



Universidade de Évora

Engenharia Civil

Betão de Elevada Resistência Para Elementos Muito Esbeltos

Xavier Emídio Glórias Prazeres

Mestrado em Engenharia Civil

Especialização em Construção

Orientador: António Bettencourt Ribeiro

(Professor na Universidade de Évora; Investigador Principal do LNEC; chefe do Núcleo de Betões)

Tese apresentada para obtenção do grau de Mestre

Em Engenharia Civil na Especialidade de Construção

Pela Universidade de Évora

Évora 2011

Resumo

Esta dissertação pretendeu demonstrar a actual importância do desenvolvimento de betões de alta resistência na execução das mais variadas construções que vão surgindo com o avanço conjunto da tecnologia ao longo do tempo, atendendo não só a parâmetros relacionados com a resistência destes betões mas também a um dos factores que se tem vindo a tornar muito relevante na actualidade, o ambiente.

Este trabalho envolve um caso de estudo que compreendeu numa primeira fase, a concepção de um betão de elevada resistência tendo por base a utilização dos princípios da pesquisa mencionados anteriormente.

Seguidamente foram determinadas as propriedades mecânicas desse betão, sendo elas a resistência à compressão, módulo de elasticidade e fluência, em ensaios realizados ao longo de quatro meses.

Conjuntamente com estes ensaios foram fabricadas, vigas de perfil em "I" de 1,10m de comprimento, 10cm de largura, 10cm de altura, 2 cm de espessura de alma e com 2cm ou 2,4cm de espessura de banzo submetidas à rotura semanalmente e mensalmente de forma a obter a solução mais eficaz entre armadura e betão.

Concluiu-se que: É possível a concepção de um betão de elevada resistência utilizando os constituintes correntes na indústria da construção. O betão desenvolvido adequa-se à execução do tipo de vigas mencionadas ao longo do trabalho, apresentando estas, um grande potencial de desenvolvimento dado que têm elevadas resistências com pesos moderados. A metodologia de cálculo para o dimensionamento deste tipo de vigas é idêntica à utilizada no dimensionamento de peças normais.

Abstract

High Strength Concrete for Very Slender Elements

The main goal is to demonstrate the current importance of developing high-strength concrete. With the technology's development, high-strength concrete has become very important in several constructions not only by the characteristics related to the concrete's strength, but also in one of the factors that proved to be very relevant nowadays, the environment.

Initially, it was made a case study in designing a high-strength concrete based on the use of research principles outlined above. In trials conducted over four months, we determine the mechanical properties of concrete which are compressive strength, modulus of elasticity and fluency.

In order to obtain the most effective solution between armor and concrete, were fabricated beams in a "I" of 1.10 m long, 10 cm wide, 10 cm high, 2 cm web thickness with 2cm or 2.4 cm flange thickness weekly and monthly subjected to disruption.

With the goal in mind it is possible to design a high-strength concrete using the current constituents in the construction industry. The concrete is suitable for implementing this type of beams mentioned throughout the work, have enormous potential because they have high resistance with only moderate weights. The calculation methodology for the design of such beams is identical to the design of normal pieces.

Key-words: High Strength Concrete; HSC; Reactive Powder Concrete; RPC

Agradecimentos

Em primeiro lugar gostaria de agradecer aos meus pais, desde a forma como me educaram até a todo o apoio financeiro que através do ardo trabalho me forneceram ao longo desta etapa de experiência inigualável.

Ao meu orientador, Professor Eng.º António Bettencourt Ribeiro, que me proporcionou um tema de tese prático, inovador e muito interessante. Que apesar dos inúmeros trabalhos em que se envolve, mostrou sempre disponibilidade e paciência para a orientação desta dissertação, a minha sincera gratidão, reconhecimento e admiração.

Ao Sr. João Milharadas, técnico de laboratório, por todo o apoio e dedicação fornecido ao longo destes meses, cuja enorme experiência se tornou muito relevante para a execução dos ensaios laboratoriais e para o sucesso dos mesmos, a ele a minha sincera gratidão e admiração.

Ao Sr. Constantino Faia, pela profunda amizade que lhe tenho há muitos anos, e que desde cedo disponibilizou não só material mas também o seu tempo na execução das armaduras para as vigas deste trabalho. À exigência e à experiência que possui na arte da construção civil, que sem dúvida foi uma peça fundamental na realização deste trabalho. A ele o meu sincero reconhecimento, gratidão e admiração.

Ao Sr. Vítor Fialho, técnico de laboratório, por ter acompanhado a continuação dos trabalhos laboratoriais, por ter dispendido o seu tempo para além das suas horas de trabalho na realização dos ensaios, e claramente à sua experiência e dedicação, imprescindível na execução dos ensaios laboratoriais, contribuindo para o sucesso dos mesmos, a ele a minha sincera gratidão e admiração.

Agradeço ainda o apoio das varias empresas, pelo fornecimento gratuito de diversos materiais, a elas o meu obrigado:

- à CIPOR-Alhandra, pelo fornecimento do cimento CEM I:52,5R
- à BASF, pelo fornecimento do adjuvante Glenium ACE 426

A todos os meus amigos que me apoiaram no decorrer desta etapa da minha vida, por toda a paciência que tiveram e pela experiencia a mim transmitida, essencial para a construção da pessoa que sou hoje.

A todos o meu sincero muito obrigado.

Índice

Capítulo 1

Introdução	1
1.1 Enquadramento Geral	1
1.2 Objectivos	2
1.3 Estrutura da Dissertação	2

Capítulo 2

Betão de Alta Resistência	5
2.1 Origem e Definição de Betão de Alta Resistência (BAR)	5
2.2 Características dos Betões de Alta Resistência	6
2.3 Processo de Fabrico dos Betões de Alta Resistência	7
2.4 Materiais Utilizados na Constituição dos Betões de Alta Resistência	8
2.4.1 Cimento.....	8
2.4.2 Agregados.....	9
2.4.2.1 Agregados grossos	10
2.4.2.2 Agregados finos	11
2.4.3 Adições	12
2.4.4 Água.....	13
2.4.5 Adjuvantes	13
2.5 Correlações entre os Diferentes Parâmetros que Definem uma Composição de um Betão	15
2.6 Vantagens e Desvantagens da Aplicação de Betões de Alta Resistência	23
2.7 Campos de Aplicação dos Betões de Alta Resistência	27

Capítulo 3

Betões de Pós Reactivos – A Evolução dos Betões de Alta Resistência	29
3.1 Origem dos Betões de Pós Reactivos (BPR)	29
3.2 Caracterização de Betões de Pós Reactivos (BPR)	30
3.3 Princípios de Fabrico de Betões de Pós Reactivos (BPR)	32
3.3.1 Homogeneidade.....	32
3.3.2 Aumento da Densidade.....	34
3.3.3 Cura Térmica em Betões de Pós reactivos.....	36

3.3.4	Aumento dos níveis de ductilidade através da adição de fibras	37
3.4	Materiais para o Fabrico de Betões de Pós Reactivos (BPR)	38
3.4.1	Cimento.....	38
3.4.2	Areia.....	39
3.4.3	Superplastificantes.....	40
3.4.3	Pó de Quartzo.....	40
3.4.4	Adições Minerais.....	40
3.4.4	Fibras de Aço.....	40
3.5	Preparação dos Betões de Pós Reactivos (BPR).....	41
3.6	Vantagens e Desvantagens dos Betões de Pós Reactivos (BPR)	42
3.7	Exemplos de Aplicação dos Betões de Pós Reactivos (BPR).....	42

Capitulo 4

4	Caso de Estudo – Metodologias, Ensaios e Resultados	45
4.1	Materiais Constituintes do Betão	46
4.1.1	Cimento.....	46
4.1.2	Areia.....	47
4.1.3	Adjuvante	49
4.2	Características Gerais da Armadura das Peças.....	50
4.2.2	Vigas.....	50
4.2.3	Prisma.....	50
4.3	Primeiro Molde de Prova	51
4.4	Produção da Primeira Argamassa (Argamassa nº1).....	52
4.4.1	Dosagem.....	52
4.4.2	Mistura dos Materiais e Ensaio de Espalhamento	53
4.5	Execução da Primeira Viga (Viga 1).....	54
4.5.1	Armadura - Características Gerais.....	54
4.5.1.1	Armadura Longitudinal	56
4.5.1.2	Armadura de Esforço Transverso	57
4.5.2	Argamassa.....	58
4.5.3	Execução e Ensaios dos Provetes Relativamente à Argamassa nº1 (Viga 1).....	59
4.5.3.1	Execução dos Provetes A1V1 (Argamassa nº1, Viga 1)	59
4.5.3.2	Ensaio dos Provetes A1V1	60
4.5.4	Betonagem da Viga 1	64
4.5.5	Secção da Viga 1	65

4.5.6	Ensaio da Viga 1	66
4.5.7	Resultado do Ensaio da Viga 1	68
4.6	Execução da Segunda Viga (Viga 2)	69
4.6.1	Armadura Viga 2	70
4.6.1.1	Armadura Longitudinal	70
4.6.1.2	Armadura de Esforço Transverso	70
4.6.2	Argamassa	72
4.6.3	Execução e Ensaio dos Provetes Relativamente à Argamassa nº1 (Viga 2)	73
4.6.3.1	Execução dos Provetes A1V2 (Argamassa nº1, Viga 2)	73
4.6.3.2	Ensaio dos Provetes A1V2	73
4.6.4	Betonagem da Viga 2	74
4.6.5	Secção da Viga 2	74
4.6.6	Ensaio da Viga 2	75
4.6.7	Resultado do Ensaio da Viga 2	76
4.7	Execução da Terceira Viga (Viga 3)	78
4.7.1	Armadura Viga 3	78
4.7.1.1	Armadura Longitudinal	79
4.7.1.2	Armadura de Esforço Transverso	80
4.7.2	Argamassa	82
4.7.2.1	Dosagem	82
4.7.2.2	Mistura dos Materiais e Ensaio de Espalhamento	82
4.7.3	Execução e Ensaio dos Provetes Relativamente à Argamassa nº2 (Viga 3)	84
4.7.3.1	Execução dos Provetes A2V3 (Argamassa nº2, Viga 3)	84
4.7.3.2	Ensaio dos Provetes A2V3	84
4.7.4	Betonagem da Viga 3	85
4.7.5	Secção da Viga 3	85
4.7.6	Ensaio da Viga 3	85
4.7.7	Resultado do Ensaio da Viga 3	86
4.8	Execução da Quarta Viga (Viga 4)	89
4.8.1	Armadura Viga 4	89
4.8.1.1	Armadura Longitudinal	89
4.8.1.2	Armadura de Esforço Transverso	89
4.8.2	Argamassa	90
4.8.3	Execução e Ensaio dos Provetes Relativamente à Argamassa nº2 (Viga 4)	91
4.8.3.1	Execução dos Provetes A2V4 (Argamassa nº2, Viga 4)	91
4.8.3.2	Ensaio dos Provetes A2V4	91

4.8.4	Betonagem da Viga 4	92
4.8.5	Secção da Viga 4	92
4.8.6	Ensaio da Viga 4	93
4.8.7	Resultado do Ensaio da Viga 4	94
4.9	Segundo Molde de Prova	97
4.10	Execução da Quinta e Sexta Viga (Viga 5 e Viga 6)	98
4.10.1	Armaduras das Viga 5 e 6	99
4.10.1.1	Armadura Longitudinal	99
4.10.1.2	Armadura de Esforço Transverso	99
4.10.2	Argamassa	100
4.10.3	Execução e Ensaio dos Provetes Relativamente à Argamassa nº2 (Viga 4)	101
4.10.3.1	Execução dos Provetes A2V5 e A2V6 (Argamassa nº2, Viga 5; Argamassa nº2, Viga 6;) 101	
4.10.3.2	Ensaio dos Provetes A2V5 e A2V6	101
4.10.4	Betonagem das Vigas 5 e 6	102
4.10.5	Secção das Vigas 5 e 6	103
4.10.6	Ensaio das Vigas 5 e 6	103
4.10.7	Resultado do Ensaio das Vigas 5 e 6	104
4.11	Execução da Sétima Viga (Viga 7)	109
4.11.1	Armadura Viga 7	109
4.11.1.1	Armadura Longitudinal	109
4.11.1.2	Armadura de Esforço Transverso	110
4.11.2	Argamassa	111
4.11.3	Execução e Ensaio dos Provetes Relativamente à Argamassa nº2 (Viga 7)	112
4.11.3.1	Execução dos Provetes A2V7 (Argamassa nº2, Viga 7)	112
4.10.3.2	Ensaio dos Provetes A2V7	112
4.11.4	Betonagem da Viga 7	113
4.11.5	Secção da Viga 7	113
4.11.6	Ensaio da Viga 7	114
4.11.7	Resultado do Ensaio da Viga 7	115
4.12	Execução do Prisma	118
4.12.1	Armadura do Prisma	119
4.12.1.1	Armadura Longitudinal	119
4.12.1.2	Armadura de Esforço Transverso	120
4.12.2	Argamassa	121
4.12.3	Execução e Ensaio dos Provetes Relativamente à Argamassa nº2 (Viga 7)	121

4.12.3.1	Execução dos Provetes do Prisma (Argamassa nº2).....	121
4.12.3.2	Ensaio dos Provetes do Prisma	121
4.12.4	Betonagem do Prisma.....	122
4.12.5	Ensaio do Prisma	124
4.12.6	Resultado do Ensaio do Prisma.....	125

Capítulo 5

Discussão dos Resultados	129	
5.1	Ensaio de Espalhamento	129
5.2	Ensaio dos Provetes	129
5.3	Ensaio das Vigas	131
5.4	Cálculo da Capacidade Resistente em Peças Normais.....	131
5.4.1	Cálculo do Momento Resistente da Viga 7	132
5.4.2	Cálculo da Força de Compressão Máxima no Prisma	138
5.5	Comparação da Viga de Betão Estudada com Alguns Perfis Metálicos.....	140

Capítulo 6

Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	143
---	------------

Bibliografia.....	145
--------------------------	------------

Anexos

Anexo A	149
Ensaio à Compressão do Prisma	149
Anexo B	153
Pesos Parciais dos Componentes da Viga 7.....	153

Índice de Tabelas

Tabela 2.1: Classes de BAR definidas por Plinskin e Aïtcin.....	6
Tabela 2.2: Consumo de materiais para execução de um pavimento de betão com fck de 21 a 60 MPa. (DAL MOLIN, VIEIRA, & WOLF, 1997)	24
Tabela 2.3: Custo comparativo da estrutura do betão com fck de 21 e 60 MPa (valores em dólares) (DAL MOLIN, VIEIRA, & WOLF, 1997)	25
Tabela 2.4: Exemplos de aplicação de betão de alta resistência em edifícios (SIMÕES, 1997).....	27
Tabela 2.5: Exemplos de aplicação de betão de alta resistência em pontes (https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/152867/1/BER.pdf)	28
Tabela 3.1: Comparação das propriedades mecânicas dos Betão de Pós Reactivos com as propriedades mecânicas de outros betões (WU & LEE, 2003); RPC é a abreviatura anglo-saxónica para “Betão de Pós Reactivos.	31
Tabela 3.2: Composição química do BPR em massa (RICHARD & CHEYREZY, 1995).....	31
Tabela 4.1: Composição química do cimento.....	46
Tabela 4.2: Caraterização das propriedades físicas do cimento	47
Tabela 4.3: Caracterização das propriedades mecânicas do cimento	47
Tabela 4.4: Análise granulométrica da areia seleccionada	48
Tabela 4.5: Composição da argamassa experimental.....	52
Tabela 4.6: Resultado do ensaio de espalhamento da argamassa experimental (Argamassa nº1).....	54
Tabela 4.7: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº1 para a Viga 1.....	58
Tabela 4.8: Quadro resumo do ensaio aos provetes A1V1	63
Tabela 4.9: Características gerais da Viga 1	68
Tabela 4.10: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 1.....	69

Tabela 4.11: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº1 para a Viga 2.....	72
Tabela 4.12: Quadro resumo dos ensaios aos provetes A1V2	74
Tabela 4.13: Características gerais da Viga 2.....	75
Tabela 4.14: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 2.....	76
Tabela 4.15: Composição da argamassa experimental nº2	82
Tabela 4.16: Resultado do ensaio de espalhamento da argamassa experimental (Argamassa nº2).....	83
Tabela 4.17: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para a Viga 3.....	83
Tabela 4.18: Quadro resumo do ensaio aos provetes A2V3.....	84
Tabela 4.19: Características gerais da Viga 3; *pequeno varão transversal no banzo superior	86
Tabela 4.20: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 3.....	87
Tabela 4.21: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para a Viga 4.....	91
Tabela 4.22: Quadro resumo do ensaio aos provetes A2V4	92
Tabela 4.23: Características gerais da Viga 4.....	93
Tabela 4.24: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 4.....	95
Tabela 4.25: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para a Viga 5.....	100
Tabela 4.26: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para a Viga 6.....	101
Tabela 4.27: Quadro resumo do ensaio aos provetes A2V5.....	102
Tabela 4.28: Quadro resumo do ensaio aos provetes A2V6.....	102
Tabela 4.29: Características gerais da Viga 5.....	104
Tabela 4.30: Características gerais da Viga 6.....	104
Tabela 4.31: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 5.....	105

Tabela 4.32: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 6.....	106
Tabela 4.33: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para a Viga 7.....	112
Tabela 4.34: Quadro resumo dos ensaios aos provetes A2V7	113
Tabela 4.35: Características gerais da Viga 7	115
Tabela 4.36: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 7.....	116
Tabela 4.37: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para ° Prisma	121
Tabela 4.38: Quadro resumo do ensaio aos provetes do Prisma.....	122
Tabela 4.39: Valores de flecha, força, extensão e tensão.....	127
Tabela 5.1: Resultados obtidos nos provetes ensaiados para as vigas e prisma	130
Tabela 5.2: Parâmetros EC2	134
Tabela 5.3: Cálculo iterativo de F_c	136
Tabela 5.4: Momento resistente máximo teórico.....	137
Tabela 5.5: Momento máximo atingido pela Viga 7	137
Tabela 5.6: Comparação de pesos e momentos entre as vigas de betão concebidas e vigas metálicas de alturas próximas ou iguais a 10cm e comprimento entre apoios de 1m.....	141

Índice de Figuras

Figura 2.1: Representação esquemática do efeito filer	12
Figura 3.1: Passarela de Sherbrooke (téchne)	43
Figura 4.1: Primeiro molde viga perfil "I"	51
Figura 4.2: Secção transversal do barrote	52
Figura 4.3: a) Misturadora comum de argamassa; b) espátula	53
Figura 4.4: a) Varão de 4mm na fixação da armadura/molde	55
Figura 4.5: Vista geral da armadura fixa ao molde.....	56
Figura 4.6: Espaçamento entre armaduras longitudinais	56
Figura 4.7: Estribo em "U"	57
Figura 4.8: Disposição dos estribos ao longo da armadura, espaçamento em milímetros (mm)	57
Figura 4.9: Alternância entre estribos pelos varões centrais.....	58
Figura 4.10: a) Molde de provetes; b) execução dos provetes; c) exemplo final dos provetes	59
Figura 4.11: Máquina de ensaio à flexão e compressão de provetes	60
Figura 4.12: a) Prensa para ensaio à flexão; b) Distância entre apoios.....	61
Figura 4.13: Resultado do ensaio à flexão do prisma	61
Figura 4.14: Ensaio dos meios prismas à compressão.....	62
Figura 4.15: Rotura à compressão do meio prisma	62
Figura 4.16: Betonagem da Viga 1.....	64
Figura 4.17: Final do processo de betonagem	65

Figura 4.18: Secção 1 (dimensões em cm).....	65
Figura 4.19: Disposição da armadura na secção da Viga 1.....	66
Figura 4.20: Máquina de ensaios de vigas à flexão.....	67
Figura 4.21: Posicionamento da viga; a) 1º Tipo de rotação do apoio; b) 2º tipo de rotação do apoio.....	67
Figura 4.22: Rotura da Viga 1.....	69
Figura 4.23: Armadura da Viga 2.....	70
Figura 4.24: Estribo em "T".....	71
Figura 4.25: Disposição dos estribos ao longo da armadura, espaçamento em milímetros (mm).....	71
Figura 4.26: Alternância entre estribos.....	72
Figura 4.27: Secção 1, disposição da armadura na secção da Viga 2.....	75
Figura 4.28: Aspecto da Viga 2 após a rotura.....	77
Figura 4.29: Aspecto da Viga 2 após a rotura – vista lateral.....	77
Figura 4.30: Pormenor da zona de rotura da Viga 2.....	78
Figura 4.31: Armadura da Viga 3.....	79
Figura 4.32: Espaçamento entre armaduras longitudinais Viga 3.....	79
Figura 4.33: Estribo de extremidade em "U"+"T".....	80
Figura 4.34: Estribo central em "U"+"T".....	81
Figura 4.35: Disposição dos estribos ao longo da armadura, espaçamento em milímetros (mm).....	81
Figura 4.36: Alternância entre estribos.....	81
Figura 4.37: Secção 1, disposição da armadura na secção da Viga 3, dimensões em centímetros (cm).....	85
Figura 4.38: Aspecto da Viga 3 após a rotura.....	87

Figura 4.39: Pormenor da zona rotura da Viga 3	88
Figura 4.40: Pormenor da zona de rotura da Viga 3 (2), junto ao apoio.	88
Figura 4.41: Estribo em "T"	90
Figura 4.42: Disposição dos estribos ao longo da armadura, espaçamento em milímetros (mm)	90
Figura 4.43: Secção 1, disposição da armadura na secção da Viga 4, dimensões em centímetros (cm)	93
Figura 4.44: Rotura da Viga 4	95
Figura 4.45: Pormenor da zona rotura da Viga 4	96
Figura 4.46: Pormenor da zona de rotura da Viga 3 (2), na zona do apoio	96
Figura 4.47: Segundo molde perfil "I"	98
Figura 4.48: a) Secção transversal do barrote; b) Vista em planta do barrote	98
Figura 4.49: Espaçamento entre armaduras longitudinais nas Vigas 5 e 6	99
Figura 4.50: Disposição dos estribos ao longo da armadura, espaçamento em milímetros (mm)	100
Figura 4.51: Secção 2	103
Figura 4.52: Secção 2, disposição da armadura na secção da Viga 5 e Viga 6, dimensões em centímetros (cm)	103
Figura 4.53: Aspecto da Viga 5 após a rotura	106
Figura 4.54: Pormenor da zona de rotura da Viga 5	107
Figura 4.55: Poros na parte inferior do banzo superior (Viga 5 e Viga 6)	107
Figura 4.56: Aspecto da Viga 6 após a rotura	108
Figura 4.57: Pormenor da zona rotura da Viga 6	108
Figura 4.58: Armadura da Viga 7	109
Figura 4.59: Estribo em "T", terço da extremidade	110

Figura 4.60: Estribo em “T”, terço central.....	111
Figura 4.61: Disposição dos estribos ao longo da armadura, espaçamento em milímetros (mm)	111
Figura 4.62: Secção 2, recobrimentos e disposição da armadura na secção da Viga 7, dimensões em centímetros (cm), estribos de 6mm no banzo superior	114
Figura 4.63: Secção 2, recobrimentos e disposição da armadura na secção da Viga 7, dimensões em centímetros (cm), estribos de 4mm no banzo superior	114
Figura 4.64: Aspecto da Viga 7 após a rotura	116
Figura 4.65: Aspecto da Viga 7 após a rotura (vista oposta à da figura 4.64)	116
Figura 4.66: Pormenor da zona rotura da Viga 7	117
Figura 4.67: Fendilhação no banzo inferior.....	117
Figura 4.68: Secção do Prisma (dimensões em cm)	118
Figura 4.69: Armadura do Prisma	119
Figura 4.70: Posicionamento das armaduras Secção em cm.....	119
Figura 4.71: Espaçamento entre armaduras longitudinais Prisma dimensões em cm.....	120
Figura 4.72: Armaduras longitudinais e transversais do Prisma	120
Figura 4.73: Colocação da armadura no molde	123
Figura 4.74: Betonagem do prisma	123
Figura 4.75: Máquinas de ensaio à compressão: a) molde nos pratos da prensa com os extensómetros colocados; b) módulo de comando da prensa FORM+TEST SEIDNER.....	124
Figura 4.76: Lados do Prisma	127
Figura 4.77: Pormenor da zona rotura prisma, respectivamente nos lados A, B, c e d	128
Figura 5.1: Distribuição de tensões para o dimensionamento de uma secção em flexão.....	134
Figura 5.2: Divisão da secção em Filetes	134

Índice de Gráficos

Gráfico 2.1: Relação entre água e ligantes em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO)	15
Gráfico 2.2: Consumo de ligante em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO)	16
Gráfico 2.3: Consumo de água em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO)	17
Gráfico 2.4: Consumo de agregado total em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO).....	18
Gráfico 2.5: Relação entre agregados grossos e finos em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO).....	19
Gráfico 2.6: Relação entre agregados grossos e finos em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO).....	20
Gráfico 2.7: Consumo de superplastificante em função do consumo total de ligante (THOMAZ & CARNEIRO)	21
Gráfico 2.8: Consumo de superplastificantes em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO)	22
Gráfico 2.9: Consumo de superplastificante em função do da relação entre água e ligantes (THOMAZ & CARNEIRO)	23
Gráfico 3.1: Relação dos valores óptimos de resistências obtidos para diferentes densidades relativas (RICHARD & CHEYREZY, 1995).....	35
Gráfico 3.2: Evolução da resistência à compressão do BPR versus a temperatura e duração do tratamento térmico (ADELINE & BEHLOUL, 1996).....	37
Gráfico 4.1: Curva granulométrica da areia seleccionada	49
Gráfico 4.2: Gráfico de Tensão vs Extensão.....	127

Gráfico 5.1: diagrama tensão-extensão (CEN, 2004) 133

Simbologia

Siglas

<i>ACI</i>	American Concrete Institute
<i>ASTM</i>	American Society for Testing and Materials
<i>BAR</i>	Betão de Alta Resistência
<i>BED</i>	Betão de Elevado Desempenho
<i>BPR</i>	Betão de Pós Reactivos
<i>EC 2</i>	Eurocódigo 2
<i>EC 3</i>	Eurocódigo 3
<i>HSC</i>	Abreviatura anglo-saxónica para “Betão de Alta Resistência” (High Strength Concrete)
<i>REBAP</i>	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
<i>LNEC</i>	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
<i>RPC</i>	Abreviatura anglo-saxónica para “Betão de Pós Reactivos” (Reactive Powder Concrete)

Letras Gregas

ϕ	diâmetro
ϵ_{c2}	extensão no betão para tensão máxima no diagrama de dimensionamento do EC2
ϵ_{cu2}	extensão última nominal do betão no diagrama de dimensionamento do EC2
σ_c	tensão em compressão uniaxial do betão
Σ	somatório

Letras Latinas Maiúsculas

E_{cm}	módulo de elasticidade do betão
E_s	módulo de elasticidade do aço

E_{cm}	módulo de elasticidade do betão
F_c	resultante das forças de compressão no betão
F_s	força nas armaduras ordinárias
P	força

Letras Latinas Minúsculas

a	volume de água de amassadura
c	volume absoluto de cimento
l	volume absoluto de ligante

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento Geral

A indústria da construção em Portugal à semelhança do que acontece nos outros países, assume um papel de elevada importância no conjunto da economia nacional, e a base para o motor da construção ao longo destes anos, tem sido os avanços tecnológicos que conseqüentemente vão aparecendo consoante as necessidades deste sector.

Uma das evoluções que se tem vindo a constatar, diz respeito ao betão. Devido a situações de degradação prematura do betão armado que levam a custos de manutenção e reparação, das quais, por vezes resultam a queda drástica do período de vida do edificado, sentiu-se que de certa forma que os betões convencionais, mesmo em determinadas obras correntes, tem-se revelado economicamente inadequado, havendo a necessidade que a indústria da construção evolua de forma a fazer face a este tipo de problemas, procurando soluções que se revelem mais eficazes com a aplicação de betões de melhor qualidade com elevado desempenho. A este tipo de betões atribuiu-se a designação de Betão de Alta Resistência (BAR), também conhecidos por Betão de Elevada Resistência (BER) e em inglês conhecidos como high-strength concrete.

A utilização de betões deste tipo, com propriedades mecânicas melhoradas, resulta num conjunto de vantagens técnico-económicas, uma vez que permitem a execução de peças de secção mais reduzida para os mesmos vãos e níveis de carregamento, proporcionam a obtenção de resistências elevadas em idades mais jovens levando a uma melhor rapidez na execução das obras. Por outro lado aliada a estas vantagens existe a redução dos custos de mão-de-obra e sendo betões fluidos auto-compactáveis, reduzem a necessidade de vibração do betão ao mesmo tempo que diminuem substancialmente o número de vazios presentes nas construções, contribuindo desta forma para a saúde do edificado ao longo do seu período de vida.

Na nossa actualidade, as questões ambientais relacionadas com o sector da construção, têm vindo a ser constantemente discutidas. A indústria da construção, é uma das fortes responsáveis pelo aumento do CO₂ presentes na atmosfera, a produção de cada tonelada de cimento Portland, um dos principais constituintes do betão, dá origem a uma libertação de cerca de uma tonelada de CO₂, desta forma a indústria do cimento

contribui com cerca de 7% do total de emissões para a atmosfera. Também neste aspecto os betões de elevada resistência contribuem para um melhor ambiente, na medida em que na sua constituição a razão A/C é relativamente baixa devido à acção de superplastificantes de 3ª geração, sendo portanto necessário menos cimento no fabrico destes betões. Noutro aspecto já referido anteriormente, a redução das secções das peças com a utilização deste tipo de betões, para além de permitir uma poupança nos custos de aquisição do material, contribui para uma menor fabricação de betão, levando de certa forma à redução do impacto ambiental que envolve a indústria da construção.

1.2 Objectivos

O objectivo principal desta dissertação foi desenvolver um betão de alta resistência (BAR) tecnicamente viável com características aproximadas às de um BPR, determinando as principais propriedades mecânicas desse betão.

Aplicar esse betão na concepção de vigas de perfil em “I” de esbelteza elevada, com 1,10m de comprimento, 10cm de altura, 10cm de largura, 2cm de alma e 2cm ou 2,4cm de banzo, munidas de uma armadura e ensaiadas de forma sequencial, com vista a aplicar-se melhorias betão, na armadura nas dimensões da viga, até que os resultados dos ensaios se aproximassem da solução óptima pretendida.

Esta dissertação pretendeu ainda nestas circunstâncias, identificar os principais problemas neste tipo de vigas, estabelecer uma relação entre dimensionamento de peças normais de betão armado com este tipo de peças esbeltas, analisando a possibilidade da necessidade de execução de cálculos especiais no dimensionamento deste tipo de vigas.

1.3 Estrutura da Dissertação

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos principais, os quais são divididos em subcapítulos, os seus conteúdos são apresentados nos parágrafos seguintes.

O Capítulo 1, incorpora a introdução à dissertação e os seus objectivos.

O Capítulo 2, é feita uma revisão bibliográfica sobre os conceitos teóricos, inerentes a todos os conteúdos abordados, na parte prática, sendo que vão incidir sobre a concepção, características e importância dos betões de alta resistência.

O Capítulo 3, compreende uma revisão bibliográfica sobre os conceitos teóricos dos betões de pós reactivos, explicitando os princípios acerca destes betões como evolução tecnológica dos betões de alta resistência.

O Capítulo 4, pretende a caracterização dos materiais empregues no caso de estudo, metodologias e resultados de ensaios sobre o comportamento de rotura à flexão de vigas de perfil “I” e de um prisma com paredes esbeltas de secção central oca, ensaiado à compressão, ambas as peças em BAR, levantando-se as principais questões para análise dos resultados.

O Capítulo 5, contempla a análise e discussão dos resultados dos ensaios realizados, estabelecendo-se ainda uma comparação em termos de cálculos de dimensionamento deste tipo de peças com as peças normais sobre a eventual necessidade de cálculos de dimensionamento especiais para estas peças esbeltas.

O Capítulo 6, destina-se às conclusões retiradas deste trabalho e ainda às perspectivas de desenvolvimento de trabalhos futuros neste campo de estudo.

Capítulo 2

Betão de Alta Resistência

2.1 Origem e Definição de Betão de Alta Resistência (BAR)

A evolução tecnológica do betão tem sido frequente e constante. A primeira referência ao uso de betões de alta resistência (BAR), surge no ano de 1929, desenvolvido na Noruega. Esses betões apresentavam uma resistência de 28MPa. Com o passar do tempo os BAR nos anos 40, atingiam valores acima dos 30MPa. Outras referências apontam que o BAR foi desenvolvido na Noruega na década de 50 (TÉCHNE, 2002) e que a partir dos anos 50, o nível de resistência dos betões produzidos subiram para 50MPa. FREEDMNA (apud AITCIN, 2000) diz que no início de 1960, este tipo de betão começou a ser usado em quantidades significativas em estruturas importantes nos EUA. Afirma que uma barreira técnica foi encontrada em torno dos 60MPa, e que só poderia ser superada com a disponibilidade de novos materiais.

Dum modo geral define-se BAR, os betões que apresentam médias de resistência à compressão uniaxial acima das usuais num dado local ou época, mas a sua definição em termos numéricos não é possível uma vez que depende de muitas coisas como a qualidade dos materiais disponíveis na zona da betonagem e das práticas de construção, Caldarone (2009), não acredita que o conceito de BAR deva ser definido em termos de valores numéricos, e deixa um intervalo nos quais betões com capacidades resistentes à compressão dentro desse intervalo, podem ser denominados de betões de alta resistência.

A definição de BAR não é de forma estática (Caldarone, 2009). Esta definição tem mudado ao longo dos anos e numa versão de 1984 no Comité ACI Relatório 363R-92, 41MPa foi seleccionado como limite inferior para os betões de alta resistência, e na revisão de 1992 sobre o “State-of-the-Art of High-Strength Concrete”, o Comité 363, diz que o BAR é definido pelo valor da sua resistência à compressão, tendo ele que apresentar valores da ordem dos ≥ 55 MPa, para além disso reconhecem que a definição de BAR varia consoante a base geográfica, o mesmo se verifica na definição de DAL MOLIN (et alli, 1997), que diz que, betões de alta resistência são aqueles que apresentam médias de resistência à compressão uniaxial acima das usuais em um dado local ou época.

Caldarone (2009), fornece uma gama de resistências à compressão e de idades de aceitação que seria considerado pela maioria das autoridades para ser o limiar “alta resistência”, então diz que, betões cujos

valores de resistência característica à compressão em provetes cilíndricos se encontram numa faixa entre os valores de 40 a 55MPa em idades de aceitação de 28 dias ou mais tarde, podem ser considerados de alta resistência, deste modo betões com valores de resistência à compressão superiores a 55MPa são designados igualmente de betões de alta resistência.

