Capitel 14	0,00444		0,00461	0 %		4 %
Modelo C5	Provete 15	0,00467	0,00452	0,00437	5 %	1 %	-1 %
	Capitel 15	0,00441		0,00459	-1 %		4 %
	Capitel 15	0,00431		0,00457	-3 %		4 %
	MÉDIA	0,00446	0,00448	0,00441			

Direção A-A: Direção OX de aplicação da carga

Direção B-B: Direção OZ de abertura do capitel (faces E3-E4)

Direção C-C: Direção OY perpendicular à abertura do capitel (faces E1-E2)

Admitindo que um desvio de 5% em relação à média pode ser considerado aceitável, pela análise da Tabela 5.2 percebe-se que de entre todos os provetes, o capitel do provete 11 do lado oposto ao do macaco hidráulico, foi o que apresentou uma maior discrepância de valores, indiciando uma possível microfissuração interna invisível à vista desarmada. Também os provetes 10 e 12, e os capitéis do provete 12, apresentaram valores superiores a 5%, mas não tão graves como os detetados no provete 11.



Figura 5.13: Realização do ensaio de ultrassons

5.5 Procedimento experimental

O trabalho experimental da presente dissertação desenrolou-se da seguinte forma:

- Verificação da qualidade dos provetes, como descrito no subcapítulo 5.4 e marcação tracejada de todas as suas faces com cores diferentes, para facilitar a reconstituição dos provetes após o ensaio;
- Montagem do equipamento como descrito no subcapítulo 5.2;
- Colocação de suportes provisórios de elevação dos provetes para alinhamento e ajuste da posição;
- Colocação do provete sobre os suportes de elevação e verificação do alinhamento e do nivelamento de todos os elementos intervenientes no ensaio;
- Colocação dos extensómetros no provete como descrito no subcapítulo 5.2.2;
- Ligação da célula de carga e dos extensómetros ao sistema de aquisição de dados como descrito no subcapítulo 5.2.3;
- Ajuste prévio do ensaio aplicando cargas reduzidas de forma a obter valores de extensão em cada face aproximadamente iguais. A correção de eventuais discrepâncias entre valores foi compensada da seguinte forma: correções laterais com aperto das barras roscadas de ligação

entre travessas e/ou eventual levantamento ou rebaixamento dos suportes metálicos na direção lateral; correções superiores e inferiores com a colocação de um conjunto de cunhas de madeira na travessa do lado oposto ao do macaco hidráulico e eventual levantamento ou rebaixamento dos suportes metálicos de um dos lados do provete;

- Aplicação da carga até a rotura, registando a força medida na célula de carga e as extensões registadas nos extensómetros, acompanhada da filmagem com três câmaras de vídeo;
- Visualização das fotografias e filmagens feitas ao longo do ensaio para perceber o modo de rotura do provete;
- Reconstituição do provete a fim de observar o padrão de fissuras da rotura.

5.6 Descrição detalhada dos ensaios

5.6.1 Determinação do módulo de elasticidade do granito (E)

O provete 1, por se tratar do primeiro ensaio, foi levado à rotura com os 4 extensómetros no plano intermédio, permitindo assim avaliar a rigidez do granito.

O cálculo do módulo de elasticidade foi efetuado usando apenas a zona do gráfico antes das oscilações. O gráfico de tensão-extensão usado no cálculo desta propriedade encontra-se na Figura 5.14. Note-se que a forma irregular dos gráficos se ficou a dever ao insuficiente aperto dos grampos de fixação dos extensómetros, que permitiu o escorregamento relativo. Os registos das deformações perdem significado.

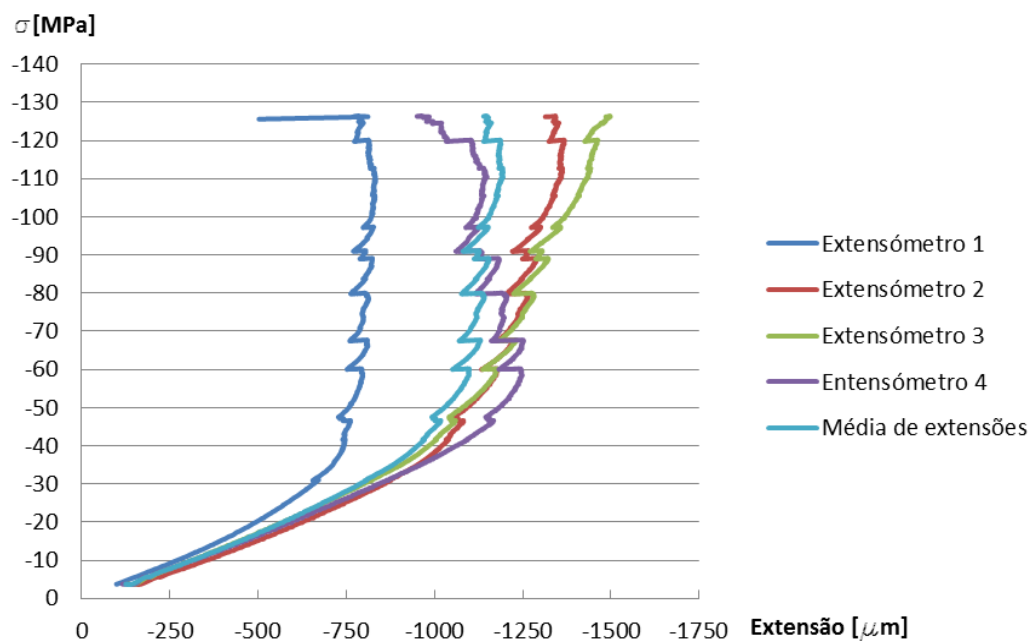


Figura 5.14: Diagrama tensão-deformação do provete 1

Através do valor da inclinação da reta do diagrama da Figura 5.14 (abaixo dos 45 MPa), determinou-se o valor do módulo de elasticidade do granito ensaiado no âmbito do presente trabalho, sendo esse valor de 47 GPa.

Tabela 5.3: Determinação do módulo de elasticidade

Tensão [MPa]	Extensão média [μm]	Módulo de elasticidade [GPa]
10	316,1	47,2
40	952,3	

5.6.2 Provetes sem capitel (Pilar simples com L= 500 mm)

Para este grupo de provetes, apenas foram mantidos os extensómetros até à rotura no provete 1. Nos restantes, após a afinação do sistema foram retirados.

5.6.2.1 Provete 1

O provete 1 resistiu até uma tensão de 127 MPa. Verificou-se que assim que se começou a aplicar carga, o macaco hidráulico e os restantes componentes do sistema, incluindo o provete, sofreram uma ligeira subida, de cerca de 4 mm (medidos na travessa no lado do macaco hidráulico), ficando assim o provete sujeito a uma carga excêntrica. A rotura iniciou-se com o destacamento de uma porção da aresta entre as faces E1 (superior) e E4 (lateral direita) numa secção do pilar junto ao capitel do lado oposto ao do macaco hidráulico. Poucos segundos depois surgiu uma microfissura entre as faces E3 e E4 que culminou na rotura do provete (Fig. 5.15 b).

Pela análise do gráfico da Figura 5.14, constata-se que antes do escorregamento dos extensómetros (aos 45 MPa), o valor registado no extensómetro 1 (face E1 - superior) era menor que nos restantes extensómetros que apresentavam valores semelhantes entre si.

A rotura deste provete pode ter sido condicionada por um pequeno defeito de corte e os topos não estarem perfeitamente paralelos. Quando se iniciou a carga, a face E2 poderia ser ligeiramente superior à face E1 e ter levado o sistema a “encurvar”. A elevação de um dos lados do sistema pode ter levado as barras roscadas para uma posição excêntrica relativamente ao eixo do provete, fazendo crescer mais as tensões normais junto da face E1 (em flexão composta com compressão) dando origem ao destacamento de material.

