



UNIVERSIDADE DO MINHO
ESCOLA DE ENGENHARIA
Departamento de Engenharia Civil

**NOVAS TECNOLOGIAS DA APLICAÇÃO
DE
SOLO-CIMENTO**

Maria de Lurdes Santos da Cruz

*Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil
pela
Universidade do Minho*

Janeiro de 2004

UNIVERSIDADE DO MINHO

ESCOLA DE ENGENHARIA

Departamento de Engenharia Civil

**NOVAS TECNOLOGIAS DA APLICAÇÃO
DE
SOLO-CIMENTO**

Maria de Lurdes Santos da Cruz

*Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil
pela
Universidade do Minho*

Janeiro de 2004

Sob orientação científica do
Professor Saíd Jalali

AGRADECIMENTOS

Esta tese foi desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Universidade do Minho (UM), tendo a parte experimental sido realizada com o apoio do Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da UM e do Laboratório de Geotecnia (LG) do Instituto Politécnico de Bragança (IPB). A estas instituições agradeço os meios colocados à minha disposição para a realização deste trabalho, quer através da cedência de material, quer através da colaboração prestada pelos seus técnicos.

Ao Professor Saíd Jalali, orientador científico deste trabalho, desejo manifestar um especial agradecimento pelo apoio constante, orientação, ensinamentos prestados, rigor científico e amizade.

Deixo expresso o meu reconhecimento a todos os colegas da Escola Superior de Tecnologia e de Gestão, do Instituto Politécnico de Bragança, que de algum modo contribuíram para a realização desta tese.

Agradeço a colaboração da empresa Renolith, sediada em Bangkok, na pessoa de Sumitra Eksithichai, responsável pelo marketing internacional, que mostrou uma enorme receptividade, respondendo a todos os contactos com brevidade e cedendo o seu produto para utilização no trabalho desenvolvido.

Por último, o maior agradecimento é dirigido à minha família, pela motivação e apoio, que sempre me proporcionaram, ao longo desta tese e de toda a vida.

RESUMO

NOVAS TECNOLOGIAS DA APLICAÇÃO DE SOLO-CIMENTO

Este trabalho de investigação aborda os diversos métodos de melhoramento de solos desenvolvidos e colocados à disposição dos engenheiros. Entre eles encontra-se o melhoramento das características dos solos através da adição de produtos químicos, sendo o cimento um dos mais frequentemente utilizados. A utilização do cimento tem por objectivo aumentar as resistências mecânicas dos solos e permitir obter uma maior durabilidade.

A acção do cimento é exercida, quer devido à sua acção aglutinante, que permite a cimentação entre as partículas de solo, contribuindo principalmente para o aumento da resistência mecânica, quer devido à sua acção modificadora da fracção argilosa, que permite essencialmente uma menor expansibilidade. As propriedades adquiridas pelos solos estabilizados com cimento são influenciadas por diversos factores, como por exemplo, o tipo de solo, a quantidade de aditivo, as condições de colocação em obra, o grau de mistura e o tempo de cura. Estes aspectos são referidos realçando a informação relevante disponível na literatura.

Os avanços na estabilização dos solos com cimento têm sido modestos apesar da sua utilização generalizada. Assim, o objectivo principal deste trabalho de investigação foi a utilização de aditivos afim de tornar mais efectivo o desempenho do cimento Portland nas características do solo-cimento, quer ao nível mecânico, quer ao nível da durabilidade. Foram avaliados os efeitos de vários aditivos e a sua eficiência, tendo alguns deles sido utilizados em percentagens diferentes.

Os trabalhos experimentais avaliaram a adequabilidade do solo e a alterabilidade das suas características recorrendo a ensaios de análise granulométrica, compactação Proctor, limites de consistência, compressão simples, compressão diametral, absorção de água por capilaridade, molhagem-secagem e gelo-degelo.

Os resultados obtidos indicam que alguns dos produtos avaliados conferem melhorias significativas em algumas propriedades do solo-cimento. Estes resultados têm importância prática na aplicação deste método uma vez que conduzem a economias significativas no consumo do cimento Portland para um dado nível de exigência das resistências mecânicas e da durabilidade.

ABSTRACT

NEWS TECHNOLOGIES IN APPLICATION OF SOIL-CEMENT

This research deals with the different methods of amelioration of soils that are available in construction industry. Chemical stabilization of soils is one of such methods and Portland cement one of the most frequently used. Portland cement is used for increasing the mechanical properties and durability performance of soils.

The cement action is both due to the cementing action that links soil particles and contributes to increase mechanical properties, and to the modification of the clay fraction, which enhances dimensional stability. The enhanced properties of stabilized soil-cement are influenced by different factors, such as: soil type, percentage of cement, placement conditions, degree of mixing and curing time. The effects of these factors are referred to and the relevant available information is highlighted.

Advances in soil stabilization by cement have been modest in spite of its widespread application. The main objective of this research was thus to evaluate the use of additives in order to increase the effectiveness of Portland cement in enhancing the mechanical properties and durability performance of stabilized soils.

The experimental work evaluated the adequacy of the soils and the possibility of enhancing their characteristics by means of tests such as: particle size analysis, compaction tests, consistency limits, unconfined compressive strength tests, diametrical compression test, capillary water absorption, wet – dry and freeze – thaw tests.

Results obtained indicate that some of the products evaluated significantly improve some properties of stabilized soil-cement. This results are important for practical purposes when this method is used, because they allow for significant reductions in the consumption of Portland cement for any given level of requirements of mechanical properties and durability performance.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
ÍNDICE GERAL	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	xiv
ÍNDICE DE TABELAS	xxi
CAPÍTULO 1 - OBJECTIVOS, METODOLOGIA E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	1
1.1 - Introdução.....	1
1.2 - Objectivos e metodologia.....	2
1.3 - Organização da dissertação.....	3
CAPÍTULO 2 - MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	5
2.1 - Aspectos gerais.....	5
2.2 - Evolução histórica.....	5
2.3 - Alteração das propriedades dos solos com a estabilização.....	8
2.3.1 - Controle das deformações (expansibilidade e compressibilidade).....	8
2.3.2 - Resistência.....	10
2.3.3 - Permeabilidade.....	11
2.3.4 - Durabilidade.....	12
2.4 - Tipos de estabilização.....	12
2.5 - Métodos de estabilização de solos.....	13
2.5.1 - Estabilização mecânica.....	13
2.5.1.1 - Compactação.....	13
2.5.1.2 - Vibroflutuação.....	18
2.5.1.3 - Compactação dinâmica.....	20
2.5.1.4 - Compactação por explosivos.....	21
2.5.1.5 - Aceleração da consolidação.....	21
2.5.1.5.1 - Pré-carga.....	22
2.5.1.5.2 - Drenos verticais.....	22

2.5.1.6 - Correções granulométricas.....	24
2.5.2 - Estabilização física.....	26
2.5.2.1 - Electro-osmose.....	26
2.5.2.2 - Estabilização térmica.....	28
2.5.2.2.1 - Aquecimento.....	28
2.5.2.2.2 - Congelação.....	29
2.5.3 - Estabilização química.....	31
2.5.3.1 - Agentes estabilizadores.....	33
2.5.3.2 - Cal.....	34
2.5.3.2.1 - Introdução.....	34
2.5.3.2.2 - Mecanismos de estabilização dos solos com cal.....	35
2.5.3.2.2.1 - Permuta iónica e floculação.....	35
2.5.3.2.2.2 - Cimentação.....	36
2.5.3.2.2.3 - Carbonatação.....	37
2.5.3.2.3 - Características das misturas solo-cal.....	38
2.5.3.2.3.1 - Plasticidade.....	38
2.5.3.2.3.2 - Granulometria.....	38
2.5.3.2.3.3 - Expansibilidade.....	39
2.5.3.2.3.4 - Características de compactação.....	39
2.5.3.2.3.5 - Resistência.....	39
2.5.3.2.3.6 - Durabilidade.....	40
2.5.3.2.4 - Proporção dos constituintes da mistura, preparação, compactação e cura.....	41
2.5.3.3 - Betume.....	45
2.5.3.3.1 - Introdução.....	45
2.5.3.3.2 - Mecanismos de estabilização dos solos com betume.....	46
2.5.3.3.3 - Características das misturas solo-betume.....	47
2.5.3.3.4 - Proporção dos constituintes da mistura, preparação, compactação e cura.....	48
2.5.3.4 - Cimento.....	48
2.5.3.5 - Estabilização com outros aditivos.....	49
2.6 - Escolha do método de estabilização.....	49
CAPÍTULO 3 - ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CIMENTO.....	51
3.1 - Introdução.....	51
3.2 - Mecanismos de estabilização dos solos com cimento.....	52
3.3 - Características das misturas de solo-cimento.....	56

3.4 - Proporção dos constituintes da mistura, preparação, compactação e cura.....	59
3.5 - Utilização de aditivos.....	72
3.6 - Limitações da estabilização de solos com cimento.....	75
3.7 - Outras aplicações.....	78
CAPÍTULO 4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL, MATERIAIS UTILIZADOS E ENSAIOS REALIZADOS.....	81
4.1 - Introdução.....	81
4.2 - Materiais utilizados.....	81
4.2.1 - Solo.....	82
4.2.1.1 - Areia.....	85
4.2.1.2 - Caulino.....	85
4.2.2 - Cimento.....	85
4.2.3 - Água.....	86
4.2.4 - Aditivos.....	86
4.2.4.1 - Cloreto de sódio.....	86
4.2.4.2 - Bicarbonato de sódio.....	86
4.2.4.3 - Cloreto de cálcio.....	87
4.2.4.4 - Silicato de sódio.....	87
4.2.4.5 - Hidróxido de sódio.....	87
4.2.4.6 - Renolith.....	87
4.2.4.7 - Pneu reciclado.....	88
4.3 - Composições analisadas.....	89
4.3.1 - Solo.....	90
4.3.2 - Solo-cimento.....	90
4.3.3 - Aditivos.....	90
4.3.3.1 - Cloreto de sódio.....	90
4.3.3.2 - Bicarbonato de sódio.....	91
4.3.3.3 - Cloreto de cálcio.....	91
4.3.3.4 - Silicato de sódio.....	91
4.3.3.5 - Hidróxido de sódio.....	91
4.3.3.6 - Hidróxido de sódio e silicato de sódio.....	92
4.3.3.7 - Renolith.....	92
4.3.3.8 - Pneu reciclado.....	92

4.3.3.9 - Síntese da nomenclatura.....	92
4.4 - Fabrico e cura dos provetes.....	93
4.5 - Ensaio realizados.....	96
4.5.1 - Introdução.....	96
4.5.2 - Características mecânicas.....	97
4.5.2.1 - Compressão simples.....	97
4.5.2.2 - Compressão simples de misturas saturadas.....	98
4.5.2.3 - Tracção por compressão diametral.....	98
4.5.3 - Durabilidade.....	98
4.5.3.1 - Absorção de água por capilaridade.....	99
4.5.3.2 - Molhagem-secagem.....	100
4.5.3.3 - Gelo-degelo.....	100
CAPÍTULO 5 - RESULTADOS OBTIDOS E SUA ANÁLISE.....	103
5.1 - Introdução.....	103
5.2 - Avaliação do efeito da utilização de cimento.....	103
5.2.1 - Comportamento mecânico.....	104
5.2.1.1 - Resistência à compressão simples.....	104
5.2.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples.....	107
5.2.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral.....	111
5.2.2 - Avaliação da durabilidade.....	112
5.2.2.1 - Absorção de água por capilaridade.....	113
5.2.2.2 - Molhagem-secagem.....	115
5.2.2.3 - Gelo-degelo.....	117
5.3 - Avaliação do efeito da utilização de cloreto de sódio.....	118
5.3.1 - Comportamento mecânico.....	118
5.3.1.1 - Resistência à compressão simples.....	118
5.3.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples.....	120
5.3.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral.....	122
5.3.2 - Avaliação da durabilidade.....	123
5.3.2.1 - Absorção de água por capilaridade.....	123
5.4 - Avaliação do efeito da utilização de bicarbonato de sódio.....	125
5.4.1 - Comportamento mecânico.....	125
5.4.1.1 - Resistência à compressão simples.....	125
5.4.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples.....	127