Em Portugal, segundo o regulamento REBAP 83, BAR é um betão cuja resistência à compressão em provetes cúbicos de 20cm de aresta seja superior a 55MPa. Na norma NP EN 206-1:2005 define-se BAR como um betão com classe de resistência à compressão superior a C50/60, nos casos de betão normal e betão pesado, e superior a LC50/55, no caso de betão leve.

Na actualidade, os betões de alta resistência tem vindo cada vez mais a serem denominados de Betões de Elevado Desempenho (BED), isto porque estes betões para além de apresentarem características melhoradas acerca da resistência à compressão, permitem também desempenhos elevados no que diz respeito às suas características de consistência, durabilidade e melhor comportamento perante ambientes agressivos.

Segundo AİTCIN, os BARs podem ser classificados em classes, conforme indica a tabela apresentada abaixo:

Autor	Classe	Resistência MPa	
Aİtcin	I	50 a 75	
	II	75 a 100	
	III	100 a 125	
	IV	125 a 150	
	V	>150	
		$f_{cm,cil}$	

Tabela 2.1: Classes de BAR definidas por Plinskin e Aİtcin

2.2 Características dos Betões de Alta Resistência

São betões cujo comportamento não pode ser estimado por simples extrapolação de formulas existentes nos dias de hoje nas normalizações nacionais e bibliografias técnicas desenvolvidas a partir de resultados experimentais de betões convencionais. São betões cuja microestrutura e propriedades apresentam um grau de diferença significativo dos betões convencionais em vários aspectos.

Na sua constituição pode apresentar cimentos, areia e agregados grossos comuns, desde que cuidadosamente seleccionados. São betões que apresentam uma relação de água/cimento (a/c) baixa, e requerem um controlo de qualidade cuidadoso durante o seu processo de produção. A baixa razão de a/c (0,25 a 0,35) destes betões e o grande consumo de cimento (400 a 600kg/m³ de betão) são factores que contribuem para a ocorrência de problemas de trabalhabilidade, problemas que só se superam com o uso de superplastificantes que reduzem consideravelmente a dosagem de água na composição do betão, permitindo a concepção de um betão mais fluido nestas circunstâncias. Desta forma conseguem-se conceber betões com níveis de porosidade e permeabilidade muito baixas, e consequentemente betões de capacidades resistentes superiores, melhores desempenhos, durabilidades (HELENE, 1997b e MEHTA, 1999) e idades de cura muito mais jovens quando comparados com os betões convencionais.

2.3 Processo de Fabrico dos Betões de Alta Resistência

O fabrico destes betões só é conseguido através de um controlo de qualidade apurado e com um maior cuidado, tanto na selecção como nas dosagens dos materiais, tais como, plastificantes, adições minerais, tipo e tamanho dos agregados. Estas dosagens são determinadas em laboratório através de tentativas experimentais, estabelecendo combinações e escolhas entre os diversos constituintes do betão. Qualquer método de dosagem, para além de permitir a obtenção de uma resistência elevada para o produto final, contribui no sentido económico na medida em que ajuda numa combinação adequada entre o custo dos materiais que vão constituir o betão e as propriedades desejadas desse betão, conduzindo ao fabrico de um produto compatível com o projecto a desenvolver dentro do menor custo possível.

Pierre-Claude Aïtcin (AÏTCIN P. C., 2000), descreve no seu livro a importância da avaliação de técnicas para as dosagens específicas para betões de alta resistência, uma vez que neste tipo de betões a sua trabalhabilidade é dominada muito pelo uso de plastificantes e superplastificantes, do que pelo consumo de água.

Geralmente para se atingirem betões de elevada resistência aplica-se uma substituição ou adição do cimento por compostos minerais formados por partículas finas com propriedades cimentícias ou pozolânicas.

Vários especialistas recomendam que os BAR sejam produzidos em centrais de betão, pois como referido anteriormente, é necessário um controlo rigoroso da massa dos materiais. Caso essa central estiver fora do estaleiro de obra, a mistura pode ser feita com todos os componentes excepto o superplastificante que como pode ter efeito limitado, este deve ser adicionado há última da hora. Desta forma é necessário ter-se uma especial atenção ao tempo de transporte, desde a central até ao local de aplicação do betão, (MARSICO, 2007). De um modo geral, todos os procedimentos que envolvam o factor tempo na aplicação do betão em

obra devem ser cuidados e devidamente calculados, uma vez que qualquer contratempo pode afectar a qualidade do BAR, tornando o betão impróprio para a obra e consequentemente conduzindo a um desperdício, agravando os custos iniciais do projecto.

2.4 Materiais Utilizados na Constituição dos Betões de Alta Resistência

Os materiais utilizados na produção de BAR são em teoria os mesmos materiais utilizados na fabricação de betão convencional, diferenciando-se apenas nas quantidades adicionadas de finos, como adições minerais, filers e aditivos.

A selecção de materiais para produção de betões de alta resistência não é simples, pois existem diferentes tipos de cimentos e agregados com grandes variações nas suas composições e propriedades e ainda não foi estabelecida (MEHTA & AITCIN, 1990b.)

A dificuldade da escolha dos diversos materiais para a constituição de um BAR é agravada pela utilização simultânea de aditivos químicos e adições minerais, uma vez que não existem regras simples que facilmente permitam estabelecer a escolha mais acertada entre os materiais.

2.4.1 Cimento

Qualquer tipo de cimento Portland que cumpra os requisitos da NP EN 197-1, pode ser usado para o fabrico de um BAR, no entanto a escolha do cimento revela-se ser de extrema importância, de forma a adaptar esta escolha em função do que se pretende na execução um determinado tipo de trabalho.

A fim de se obter misturas de maior resistência, mas que mantenha a boa qualidade de trabalhabilidade, é necessário estudar-se atentamente a composição do cimento, o seu grau de finura e a compatibilidade com os aditivos químicos.

Gonzalez-Isabel (2001) diz que a composição mineralógica ou a finura das suas partículas do cimento, podem ser muito mais importantes que a resistência do cimento, daí a necessidade de conhecer estas características antes da adopção de um cimento para o fabrico de um BAR.

Estudos como o realizado por Iravani (1996) acerca da caracterização das propriedades dos BAR, demonstram que aos 147 dias de idade em betões de igual composição, que os cimentos de rápido endurecimento (tipo R) contribuíam para a obtenção de uma resistência à compressão superior à obtida com cimentos de endurecimento normal (tipo N).

Neville (1997) entende que os cimentos mais finos contribuem de uma forma mais favorável para o ganho de resistência de um betão, devido a uma maior velocidade de hidratação do cimento.

2.4.2 Agregados

Nos betões de alta resistência, o agregado tem um papel importante na resistência do betão, nomeadamente a configuração geométrica e estado da superfície, a granulometria, as propriedades mecânicas e a estabilidade química (FERNANDES, 2005). Ocupam o maior volume na constituição do betão, a sua selecção é muito importante em betões estruturais, independente da força. As características dos agregados podem limitar muito as resistências dos betões (DAVID).

Qualquer que seja a natureza dos agregados, estes devem estar limpos de pó e de qualquer outro elemento contaminante, por isso devem ser lavados previamente antes da sua utilização. Em Portugal, os critérios de conformidade dos agregados para aplicação na composição de betões encontram-se regulamentados pela norma NP EN 12620: 2004 e pela especificação LNEC E467.

A escolha dos agregados deve ser feita tendo em conta todas as propriedades que se pretendem atingir na concepção do betão e não apenas encarar uma selecção em termos de forças. Esta escolha também tem que ter em consideração a absorção de água, uma vez que na formulação de betões de alta resistência assim o exige. Recomenda-se que o coeficiente de absorção de água por parte dos agregados seja no máximo 1% (DAVID). Caldarone (2009) diz que o objectivo do processo de selecção dos agregados não é encontrar um agregado perfeito, mas sim identificar um agregado capaz de satisfazer todas as propriedades necessárias do betão a um custo razoável e eficaz.

Tanto a forma, litologia e granulometria dos agregados são factores que influenciam a resistência final do betão (AÏTCIN, 2000; AÏTCIN & NEVILLE, 1993).

2.4.2.1 Agregados grossos

A mineralogia do agregado deve permitir uma boa aderência, dado que a ligação mecânica é um factor limitante para resistências à compressão elevadas, as rochas sílicas têm uma forte potencialidade neste aspecto (GIACCIO & ZERBINO, 1998).

Estudos realizados por vários investigadores, forneceram informações de que quando são utilizados uns determinados tipos de agregados originam-se roturas no betão resultantes da aderência com a matriz. Nestes casos alcançam-se níveis de resistência que não se podem superar com a alteração de outros parâmetros, como a quantidade de cimento (DAVID). DAVID salienta que o conhecimento e a escolha dos agregados são importantes, principalmente a nível mineralógico, de forma a permitir uma boa aderência química com a pasta.

A utilização de agregados grossos faz com que seja mais difícil conseguir BARs, contudo não é impossível. Existem estudos que demonstram que se podem usar agregados maiores de 25mm para a execução de betões de alta resistência, mas a utilização de agregados mais grossos diminuem a aderência com a pasta de cimento levando a obtenção de betões de resistências mais baixas (MARTÍNEZ, 2006). A utilização de agregados grossos de menores dimensões conduz a um aumento de resistência que pode ser justificado pela redução da concentração de tensões nas interfaces, causada por diferenças do módulo de elasticidade da pasta e do agregado: A utilização de agregados de menor diâmetro concedem uma maior área superficial de contacto pasta/agregado traduzindo-se numa maior aderência do agregado à pasta, por outro lado, os processos de diminuição da dimensão dos agregados tendem a eliminar defeitos internos como microfissuras, grandes poros e inclusões de minerais macios o que se traduz na concepção de um betão com menos imperfeições e portanto mais resistente (NETO & DJANIKIAN, 1995). PAULON (1991) refere que, quanto menor a dimensão do agregado, menor será a superfície capaz de reter água durante a exsudação do betão fresco, diminuindo a espessura da zona de transição e, conseqüentemente, aumentando a resistência do betão.

Vários autores aconselham então na ausência de testes de optimização o uso de agregados de dimensões dentro do intervalo de 10 a 12mm (AİTCIN P. C., 1998), o mesmo diz GJORV (1992), e MARTÍNEZ (2006) aponta como recomendação o uso de agregados de diâmetros compreendidos entre 10 e 12,5mm.

O ACI 363R-92 (2001) diz que o diâmetro máximo característico para os agregados grossos deve ser fixado entre 9,5 e 12,7mm, valores revelados em estudos que pretenderam a maximização da resistência à compressão de um betão com alto consumo de cimento e baixa relação de água/ligante.

Em relação à forma dos agregados grossos, estes devem ter uma forma aproximadamente esférica ou cúbica, os melhores com estas formas são os agregados britados por apresentarem superfícies rugosas

permitindo uma melhor aderência entre a pasta e o agregado sem causarem punçoamento como o caso dos agregados de formas lamelares.

Duma forma geral os agregados grossos devem de apresentar as seguintes características gerais:

- Ser limpos (ausência de matérias orgânicas, gorduras, sal, etc.);
- Ter forma aproximadamente esférica ou cúbica;
- Ter o mínimo de partículas lamelares;
- Ter percentagens pequenas de partículas lisas ou muito angulares;
- Ser produzidos por britagem;
- Ter suficiente resistência mecânica;
- Não reagir quimicamente com a pasta (excepção feita aos inertes activos ainda pouco estudados).

2.4.2.2 Agregados finos

A óptima granulometria dos agregados finos para BAR é controlada sobretudo pela necessidade de água destes mesmos agregados.

Em relação ao impacto deste tipo de agregados sobre a trabalhabilidade, a classificação dos agregados finos é menos crítico em misturas de BAR quando comparado com betões de forças convencionais (CALDARONE, 2009).

Os agregados finos com partículas de forma arredondada e textura lisa são preferíveis quando se procura conceber um BAR, uma vez que este tipo de agregados requer menos água de mistura. Devem ter partículas com dimensão inferior a 0,5mm, com módulos de finura próximo de 3 e equivalentes de areia superiores a 80%, preferencialmente areias de rio livres de impurezas (ACI 363, 1991). Já a ASTM C 33 16 estabelece como requisito que o módulo de finura da areia deve estar entre 2,3 e 3,1 (CALDARONE, 2009).

Duma forma geral os agregados finos devem de apresentar as seguintes características gerais:

- Ser limpos (ausência de matérias orgânicas, gorduras, sal, etc.);
- Ser rolados;
- Ser lisos;
- Ter origem em rios, se possível longe da foz ou então bem lavados;
- Não reagir quimicamente com a pasta (excepção feita aos inertes activos ainda pouco estudados).

2.4.3 Adições

São materiais importantes com características pozolânicas, tais como as sílicas de fumo ou microssílicas, cinzas volantes, escórias de alto forno, que contribuem para as propriedades dos betões quando usados conjuntamente com o cimento Portland. As adições mais recomendadas são as adições tipo II de acordo com a NP EN 206-1:2005. Da utilização de adições tipo II resultam, em geral, efeitos pozolânicos (reações químicas com o cimento) e efeito filer (influência física na mistura). O efeito filer traduz-se num preenchimento dos espaços entre partículas de cimento pelas partículas das adições, estas partículas são de menores dimensões que as partículas do cimento, formando uma pasta menos porosa com menor necessidade de água de amassadura.

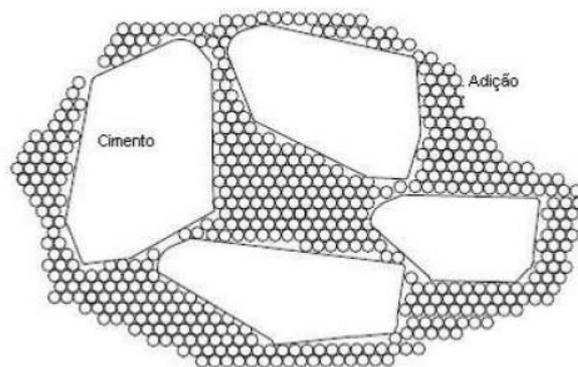


Figura 2.1: Representação esquemática do efeito filer

Uma das adições mais utilizadas no fabrico deste tipo de betões é a microssílica. Sendo uma adição mineral de alta reactividade, melhora as propriedades do betão no estado fresco e no estado endurecido. As suas partículas são de forma esferoidal de dimensões micrométricas, capazes de preencher os vazios do betão, garantindo uma melhor estanqueidade do betão e uma excelente capacidade resistente. Outras vantagens da aplicação da microssílica no fabrico de betões de alta resistência é o facto de elas proporcionarem uma redução da exsudação e segregação do betão, contribui também para uma maior protecção contra a corrosão de armadura, maior durabilidade e melhor acabamento das peças.

Outras adições com características pozolânicas como as cinzas volantes e escórias de alto forno, permitem sobretudo a obtenção de um betão de melhorado, no que diz respeito às suas características de durabilidade e reologia em estado fresco do que no aumento da sua resistência à compressão (FERNANDES, 2005).

O aumento da quantidade de cimento na constituição de um BAR equivale a um aumento de custos de fabricação desse betão, para além de aumentar o calor de hidratação e da intensidade da retracção. As

adições têm um papel importantíssimo nestes aspectos, uma vez que quando adicionadas em conjunto com o cimento Portland permitem uma reacção com o hidróxido de cálcio, formando produtos semelhantes em composição e propriedades quando comparados com os produtos oriundos da hidratação do cimento beneficiando da necessidade de menor temperatura devido ao calor de hidratação mais baixo. Desta forma as adições para além de contribuírem para uma menor quantidade de cimento utilizada, contribuem também para o incremento da resistência do betão dado que a sua utilização permite a redução dos grandes poros presentes nesse betão.

Duma forma geral as adições proporcionam:

- Redução da quantidade de água de amassadura necessária;
- Aumento da durabilidade;
- Menor calor de hidratação;
- Maiores resistências em idades avançadas;
- Economia do betão produzido.

2.4.4 Água

A introdução de água é um requisito fundamental na constituição do betão, sendo responsável pela hidratação do cimento. A sua quantidade influencia directamente todas as características do betão. Deve ter, sempre que possível, uma origem potável, contudo existem águas não potáveis que podem ser aplicadas na produção de betões, desde que satisfaçam a norma NP EN 1008.

De acordo com o ACI 363 (1991), os requisitos de qualidade da água para betões de alta resistência são os mesmos que para betões convencionais.

2.4.5 Adjuvantes

Segundo a especificação E374 -1993 (LNEC, 1993), os adjuvantes são materiais que se aplicam no betão em dosagens inferiores a 5% da massa total de cimento, e que permitem alterar as características finais do betão.

Existem diversos tipos de adjuvantes, introdutores de ar, retardadores ou aceleradores de presa, controladores de viscosidade entre outros, mas o que mais se destacam na elaboração de betões de alta resistência são os superplastificantes.

O recurso a superplastificantes tornou-se importantíssimo relativamente à confecção de betões de alta resistência; a sua utilização permite misturas com um grau de trabalhabilidade elevado com relações a/c muito baixas.

O principal objectivo do uso de superplastificantes é impedir a formação de flóculos de cimento. É necessário estudar a compatibilidade entre o cimento e o adjuvante, para que não se originem efeitos não desejados, que conduzem a segregação, incorporação de ar e atrasos na presa, o que condiciona a resistência do betão. Devem ser usados de forma racional, não só do ponto de vista da obtenção de um betão de qualidade mas também do ponto de vista económico, uma vez que os superplastificantes são produtos dispendiosos.

Os superplastificantes produzem uma dispersão das partículas do cimento melhorando a hidratação contribuindo para o acréscimo de resistência. Permitem reduzir até 40% a água a utilizar na amassadura, originando betões de baixas porosidades, reduzidas permeabilidades e grandes durabilidades (DAVID). Reduzem a fluência e retracção, diminuem a exsudação do betão, podendo causar um aumento da retracção da secagem. Possibilitam a obtenção de betões auto-compactáveis com relações A/L inferiores a 0,3 e com resistências superiores a 50MPa e ainda proporcionam a redução das tensões superficiais da água, diminuindo a coesão entre as suas moléculas, possibilitando assim que a água se espalhe numa forma mais fácil.

Duma forma geral os superplastificantes permitem:

- Reduzir a relação A/L, mantendo a trabalhabilidade;
 - Aumenta a resistência mecânica;
 - Reduz a porosidade e a permeabilidade do betão (consequentemente melhora na resistência aos cloretos e sulfatos);
 - Diminuição da fluência e da retracção;
 - Maior massa volúmica;
 - Menor exsudação (pode aumentar a retracção);
- Menor necessidade de vibração mecânica;
- Maior resistência a ciclos gelo/degelo
- Menor segregação
- Maior retracção por secagem

2.5 Correlações entre os Diferentes Parâmetros que Definem uma Composição de um Betão

Através de um trabalho elaborado por THOMAZ & CARNEIRO, um estudo que envolve cerca de 200 composições de betões com valores de resistência média à compressão entre 40MPa e 120MPa, percebe-se de forma concisa a relação entre os diversos parâmetros que definem a composição de um BAR, tais como a relação entre a água e ligante, consumos de ligante, de agregados, de adições, adjuvantes e água.

As correlações deste estudo permitem estimar a quantidade média de cada material que compõe o betão.

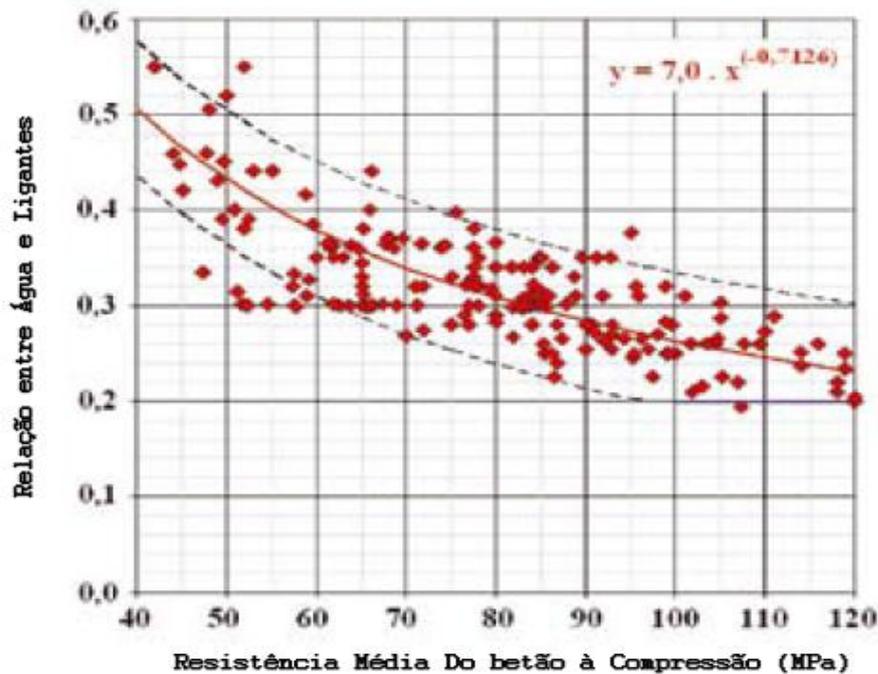


Gráfico 2.1: Relação entre água e ligantes em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO)

No gráfico 2.1, verifica-se que para existir um aumento de resistência à compressão nos betões é necessário uma baixa relação a/l , e que quanto mais baixa é esta relação maior será o valor de resistência à compressão do betão. Verifica-se ainda que os betões cujas resistências à compressão se encontram entre 50 e 120MPa a relação de a/l se encontra respectivamente entre 0,40 e 0,20.

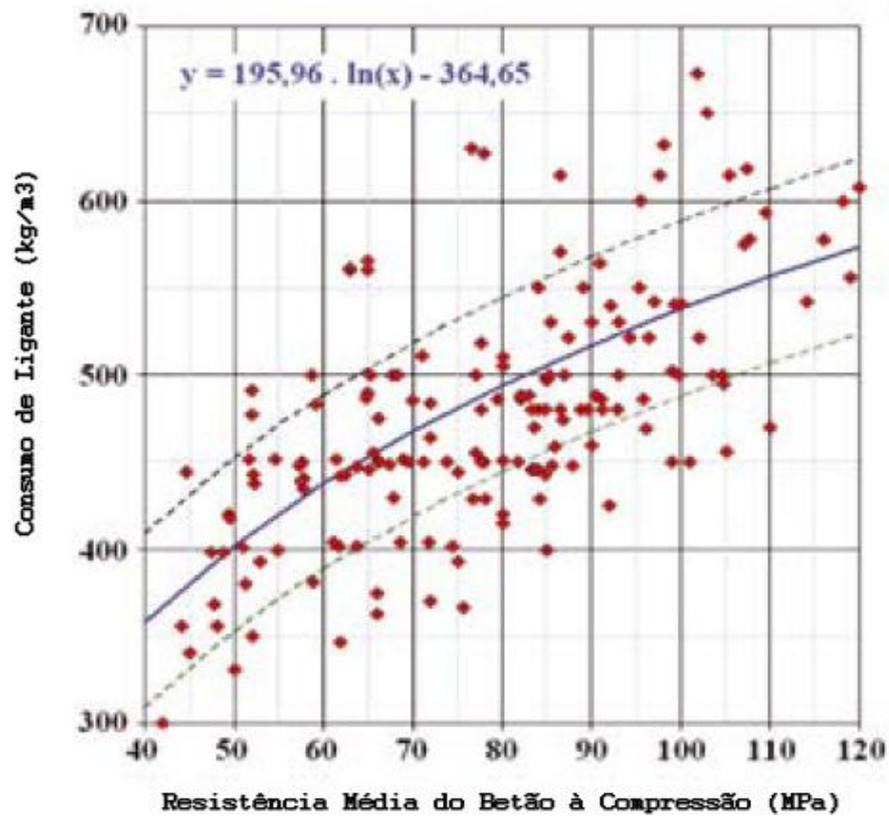


Gráfico 2.2: Consumo de ligante em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO)

No gráfico 2.2, pode observar-se quanto maior o a resistência à compressão do betão, maior é o consumo de ligante. Para betões cuja resistência à compressão é superior a 50MPa o consumo de médio mínimo de ligante é cerca de 400kg/m³ de betão (nesta figura, ligante corresponde à soma de cimento e adições minerais)

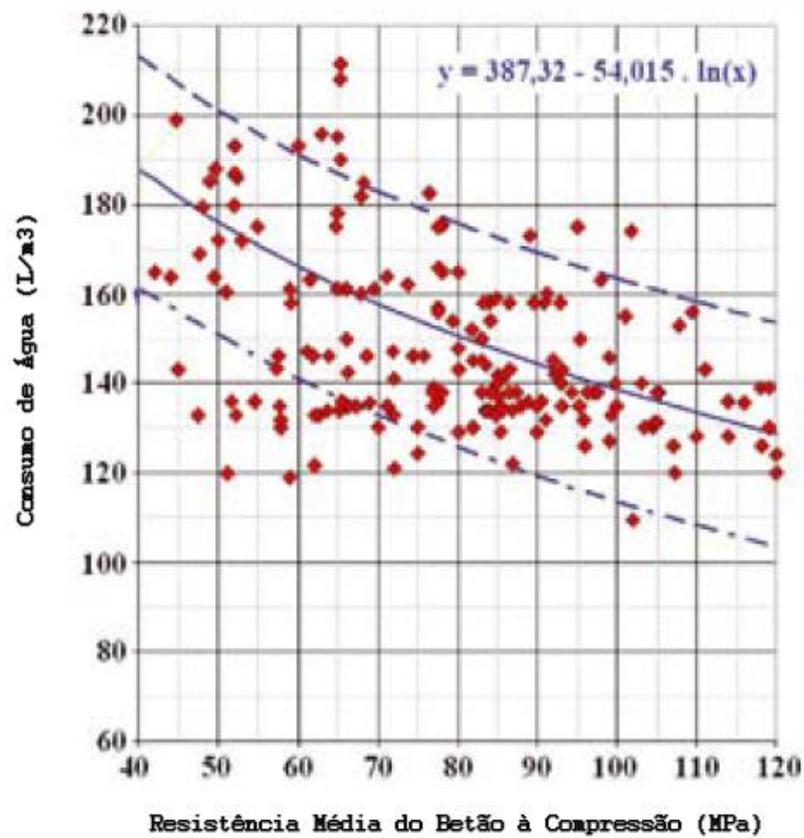


Gráfico 2.3: Consumo de água em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO)

No gráfico 2.3, constata-se que o consumo de água diminui com o aumento da resistência à compressão do betão. Este consumo teve em conta a água já existente nos agregados e a proveniente de adjuvantes, encontrando-se entre os 120l/m³ e os 180l/m³ para betões de com resistências à compressão entre 120MPa e 50MPa, respectivamente.

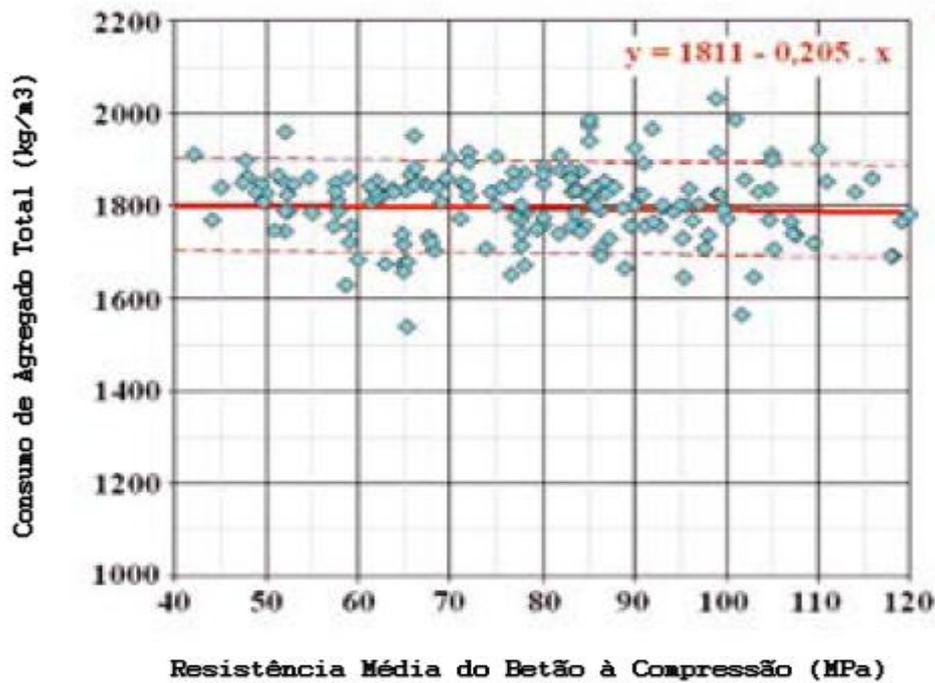


Gráfico 2.4: Consumo de agregado total em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO)

No gráfico 2.4, observa-se que para qualquer que seja o valor da resistência à compressão do betão, o valor médio de consumo de agregado total é praticamente igual a 1800kg/m³ de betão, com um ligeiro decréscimo nas resistências mais elevadas. (Nos agregados deste gráfico estão incluídos os agregados grossos e finos).

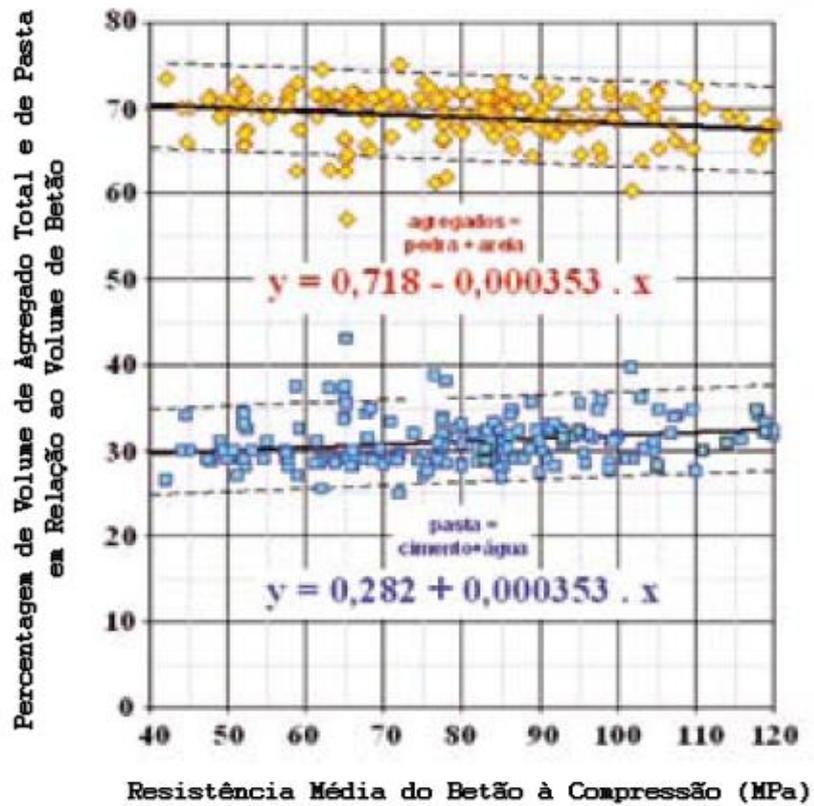


Gráfico 2.5: Percentagem de Volume de Agregados Total e de Pasta em Relação ao Volume de Betão em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO)

Na parte superior do gráfico 2.5, percebe-se que com o aumento da resistência de compressão do betão, há uma pequena queda no valor do volume de agregado total em relação ao volume de betão.

Na parte inferior do gráfico 2.5, constata-se que com o aumento da resistência de compressão do betão, há uma pequena subida no valor do volume de pasta em relação ao volume de betão. (Nesta pasta para além do cimento e da água foi tido em conta também as adições minerais).

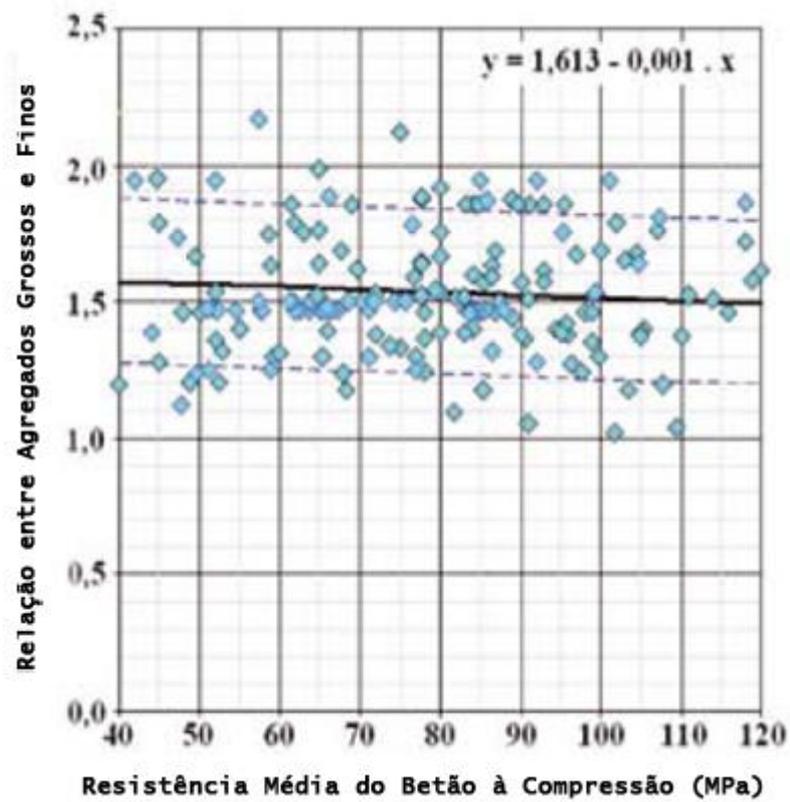


Gráfico 2.6: Relação entre agregados grossos e finos em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO)

No gráfico 2.6, entende-se que o valor médio para a relação entre agregados grossos e finos é de 1,5 e é praticamente constante face ao aumento de resistência à compressão do betão, então pode adoptar-se este valor para a composição de betões de alta resistência.