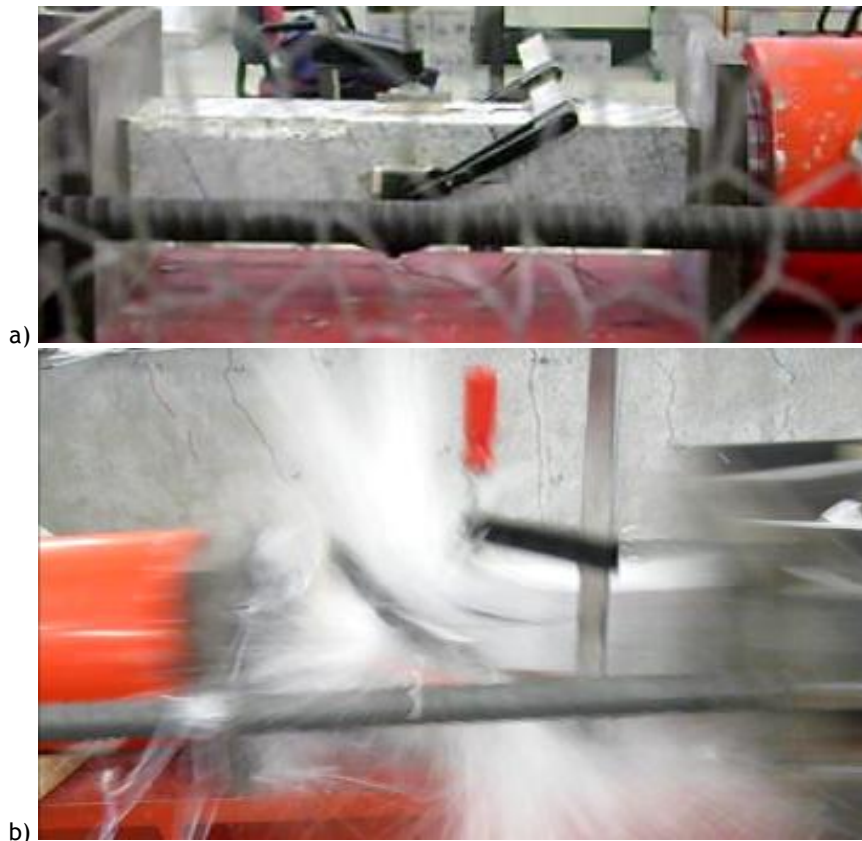


Figura 5.15: Processo de rotura do provete 1: a) Início do processo de rotura; b) Rotura com formação de uma macrofissura entre as faces E3 e E4

5.6.2.2 Provete 2

O provete 2 resistiu até uma tensão de 124 MPa. À semelhança do que aconteceu no provete 1, após o destacamento de uma aresta a rotura não tardou em acontecer. Verificou-se que ao longo do carregamento os valores registados nas faces E1 e E3 eram semelhantes entre si, tal como os das faces E2 e E4, constatando-se que o sistema exercia mais força nas faces E1 e E3. Curiosamente a rotura veio a iniciar-se numa aresta da face E2.



Figura 5.16: Destacamento de uma aresta do provete 2 (macaco hidráulico à esquerda)

Após o destacamento da aresta entre as faces E2 e E3 (Fig. 5.16), este prolonga-se até à zona central do provete desencadeando a sua rotura que incidiu na zona perto do macaco hidráulico, tal como se pode perceber na reconstituição do provete apresentada na Figura 5.17.



Figura 5.17: Reconstituição do provete 2, faces E1 (macaco hidráulico à esquerda)

5.6.2.3 Provete 3

O provete 3 resistiu até uma tensão de 117 MPa. Quando se retiraram os extensómetros verificou-se que o sistema carregava mais sobre as faces E1 e E3. O processo de rotura desenrolou-se rapidamente (demorando cerca de 3 segundos) pela zona central do provete, entre as faces E1 e E4. Após o destacamento de uma porção de aresta (Fig. 5.18), destacou-se mais um pedaço na aresta oposta (entre as faces E1 e E3), junto à chapa de aço do lado do macaco hidráulico (Fig. 5.19) que culminou na rotura total do provete.



Figura 5.18: Destacamento de aresta no centro do provete 3, faces E1 e E4 (macaco hidráulico à direita)



Figura 5.19: Desenrolar do processo de rotura do provete 3 (macaco hidráulico à direita)

5.6.3 Provetes com capitel C2a

5.6.3.1 Provete 4

Através da visualização das filmagens verificou-se que a determinada altura o lado oposto ao macaco hidráulico sofreu uma ligeira subida, não muito perceptível por imagens. Tal como no provete 1, a subida de um dos lados do provete pode ter levado a que a fase superior ficasse submetida a flexão composta com compressão. A subida de um dos lados do provete é atenuada pelo capitel que, por ser mais largo em altura vai equilibrar o sistema.

A rotura iniciou-se na face E1 (superior) do pilar (Fig. 5.20), e alastrou-se por efeito de “faca” até ao capitel do lado do macaco hidráulico, cortando-o aproximadamente a meio como se pode ver na Figura 5.21. O provete 4 atingiu a rotura a uma tensão de 118 MPa.



Figura 5.20: Início da rotura na zona central do provete 4, faces E1 e E4 (macaco hidráulico à direita)



Figura 5.21: Reconstituição do provete 4, face E3 (macaco hidráulico à direita)

5.6.3.2 Provete 5

O provete 5 foi instrumentado com 4 extensómetros no plano intermédio até aos aproximadamente 40 MPa, verificando-se que o sistema carregava mais nas fases E2 (inferior) e E3 (lateral esquerda). Até à rotura apenas foram mantidos no provete os extensómetros das faces E1 e E2, sendo o diagrama tensão-deformação obtido inconclusivo devido ao insuficiente aperto do sistema de fixação dos extensómetros.

Tal como no provete anterior, a rotura começou na zona central com o destacamento de um pedaço de aresta. Formou-se um efeito de “faca” que cortou aproximadamente a meio o capitel do lado do macaco hidráulico (Fig. 5.23). Quando se deu a rotura houve uma grande

libertação de pó (visível na Fig. 5.22), o que indicia que antes do colapso ocorreram movimentos internos. O provete 5 atingiu a rotura a uma tensão de 118 MPa.



Figura 5.22: Rotura do provete 5, forte libertação de pó



Figura 5.23: Reconstituição do provete 5, face E3 (macaco hidráulico à direita)

5.6.3.3 Provete 6

Neste ensaio também foram apenas mantidos os extensómetros das faces E1 e E2 até à rotura, sendo novamente o gráfico obtido inconclusivo. Quando se retiraram os extensómetros das faces E3 e E4 verificou-se que o sistema carregava mais na face lateral esquerda (E3). Aproximadamente a uma tensão de 90 MPa ocorreu uma subida de aproximadamente 4 mm da travessa e do provete do lado oposto ao do macaco hidráulico.

O referido levantamento levou a que o sistema carregasse mais na face superior do provete (ficando esta face sujeita a flexão com compressão), local por onde se iniciou a rotura (Fig. 5.24). Após o destacamento de um fragmento de pedra na zona central do provete, formou-se uma microfissura que originou um efeito de “faca” que se prolongou para ambos os capitéis originando o seu corte (Fig. 5.25). A rotura do provete ocorreu a uma tensão média de 108 MPa.



Figura 5.24: Formação de uma macrofissura que se prolonga para os capitéis (macaco hidráulico à esquerda)



Figura 5.25: Reconstituição do provete 6, face E3 (macaco hidráulico à esquerda)

Na reconstituição do provete após a rotura, verificou-se que a face superior apresentava a superfície irregular e com muito pó, o que indicia a ocorrência de movimentos internos de fissuração na referida zona. Já na superfície de corte inferior o plano de corte era regular e sem pó (Fig. 5.26).

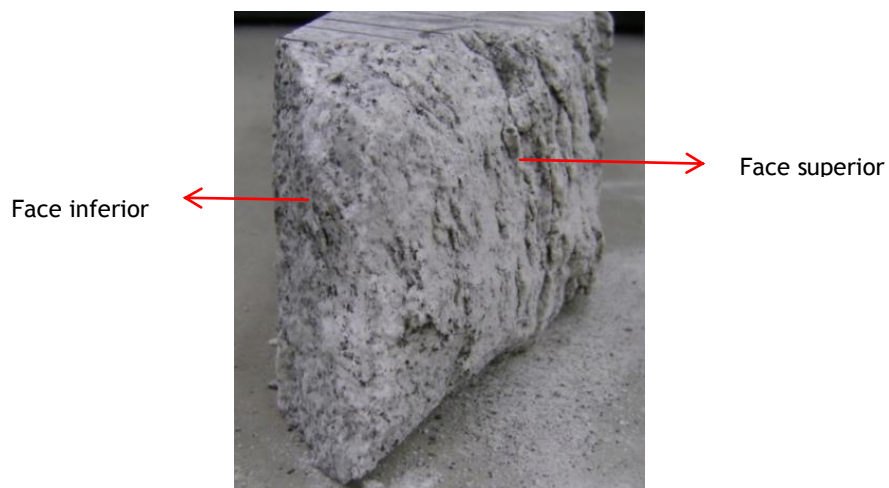


Figura 5.26: Pormenor da zona de corte do provete 6 após a rotura

5.6.4 Provetes com capitel C2b

5.6.4.1 Provete 7

Após a montagem do equipamento verificou-se que o capitel do lado do macaco hidráulico não estava completamente encostado à chapa de aço, mas decidiu proceder-se com o carregamento. Carregou-se até uma tensão de 45 MPa, verificando-se que as extensões eram aproximadamente iguais em 3 extensómetros, não o sendo apenas na face E1, que registava um valor diferente e superior aos restantes. Os extensómetros foram retirados e verificou-se que a “folga” inicial entre a chapa de aço e o capitel havia desaparecido, devido às deformações já sofridas pelo granito.

O provete 7 iniciou o processo de rotura de uma maneira diferente em relação aos restantes provetes do mesmo modelo. Aos aproximadamente 77 MPa, ouvem-se ruídos e é visível o aparecimento de uma fratura no capitel do lado do macaco hidráulico, ocorrendo o destacamento dessa zona a uma tensão de 112 MPa (Fig. 5.27).