5.4.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral.....	129
5.4.2 - Avaliação da durabilidade.....	130
5.4.2.1 - Absorção de água por capilaridade.....	130
5.4.2.2 - Molhagem-secagem.....	132
5.4.2.3 - Gelo-degelo.....	133
5.5 - Avaliação do efeito da utilização de cloreto de cálcio.....	134
5.5.1 - Comportamento mecânico.....	134
5.5.1.1 - Resistência à compressão simples.....	134
5.5.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples.....	136
5.5.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral.....	138
5.5.2 - Avaliação da durabilidade.....	139
5.5.2.1 - Absorção de água por capilaridade.....	139
5.6 - Avaliação do efeito da utilização de silicato de sódio.....	141
5.6.1 - Comportamento mecânico.....	141
5.6.1.1 - Resistência à compressão simples.....	141
5.6.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples.....	143
5.6.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral.....	145
5.6.2 - Avaliação da durabilidade.....	145
5.6.2.1 - Absorção de água por capilaridade.....	145
5.6.2.2 - Molhagem-secagem.....	147
5.6.2.3 - Gelo-degelo.....	148
5.7 - Avaliação do efeito da utilização de hidróxido de sódio.....	149
5.7.1 - Comportamento mecânico.....	150
5.7.1.1 - Resistência à compressão simples.....	150
5.7.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples.....	152
5.7.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral.....	157
5.7.2 - Avaliação da durabilidade.....	159
5.7.2.1 - Absorção de água por capilaridade.....	159
5.7.2.2 - Molhagem-secagem.....	161
5.7.2.3 - Gelo-degelo.....	162
5.8 - Avaliação do efeito da utilização de hidróxido de sódio e silicato de sódio.....	163
5.8.1 - Comportamento mecânico.....	163
5.8.1.1 - Resistência à compressão simples.....	163
5.8.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples.....	165

5.8.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral.....	167
5.8.2 - Avaliação da durabilidade.....	167
5.8.2.1 - Absorção de água por capilaridade.....	167
5.8.2.2 - Molhagem-secagem.....	169
5.9 - Avaliação do efeito da utilização de renolith.....	170
5.9.1 - Comportamento mecânico.....	171
5.9.1.1 - Resistência à compressão simples.....	171
5.9.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples.....	173
5.9.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral.....	176
5.9.2 - Avaliação da durabilidade.....	177
5.9.2.1 - Absorção de água por capilaridade.....	177
5.9.2.2 - Molhagem-secagem.....	179
5.9.2.3 - Gelo-degelo.....	180
5.10 - Avaliação do efeito da utilização de pneu reciclado.....	181
5.10.1 - Comportamento mecânico.....	182
5.10.1.1 - Resistência à compressão simples.....	182
5.10.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples.....	183
5.10.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral.....	185
5.10.2 - Avaliação da durabilidade.....	186
5.10.2.1 - Absorção de água por capilaridade.....	186
5.10.2.2 - Molhagem-secagem.....	188
5.10.2.3 - Gelo-degelo.....	189
5.11 - Avaliação global do efeito dos aditivos.....	190
5.11.1 - Comportamento mecânico.....	190
5.11.1.1 - Resistência à compressão simples.....	190
5.11.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples.....	193
5.11.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral.....	194
5.11.2 - Avaliação da durabilidade.....	195
5.11.2.1 - Absorção de água por capilaridade.....	195
5.11.2.2 - Molhagem-secagem.....	196
5.11.2.3 - Gelo-degelo.....	198
5.12 - Análise global dos resultados.....	200
CAPÍTULO 6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	203
6.1 - Conclusões.....	203

6.2 - Sugestões para trabalhos futuros.....	206
CAPÍTULO 7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	209

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 - MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Figura 2.1 - Esquema tipo de uma via rodoviária.....	6
Figura 2.2 - Equipamento para o Ensaio Proctor.....	14
Figura 2.3 - Resultados de Ensaios Proctor para diferentes solos.....	15
Figura 2.4 - Tipos de cilindros: a) Cilindro de pés de carneiro; b) Cilindro de rasto liso; c) Cilindro de pneus; d) Esquema de um sistema vibrador incorporado nas rodas de um cilindro; e) Cilindro de tamanho reduzido.....	17
Figura 2.5 - Equipamento do processo de vibroflutuação.....	18
Figura 2.6 - Fases do processo de vibroflutuação.....	19
Figura 2.7 - Compactação dinâmica.....	20
Figura 2.8 - Aspecto de um dreno artificial.....	22
Figura 2.9 - Funcionamento dos drenos verticais.....	23
Figura 2.10 - Instalação de drenos verticais artificiais.....	24
Figura 2.11 - a) Solo bem graduado; b) Solo mal graduado.....	25
Figura 2.12 - Deslocação da água devido à criação de um potencial eléctrico.....	27
Figura 2.13 - Esquema de um sistema de electro-osmose.....	28
Figura 2.14 - Esquema típico do aquecimento de um solo.....	29
Figura 2.15 - Esquema de um processo de congelação.....	30
Figura 2.16 - Aspecto de túnel em fase de construção onde foi usada a congelação para a estabilização do solo.....	31
Figura 2.17 - Imagem microscópica de um solo evidenciando a ligação entre as suas partículas: a) antes da adição de cal; b) depois da adição de cal.....	37
Figura 2.18 - Mistura de cal com água para obtenção de uma calda.....	42
Figura 2.19 - Espalhamento por um camião de cal em calda.....	43
Figura 2.20 - Aspecto de uma grade de discos.....	43
Figura 2.21 - Espalhamento de água à superfície da mistura solo-cal.....	44
Figura 2.22 - Camada de betume para reduzir a evaporação de água.....	45
CAPÍTULO 3 - ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CIMENTO	
Figura 3.1 - Estimativa para a escolha dos aditivos para estabilizações.....	51

Figura 3.2 - Esquema de solo com: a) alto teor em cimento; b) baixo teor em cimento.....	53
Figura 3.3 - Espalhamento manual do cimento.....	61
Figura 3.4 - Sequência de operações no processo de estabilização de solos com cimento.....	64
Figura 3.5 - Tipo de equipamento utilizado no método do estaleiro móvel.....	66
Figura 3.6 - Penetração da água nas bases de solo-cimento: a) sem renolith; b) com renolith.....	74
Figura 3.7 - Propagação de fissuras: a) sob acções térmicas; b) sob a acção dos rodados.....	77
Figura 3.8 - Fracturas numa superfície betuminosa construída sobre uma base de solo-cimento.....	77
CAPÍTULO 4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL, MATERIAIS UTILIZADOS E ENSAIOS REALIZADOS	
Figura 4.1 - Curva granulométrica do solo a estabilizar.....	84
Figura 4.2 - Aspecto dos materiais utilizados: a) Areia; b) Caulino; c) Solo.....	84
Figura 4.3 - Determinação da massa volúmica do pneu reciclado.....	88
Figura 4.4 - Imagem dos diversos aditivos utilizados: a) Cloreto de sódio; b) Bicarbonato de sódio; c) Cloreto de cálcio; d) Silicato de sódio; e) Hidróxido de sódio; f) Renolith; g) Pneu reciclado grosso; h) Pneu reciclado fino.....	89
Figura 4.5 - Resultados dos Ensaio Proctor.....	94
Figura 4.6 - a) Elaboração dos provetes; b) Aspecto dos provetes cilíndricos.....	95
Figura 4.7 - Aspecto dos provetes com pneu grosso na sua constituição.....	96
Figura 4.8 - Imagem de um dos ensaios à compressão simples.....	97
Figura 4.9 - Impermeabilização da parte inferior de um provete para realização do ensaio de absorção de água por capilaridade.....	99
CAPÍTULO 5 - RESULTADOS OBTIDOS E SUA ANÁLISE	
Figura 5.1 - Resistência à compressão simples para as composições S, S6C e S10C.....	105
Figura 5.2 - Comparação das resistências à compressão simples aos 28 e 56 dias de cura para as composições S, S6C e S10C.....	106
Figura 5.3 - Diferença na deformação axial dos provetes de solo (à direita) e nos de solo-cimento (à esquerda).....	106
Figura 5.4 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6C.....	108

Figura 5.5 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6C.....	108
Figura 5.6 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S10C.....	110
Figura 5.7 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S10C.....	110
Figura 5.8 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S, S6C e S10C.....	111
Figura 5.9 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S10C.....	114
Figura 5.10 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S10C.....	115
Figura 5.11 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S10C.....	116
Figura 5.12 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S10C.....	118
Figura 5.13 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6Ccs2.....	119
Figura 5.14 - Diferença entre as resistências à compressão simples para as composições S6C e S6Ccs2.....	120
Figura 5.15 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Ccs2.....	121
Figura 5.16 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Ccs2.....	122
Figura 5.17 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C e S6Ccs2.....	123
Figura 5.18 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S6Ccs2.....	124
Figura 5.19 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6Ccs2.....	125
Figura 5.20 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6Cbs2.....	126
Figura 5.21 - Diferença entre as resistências à compressão simples para as composições S6C e S6Cbs2.....	127
Figura 5.22 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Cbs2.....	128

Figura 5.23 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cbs2.....	129
Figura 5.24 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C e S6Ccs2.....	130
Figura 5.25 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S6Ccs2.....	131
Figura 5.26 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6Ccs2.....	131
Figura 5.27 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Ccs2.....	133
Figura 5.28 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Ccs2.....	134
Figura 5.29 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6Ccc2.....	135
Figura 5.30 - Diferença entre as resistências à compressão simples para as composições S6C e S6Ccc2.....	136
Figura 5.31 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Ccc2.....	137
Figura 5.32 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Ccc2.....	138
Figura 5.33 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C e S6Ccc2.....	139
Figura 5.34 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S6Ccc2.....	140
Figura 5.35 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6Ccc2.....	140
Figura 5.36 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6Ccs3.....	142
Figura 5.37 - Diferença entre as resistências à compressão simples para as composições S6C e S6Ccs3.....	142
Figura 5.38 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Ccs3.....	144
Figura 5.39 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Ccs3.....	144
Figura 5.40 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C e S6Ccs3.....	145

Figura 5.41 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S6Ccs3.....	146
Figura 5.42 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6Ccs3.....	147
Figura 5.43 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Ccs2.....	148
Figura 5.44 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Ccs2.....	149
Figura 5.45 - Resistência à compressão simples para as composições S6C, S6Chs1.5, S6Chs2, S6Chs3, S6Chs4 e S6Chs5.....	151
Figura 5.46 - Comparação das resistências à compressão simples aos 28 e 56 dias de cura para as composições S6C, S6Chs1.5, S6Chs2, S6Chs3, S6Chs4 e S6Chs5.....	152
Figura 5.47 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Chs2.....	153
Figura 5.48 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs2.....	154
Figura 5.49 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Chs3.....	155
Figura 5.50 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs3.....	155
Figura 5.51 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Chs5.....	157
Figura 5.52 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs5.....	157
Figura 5.53 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C, S6Chs2, S6Chs3 e S6Chs5.....	158
Figura 5.54 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C, S6Chs3 e S6Chs5.....	160
Figura 5.55 - Coeficientes de absorção para as composições S6C, S6Chs3 e S6Chs5.....	160
Figura 5.56 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Chs3.....	161
Figura 5.57 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Chs2.....	162
Figura 5.58 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6Chs2ss2.....	164

Figura 5.59 - Comparação das resistências à compressão simples aos 28 e 56 dias de cura para as composições S6C e S6Chs2ss2.....	164
Figura 5.60 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Chs2ss2.....	166
Figura 5.61 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs2ss2.....	166
Figura 5.62 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C e S6Chs2ss2.....	167
Figura 5.63 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S6Chs2ss2...	168
Figura 5.64 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6Chs2ss2.....	169
Figura 5.65 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Chs2ss2.....	170
Figura 5.66 - Resistência à compressão simples para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.....	172
Figura 5.67 - Diferença entre as resistências à compressão simples para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.....	172
Figura 5.68 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Cr5.....	174
Figura 5.69 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cr5.....	174
Figura 5.70 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Cr10.....	175
Figura 5.71 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cr10.....	176
Figura 5.72 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.....	177
Figura 5.73 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.....	178
Figura 5.74 - Coeficientes de absorção para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.....	179
Figura 5.75 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.....	180
Figura 5.76 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Cr5.....	181
Figura 5.77 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6Cp.....	182

Figura 5.78 - Comparação das resistências à compressão simples aos 28 e 56 dias de cura para as composições S6C e S6Cp.....	183
Figura 5.79 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Cp.....	184
Figura 5.80 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cp.....	185
Figura 5.81 - Resistência à tração por compressão diametral para as composições S6C e S6Cp.....	186
Figura 5.82 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S6Cp.....	187
Figura 5.83 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6Cp.....	188
Figura 5.84 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Cp.....	189
Figura 5.85 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Cp.....	190
Figura 5.86 - Resistência à compressão simples aos 7 dias de cura para as composições ensaiadas.....	191
Figura 5.87 - Resistência à compressão simples aos 28 dias de cura para as composições ensaiadas.....	191
Figura 5.88 - Resistência à compressão simples aos 56 dias de cura para as composições ensaiadas.....	192
Figura 5.89 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição ensaiadas.....	193
Figura 5.90 - Resistência à tração por compressão diametral para as composições ensaiadas.....	195
Figura 5.91 - Coeficientes de absorção para as composições ensaiadas.....	196
Figura 5.92 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições ensaiadas.....	197
Figura 5.93 - Resistência à compressão simples das composições submetidas a ciclos de molhagem-secagem.....	198
Figura 5.94 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições ensaiadas.....	199
Figura 5.95 - Resistência à compressão simples das composições submetidas a ciclos de gelo-degelo.....	200