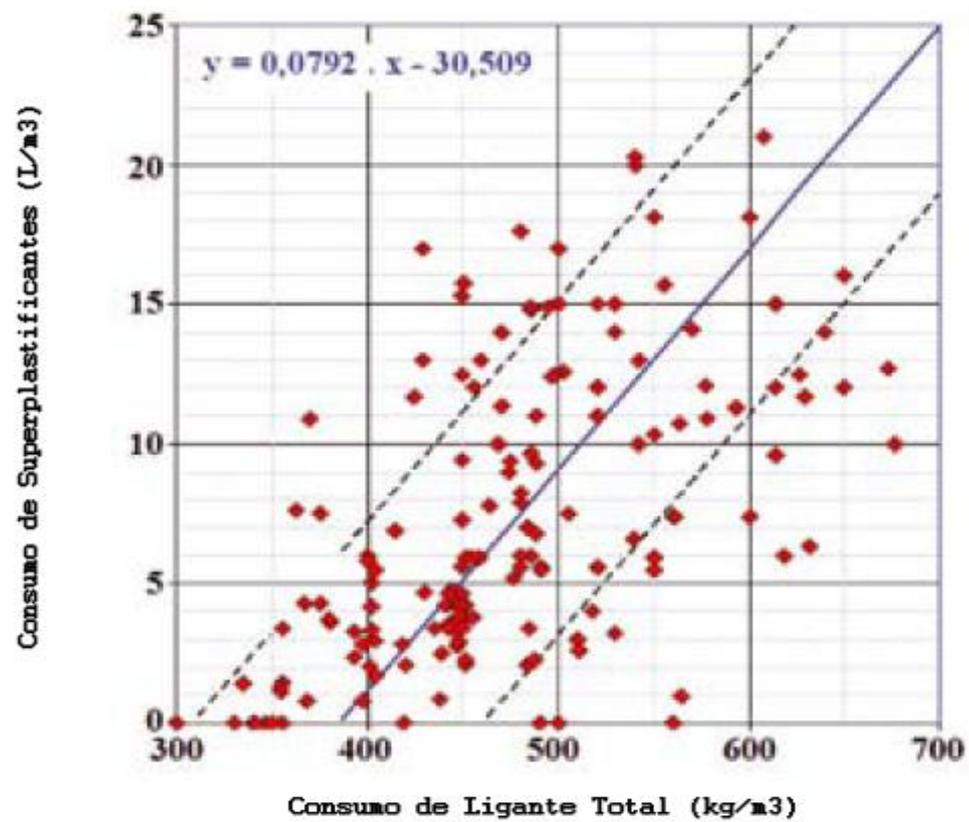


Gráfico 2.7: Consumo de superplastificante em função do consumo total de ligante (THOMAZ & CARNEIRO)

No gráfico 2.7, verifica-se que quanto maior o consumo de ligante total a utilizar na concepção de um BAR, maior a necessidade de consumo de superplastificantes.

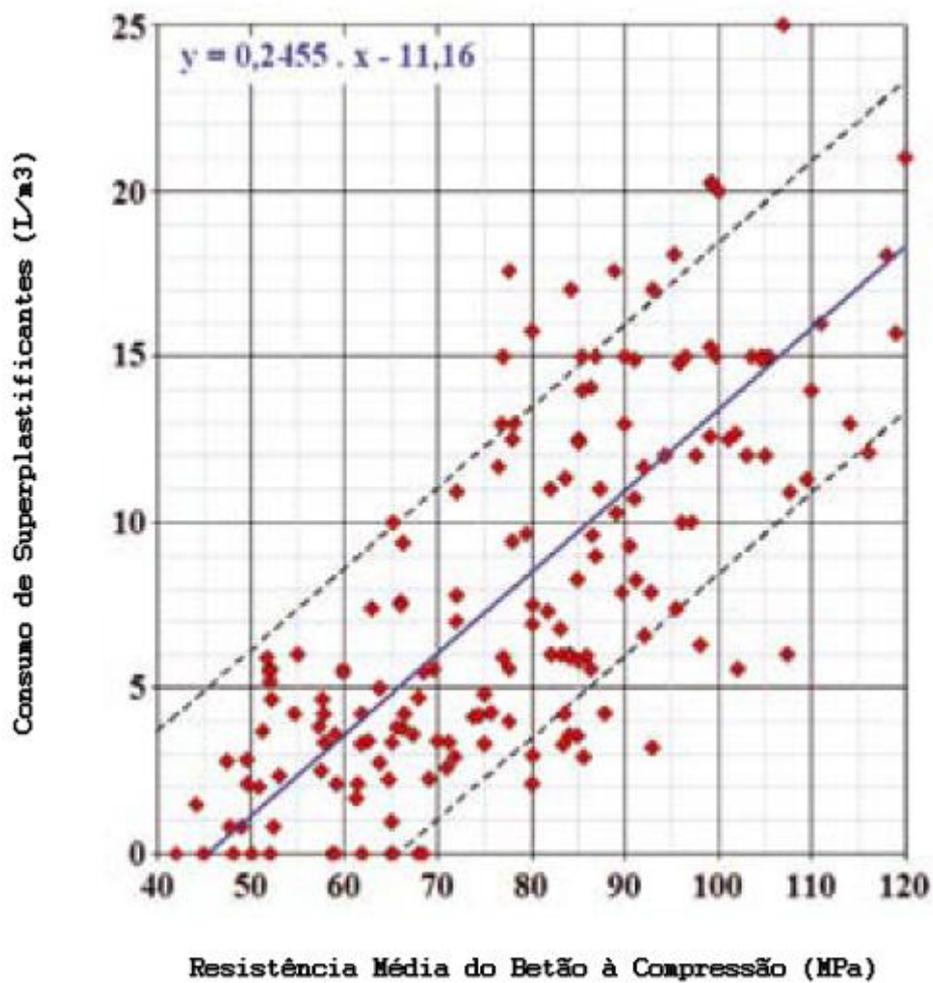


Gráfico 2.8: Consumo de superplastificantes em função da resistência média do betão à compressão (THOMAZ & CARNEIRO)

No gráfico 2.8, verifica-se que quanto maior for a resistência de compressão do betão maior a necessidade de consumo de superplastificantes.

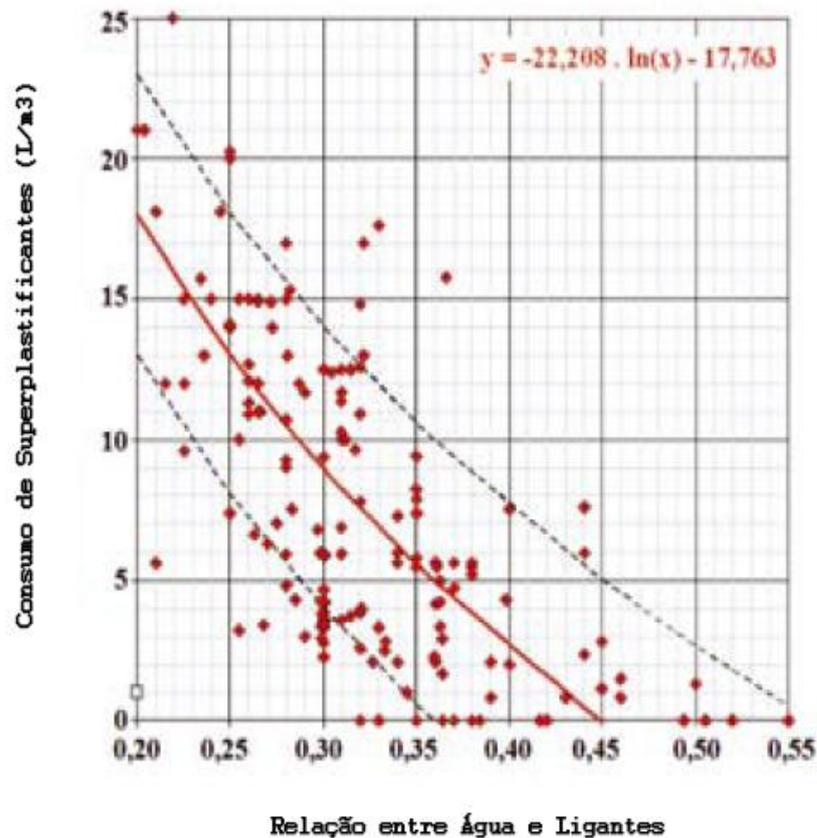


Gráfico 2.9: Consumo de superplastificante em função da relação entre água e ligantes (THOMAZ & CARNEIRO)

No gráfico 2.9 constata-se que quanto maior for a relação entre água e ligantes, menor o consumo de superplastificantes. Voltando a análise sobre concepção de betões de alta resistência (baixa relação água/ligante), é lógico pelo gráfico que, quanto menor for a relação água/ligante, maior a o consumo de superplastificantes.

2.6 Vantagens e Desvantagens da Aplicação de Betões de Alta Resistência

Os betões de alta resistência dispõem de maiores resistências à compressão. A junção das contribuições das várias propriedades dos materiais já referidos, permitem a execução de betões menos porosos e contribuindo para a longevidade das armaduras, impedindo ataques por elementos externos, contribuindo para uma maior durabilidade do betão e melhores desempenhos em ambientes agressivos. O mesmo se pode referir sobre a resistência ao desgaste das estruturas onde se utiliza este tipo de betões.

Outra vantagem importante do recurso a este tipo de betões é a poupança de material, principalmente quando falamos na execução de pilares. Betões mais fortes permitem suportar grandes cargas diminuindo a necessidade de betão e conseqüentemente aplicar reduções a nível de secções dos pilares e das vigas; neste ultimo caso, os betões de alta resistência facultam a construção de vigas mais esbeltas reduzindo o peso próprio das mesmas. No caso das vigas, pode obter-se também vantagens por redução do número de apoios, por possibilidade de execução de vigas com maior vão.

Como referido anteriormente, a concepção de betões de alta resistência requer a utilização de superplastificantes, adições com sílica activa, agregados de alta qualidade e um controlo apertado e rigoroso nas desde a escolha dos materiais até à sua aplicação. Todos estes factores contribuem para que o custo unitário deste material seja bastante superior quando comparado com os betões convencionais. No entanto, foram realizados estudos de viabilidade económica para estes betões com o intuito de se perceber se o retorno financeiro da aplicação dos BAR era positivo. Um destes estudos foi realizado no Brasil e foi citado por DAL MOLIN *et al.* (1997). O estudo contemplou a execução de um edifício convencional com betão corrente e BAR, o prédio tinha 15 andares com área de pavimento de 320m² onde foram utilizados betões de f_{ck} de 21 e 60MPa. Os resultados de consumos obtidos são apresentados na tabela seguinte:

	BETÃO (m ³)			ARMADURA (kg)			COFRAGEM (m ²)		
	f_{ck} 21	f_{ck} 60	%	f_{ck} 21	f_{ck} 60	%	f_{ck} 21	f_{ck} 60	%
PILARES	13,2	6,8	-49	2.981	1.192	-60	137	93	-32
VIGAS	14,9	12,1	-19	1.623	1.623	-	180	149	-17
LAJES	27	26,1	-3	994	994	-	281	281	-
TOTAL	55,1	45	-18	5.598	3.809	-32	598	523	-12

Tabela 2.2: Consumo de materiais para execução de um pavimento de betão com f_{ck} de 21 a 60MPa. (DAL MOLIN, VIEIRA, & WOLF, 1997)

A partir da tabela 2.3 e do preço dos materiais constituintes do betão e mão-de-obra (cotação de Setembro de 1991 - Porto Alegre/RS) foram calculados os valores da tabela 2.4.

		BETÃO		ARMADURA		COFRAGEM		TOTAL	
		f_{ck} 21	f_{ck} 60	f_{ck} 21	f_{ck} 60	f_{ck} 21	f_{ck} 60	f_{ck} 21	f_{ck} 60
	MAT.	468	464	1.591	636	3.871	2.628	5.931	3.728
PILARES	M.O.	507	261	1.163	465	774	525	2.443	1.251
	MAT.	528	826	867	866	5.086	4.210	6.481	5.903
VIGAS	M.O.	572	464	633	633	1.016	841	2.221	1.939
	MAT.	958	1.782	531	531	7.940	7.940	9.428	10.252
LAJES	M.O.	1.036	1.002	388	388	1.587	1.587	3.011	2.976
	MAT.	1.954	3.073	2.989	2.034	16.896	14.777	21.839	19.884
SUB TOTAL	M.O.	2.115	1.727	2.184	1.486	3.377	2.395	7.675	6.166
TOTAL		4.069	4.800	5.173	3.520	20.273	17.730	29.515	26.050

Tabela 2.3: Custo comparativo da estrutura do betão com f_{ck} de 21 e 60MPa (valores em dólares) (DAL MOLIN, VIEIRA, & WOLF, 1997)

Como o resultado o estudo indica que, foi possível economizar cerca de 12% no custo da estrutura com o uso de betões de alta resistência em todas as peças estruturais e economizar 11,5% com a aplicação do BAR apenas em pilares. Saliente-se, porém, que em Portugal a vantagem não seria assim óbvia, devido à acção dos sismos, que não permitem reduções tão drásticas das secções dos pilares.

Os betões de alta resistência apresentam inúmeras vantagens quando comparados com os betões convencionais. Existe uma forte tendência na procura da utilização de betões de alta resistência para a construção dos grandes edifícios de hoje em dia. Cada vez mais, betões deste tipo possibilitam a construção de estruturas mais esbeltas, económicas e duráveis.

Resumindo. Os betões de alta resistência apresentam como vantagens técnicas (MIGUEL, 2003):

- Altas resistências à compressão em baixas idades avançadas;
- Retracção de secagem menor que em betões convencionais;
- Reduzida de formação lenta (fluência) sob cargas de longa duração;
- Ausência de exsudação – desde que bem doseado e com o aditivo superplastificante compatível com o cimento;
- Ausência de segregação no lançamento e adensamento - desde que bem doseado;
- Excelente aderência ao substrato de concreto já endurecido.
- Elevada resistência eléctrica;
- Reduzida carbonatação;
- Baixo coeficiente de difusão de cloretos;
- Reduzida permeabilidade e gradientes de pressão de água e gases;
- Risco de corrosão de armadura reduzido;

- Alto módulo de elasticidade, ou seja, pequenas deformações.

Os betões de alta resistência apresentam como vantagens económicas (MIGUEL, 2003):

- Estruturas duráveis com baixo custo de manutenção;
- Elementos estruturais de menores dimensões;
- Economia na execução de fundações, em pilares em vigas e em armaduras;
- Redução do número e dimensões dos pilares;
- Maior resistência para a mesma dimensão de fundação, o que possibilita aumento do número de pavimentos;
- Prazos mais curtos para descofragem;
- Quando se compara o preço de uma peça pronta, o BAR pode ser mais económico em pilares. Em lajes e vigas a economia fica dentro de certos limites;
- Quando o peso próprio da peça é significativo frente à sobrecarga aplicada, pode ser económico o seu uso;
- A utilização de vigas e lajes deve passar por um estudo económico e técnico rigoroso, pois o aproveitamento total das características de resistência à compressão é limitado pela resistência à tracção, tipo de solicitação de grande importância nesse tipo de estrutura;

Os betões de alta resistência apresentam como vantagem ambiental :

- Peças mais esbeltas → menor consumo de cimento → menor produção de cimento → menor impacto ambiental.

Como desvantagens, os BAR apresentam:

- Maior dificuldade de aplicação devido à maior coesão decorrente do uso da sílica activa, e da perda de abatimento (LIBÓRIO, 2004);
- Exigência de um controlo mais rigoroso de qualidade (AİTCIN, 2000);
- Necessidades de procedimentos de cura, devido ao uso de sílica activa e do baixo consumo de água (AİTCIN, 2000);
- Requer a realização de planos exaustivos que asseguram a devida execução de todas as tarefas em obra.

2.7 Campo de Aplicação dos Betões de Alta Resistência

Fazendo face às necessidades que se encontram com o passar dos anos na execução de projectos inovadores e duradouros, os betões de alta resistência apresentam fortes vantagens em relação a outros materiais estruturais. Eles permitem principalmente a execução de pontes, viadutos de grandes vãos e edifícios de grande altura (AÏTCIN & NEVILLE, 1993.).

A primeira aplicação do BAR surgiu em 1965 na construção do edifício Lake Point Tower em Chicago, E.U.A., o edifício possui 70 andares com pilares fabricados com um BAR de 53MPa de resistência (SIMÕES, 1997). A partir dessa data a utilização de betões de alta resistência acentuou cada vez mais a sua importância no mundo, devido às suas propriedades, contribuindo para a construção das mais diversas obras um pouco por todo o mundo.

Nas tabelas 2.4 e 2.5, estão listados edifícios e pontes com as respectivas datas de concepção, as características principais de cada obra como o vão (pontes) e número de pisos (edifícios), e valores da resistência à compressão do betão utilizado na sua construção.

Edifícios	Local	Ano	nº de andares	f_{ek} (MPa)
Pacific Park Plaza	Ermeryville	1983	30	45
S. E. Financial Center	Miami	1982	53	48
Petrocanada Building	Calgary	1982	54	51
Lake Point Tower	Chicago	1965	70	52
City Center Project	Minneapolis	1981	52	56
Collins Place	Melbourne		44	56
Larimer Place Condominiums	Denver	1980	31	56
Park Avenue, 499	Nova York		29	60
Royal Bank Plaza	Toronto	1975	43	62
Richmond - Adelaide Centre	Toronto	1978	33	62
West Moroe, 200	Nova York	1973	23	63
Midcontinental Plaza	Chicago	1972	50	63
Fronter Towers	Chicago	1973	55	63
River Plaza	Chicago	1976	56	63
Chicago Mercantile Exchange	Chicago	1982	40	63
Columbia Center	Seattle	1983	76	66
Interfirst Plaza	Dallas	1983	72	69
Scotia Plaza	Toronto	1986	68	70
South Wacker Tower	Chicago	1989	79	83
Two Union Square	Seattle	1989	58	70
Pacific First Center	Seattle	1989	44	70
Gateway Tower	Seattle	1989	62	94

Tabela 2.4: Exemplos de aplicação de BAR em edifícios (SIMÕES, 1997)

Ano	Ponte	Localização	Maior vão (m)	Tipo de estrutura	Resistência do betão (MPa)
1963	Ponte da Arrábida	Portugal	210	Ponte em arco	40* 58**
1985	<i>East Huntington Bridge</i>	Huntington, EUA		Ponte de tirantes	55
1986	<i>Alex Fraser Bridge</i>	Rio Annacis, EUA		Ponte de tirantes	55
1989	<i>Sandhornøya Bridge</i>	Noruega	154	Em caixão, construção por aduelas	55* (betão leve, 1900kg/m ³) 59,8**
1990	<i>Stongasundet Bridge</i>	Noruega (costa Oeste)	70	Vigas pré-fabricadas	65* 75**
1992	<i>Passarelas de Montjuïc</i>	Barcelona, Espanha		Vigada, em T invertido	80
1992	<i>20 Mile Creek</i>	Highway 20, Canadá			80,1**
1993	<i>CNT</i>	Japão	40		100*
1994	<i>Pont de Normandie</i>	Normandia, França	856	Ponte de tirantes	79
1998	Ponte Vasco da Gama	Lisboa, Portugal	420	Ponte de tirantes	C35/45* 61,9 a 77,3 ** 112***
2000	<i>Sturgeon River Bridge</i>	Rio Sturgeon, Canadá		Girder bridge	50* 65**
2001	<i>Bridge across Zwickauer Mulde</i>	Glauch, Alemanha	39	Laje	C70/85*
2004	<i>Viaduc de Millau</i>	Millau, França	342	Ponte de tirantes	60*

*Resistência exigida no projecto **Resistência média do betão aplicado ***Resistência máxima obtida

Tabela 2.5: Exemplos de aplicação de BAR em pontes (<https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/152867/1/BER.pdf>)

Contudo não é só em pontes que os betões de alta resistência podem ser utilizados. Podem ser aplicados ainda na construção de:

- Barragens, em zonas de descarga de água para uma redução do desgaste à abrasão;
- Pisos industriais;
- Obras marítimas para uma protecção mais eficiente da corrosão das armaduras;
- Obras de reparação e reforços estruturais devido à excelente aderência ao betão já endurecido;
- Em estruturas pré fabricadas (MIGUEL, 2003);
- Túneis;
- Estacas;
- Silos;
- Reactores nucleares.

Capítulo 3

Betões de Pós Reactivos – A Evolução dos Betões de Alta Resistência

3.1 Origem dos Betões de Pós Reactivos (BPR)

“O que diríamos, há dez anos, se nos falassem de um tipo de concreto de alta ductilidade, mais resistente do que qualquer rocha natural conhecida, dispensando qualquer tipo de armadura passiva e, ainda, impermeável à água e a gases? Ficção científica, responderíamos sem hesitação” (BINA, 2011).

Ao longo destes anos foram desenvolvidas pesquisas com o objectivo de se obter betões de alto desempenho com materiais de matrizes cimentícias. RICHARD & CHEYREZY (1995) afirma que nos anos 30 Eugène Freyssinet demonstrou a vantagem de aplicar pressão no betão em estado fresco durante a moldagem, de forma a melhorar a resistência. Resistências de 650MPa foram obtidas em compressão simples, com cura térmica e elevada pressão ainda nos anos 60.

Acontece que o avanço da tecnologia sobre a concepção do betão permitiu tornar realidade a ficção científica. No ano de 1990 são efectuadas as primeiras pesquisas na França e Canadá por RICHARD & CHEYREZY, com vista a abordar o desenvolvimento deste revolucionário BAR.

O betão de pós reactivos (BPR) (termo traduzido do inglês Reactive Powder Concrete (RPC)), foi desenvolvido para substituir os Betões de Alta Resistência e o aço, visando a preocupação em minimizar os pontos negativos na zona de transição entre pasta de cimento-agregado, vazios e poros, adições minerais, etc. Este tipo de betão considerado revolucionário, tornando-se material de tecnologia de ponta, traçado para corresponder às exigências industriais e militares. Isto é facilmente compreensível quando se comparam os valores das resistências à compressão dos betões desenvolvidos anteriormente, tendo os betões convencionais resistências até 60MPa, os betões de alta resistência entre 60 e 120MPa e o betão revolucionário BPR com resistências à compressão entre 200MPa e 800MPa (BINA, 2011). Estes betões apresentam ductilidade e capacidade de absorção de energia de cerca de 250 vezes maiores que os BAR.

Como descrito anteriormente no Capítulo 2, para um betão ser considerado de alta resistência teria que apresentar resistências à compressão superiores a um determinado valor que ronda os 55MPa; os BPR são então considerados betões de ultra alta resistência pelos valores de resistências à compressão que atingem. Este tipo de betões vem superar os certos defeitos que os BAR apresentam, mostrando que é possível reduzir as microfissuras e poros. Minimizados esses defeitos a estrutura resiste de forma mais eficaz a

maiores tensões, através da melhoria da capacidade resistente dos materiais componentes obtendo por sua vez ganhos elevados de durabilidade (RICHARD, 1996).

3.2 Caracterização de Betões de Pós Reactivos (BPR)

Os betões de pós reactivos são compostos basicamente por pós (areia de quartzo, cimento portland, pó de quartzo e sílica activa (microsilica), fibras de aço de pequenas dimensões, superplastificantes e água, sendo os sólidos de tamanhos inferiores a 2mm. A mistura destes constituintes visa obter uma massa mais homogénea em conjunto com o aumento da compacidade otimizada pela granulometria dos materiais finos, melhoria das propriedades mecânicas entre pasta e agregado e na propriedade de ductilidade do betão em função da adição de fibras de aço (BIZ, 2001), criando por sua vez um betão auto-compactável que dispensa equipamentos de vibração. Altamente recomendável tanto na moldagem de pré-fabricados quanto no restauro de estruturas deterioradas, uma vez que adere facilmente a outros betões (MOURA).

O objectivo desta mistura de componentes é criar uma microestrutura no betão que leve à diminuição da espessura da zona de transição e menor porosidade na interface pasta-agregado, resultante do benefício da aplicação do tratamento térmico e por pressão. (PAULON, 1991).

A sua microestrutura é a razão do seu elevado desempenho, conferindo um nível de porosidade e de permeabilidade muito baixos, permitindo atingir resistências e durabilidades nunca alcançáveis com outros tipos de betão (BINA, 2011). A tabela seguinte permite comparar de forma resumida as resistências e módulo de elasticidade dos vários tipos de betão actualmente existentes:

Natureza	Betão Normal	Betão de Alta Resistência	Cimento de Fibra de Vidro	Betão de Pós Reactivos RPC-200	Betão de Pós Reactivos RPC-800
Resistência à Compressão (MPa)	10 – 40	60-100	50-80	170-230	500-800
Resistência à Flexão (MPa)	3 – 6	6 - 10	20-30	30-60	45-140
Módulo de Elasticidade (GPa)	30-35	35-45	10-20	50-60	65-75

Tabela 3.1: Comparação das propriedades mecânicas dos BPR com as propriedades mecânicas de outros betões (WU & LEE, 2003); RPC é a abreviatura anglo-saxónica para “Betão de Pós Reactivos”.

No momento em que foram investigados, os BPR foram divididos em duas classes: RPC 200 e a RPC 800, apresentadas na tabela seguinte com as suas respectivas constituições:

Materiais	RPC 200				RPC 800	
	Sem fibras		Com fibras		Agregado de Sílica	Agregado de aço
Cimento Portland	1	1	1	1	1	1
Sílica Activa	0,25	0,23	0,25	0,23	0,23	0,23
Areia	1,1	1,1	1,1	1,1	0,5	-
Pó de Quartzo	-	0,39	-	0,39	0,39	0,39
Superplastificante (Polyacrylato)	0,016	0,0019	0,016	0,019	0,019	0,019
Fibra de aço L=12mm	-	-	0,175	0,175	-	-
Fibra de aço L=3mm	-	-	-	-	0,63	0,63
Agregado de aço	-	-	-	-	-	1,49
Água	0,15	0,17	0,17	0,19	0,19	0,19
Pressão de compactação	-	-	-	-	50MPa	50MPa
Temperatura do tratamento térmico	20 °C	90 °C	20 °C	90 °C	250-400 °C	250-400 °C

Tabela 3.2: Composição química do BPR em massa (RICHARD & CHEYREZY, 1995)

3.3 Princípios de Fabrico de Betões de Pós Reactivos (BPR)

O processo de fabrico dos betões de pós reactivos é semelhante ao dos betões convencionais, apenas se diferenciam na baixa relação água/cimento que os BPR possuem, que é cerca de 0,15-0,20, e no processo de compactação e cura.

Segundo RICHARD (1996), pode-se elaborar BPRs com partículas de tamanho entre 2mm a 0,5 μ m, obtendo-se como resultado misturas de alta densidade com índice de vazios muito baixos nestes betões.

Segundo ele, os princípios para a obtenção de um BPR são (VANDERLEI, 2004):

- Aumento da homogeneidade pela eliminação dos agregados grossos;
- Aumento da densidade pela optimização da distribuição granulométrica dos grãos e/ou aplicação de pressão no preparo;
- Melhor microestrutura utilizando tratamento térmico durante a cura;
- Aumento da ductilidade pela incorporação de fibras de aço;
- Realizar a mistura e a moldagem de tal modo a gastar o menor tempo possível entre as operações.

Os três primeiros princípios conduzem a um aumento da resistência à compressão devido a uma matriz mais resistente, no entanto o betão produzido tem baixa ductilidade. Uma solução a este problema é a incorporação de fibras de aço que ajudam também num aumento da resistência do betão à tracção.

3.3.1 Homogeneidade

A heterogeneidade, presente nos betões convencionais e nos BARs, é muito reduzida nos BPRs, uma vez que neste tipo de betões os agregados grossos são eliminados e substituídos por areia fina com grãos que não ultrapassam os 2mm de diâmetro, as propriedades mecânicas da mistura são melhoradas, a relação agregado matriz é reduzida e a zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento é suprimida. A resistência dos BPR vê-se assim aumentada uma vez que as roturas nos betões convencionais e nos BAR davam-se maioritariamente nesta zona constituindo um problema de difícil resolução. Os agregados grossos aplicados nos BAR contribuem para a redução das microfissuras de origens mecânica (carregamento externo), química (retracção autógena), termo – mecânica (expansão diferenciada entre a pasta e o

agregado sob efeito de tratamento térmico), não havendo as tradicionais tensões de tracção e o corte na interface pasta agregado como nos betões convencionais.

No entanto COLLEPARDI, COPPOLLA, TROLI, & COLLEPARDI, realizaram um estudo onde foram concebidos dois tipos de BPR. O primeiro BPR designaram de Betão de Pós Reactivos Original, este apresentava na sua constituição uma mistura em cimento com sílica activa, superplastificante, fibras, aço e pós de quartzo (150-400 μm). O segundo BPR foi designado de Betão de Pós Reactivos modificado que apresentava na sua constituição agregados naturais classificados (8mm de tamanho máximo) que foram utilizados para substituir a areia fina e/ou parte da pasta de cimento.

Estes dois tipos de betões apresentavam ambos uma consistência plástica, com recurso a vibração e cura em três condições diferentes:

- a) Cura a temperatura ambiente
- b) Cura a vapor a 90 °C
- c) Cura a vapor de alta pressão a 160 °C

Concluíram que:

- A utilização de agregado grosso não reduz a resistência à compressão do betão desde que a qualidade da matriz de cimento se mantenha, para isso a relação de água/cimento deve permanecer inalterada.
- Qualquer um dos betões concebidos proporcionam maiores resistências e menores permeabilidades.
- Os dois tipos de betões são munidos de matrizes de cimento com microestruturas mais densas, sobretudo para BPR curados a 160 °C.
- Aderência melhorada entre aço e betão através da utilização de agregado grosso.
- A resistência à compressão diminui ao aumentar a relação agregado/cimento na proporção 1,10 (BPR original) para 1,35-2,08 (BPR modificado).
- A resistência à flexão diminui ao usar agregados grossos, substituindo toda a areia fina (0,15 – 0,40 μm) na composição do betão.

Defende-se assim que, a presença da areia fina proporciona uma maior homogeneidade à mistura, reflectindo no aumento da aderência entre matriz de cimento e agregado fino.

Outro factor que contribui para a homogeneidade é o elevado valor do módulo de elasticidade que gira em torno de 50GPa e 75GPa devido à eliminação de defeitos mecânicos. Outro tipo de problemas que surgiam nos betões convencionais e BARs era o bloqueio da pasta retraída pelo esqueleto rígido do betão constituído pelos agregados grossos, resultando um aumento da porosidade dos betões concebidos. Nos BPR isto não acontece, o volume da pasta é pelo menos 20% maior que os vazios da areia não compactada, criando uma ligação entre inclusões na matriz contínua ao invés de se formarem esqueletos rígidos. Desta forma o bloqueio da retracção da pasta dá-se em volta de cada partícula de agregado, não ocorrendo então uma retracção global bloqueada pelo esqueleto rígido (VANDERLEI, 2004).

3.3.2 Aumento da Densidade

Para o correcto fabrico de um BPR é necessário alcançar-se uma optimização na mistura granular. Existe um método experimental preferido para este tipo de optimização, baseado nos seguintes princípios (RICHARD & CHEYREZY, 1995):

1. Utilização de uma mistura compreendendo um certo número de classes granulares, obtida através de uma apertada distância granular dentro de cada classe;
2. As classes granulares são separadas através da selecção de uma relação elevada (excedendo os 13) entre diâmetros;
3. Estudo da compatibilidade entre o superplastificante e o cimento. As relações óptimas são determinadas pela análise reológica;
4. Apenas os últimos pós dos agregados finos são seleccionados;

Em termos gerais, a qualidade da mistura granular, a quantidade de água, e a mistura com vibração eficaz são os pontos que definem a densidade relativa.

O gráfico 3.1 indica vários valores de densidades relativas para diferentes modelos de BPR com composições já apresentadas na tabela 3.2 em §3.2.

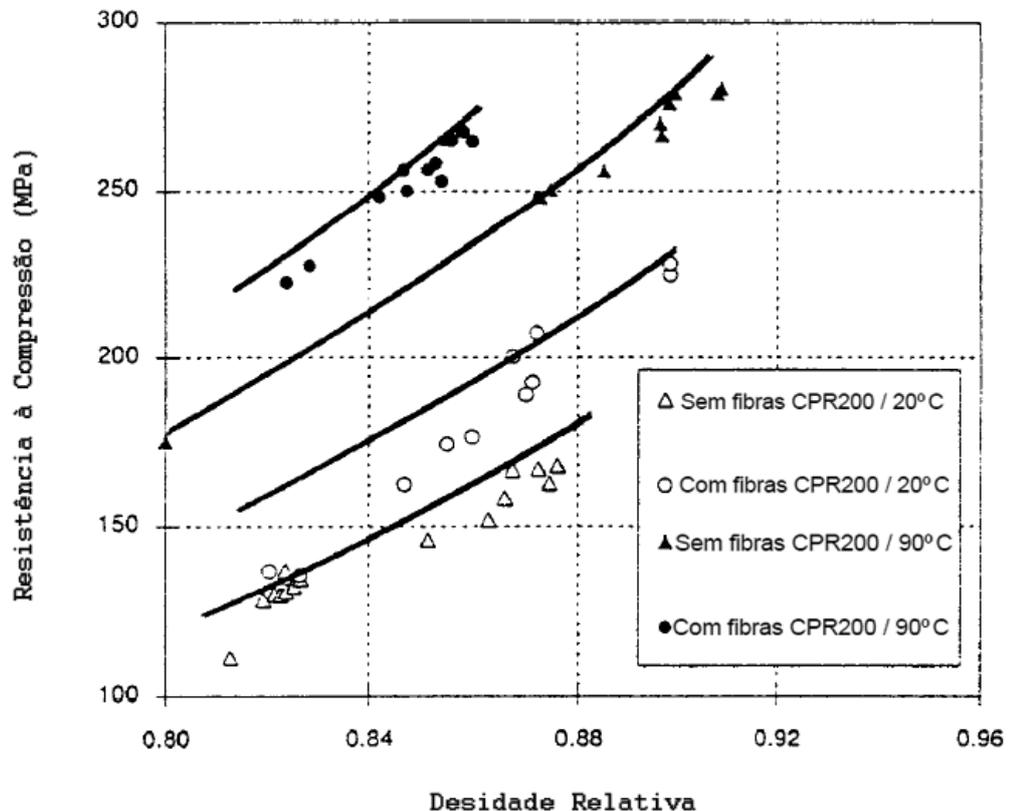


Gráfico 3.1: Relação dos valores óptimos de resistências obtidos para diferentes densidades relativas (RICHARD & CHEYREZY, 1995)

RICHARD & CHEYREZY, através do seu estudo enuncia também a utilização da pressão como recurso para o aumento da densidade dos BPR, já que a resistência à compressão aumenta com a densidade. Desta forma o recurso à pressão no betão fresco favorece três efeitos consoante o método e o tempo de aplicação.

1. Redução do ar incorporado:

Redução considerável da presença das bolhas de ar no betão em alguns segundos, através da aplicação da pressão.

2. Remoção do excesso de água:

Aplicar pressões durante alguns minutos no betão fresco conduz a uma saída da água pelos cantos da cofragem caso esta não seja totalmente à prova de água. Os orifícios da cofragem devem ser suficientemente estreitos para que não permita a saída das finíssimas partículas sólidas. A inspeção visual da exsudação é o que determina a eficiência do mecanismo. O estudo revela que um ensaio prático sobre peças de 7cm de diâmetro submetidos a uma pressão de 50MPa durante 30 minutos, pode eliminar entre 20% a 25%

da água inicial introduzida na mistura, resultado muito significativo já que diminui o factor água/cimento do BPR, correspondendo a um incremento de mais de 2% na densidade relativa.