Figura 5.27: Destacamento de uma aresta do capitel do provete 7 (macaco hidráulico à esquerda)

Após o referido destacamento, a rotura ocorreu cerca de 1:30 minutos depois a uma tensão de 123 MPa. Esta começou na aresta entre as faces E1 e E4 na zona do pilar, junto ao capitel do lado do macaco hidráulico (Fig. 5.28).



Figura 5.28: Rotura do provete 7

5.6.4.2 Provete 8

A partir dos 115 MPa começaram-se a ouvir ruídos de movimentos internos, ocorrendo a rotura aos 118 MPa pela zona central do provete (Fig. 5.29). Após o ensaio ambos os capitéis permaneceram intactos (Fig. 5.30).



Figura 5.29: Rotura do provete 8 (faces E1 e E4)



Figura 5.30: Reconstituição do provete 8, face E3 (macaco hidráulico à direita)

O diagrama tensão-extensão obtido para os extensómetros das faces superior e inferior foi inconclusivo devido ao deficiente sistema de fixação dos mesmos. Apenas se verificou que o sistema exercia mais carga sobre a face superior, face por onde se iniciou a rotura do provete.

5.6.4.3 Provete 9

Após a montagem do equipamento verificou-se que a junta entre o capitel do lado oposto ao macaco hidráulico e o pilar não encostavam na totalidade. Tal como havia acontecido com o provete 7, à medida que se incrementou a carga a folga veio a desaparecer. Este desaparecimento pode ficar a dever-se por um lado à deformação axial do provete e por outro à encurvadura por flexão induzida por excentricidades indesejáveis das barras de aço. Para o presente ensaio foram usados 4 extensómetros, que foram retirados após carregar o sistema até uma tensão de 40 MPa, verificando-se que a carga que era aplicada pelo sistema

não era uniforme mas sim excêntrica, apresentando uma discrepância entre os extensômetros laterais de aproximadamente 50 %.

A rotura do provete 9 ocorreu a uma tensão de 128 MPa, com surgimento de uma microfissura visível na face superior (E1), com libertação de uma grande quantidade de pó (Fig. 5.31 a).



Figura 5.31: Sequência de rotura do provete 9: a) Formação da microfissura entre as faces E1 e E2; b) Rotura (macaco hidráulico à esquerda)

5.6.5 Provetes com capitel C4B

5.6.5.1 Provete 10

O provete 10 atingiu a rotura aos 115 MPa. O processo de rotura foi muito peculiar, aos 106 MPa ocorreu o destacamento da zona do capitel do lado oposto ao do macaco hidráulico acima da ranhura do mesmo, na face E2 (identificado na Fig. 5.32). Esse destacamento não foi condicionante na rotura do provete.



Figura 5.32: Destacamento da zona acima da ranhura do capitel do provete 10 (macaco hidráulico à esquerda)

Verificou-se que o sistema aplicou uma carga excêntrica, exercendo mais pressão na face inferior do provete, local por onde se iniciou a rotura. Após o destacamento de um pedaço de aresta entre as faces E2 e E3 (Fig. 5.33), formou-se uma microfissura entre as faces E1 e E2 que culminou na rotura do provete (Fig. 5.34).



Figura 5.33: Destacamento de aresta entre as faces E2 e E3 do provete 10



Figura 5.34: Rotura do provete 10

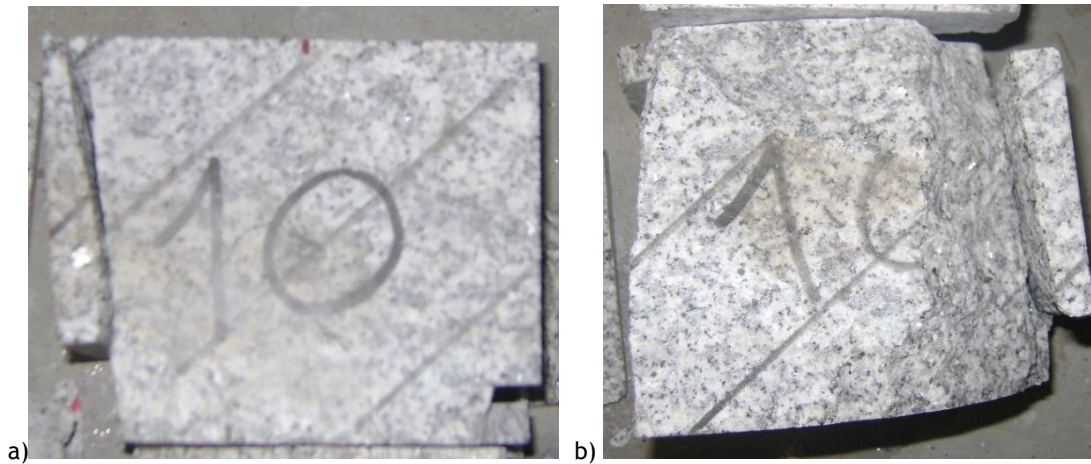
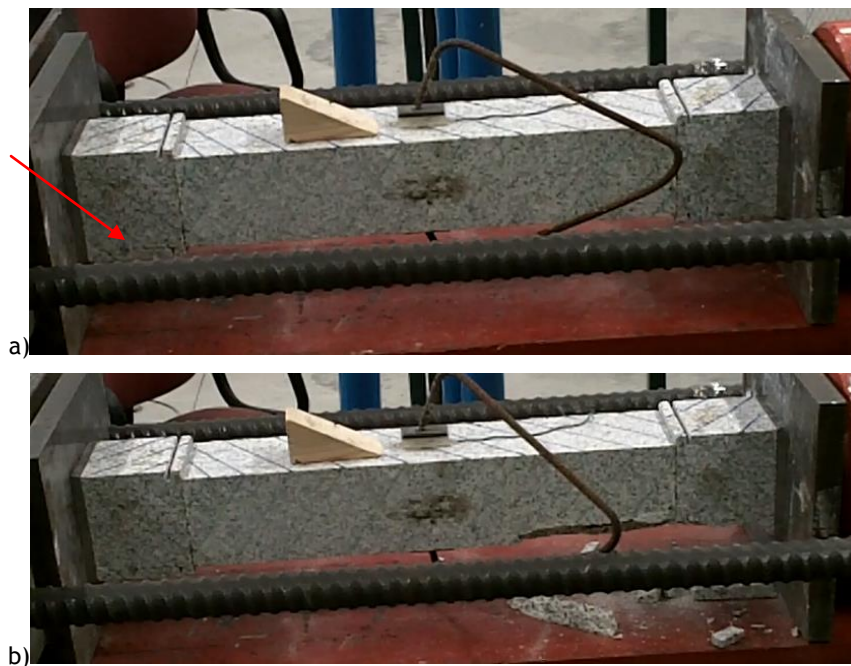


Figura 5.35: Capitéis do provete 10 após a rotura: a) lado do macaco hidráulico; b) lado oposto ao macaco hidráulico

5.6.5.2 Provete 11

O modo de rotura do provete 11 foi em tudo semelhante ao do provete anterior, apenas foi menos resistente. Aproximadamente aos 95 MPa ocorreu a formação de uma fratura no capitel do lado oposto ao macaco hidráulico, entre a chapa de aço e a ranhura, mas sem destacamento de material (identificado na Fig. 5.36 a). A uma tensão de 109 MPa deu-se a rotura do provete, com o destacamento da aresta entre as faces E2 e E4 (Fig. 5.36 b).



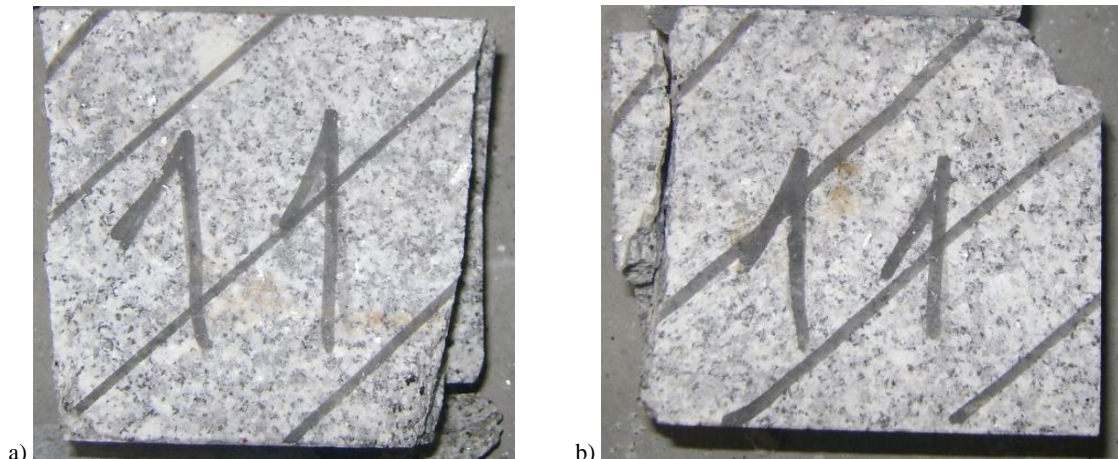


c)

Figura 5.36: Sequência de rotura do provete 11

O provete 11, do grupo de provetes do modelo C4B foi o que atingiu uma tensão de rotura menor. Tendo em conta o ensaio de ultrassons, tinha-se verificado que um dos capitéis deste provete apresentava um grande desvio em relação à média de velocidades, pelo que se pode concluir que foi esse o motivo que levou à menor resistência do provete em relação aos restantes do mesmo modelo.