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 2 - MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Tabela 2.1 - Técnicas para correções granulométricas.....26

CAPÍTULO 3 - ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CIMENTO

Tabela 3.1 - Características da estabilização de solos com cimento.....56

CAPÍTULO 4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL, MATERIAIS UTILIZADOS E ENSAIOS REALIZADOS

Tabela 4.1 - Síntese da nomenclatura das composições analisadas.....93

CAPÍTULO 5 - RESULTADOS OBTIDOS E SUA ANÁLISE

Tabela 5.1 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S, S6C e S10C.....104

Tabela 5.2 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6C.....107

Tabela 5.3 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S10C.....109

Tabela 5.4 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C e S10C.....113

Tabela 5.5 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S, S6C e S10C.....115

Tabela 5.6 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S, S6C e S10C...117

Tabela 5.7 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Ccs2.....119

Tabela 5.8 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Ccs2.....121

Tabela 5.9 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C e S6Ccs2.....124

Tabela 5.10 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Cbs2.....126

Tabela 5.11 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cbs2.....128

Tabela 5.12 - Absorção de água por capilaridade (g/cm ²) para as composições S6C e S6Cbs2.....	130
Tabela 5.13 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Cbs2.....	132
Tabela 5.14 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Cbs2.....	133
Tabela 5.15 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Ccc2.....	135
Tabela 5.16 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Ccc2.....	137
Tabela 5.17 - Absorção de água por capilaridade (g/cm ²) para as composições S6C e S6Ccc2.....	139
Tabela 5.18 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Ccss3.....	141
Tabela 5.19 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Ccss3.....	143
Tabela 5.20 - Absorção de água por capilaridade (g/cm ²) para as composições S6C e S6Ccss3.....	146
Tabela 5.21 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Ccss3.....	148
Tabela 5.22 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Ccss3.....	149
Tabela 5.23 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C, S6Chs1.5, S6Chs2, S6Chs3, S6Chs4 e S6Chs5.....	150
Tabela 5.24 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs2.....	153
Tabela 5.25 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs3.....	154
Tabela 5.26 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs5.....	156
Tabela 5.27 - Absorção de água por capilaridade (g/cm ²) para as composições S6C, S6Chs3 e S6Chs5.....	159
Tabela 5.28 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Chs3.....	161

Tabela 5.29 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Chs2.....	162
Tabela 5.30 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Chs2ss2.....	163
Tabela 5.31 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs2ss2.....	165
Tabela 5.32 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C e S6Chs2ss.....	168
Tabela 5.33 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Chs2ss2.....	170
Tabela 5.34 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.....	171
Tabela 5.35 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cr5.....	173
Tabela 5.36 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cr10.....	175
Tabela 5.37 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.....	178
Tabela 5.38 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.....	180
Tabela 5.39 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Cr5...	181
Tabela 5.40 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Cp...	182
Tabela 5.41 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cp.....	184
Tabela 5.42 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C e S6Cp.....	186
Tabela 5.43 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Cp.....	188
Tabela 5.44 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Cp....	189

CAPÍTULO 1

Objectivos, metodologia e organização da dissertação

1.1 - INTRODUÇÃO

Os solos são um dos elementos mais importantes no sector da construção, quer quando no seu estado natural, em fundações ou escavações, quer quando utilizados como material de construção.

O engenheiro civil aspira a que as suas estruturas sejam construídas sobre fundações com solos estáveis. É no entanto frequente, encontrar solos naturais sem os requisitos necessários para cumprir adequadamente a função a que estão destinados. Perante uma situação deste tipo, torna-se necessário tomar uma decisão relativamente à solução mais indicada para cada caso, e que irá contemplar uma das seguintes alternativas:

- Alterar o projecto adaptando-o ao solo existente (optando por fundações indirectas ou pelo aumento das dimensões das fundações para compensar a fraca capacidade de carga do solo, por exemplo);
- Abandonar o local e optar por outro com características dos solos mais favoráveis;
- Substituir o solo local por outro de melhor qualidade;
- Alterar as características do solo existente de maneira a melhorar o seu comportamento, tornando-o capaz de responder de forma satisfatória às solicitações previstas.

Devido a dificuldades técnicas, económicas, sociais e ambientais, as três primeiras podem tornar-se menos atractivas, pelo que assume particular interesse a última, que é o que se designa por **estabilização** ou **melhoramento de solos**.

A estabilização de solos visa sobretudo a melhoria das suas propriedades mecânicas e a manutenção das suas características ao longo do tempo (durabilidade). Entre os vários métodos para proceder à estabilização, está um dos mais utilizados, em que o melhoramento é conseguido através da adição de cimento. É sobre esta estabilização de solos com cimento que incide este trabalho de investigação, sendo este estudo motivado por duas razões. São elas:

- Avaliação das possibilidades de estabilização com cimento de solos residuais graníticos, dado que estes solos podem ser encontrados em extensas áreas da zona norte do país;
- Avaliação das possibilidades de melhorar o desempenho do solo-cimento com recurso a aditivos de baixo custo.

1.2 - OBJECTIVOS E METODOLOGIA

Dada a crescente importância dos métodos de estabilização, justifica-se o conhecimento das várias possibilidades existentes para proceder ao melhoramento dos solos e o aprofundar das informações sobre o método em que a alteração das propriedades do material a estabilizar é conseguida através do uso de cimento.

Sendo assim, podem referir-se os seguintes objectivos para este trabalho de investigação:

- Aprofundar os conhecimentos sobre os métodos existentes para a estabilização de solos;
- Avaliar a possibilidade de estabilização de solos residuais graníticos através do uso de cimento;
- Avaliar os efeitos da utilização do cimento nas propriedades mecânicas e de durabilidade do solo utilizado;
- Avaliar os efeitos de aditivos de baixo custo na composição do solo-cimento, de modo a tornar o material economicamente mais atractivo;

- Avaliar os efeitos de um aditivo comercialmente recomendado para melhorar as características do solo-cimento.

Para atingir estes objectivos, seguiu-se uma metodologia, que consistiu em primeiro lugar numa análise da literatura disponível sobre os diversos métodos de estabilização, tendo este estudo incidido particularmente sobre o método de estabilização de solos com cimento.

Para a concretização dos objectivos que se referem à avaliação da aptidão de solos residuais graníticos para a estabilização com cimento, bem como, à avaliação da eficiência dos aditivos foi elaborado e levado a cabo um programa experimental. Esta fase teve início com a selecção dos materiais a utilizar e definição das proporções a usar. Posteriormente, foram fabricados e curados provetes no laboratório que depois se ensaiaram para determinação das propriedades mecânicas e de durabilidade relevantes. Por último, procedeu-se a uma análise dos resultados obtidos para extracção das principais conclusões.

1.3 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A estrutura desta dissertação consta de sete capítulos, incluindo as referências bibliográficas, sendo organizada como se descreve de seguida:

- Capítulo 1 - É feita uma breve introdução ao tema em análise nesta dissertação, sendo referidos os objectivos a atingir, assim como a metodologia levada a cabo para a sua execução, além de se abordar a organização do trabalho;
- Capítulo 2 - Pequena abordagem aos diversos métodos de estabilização existentes, tendo em conta a informação recolhida na literatura disponível;
- Capítulo 3 - Dedicado exclusivamente a aspectos que estão relacionados com a estabilização de solos com cimento, sendo o resultado da pesquisa bibliográfica feita;
- Capítulo 4 - Destinado à descrição dos vários materiais utilizados na parte experimental, à identificação das diversas composições estudadas e à referência aos ensaios laboratoriais realizados;

- Capítulo 5 - Apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios que visavam avaliar as propriedades mecânicas e de durabilidade do solo estabilizado com cimento com e sem aditivos;
- Capítulo 6 - Síntese das principais conclusões retiradas do trabalho desenvolvido e sugestões para trabalhos futuros;
- Capítulo 7 - Contém as referências bibliográficas utilizadas para a elaboração desta dissertação.

CAPÍTULO 2

Métodos de estabilização de solos

2.1 - ASPECTOS GERAIS

A **estabilização** ou **melhoramento** de **solos** consiste, tal como referido no ponto 1.1, numa alteração das características dos solos existentes de maneira a melhorar o seu comportamento, tornando-os capazes de responder de forma satisfatória às solicitações previstas.

As principais situações que podem justificar o recurso à estabilização de solos são, segundo Winterkorn (1975):

- A necessidade de desenvolver áreas economicamente pobres;
- Permitir a utilização de estradas secundárias e rurais em boas condições;
- Fornecer bases de qualidade para pavimentos quando o recurso aos materiais normalmente utilizados não é viável economicamente;
- Actuar como fonte de absorção de ruído, particularmente em zonas urbanas;
- Permitir a circulação de tráfego militar ou de emergência em determinadas áreas e durante curtos intervalos de tempo.

Perante estas aplicações dos métodos de melhoramento de solos pode-se desde já verificar que a estabilização é utilizada essencialmente no sector da construção de vias de comunicação.

2.2 - EVOLUÇÃO HISTÓRICA

Os solos são o mais antigo e complexo material de engenharia, pelo que a necessidade de proceder à sua estabilização já remonta a tempos antigos. O melhoramento de solos começou a ser utilizado para a construção de pavimentos rodoviários nas civilizações Mesopotâmica e

Romana, mas já outros povos tinham recorrido esporadicamente ao emprego de cal para estabilização de solos (Kezdi, 1979, em Hamzah, 1983).

Os Gregos e Romanos encarregaram-se de desenvolver a técnica de aplicação da cal para a estabilização de solos, uma vez que havia necessidade de obter superfícies rígidas para a circulação dos veículos com rodas, chegando a ser utilizado um outro material, a pozolana (cinza vulcânica), para melhorar a acção de cimentação da cal (Castro, 1970). Mas, com o passar dos tempos tornou-se evidente a incapacidade destes pavimentos suportarem as velocidades e as cargas dos veículos postos em circulação a partir do início do século passado.

A investigação feita levou a que as vias rodoviárias começassem a ser executadas em betão ou com betuminosos (camada de desgaste), assentes em camadas de fundação, ou seja, bases e sub-bases devidamente estabilizadas, esquema que ainda hoje se mantém (ver figura 2.1).

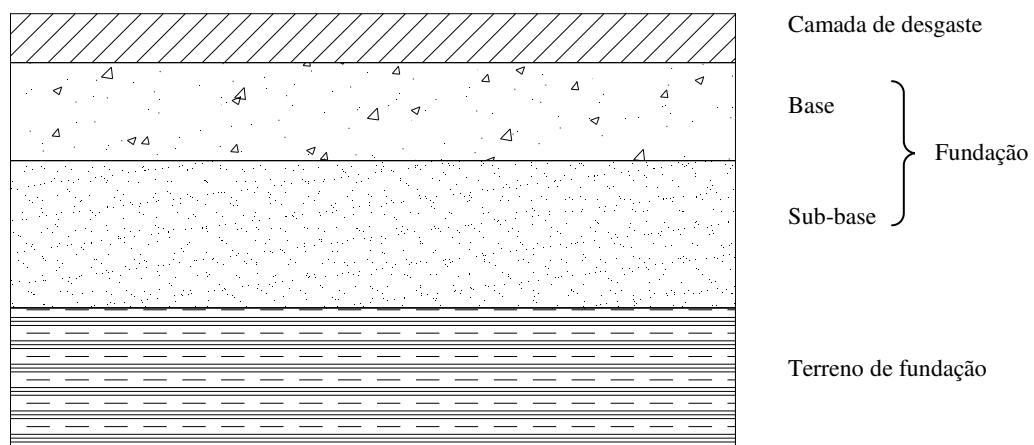


Figura 2.1 - Esquema tipo de uma via rodoviária.

As camadas de desgaste têm como função suportar directamente o tráfego e transmitir as respectivas solicitações às camadas de fundação. As camadas de base e sub-base devem permitir melhorar as condições de execução do pavimento, principalmente, em termos de uniformidade, suportar as solicitações transmitidas pela superfície, controlar a expansibilidade dos solos de fundação e contribuir, quer para a drenagem das águas à superfície, quer para a drenagem interna do pavimento.

A maior parte dos métodos actuais de melhoramento de solos foram iniciados nos Estados Unidos no início do século XX. Foi também nesta época que se começaram a desenvolver os equipamentos associados aos diversos métodos de melhoramento (Hamzah, 1983).