3. Compensação da Retracção Química:

Caso a pressão seja mantida entre 6 a 12h após a mistura até a fase de descofragem do betão, parte da porosidade que aparece na amostra resultante da retracção química pode ser eliminada. A pressão aplicada durante a cofragem pode, porém, conduzir ao aparecimento de microfissuras na peça, identificada por medição do módulo de elasticidade dinâmico. Estas microfissuras surgem da fractura das pontes rígidas criadas enquanto o betão está com as cofragens, devido à expansão do agregado quando ocorre a libertação da pressão.

Tendo em conta os efeitos acima descritos pode-se dizer que conduzem a um ganho de densidade acima de 6%. A resistência à compressão é altamente dependente da densidade relativa.

3.3.3 Cura Térmica em Betões de Pós reactivos

O objectivo da aplicação da cura térmica passa pela aceleração da hidratação e aumento da resistência mecânica inicial do betão. Pesquisas realizadas no âmbito da cura térmica de BPRs, revelam que na maioria dos casos proporciona a melhora das propriedades mecânicas, conduzindo a uma melhor cristalização dos hidratos e activação da reacção pozolânica da sílica activa (RICHARD & CHEYREZY, 1995b). Embora os motivos da melhora não estejam clarificados, sabe-se que as condições térmicas para além da desidratação da pasta, a reacção da cal com a sílica activa leva à produção de cristais como a “tobermorite” quando as temperaturas não ultrapassam os 200°C e “xonolite” a altas temperaturas, dependendo da relação cal/sílica activa. Ensaio realizados por difracção raio-X e termogravimetria realizados RICHARD & CHEYREZY, (1995b) confirmam a presença do hidrato cristalino “xonolite” em peças tratadas à temperatura de 250°C, e que não foi possível identificar a “tobermorite” nos modelos tratados a 200°C. No entanto alertam para a possível presença da “tobermorite” microcristalizada, já que foi observado no ensaio dilatações residuais após o esfriamento da peça de 200°C para 20°C, possivelmente provocada pela microfissuração através de compostos semicristalinos muito próximos, levando à expansão relatada.

O estudo sobre a microestrutura e propriedades mecânicas do BPR realizado por CHEYREZY, MARET, & FROUIN, (1995), revelou através de uma análise termogravimétrica e difracção de raios-X, variando a temperatura do tratamento térmico e a pressão aplicada ao betão antes e durante a desmoladagem, que as propriedades dos betões de pós reactivos são altamente dependentes do tratamento térmico.

RICHARD & CHEYREZY (1995b), através de um tratamento térmico realizado ao fim do tempo de presa do cimento sob a pressão atmosférica e em ambiente húmido (vapor de água) ou seco (ar quente) constataram o aparecimento de hidratos cristalinos nos betões de pós reactivos, concluindo que esta técnica é uma forma de melhorar as propriedades mecânicas deste tipo de betões. Outros ensaios feitos por estes autores, determinam que, através da aplicação de pressão de compressão e um tratamento térmico à temperatura elevada, não é vantajoso aplicar temperaturas superiores a 90°C em peças que não são comprimidas antes da presa do cimento, e que em modelos comprimidos tratados à temperatura de 90°C ou inferiores, não se notam praticamente melhorias a nível das propriedades mecânicas.

ADELIN & BEHLOUL, (1996), submeteram um BPR a uma cura térmica de 48 horas de idade nas temperaturas de 60°C, 75°C e 90°C. Através deste ensaio verificou-se que quanto maior a temperatura e o tempo de duração, maior a resistência à compressão. Outra anotação que se fez é que após 2 dias de cura, a resistência evolui mais lentamente. O Gráfico 3.2 mostra a evolução da resistência à compressão versus duração e temperatura do tratamento após a descofragem do BPR.

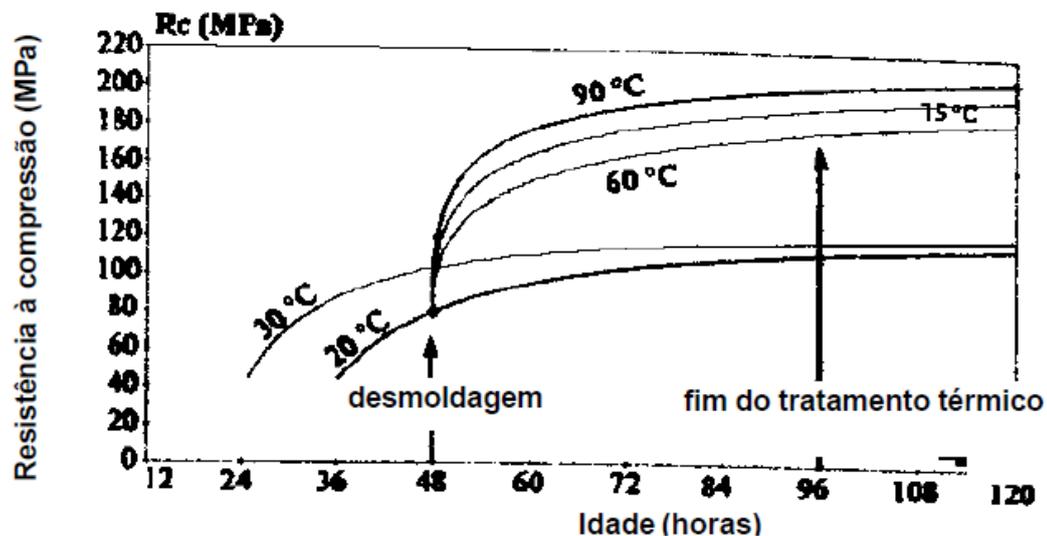


Gráfico 3.2: Evolução da resistência à compressão do BPR versus a temperatura e duração do tratamento térmico (ADELINE & BEHLOUL, 1996).

3.3.4 Aumento dos níveis de ductilidade através da adição de fibras

Os BPR sem fibras apresentam comportamentos elásticos e lineares, apresentando baixas energias de fractura, não excedendo os 30kJm⁻². A aplicação de fibras em BPR surge para melhorar a ductilidade

destes betões. Para BPR 800, com tratamento térmicos de 250°C ou superiores, o aumento do desempenho mecânico é obtido com fibras curtas, de forma irregular e menores de 3 mm. As energias de fractura obtidas para estas situações são muito reduzidas, enquanto a resistência à compressão é aumentada (VANDERLEI, 2004). RICHARD & CHEYREZY (1995b) obteve resistências à compressão de 810MPa em peças de 6cm de diâmetro de BPR que na sua constituição incorporaram agregados de aço.

3.4 Materiais para o Fabrico de Betões de Pós Reactivos (BPR)

Os materiais que compõem um BPR são geralmente areia fina de quartzo, cimento Portland, superplastificantes, pó de quartzo, sílica activa e em situações especiais fibras de aço,

Algumas reflexões acerca dos materiais já foram efectuadas em §2.4.

3.4.1 Cimento

A selecção do cimento não pode ser dissociada do superplastificante. Do ponto de vista da composição química, cimentos com baixo teor em C_3A apresentam melhores resultados.

COPPOLA et al., 1996, comparou através de um estudo a influência de diferentes tipos de cimento e sílicas nas propriedades do BPR. No seu estudo foram empregues três tipos de cimentos com diferentes teores de C_3A , sendo eles 0%, 4%, e 11%, e três tipos de sílicas: branca, cinza e preta, tendo como principal diferença entre elas o teor em carbono. Os resultados levaram à conclusão que o cimento com menor teor de C_3A apresentou melhores resultados ao nível da resistência quando submetido a tratamentos térmicos de 90°C e 160°C, obtendo-se resistências à compressão de 200MPa aos três dias com tratamento térmico de 160°C. Os restantes contendo 4% e 11% de C_3A , a relação de água/cimento sofreu um aumento conduzindo a resistências mecânicas não superiores a 160MPa. Desta forma verifica-se uma relação entre a percentagem do C_3A e o tratamento térmico.

Cimentos com graus de finura elevados manifestam resultados menos satisfatórios devido à sua maior necessidade de água na sua hidratação (RICHARD & CHEYREZY, 1995), isto porque o aumento do consumo de água leva a uma reacção inicial muito rápida com o superplastificante, comprometendo a sua

eficiência, conduzindo também a um aumento da razão água/ligante, prejudicando algumas propriedades como resistência, permeabilidade e durabilidade (BIZ, 2001).

O melhor cimento a nível das suas propriedades reológicas e desempenho mecânico na concepção de BPRs, é o cimento com alto teor em sílica, embora apresentem a desvantagem de terem um tempo de presa mais lento, o que o inutiliza para certas aplicações. O cimento convencional, de tempo de presa rápida e de alto desempenho, oferecem comportamentos mecânicos muito similares apesar da maior necessidade de água na sua hidratação.

3.4.2 Areia

A selecção da areia para a concepção de BPRs deve seguir os parâmetros:

- Composição mineral;
- Diâmetro médio das partículas;
- Composição granulométrica;
- Forma das partículas;
- Dosagem da mistura em massa.

Relativamente à composição mineral da areia, o quartzo tem como vantagens:

- Dureza elevada;
- Excelente interface pasta/agregado;
- Fácil acessibilidade e baixo custo.

A areia utilizada no fabrico de BPRs é constituída por partículas de diâmetro médio de cerca de 250 μ m. A areia utilizada na concepção destes betões tem, em geral, o diâmetro máximo limitado a 600 μ m e diâmetro mínimo de 150 μ m; partículas abaixo deste último valor devem ser evitadas.

A areia fina é obtida através da separação por peneiração do pó da pedra de quartzo triturada (areia artificial), de onde resultam grãos mais angulares, ou pode ser obtida através da selecção dos grãos da areia natural com granulometria pequena onde os grãos são mais esféricos. Pela necessidade de água dos dois tipos de areia recomenda-se a areia natural, uma vez que consome menos água, no entanto ambas as areias podem ser utilizadas na produção de BPR (RICHARD & CHEYREZY, 1995).

3.4.3 Superplastificantes

As dosagens de superplastificantes utilizadas experimentalmente em laboratório na concepção de BPR foram cerca de 1,5% a 2,5% do consumo de cimento, sendo a mais utilizada 2%.

3.4.3 Pó de Quartzo

Ingrediente essencial durante o tratamento térmico dos BPR. A reactividade máxima durante a cura térmica é obtida para partículas de tamanho entre 5 μ m e 25 μ m. O tamanho médio da partícula de pó de quartzo usado para a concepção de BPR é de 10 μ m sendo portado da mesma classe granular do cimento.

3.4.4 Adições Minerais

As adições minerais utilizadas no fabrico de BPR são as já referenciadas em §2.4 em betões de alta resistência.

Para BPR, os melhores resultados são obtidos com sílica activa obtida da indústria de zircónio, sendo livre de impurezas e totalmente desagregada.

A taxa de sílica/cimento usualmente presente em BPRs é de 0,25, correspondendo ao empacotamento óptimo, próximo da dosagem requerida para o total consumo de cal que resulta da hidratação do cimento. Embora a hidratação do cimento não seja completa nos BPR, a quantidade disponível de sílica maior que a requerida pela reacção pozolânica acaba por exercer um efeito microfiller.

3.4.4 Fibras de Aço

O principal objectivo na introdução de fibras metálicas na concepção de betões deste tipo é substituir as armaduras secundárias ou, em certos casos, eliminar armaduras principais (caso dos pisos industriais). O seu estudo revela-se de grande importância neste tipo de betões justamente por conferirem maior ductilidade e durabilidade a certas estruturas de betão, conduzindo a um maior controlo sobre a fissuração das peças, trabalhando para preservação do betão, dificultando a acção de agentes agressivos no interior da estrutura (BIZ, 2001).

O volume de fibras de aço utilizado em BPR é muito superior ao volume utilizado em betões normais ou BAR; o volume total de fibras varia entre 1,5% a 3% do volume total da mistura, sendo 2% a percentagem mais económica correspondendo aproximadamente a 155kg/m³.

Quanto a diâmetros e comprimentos, já foram utilizados diferentes tipos de fibras em estudos de BPR como 13mm de comprimento por 0,15mm de diâmetro, 12mm por 0,20mm e 13mm por 0,175mm.

3.5 Preparação dos Betões de Pós Reactivos (BPR)

A escolha dos materiais e o preparo destes tipos de betões, exige um acompanhamento constante de pessoal especializado que entenda a importância da manutenção das dosagens sem variação ao longo de todo o processo de produção.

O processo de fabricação de BPR diferencia-se principalmente dos betões convencionais e de BAR no tempo de mistura dos materiais, o cuidado nesta fase é essencial no processo de preparação de um BPR, dele depende a obtenção de um betão de qualidade constante, desta forma a produção de BPR em camiões betoneiras requer um maior tempo de rotação. A dosagem de água deve ser determinada com elevado grau de precisão tendo sempre como objectivo uma baixa relação água/cimento para a manutenção das propriedades reológicas do betão fresco.

Nos betões convencionais, o agregado grosso ajuda na dispersão dos materiais finos do cimento, no caso de BPR, o efeito provocado pelos agregados é conseguido pelo uso de um misturador forçado.

O procedimento para cada mistura de BPR segue a seguinte ordem:

1. Homogeneização do material seco
2. Adição dos adjuvantes e da água de hidratação para obtenção da pasta fluida
3. Adição das fibras

A dispersão das fibras é assegurada por doseadores vibratórios ou previamente na mistura como material seco.

Caso se pretenda obter um betão com resistências superiores a 200MPa ter-se-á a necessidade de aplicar o tratamento térmico ou tratamento por pressão sobre a mistura.

3.6 Vantagens e Desvantagens dos Betões de Pós Reactivos (BPR)

A alta resistência à torção e a compressão oferecida pelo material possibilita a execução de estruturas mais leves (tanto em volume como em peso), esbeltas, com baixo custo de manutenção e uma vida útil muito maior quando comparada à dos betões convencionais (MOURA).

Outra vantagem interessante dos BPR é a sua utilização em obras arquitectónicas, permite a criação de formas extremamente delgadas e complexas.

Os betões de pós reactivos apresentam como vantagens:

- Diminuição da porosidade pela utilização de granulometria extensa, através da combinação dos finos;
- Baixíssima retracção. A baixa relação água/cimento e a diminuição da porosidade não deixam espaços vazios para a ocorrência das variações volumétricas;
- Diminuição dos problemas de moldagem devido às características autocompactáveis.

Os betões de pós reactivos apresentam como desvantagens:

- Maior custo de fabrico

3.7 Exemplos de Aplicação dos Betões de Pós Reactivos (BPR)

A primeira construção no mundo que utilizou BPR foi a passarela de Sherbrooke no Canadá em 1997, uma ponte para pedestres e ciclistas sobre o rio Magog. A estrutura projectada era leve, utilizando o modelo de treliça tridimensional (Figura 3.1). A estrutura triangular foi feita com elementos pré fabricados, onde se projectaram seis módulos de 6,8m de comprimento e 4,2m de largura e 3,5m de altura, a espessura do tabuleiro não ultrapassou os 3 cm. Os elementos foram transportados até ao local da passarela onde foram colocados sobre pilares provisórios e submetidos à tracção após a instalação da estrutura. Todas as peças foram submetidas a um tratamento térmico sobre vapor de 90°C.



Figura 3.1: Passarela de Sherbrooke (téchne)

As propriedades mecânicas do BPR utilizado neste projecto foram as seguintes:

- Resistência à compressão de 200MPa;
- Resistência à tracção de 7MPa;
- Resistência à flexão de 40MPa;
- Módulo de elasticidade de 50GPa.

A estrutura permitiu um uso de um BPR sem recurso a nenhuma armadura passiva.

A viga superior e a inferior da estrutura foram feitas com BPR com fibras e a resistência à compressão em torno dos 200MPa. As diagonais da treliça foram feitas com tubos de aço inoxidável, com espessuras de 3mm de parede, preenchidos por um BPR com adições de fibras submetidos à pressão durante a moldagem, onde se alcançaram resistências á compressão de 350MPa.

Os BPR têm a capacidade de suportar situações extremas, como incêndios, impactos de explosões, nas edificações de alta segurança para centrais nucleares, ou na execução de reservatórios para contenção de resíduos nucleares, como ainda pode ser utilizado na reparação de estruturas, contribuindo para a protecção contra a penetração da água e de agentes agressivos, aumentando a durabilidade da estrutura.

Actualmente o BPR são aplicados em diversos campos, tais como:

- Construções de estruturas de espaciais leves;
- Tabuleiros de pontes, vigas;
- Colunas;
- Passarelas;
- Pré-fabricados de túneis ou placas de revestimento de fachadas;
- Cilindros de laminação;

- Projécteis;
- Engrenagens;
- Vigas;
- Túneis pré-fabricados;
- Objectos de arte.

Capítulo 4

Caso de Estudo – Metodologias, Ensaio e Resultados

O interesse na concepção de vigas esbeltas de menor peso próprio, de fácil transporte e consequente de um menor consumo de materiais, levou ao estudo da concepção de um betão com resistências elevadas que contribui para execução de peças fortes e com ausência de pré-esforço, proporcionando economias em materiais e em custos de transporte.

Para uma melhor organização do estudo do caso prático, este foi dividido em três fases, sendo a primeira fase destinada à descrição dos materiais utilizados no fabrico do betão, tendo em conta os conhecimentos adquiridos durante a pesquisa bibliográfica acerca da concepção deste tipo de betões. Nesta fase identifica-se ainda a armadura seleccionada na constituição das vigas.

A segunda fase compreende a execução de um primeiro molde especial de prova, duas dosagens de argamassa diferente, quatro diferentes tipos de armadura, e consequentemente quatro primeiras vigas iguais a nível de dimensões, mas diferentes entre si através da disposição da armadura e argamassa utilizada. Nesta fase apresenta-se ainda a metodologia aplicada durante o desenvolvimento das argamassas, e de todas as etapas relacionadas com a execução dos provetes e vigas.

Na terceira fase, são referidos os ajustes efectuados, nomeadamente aos moldes de prova, à dosagem da argamassa, à disposição das novas armaduras e à secção da viga, visando uma melhoria de desempenho destes materiais para a obtenção de um produto final de melhor qualidade. Esta fase contempla ainda a execução de um prisma armado também de paredes esbeltas, para estudo da compressão deste tipo de peças.

1ª FASE:

4.1 Materiais Constituintes do Betão

4.1.1 Cimento

O cimento seleccionado foi o cimento produzido pela CIMPOR – Cimentos de Portugal, S.A. no Centro de Produção de Alhandra e classificado, de acordo com a NP EN 197-1 (IPQ, 2001), como Portland CEM I 52,5R.

No Laboratório de Controlo de Qualidade do Grupo Cimpor, ensaios de caracterização da composição química (Tabela 4.1), das propriedades físicas (Tabela 4.2) e mecânicas (Tabela 4.3) do lote utilizado em estudo. Destacam-se os resultados desta caracterização alguns aspectos importantes.

Parâmetro analisado	Resultado	Método de análise
%Humidade (110°C)	0,08	Análise termo-gravimétrica
%P.F. (110-250°C)	0,19	Análise termo-gravimétrica
%P.F. (250-500°C)	0,32	Análise termo-gravimétrica
%P.F. (500-975°C)	1,37	Análise termo-gravimétrica
%P.F.	1,88	Análise termo-gravimétrica
%SiO ₂	19,04	Fluorescência RX
%Al ₂ O ₃	5,28	Fluorescência RX
%Fe ₂ O ₃	3,51	Fluorescência RX
%CaO	63,39	Fluorescência RX
%MgO	1,76	Fluorescência RX
%SO ₃	3,36	Fluorescência RX
%K ₂ O	1,1	Fluorescência RX
%Na ₂ O	0,11	Emissão Atómica
%TiO ₂	0,27	Fluorescência RX
%P ₂ O ₅	0,04	Fluorescência RX
%MnO	0,05	Fluorescência RX
%SrO livre	0,08	Fluorescência RX
Total (%)	99,87	Cálculo
(%)CaO livre	1,88	Métodos internos
%Resíduo Insolúvel (RI)	1,11	NP EN 196
%Cl ⁻	0,01	NP EN 196
%S ²⁻	0,03	NP EN 196

Tabela 4.1: Composição química do cimento

Respectivamente à composição química, observa-se um baixo teor de perda ao fogo (%PF) e de resíduo insolúvel (%RI), indicador importante da presença de poucos componentes inertes.

Parâmetro analisado	Resultado	Método de análise
Peso Específico	3,13	E 64
Superfície de Blaine [cm^2/g]	4180	NP EN 196
%Água Pasta	30,7	NP EN 196
Início de Presa [min]	130	Método Interno (NA)
Fim de Presa [min]	160	Método Interno (NA)
Expansibilidade [min]	1	NP EN 196
%Resíduo $\leq 45\mu m$	1,5	Peneiração

Tabela 4.2: Caracterização das propriedades físicas do cimento

Ensaio	Resultado	Método de análise
Ensaio à flexão		
2 dias [MPa]	6,6	NP EN 196
7 dias [MPa]	8,1	NP EN 196
28 dias [MPa]	9	NP EN 196
Ensaio à compressão		
2 dias [MPa]	42,4	NP EN 196
7 dias [MPa]	51,9	NP EN 196
28 dias [MPa]	59,3	NP EN 196

Tabela 4.3: Caracterização das propriedades mecânicas do cimento

Relativamente às propriedades físicas, observa-se reduzida expansibilidade e o tempo de início de presa. Em relação as propriedades mecânicas destacam-se as elevadas resistências mecânicas que se observam em todas as idades de ensaio.

4.1.2 Areia

A areia utilizada para o fabrico deste betão foi uma areia natural rolada e lavada de boa qualidade. Através do ensaio da análise granulométrica da areia (tabela 4.4 e gráfico 4.1), percebeu-se que a areia se adequou à formulação do BAR pela conformidade com as dimensões abordadas no ponto §2.4.2.2.

Massa seca total ou (ver anexo B)	M1 (M'1) =	222,2
Massa seca após lavagem	M2 =	222,2
Massa seca dos finos removidos por lavagem	M1 - M2 =	0

Dimensão das aberturas do peneiro (mm)		Massa do material retido R_i	Percentagem do material retido, P_i	Material que passa através do peneiro (%)
Série base + 2	Nº. infº.	(g)	$\left(\frac{R_i}{M_i} \times 100 \right)$	$\left(100 - \sum_i P_i \right)$
125			0,0	100,0
63	715.01		0,0	100,0
40	714.01		0,0	100,0
31,5	713.01		0,0	100,0
20	711.01		0,0	100,0
16	710.01		0,0	100,0
14	709.01		0,0	100,0
12,5	708.01		0,0	100,0
10	706.01		0,0	100,0
8	705.01		0,0	100,0
6,3	704.01		0,0	100,0
4	701.01		0,0	100,0
2	700.01		0,0	100,0
1	699.01	1,4	0,6	99,4
0,5	698.01	43,5	19,6	79,8
0,25	697.01	117,1	52,7	27,1
0,125	696.01	57,9	26,1	1,0
0,063	695.01	1,6	0,7	0,3
Material restante no fundo $P=$		0	99,7	

Tabela 4.4: Análise granulométrica da areia seleccionada

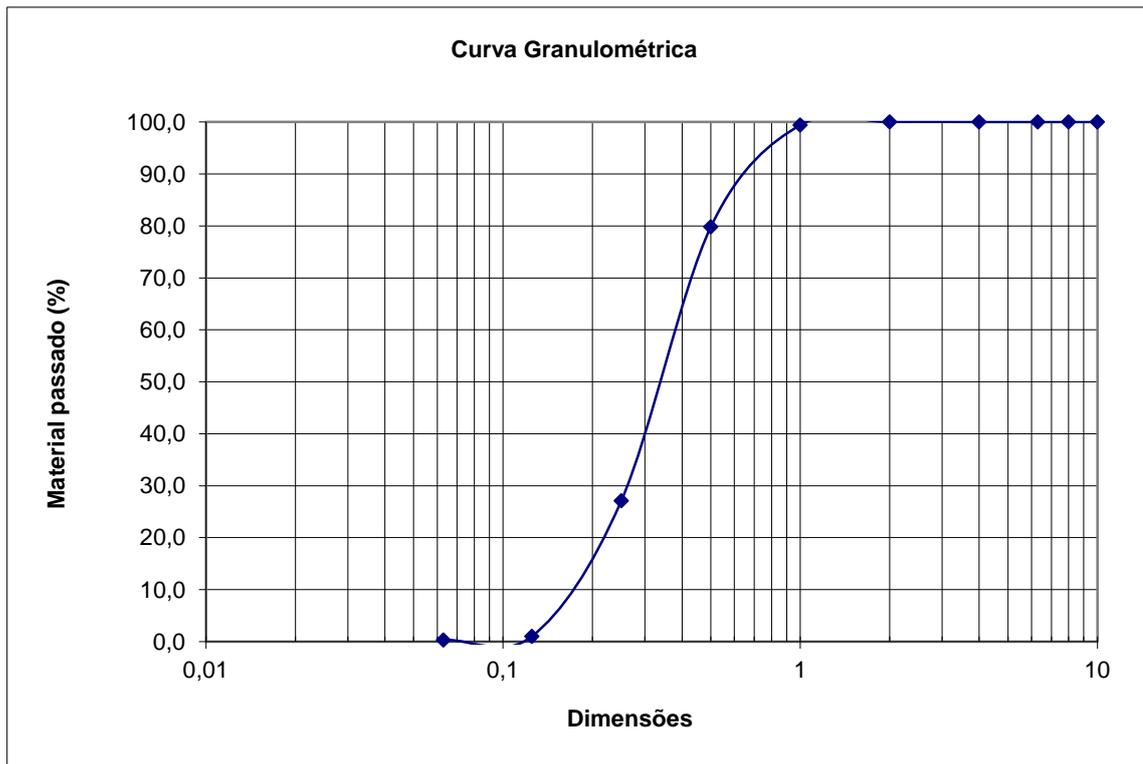


Gráfico 4.1: Curva granulométrica da areia seleccionada

4.1.3 Adjuvante

O adjuvante empregue no fabrico das argamassas que envolvem este estudo é o Adjuvante Glenium ACE 426, um polímero da BASF constituído à base de éter policarboxílico para a indústria da pré-fabricação, com uma densidade de $1,07\text{g/cm}^3$, conteúdo máximo de iões cloreto: $\leq 0,1\%$ e conteúdo máximo de álcalis: $\leq 1\%$. Devido à sua estrutura única, comprimento e densidades das suas cadeias laterais, actua através da repulsão electrostática e estérica para dispersar as moléculas. A configuração deste polímero proporciona uma maior superfície de contacto entre o cimento e a água, tornando o processo de hidratação do cimento mais rápido, acelerando o processo de cristalização e consequentemente o desenvolvimento de resistências mecânicas mais elevadas em idades mais jovens. De forma resumida, a função principal superplastificante é reduzir a relação A/C, e a sua função secundária é acelerar o endurecimento. A dosagem ou intervalo de eficácia encontra-se entre os 0,6 a 1,0L por 100kg de ligante.

4.2 Características Gerais da Armadura das Peças

4.2.2 Vigas

A armadura que compõe o esqueleto da viga é uma associação de dois aços (A400 NR e A500 NR) soldados entre si. As armaduras longitudinais de todas as vigas são constituídas por aço do tipo A500 NR, enquanto a armadura de esforço transversal é constituída por aço do tipo A400 NR.

Os varões longitudinais utilizados tinham de comprimento 1,27m e manteve-se constante ao longo dos ensaios.

O diâmetro dos varões das armaduras e o espaçamento entre varões foi constantemente modificado ao longo dos ensaios, de forma a determinar a melhor combinação possível racionalizando o material utilizado, a fim de conceber uma peça de grande resistência e de peso próprio baixo com o melhor aproveitamento possível do material.

Para o estudo da melhor distribuição destas peças ao longo da viga, o comprimento dos varões longitudinais, e conseqüentemente a viga, foram divididos em três terços, nomeadamente dois juntos das extremidades da peça e outro situado no centro da peça (terço central).

4.2.3 Prisma

A armadura que compõe o esqueleto do prisma é constituída por aço do tipo A400 NR, variando apenas o diâmetro dos varões de cintagem.

2ª FASE:

4.3 Primeiro Molde de Prova

A fim de se testar a capacidade resistente de vigas muito esbeltas de perfil "I" com um BAR, teve-se a necessidade de construir moldes para estas peças. As dimensões deste primeiro molde estão apresentadas em milímetros (mm) na figura 4.1, preparado para a concepção de vigas à escala real de 1,10m de comprimento, 10cm de largura, 10cm de altura, 2cm de espessura de banzo e 2cm de espessura de alma, com um volume total de $\approx 6\text{dm}^3$ (6 litros). O molde também teve em conta a construção dum maciçamento nas extremidades para a fixação do aço depois de dobrado, proporcionando uma melhoria das condições de aderência entre aço/betão.

A base e paredes do molde foram feitas à base de contraplacado mogno de 1,2cm, os barrotos interiores foram feitos a partir de madeira de pinho com ligeiras inclinações de 1mm como mostra a figura 4.2 de forma a permitir uma descofragem mais fácil. O molde foi munido de espessura com um sistema de parafusos preparando-o para ser reutilizado várias vezes.

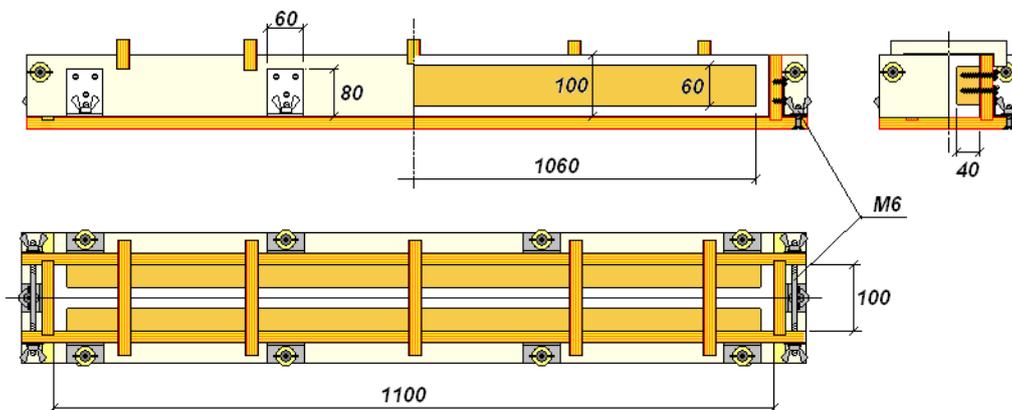


Figura 4.1: Primeiro molde viga perfil "I"

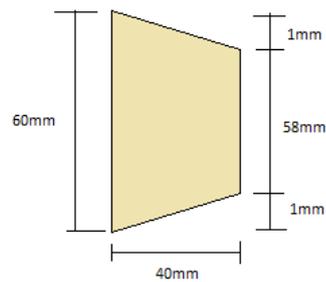


Figura 4.2: Secção transversal do barrote

4.4 Produção da Primeira Argamassa (Argamassa nº1)

4.4.1 Dosagem

Observando apenas as especificações de um determinado cimento e de um superplastificante, pode-se prever o tipo de comportamento reológico que se poderia esperar quando misturados com uma relação a/c qualquer. Através de ensaios preliminares sobre uma argamassa experimental, permitiu-se saber se o adjuvante aplicado era compatível com o cimento seleccionado. Por outro lado, estes ensaios serviram para determinar possíveis dificuldades durante a realização da mistura dos materiais como na utilização dos equipamentos do laboratório.

A argamassa experimental teve como dosagem a apresentada na tabela 4.5:

Composição da Argamassa Experimental (Argamassa nº1)	
Cimento 52,5 R	1 kg
Areia	1 kg
Água	0,3 kg
Adjuvante ACE 426	10 ml

Tabela 4.5: Composição da argamassa experimental

4.4.2 Mistura dos Materiais e Ensaio de Espalhamento

O processo de mistura dos materiais no misturador comum para argamassas (figura 4.3) seguiu a seguinte sequência:

1. Ligou-se a misturadora;
2. Introduziu-se a água quase na totalidade para dentro da misturadora;
3. Adicionou-se o cimento na totalidade;
4. Deixou-se misturar durante 2,5 minutos na velocidade mais baixa;
5. Parou-se da misturadora durante 30 segundos para raspagem do material aderido aos elementos da misturadora;
6. Colocou-se o adjuvante quase na totalidade, e utilizou-se a restante água para limpeza do recipiente do adjuvante, colocando-se de seguida o conjunto na misturadora;
7. Aumentou-se da velocidade;
8. Adicionou-se lentamente a areia;
9. Deixou-se misturar por mais 2,5 minutos na velocidade máxima;
10. Antes do ensaio, misturou-se o material com uma espátula (figura 4.3) por 30 segundos;
11. Colocou-se o material num recipiente metálico.

O ensaio de espalhamento foi feito de acordo com a metodologia apresentada na tese de Manuel Vieira (VIEIRA, 2008).

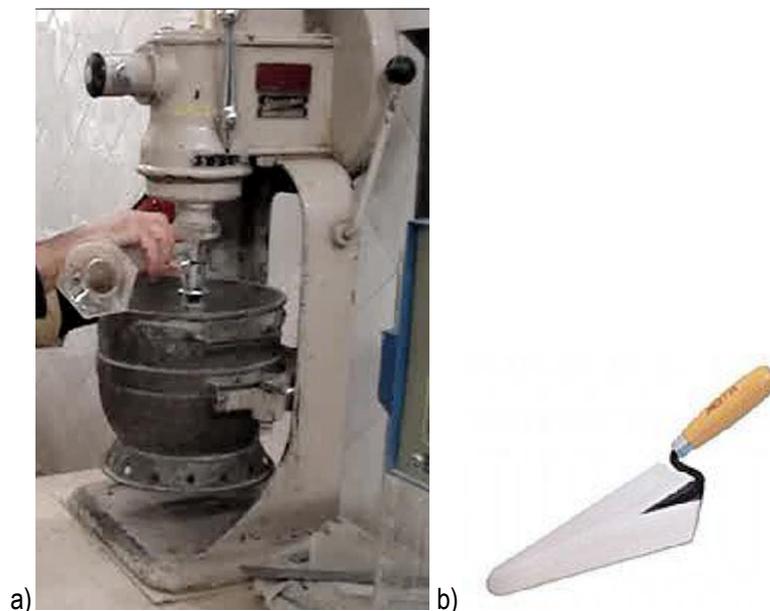


Figura 4.3: a) Misturadora comum de argamassa; b) espátula.