O diagrama de tensão-extensão obtidos neste ensaio foi inconclusivo, pelos motivos que já foram referidos em provetes anteriores, apenas dando para perceber que o sistema exercia mais pressão sobre a face inferior (E2).



a)

b)

Figura 5.37: Capitéis do provete 11 após a rotura: a) lado do macaco hidráulico; b) lado oposto ao macaco hidráulico

5.6.5.3 Provete 12

Aproximadamente aos 111 MPa surge, tal como nos provetes anteriores, uma fratura entre a ranhura do capitel e a chapa de aço (identificado na Fig. 5.38), no capitel do lado do macaco hidráulico. A rotura ocorreu 100 segundos depois a uma tensão de 124 MPa, incidindo no lado oposto ao do macaco hidráulico (Fig. 5.39).

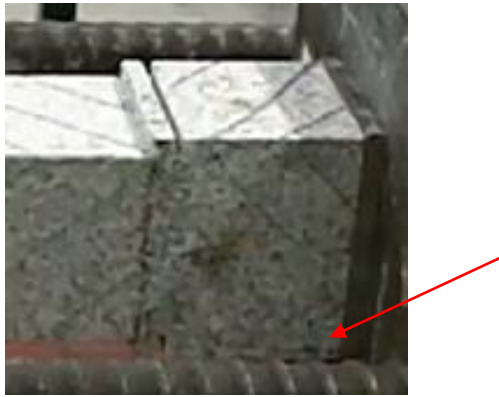


Figura 5.38: Fratura no capitel do provete 12 do lado do macaco hidráulico



Figura 5.39: Rotura do provete 12

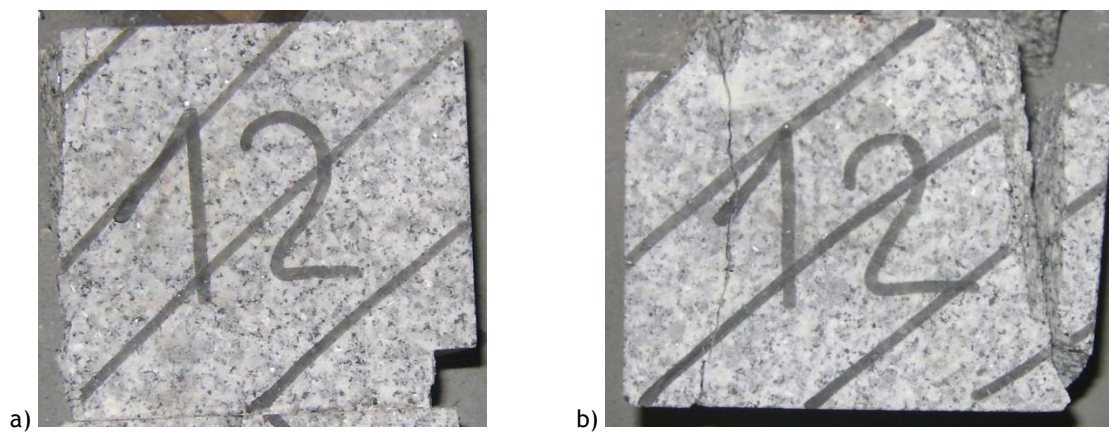


Figura 5.40: Capitéis do provete 12 após a rotura: a) lado do macaco hidráulico; b) lado oposto ao macaco hidráulico

5.6.6 Provetes com capitel C5

5.6.6.1 Provete 13

Foram colocados 4 extensómetros no plano intermédio do provete para perceber o comportamento das extensões nesse plano. Carregou-se até ao 40 MPa e verificou-se que as extensões não eram uniformes, carregando mais em E2 e E3, do que nas restantes faces. O provete ficou assim sujeito a flexão composta desviada.

Aos aproximadamente 112 MPa, ouviram-se ruídos de pedra a estalar, causados pelo aparecimento de uma fratura no capitel do lado do macaco hidráulico (identificado na Fig. 5.41). A rotura do provete 13 ocorreu 8 segundos depois a uma tensão de 112 MPa. Iniciou-se no capitel do lado do macaco hidráulico que tinha fraturado, alastrando-se para o pilar com a perda de parte da aresta entre as faces E1 e E4 numa extensão de cerca de 400 mm (Fig. 5.42).



Figura 5.41: Fratura no capitel do provete 13

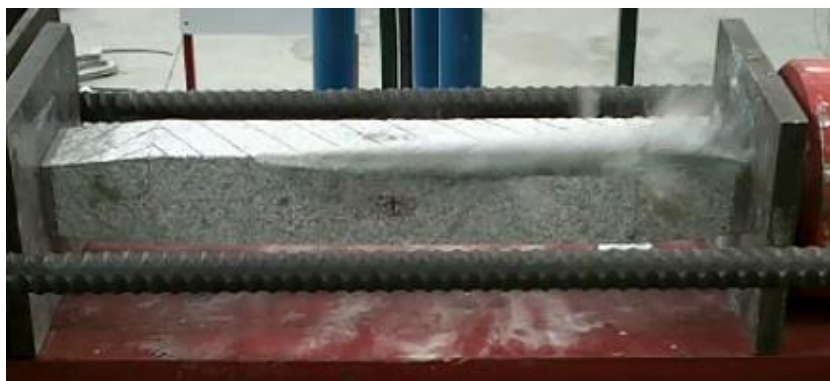


Figura 5.42: Destacamento de aresta do provete 13, faces E1 e E4



Figura 5.43: Reconstituição do provete 13, face E3 (macaco hidráulico à direita)

5.6.6.2 Provete 14

Para a realização do ensaio do provete 14 foram mantidos os extensómetros das faces E1 e E2 até à rotura. Aquando da retirada dos extensómetros das faces laterais, verificou-se que o sistema exercia mais pressão em E2 e E4.

A rotura do provete 14 ocorreu a uma tensão de 109 MPa, tendo-se iniciado a meio do pilar gerando um efeito de “faca” que se prolongou até ao capitel do lado do macaco hidráulico (Fig. 5.44 e 5.45).

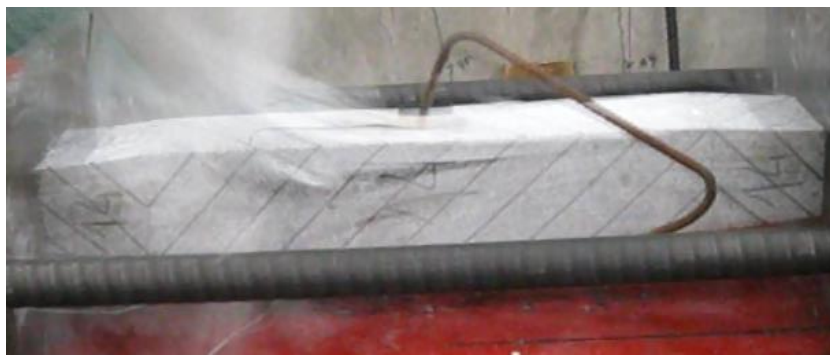


Figura 5.44: Início da rotura do provete 14

Através da visualização da reconstituição do provete após a rotura da Figura 5.42, é visível o efeito de “faca” que causou o corte do capitel já referido.



Figura 5.45: Reconstituição do provete 14, face E3 (macaco hidráulico à esquerda)

5.6.6.3 Provete 15

De entre os provetes deste grupo, o provete 15 foi o menos resistente, atingindo a rotura a uma tensão de 98 MPa.

A rotura ocorreu sem sinais de fissuração ou indícios de instabilidade. Começou-se a ouvir fortes ruídos de fissuração apenas 3 segundos antes da rotura, ocorrendo o destacamento de grande parte da face superior do provete do lado oposto ao macaco hidráulico (Fig. 5.46).



Figura 5.46: Rotura do provete 15

Após a rotura verificou-se que na zona da face superior que se destacou, as superfícies de “corte” encontravam-se com muito pó, característico de movimentos internos anteriores à rotura (Fig. 5.47).



Figura 5.47: Reconstituição do provete 15, faces E1 e E3 (macaco hidráulico à direita)

5.6.7 Provetes de referência com juntas

Este grupo de provetes não estava previsto, mas foi essencial para tirar conclusões importantes para a presente dissertação. Segundo [34] e [35] provetes mais curtos apresentam uma resistência média superior relativamente a provetes mais compridos. Pelo facto do primeiro grupo de provetes ensaiados possuir menos 200 mm de comprimento que os restantes, não seria possível efetuar uma comparação realista. O aumento do comprimento do provete faz com que ocorra um aumento de excentricidade da carga, sendo desfavorável ao comportamento do provete. Serve o presente grupo, de referência para comparação com os valores de tensão de rotura dos restantes provetes com capitel.