Na Europa, o despertar para a necessidade de estabilizar os solos chegou na década de 30, altura de florescimento da indústria automóvel nesta parte do globo. No entanto, o grande impulso verificou-se no período pós 2ª Guerra Mundial, na tentativa de dar resposta à grande necessidade de construção de estradas e pistas de aeródromos, altura onde foi muito utilizada a estabilização com cimento (Hamzah, 1983).

Na década de 40, nos Estados Unidos, foram desenvolvidas e aplicadas as técnicas de ensaios laboratoriais para solos estabilizados, permitindo fazer uma avaliação quantitativa das características destes solos.

Em Portugal, o desenvolvimento da construção rodoviária, principal aplicação dos diversos métodos de estabilização, seguiu a tendência verificada nos outros países europeus. Assim, a construção de pavimentos rodoviários, no início, baseava-se nos pavimentos flexíveis, uma vez que se dispunha de materiais granulares de boa qualidade e em quantidade suficiente e o betume podia ser adquirido a preços vantajosos. Os pavimentos eram constituídos por camadas granulares não tratadas, que poderiam ser ou não protegidas com um revestimento superficial ou cobertas com camadas de argamassa ou betão betuminoso, consoante a importância da estrada (Branco, 1988).

No entanto, o aumento progressivo dos volumes de tráfego e das cargas por eixo dos veículos que se verificou na maioria dos países, conduziu à ruína antecipada de muitos pavimentos, pelo que houve necessidade de utilizar soluções mais resistentes à custa de bases tratadas com aglutinantes hidráulicos ou betuminosos e de camadas de desgaste mais espessas e de melhor qualidade. Esta evolução na construção rodoviária e o aumento do custo dos betumes conduziu ao uso dos pavimentos rígidos e semi-rígidos (Branco, 1988).

2.3 - ALTERAÇÃO DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS COM A ESTABILIZAÇÃO

O melhoramento de solos tem por objectivo alterar algumas das suas propriedades, de modo a permitir boas condições de segurança e de custo para a construção a implantar, permitindo simultaneamente que esta atinja a vida útil prevista, com reduzidos custos de manutenção.

As principais propriedades dos solos que são objecto da preocupação de um engenheiro e que poderão ser objecto de melhoramento são:

- Controle das deformações (expansibilidade e compressibilidade);
- Resistência;
- Permeabilidade;
- Durabilidade.

2.3.1 - Controle das deformações (expansibilidade e compressibilidade)

Os solos argilosos são solos expansivos porque sofrem variações de volume quando sujeitos a variações sazonais do seu teor em água. Estas variações de volume podem não coincidir com as alturas de máxima precipitação ou insolação, dada a baixa permeabilidade destes solos. Torna-se assim necessário manter constante a quantidade de água presente nos solos para evitar estas variações de volume.

Nos solos arenosos a expansibilidade é geralmente desprezável dada a elevada permeabilidade destes solos, que permite o rápido escoamento da água, não tendo, como tal, significado no comportamento da obra.

No entanto, a expansibilidade pode ser controlada, desde que o solo em causa esteja sujeito à aplicação de cargas suficientemente elevadas que limitem a sua expansão (Nascimento, 1970).

Mas, no caso de obras rodoviárias a expansibilidade assume particular importância, porque é vulgar ter zonas do pavimento que estão quase completamente descomprimidas nos períodos que decorrem entre a passagem dos veículos. Estes períodos serão muito curtos, durante as horas de maior tráfego, mas poderão ser bastante longos, sobretudo em estradas de menor circulação ou zonas de pavimento menos utilizadas. Numa situação deste tipo pode acontecer a expansão do solo, especialmente durante ou após os períodos de maior precipitação, em que a existência de água sobre a plataforma pode ser facilmente absorvida pelo solo.

Esta característica dos solos depende de diversos factores, como sejam a natureza mineralógica das argilas, a sua granulometria, a natureza e nível de concentração dos iões existentes na água do solo e o seu grau de compactação. No entanto, existe uma grande

dificuldade em relacionar estes parâmetros com a expansão, de maneira que se possa determinar o seu valor (Nascimento, 1970).

Assim, são normalmente utilizados os limites de Atterberg como critério de aceitação ou rejeição de um determinado material a utilizar em pavimentos rodoviários. Isto porque existe uma correlação entre as condições a que o solo é submetido nos ensaios para determinação dos limites de liquidez e de plasticidade e a expansão que experimentaria se, em contacto com a água e por si próprio, passasse do estado correspondente ao limite de plasticidade para o estado correspondente ao limite de liquidez. Sendo assim, o controle da expansão de um solo, quando este é colocado em condições de decompressão e de poder absorver água, é feita através do Índice de Plasticidade (IP), que não é mais do que a diferença entre os limites de Atterberg, de liquidez (Wl) e de plasticidade (Wp) (Nascimento, 1970).

Mas é preciso utilizar um outro critério que é o valor do limite de liquidez, porque se este for elevado podem ser excessivas as variações volumétricas até ou desde a secura total, mesmo que o índice de plasticidade tenha um valor baixo e satisfatório (Nascimento, 1970).

Os valores do IP e do Wl que devem ter os solos a utilizar em bases e sub-bases dependem do tipo de solo, estando fixados na especificação E244-1971 do LNEC “Solos e agregados – estabilização mecânica”.

Mas os solos argilosos também podem ser problemáticos quando em compressão. Estes solos, geralmente com grandes quantidades de vazios estão sujeitos a uma elevada compressibilidade (diminuição da espessura dos estratos), devido à expulsão de água quando solicitados por carregamentos. Esta compressibilidade pode demorar vários anos até estar completa, dada a baixa permeabilidade destes solos.

Sendo assim, a elevada compressibilidade ou consolidação dos solos argilosos e a sua ocorrência em tempos longos tornam, muitas vezes, necessário proceder a uma aceleração da expulsão de água, de forma a evitar posteriores problemas de funcionalidade e estabilidade para as construções a implantar no maciço.

A avaliação da diminuição da espessura dos estratos, ou seja, dos assentamentos, faz-se mediante a realização de ensaios edométricos, que permitem a determinação de vários

parâmetros relacionados com este fenómeno. Com estes parâmetros consegue-se estimar o assentamento total do estrato de argila e o grau de consolidação, que não é mais do que a razão entre o assentamento ao fim de um dado tempo e o assentamento total.

Considera-se para efeitos práticos que a consolidação está terminada quando o seu grau é de 0.90 (90%), uma vez que a partir deste valor os assentamentos são ainda mais lentos e já pouco significativos (Fernandes, 1994).

Mediante o que foi referido, e para evitar problemas de funcionalidade e/ou estabilidade nas construções a implantar no maciço, o grau de consolidação a alcançar com os métodos de aceleração desta consolidação deverá estar perto dos 90%.

No entanto, este valor não é rígido, uma vez que depende do tipo de construção, já que por exemplo, uma fenda, ainda que pequena, não será admissível num depósito de água, mas poderá ser noutro tipo de edifício.

2.3.2 - Resistência

A resistência ou capacidade de carga de um solo é afectada negativamente pela presença de água nos seus poros, pelo que os métodos utilizados para melhorar a estabilidade de volume, são também eficazes para a manutenção ou melhoramento das propriedades mecânicas.

No entanto, nem sempre uma fraca resistência está relacionada com o aumento da humidade, já que um solo excessivamente seco tornar-se-á pulverulento, perdendo coesão e consequentemente resistência, quando sujeito a tráfego.

O método para a avaliação da resistência de um solo deve ser escolhido consoante a função prevista para o solo, sendo os ensaios mais utilizados o de compressão simples, o Califórnia Bearing Ratio (C. B. R.) e o triaxial. O ensaio de compressão simples, além de ser fácil de realizar, permite a determinação de variadas grandezas necessárias para projectos de estabilização, dado que a resistência à flexão e à tracção podem ser deduzidas, com confiança, a partir deste ensaio (Little, 1995).

2.3.3 - Permeabilidade

A permeabilidade, ou seja, o movimento da água nos solos, é uma característica muito variável entre os diversos tipos de solos existentes. Enquanto alguns são muito permeáveis, outros existem que são praticamente impermeáveis. Por outro lado, factores como a estratificação, as descontinuidades e as fissuras originam zonas de muito maior permeabilidade.

Esta característica dos solos está relacionada com a dimensão das partículas, porque se um solo for constituído por partículas de variadas dimensões, as mais pequenas poderão ocupar os espaços vazios entre as maiores, o que conduz, para situações de melhor arrumação entre as partículas, a menores espaços vazios para a passagem da água, ou seja, a uma menor permeabilidade. Pelo contrário, solos com aproximadamente partículas da mesma dimensão, terão maior permeabilidade, uma vez que têm maior quantidade de espaços vazios, dada a impossibilidade de partículas de tamanhos mais pequenos ocuparem os espaços vazios entre as maiores. A permeabilidade também depende do grau de compactação do maciço terroso, porque quanto mais compacto estiver o solo, menor será a quantidade de espaços vazios para a passagem da água.

A permeabilidade pode ser a origem de diversos fenómenos de instabilidade, como é o caso de deslizamentos em obras de terra (devido à inadequada dissipação de tensões neutras), ou de casos de levantamento hidráulico ou “piping” (devido aos elevados fluxos de água). Nas regiões com precipitação intermitente e com estratos impermeáveis de argila, podem surgir problemas durante a fase de construção de diversas obras, devido a dificuldades com a drenagem e com a capacidade de carga. Solos granulares ou argilas próximas do limite de retracção podem dar origem a fugas a partir de estruturas de retenção de água (Ingles e Metcalf, 1972).

Esta característica pode ser medida no laboratório ou no campo, sendo preferível, sempre que possível, esta última para evitar perturbações das amostras que afectarão os valores medidos.

2.3.4 - Durabilidade

As características de um solo devem manter-se estáveis durante longo tempo, caso contrário, os custos de manutenção podem atingir valores bastante significativos. Para que um solo seja estável, isto é, para que mantenha as suas propriedades acima de um nível pretendido durante a vida útil projectada da obra, é necessário que as próprias partículas que o constituem sejam estáveis, ou seja, que não percam resistência, nem sofram variações de volume e processos de erosão e desgaste.

Nos solos aluvionares, com partículas possuidoras de um elevado grau de alteração, os fenómenos de erosão e desgaste terão pouca importância, enquanto que os solos residuais, com o processo de alteração não terminado, podem sofrer importantes modificações devido aos processos referidos. A alteração dos solos advém da erosão interna, dissolução, fissuração e perda de ligações pétreas, o que conduz à perda de material e desagregação (Ingles e Metcalf, 1972).

Apesar de a alterabilidade ser uma característica de difícil avaliação e podendo esta ser definida como a taxa de evolução no tempo do estado de alteração dum material, ela pode ser avaliada pela perda de peso ou pela variação da resistência ou da expansão que ele experimenta ao fim de um certo tempo ou de um certo número de ciclos de uma acção periódica como a secagem e molhagem com água ou gelo e degelo (Ingles e Metcalf, 1972).

2.4 - TIPOS DE ESTABILIZAÇÃO

Em termos temporais a estabilização de solos pode ser dividida em três grupos, consoante o método de estabilização utilizado e o período de tempo em que o melhoramento alcançado se vai manter (Van Impe, 1989). São eles:

- Estabilização temporária que é limitada a um período temporal, que geralmente, é o tempo de construção da obra (por exemplo o método da congelação);
- Estabilização permanente sem adição de materiais em que o melhoramento do solo natural é conseguido sem a adição de outros materiais (caso da compactação);

- Estabilização permanente com adição de materiais em que o melhoramento do solo natural é obtido à custa da adição de outros materiais (por exemplo a estabilização através da adição de cal).

2.5 - MÉTODOS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Os métodos existentes para a estabilização de solos não são adequados para todos os tipos de solos, podendo ser divididos em três grupos, de acordo com os meios que são utilizados. São eles:

- Estabilização mecânica em que se procuram melhorar as características dos solos através duma melhor arrumação das suas partículas sólidas e/ou recorrendo a correcções da sua composição granulométrica;
- Estabilização física em que as propriedades dos solos são alteradas através do uso do calor e da electricidade;
- Estabilização química em que as características dos solos são modificadas através de aditivos.

De seguida, é feita uma breve descrição dos principais métodos englobados em cada um destes grupos.

2.5.1 - Estabilização mecânica

A estabilização mecânica engloba diversos processos, mas todos têm o mesmo objectivo comum que é a diminuição da quantidade de vazios existentes nos solos, o que conduz consequentemente a melhores características para os solos em causa.

2.5.1.1 - Compactação

A compactação é um processo em que devido à aplicação de cargas se reduz o índice de vazios de um solo à custa da diminuição da sua fase gasosa, sem variação significativa da quantidade de água. É um processo que visa obter a maior quantidade de partículas sólidas (e consequentemente menores vazios) num dado volume, ou seja, a maior baridade seca, $\gamma_{dm\acute{a}x}$. Um solo mais compacto apresenta melhores características, nomeadamente, uma maior resistência ao corte, menor permeabilidade e compressibilidade.