A temperatura da sala durante os ensaios variou entre os 23°C e os 26°C. O resultado do ensaio de espalhamento é obtido pela média aritmética das duas medidas ortogonais entre si. Durante todo o ensaio deve garantir-se que a superfície onde se realiza se mantém limpa e plana, neste caso foi utilizada uma placa de acrílico como superfície.

Anotou-se os seguintes resultados do espalhamento da argamassa na tabela 4.6:

Ensaio de Espalhamento Argamassa Experimental (Argamassa nº1)	
Eixo	Distância em mm
x	262
y	262
Média das Ortogonais	262

Tabela 4.6: Resultado do ensaio de espalhamento da argamassa experimental (Argamassa nº1)

O resultado do espalhamento indica que existe uma boa compatibilidade entre o cimento e o adjuvante, uma vez que a argamassa resultante foi suficientemente fluida capaz de preencher espaços muito estreitos sem necessidade de vibração. Esta argamassa foi designada de “Argamassa nº1”, sendo a primeira argamassa utilizada na construção das duas primeiras vigas.

4.5 Execução da Primeira Viga (Viga 1)

4.5.1 Armadura - Características Gerais

A formação da armadura foi executada com o máximo rigor possível. Foi assegurado um pequeno espaço entre os estribos para uma melhor penetração da argamassa durante a betonagem. O comprimento das

peças constituintes da armadura foi devidamente calculado, de forma a obter-se depois das dobragens as alturas e larguras que proporcionaram o recobrimento pretendido para a devida peça.

Outro aspecto importante é a colocação da armadura e a sua fixação no molde. É essencial que durante o processo de betonagem a armadura não deslize. Para tal foram soldados transversalmente aos varões longitudinais, uns pequenos ferros de 4mm de diâmetro e 10cm de comprimento que ajudaram a manter o espaçamento entre os varões longitudinais e principalmente devido ao seu comprimento ser igual à largura do molde, ajudaram na máxima fixação da armadura no molde (figura 4.4 e 4.5), deixando-a totalmente imobilizada durante o processo de betonagem, permitindo a colocação da argamassa resistente sem contratempos que prejudiquem a sua qualidade, e contribuindo ainda para o fabrico de uma peça dotada do mínimo de imperfeições.



Figura 4.4: a) Varão de 4mm na fixação da armadura/molde



Figura 4.5: Vista geral da armadura fixa ao molde

4.5.1.1 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal da primeira viga (Viga nº1), foi composta por quatro varões de diâmetro 12mm ($\Phi 12$) de aço A500 NR, de comprimento 1,27m cada, colocados no banzo inferior. O espaçamento entre armaduras foi estabelecido conforme a figura 4.6, distando os varões 11mm das paredes do molde, e 10mm entre varões.

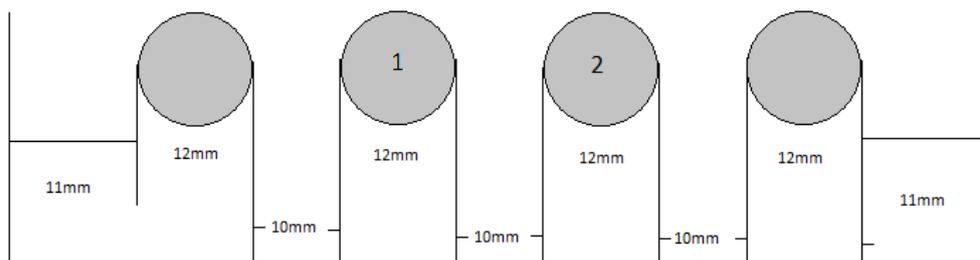


Figura 4.6: Espaçamento entre armaduras longitudinais

4.5.1.2 Armadura de Esforço Transverso

Como armadura de esforço transverso foi utilizado varões de $\Phi 6$ de aço A400 NR, para a construção de peças em "U" de comprimento total 17,6cm, como mostra a figura 4.7. Estas peças foram soldadas com espaçamentos de 50mm entre elas nos terços junto das extremidades ($\Phi 6//50$), os dois seguintes estribos do terço central foram espaçados 100mm do último estribo do terço da extremidade e posteriormente foi colocado um estribo entre estes conforme mostra a figura 4.8.

Para que a distribuição dos estribos fosse equilibrado, decidiu-se soldar alternadamente os estribos aos varões longitudinais centrais (varões identificados com 1 e 2 na figura 4.6) conforme indica a figura 4.8.

Não foi colocada qualquer tipo de armadura no banzo superior.

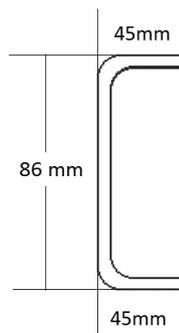


Figura 4.7: Estribo em "U"

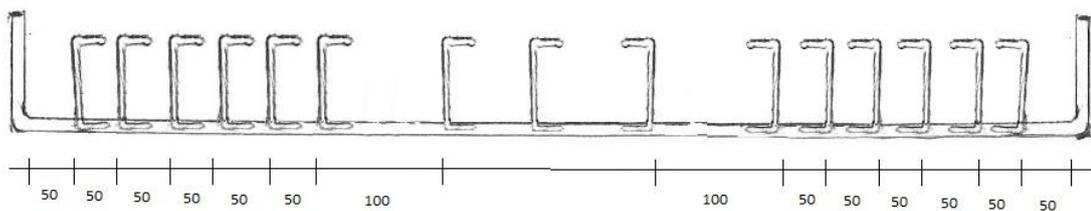


Figura 4.8: Disposição dos estribos ao longo da armadura, espaçamento em milímetros (mm)

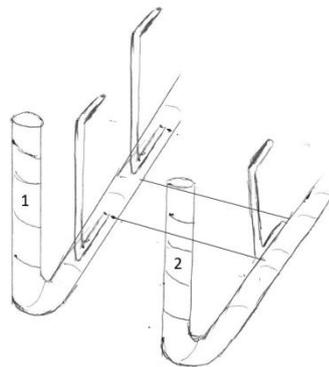


Figura 4.9: Alternância entre estribos pelos varões centrais

4.5.2 Argamassa

A dosagem adoptada para a concepção da argamassa para a Viga 1, foi a da Argamassa nº1 indicada no ponto §4.4.1. O procedimento para a mistura dos elementos constituintes da argamassa foi o descrito no ponto §4.4.2. Como o recipiente da misturadora não tinha capacidade que permitisse a mistura de todo o volume de material, e desta forma conceber a argamassa apenas através de uma amassadura, teve-se que dividir o volume de material em duas parcelas idênticas, e portanto fazer duas misturas em separado.

O resultado dos ensaios de espalhamento das duas parcelas está apresentado na tabela 4.7, sendo que o resultado final é dado pela média dos espalhamentos das duas medições.

Ensaio de Espalhamento Argamassa nº1 (Viga 1)		
Eixo	Distância em mm	
	Medição 1	Medição 2
x	262	263
y	262	264
Média das Ortogonais	262	263
Resultado Final	263	

Tabela 4.7: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº1 para a Viga 1

4.5.3 Execução e Ensaios dos Provetes com a Argamassa nº1 (Viga 1)

4.5.3.1 Execução dos Provetes A1V1 (Argamassa nº1, Viga 1)

O volume de argamassa necessário calculado teve em conta o fabrico da viga e de provetes para posteriores ensaios de rotura com o objectivo de determinar algumas propriedades mecânicas da argamassa, nomeadamente a resistência à flexão e a resistência à compressão da argamassa.

Do primeiro fabrico da Argamassa nº1, apenas foi possível a execução de um provete devido a acontecimentos imprevistos. Salieta-se neste ponto a necessidade de execução de pelo menos três provetes a fim de obterem resultados mais precisos contemplando possíveis anomalias durante os ensaios.

A execução de provetes para ensaio deste tipo de argamassa é relativamente fácil, não requer moldes especiais para além dos moldes normalizados disponíveis em laboratório (figura 4.10). Estes moldes, que permitem a execução de prismas de 16x4x4cm, são cheios com a mesma argamassa que compõe a viga. Depois de cheios são cobertos com uma placa de vidro que assenta numa fina borracha que impede a evaporação precoce dos materiais do betão, e colocados em câmara saturada durante o seu processo de cura.

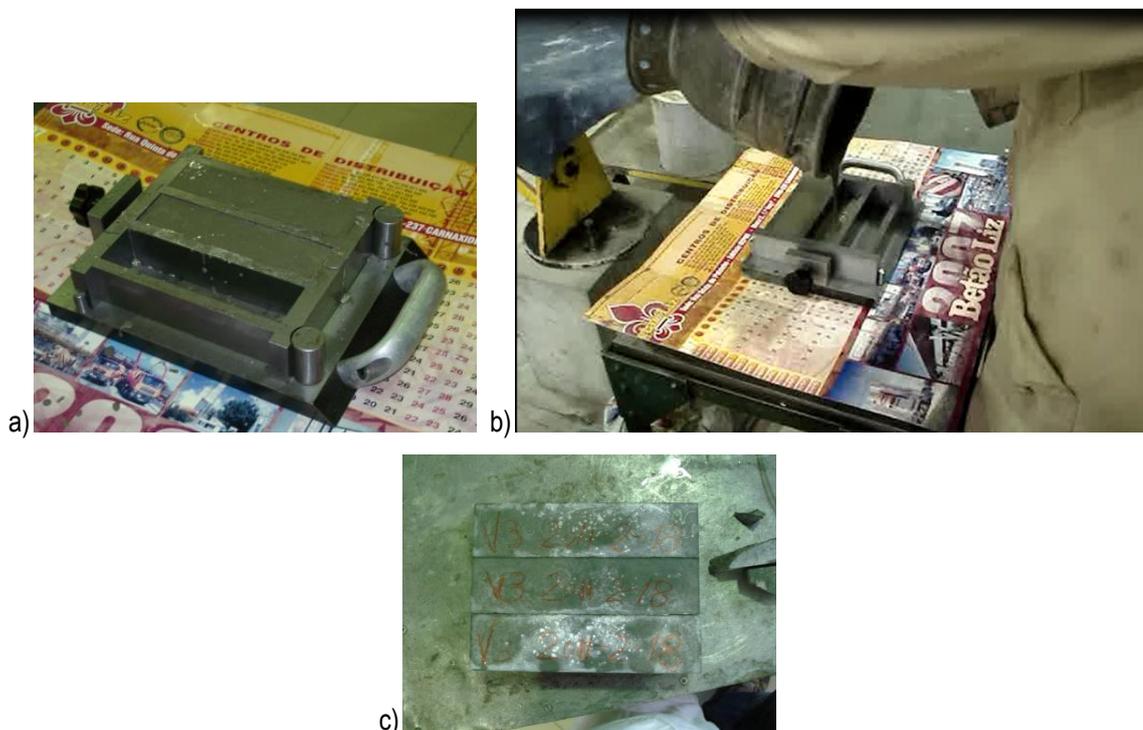


Figura 4.10: a) Molde de provetes; b) execução dos provetes; c) exemplo final dos provetes

4.5.3.2 Ensaio dos Provetes A1V1

Os provetes A1V1 foram ensaiados ao final de 22 dias de idade, numa máquina FORM+TEST PROFSISTEME (figura 4.11), devidamente calibrada e operacional para este tipo de ensaios. A máquina é munida de duas prensas hidráulicas, cada uma delas destinada a cada tipo de ensaio que se pretende executar.

A ordem de ensaios foi a seguinte:

1. Ensaio dos provetes à flexão (figura 4.12)
 - a. Limpeza do prisma, certificando que a parte onde a prensa exerce a força permanece lisa sem nenhuma rugosidade;
 - b. Colocação do prisma na posição correcta, exactamente 12cm entre apoios (figura 4.13), evitando colocar a face de enchimento em contacto com a prensa ou com os apoios;
 - c. Colocação da máquina em funcionamento e esperar pela rotura (figura 4.14);
 - d. Registo da resistência à flexão da argamassa.

Após o ensaio à flexão resultam dois meios prismas (figura 4.13) que posteriormente servem para determinar a resistência à compressão da argamassa.



Figura 4.11: Máquina de ensaio à flexão e compressão de provetes

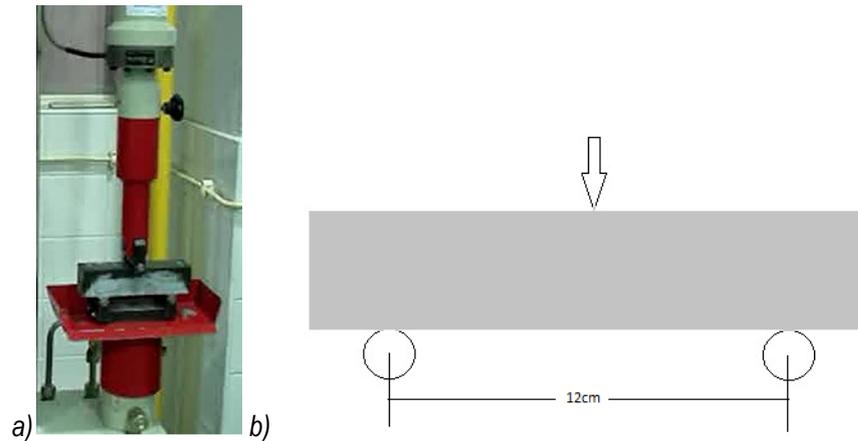


Figura 4.12: a) Prensa para ensaio à flexão; b) Distância entre apoios



Figura 4.13: Resultado do ensaio à flexão do prisma

2. Ensaio dos provetes à compressão (figura 4.14)

- a. Limpeza do prisma, certificando que a parte onde a prensa exerce a força permanece lisa sem nenhuma rugosidade;
- b. Colocação do prisma na posição correcta, encostando o meio prisma na parte metálica que garante o correcto posicionamento da peça, evitando colocar a face de enchimento em contacto com a prensa ou com os apoios;
- c. Colocação da máquina em funcionamento e esperar pela rotura (figura 4.15);
- d. Registo da resistência à compressão da argamassa.



Figura 4.14: Ensaio dos meio prismas à compressão



Figura 4.15: Rotura à compressão do meio prisma

O calculo da resistência máxima à flexão é dada pela equação:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{3 PL}{2 bh^2}$$

onde:

P- força máxima aplicada [N]

L- distância entre apoios [m]

b- largura da secção [m]

h- altura da secção [m]

$\sigma_{\text{máx}}$ – tensão máxima de resistência à flexão [Pa]

O cálculo da resistência máxima à compressão é dada pela equação:

$$\sigma_c = \frac{P}{bh}$$

onde:

P- força aplicada [N]

b- largura da secção [m]

h- altura da secção [m]

σ_c – tensão máxima de resistência à compressão [Pa]

Ensaio dos Provetes A1V1 (Argamassa nº1, Viga 1)						
	Peso (g)	Idade (dias)	Ensaio à Flexão		Ensaio à Compressão	
			Força Máxima (P)	Tensão Máxima ($\sigma_{\text{máx}}$)	Força Máxima (P)	Tensão Máxima (σ_c)
			kN	MPa	kN	MPa
Provete nº1	-	22	4,748	13,354	166,78	104,2
					166,22	103,9
Provete nº2	-	-	-	-	-	-
					-	-
Provete nº3	-	-	-	-	-	-
					-	-
Valores Médios			4,748	13,354	166,5	104,1

Tabela 4.8: Quadro resumo do ensaio aos provetes A1V1

4.5.4 Betonagem da Viga 1

Antes da betonagem o molde foi colocado numa mesa estática onde foi preliminarmente nivelado para a recepção da argamassa, sendo restabelecido o nivelamento depois da betonagem ter concluído. O nivelamento mantém o correcto alinhamento do molde contribuindo para a execução de uma peça com menos deformações. A aplicação dos pedaços de contraplacado na parte superior do molde impediu possíveis aberturas, normalmente originadas pela pressão da argamassa nas paredes em moldes deste tipo.

A betonagem da viga foi executada de forma que o banzo inferior da viga ficasse virado para cima, facilitando a penetração da argamassa pelos orifícios existentes entre as armaduras, conforme ilustrado na figura 4.16.

O molde cheio permaneceu estático durante 4 dias onde seguidamente se procedeu ao processo de descofragem, resultando uma peça de acabamento liso, com recobrimentos de armaduras máximo de 7mm na parte superior da viga e recobrimento mínimo de 4 mm na parte inferior da viga.

A Viga 1 foi então transportada para uma camara saturada a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ e a humidade relativa de pelo menos 95%, onde permaneceu por mais 18 dias até à data do ensaio.



Figura 4.16: Betonagem da Viga 1



Figura 4.17: Final do processo de betonagem

4.5.5 Secção da Viga 1

A Viga 1 apresentou a seguinte secção e respectiva disposição de armaduras (Figuras 4.18 e 4.19):

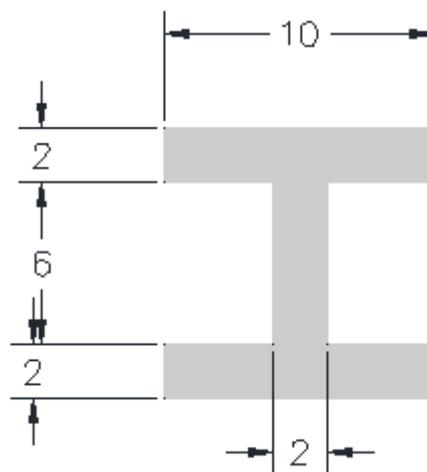


Figura 4.18: Secção 1 (dimensões em cm)

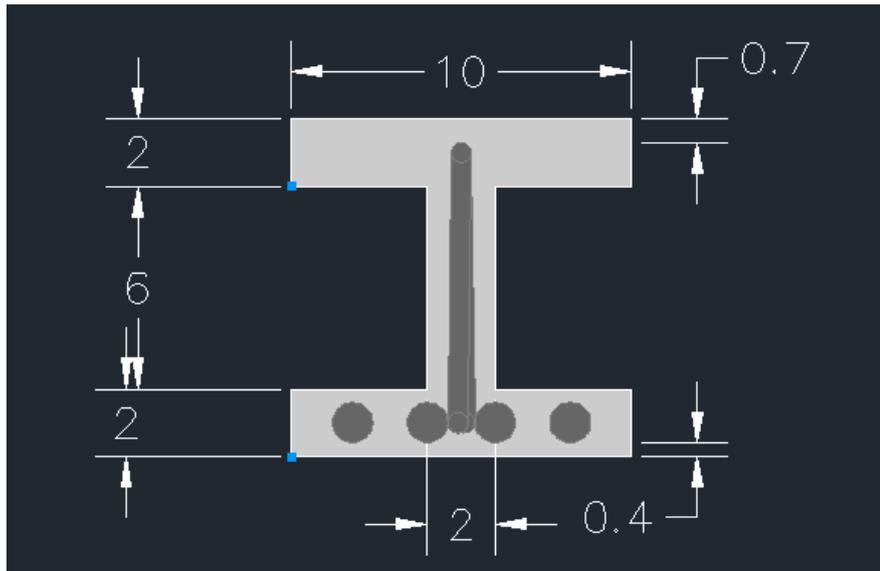


Figura 4.19: Disposição da armadura na secção da Viga 1

4.5.6 Ensaio da Viga 1

O ensaio à flexão das vigas foi feito numa FORM+TEST SEIDNER, devidamente calibrada e adequada para este tipo de ensaios (figura 4.20). Este tipo de máquina possui dois apoios que no topo são circulares, onde relativamente a rotações, apenas um permite rotação do apoio e em duas direcções. A primeira rotação (Figura 4.21, a)) permite que o apoio rode de forma a manter o alinhamento da peça nos dois apoios, quando a carga é aplicada na viga, a segunda rotação (Figura 4.21, b)) permite a rotação da peça através de um pequeno cilindro no apoio.

O ensaio à flexão das vigas seguiu a seguinte ordem de trabalhos:

1. Preparação do ensaio:
 - a. Posicionamento dos apoios afastados entre eles 1m, e por sua vez afastados 0,5m do ponto de aplicação da carga com auxílio de uma régua (figura 4.21);
 - b. Colocação do deflectómetro;
 - c. Posicionamento da viga sobre os apoios com o auxílio de uma régua (figura 4.21);



Figura 4.20: Máquina de ensaios de vigas à flexão

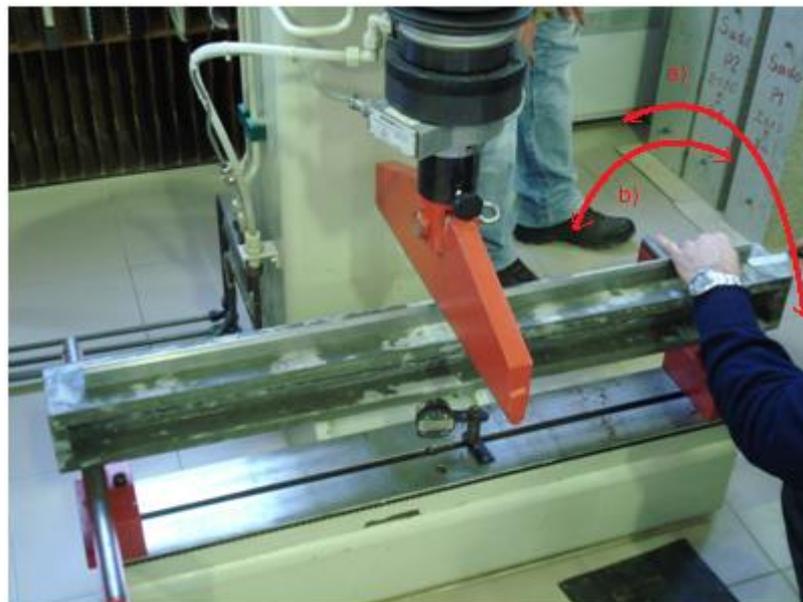


Figura 4.21: Posicionamento da viga; a) 1º Tipo de rotação do apoio; b) 2º tipo de rotação do apoio

2. Início do ensaio:

- a. Ligação da máquina e aplicação de carga até ao nivelamento da peça;
- b. Registo da carga de nivelamento e da flecha no defléctometro no instante;
- c. Aumento da carga em 5 kN e manutenção nesse patamar durante 30 segundos
- d. Leitura do deflectometro ao fim dos 30 segundos
- e. Repetição dos passos c) e d) até aos 40 kN de carga

- f. A partir do patamar dos 40kN, aumentou-se a carga em 2,5kN e manteve-se nesse patamar durante 30 segundos;
- g. Leitura do deflectometro ao fim dos 30 segundos;
- h. Repetição dos os passos f) e g) até ao momento de rotura da viga.

A deformação final foi registada durante a rotura da viga através de um pequeno video que focou o deflectometro desde o inicio do ensaio.

A Viga 1 foi ensaiada à flexão aos 22 dias de idade, e apresenta as seguintes características:

Ensaio da Viga 1				
Argamassa Constituinte	Argamassa nº1			
Idade (dias)	22			
Tipo de Secção	Secção 1			
Tipo de Aço	Armadura Longitudinal		A500 NR	4 Ø12
	Armadura Transversal	(Junto aos apoios)	A400 NR	Ø6//50
		(Terço Central)	A400 NR	Ø6//100
		Sistema de Estribos	A400 NR	"U"
Peso da Viga (kg)	-			

Tabela 4.9: Características gerais da Viga 1

4.5.7 Resultado do Ensaio da Viga 1

- A primeira viga suportou uma carga máxima de 25,57kN e uma flecha máxima de 4,512mm (tabela 4.10).
- Metade do banzo superior não resistiu à aplicação da força central partindo-se assim o betão ao longo da alma como se pode ver na figura 4.22.
- As armaduras não sofreram esforços significativos uma vez que o ensaio terminou logo após a quebra do banzo superior. A armadura, completamente intacta, foi totalmente reaproveitada para construção da viga seguinte (Viga 2).

Carga (kN)	Flecha (mm)
0	0,000
5	0,366
10	0,878
15	1,606
20	2,523
25	3,558
27,57	4,512

Tabela 4.10: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 1



Figura 4.22: Aspecto da Viga 1 após rotura

4.6 Execução da Segunda Viga (Viga 2)

A Execução da Viga 2 teve lugar após o ensaio da Viga 1, justamente para se efectuarem alterações de forma a melhorar o desempenho desta viga.

4.6.1 Armadura Viga 2

Após a realização do ensaio da Viga 1, para melhoria do desempenho, decidiu-se modificar a armadura de modo a que o banzo superior pudesse resistir a valores de carga mais elevados. Para isto os estribos na alma antes moldados em forma de “U” sofreram uma alteração. A estes estribos foi-lhes aplicada uma dobragem diferente, tornando-os numa peça em “T”, com o intuito de reforçar o banzo superior e desta forma travar a sua quebra.



Figura 4.23: Armadura da Viga 2

4.6.1.1 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal e o espaçamento entre varões aplicado no fabrico da Viga 2, foi idêntica à descrita no ponto §4.5.1.1 relativo ao fabrico da Viga 1.

4.6.1.2 Armadura de Esforço Transverso

Como armadura de esforço transverso foram utilizados varões de $\Phi 6$ de aço A400 NR, para a construção de peças em “T” de comprimento total 21,5cm, como mostra a figura 4.24. Estas peças foram soldadas com espaçamentos de 50mm entre elas nos terços junto das extremidades ($\Phi 6//50$), os dois seguintes estribos do

terço central foram espaçados 100mm do último estribo do terço da extremidade e posteriormente foi colocado um estribo entre estes conforme mostra a figura 4.25.

O espaçamento entre estribos e a soldagem dos mesmos aos varões centrais aplicados na Viga 2 estão exemplificados respectivamente nas figuras 4.25 e 4.26

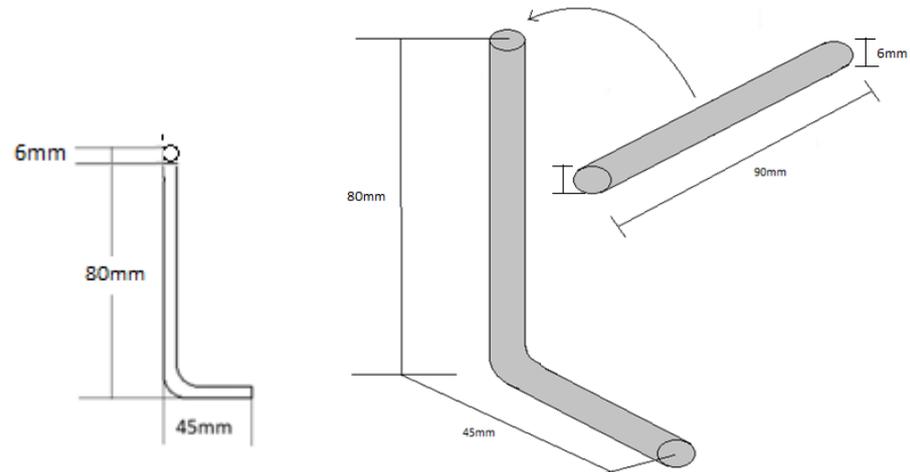


Figura 4.24: Estribo em "T"

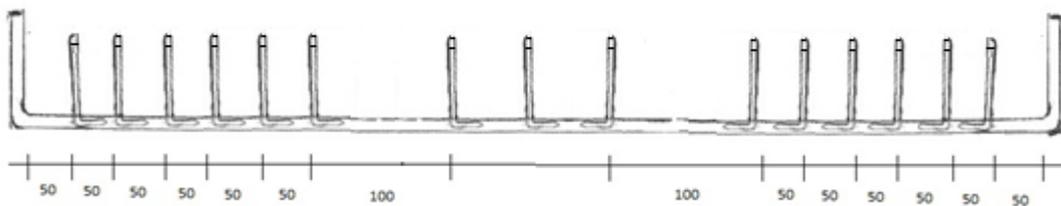


Figura 4.25: Disposição dos estribos ao longo da armadura, espaçamento em milímetros (mm)

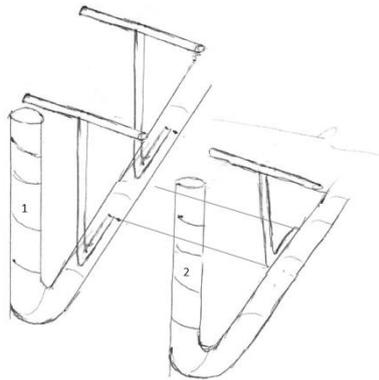


Figura 4.26: Alternância entre estribos

4.6.2 Argamassa

A dosagem adoptada para o fabrico da argamassa para a Viga 2, foi a Argamassa nº1 indicada no ponto §4.4.1. O procedimento para a mistura dos elementos constituintes da argamassa foi descrito no ponto §4.5.2.

O resultado do ensaio de espalhamento está apresentado na tabela 4.11:

Ensaio de Espalhamento Argamassa nº1 (Viga 2)		
Eixo	Distância em mm	
	Medição 1	Medição 2
x	267	267
y	266	266
Média das Ortogonais	267	267
Resultado Final	267	

Tabela 4.11: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº1 para a Viga 2

4.6.3 Execução e Ensaio dos Provetes Relativamente à Argamassa nº1 (Viga 2)

4.6.3.1 Execução dos Provetes A1V2 (Argamassa nº1, Viga 2)

A execução dos provetes foi efectuada como descrito no ponto §4.5.3.1

4.6.3.2 Ensaio dos Provetes A1V2

Os provetes A1V2 foram ensaiados ao final de 7 dias de idade. A metodologia de ensaio foi descrita anteriormente no ponto §4.5.3.2.

Como resultados dos ensaios dos provetes A1V2 obtiveram-se os valores indicados na tabela 4.12.

Ensaio dos Provetes A1V2 (Argamassa nº1, Viga 2)						
	Peso (g)	Idade (dias)	Ensaio à Flexão		Ensaio à Compressão	
			Força Máxima (P)	Tensão Máxima ($\sigma_{máx}$)	Força Máxima (P)	Tensão Máxima (σ_c)
			kN	MPa	kN	MPa
Provete nº1	603,18	7	6,131	17,243	138,44	86,5
					141,13	88,2
Provete nº2	599,65	7	6,409	18,025	143,8	89,9
					140,18	87,6
Provete nº3	602,48	7	6,355	17,873	143,87	89,9
					136,31	85,2
Valores Médios			6,298	17,714	140,6	87,9

Tabela 4.12: Quadro resumo dos ensaios aos provetes A1V2

4.6.4 Betonagem da Viga 2

O processo de betonagem foi exemplificado no ponto §4.5.4.

4.6.5 Secção da Viga 2

A Viga 2 apresentou a seguinte secção e respectiva disposição de armaduras:

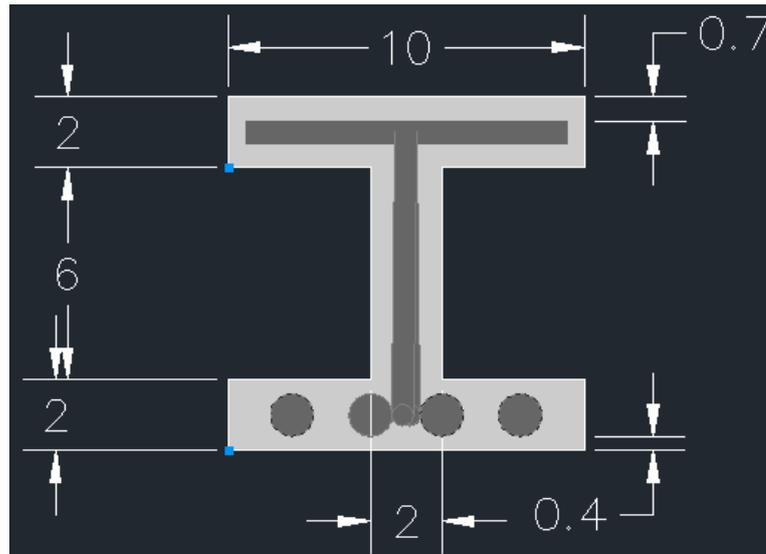


Figura 4.27: Secção 1, disposição da armadura na secção da Viga 2

4.6.6 Ensaio da Viga 2

A metodologia de ensaio da Viga 2 foi abordada no ponto §4.5.6. O ensaio à flexão foi efectuado aos 7 dias de idade.

A Viga 2 apresentou as seguintes características:

Ensaio da Viga nº2			
Argamassa Constituinte	Argamassa nº1		
Idade (dias)	7		
Tipo de Secção	Secção 1		
Tipo de Aço	Armadura Longitudinal		A500 NR 4 Ø12
	Armadura Transversal	(Junto aos apoios)	A400 NR Ø6//50
		(Terço Central)	A400 NR Ø6//100
		Sistema de Estribos	A400 NR "T"
Peso da Viga (kg)	18,710		

Tabela 4.13: Características gerais da Viga 2

4.6.7 Resultado do Ensaio da Viga 2

- A segunda viga suportou uma carga máxima de 34,33kN e uma flecha máxima que ultrapassou os 4mm (tabela 4.14).
- O banzo superior resistiu muito melhor à força aplicada.
- As armaduras não sofreram esforços significativos. Algumas imperfeições na colocação da armadura revelaram constituir uma limitação ao bom resultado do ensaio. O conjunto da armadura não se revelou eficaz, levando à ruptura do banzo superior no ponto deficiente da armadura.
- Problema de varejamento do banzo.
- Rotura pelo betão (compressão)

Carga (kN)	Flecha (mm)
0	0,000
5	0,288
10	0,786
15	1,605
20	2,319
25	3,068
30	3,954
34,33	-
35	-
Deformação Máxima	Não Registada

Tabela 4.14: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 2



Figura 4.28: Aspecto da Viga 2 após rotura.



Figura 4.29: Aspecto da Viga 2 após rotura – vista lateral.



Figura 4.30: Pormenor da zona de rotura da Viga 2

4.7 Execução da Terceira Viga (Viga 3)

A Execução da Viga 3 teve lugar após o ensaio da Viga 2, visando novas alterações à concepção da viga, de forma a melhorar o seu desempenho, para isso contou-se com um melhor cuidado de execução da armadura, evitando problemas como descrito anteriormente. Outro factor que diferenciou a Viga 2 da Viga 3 foi a argamassa. Com o intuito de aumentar a resistência à compressão da argamassa, a fim de a viga não sofrer rotura pelo betão, decidiu-se modificar a dosagem da argamassa, diminuindo a quantidade de água e aumentando a quantidade de adjuvante e observar então os resultados perante estas modificações.

4.7.1 Armadura Viga 3

Após a realização do ensaio da Viga 2, para melhoria do desempenho da Viga 3, surgiram alterações significativas a nível da armadura superior, e alterações também a nível dos diâmetros de varões e espaçamentos entre estribos.



Figura 4.31: Armadura da Viga 3

4.7.1.1 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal da Viga 3, foi composta por quatro varões de diâmetro 10mm ($4 \Phi 10$) de aço A500 NR, de comprimento 1,27m cada, colocados no banzo inferior. O espaçamento entre armaduras foi estabelecido conforme a figura 4.32, distando os varões 15mm das paredes do molde, e 10mm entre varões.