5.6.7.1 Provete 16

O provete 16 resistiu até aos 114 MPa de tensão. A rotura ocorreu de forma muito rápida iniciando-se com o destacamento da face E1 do “capitel” do lado do macaco hidráulico (Fig. 5.48), alastrando-se até ao pilar.



Figura 5.48: Rotura do provete 16, faces E1 e E3



Figura 5.49: Reconstituição do provete 16 (macaco hidráulico à esquerda)

5.6.7.2 Provete 17

O provete 17 atingiu a rotura aos 119 MPa. Até à retirada dos extensómetros verificou-se que o sistema aplicava carga no provete num plano uniforme formado por 3 pontos, sendo que apenas o valor registado no extensómetro da face E2 apresentava um valor incoerente, superior aos restantes. Aos 113 MPa foram perceptíveis ruídos característicos de fissuração interna, não sendo visíveis fissuras externas ou libertação de material. A rotura iniciou-se com o destacamento de uma aresta entre as faces E1 e E3 do “capitel” do lado oposto ao macaco hidráulico (identificado na Fig. 5.50 a), prosseguiu pela junta com o pilar (Fig. 5.50 b) e c)) e alastrou-se até à zona central do provete.



a)



Figura 5.50: Sequência de rotura do provete 17, faces E1 e E3



Figura 5.51: Reconstituição do provete 17 (macaco hidráulico à esquerda)

5.6.7.3 Provete 18

Por se ter verificado que as chapas de aço utilizadas no ensaio anterior estavam empenadas, para a realização do presente ensaio foram utilizadas chapas novas, desempenadas, mas não exatamente coincidentes com o provete.

Em alguns dos ensaios anteriormente realizados as chapas de aço não eram coincidentes com a superfície do provete e esse facto não levou a que o início da rotura se desse por essa zona, pensando-se que o empenamento fosse um fator mais inconveniente e condicionante para o ensaio.

Por volta dos 76 MPa começaram-se a ouvir ruídos de pedra a fissurar e verificou-se que junto à chapa de aço do lado oposto ao do macaco hidráulico houve libertação de pó. Aos 88 MPa o esmagamento nessa zona acentuou-se havendo libertação de pó contínua até aos 91 MPa. Ocorreu o destacamento da face E3 do “capitel” do lado oposto ao do macaco hidráulico (Fig. 5.52) aos 98 MPa, com espessura igual à zona da pedra que não contactava com a chapa de aço (Fig. 5.53). Após o referido destacamento ocorreu um esmagamento do material junto à chapa de aço levando à rotura total do provete aos 100 MPa.



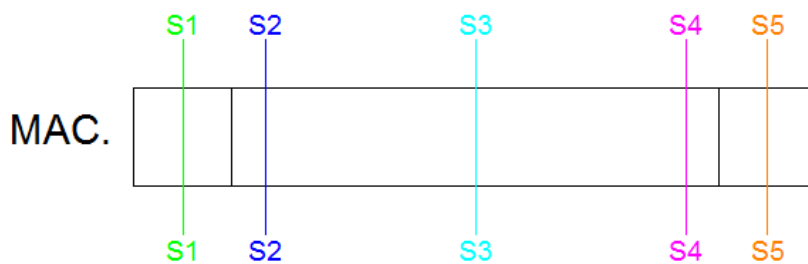
Figura 5.52: Destacamento da face E3 do “capitel” do provete 18 (macaco hidráulico à esquerda)



Figura 5.53: Pormenor da zona de contacto entre a chapa e o provete 18, na zona por onde se iniciou a rotura

5.7 Resultados

Para facilitar a identificação da secção pela qual se iniciou o processo de rotura dos provetes, é apresentado na Figura 5.54 um esquema identificativo das mesmas.



Legenda da figura:

S1: Secção intermédia do capitel do lado do macaco hidráulico

S2: Secção do pilar junto ao capitel do lado do macaco hidráulico

S3: Secção intermédia do pilar

S4: Secção do pilar junto ao capitel do lado oposto ao macaco hidráulico

S5: Secção intermédia do capitel do lado oposto ao macaco hidráulico

Figura 5.54: Esquema identificativo das secções do provete

Na Tabela 5.4 encontram-se sintetizados os valores das tensões de rotura dos provetes ensaiados, a média das mesmas para cada modelo, a secção por onde se iniciou o processo de rotura bem como a carga máxima atingida.

Tabela 5.4: Síntese dos resultados obtidos

Modelo	Provete	Secção onde se iniciou o processo de rotura	Carga máxima atingida [kN]	Tensão média de rotura * [MPa]	Média da tensão de rotura [MPa]
Sem capitel (provetes mais curtos)	1	Na aresta entre as faces E1 e E4 da secção S4 com formação de microfissura entre as faces E3 e E4	1265	127	123
	2	Na aresta entre as faces E2 e E3 da secção S2	1240	124	
	3	Na aresta entre as faces E1 e E4 da secção S3	1170	117	
C2a	4	Na face superior (E1) da secção S3	1183	118	115
	5	Na face inferior (E2) da secção S3	1178	118	
	6	Na face superior (E1) da secção S3, com formação de microfissura entre as faces E3 e E4	1078	108	
C2b	7	Na aresta entre as faces E1 e E4 da secção S2	1234	123	123
	8	Na face superior (E1) da secção S3	1175	118	
	9	Na secção S3, com formação de microfissura entre as faces E1 e E2	1283	128	
C4B	10	Na aresta entre as faces E2 e E3 da secção S2, com formação de microfissura entre as faces E1 e E2	1154	115	116
	11	Na aresta entre as faces E2 e E4 da secção S2	1085	109	
	12	Na secção S4	1239	124	
C5	13	Na secção S1 alastrando-se para o pilar	1122	112	106
	14	Entre as secções S2 e S3	1085	109	
	15	Destacamento da face E1 entre a secção S3 e a extremidade do capitel do lado oposto ao macaco hidráulico	982	98	
Sem capitel com junta	16	Destacamento da face E1 do “capitel” do lado do macaco hidráulico	1144	114	111
	17	Na aresta entre as faces E1 e E3 da secção S5	1192	119	
	18	Destacamento da face E3 do “capitel” do lado oposto ao macaco hidráulico	1000	100	

* Relativa à secção do pilar

Capítulo 6: Análise de resultados

6.1 Análise numérica

Verificou-se no estudo da modelação numérica do modelo C1 sem chapa de aço, que as tensões de tração transversais se localizam em cerca de 80% do capitel (Fig. 4.7). Com a inclusão da chapa de aço no modelo continuaram a existir trações no seu interior mas numa menor área e de menor valor (Fig. 4.8). No modelo C2 aquando da modelação sem chapa de aço verificou-se uma diminuição da concentração de tensões de tração transversais relativamente ao modelo anterior e que estas se localizavam na metade superior do capitel (Fig. 4.12), sendo absorvidas quase na totalidade com a introdução de uma chapa de aço no modelo (Fig. 4.13). No que refere ao melhor funcionamento estrutural do elemento pilar, o modelo de capitel C2 apresentou vantagem relativamente ao modelo C1 não só pela razão acima descrita, mas também pela diminuição da concentração de tensões de compressão na zona de interface entre o pilar e o capitel (Fig. 4.14).

Num estudo mais aprofundado das variantes dos modelos C1 e C2, fazendo variar a altura e inclinação/desenvolvimento do capitel, verificou-se que em C1 o aumento do desenvolvimento do modelo provocou um aumento da concentração de tensões de compressão na interface entre o pilar e o capitel e das tensões de tração transversal no seu interior, o mesmo aconteceu com o aumento da sua altura. Relativamente ao modelo C2, verificou-se que o aumento da inclinação das faces do capitel tem os mesmos efeitos que o aumento do desenvolvimento no modelo C1. Quanto à variação da altura verificou-se que não tem influência significativa na distribuição de tensões normais segundo OZ na junta entre o pilar e o capitel.

O modelo C3 foi o que apresentou melhores resultados, não existindo após a inclusão da chapa de aço no modelo, tensões de tração transversal no capitel. A concentração de tensões de compressão na interface entre o pilar e o capitel diminuiu comparativamente ao modelo C2.

No estudo do modelo C4, verificou-se que com a introdução de uma ranhura na zona central do capitel (modelo C4A) ocorreu uma diminuição da concentração de tensões de compressão na interface entre o pilar e o capitel, e um aumento das tensões de tração no capitel comparativamente com C1, sendo espectável que com o aumento do carregamento e consequente aumento das tensões de tração no capitel levasse ao destacamento da zona abaixo da ranhura. O rebaixamento da ranhura para junto da base do capitel (modelo C4B) proporcionou uma diminuição das tensões de tração no seu interior, comparativamente aos modelos C1 e C4A. Quanto às tensões de compressão na interface entre o pilar e o capitel ficaram mais uniformes.