A baridade seca máxima, para uma dada energia de compactação, é determinada através do conhecido ensaio laboratorial Proctor, em que uma amostra seca é misturada com água e em seguida compactada num molde cilíndrico em várias camadas, através de um dado número de pancadas de um pilão de peso e altura de queda normalizada (ver figura 2.2).

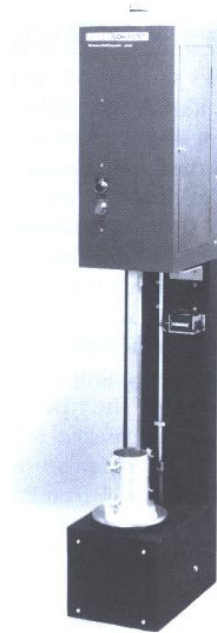


Figura 2.2 - Equipamento para o Ensaio Proctor.

Para o mesmo solo terão que ser efectuados cinco ensaios usando diferentes quantidades de água. Os resultados são apresentados num gráfico com a baridade seca, γ_d , em ordenadas e o teor em água, W , em abcissas. A curva que se obtém unindo os diversos pontos dos ensaios varia consoante o tipo de solo, mas tem um aspecto característico comum, com excepção para as areias ou cascalhos sem finos, que consiste num ramo ascendente e outro descendente que ladeiam um ponto máximo (ver figura 2.3). O teor em água para o ponto máximo é chamado de teor em água óptimo ($W_{\text{ópt}}$) e a baridade seca de baridade seca máxima ($\gamma_{d\text{máx}}$).

A parte das curvas ascendente verifica-se porque o aumento do teor em água até ao óptimo facilita o rearranjo das partículas do solo numa configuração mais densa, devido à energia de compactação transmitida pelo pilão, que conduz à expulsão de ar. Para teores em água acima do óptimo, o ar já não consegue ser expulso (logo não se atinge a saturação), devido à oclusão das trajectórias de saída, pelo que o aumento de água leva a uma configuração menos densa, o

que dá origem à parte descendente das curvas (Hilf, 1975, em Fernandes, 1994). A compactação será tanto maior quanto mais perto da baridade seca máxima estiver a baridade seca do solo em causa.

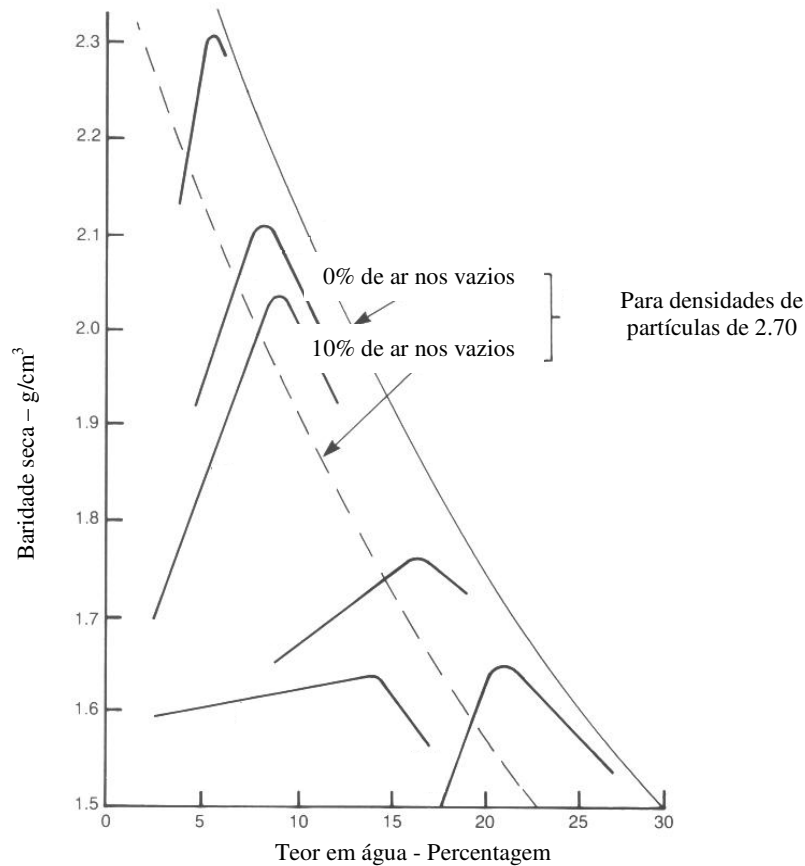


Figura 2.3 - Resultados de Ensaio Proctor para diferentes solos.

O conhecimento do teor em água ótimo e da baridade seca máxima é portanto importante para as construções em que o melhoramento dos solos é obtido através da compactação. Geralmente exige-se um grau de compactação mínimo de 95%. Este nível de compactação pode ser conseguido com dois teores em água diferentes, um abaixo e outro acima do ótimo. No campo, a obtenção de um adequado grau de compactação, exige a determinação através de equipamentos próprios dos valores “in situ” e caso seja necessário terão que ser tomadas medidas para melhorar a densidade do solo. Assim, se o grau de compactação estiver muito abaixo do ideal e com um teor em água inferior ao ótimo deverá ser adicionada água à camada em causa em toda a sua extensão. Se pelo contrário, o grau de compactação não é o desejado, mas o teor em água está acima do ótimo, será necessário remexer a camada

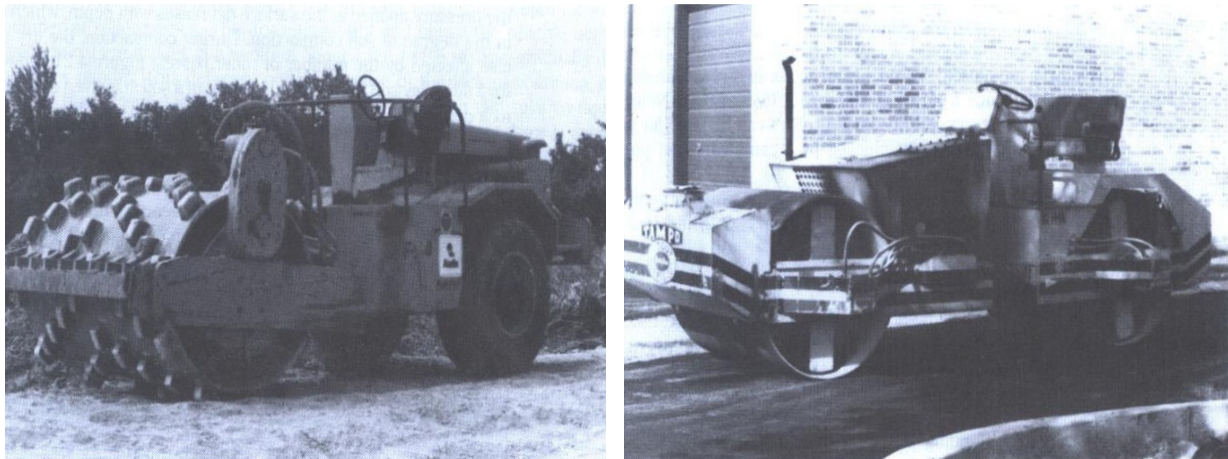
permitindo o seu arejamento e conseqüentemente a diminuição do teor em água através de secagem.

Em obra a compactação do solo é conseguida através de várias passagens de cilindros compactadores sobre camadas de espessura definida, consoante o tipo de solo e o equipamento compactador utilizado. Há no mercado diversos tipos de cilindros para proceder à compactação.

Os cilindros de pés de carneiro podem ser puxados por tratores ou autopropulsionados, como é o caso do apresentado na figura 2.4a. São os compactadores ideais para solos argilosos, já evitam a “laminação”, ou seja, a tendência (que se verifica, por exemplo, quando são usados cilindros de pneus ou de rasto liso) para, à medida que o número de passagens do equipamento aumenta, o aterro se dividir em “lâminas”. Este fenómeno provoca naturalmente um decréscimo na resistência global do aterro, uma vez que este está dividido por superfícies horizontais de baixa resistência, e um acréscimo drástico do coeficiente de permeabilidade horizontal do solo (Fernandes, 1994).

Os cilindros de rasto liso, são os mais vulgares, não sendo adequados para solos coesivos, estão especialmente vocacionados para a utilização em solos mais grosseiros, (ver figura 2.4b) (Fernandes, 1994).

A compactação com cilindros de pneus é em regra mais rápida e económica, sendo adequados para uma grande variedade de solos, com excepção dos solos argilosos plásticos (ver figura 2.4c). Alguns modelos têm um elevado número de pneus e colocados tão próximos, que permitem a cobertura completa da camada a compactar com uma só passagem (Fernandes, 1994).

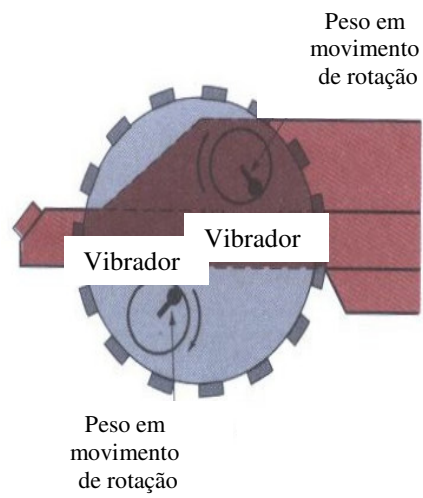


a)

b)



c)



d)



e)

Figura 2.4 - Tipos de cilindros: a) Cilindro de pés de carneiro; b) Cilindro de rasto liso; c) Cilindro de pneus; d) Esquema de um sistema vibrador incorporado nas rodas de um cilindro; e) Cilindro de tamanho reduzido.

(Das, 1997 e Brown, 1995)

Os cilindros vibradores, que podem ser dos três tipos anteriores, ou seja, de pés de carneiro, de rasto liso e de pneus, têm a particularidade de terem acoplado às rodas um sistema vibrador, que consiste na rotação de pesos em torno de pontos fixos, conforme representado na figura 2.4d. São indicados para a compactação de materiais granulares de qualquer tamanho, porque uma redução significativa do seu índice de vazios, implica uma rearrumação das partículas, o que exige uma vibração do solo (Fernandes, 1994).

Por último, existem os cilindros de tamanho reduzido para utilizar em trabalhos de espaço limitado e/ou próximos de estruturas, onde é necessário cuidado para prevenir possíveis estragos. (ver figura 2.4e).

2.5.1.2 - Vibroflutuação

A vibroflutuação é um outro processo que permite obter uma maior compactação dos solos e que consiste num sistema vibrador, suspenso de uma grua móvel, que pode injectar água pela ponteira (ver figura 2.5) (Fernandes, 1994).

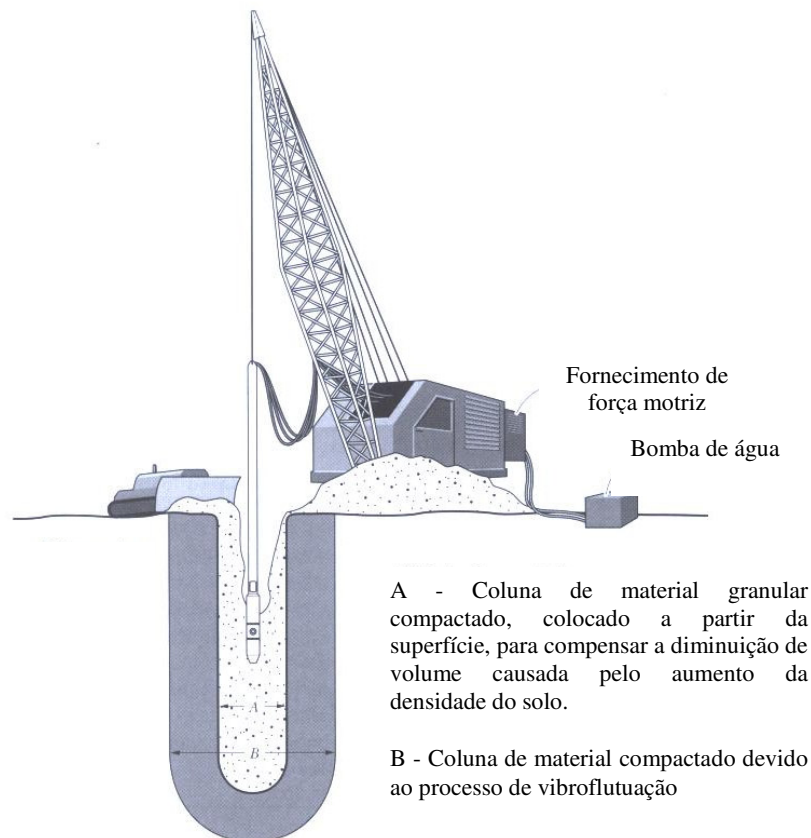


Figura 2.5 - Equipamento do processo de vibroflutuação (Das, 1997).