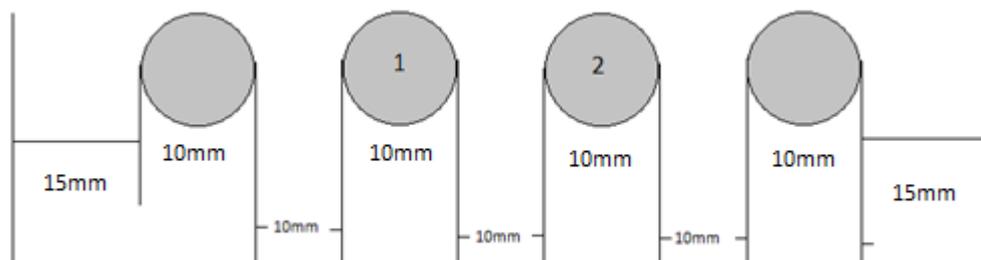


Figura 4.32: Espaçamento entre armaduras longitudinais Viga 3

4.7.1.2 Armadura de Esforço Transverso

No banzo superior foi implantado um sistema de estribos em “U”+”T” com a associação de troços de aço A400NR de 4mm de diâmetro em todo o banzo superior como mostra a figura 4.33, de forma a reforçar o banzo superior. Altura dos estribos coincidiu com o centro do banzo superior.

Como armadura de esforço transversal foram utilizados varões de $\Phi 6$ e $\Phi 4$ de aço A400 NR, para a construção de peças em “U”+”T” de comprimento total 21,6cm para os terços junto das extremidades e peças em “U”+”T” de comprimento total de 26,9cm, como mostram respectivamente as figuras 4.34 e 4.35. Estas peças foram soldadas com espaçamentos de 25mm entre elas nos terços junto das extremidades ($\Phi 6//25$), e no terço central os estribos foram espaçados 50mm entre eles ($\Phi 6//50$) conforme representado na figura 4.35. Estes estribos incorporaram um pequeno varão transversal de 90mm de comprimento e diâmetro 4mm com vista a reforçar o banzo superior da viga (figura 4.33 e figura 4.34).

O espaçamento entre estribos e a soldagem dos mesmos aos varões centrais aplicados na Viga 3 estão exemplificados respectivamente nas figuras 4.35 e 4.36.

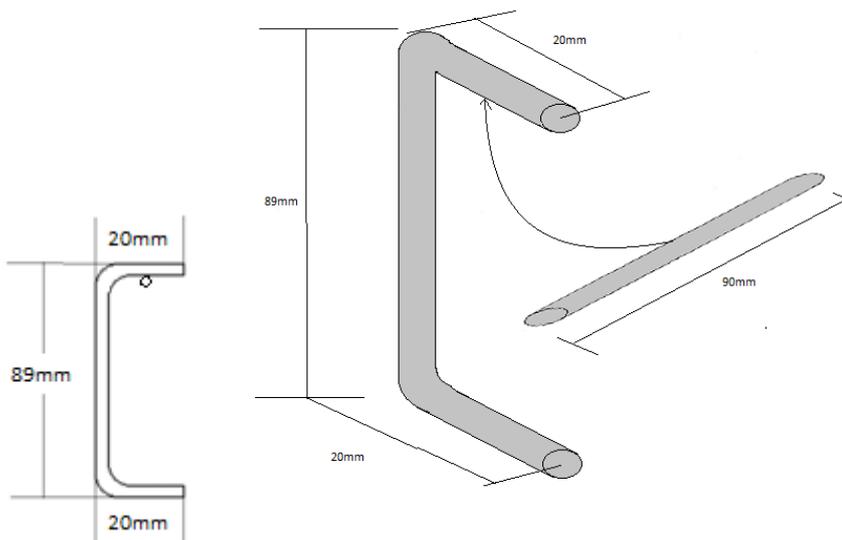


Figura 4.33: Estribo de extremidade em “U”+”T”

4.7.2 Argamassa

4.7.2.1 Dosagem

Com o objectivo de melhorar a resistência à compressão da argamassa foi necessário mudar a dosagem dos componentes e analisar o seu desempenho por meio dos ensaios anteriormente descritos.

A nova argamassa experimental teve como dosagem a apresentada na tabela 4.15:

Composição da Argamassa Experimental (Argamassa nº2)	
Cimento 52,5 R	1 kg
Areia	1 kg
Água	0,25 kg
Adjuvante ACE 426	15 ml

Tabela 4.15: Composição da argamassa experimental nº2

4.7.2.2 Mistura dos Materiais e Ensaio de Espalhamento

A mistura dos materiais para a concepção da argamassa, seguiu o procedimento descrito no ponto §4.4.3.

Anotaram-se os seguintes resultados sobre o espalhamento da argamassa na tabela 4.16:

Ensaio de Espalhamento Argamassa Experimental (Argamassa nº2)	
Eixo	Distância em mm
x	266
y	266
Média das Ortogonais	266

Tabela 4.16: Resultado do ensaio de espalhamento da argamassa experimental (Argamassa nº2)

O resultado do espalhamento indica que esta nova argamassa, mostrou uma boa compatibilidade entre o cimento e o adjuvante, já que a argamassa resultante foi suficientemente fluida capaz de preencher espaços muito estreitos sem necessidade de vibração. A esta nova argamassa foi atribuída a designação de “Argamassa nº2”, sendo a segunda argamassa utilizada na construção das restantes vigas. Desta forma procedeu-se à execução da argamassa para a Viga 3, seguindo esta dosagem. Como o recipiente da misturadora não tinha capacidade que permitisse a mistura de todo o volume de material, e desta forma conceber a argamassa apenas através de uma mistura, teve-se que dividir o volume de material em duas parcelas idênticas, e portanto fazer duas misturas em separado.

O resultado do ensaio de espalhamento foi descrito na tabela 4.17:

Ensaio de Espalhamento Argamassa nº2 (Viga 3)		
Eixo	Distância em mm	
	Medição 1	Medição 2
x	266	264
y	266	264
Média das Ortogonais	266	264
Resultado Final	265	

Tabela 4.17: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para a Viga 3

4.7.3 Execução e Ensaio dos Provetes Relativamente à Argamassa nº2 (Viga 3)

4.7.3.1 Execução dos Provetes A2V3 (Argamassa nº2, Viga 3)

A execução dos provetes foi efectuada como descrito no ponto §4.5.3.1

4.7.3.2 Ensaio dos Provetes A2V3

Os provetes A2V3 foram ensaiados ao final de 28 dias de idade. A metodologia de ensaio foi descrita anteriormente no ponto §4.5.3.2.

Como resultado do ensaio dos provetes A2V3 obteve-se a tabela:

Ensaio dos Provetes A2V3 (Argamassa nº2, Viga 3)						
	Peso (g)	Idade (dias)	Ensaio à Flexão		Ensaio à Compressão	
			Força Máxima (P)	Tensão Máxima ($\sigma_{máx}$)	Força Máxima (P)	Tensão Máxima (σ_c)
			kN	MPa	kN	MPa
Provete nº1	-	28	6,609	18,588	164,64	102,9
					130,47	81,5
Provete nº2	-	28	6,141	17,272	170,10	106,3
					164,96	103,1
Provete nº3	-	28	4,534	12,752	170,3	106,4
					162,86	101,8
Valores Médios			5,761	16,204	160,6	100,3

Tabela 4.18: Quadro resumo do ensaio aos provetes A2V3

Ensaio da Viga 3				
Argamassa Constituinte	Argamassa nº2			
Idade (dias)	28			
Tipo de Secção	Secção 1			
Tipo de Aço	Armadura Longitudinal		A500 NR	4 \varnothing 10
	Armadura Transversal	(Junto aos apoios)	A400 NR	\varnothing 6//25 + * \varnothing 4//25
		(Terço Central)	A400 NR	\varnothing 6//50 + * \varnothing 4//50
		Sistema de Estribos	A400 NR	"U" + "T"
Peso da Viga (kg)	18,075			

Tabela 4.19: Características gerais da Viga 3; *pequeno varão transversal no banzo superior

4.7.7 Resultado do Ensaio da Viga 3

- A terceira viga suportou uma carga máxima de 40kN e uma flecha máxima de 6,783mm (tabela 4.20).
- O banzo superior resistiu à força aplicada de forma mais eficaz até ao momento.
- Deu-se uma desagregação do betão junto ao apoio do lado direito da viga (figura 4.40). Suspeitou-se que esta desagregação se deveu à existência de um momento junto de este apoio, associado à flexão do banzo inferior na direcção transversal, pelo que este esforço desenvolveu a abertura de fissuras longitudinais junto da armadura longitudinal no banzo inferior, provocando por sua vez perda de aderência do betão ao aço, conduzindo desta forma à ineficácia da resistência total do conjunto, terminando-se o ensaio nesta situação.
- As armaduras sofreram esforços significativos pelo que não puderam ser reaproveitadas.

Carga (kN)	Flecha (mm)
0	0,000
5	0,408
10	0,994
15	1,625
20	2,393
25	3,157
30	3,98
35	4,936
40	6,783

Tabela 4.20: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 3



Figura 4.38: Aspecto da Viga 3 após rotura.



Figura 4.39: Pormenor da zona rotura da Viga 3



Figura 4.40: Pormenor da zona de rotura da Viga 3 (2), junto ao apoio.

4.8 Execução da Quarta Viga (Viga 4)

A execução da Viga 4 teve lugar antes do ensaio da Viga 3, tendo por base o resultado dos ensaios das vigas anteriores. Para a execução desta viga decidiu-se adoptar uma nova armadura que variou sobretudo na dimensão, diâmetro e espaçamento dos estribos.

4.8.1 Armadura Viga 4

Após a realização do ensaio da Viga 2, para melhoria do desempenho na Viga 4, surgiram alterações significativas a nível da armadura superior, e alterações também nos diâmetros de varões e espaçamentos entre estribos.

4.8.1.1 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal e o espaçamento entre varões aplicado no fabrico da Viga 4, foi idêntico ao descrito no ponto §4.7.1.1 no fabrico da Viga 3.

4.8.1.2 Armadura de Esforço Transverso

Como armadura de esforço transverso foi utilizado varões de $\Phi 6$ de aço A400 NR, para a construção de peças em "T" de comprimento total 21,5cm, como mostra a figura 4.41. Estas peças foram soldadas com espaçamentos de 50mm entre elas nos terços junto das extremidades ($\Phi 6//50$), no terço central os estribos foram espaçados de 90mm em 90mm ($\Phi 6//90$), conforme mostra a figura 4.42. Os estribos foram colocados de forma a coincidirem o mais possível com o centro dos banzos.

O espaçamento entre estribos e a soldagem dos mesmos aos varões centrais aplicados na Viga 3 estão exemplificados respectivamente nas figuras 4.42 e 4.26 do ponto §4.6.1.2.

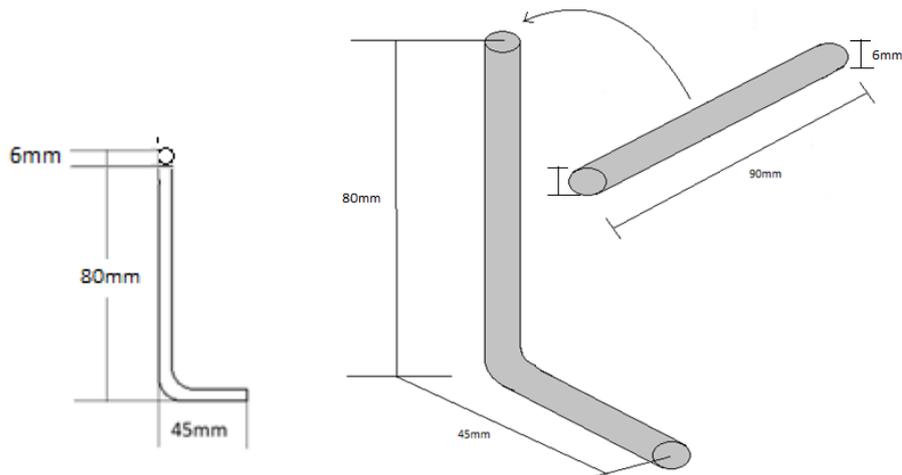


Figura 4.41: Estribo em "T"

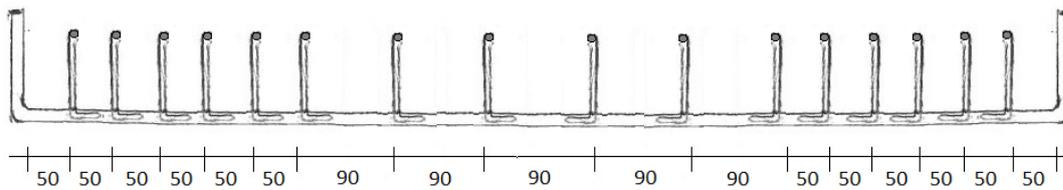


Figura 4.42: Disposição dos estribos ao longo da armadura, espaçamento em milímetros (mm)

4.8.2 Argamassa

A dosagem adoptada para a concepção da argamassa para a Viga 4, foi a da Argamassa nº2 indicada no ponto §4.7.2. O procedimento para a mistura dos elementos constituintes da argamassa foi o mesmo descrito no ponto §4.7.2. A argamassa foi feita através de uma só mistura, sendo de seguida efectuado o ensaio de espalhamento, obtendo-se o seguinte resultado:

Ensaio de Espalhamento Argamassa nº2 (Viga 4)	
Eixo	Distância em mm
x	315
y	315
Média das Ortogonais	315

Tabela 4.21: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para a Viga 4

4.8.3 Execução e Ensaios dos Provetes Relativamente à Argamassa nº2 (Viga 4)

4.8.3.1 Execução dos Provetes A2V4 (Argamassa nº2, Viga 4)

A execução dos provetes foi efectuada como descrito no ponto §4.5.3.1

4.8.3.2 Ensaio dos Provetes A2V4

Os provetes A2V4 foram ensaiados ao final de 28 dias de idade. A metodologia de ensaio foi descrita anteriormente no ponto §4.5.3.2.

Como resultados dos ensaios dos provetes A2V4 obtiveram-se os valores indicados na tabela 4.22:

Ensaio dos Provetes Viga nº4 (Argamassa nº2)						
	Peso (g)	Idade (dias)	Ensaio à Flexão		Ensaio à Compressão	
			Força Máxima (P)	Tensão Máxima ($\sigma_{máx}$)	Força Máxima (P)	Tensão Máxima (σ_c)
			kN	MPa	kN	MPa
Provete nº1	-	7	4,120	11,588	164,57	102,9
					155,18	97,0
Provete nº2	-	-	-	-	-	-
					-	-
Provete nº3	-	-	-	-	-	-
					-	-
Valores Médios			4,120	11,588	159,9	99,9

Tabela 4.22: Quadro resumo do ensaio aos provetes A2V4

4.8.4 Betonagem da Viga 4

O processo de betonagem foi exemplificado no ponto §4.5.4.

4.8.5 Secção da Viga 4

A Viga 4 apresentou a seguinte secção e respectiva disposição de armaduras:

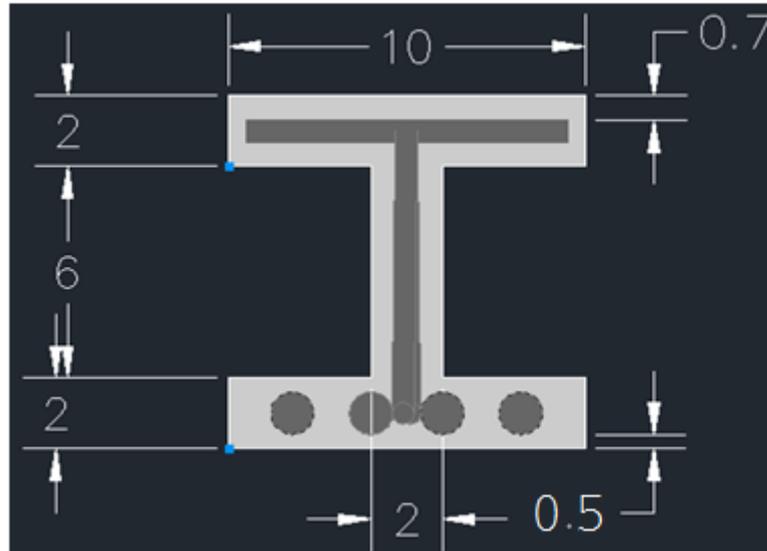


Figura 4.43: Secção 1, disposição da armadura na secção da Viga 4, dimensões em centímetros (cm)

4.8.6 Ensaio da Viga 4

A metodologia de ensaio da Viga 4 foi abordada no ponto §4.5.6. O ensaio à flexão foi efectuado aos 7 dias de idade.

A Viga 4 apresentou as seguintes características:

Ensaio da Viga 4			
Argamassa Constituinte	Argamassa nº2		
Idade (dias)	7		
Tipo de Secção	Secção 1		
Tipo de Aço	Armadura Longitudinal		A500 NR 4 Ø10
	Armadura Transversal	(Junto aos apoios)	A400 NR Ø6//50
		(Terço Central)	A400 NR Ø6//90
		Sistema de Estribos	A400 NR "T"
Peso da Viga (kg)	17,964		

Tabela 4.23: Características gerais da Viga 4.

4.8.7 Resultado do Ensaio da Viga 4

- A quarta viga suportou uma carga máxima de 37,43kN, a sua flecha máxima sido registada, sabendo-se que esteve próximo ou ultrapassou ligeiramente 6mm (tabela 4.24).
- O banzo superior resistiu eficazmente à força aplicada, sofrendo menor dano quando comparado com das vigas anteriores.
- Mais uma vez deu-se uma desagregação do betão junto ao apoio do lado direito da viga (figura 4.46). Continuou a suspeitar-se que esta desagregação se deveu à existência de um momento junto de este apoio, já que o resultado obtido foi semelhante ao resultado do ensaio da viga anterior (Viga 3). Durante o ensaio desenvolveram-se aberturas de fissuras longitudinais junto da armadura longitudinal, provocando mais uma vez perda de aderência do betão ao aço conduzindo desta forma à uma insatisfação sobre os valores de resistência do conjunto.
- As armaduras sofreram esforços significativos pelo que não puderam ser reaproveitadas.

Carga (kN)	Flecha (mm)
0	0,000
5	0,400
10	0,992
15	1,744
20	2,578
25	3,411
30	4,364
35	5,526
37,43	-

Tabela 4.24: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 4



Figura 4.44: Rotura da Viga 4



Figura 4.45: Pormenor da zona rotura da Viga 4



Figura 4.46: Pormenor da zona de rotura da Viga 3 (2), na zona do apoio

3ª FASE

4.9 Segundo Molde de Prova

Atendendo aos resultados observados durante após o ensaio das vigas anteriores, decidiu-se modificar a dimensão do molde em altura. Desta forma, aumentou-se a altura do banzo inferior em 4mm, passando de 20mm para 24mm de espessura. O objectivo pretendido com esta modificação foi estudar a influência da secção na abertura das fendas longitudinais desenvolvidas ao longo da armadura longitudinal, e evitar desagregações entre aço e betão, conduzindo ao aumento da resistência da peça.

Foram então concebidos dois novos moldes com iguais dimensões com a alteração mencionada acima, para se efectuar a comparação entre a resistência à flexão de duas vigas semelhantes com diferentes idades de cura.

As dimensões destes moldes estão apresentadas em milímetros (mm) na figura 4.47, preparado para a concepção de vigas à escala real de 1,10m de comprimento, 10cm de largura, 10cm de altura, 2cm de espessura de banzo superior e 2,4cm de espessura de banzo inferior e 2cm de espessura de alma, com um volume total de $\approx 6,4\text{dm}^3$ (6,4 litros). O molde também teve em conta a construção das zonas maciças nas extremidades para amarração das armaduras nos apoios, proporcionando uma melhoria das condições de aderência entre aço/betão.

A base e as paredes do molde foram feitas à base de contraplacado marítimo de 2,1cm, os barrotes interiores foram feitos a partir de madeira de pinho com ligeiras inclinações de 1mm e 3mm, conforme o lado do barrote, como mostra a figura 4.48, de forma a permitir uma descofragem mais fácil. O molde foi munido de um sistema de parafusos preparando-o para ser reutilizado várias vezes.

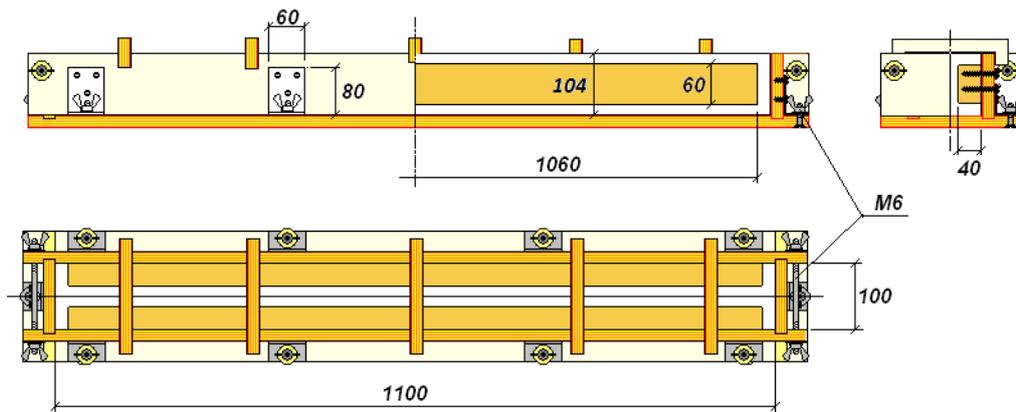


Figura 4.47: Segundo molde perfil "I"

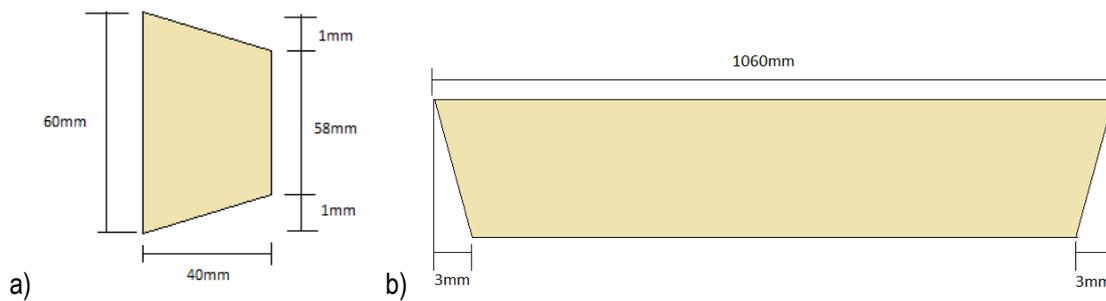


Figura 4.48: a) Secção transversal do barrote; b) Vista em planta do barrote

4.10 Execução da Quinta e Sexta Viga (Viga 5 e Viga 6)

Tanto a Viga 5 como a Viga 6 foram concebidas ao mesmo tempo, tendo por base os resultados dos ensaios das vigas anteriores.

O objectivo principal, da execução conjunta destas duas vigas, foi comparar a resistência à flexão das vigas em diferentes idades.

Para a execução destas vigas decidiu-se adoptar uma nova armadura que variou sobretudo na dimensão, diâmetro e espaçamento dos estribos, sendo esta armadura portanto idêntica nas duas vigas.

4.10.1 Armaduras das Viga 5 e 6

Após a realização do ensaio da Viga 4, para melhoria do desempenho das Vigas 5 e 6 surgiram alterações apenas a nível da armadura longitudinal, nomeadamente no diâmetro dos varões da extremidade.

4.10.1.1 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal das Vigas 5 e 6, foi composta por dois varões de diâmetro 10mm ($2\Phi 10$) colocados na parte central do banzo inferior e dois varões de diâmetro 8mm ($2\Phi 8$) colocados nas extremidades do banzo inferior, todos de aço A500 NR e de comprimento 1,27m cada. O espaçamento entre armaduras foi estabelecido conforme a figura 4.52, distando os varões 17mm das paredes do molde, e 10mm entre varões.

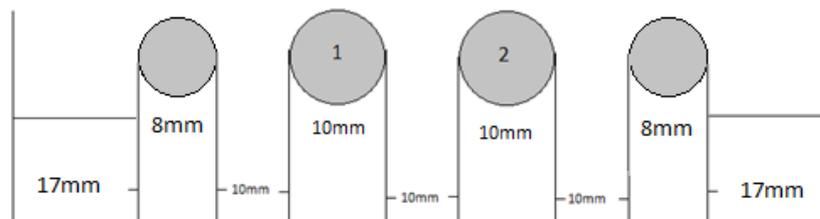


Figura 4.49: Espaçamento entre armaduras longitudinais nas Vigas 5 e 6

4.10.1.2 Armadura de Esforço Transverso

Como armadura de esforço transverso foi utilizado a mesma tipologia da Viga 4, com varões de $\Phi 6$ de aço A400 NR, para a construção de peças em “T” de comprimento total 21,5cm, como mostra a figura 4.24 do ponto §4.6.1.2, soldadas com espaçamentos de 50mm entre elas nos terços junto das extremidades ($\Phi 6//50$), no terço central os estribos foram espaçados de 90mm em 90mm ($\Phi 6//90$), conforme mostra a figura 4.50. Os estribos foram colocados de forma a coincidirem o mais possível com o centro dos banzos.

O espaçamento entre estribos e a soldagem dos mesmos aos varões centrais aplicados nas Vigas 5 e 6 estão exemplificados respectivamente nas figuras 4.50 e 4.24 do ponto §4.6.1.2.

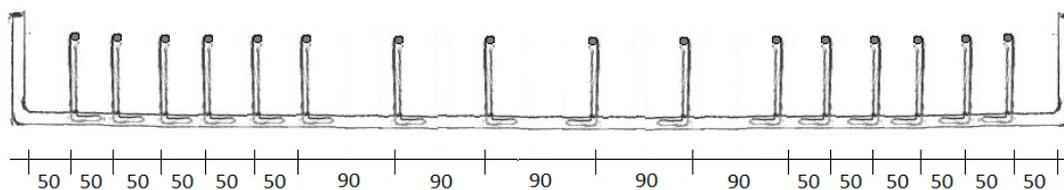


Figura 4.50: Disposição dos estribos ao longo da armadura, espaçamento em milímetros (mm)

4.10.2 Argamassa

A dosagem adoptada para a concepção da argamassa para as Vigas 5 e 6, foi a da Argamassa nº2 indicada no ponto §4.7.2.1. O procedimento para a mistura dos elementos constituintes da argamassa foi o descrito no ponto §4.7.2.2.

Ensaio de Espalhamento Argamassa nº2 (Viga 5)		
Eixo	Distância em mm	
	Medição 1	Medição 2
x	250	250
y	249	251
Média das Ortogonais	250	251
Resultado Final	251	

Tabela 4.25: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para a Viga 5

Ensaio de Espalhamento Argamassa nº2 (Viga 6)		
Eixo	Distância em mm	
	Medição 1	Medição 2
x	260	269
y	260	266
Média das Ortogonais	260	268
Resultado Final	264	

Tabela 4.26: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para a Viga 6

4.10.3 Execução e Ensaio dos Provetes Relativamente à Argamassa nº2 (Viga 4)

4.10.3.1 Execução dos Provetes A2V5 e A2V6 (Argamassa nº2, Viga 5; Argamassa nº2, Viga 6;)

A execução dos provetes foi efectuada como descrito no ponto §4.5.3.1

4.10.3.2 Ensaio dos Provetes A2V5 e A2V6

Os provetes A2V5 e A2V6 foram ensaiados ao final de 7 dias de idade por lapso, visto que os provetes A2V6 deviam ter sido ensaiados aos 28 dias de idade com o de forma a comparar os valores nessas duas idades. A metodologia de ensaio foi descrita anteriormente no ponto §4.5.3.2.

Como resultado do ensaio dos provetes A2V5 e A2V6 obteve-se as respectivas tabelas:

Ensaio dos Provetes A2V5 (Argamassa nº2, Viga 5)						
	Peso (g)	Idade (dias)	Ensaio à Flexão		Ensaio à Compressão	
			Força	Tensão	Força	Tensão Máxima
			kN	MPa	kN	MPa
Provete nº1	599,04	7	5,221	14,684	176,63	110,4
					152,49	95,3
Provete nº2	607,5	7	6,996	19,676	175,27	109,5
					159,43	99,6
Provete nº3	598,84	7	6,936	19,508	166,92	104,3
					170,79	106,7
Valores Médios			6,384	17,956	166,9	104,3

Tabela 4.27: Quadro resumo do ensaio aos provetes A2V5

Ensaio dos Provetes A2V6 (Argamassa nº2, Viga 6)						
	Peso (g)	Idade (dias)	Ensaio à Flexão		Ensaio à Compressão	
			Força	Tensão	Força	Tensão Máxima
			kN	MPa	kN	MPa
Provete nº1	590,43	7	6,683	18,796	153,64	96,0
					154,32	96,5
Provete nº2	598,52	7	7,660	21,544	151,07	94,4
					148,56	92,9
Provete nº3	596,46	7	7,170	20,166	143,49	89,7
					154,51	96,6
Valores Médios			7,171	20,168	150,9	94,3

Tabela 4.28: Quadro resumo do ensaio aos provetes A2V6

4.10.4 Betonagem das Vigas 5 e 6

O processo de betonagem foi exemplificado no ponto §4.5.4.

4.10.5 Secção das Vigas 5 e 6

As Vigas 5 e 6 apresentaram a seguinte secção e respectiva disposição de armaduras:

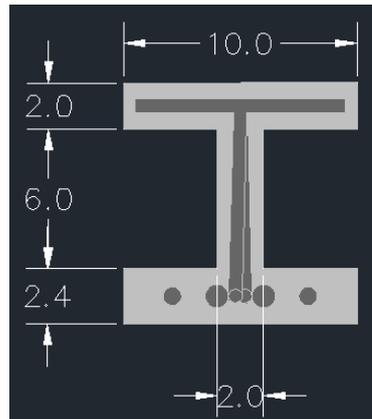


Figura 4.51: Secção 2

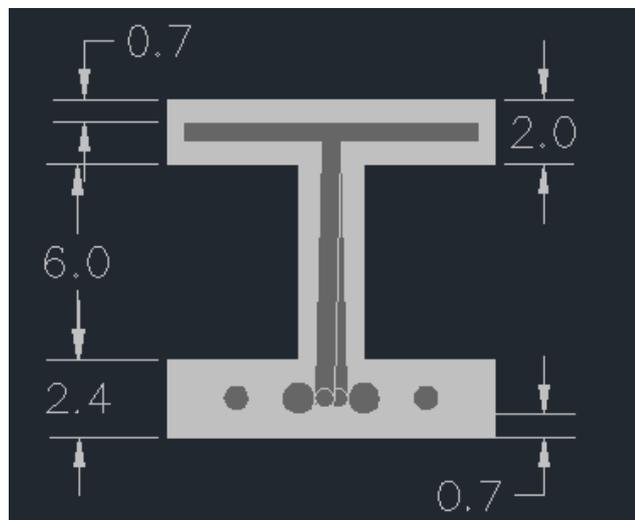


Figura 4.52: Secção 2, disposição da armadura na secção da Viga 5 e Viga 6, dimensões em centímetros (cm)

4.10.6 Ensaio das Vigas 5 e 6

A metodologia de ensaio das Vigas 5 e 6 foi abordada no ponto §4.5.6. O ensaio à flexão da Viga 5 foi efectuado aos 7 dias de idade e o ensaio da Viga 6 foi efectuado aos 28 dias de idade.

A Viga 5 apresentou as seguintes características:

Ensaio da Viga 5				
Argamassa Constituinte	Argamassa nº2			
Idade (dias)	7			
Tipo de Secção	Secção 2			
Tipo de Aço	Armadura Longitudinal		A500 NR	2 Ø10 + 2 Ø8
	Armadura Transversal	(Junto aos apoios)	A400 NR	Ø6//50
		(Terço Central)	A400 NR	Ø6//90
		Sistema de Estribos	A400 NR	"T"
Peso da Viga (kg)	18,224			

Tabela 4.29: Características gerais da Viga 5

A Viga 6 apresentou as seguintes características:

Ensaio da Viga 6				
Argamassa Constituinte	Argamassa nº2			
Idade (dias)	28			
Tipo de Secção	Secção 2			
Tipo de Aço	Armadura Longitudinal		A500 NR	2 Ø10 + 2 Ø8
	Armadura Transversal	(Junto aos apoios)	A400 NR	Ø6//50
		(Terço Central)	A400 NR	Ø6//90
		Sistema de Estribos	A400 NR	"T"
Peso da Viga (kg)	18,115			

Tabela 4.30: Características gerais da Viga 6

4.10.7 Resultado do Ensaio das Vigas 5 e 6

- A Viga 5 suportou uma carga ligeiramente superior a 43kN e a sua flecha máxima atingiu os 7,658mm (tabela 4.31).

- A Viga 6 suportou uma carga de 45kN e a sua flecha máxima atingiu os 7,876mm (tabela 4.32).
- Verificou-se a formação de poros na parte inferior do banzo superior em ambas as vigas.
- Na Viga 5 não se registou desagregações do betão, nem o aparecimento de fissuras longitudinais no banzo inferior
- Na Viga 6 não houve ocorrência de desagregação de betão. Fraca fissuração do banzo inferior, as fissuras longitudinais no banzo inferior não se desenvolveram em toda a viga e não foram suficientes para contribuir para a desagregação do betão e consequentemente perda de aderência entre aço betão
- As armaduras sofreram esforços significativos pelo que não puderam ser reaproveitadas.

Carga (kN)	Flecha (mm)
0	0,000
0,44	0,069
5	0,514
10	1,405
15	2,289
20	3,158
25	3,996
30	4,883
35	5,879
40	6,930
43	7,658

Tabela 4.31: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 5

Carga (kN)	Flecha (mm)
0	0,000
0,44	0,061
5	0,454
10	1,160
15	2,067
20	2,900
25	3,810
30	4,677
35	5,577
40	6,593
45	7,876

Tabela 4.32: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 6



Figura 4.53: Aspecto da Viga 5 após a rotura.



Figura 4.54: Pormenor da zona de rotura da Viga 5



Figura 4.55: Poros na parte inferior do banzo superior (Viga 5 e Viga 6)



Figura 4.56: Aspecto da Viga 6 após a rotura.



Figura 4.57: Pormenor da zona rotura da Viga 6

4.11 Execução da Sétima Viga (Viga 7)

Após observação dos resultados das últimas duas vigas, de modo a aumentar a capacidade resistente do banzo superior na zona central da viga, decidiu-se diminuir o espaçamento entre os estribos no terço central. Decidiu-se ainda diminuir o diâmetro dos estribos no terço central do banzo superior. Todos os estribos foram colocados o mais próximo possível da superfície do topo da secção de modo a diminuir o varejamento do banzo, tendo-se mantido as restantes características da viga.