No modelo C5, ao contrário dos restantes modelos estudados o capitel era saliente mas invertido, sendo a zona superior a mais estreita do capitel. Relativamente à distribuição das tensões, a zona de interface entre o pilar e o capitel, ao contrário dos modelos anteriormente estudados, ficou sob tração transversal deixando de existir concentração de tensões de compressão nas extremidades dessa zona. A referida concentração de tensões de compressão passou a existir na interface entre o capitel e a chapa de aço. Verificou-se assim que a inversão do sentido da inclinação do capitel, fez com que a zona de interface entre as duas pedras (pilar e capitel) esteja sob tração transversal, tornando-se num ponto fraco deste modelo.

No estudo do modelo C6 de junta entre dois blocos prismáticos com uma placa de pedra saliente, verificou-se que comparativamente a um modelo semelhante mas sem saliência apresenta vantagens uma vez que faz com que a zona de interface entre as pedras esteja sob compressão transversal. O facto de no interior da saliência existirem tensões de tração não é muito favorável, levando a crer que se submetesse um provete com este modelo ao ensaio de compressão, ocorreria o destacamento da zona saliente. Este facto só conseguiria ser comprovado com a realização de ensaios mais detalhados, eventualmente experimentais. O interesse desta solução de junta entre blocos é reduzido se se puder garantir a perfeição e desempenho do corte das faces em contacto.

Com base na análise numérica ficou demonstrado que se em ensaios experimentais fossem utilizadas chapas de aço com dimensão superior à do topo do provete, gerar-se-iam concentrações de tensões de compressão verticais nas arestas do provete em contacto com a chapa de aço, que seriam prejudiciais ao comportamento da estrutura e levaria ao esmagamento da referida zona.

Após o estudo das várias geometrias de capitel, tomando valores nulos para o coeficiente de Poisson da chapa de aço e o provete, e módulos de elasticidade $E_g = 50$ GPa para o granito e $E_a = 200$ GPa para a chapa de aço, fez-se um estudo da variação destes coeficientes a fim de perceber a forma como afetam a distribuição de tensões no provete tirando-se as seguintes conclusões:

- O efeito da variação do coeficiente de Poisson apenas é sentido quando estão em contacto materiais diferentes, havendo um aumento das tensões de compressão transversal na interface entre o pilar e o capitel (aumenta a cintagem nessa zona), à medida que os coeficientes de Poisson dos dois materiais se aproximam;
- No que diz respeito à variação do módulo de elasticidade também esta análise só faz sentido em zonas de contacto entre diferentes materiais, uma vez que entre o mesmo material não tem qualquer efeito na distribuição de tensões. Verificou-se que com o aumento da compacidade do granito, o capitel fica sujeito a tensões de tração mais elevadas, não sendo no entanto esse aumento significativo.

6.2 Análise experimental

No primeiro grupo de provetes constituídos por um único elemento (sem capitel), a rotura iniciou-se com o destacamento de uma aresta, que desencadeou uma rotura explosiva, sendo mais sentida na zona central do provete.

Os provetes com capitel do modelo C2a tiveram um processo de rotura semelhante entre eles. Iniciou-se pela zona central do provete (pilar), gerando um efeito de “faca” que se prolongou até ao capitel de um dos lados, cortando-o. Comparativamente ao modelo sem capitel (1º grupo de provetes) houve uma perda de resistência, pois o aumento da esbelteza do provete torna-o mais sensível aos deslocamentos transversais das extremidades e consequente aumento da excentricidade da carga, precipitando a concentração de tensões junto a uma das faces do pilar.

À exceção do provete 7, todos os provetes com capitel do modelo C2b iniciaram a rotura pelo pilar, mantendo-se no geral os capitéis intactos. O provete 9 teve um comportamento singular, devido à formação de uma microfissura entre as faces E1 e E2 do pilar que se prolongou para o capitel cortando-o (Fig. 5.29 a). Em comparação com o modelo C2a (modelo semelhante mas menos inclinado), verificou-se que houve um aumento da resistência média global dos provetes.

Todos os provetes com modelo de capitel C4B atingiram a rotura da mesma forma, precedendo-a o aparecimento de uma fratura ou destacamento da zona entre a ranhura e a chapa de aço de um dos capitéis. Este fenómeno aconteceu maioritariamente (em 2 provetes) desde o início da ranhura até à extremidade da chapa de aço, ficando o capitel com uma forma arredondada. Na Figura 6.1 apresenta-se um esquema representativo do fenómeno enunciado, bem como uma fotografia de um dos capitéis do modelo C4B após a rotura. Houve casos em que aconteceu o destacamento da zona por baixo da ranhura do capitel (assinalada na Fig. 6.1 a) e outros em que esta permaneceu.

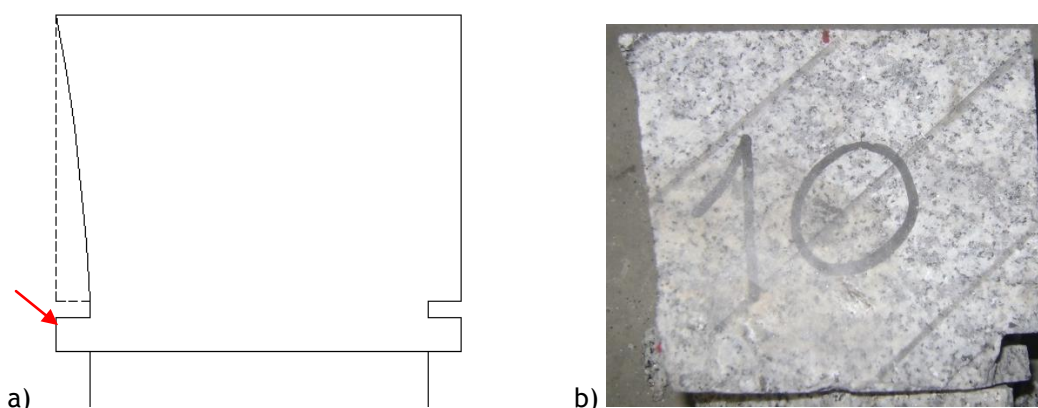


Figura 6.1: a) Esquema do capitel do modelo C4B após a rotura; b) Capitel do provete 10 após a rotura

O fenómeno de destacamento ou fratura da zona do capitel descrita não foi condicionante para a rotura, pelo que se pode concluir que a porção de material destacado não tem influência na resistência do provete. Após o destacamento, o caminho das tensões não sofre qualquer desvio para alcançar o pilar.

Na realização do ensaio de ultrassons do capitel do lado do macaco hidráulico do provete 11 (modelo C4B) havia-se verificado um desvio em relação à média de cerca de 13%, pelo que era espectável que o referido capitel não possuísse a mesma capacidade resistente dos restantes. De facto, de entre os provetes do mesmo modelo este foi o que apresentou uma menor resistência.

Relativamente ao modelo C5, verificou-se que a rotura incidiu maioritariamente num dos lados do provete, afetando sobretudo o capitel desse lado. Em 2 provetes deste modelo o lado afetado foi o do macaco hidráulico e apenas num afetou o lado oposto.

Fazendo uma análise das tensões de rotura dos provetes que foram submetidos ao ensaio de compressão axial, constata-se que os provetes com capitel do modelo C2b foram os mais resistentes. No geral, para todos os modelos houve um provete que apresentou uma resistência inferior aos restantes, não contabilizando esse valor para a média de resistência obtém-se a tensão média de rotura apresentada na Tabela 6.1, bem como a variação da tensão em relação ao valor de referência. Ficando provado que o modelo de provetes mais resistente é de facto o C2b.

Tabela 6.1: Síntese dos provetes ensaiados sem contabilizar os menos resistentes

Modelo	Média da tensão de rotura [MPa]	Varição em relação ao valor de referência
Sem capitel	125	+ 7 %
C2a	118	+ 1 %
C2b	126	+ 8 %
C4B	120	+ 3 %
C5	110	- 6 %
Sem capitel com junta	117	Valor de referência

Verificou-se que apenas o modelo de capitel C5 provocou uma diminuição da resistência dos provetes em relação ao valor de referência.

Ao contrário do que havia sido resultado na modelação numérica, o aumento da inclinação das faces do capitel não se mostrou desfavorável ao comportamento global do provete, muito pelo contrário. Verificou-se por comparação das tensões de rotura dos modelos C2a e C2b,

que com o aumento da inclinação das faces do capitel, os provetes tornam-se mais resistentes.

O facto de o capitel com maior inclinação ter uma área de contacto maior com a chapa de aço, pode ajudar a combater eventuais defeitos do sistema que não é perfeito, e uma eventual subida de um dos lados pode ser compensada com um capitel mais aberto, logo mais encastrado.

Comparando os provetes com capitel do modelo C2b e C4B, de igual inclinação mas com geometrias distintas verificou-se que possuem uma capacidade resistente semelhante. Pode-se concluir que a inclinação do capitel é um fator importante e fundamental para a resistência do provete.