As vibrações são devidas a um peso existente no interior do equipamento que desenvolve uma força centrífuga que provoca vibrações de frequência regulável. O processo inicia-se com a cravação do vibrador, conseguida à custa do seu peso próprio e da injeção de água sob pressão (ver figura 2.6a). A água injectada no solo provoca a liquefacção (perda de resistência) momentânea deste na vizinhança do vibrador pelo que a cravação do equipamento prossegue à custa do seu peso próprio até à profundidade desejada (ver figura 2.6b).

Alcançada a profundidade pretendida para a compactação do solo suspende-se a cravação e a injeção de água. A partir da superfície é lançado material granular para preencher o espaço outrora ocupado pelo solo menos compacto, obrigando simultaneamente a água resultante do processo de cravação a aflorar à superfície (ver figura 2.6c). De seguida procede-se à retirada do vibrador, que vai vibrando e compactando fortemente o solo na sua vizinhança, resultando assim uma “coluna” fortemente compactada que depende das características do solo, mas que é em regra igual a três a quatro vezes o diâmetro do vibrador (ver figura 2.6d) (Fernandes, 1994).

As profundidades mais correntes até onde se crava o vibrador oscilam entre 4 e 10 m, mas podem atingir os 30 m. Nas “colunas” compactadas atingem-se compacidades da ordem dos 99% o que atesta a eficiência deste processo. Esta técnica exige a escolha da malha de pontos a tratar, malha que é função do equipamento e da compactação pretendida (Fernandes, 1994).

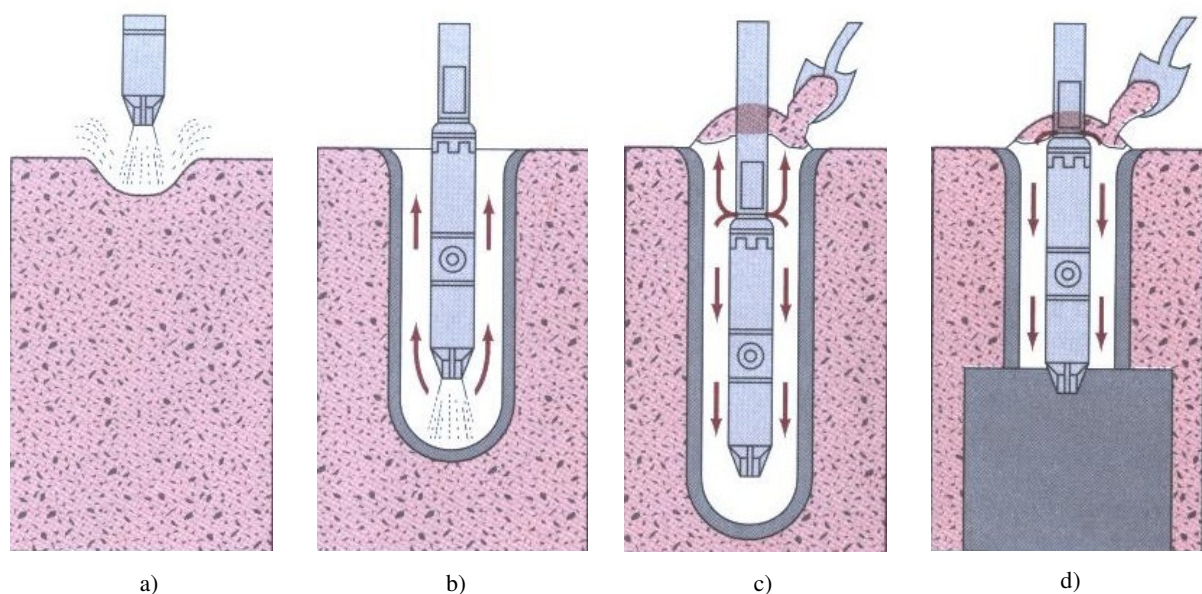


Figura 2.6 - Fases do processo de vibroflutuação (Das, 1997).

A principal limitação deste método está no facto de ele só poder ser usado em areias praticamente limpas, uma vez que a presença de finos, mesmo que da dimensão silte, reduz significativamente a eficiência do método, deixando mesmo de poder ser aplicado quando a percentagem de finos atinge os 20 a 25% (Folque, 1986).

2.5.1.3 - Compactação dinâmica

Consiste na compactação do solo à custa do impacto provocado pela queda de determinada altura, de blocos de betão ou caixas espessas de aço preenchidas com betão ou areia, que podem ter diferentes pesos (ver figura 2.7). É um processo de baixos custos, rápido, indicado para o tratamento de áreas extensas e profundidades até 30 m, permitindo obter compacidades da ordem dos 70% a 80% à superfície, mas diminuindo com a profundidade. É um método que só poderá ser aplicado em zonas afastadas de edificações devido às vibrações transmitidas às estruturas que lhes poderão ser prejudiciais. Tal como acontecia com a vibroflutuação deverá ser adoptada uma malha de pontos a tratar, malha que é função do equipamento utilizado e da compactação pretendida, sendo vulgares 2 a 3 impactos por m³ de terreno tratado (Fernandes, 1994 e Folque, 1986).



Figura 2.7 - Compactação dinâmica (McCarthy, 1998).

Em solos saturados este método tem semelhanças, relativamente aos fenómenos envolvidos, com o que se passa na vibroflutuação, ou seja, verifica-se uma liquefacção do solo, seguida de drenagem rápida. Devido a este facto, trata-se de um método pouco eficiente no tratamento de solos coesivos, uma vez que seria necessária a formação de fissuras, que depois se fechariam rapidamente, permitindo enquanto estivessem abertas a rápida drenagem da água, o que é difícil de acontecer dada a baixa permeabilidade destes solos (Folque, 1986).

2.5.1.4 - Compactação por explosivos

As vibrações produzidas pelos explosivos têm um efeito similar ao equipamento de vibroflutuação na densificação dos solos, provocando a liquefacção e o rearranjo das partículas numa densidade mais elevada (McCarthy, 1998). É um processo que envolve a detonação de cargas explosivas a determinada profundidade, sendo geralmente suficientes três a cinco explosões bem sucedidas para obter a compactação desejada, sendo o intervalo entre elas de algumas horas ou até mesmo alguns dias e o espaçamento usual das cargas de 5 a 15 metros. Graus de compactação de cerca de 80% podem ser alcançados em profundidades até 18 m. Geralmente as cargas explosivas são colocadas a uma profundidade próxima de 2/3 da espessura do estrato de solo a compactar (Das, 1997). É um método de baixos custos, mais eficaz em solos arenosos limpos ou quase limpos e que pela sua natureza só pode ser aplicado em zonas afastadas de estruturas (McCarthy, 1998).

2.5.1.5 - Aceleração da consolidação

Enquanto que a compactação visa reduzir o índice de vazios de um solo à custa da expulsão de ar, a consolidação pretende atingir o mesmo objectivo, mas mediante a saída de água dos poros do solo.

Os solos argilosos com grandes quantidades de água exibem, quando solicitados, uma alta compressibilidade, a que acresce o facto negativo desta consolidação ser muito diferida no tempo, dada a baixa permeabilidade evidenciada neste tipo de solos. Perante situações deste tipo, pode ser necessário acelerar a compressibilidade destes solos, afim de evitar problemas de funcionalidade ou de estabilidade para as construções a implantar nesses locais. Esta aceleração pode ser conseguida através de dois processos, que podem ser utilizados separada ou conjuntamente.

2.5.1.5.1 - Pré-carga ou pré-carregamento

Este processo consiste em colocar sobre o maciço que contém o estrato de argila uma carga que transmita ao maciço um valor superior ao que se pretende transmitir em fase definitiva. A carga só será retirada quando se verificarem assentamentos de ordem de grandeza semelhante aos que serão provocados pela obra a construir. É um método que exige que o maciço possua uma resistência compatível com a carga transmitida, o que poderá inviabilizar a sua aplicação (Fernandes, 1994).

Qualquer material que transmita uma pressão ao solo pode ser usado como pré-carga, como é o caso de lingotes e de tanques de água. No entanto, o material mais vulgar são os solos, dada a sua disponibilidade, baixo custo, facilidade de manuseamento e ausência de problemas de deterioração. A pré-carga é um método muito económico, desde que o terreno a consolidar tenha as características apropriadas, que se traduzem num tempo de consolidação compatível com o cronograma dos trabalhos gerais (Folque, 1986).

2.5.1.5.2 - Drenos verticais

Processo que permite acelerar a compressibilidade através da colocação de drenos verticais de material de elevada permeabilidade. Há alguns anos atrás, os drenos eram de material natural, como é o caso das colunas de areia, sendo actualmente mais vulgares os artificiais, fabricados com material sintético (ver figura 2.8).

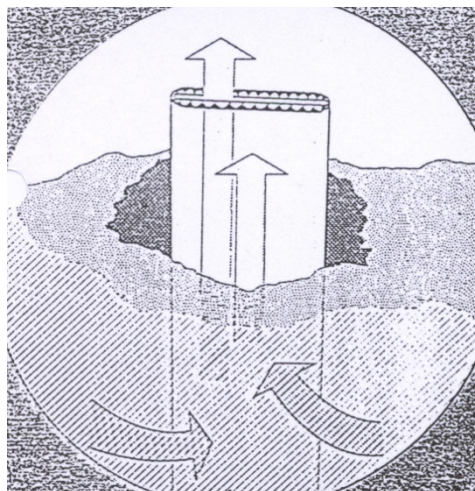


Figura 2.8 - Aspecto de um dreno artificial.

Os drenos, quer os naturais, quer os artificiais funcionam como poços para onde a água se dirige, sendo retirada através de tapetes de drenagem (que podem ser de material sintético ou uma camada de material granular), quando o seu nível atinge a superfície do maciço (ver figura 2.9). Os drenos verticais são usados muitas vezes em conjunto com a pré-carga.

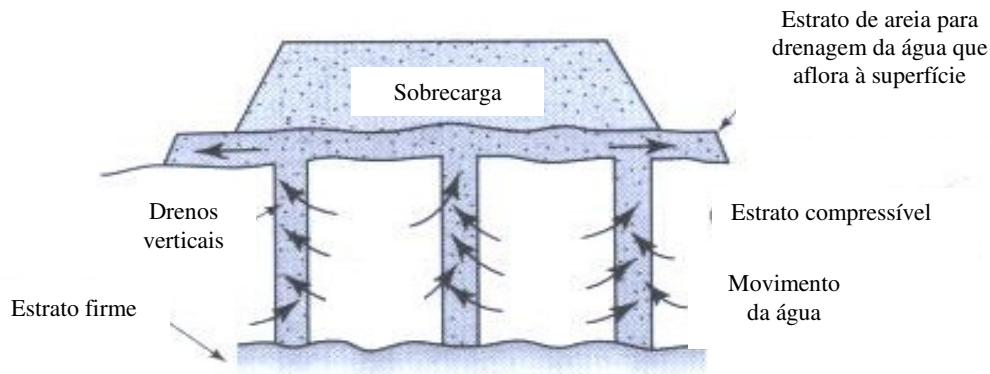


Figura 2.9 - Funcionamento dos drenos verticais.

Para a instalação dos drenos naturais no solo a consolidar começa-se por proceder à abertura de poços que têm que atravessar o estrato de argila a consolidar. Estes poços são posteriormente preenchidos com material muito permeável, geralmente areia.

Dado o equipamento e as exigências técnicas necessárias para a instalação dos drenos naturais, a sua viabilidade económica para projectos pequenos não é assegurada (McCarthy, 1998).

Relativamente à colocação no solo dos drenos artificiais é necessário o uso de um equipamento semelhante ao apresentado na figura 2.10, que permite uma elevada rapidez e facilidade de instalação em profundidades até 50 m, o que aliado à maior economia destes produtos, conduziu a uma grande expansão deste material nos últimos anos.

O equipamento representado tem uma espécie de guindaste com uma longa haste, que devido a um sistema hidráulico ou vibratório é cravado no solo a ser drenado. O dreno artificial é fixo à extremidade da haste, sendo conduzido conjuntamente para o interior do maciço à medida que a haste avança. Atingida a profundidade desejada o dreno é solto da haste e cortado à

superfície para separação do resto da faixa no carreto. A haste é retirada do solo, ficando o dreno no interior do maciço (McCarthy, 1998).