4.11.1 Armadura Viga 7

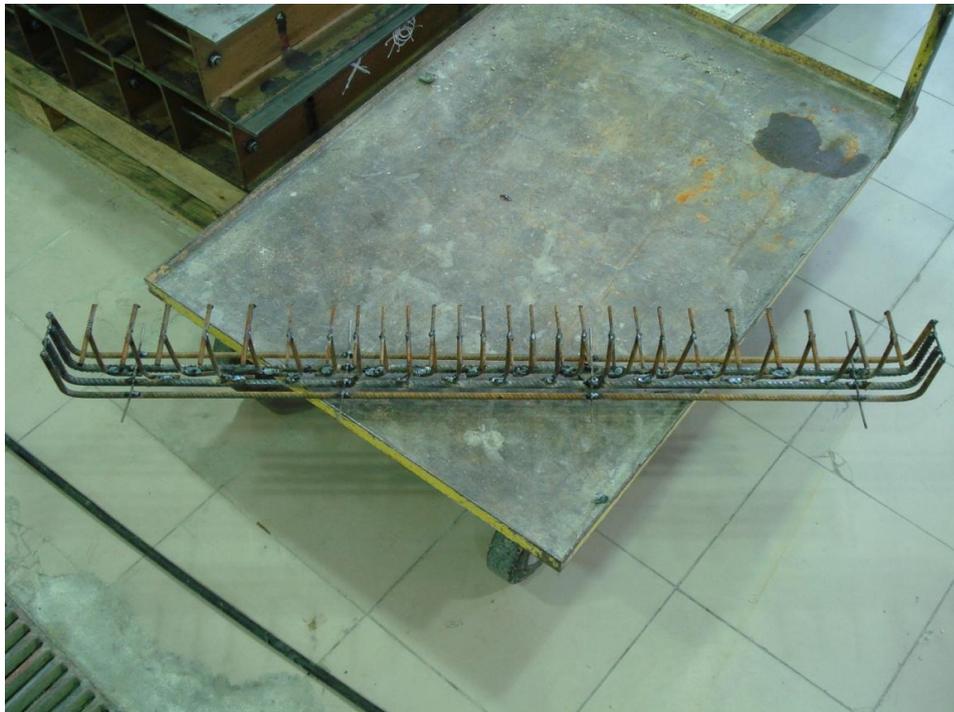


Figura 4.58: Armadura da Viga 7

4.11.1.1 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal e o espaçamento entre varões aplicados no fabrico da Viga 7, foram idênticos aos descritos no ponto §4.10.1.1, relativo ao fabrico das Vigas 5 e 6.

4.11.1.2 Armadura de Esforço Transverso

No banzo superior foi implantado um sistema de estribos em “T” com troços de aço A400NR de 4mm de diâmetro no terço central do banzo superior como mostra a figura 4.66. Os eixos dos estribos horizontais não coincidiu com o centro do banzo superior, tendo sido colocados o mais próximo possível da superfície do banzo.

Como armadura de esforço transverso foram utilizados varões de $\Phi 6$ e $\Phi 4$ de aço A400 NR, para a construção de peças em “T” de comprimento total 22,4cm para os terços junto das extremidades e peças em “T” de comprimento total de 20,6cm para o terço central, como mostram respectivamente as figuras 4.59 e 4.60, soldadas com espaçamentos de 50mm entre elas nos terços junto das extremidades ($\Phi 6//50$), no terço central os estribos foram espaçados de 30mm em 30mm ($\Phi 6//30$), conforme mostra a figura 4.61.

O espaçamento entre estribos e a soldagem dos mesmos aos varões centrais aplicados na Vigas 7 estão exemplificados respectivamente nas figuras 4.61 e 4.26 do ponto §4.6.1.2.

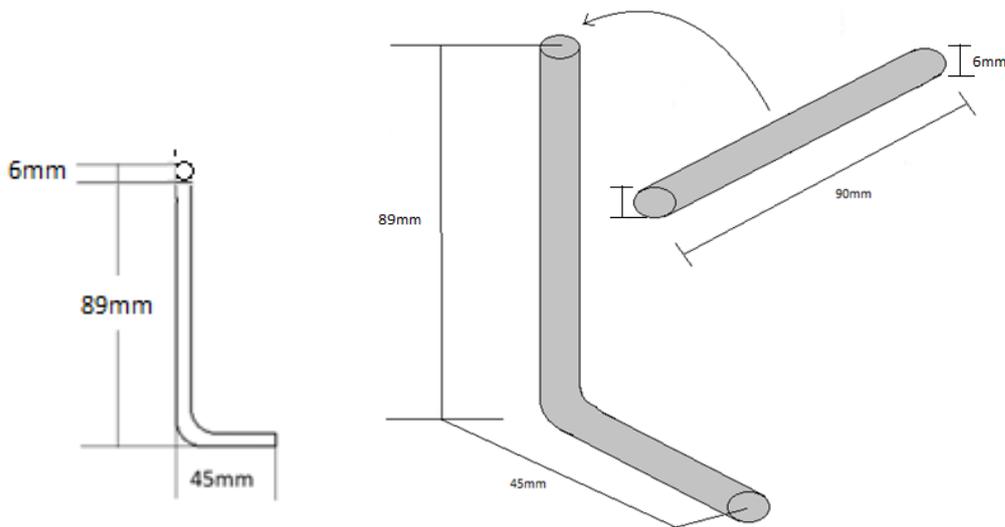


Figura 4.59: Estribo em “T”, terço da extremidade

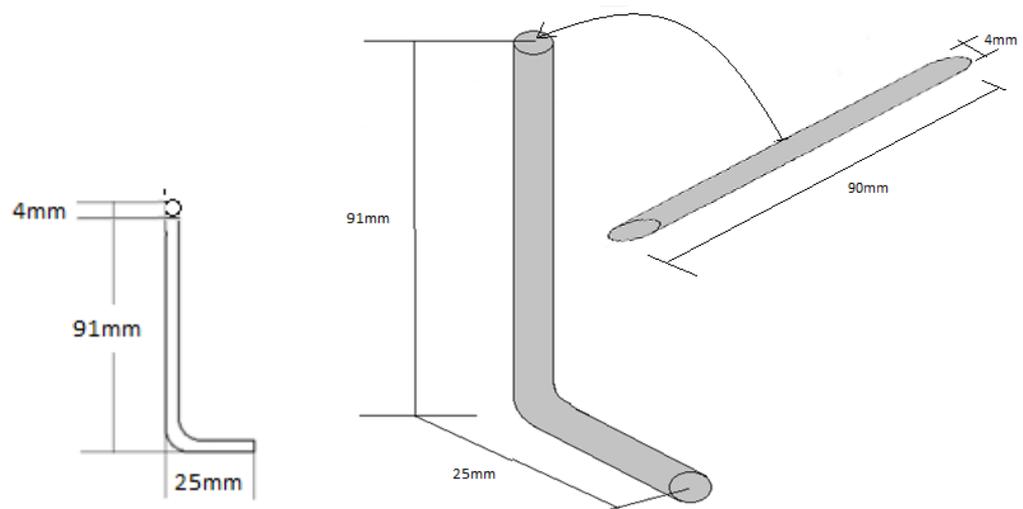


Figura 4.60: Estribo em "T", terço central

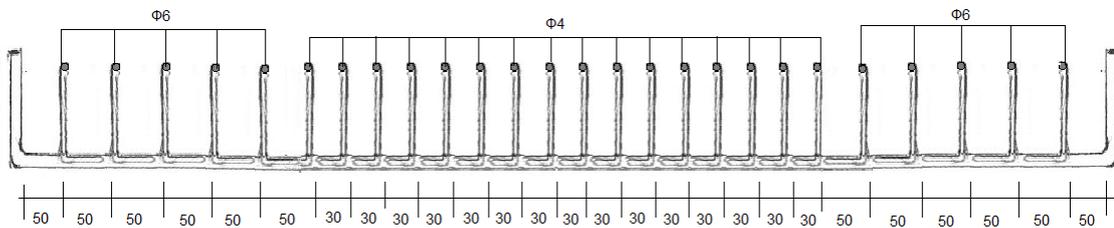


Figura 4.61: Disposição dos estribos ao longo da armadura, espaçamento em milímetros (mm)

4.11.2 Argamassa

A dosagem adoptada para a concepção da argamassa para a Viga 7, foi a da Argamassa nº2 indicada no ponto §4.7.2.1. O procedimento para a mistura dos elementos constituintes da argamassa foi o mesmo descrito no ponto §4.7.2.2.

Ensaio de Espalhamento Argamassa nº2 (Viga 7)		
Eixo	Distância em mm	
	Medição 1	Medição 2
x	257	262
y	260	260
Média das Ortogonais	259	261
Resultado Final	260	

Tabela 4.33: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para a Viga 7

4.11.3 Execução e Ensaio dos Provetes Relativamente à Argamassa nº2 (Viga 7)

4.11.3.1 Execução dos Provetes A2V7 (Argamassa nº2, Viga 7)

A execução dos provetes foi efectuada como descrito no ponto §4.5.3.1

4.10.3.2 Ensaio dos Provetes A2V7

Os provetes A2V7 foram ensaiados ao final de 7 dias de idade. A metodologia de ensaio foi descrita anteriormente no ponto §4.5.3.2.

Os resultados dos ensaios dos provetes A2V7 estão apresentados na tabela 4.34.

Ensaio dos Provetes A2V7 (Argamassa nº2, Viga 7)						
	Peso (g)	Idade (dias)	Ensaio à Flexão		Ensaio à Compressão	
			Força Máxima (P)	Tensão Máxima ($\sigma_{m\acute{a}x}$)	Força Máxima (P)	Tensão Máxima (σ_c)
			kN	MPa	kN	MPa
Provete nº1	601,96	7	7,555	21,248	149,39	93,4
					102,54	64,1
Provete nº2	596,42	7	7,336	20,633	148,05	92,5
					152,07	95,0
Provete nº3	589,15	7	7,530	21,178	157,7	98,6
					153,58	96,0
Valores Médios			7,474	21,020	143,9	89,9

Tabela 4.34: Quadro resumo dos ensaios aos provetes A2V7

4.11.4 Betonagem da Viga 7

O processo de betonagem foi exemplificado no ponto §4.5.4.

4.11.5 Secção da Viga 7

Viga 7 apresentou a seguinte secção e respectiva disposição de armaduras:

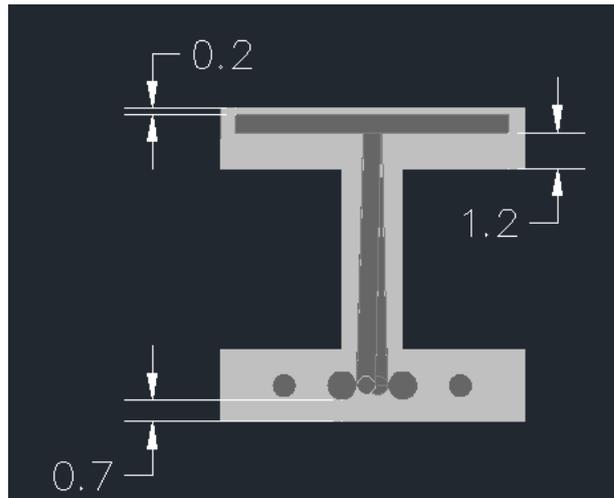


Figura 4.62: Secção 2, recobrimentos e disposição da armadura na secção da Viga 7, dimensões em centímetros (cm), estribos de 6mm no banzo superior.

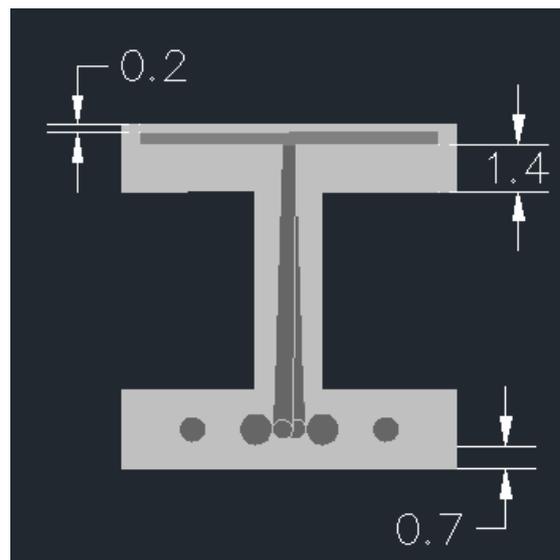


Figura 4.63: Secção 2, recobrimentos e disposição da armadura na secção da Viga 7, dimensões em centímetros (cm), estribos de 4mm no banzo superior.

4.11.6 Ensaio da Viga 7

A metodologia de ensaio da Viga 7 foi abordada no ponto §4.5.6. O ensaio à flexão da Viga 7 foi efectuado aos 7 dias de idade.

A Viga 7 apresentou as seguintes características:

Ensaio da Viga nº7				
Argamassa Constituinte	Argamassa nº2			
Idade (dias)	7			
Tipo de Secção	Secção 2			
Tipo de Aço	Armadura Longitudinal		A500 NR	2 Ø10 + 2 Ø8
	Armadura Transversal	(Junto aos apoios)	A400 NR	Ø6//50
		(Terço Central)	A400 NR	Ø6//30 + *Ø4//30
		Sistema de Estribos	A400 NR	"T"
Peso da Viga (kg)	18,218			

Tabela 4.35: Características gerais da Viga 7

4.11.7 Resultado do Ensaio da Viga 7

- A Viga 7 suportou uma carga máxima de 47,5kN e a sua flecha máxima atingiu os 9,332mm (tabela 4.36).
- Observou-se a formação de poros na parte inferior do banzo superior.
- Na Viga 7 não houve ocorrência de desagregações de betão. Fraca fissuração do banzo inferior, não se desenvolveram fissuras longitudinais significativas (figura 4.67).

Carga (kN)	Flecha (mm)
0	0,000
0,44	0,027
5	0,705
10	1,609
15	2,447
20	3,246
25	4,116
27,5	4,522
30	4,950
32,5	5,410
35	5,852
37,5	6,320
40	6,834
42,5	7,340
45	7,896
47,5	9,332

Tabela 4.36: Flechas obtidas nos patamares de carga para a Viga 7



Figura 4.64: Aspecto da Viga 7 após rotura.



Figura 4.65: Aspecto da Viga 7 após rotura (Vista oposta à da figura 4.64)



Figura 4.66: Pormenor da zona rotura da Viga 7

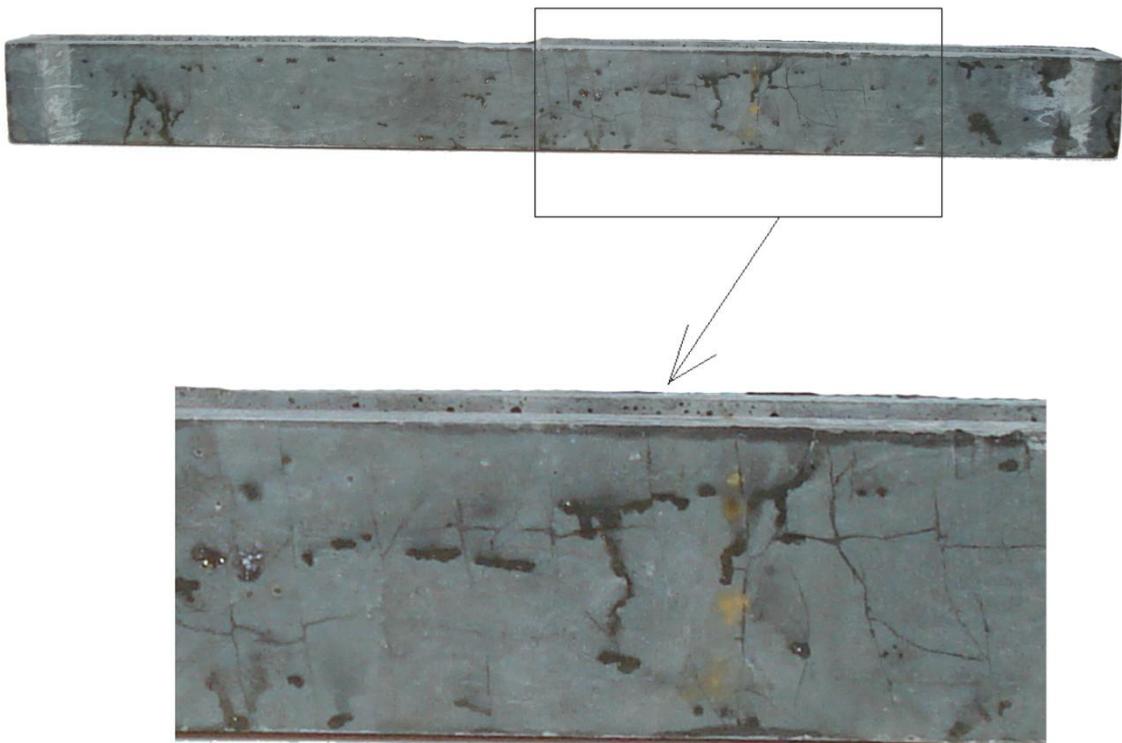


Figura 4.67: Fendilhação no banzo inferior

4.12 Execução do Prisma

A fim de estudar a resistência à compressão de peças esbeltas armadas e compostas pela última argamassa elaborada, concebeu-se um prisma de 15x15x60cm (figura 4.68). Este prisma contou com a incorporação de uma peça de 9x9x50cm constituído por poliestireno expandido extrudido, uma peça leve, devidamente fixa à armadura de forma a criar uma espécie de orifício no centro do prisma, proporcionando uma peça esbelta de paredes finas.

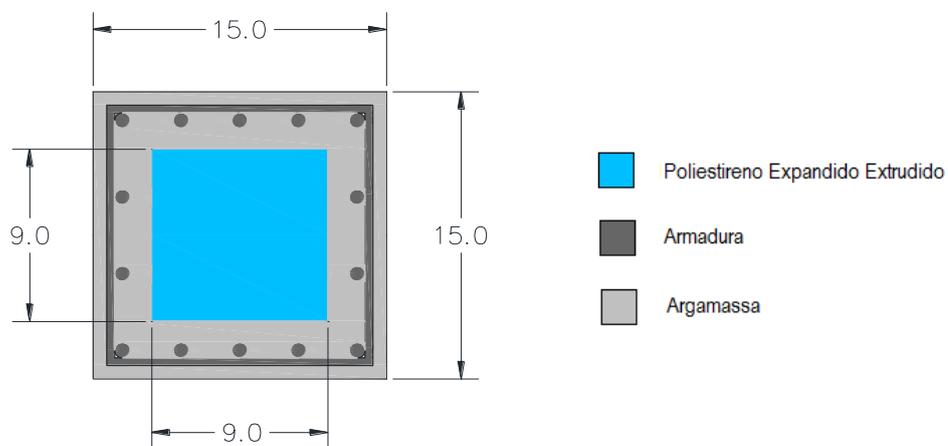


Figura 4.68: Secção do Prisma (dimensões em cm)

4.12.1 Armadura do Prisma

A colocação das armaduras no prisma está ilustrada nas figuras 4.69 e 4.70.



Figura 4.69: Armadura do Prisma

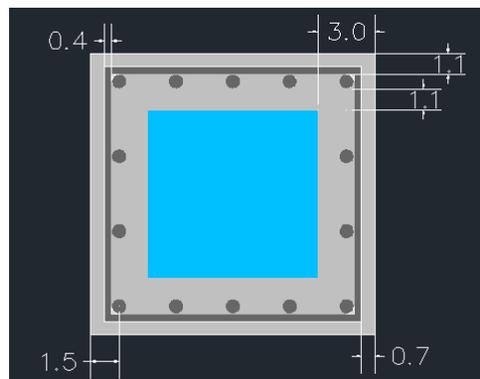


Figura 4.70: Posicionamento das armaduras na Secção em cm.

4.12.1.1 Armadura Longitudinal

A armadura longitudinal do prisma foi composta por catorze varões de diâmetro 8mm (14 $\Phi 8$) de aço A500 NR e de comprimento 58cm cada. A distribuição das armaduras foi estabelecida conforme a figura 4.71, distando os varões 11mm das paredes do molde, colocados de forma a permanecerem no centro da secção da parede do prisma.

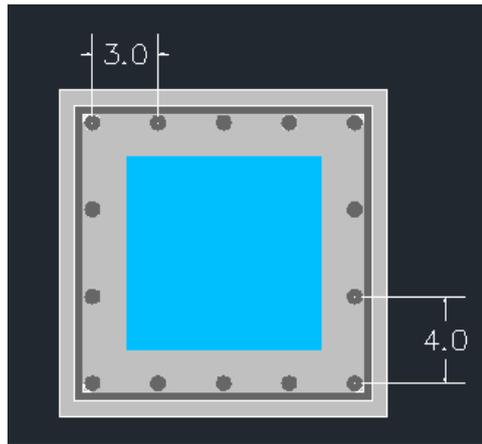


Figura 4.71: Espaçamento entre armaduras longitudinais, dimensões em cm.

4.12.1.2 Armadura de Esforço Transverso

Como armadura de esforço transverso foram utilizadas cintas de 4mm de diâmetro de aço A400NR com comprimento total de 54,4cm, espaçadas de 50mm ($\Phi 4//50$). Foram colocados onze estribos ao longo de todo o comprimento do prisma (figura 4.72).



Figura 4.72: Armaduras longitudinais e transversais do Prisma.

4.12.2 Argamassa

A dosagem adoptada para a concepção da argamassa colocada no Prisma, foi a Argamassa nº2 indicada no ponto §4.7.2.1. O procedimento para a mistura dos elementos constituintes da argamassa foi descrito no ponto §4.7.2.2.

Ensaio de Espalhamento Argamassa nº2 (Prisma)		
Eixo	Distância em mm	
	Medição 1	Medição 2
x	247	266
y	248	267
Média das Ortogonais	248	267
Resultado Final	258	

Tabela 4.37: Ensaio de espalhamento da Argamassa nº2 para o Prisma.

4.12.3 Execução e Ensaios dos Provetes para o Prisma, Argamassa nº2

4.12.3.1 Execução dos Provetes do Prisma (Argamassa nº2)

A execução dos provetes foi efectuada como descrito no ponto §4.5.3.1

4.12.3.2 Ensaio dos Provetes do Prisma

Os provetes do Prisma foram ensaiados ao final de 7 dias de idade. A metodologia de ensaio foi descrita anteriormente no ponto §4.5.3.2.

Como resultados dos ensaios dos provetes da argamassa para o Prisma obtiveram-se os seguintes valores (tabela 4.38):

Ensaio dos Provetes Prisma (Argamassa nº2)						
	Peso (g)	Idade (dias)	Ensaio à Flexão		Ensaio à Compressão	
			Força Máxima (P)	Tensão Máxima ($\sigma_{máx}$)	Força Máxima (P)	Tensão Máxima (σ_c)
			kN	MPa	kN	MPa
Provete nº1	608,66	7	6,292	17,696	173,74	108,6
					167,42	104,6
Provete nº2	607,31	7	7,761	21,828	173,39	108,4
					172,37	107,7
Provete nº3	608,96	7	6,818	19,176	171,01	106,9
					168,34	105,2
Valores Médios			6,957	19,567	171,0	106,9

Tabela 4.38: Quadro resumo do ensaio aos provetes do Prisma

4.12.4 Betonagem do Prisma

O molde do Prisma, em conjunto com o poliestireno expandido extrudido, permitiu conceber uma peça de volume $\approx 9,50\text{dm}^3$ (9,50 litros).

A betonagem do Prisma seguiu os seguintes passos:

1. Colocação de espaçadores de betão com 11mm no interior do molde para apoio da armadura e garantia de recobrimento;
2. Colocação da armadura no molde com a armadura longitudinal a assentar em cima dos espaçadores (figura 4.73);
3. Colocação de espaçadores de betão com 11mm para a colocação de pesos em cima da armadura para garantir a sua imobilidade durante a betonagem, isto porque a densidade do prisma do poliestireno expandido extrudido apresenta uma densidade muito baixa e com a força de impulsão gerada pela argamassa, o poliestireno tem tendência para subir;
4. Betonagem da peça (figura 4.74).

O Prisma foi descofrado ao fim de 4 dias e foi então transportado para uma câmara de saturação a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ e a humidade relativa de pelo menos 95%, onde permaneceu até à altura do ensaio.



Figura 4.73: Colocação da armadura no molde



Figura 4.74: Betonagem do prisma

4.12.5 Ensaio do Prisma

O Prisma foi ensaiado ao fim de 7 dias de idade.

O ensaio à compressão do prisma foi feito numa prensa do LNEC de 5000 kN, classe 1, FORM+TEST SEIDNER, devidamente calibrada e adequada para este tipo de ensaio (figura 4.75).

O ensaio à compressão do Prisma seguiu a seguinte ordem de trabalhos:

1. Preparação do ensaio:
 - a. Posicionamento do Prisma no centro da prensa;
 - b. Colocação do aparelho de medição do deslocamento em dois lados do prisma (A e B, de acordo com a figura 4.76), com bases de leitura de 320mm.

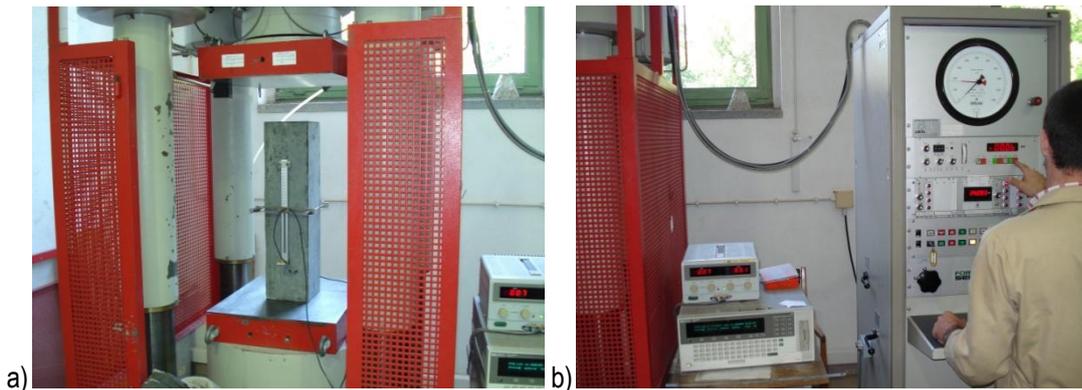


Figura 4.75: Máquinas de ensaio à compressão: a) molde nos pratos da prensa com os extensómetros colocados; b) módulo de comando da prensa FORM+TEST SEIDNER

2. Início do ensaio:
 - a. Ligação da máquina e registo dos primeiros valores no aparelho para a carga zero;
 - b. Aumento da carga em 25kN e mantendo-se esse patamar de carga durante 30 segundos;
 - c. Leitura da extensão ao fim dos 30 segundos;
 - d. Repetiram-se os passos b) e c) até à rotura da peça, mas com os incrementos de carga indicados na tabela 4.39.

4.12.6 Resultado do Ensaio do Prisma

- O Prisma suportou uma força de compressão máxima de 1500kN, com uma extensão de cerca de 5‰.

Para este caso prático, obteve-se o gráfico 4.2 que representativo do diagrama de tensão-extensão do betão aplicado.

Na figura 4.77 pode observar-se o aspecto do prisma após rotura.

Deslocamento (mm)	Força (kN)	Extensão (‰)	Tensão (Mpa)
0,0119	25	0,0371875	2
0,0143	30	0,04453125	2
0,0172	35	0,05359375	2
0,0197	40	0,06171875	3
0,0227	45	0,0709375	3
0,0252	50	0,07890625	3
0,0282	55	0,08828125	4
0,0307	60	0,09609375	4
0,0358	70	0,11203125	5
0,0412	80	0,12859375	6
0,0467	90	0,1459375	6
0,0513	100	0,16015625	7
0,0566	110	0,17703125	8
0,0619	120	0,19328125	8
0,0669	130	0,20921875	9
0,0725	140	0,2265625	10
0,0778	150	0,24296875	10
0,0830	160	0,25953125	11
0,0882	170	0,27546875	12
0,0938	180	0,29296875	13
0,0991	190	0,30953125	13
0,1047	200	0,32703125	14
0,1126	215	0,35171875	15
0,1208	230	0,37734375	16
0,1289	245	0,4028125	17
0,1368	260	0,42734375	18
0,1454	275	0,454375	19
0,1554	300	0,48546875	21
0,1674	315	0,523125	22
0,1783	335	0,5571875	23

0,1900	355	0,59359375	25
0,2010	375	0,62796875	26
0,2124	395	0,66359375	27
0,2244	415	0,70125	29
0,2329	435	0,7278125	30
0,2480	455	0,775	32
0,2599	475	0,81203125	33
0,2716	495	0,84875	34
0,2837	515	0,88640625	36
0,2960	535	0,925	37
0,3085	555	0,9640625	39
0,3223	575	1,00703125	40
0,3367	600	1,0521875	42
0,3517	625	1,0990625	43
0,3675	650	1,1484375	45
0,3836	675	1,19875	47
0,3979	700	1,2434375	49
0,4152	725	1,2975	50
0,4322	750	1,350625	52
0,4494	775	1,404375	54
0,4634	800	1,44796875	56
0,4812	825	1,50375	57
0,4975	850	1,55453125	59
0,5158	875	1,61171875	61
0,5316	900	1,66109375	63
0,5532	925	1,72859375	64
0,5694	950	1,779375	66
0,5841	975	1,82515625	68
0,6054	1000	1,891875	69
0,6269	1025	1,9590625	71
0,6480	1050	2,025	73
0,6700	1075	2,09359375	75
0,6898	1100	2,155625	76
0,7131	1125	2,22828125	78
0,7361	1150	2,30015625	80
0,7588	1175	2,37125	82
0,7816	1200	2,44234375	83
0,8058	1225	2,51796875	85
0,8314	1250	2,59796875	87
0,8639	1275	2,6996875	89
0,8971	1300	2,80328125	90
0,9277	1325	2,8990625	92
0,9577	1350	2,9928125	94
1,0011	1375	3,1284375	95
1,0409	1400	3,2528125	97
1,0950	1425	3,42171875	99

1,1381	1450	3,5565625	101
1,1841	1475	3,70015625	102
1,5833	1500	4,9478125	104

Tabela 4.39: Deformação, força, extensão e tensão

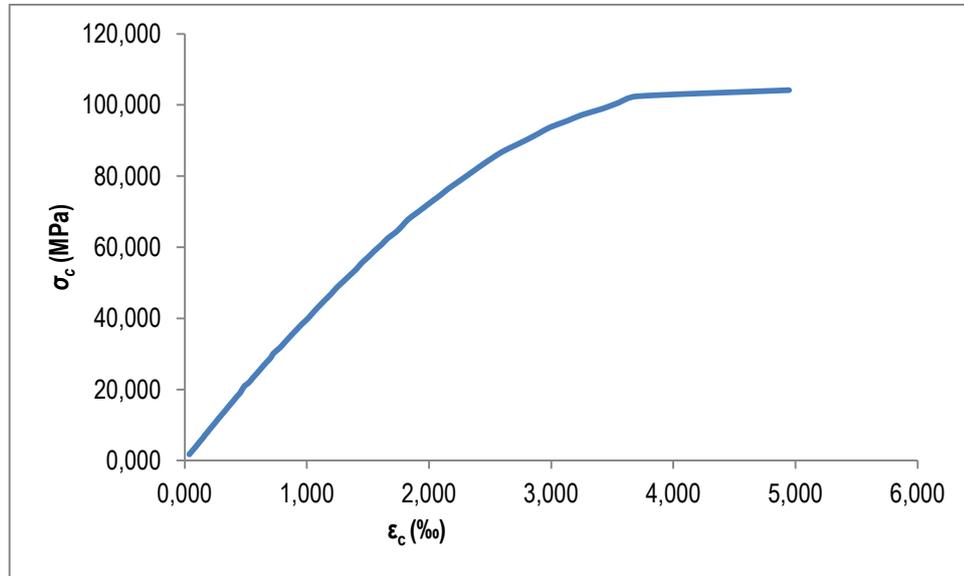


Gráfico 4.2: Gráfico de Tensão vs Extensão

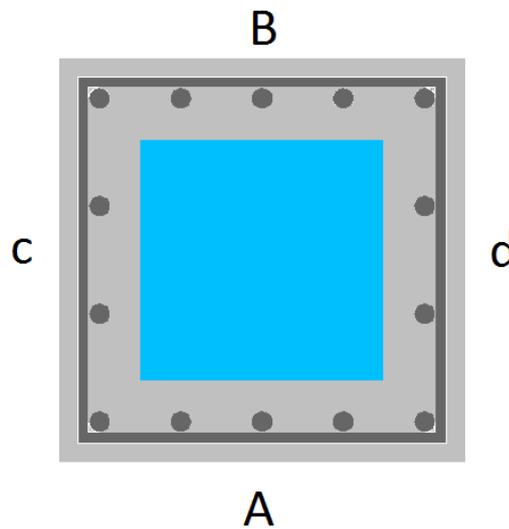


Figura 4.76: Lados do Prisma



Figura 4.77: Pormenor da zona rotura prisma, respectivamente nos lados A, B, c e d

Capítulo 5

Discussão dos Resultados

5.1 Ensaios de Espalhamento

Os ensaios de espalhamento realizados indicaram que as argamassas possuíam um nível de fluidez elevado, traduzindo-se na boa interação entre o cimento e o adjuvante, o que permitiu a fácil betonagem das peças, permitindo a argamassa passar entre os espaços da armadura com facilidade. Por outro lado, visto que o processo de fabrico das argamassas influencia a sua qualidade, uma vez que para o mesmo método de mistura obtiveram-se argamassas com alguma variação nos espalhamentos, nomeadamente com a Argamassa nº2 utilizada na construção da Viga 4 que obteve um espalhamento de 315mm, mais 65mm que a Argamassa nº2 utilizada na concepção da Viga nº5, revela a importância do cuidado aquando da dosagem dos materiais e a importância dos da ordem e dos tempos não só de mistura dos mesmos, mas também dos tempos relacionados com o transporte do betão e da aplicação do mesmo, uma vez que a dosagem aplicada foi rigorosa mas houve uma pequena discrepância de tempos na adição dos componentes na mistura e no próprio tempo de mistura, já que esta argamassa foi concebida de uma vez só e não em parcelas como todas as outras. Além dos tempos de execução, a humidade das areias pode ter tido também influência nos resultados, uma vez que não se efectuou a secagem prévia em todos os ensaios.