Como já foi referido, o último grupo de provetes ensaiados (de referência), serviu para verificar se o capitel provoca ou não uma melhoria no comportamento global do pilar. Após a realização dos ensaios dos provetes 16 e 17, verificou-se que as chapas de aço que encostavam aos topos do provete estavam empenadas e esse facto poderia ter levado a que a rotura se iniciasse nas extremidades do mesmo.

Decidiu-se que para a realização do ensaio do provete 18, se usariam chapas de aço novas e desempenadas. O ideal seria que as chapas tivessem a mesma área do topo do provete, no entanto isso não aconteceu. Decidiu avançar-se com o ensaio, uma vez que em ensaios anteriores as chapas também não eram exatamente coincidentes com o topo do provete e esse facto não levou a que a rotura se iniciasse pelas extremidades, levando a pensar que o empenamento das chapas de aço fosse o fator mais condicionante para os resultados dos ensaios.

Após o ensaio do provete 18, no qual a chapa de aço era ligeiramente mais pequena que a superfície de topo do provete (Fig. 6.2 a), verificou-se que a parte da pedra com a qual a chapa de aço não contactava foi a porção que se destacou em primeiro lugar.

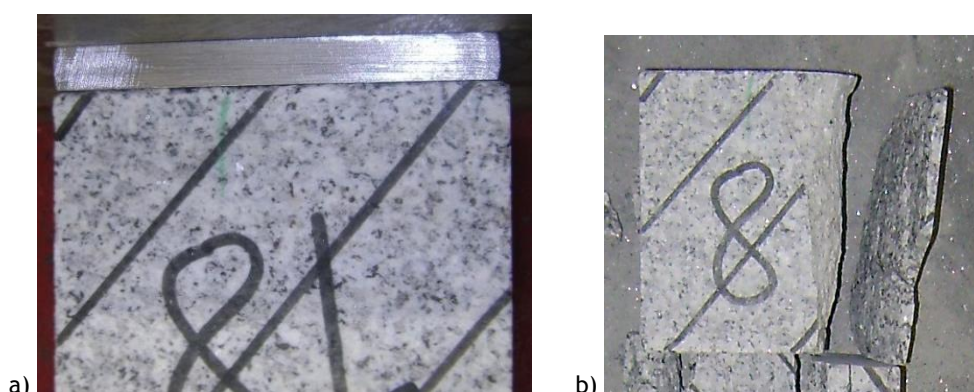


Figura 6.2: “Capitel” do provete 18 do lado oposto ao do macaco hidráulico: a) Antes da rotura; b) Depois da rotura

Na Figura 6.2 pode ver-se o “capitel” do provete 18 do lado oposto ao do macaco hidráulico antes e após a rotura, verificando-se que o topo do provete não se encontra todo encostado à chapa de aço, ficando cerca de 2 mm saliente, verificando-se que ocorreu o destacamento de uma “fatia” de pedra de espessura igual a essa saliência.

Pelo contrário, em provetes com capitel o facto de a chapa de aço ser ligeiramente mais pequena que o topo do capitel (cerca de 1 mm), não levou a que a rotura se iniciasse por essa zona, desencadeando-se na zona central do provete (pilar). Exemplo desse facto foi o provete 6, apresentado na Figura 6.3.

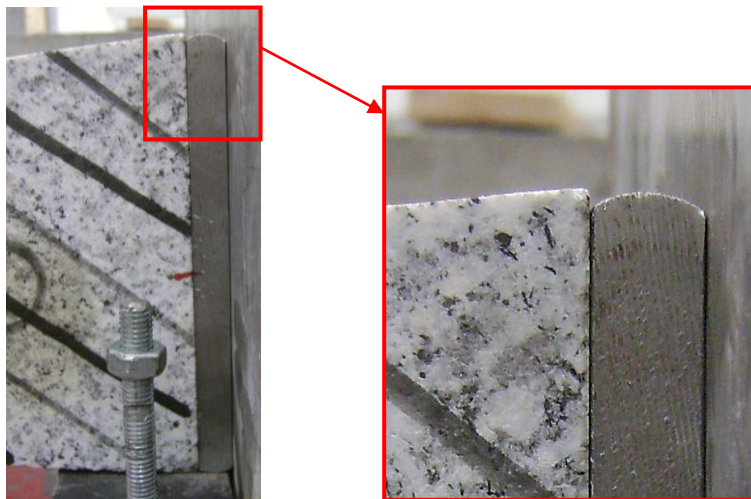


Figura 6.3: Zona de contacto entre o capitel e a chapa de aço do provete 6

Nos provetes em que a chapa de aço era ligeiramente (cerca de 1-2 mm) mais saliente do que o topo do capitel, verificou-se que a rotura se iniciou a meio do provete (este facto só se verificou em provetes com capitel) servindo de exemplo o provete 8 apresentado na Figura 6.4.

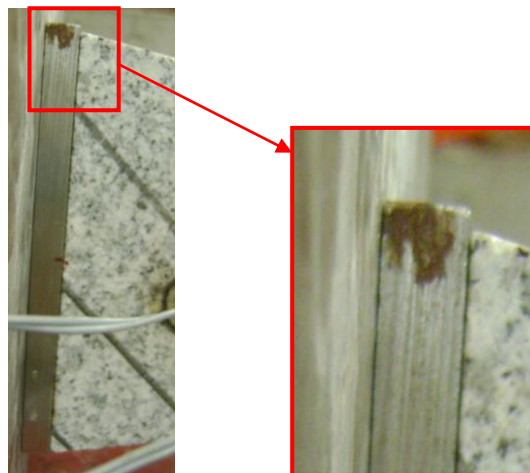


Figura 6.4: Zona de contacto entre o capitel e a chapa de aço do provete 8

Capítulo 7: Conclusões

O presente capítulo pretende de uma forma sucinta relatar as principais conclusões retiradas ao longo desta dissertação.

Verificou-se com base na análise numérica realizada que em modelos de capitel com desenvolvimento “B” superior à largura do pilar, existe uma concentração de tensões de compressão vertical na interface entre o pilar e o capitel, nomeadamente dos lados salientes do capitel. Em modelos com capitel paralelepípedo (C1) a referida concentração foi mais elevada do que nos restantes modelos, sendo no modelo C5 que existe uma maior uniformidade das tensões de compressão. No modelo de capitel de faces planas e inclinadas (C2), verificou-se que o aumento da inclinação das faces do capitel provocou um aumento da concentração de tensões de compressão vertical entre o pilar e o capitel. Era de esperar que os modelos com capitel paralelepípedos simples e os de maior inclinação fossem os de menor resistência.

Este facto leva a crer que se o ensaio experimental se realizasse usando chapas de aço com dimensão superior à do topo do provete, iria ocorrer uma concentração de tensões de compressão nas arestas do provete em contacto com a chapa de aço. Um avanço relativamente aos trabalhos desenvolvidos em [4], foi a utilização de uma chapa de aço nos topos cuja dimensão não ultrapassasse a do provete, eliminando assim a concentração de tensões nas fibras extremas.

Uma outra conclusão é o aumento do efeito favorável de cintagem na zona da junta com o pilar com a introdução de um capitel no modelo. O carregamento uniaxial, leva à rotura por formação de microfissuras na direção de aplicação da carga e o aumento do efeito de cintagem, ajuda a que as referidas microfissuras permaneçam estáveis durante mais algum tempo, até à rotura.

Relativamente aos ensaios experimentais, foram escolhidos modelos semelhantes com inclinações diferentes e modelos com a mesma “inclinação” e geometrias diferentes.

Na análise dos provetes com faces planas e inclinadas (Modelos C2a ‘ $i=0,1$ ’ e C2b ‘ $i=0,2$ ’) verificou-se que o grupo de provetes mais resistente foi o que possuía o capitel mais inclinado. Este facto veio contrariar a análise numérica na qual se tinha concluído que seria de esperar que os capitéis mais inclinados fossem os menos resistentes, devido à concentração de tensões de compressão na interface entre o pilar e o capitel.

Da comparação da resistência média à compressão dos grupos de provetes com a mesma inclinação (C2a e C4B), constatou-se que possuem resistências muito semelhantes, podendo-se concluir que a resistência do provete é condicionada pela inclinação do capitel.

Pela análise comparativa entre os provetes ensaiados com capitel e o grupo de provetes de referência, constatou-se que todos os grupos de provetes que possuíam capitel com inclinação positiva (desenvolvimento superior à largura do pilar) atingiram uma tensão de rotura superior ao valor médio de referência. O grupo de provetes que possuía inclinação negativa atingiu um valor de resistência inferior ao de referência, provavelmente devido à menor área de aplicação de carga, levando a que a rotura do provete se iniciasse por essa zona.

Pode concluir-se que o capitel faz com que a secção de aplicação da carga não seja condicionante da capacidade resistente do provete e que provoca um aumento da resistência global do pilar.