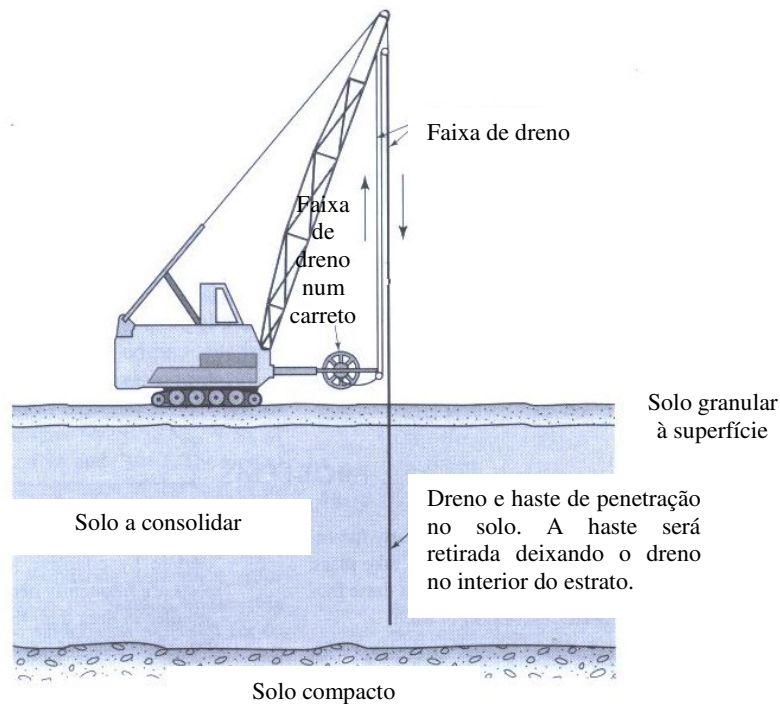


Figura 2.10 - Instalação de drenos verticais artificiais (McCarthy, 1998).

O espaçamento entre os drenos verticais depende da permeabilidade do solo a consolidar e do tempo disponível para atingir o grau de consolidação necessário, devendo no entanto ser menor que a espessura do estrato argiloso. Quanto ao seu diâmetro, este deve ser o suficiente para permitir a drenagem da água (Budhu, 1999). Convém salientar que para a eficiência do sistema contribui muito mais o espaçamento dos drenos do que o diâmetro destes (Folque, 1986).

2.5.1.6 - Correções granulométricas

Um solo mal graduado, ou por outras palavras, com pouca variedade de partículas em termos de dimensões, na máxima compacidade, terá uma quantidade de vazios superior a um solo que esteja na mesma condição, mas que seja bem graduado. Entende-se por solo bem graduado um solo composto por partículas de variadas dimensões. Isto deve-se ao facto de um solo bem graduado poder ter parte dos espaços vazios entre as partículas maiores ocupados pelas partículas mais pequenas (ver figura 2.11a). Torna-se evidente que um solo mal

graduado não poderá, devido à ausência de partículas mais pequenas, preencher estes espaços vazios (ver figura 2.11b).

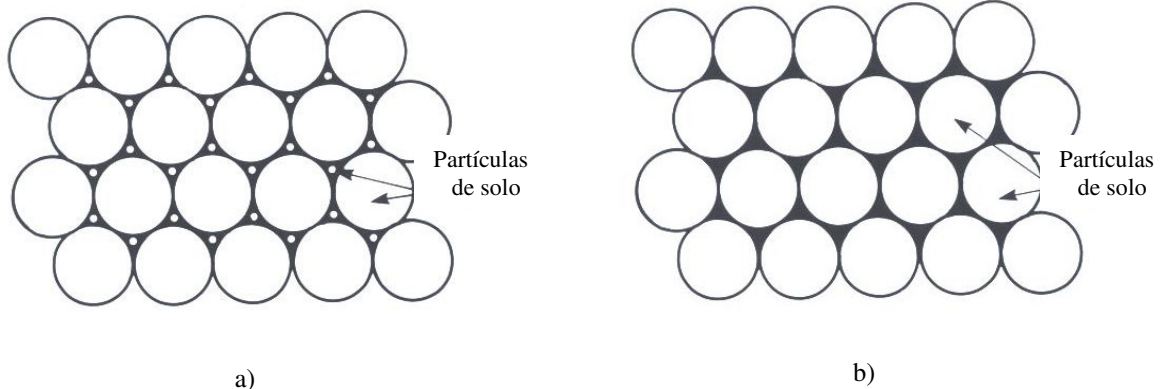


Figura 2.11 - a) Solo bem graduado; b) Solo mal graduado

Torna-se assim necessário, para se conseguir que um material satisfaça a uma dada especificação granulométrica, recorrer a correcções da sua granulometria, com o objectivo de se obter a maior quantidade de partículas sólidas num dado volume e consequentemente melhores características. Esta correcção que apenas implica alterações físicas nos solos pode ser feita através de uma das seguintes formas:

- Subtracção duma fracção granulométrica;
- Adição e mistura de outros materiais.

A avaliação das granulometrias de material a subtrair ou a adicionar não oferece grande dificuldade, uma vez conhecidas as curvas granulométricas dos solos em causa. Por exemplo, a correcção granulométrica de um solo fino é conseguida com a adição de material granular. Para solos mais granulares, impõe-se a adição de partículas mais finas, que poderá ser substituída no caso de materiais com pouca resistência, como por exemplo alguns calcários, grés e rochas alteradas, por esmagamento controlado das partículas do solo. Em solos com partículas mais duras, o esmagamento não está ao alcance dos equipamentos correntes, pelo que se impõe a adição da fracção em falta.

A maior dificuldade reside na escolha da maneira de efectuar a correcção de tal modo que o seu custo seja aceitável em face doutras possíveis soluções do problema. Simplificadamente esta escolha pode ser feita tendo em conta a tabela 2.1 (Nascimento, 1964).

Tabela 2.1 - Técnicas para correcções granulométricas.

Subtracção duma fracção granulométrica	Pedras e calhaus (> 60 mm)	Crivagem mecânica ou escolha manual, seguida ou não de britagem mecânica ou manual
	Seixos e areias	Crivagem mecânica ou manual
Adição duma fracção granulométrica	Areia fina, silte e argila	Por via seca mediante secagem, desagregação e crivagem; ou por via húmida mediante lavagem e crivagem
	Seixos e areia	Desagregação do terreno e mistura do correctivo
	Areia fina, silte e argila	Desagregação do terreno e do correctivo e respectiva mistura

2.5.2 - Estabilização física

Os solos argilosos tal como referido em 2.5.1.5. podem ser altamente compressíveis, o que pode afectar evidentemente os estratos sobrejacentes e as construções implantadas no maciço. Para acelerar a consolidação destes solos já foram referidos os métodos da pré-carga e dos drenos verticais, mas poderão ser utilizados métodos alternativos para proceder à sua estabilização.

Os métodos alternativos para a estabilização de solos envolvem reacções físicas que modificam as propriedades dos solos, utilizando o calor e a electricidade, e têm no custo o seu ponto mais fraco, mas vêm sendo estudados e aperfeiçoados ao longo dos tempos.

São utilizados quando alguma dificuldade impede o recurso a métodos menos dispendiosos. Podem ser divididos na estabilização por electro-osmose e térmica, estando incluídos nesta última os métodos de aquecimento e congelação.

2.5.2.1 - Electro-osmose

Este processo de custos elevados consiste na colocação de dois eléctrodos numa massa de solo, fazendo passar uma corrente eléctrica entre eles que provoca a movimentação de água do positivo (ânodo) para o negativo (cátodo), de onde é feita a remoção da água (ver figura

2.12) (Jumikis, 1962, em Hamzah, 1983). Obtém-se assim uma diminuição da quantidade de água no solo, o que provoca a sua consolidação.

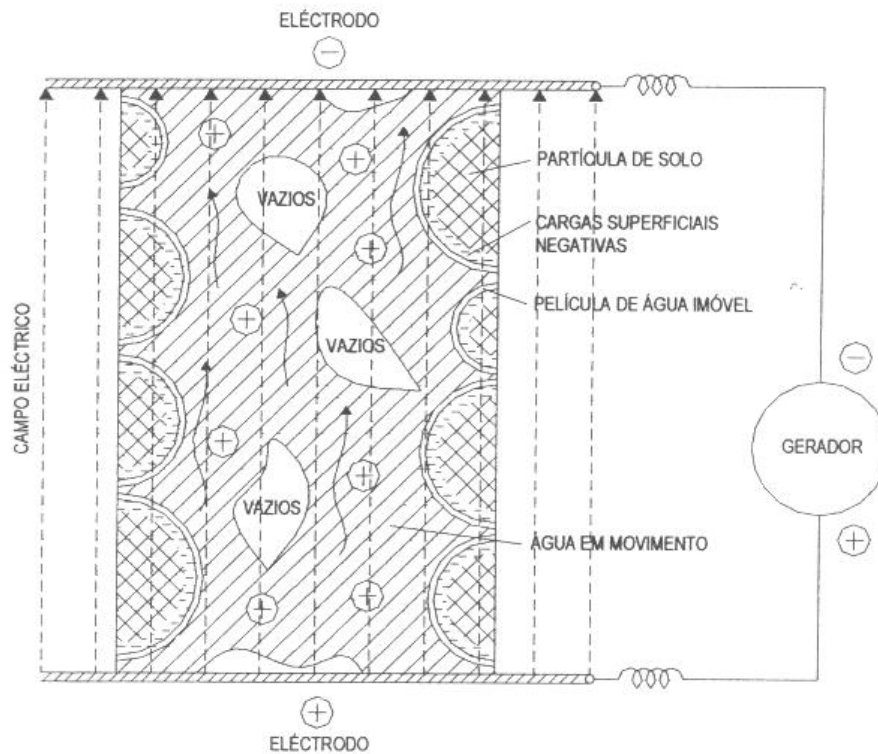


Figura 2.12 - Deslocação da água devido à criação de um potencial eléctrico (adaptado de Jumikis, 1962, em Hamzah, 1983).

A máxima profundidade de solo possível de ser estabilizada com este método está compreendida entre os 10 e os 20 m (Hamzah, 1983).

O eléctrodo negativo é utilizado como um poço filtrante, que é alimentado pela água presente no solo envolvente, tornando-se o solo situado na vizinhança do eléctrodo positivo cada vez mais seco, enquanto que junto ao eléctrodo negativo o teor em água aumenta, pelo menos enquanto for possível acumular mais água (ver figura 2.13). O movimento de água verifica-se enquanto o solo não secar na envolvente ao eléctrodo positivo, altura em que a velocidade de extracção da água tende rapidamente para zero (Van Impe, 1989).

O espaçamento dos eléctrodos pode ser determinado pelo mesmos critérios de dimensionamento existentes para os drenos verticais (Ingles e Metcalf, 1962).

A aplicação deste método exige a adopção de medidas de precaução para prevenir acidentes com o pessoal que trabalha com as voltagens aplicadas aos eléctrodos (Hamzah, 1983).

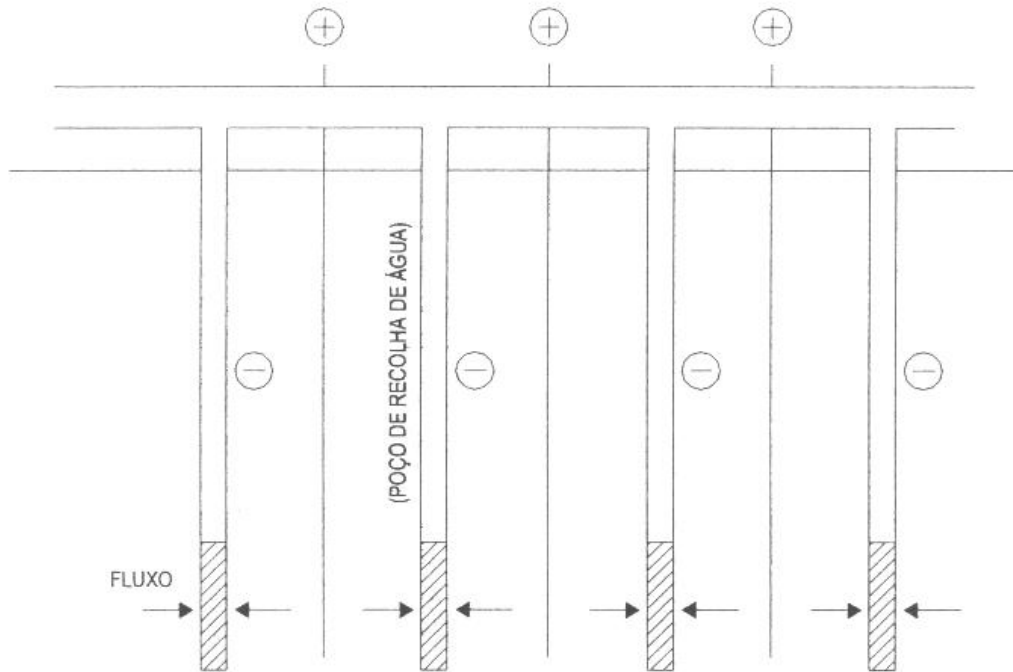


Figura 2.13 - Esquema de um sistema de electro-osmose (adaptado de Schroeder, 1980, em Hamzah, 1983).