5.2 Ensaios dos Provetes

Pela análise da tabela 5.1, onde se compararam os resultados obtidos nos ensaios dos provetes realizados para os diferentes elementos, verifica-se que foi possível conceber um betão forte, com relações a/c baixas através do uso de adjuvante e conseqüentemente redução da água de amassadura. Os valores dos provetes ensaiados com $a/c=0,25$ não sofreram alterações significativas no que diz respeito à tensão máxima à compressão quando comparados com o betão concebido com $a/c=0,30$. O mesmo não se pode dizer quando comparamos os valores das tensões máximas à flexão dos dois betões, onde o betão com $a/c=0,25$ apresentou um aumento de resistência à flexão quando comparado ao betão de $a/c=0,30$, aumento que se deveu à redução da quantidade de água e ao aumento da quantidade de adjuvante.

A resistência à compressão aos 7 dias variou entre 87,9 e 106,9MPa com uma média de 97,2 MPa. Aos 22 e aos 28 dias os valores obtidos foram pouco superiores a 100MPa o que indica um pequeno crescimento da resistência com a idade, típico de cimentos tipo I 52,5 R.

Provetes	Argamassa nº	Razão a/c	Idade	Ensaio de Espalhamento (mm)	Ensaio à Flexão		Ensaio à Compressão	
					Força Máxima (P)	Tensão Máxima ($\sigma_{máx}$)	Força Máxima (P)	Tensão Máxima (σ_c)
					kN	MPa	kN	MPa
A1V1	1	0,30	22	263	4,748	13,354	166,5	104,1
A1V2	1	0,30	7	267	6,298	17,714	140,6	87,9
A1V3	1	0,30	28	265	5,761	16,204	160,6	100,3
A2V4	2	0,25	7	315	4,120	11,588	159,9	99,9
A2V5	2	0,25	7	251	6,384	17,956	166,9	104,3
A2V6	2	0,25	7	264	7,171	20,168	150,9	94,3
A2V7	2	0,25	7	260	7,474	21,020	143,9	89,9
Prisma	2	0,25	7	258	6,957	19,567	171,0	106,9

Tabela 5.1: Resultados obtidos nos provetes ensaiados para as vigas e prismas.

5.3 Ensaio das Vigas

A não utilização de armadura no banzo superior na Viga 1 provocou a quebra do banzo, incapacitando a viga de resistir a aplicação de fortes cargas. A correcção efectuada para a Viga 2, com a colocação de armadura de ligação banzo-alma corrigiu o problema. No entanto, a rotura da Viga 2 evidenciou o rigor com que a armadura deve ser concebida, colocada e distribuída de forma racional por toda a viga. A rotura desta viga devido a imperfeições na colocação é prova disso.

Os ensaios da Viga 5 e da Viga 6, foram efectuados em idades diferentes de forma a apurar a influência da resistência do betão na resistência à flexão da peça. Os resultados revelaram que a Viga 6 resistiu mais 2kN de carga quando comparado com a Viga 5, um valor não muito significativo. Desta forma pode-se dizer que este tipo de betão atinge praticamente a sua resistência máxima a idades muito jovens, tal como descrito nas revisões bibliográficas feitas nos capítulos anteriores.

Para além da influência da resistência do betão, as Vigas 5 e 6 mostraram que o problema do banzo inferior ficou resolvido e que o varejamento do banzo superior poderia estar a limitar a capacidade resistente. Assim para a Viga 7 aumentou-se a resistência ao varejamento colocando a armadura transversal mais próxima do topo da secção, tendo-se assim atingido a capacidade resistente dos materiais.

Devido às reduzidas dimensões da peça, o recobrimento junto das superfícies dos banzos nas primeiras vigas não ultrapassam os 7mm, chegando aos 5mm de recobrimento das armaduras longitudinais, o que pode constituir problemas graves na resistência da peça, devido a fissuração por retracção, conduzindo a desagregações de betão, perda de aderência entre aço e betão e conseqüentemente ineficácia do conjunto.

Relativamente aos poros detectados na superfície inferior do banzo superior, a sua ocorrência deveu-se ao facto dos barrotes de pinho terem impedido a ascensão das bolhas de ar até à superfície. Sentiu-se então a necessidade de encontrar uma solução a este problema para eventuais futuros casos de estudo sobre este tipo de vigas, já que a argamassa concebida é autocompactável e o recurso à vibração deveria ser desnecessário.

5.4 Cálculo da Capacidade Resistente em Peças Normais

A aplicação do cálculo da capacidade resistente em peças normais em peças esbeltas, pretendeu evidenciar se existiria necessidade de cálculos especiais no dimensionamento deste tipo de peças, confrontando os

resultados obtidos no caso prático com a execução dos cálculos aplicados no dimensionamento corrente de peças normais.

Para princípios de análise e dimensionamento tomaram-se em conta os princípios contidos no EC2 (CEN, 2004), considerando-se no cálculo valores nominais obtidos nos ensaios de caracterização mecânica.

O diagrama de tensão-extensão do betão adoptado para o dimensionamento e posterior análise de comportamento das vigas foi do gráfico 5.1.

5.4.1 Cálculo do Momento Resistente da Viga 7

Os diagramas tensão-extensão utilizados em estudos de secções de betão armado, usados nos códigos de betão estrutural, como é o caso do Eurocódigo 2 (EC2) (CEN, 2004), são geralmente do tipo parabólico-rectangular, bilinear e rectangular.

O EC2 admite a utilização dos três tipos de diagramas referenciados.

O diagrama de parábola-rectângulo (gráfico 5.1) é definido pela expressão:

$$\text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad \sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (5.1)$$

$$\text{para } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad \sigma_c = f_{cd} \quad (5.2)$$

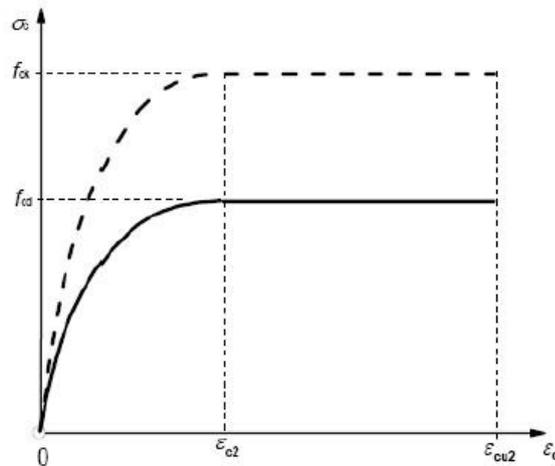


Gráfico 5.1: diagrama tensão-extensão (CEN, 2004)

Segundo o EC2 (CEN, 2004), para betões de alta resistência com este tipo de diagrama, os parâmetros da tabela 5.2 são determinados através de equações:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$$

$$n = 1,4 + 23,4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$$

Desta forma para a argamassa concebida no caso prático com $f_{cm}=89,9\text{MPa}$ (que substitui f_{ck}), obtiveram-se os seguintes parâmetros:

$n= 1,4$; $\varepsilon_{c2} = 2,5\%$; $\varepsilon_{cu2} = 2,6\%$. Note-se que o valor de f_{cd} e f_{ck} apresentados no EC2 são obtidos em provetes cilíndricos e não em cúbicos como foi o caso. No entanto, optou-se por utilizar o valor do ensaio uma vez que corresponde a um valor realmente obtido, sendo a abordagem do EC2 do lado da segurança.

Conhecendo-se estes parâmetros tentou-se descobrir a linha neutra na secção, onde as tensões são nulas. Para isto a secção foi dividida em filetes de $0,001\text{m}$, desde o banzo superior em direcção à alma de forma a encontrar a linha neutra, determinando-se também em cada um deles a extensão, tensão e força em cada filete.

n=	1,4
ϵ_{c2}	2,5
ϵ_{cu2}	2,6
σ_c (Pa)	8,99E+07
X	0,02925
X_{lim}	0,028125

Tabela 5.2: Parâmetros EC2

X – representa a distância do banzo superior à linha neutra [m]

X_{lim} – representa a maior distância ao banzo superior do filete em que a tensão de compressão é máxima [m]

ϵ_{c2} – extensão do betão correspondente à tensão máxima [‰]

ϵ_{cu2} – extensão máxima do betão [‰]

σ_c – tensão máxima no betão [Pa]

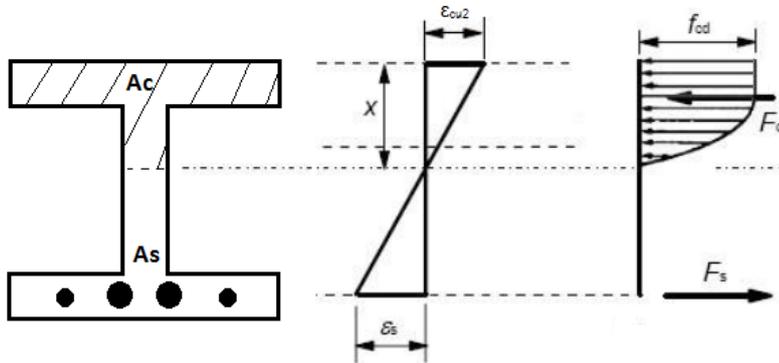


Figura 5.1: Distribuição de tensões para o dimensionamento de uma secção em flexão

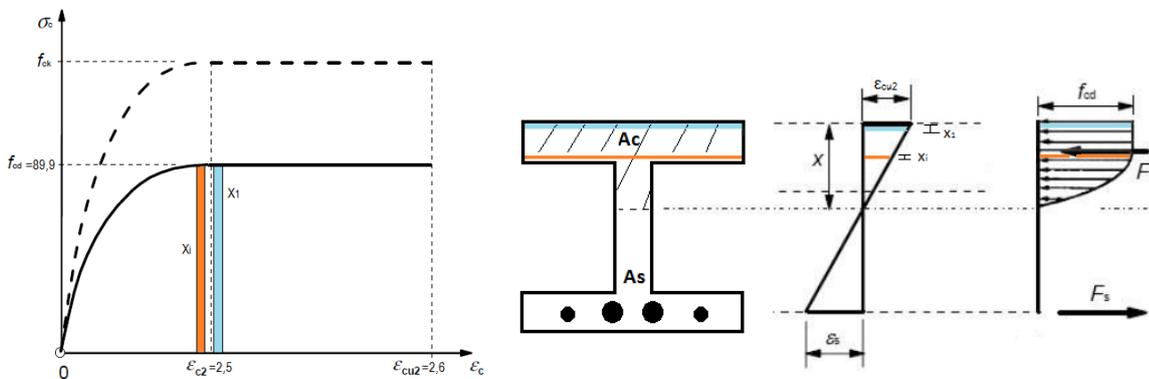


Figura 5.2: Divisão da secção em Filetes

O valor do X_{lim} é obtido através da expressão:

$$X_{lim} = \left(\frac{X}{\varepsilon_{cu2}} \right) \times \varepsilon_{c2} \quad (5.3)$$

Para filetes com extensões superiores à correspondente ao X_{lim} o valor da tensão é $\sigma_c = f_{cd}$ (equação 5.2) ou seja, para este caso $\sigma_c = 89,9 MPa$. Para filetes com extensões inferiores à correspondente ao X_{lim} o valor da tensão é dado pela equação do EC2 (equação 5.1).

O valor da Força é dado pela equação:

$$F_{ci} = \sigma_{ci} \times A_{ci} \quad (5.4)$$

Onde:

A_{ci} - representa a área do filete X_i [m²]

F_{ci} – força do filete X_i [N]

σ_i – tensão do filete X_i [Pa]

O valor de $F_{ci}X_i$ representa o momento associado ao filete X_i , relativamente à linha neutra e é dado pela equação:

$$F_{ci}X_i = F_{ci} \times \left(X_{i+1} - \frac{(X_i - X_{i+1})}{2} \right) \quad (5.5)$$

onde:

X_{i+1} e X_i - representam as distâncias dos filetes seguinte e actual em [m].

Filetes [m]		$\varepsilon_c\%$	σ_c [N/m ²]	Força F_{ci} [N]	$F_{ci}X_i$
x1=	0,02925	2,600	89900000	8990	258,5
x2=	0,0283	2,511	89900000	8990	249,5
x3=	0,027	2,422	89202023	8920,2	238,6
x4=	0,026	2,333	87871234	8787,1	226,3
x5=	0,025	2,244	86209178	8620,9	213,4
x6=	0,024	2,155	84294549	8429,5	201

x7=	0,023	2,066	82169731	8217	186,9
x8=	0,022	1,977	79862139	7986,2	173,7
x9=	0,021	1,888	77391307	7739,1	160,6
x10=	0,020	1,800	74772020	7477,2	147,7
x11=	0,019	1,711	72015951	7201,6	135
x12=	0,018	1,622	69132602	6913,3	122,7
x13=	0,017	1,533	66129894	6613	110,8
x14=	0,016	1,444	63014556	6301,5	99,3
x15	0,015	1,355	59792390	5979,2	88,2
x16	0,014	1,266	56468464	5646,9	77,6
x17	0,013	1,177	53047249	5304,7	67,6
x18	0,012	1,088	49532730	4953,3	58,2
x19=	0,011	1,000	45928484	4592,9	49,4
x20=	0,010	0,911	42237741	4223,8	41,2
x21=	0,009	0,822	38463443	769,3	6,7
x22=	0,008	0,733	34608275	692,2	5,4
x23=	0,007	0,644	30674706	613,5	4,1
x24=	0,006	0,556	26665013	533,3	3,1
x25=	0,005	0,467	22581304	451,6	2,2
x26=	0,004	0,378	18425540	368,5	1,4
x27=	0,003	0,289	14199548	284	0,9
x28=	0,002	0,200	9905036	198,1	0,4
x29=	0,001	0,111	5543605	110,9	0,1
x30=	0,000	0,022	1116763		
Somatórios				145908,6	2929,3

Tabela 5.3: Cálculo iterativo de F_c .

Através do somatório das forças obtidas em cada filete, pode-se obter o valor de F_c , e através do somatório de todos os $F_{ci}X_i$ obteve-se a posição resultante de F_c, X_r , por divisão de ΣF_{ci} :

$$X_r = \frac{\sum F_{ci} X_i}{\sum F_{ci}} \quad (5.6)$$

A força máxima de resistência do aço à tração (F_s) é dada pela multiplicação entre a área de armadura longitudinal (A_s) e a tensão de cedência do aço (f_{sym}), que neste caso, ensaios de aço A500 NR, se estima em 560MPa. Então o valor de F_s é dado pela equação:

$$F_s = A_s \times \sigma_s \quad (5.7)$$

Este valor da tensão de cedência média foi fornecido de forma aproximada pelo Núcleo de Comportamento de Estruturas do LNEC. Por fim o momento resistente teórico (M_r) é dado pela equação:

$$M_r = F_s \times (d + X_r - X) \quad (5.8)$$

Onde:

d - representa a altura útil [m]

Para a secção da viga 7 com uma altura de 10,4 cm a altura útil é de 9,2cm, sendo o valor de $M_r=11966,75\text{kN.m}$

Fc	145908,5535 N
Fs	144480 N
Xr	0,02007634 m
Mr	11966,75 kN.m

Tabela 5.4: Momento resistente máximo teórico

No ensaio realizado para a Viga 7, obteve-se uma força “P” máxima de 47,5 kN, e os apoios da viga distam 1m (L) entre si, desta forma é possível calcular o momento máximo atingido pela viga no momento de rotura através da equação:

$$M_{rd} = \frac{P \times L}{4} \quad (5.9)$$

Pmáx	47500 N
Distância entre Apoios (L)	1 m
Mrd	11875 N.m

Tabela 5.5: Momento máximo atingido pela Viga 7

Confrontando os resultados do momento teórico com o resultado do momento calculado com base nos resultados práticos, constata-se que a discrepância entre os valores é muito baixa equivalendo a uma diferença de momentos de 91,75 N, inferior a 2%. Esta proximidade de valores mostra que se atingiu o objectivo proposto, ou seja, conceber uma viga de muito pequenas dimensões com um desempenho equivalente ao máximo que os materiais utilizados poderiam proporcionar.

5.4.2 Cálculo da Força de Compressão Máxima no Prisma

A força máxima teórica de compressão que o Prisma poderia suportar seria obtida pela contribuição da argamassa e da armadura. Individualizando as duas componentes tem-se:

$$F_c = A_c \times \sigma_c \times \gamma \quad (5.10)$$

Em que:

A_c - é a área da secção transversal da argamassa [m²]

F_c - é a componente da força relativa ao betão [kN]

σ_c - é a capacidade resistente à compressão do betão [Pa]

γ - é o factor de forma

É necessário ter em consideração o factor de forma dado que " σ_c " foi obtido em provetes com altura igual ao diâmetro. Usando um factor de forma 0,78 tendo em atenção as dimensões do prisma e os resultados obtidos por Arlindo Gonçalves (GONÇALVES, Outubro de 1987) obteve-se:

$$F_c = (0,0144 - 0,0007037) \times 106,9 \times 10^3 \times 0,78 = 1142 \text{ kN}$$

A componente do aço vem:

$$F_s = A_s \times f_{sym} \quad (5.11)$$

Em que:

F_s – e a componente da força relativa ao aço [kN]

f_{sym} – é a tensão de cedência do aço [Pa]

$$F_s = 0,0007037 \times 560 \times 10^3 = 394 \text{ kN}$$

Então:

$$F_t = F_c + F_s \quad (5.12)$$

$$F_t = 1142 + 394 = 1536 \text{ kN}$$

Em que:

F_t – representa a força teórica [kN]

A força máxima seria então dada pela equação (5.12).

Esta força não afectada pelo factor de forma seria de:

$$F_{m\acute{a}x} = A_c \times \sigma_c + A_s \times \sigma_s \quad (5.13)$$

Ou seja:

$$F_{m\acute{a}x} = (0,0144 - 0,0007037) \times 106,9 \times 10^3 + 0,0007037 \times 560 \times 10^3 = 1858,2 \text{ kN}$$

No ponto §4.12.6, constatou-se que o valor máximo atingido no ensaio de rotura à compressão do prisma concebido foi de 1500 kN. A discrepância entre o valor teórico e prático conseguidos é muito pequena cerca de 2% pelo que também neste caso se atingiu o objectivo proposto.

5.5 Comparação da Viga de Betão Estudada com Alguns Perfis Metálicos

Pretendeu-se analisar de forma simplificada as potencialidades desta viga de betão face a perfis metálicos normalizados com alturas iguais ou ligeiramente próximas dos 10cm e de comprimento entre apoios igual a 1m, comparando-se o peso e o momento resistente de cada tipo de secção inerente a uma força máxima aplicada.

O cálculo do momento resistente para perfis metálicos segue o Eurocódigo 3 (EC3) (CEN, 2010), dado pelas equações consoante a classe da secção:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Para secções transversais da Classe 1 ou 2} \quad (5.14)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Para secções transversais da Classe 3} \quad (5.15)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Para secções transversais da Classe 4} \quad (5.16)$$

em que $W_{el,min}$ e $W_{eff,min}$ se referem à fibra da secção onde a tensão elástica é mais elevada.

γ_{M0} – indica o coeficiente parcial de segurança para edifícios, que para este tipo de secções $\gamma_{M0}=1,00$ segundo o EC3 para resistências de secções transversais de qualquer classe.

f_y – indica a tensão resistente do aço, que neste caso $f_y=355\text{MPa}$.

O valor da força máxima $P_{máx}$ admissível por cada secção é dada pela equação:

$$P_{máx} = \frac{M_{c,Rd} \times 4}{L} \quad (5.17)$$

	Designação		Massa	Área	Dimensões				Características Referidas aos Eixos								Momento de Inércia à torção	Área a pintar	Tensão Resistente	Classe da Secção	Momento Resistente	Força Máxima Admissível		
									Y-Y				z-z											
			m	A	h	b	a	e	r	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$	i_y	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}$	i_z	J_t	A_p	f_y	-	$M_{c,Rd}$	$P_{máx}$	
			kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ⁴	m ² /m	MPa	-	KN.m	KN	
Viga Metálica	IPE A	100	6,9	8,78	98	55	3,6	4,7	7	141,2	28,81	32,98	4,01	13,12	4,77	7,54	1,22	0,77	0,397	355	1	11,708	46,83	
Viga Metálica	IPE	100	8,1	10,32	100	55	4,1	5,7	7	171,0	34,20	39,41	4,07	15,92	5,79	9,15	1,24	1,20	0,400	355	1	13,991	55,96	
Viga Metálica	HE 100	AA	12,2	15,60	91	100	4,2	5,5	12	236,5	51,98	58,36	3,89	92,06	18,41	28,44	2,43	2,51	0,553	355	3	18,453	73,81	
Viga Metálica	HE 100	A	16,7	21,24	96	100	5,0	8,0	12	349,2	72,76	83,01	4,06	133,8	26,76	41,14	2,51	5,24	0,561	355	1	29,469	117,87	
Viga Metálica	HE 100	B	20,4	26,0	100	100	6	10	12	450	89,91	104,20	4,16	167,00	33,45	51,42	2,53	9,25	0,567	355	1	36,991	147,96	
Viga de Betão	Secção	1	*16,4	52,0	100	100	20	20	0	676	135,20			338,00	67,60								*9,358	*37,43
Viga de Betão	Secção	2	16,6	56,0	100	100	20	24	0	752	149,50			371,00	74,20								11,875	47,5

* Valor não optimizado

Tabela 5.6: Comparação de pesos e momentos entre as vigas de betão concebidas e vigas metálicas de alturas próximas ou iguais a 10cm e comprimento entre apoios de 1m

Pela tabela 5.6, observa-se que em termos de momentos resistentes as vigas metálicas IPE e as vigas de betão com alturas próximas dos 10cm apresentam valores semelhantes. Já relativamente ao peso constata-se que as vigas metálicas levam vantagem.

Se compararmos vigas com peso praticamente idêntico (Viga secção 2 e HEA 100) a resistência da viga metálica é cerca de 50% superior à resistência da viga de betão. Apesar das vigas metálicas continuarem a apresentar uma relação peso/resistência mais vantajosa, a utilização de perfis esbeltos de betão mostra valores já quase da mesma ordem de grandeza, sendo um potencial a explorar dado o menor custo da argamassa relativamente ao aço.

Capítulo 6

Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

Relativamente ao trabalho efectuado concluiu-se que:

- Foi possível a concepção de um betão de alta resistência (BAR), de consistência fluida, autocompactável, com recurso a superplastificantes de 3ª geração e apenas materiais de partículas finas para a sua constituição com uma resistência à compressão elevada ($f_{cm} \approx 100\text{MPa}$), atingindo resistências muito elevadas em idades jovens.
- Foi possível a execução de peças muito esbeltas de reduzido peso próprio com recurso à aplicação do betão estudado.
- O dimensionamento das peças estudadas não requereu qualquer tipo de cálculos especiais, tendo seguido as normas de dimensionamento para peças normais.
- O recobrimento pode ser um factor limitativo para a utilização deste tipo de peças particularmente para o ataque de cloretos, sendo que para carbonatação não deverão existir problemas (para o ataque de cloretos será necessário uma protecção superficial como por exemplo uma pintura).
- Este tipo de perfis esbeltos de betão apresentam um grande potencial de desenvolvimento dado que têm elevadas resistências com pesos moderados, podendo ser concorrentes do aço dado o seu menor custo.

Para trabalhos futuros sugere-se que se efectuem ensaios a este tipo de vigas com argamassas mais fortes que sigam os princípios abordados no Capítulo 3 sobre betões de pós reactivos (BPR), reduzindo a quantidade de cimento utilizado com recurso a adições, contribuindo para a concepção de um betão mais amigo do ambiente, e ainda, a eventual aplicação deste tipo de vigas na construção primeiramente em coberturas de edifícios na substituição de vigotas pré-esforçadas.

Bibliografia

- (s.d.). Obtido de <https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/152867/1/BER.pdf>.
- ADELINE, R., & BEHLOUL, M. (1996). High Ductility Beams Without Passive. In *INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF HIGH STRENGTH/HIGH* (pp. 1383-1390). Paris, France: Anais.
- AİTCIN, P. C. (2000). *Concreto de Alto desempenho PINI*. (G. G. Serra, Trad.) São Paulo: PINI.
- AİTCIN, P. C. (1998). *High-Performance Concrete*. USA & Canada: E & FN Spon.
- AİTCIN, P. C., & NEVILLE, A. M. (1993.). *High-Performance Concrete Demystified* (Vol. 15). Concrete International.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE . (1991). State-of-the-art report on high-strength concrete. In C. 3. R, *ACI Manual of Concrete Practice* (p. 48). Detroit.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 363R-92 (Reapproved 1997). (2001). *ACI Manual of Concrete Praticte 2001. State-of-the-art report on highstrength concrete* , p. p. 55.
- BASF. (2010). admixture news. *Revista de Actualidad e Tecnología* , nº20.
- BINA, P. (2011). Concretos de pós reactivos: uma revolução no conceito de concreto. *téchne* .
- BIZ, C. E. (2001). *Concreto de Pós Reactivos*. Campinas: UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS, FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL.
- CALDARONE, M. A. (2009). *High-Strength Concrete, A Practical Guide*. USA & Canada: Taylor & Francis.
- CEN. (2004). *EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules anda rules for buildings*. European Committee for Standardization (CEN).
- CEN. (2010). *EN 1993-1-1: Eurocode 3 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules anda rules for buildings*. European Committee for Standardization: CEN.
- CHEYREZY, M., MARET, V., & FROUIN, L. (1995). MICROSTRUCTURAL ANALYSIS OF RPC (REACTIVE POWDER CONCRETE). *Cement and Concrete Research* , 1491-1500.
- Clmento ltambé. (s.d.). www.cimentoitambe.com.br. Obtido de <http://www.cimentoitambe.com.br/massa-cinzenta/concreto-de-alto-desempenho-ja-e-passado/>
- COLLEPARDI, S., COPPOLLA, L., TROLI, R., & COLLEPARDI, M. *Mechanical Properties of Modified Reactive Powder Concrete*.
- COPPOLA, L., TROLI, R., & CERULLI, T. (1996). The influence of materials on the performance of reactive powder concrete. In *International Congress on High-Performance Concrete, Performance and Quality of Concrete Structures* (pp. 502-513). Florianópolis: Brasil: Proceedings.
- DAL MOLIN, D. C., VIEIRA, F., & WOLF, J. (1997). Concreto de Alta Resistência. In *Concreto de Alto Desempenho*. NUTAU/USP.
- DAVID, M. P. *Hormigón de Alta Resitencia* (Vol. 5).

- FERNANDES, P. A. (2005). *Betão de Alta Resistência Pré-Esforçado*. Coimbra.
- FILHO, M. R. (2005). In *Caracterização do Cimento Aluminoso e a sua Aplicação em Concretos de Alta Resistência (CAR)* (pp. 26-39). CURITIBA: Universidade Federal do Panamá.
- GIACCIO, G., & ZERBINO, R. (1998). Failure mechanism of concrete. Combined effects of coarse aggregates and strength level. In *Advanced Cement Based Materials* (pp. 41-48). Elsevier Science Ltd.
- GJORV, O. E. (1992). High-Strength Concrete. Proceedings. In *ADVANCES IN CONCRETE TECHNOLOGY* (pp. 21-27). Athens: CANMET.
- GONÇALVES, A. F. (Outubro de 1987). *Resistência do Betão nas Estruturas, & tese materiais de construção*. Lisboa: LNEC.
- GONZÁLEZ-ISABEL, G. G. (2001). *Hormigón de Alta Resistencia*. Madrid: INTEMAC – Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones.
- HACKRADT, L. (2011). *Ciencia e Tecnologia - Concreto Verde. Época* .
- IPQ. (2001). *Cimento - Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes*. Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- IPQ. (2004). *NP EN 12620: Agregados para betão*. Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- IRAVANI, S. (1996). *Mechanical Properties of Hight-Performance Concrete*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute.
- JUNIOR, N. O. (2001). *CONCRETOS DE PÓS REACTIVOS*. Campinas: UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS, FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL.
- LNEC. (1993). *Especificação E 372 - Água de Amassadura para Betões. Características e verificação da conformidade*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- LNEC. (1993). *Especificação E 374 - Adjuvantes para argamassas e betões - Características e verificação da conformidade*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- MEHTA, P., & AITCIN, P. (1990b.). *Principles underlying production of high-performance concrete. Cement, Concrete and Aggregates* (Vol. 12). Philadelphia: Winter.
- MIGUEL, E. R. (2003). In *Concreto de Alto Desempenho* (pp. 31-32). São Paulo: Universidade Morumbi.
- MOURA, E. (s.d.). *ULTRAFINOS. técnica* .
- NETO, P. M., & DJANIKIAN, J. G. (1995). Algumas características do Concreto de Alta Resistência com Microsílica. In *Boletim Técnico - Série BT/PCC* (pp. 1-12). São Paulo: Departamento de Engenharia de Construção Civil.
- NEVILLE, A. M. (1997). *Propriedades do concreto*. São Paulo: Pini.
- NRMCA. (s.d.). CIP 33 - High Strength Concrete. *Concrete In Practice* .
- PAULON, V. A. (1991). In *Estudos de microestrutura da zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado*. São Paulo: Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

- RICHARD, P. (1996). Reactive powder concrete: A new ultra-high-strength. In *INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF HIGH* (pp. 1343-1349). France, Paris.
- RICHARD, P., & CHEYREZY, M. (1995). Composition of reactive powder concretes. *Cement and Concrete Research*, 1501-1511.
- RICHARD, P., & CHEYREZY, M. (1995b). Les Bétons de Poudres Réactives. *ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS*, 85-102.
- SAD, F. K. (1997). *Consolos Curtos de Concretos de Alta Resistência*. Campinas: Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.
- SIMÕES, R. (1997). *Vigas de Betão de Alta Resistência com Abertura na Alma*. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas.
- téchné. (s.d.). *www.revistatechne.com.br*. Obtido de <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/150/imprime150951.asp>.
- TEIXEIRA, A. C., & MARTINS, J. G. (2003). Betões de Elevado Desempenho. In *Materiais de Construção* (1ª Edição ed., pp. 31-34).
- THOMAZ, E. C., & CARNEIRO, L. A. *Concretos de alta resistência: Tendências das composições*. Instituto Militar de Engenharia.
- VANDERLEI, R. D. (2004). *ANÁLISE EXPERIMENTAL DO CONCRETO DE PÓS RELATIVOS: DOSAGEM E PROPRIEDADES MECÂNICAS*. São Carlos: Universidade de São Paulo.
- VIEIRA, M. (2008). *Betões autocompactáveis: Reologia do betão no estado fresco*. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- WU, H. C., & LEE, M. G. (2003). *Durability of Strengthening Concrete Members Using - Reactive Powder Concrete*. República da China: Department of Construction Engineering - Chaoyang University of Technology.

Anexos

Anexo A

Ensaio à Compressão do Prisma

Ensaio à Compressão do Prisma (Argamassa nº2)			
Peso do Prisma	24,681 kg		
Base de Medida	320 mm		
Deslocamento Lado A (mm)	Deslocamento Lado B (mm)	Média do Deslocamento (mm)	Força (kN)
1,5598	1,6068	1,5833	0
1,5513	1,5915	1,5714	25
1,5447	1,5934	1,5691	30
1,5365	1,5958	1,5662	35
1,5329	1,5942	1,5636	40
1,5288	1,5924	1,5606	45
1,5253	1,5908	1,5581	50
1,5218	1,5883	1,5551	55
1,5189	1,5862	1,5526	60
1,5134	1,5815	1,5475	70
1,5078	1,5765	1,5422	80
1,5020	1,5712	1,5366	90
1,4973	1,5668	1,5321	100
1,4919	1,5614	1,5267	110
1,4865	1,5564	1,5215	120
1,4813	1,5514	1,5164	130
1,4754	1,5462	1,5108	140
1,4701	1,5410	1,5056	150
1,4649	1,5356	1,5003	160
1,4595	1,5308	1,4952	170
1,4539	1,5252	1,4896	180
1,4485	1,5200	1,4843	190
1,4428	1,5145	1,4787	200
1,4348	1,5067	1,4708	215
1,4263	1,4988	1,4626	230
1,4181	1,4907	1,4544	245
1,4100	1,4831	1,4466	260
1,4012	1,4746	1,4379	275
1,3944	1,4615	1,4280	300

1,3790	1,4528	1,4159	315
1,3679	1,4421	1,4050	335
1,3562	1,4305	1,3934	355
1,3449	1,4198	1,3824	375
1,3338	1,4081	1,3710	395
1,3221	1,3957	1,3589	415
1,3161	1,3847	1,3504	435
1,2980	1,3726	1,3353	455
1,2862	1,3607	1,3235	475
1,2747	1,3487	1,3117	495
1,2627	1,3366	1,2997	515
1,2504	1,3242	1,2873	535
1,2381	1,3115	1,2748	555
1,2244	1,2977	1,2611	575
1,2096	1,2836	1,2466	600
1,1933	1,2699	1,2316	625
1,1778	1,2538	1,2158	650
1,1614	1,2380	1,1997	675
1,1441	1,2267	1,1854	700
1,1295	1,2067	1,1681	725
1,1120	1,1902	1,1511	750
1,0943	1,1735	1,1339	775
1,0798	1,1601	1,1200	800
1,0610	1,1432	1,1021	825
1,0455	1,1262	1,0859	850
1,0261	1,1090	1,0676	875
1,0099	1,0936	1,0518	900
0,9858	1,0745	1,0302	925
0,9710	1,0568	1,0139	950
0,9558	1,0427	0,9993	975
0,9348	1,0210	0,9779	1000
0,9124	1,0004	0,9564	1025
0,8909	0,9797	0,9353	1050
0,8689	0,9578	0,9134	1075
0,8488	0,9382	0,8935	1100
0,8248	0,9157	0,8703	1125
0,8012	0,8933	0,8473	1150
0,7784	0,8706	0,8245	1175
0,7547	0,8488	0,8018	1200
0,7302	0,8249	0,7776	1225
0,7049	0,7990	0,7520	1250
0,6718	0,7670	0,7194	1275
0,6375	0,7350	0,6863	1300
0,6058	0,7054	0,6556	1325
0,5751	0,6761	0,6256	1350
0,5294	0,6350	0,5822	1375

0,4905	0,5943	0,5424	1400
0,4336	0,5431	0,4884	1425
0,3874	0,5030	0,4452	1450
0,3407	0,4578	0,3993	1475
-	-		1500

Anexo B

Pesos Parciais dos Componentes da Viga 7

Pesos Parciais dos Componentes da Viga 7					
Aço	Peso do Aço (kg/m)	Ø4		0,10	
		Ø6		0,22	
		Ø8		0,39	
		Ø10		0,62	
	Quantidades	Armadura Longitudinal	Comprimento dos Varões Longitudinais (m)		1,27
			Peso dos Varões Longitudinais (kg)		2,57
		Armadura Transversal	Número de estribos		26
			Comprimento total de um estribo do terço central (m)		0,206
			Comprimento total de um estribo do terço de extremidade (m)		0,224
			Peso dos Estribos situados no terço central (kg)		0,62
			Peso dos Estribos situados Junto aos apoios(kg)		0,49
		Peso total de Aço (kg)			3,67
	Argamassa (kg)			14,54	