Verificou-se ainda que em provetes sem capitel, nos casos em que a chapa de aço possuía menor área que o topo do provete, a rotura iniciou-se por essa zona. Já em provetes com capitel o facto de a chapa de aço ser mais pequena que o topo do capitel não condicionou o processo de rotura, iniciando-se a meio do capitel (pilar). Nos casos em que a chapa de aço possui uma área ligeiramente superior ao topo do capitel a rotura também se deu pela zona central do provete. Conclui-se assim que o capitel pode ajudar a combater eventuais erros dimensionais das chapas de aço.

Capítulo 8: Bibliografia

8.1 Publicações científicas

- [1] JOHNSON, Robert B. and DeGRAFF, Jerome V (1988). *Principles of engineering geology*. New York: John Wiley & Sons.
- [2] VASCONCELOS, G.; LOURENÇO, P.B.; ALVES, C. A. S. e PAMPLONA, J. (2003). *Characterization of granite properties - Implications for the conservation and rehabilitation of architectural heritage*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [3] PINTO, Clemente (2008). *Concepção e Análise Estrutural de Um Novo Tipo de Pilar Esbelto em Granito*. Covilhã: Universidade da Beira Interior.
- [4] CLEMENTE, Miguel (2012). *Estruturas em cantaria de pedra de granito de alta resistência, Comportamento de juntas entre blocos*. Covilhã: Universidade da Beira Interior.
- [5] PIMENTEL, António Filipe; GRUNEWALD, Dietrich; DEBICKI, Jacek; FAVRE, Jean-François (2010). *História da Arte*. Edições MinervaCoimbra.
- [6] RODRÍGUEZ, Manuel Núñez. *O melhor da Arte da Alta Idade Média*. Volume 10. G&Z EDIÇÕES, LDA.
- [7] GISPERT, Carlos (2002). *O mundo da arte: Autores, Movimentos e Estilos*. Barcelona: Oceano.
- [8] AUBERT, Marcel (1986). *O gótico no seu apogeu*. Lisboa: Editorial Verbo.
- [9] HENNRICH, Carlos Alexandre (2003). *Estudos sobre a Modelagem de Lajes Planas de Concreto Armado*. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina.
- [10] GAPARINI, D. A. (2002). *Contributions of C.A.P. Turner do Development of Reinforced Concrete Flat Slabs*. Journal of Structural Engineering, No.10.
- [11] SACRAMENTO, P. V. P., FERREIRA, M. P., OLIVEIRA, D. R. C. e MELO, G. S. S. A. (2012). *Punção em lajes lisas de concreto sem armadura de cisalhamento*. São Paulo.
- [12] BENDAHMAN Tarik, DENIS François, LAMBRETTE Nicolas (2012). *Robert Maillart: His contribution to the development of mushroom slabs*. ERASMUS Intensive Programme. European Summer Scholl on Construction History.
- [13] KIERDORF, Alexander. *Early Mushroom Slab Construction in Switzerland, Russia and de USA - A Study in Parallel Technological Development*. Vol. 2.
- [14] KRYNINE, Dimitri P. and JUDD, William R. (1957). *Principles of Engineering Geology and Geotechnics: geology, soil and rock mechanics, and other earth sciences as used in civil engineering*. New York: Mc Graw-Hill Book Company.
- [15] MANTEROLA, Javier. *Puentes: Tomo 1*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
- [16] ROCHA, Manuel (1981). *Mecânica das Rochas*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [17] PEREIRA, M.F. Costa. *Técnicas de exploração mineira e construção*.

- [18] HUISTRULID, William A. and BULLOCK, Richard L. (2001). *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies*. Society of Mining Engineers.
- [19] HOEK, Evert & BROEN, Edwin T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining Metallurgy. London: E & Fn Spon.
- [20] RABINOWICZ, Ernest (1995). *Friction and wear of materials*. 2ª edição, New York: John Wiley & Sons.
- [21] STOETERAU, Rodrigo Lima (2004). *Tribologia*. Santa Catarina: Universidade Federal de Santa Catarina, Centro tecnológico.
- [22] BRADY, B. H. G. and BROWN, E. T. (2004). *Rock Mechanics for underground mining*. 3rd edition: Springer.
- [23] MELLOR, M.; COX, G.F.N. and BOSWORTH, H. (1984). *Mechanical properties of multi-year sea ice, Testing techniques*. CRREL Report 84-8.
- [24] DIAS, A. Guener, GUIMARÃES, Paula e ROCHA, Paulo. *Geologia 11*. Arial Editores.
- [25] MAURO, Giovanna Callegari (2011). *Estudo do processo produtivo dos granitos no estado de Espírito Santo objetivando a aplicação destes na construção civil*. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais.
- [26] RIBEIRO, Rogério Pinto (2005). *Influência das características petrográficas de granito no processo industrial de desdobramento de blocos*. São Paulo: Universidade de São Paulo.
- [27] JANACH, Walter (1977). *Failure of Granite under Compression*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 14. Great Britain: Pergamon.
- [28] GRAMBERG, J. (1989). *A non-Conventional View on Rock Mechanics and Fracture Mechanics*. Rotterdam: A. A. Balkema.
- [29] ROBOT (2009). *Autodesk Robot™ Structural Analysis Professional 2010. Training Manual - Metric Version*. (Educational Version).
- [30] PINHO, António Bastos (2003). *Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência*. Évora: Universidade de Évora.
- [31] KENKYUJO, Tokyo Sukki Co., Ltd. (1993). *Computing Data Logger TDS-602. Operation Manual*
- [32] HOFFMANN, Karl. *Wheatstone Bridge Circuit*. HMB.
- [33] DALLY, James W. and RILEY, William F. (1991). *Experimental Stress Analysis*. 3rd edition. USA: McGraw-Hill International Editions.
- [34] GILL, D. E., CORTHÉSY R. and LEITE M. H. (2005). *Determining the minimal number of specimens for laboratory testing of rock properties*. Elsevier: Engineering Geology.
- [35] GONZATTI, Clovis (2007). *Proposta para a estimativa da resistência à compressão uniaxial in situ de camadas de carvão com a utilização de giofísica*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos.
- [36] UFRGS. *Dimensionamento de pilares*. Laboratório de Pesquisa Mineral e Planejamento Mineiro. DEMIN.

8.2 Internet

[a] “Escócia” [online]. Available:

<http://www.fitintercambio.com.br/paises-escocia.php#.UlQZz3pdZMs> [Acedido em Julho de 2013]

[b] “Granito” [online]. Available: <http://pt.wikipedia.org/wiki/Granito> [Acedido em Junho de 2013]

[c] “Egipto arte y arquitectura” [online]. Available:

<http://arte-historia.com/egipto-arte-y-arquitectura> [Acedido em Fevereiro de 2013]

[d] “Coisas da Arquitetura” [online]. Available:

<http://coisasdaarquitectura.wordpress.com/2011/01/13/psicanalise-do-capitel-jonico/> [Acedido em Fevereiro de 2013]

[e] “Travessia poética” [online]. Available:

<http://valiteratura.blogspot.pt/2010/12/arte-bizantina-criacoes-culturais-do.html> [Acedido em Março de 2013]

[f] “Recordando a Arte Grega” [online]. Available:

<http://ajudandosuamateria.blogspot.pt/2012/11/recordando-arte-grega.html> [Acedido em Fevereiro de 2013]

[g] “Monasterios de Catalunya” [online]. Available:

<http://www.monestirs.cat/monst/valloc/cvo16cugaCL.htm> [Acedido em Março de 2013]

[h] “Capitel” [online]. Available: <http://www.morosicristians.com/costumbresmezquita5.htm> [Acedido em Março de 2013]

[i] “História” [online]. Available:

<http://webs.demasiado.com/forjados/historia/hormigon/nervi/gatti.htm> [Acedido em Agosto de 2013]

[j] “Arrufos, memórias, talhas, politiquice, e o belo de tudo o que tenha idade” [online]. Available: <http://quintaisisa.blogspot.pt/2011/03/rio-nabao-seguir-ponte-galiz-moinhos.html> [Acedido em Fevereiro de 2013]

[k] “Conheça 30 pontes que são cartões-postais pelo mundo” [online]. Available:

<http://vidaeestilo.terra.com.br/turismo/conheca-30-pontes-que-sao-cartoes-postais-pelo-mundo,2cea392625237310VgnCLD100000bbcceb0aRCRD.html> [Acedido em Fevereiro de 2013]

[l] “Room and Pillar” [online]. Available: http://en.wikipedia.org/wiki/Room_and_pillar [Acedido em Fevereiro de 2013]

[m] “No Tech Magazine” [online]. Available:

<http://www.notechmagazine.com/2010/06/the-wonders-of-industry-louis-figuier-1873.html> [Acedido em Fevereiro de 2013]

[n] “Leadwire-integral polyester gauge. Series ‘PF’” [online]. Available:

http://www.tml.jp/e/product/strain_gauge/catalog_pdf/FLM_WFLMseries.pdf [Acedido em Agosto de 2013]