2.5.2.2 - Estabilização térmica

2.5.2.2.1 - Aquecimento

A estabilização térmica por aquecimento pode ser conseguida por meios eléctricos ou através da queima de um combustível, colocado num tubo perfurado, que aquece uma zona do solo e permite a evaporação da água (ver figura 2.14) (Folque, 1986). Esta evaporação de água engloba a água adsorvida e a água livre presente no solo, o que provoca uma aproximação entre as partículas, aumentando consequentemente a resistência do solo. Também se verifica devido à menor quantidade de água presente no solo uma diminuição da compressibilidade. Mas, para que estas propriedades alteradas se mantêm será necessário isolar o maciço tratado de forma a evitar a sua posterior molhagem (Hamzah, 1983).

É um método pouco aplicado devido à sua complexidade e grande consumo de combustível, que provocam evidentemente um elevado custo e que permite obter resultados até aos 15 m

de profundidade. O solo em causa deve ter permeabilidade suficiente para permitir a evacuação do vapor produzido durante o processo. No caso de solos argilosos é necessário ter cuidado com temperaturas à volta dos 900 °C que poderão transformar os solos argilosos num material duro semelhante ao dos tijolos (O' Flaherty, 1978, e Abouzakhm, 1979, em Hamzah, 1983).

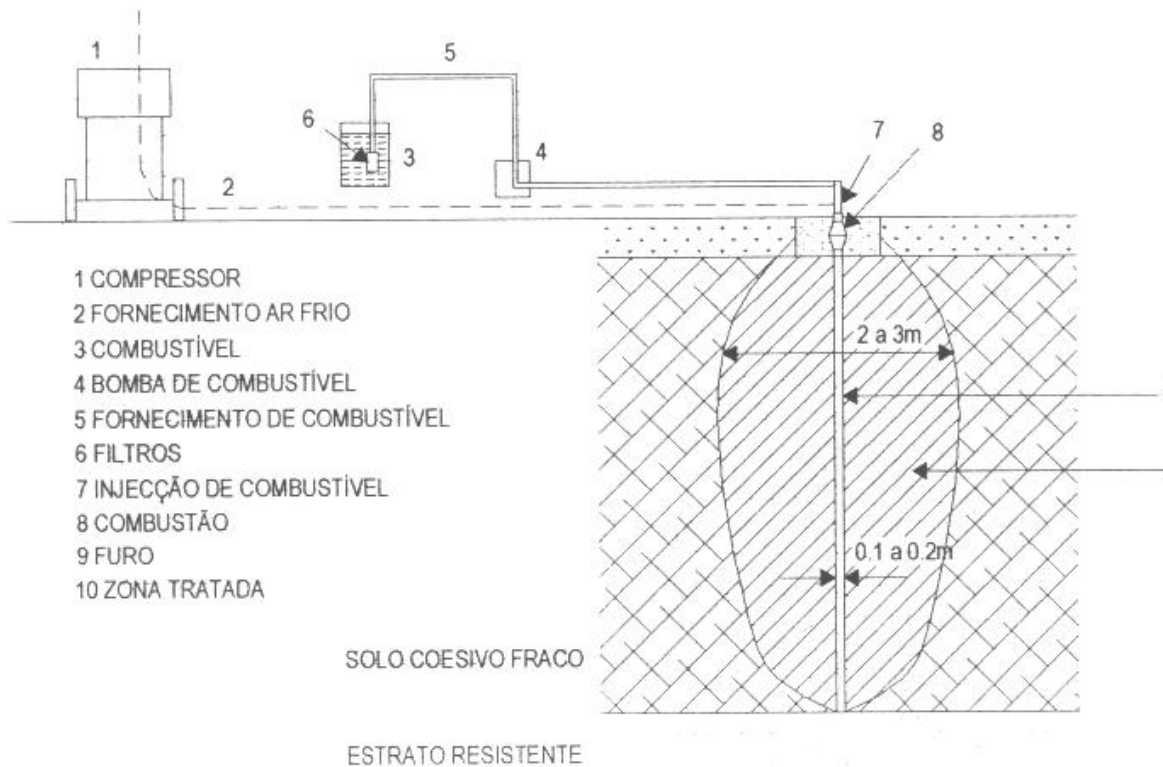


Figura 2.14 - Esquema típico do aquecimento de um solo (adaptado de Litvinov, 1960, em Van Impe, 1989).

2.5.2.2.2 - Congelação

Outro tratamento térmico de custos elevados utiliza um sistema que permite congelar a água existente nos vazios ou poros do solo, dando origem a um material rígido de maior resistência (Hamzah, 1983).

As diferenças entre as características mecânicas do solo com a água congelada e do solo à temperatura normal serão tanto mais acentuadas quanto mais mole for o solo à temperatura normal (Folque, 1986).

São instalados no solo saturado tubos com dado raio e afastados de certa distância, pelos quais circula o fluido que provoca a congelação, ao fim de certo tempo, da água presente no solo e possivelmente de outros líquidos (ver figura 2.15). Em solos incoerentes a água congela a temperaturas rondando os 0 °C, enquanto que em argilas essa temperatura é inferior aos 0 °C (Abouzakhm, 1979, em Hamzah, 1983).

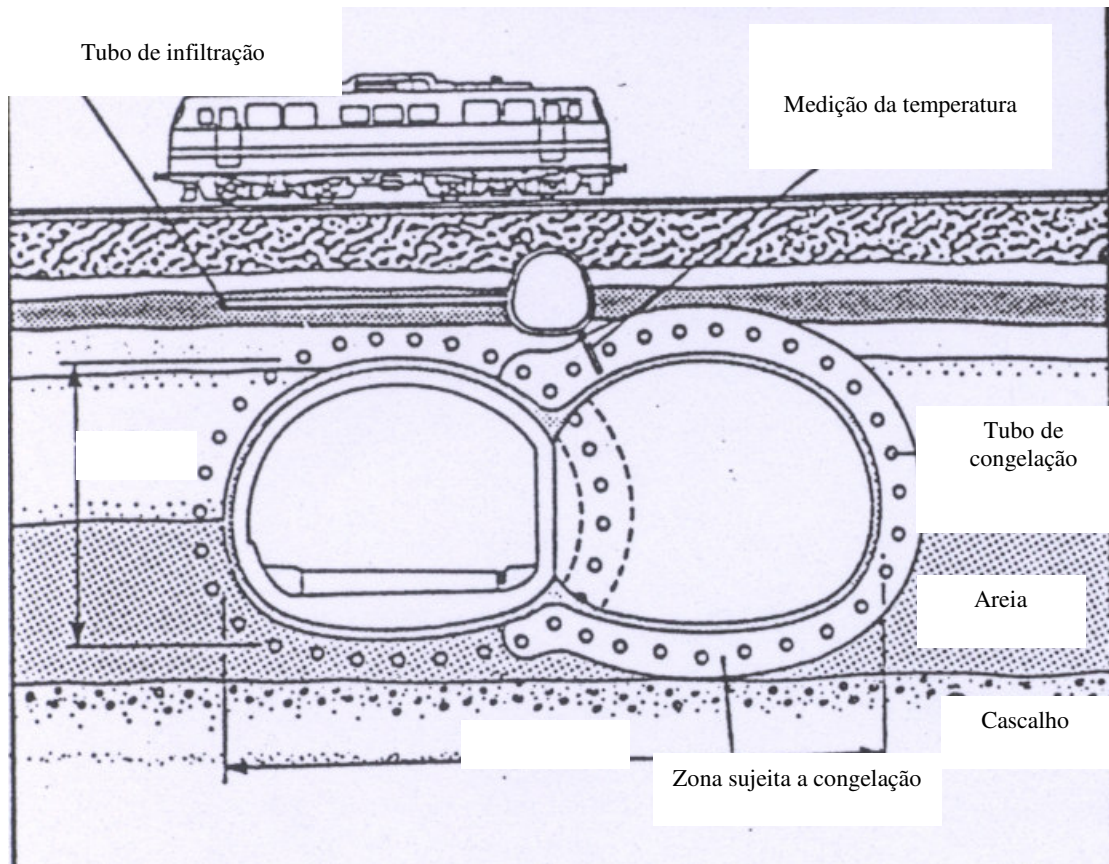


Figura 2.15 - Esquema de um processo de congelação (retirado de apontamentos da disciplina de Processos de Construção, UTAD).

É um processo utilizado essencialmente na fase de construção de túneis, sendo portanto uma estabilização temporária, uma vez que só dura enquanto se mantiver a congelação, e que apresenta dificuldades para solos com velocidades de percolação elevadas (ver figura 2.16). Neste tipo de construções, a congelação permite além da estabilização do solo, a prevenção relativamente a possíveis inundações dos túneis por água.

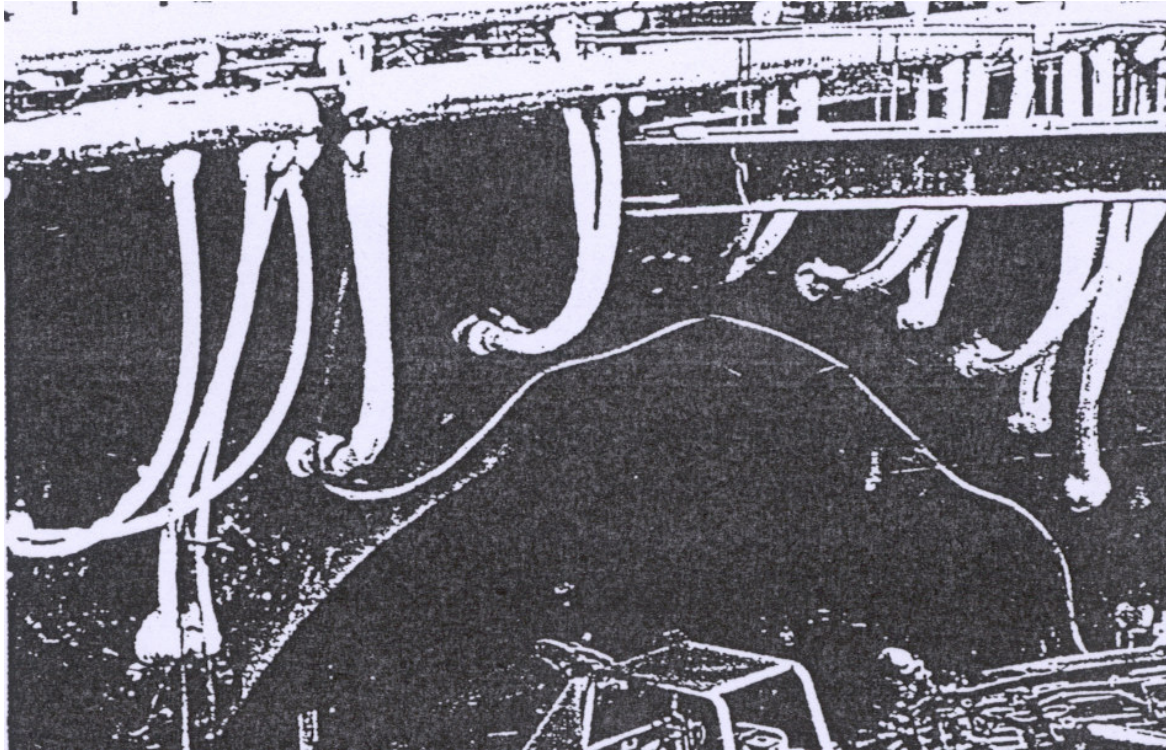


Figura 2.16 - Aspecto de túnel em fase de construção onde foi usada a congelação para a estabilização do solo (retirado de apontamentos da disciplina de Processos de Construção, UTAD).

2.5.3 - Estabilização química

A estabilização química tem como base as reacções químicas entre as partículas de solo, a água e os materiais adicionados, que funcionam como agentes estabilizadores, o que permite obter um solo com características mais próximas daquelas que se pretendem para a sua utilização.

Esta estabilização por adição de produtos engloba um apreciável número de “processos” de estabilização, que irão ser abordados posteriormente para cada caso, uma vez que dependem do aditivo ou mistura de aditivos, levando a alterações físicas e químicas do solo em causa.

Em termos de terminologia rodoviária, melhorar um solo não significa apenas o aumento da sua resistência, mas também a diminuição da sua susceptibilidade às variações de humidade (Nascimento, 1970).

Por exemplo, a compactação de um solo expansivo, melhora a sua resistência, mas não se poderá considerar que este está estabilizado para fins rodoviários, uma vez que em contacto

com a água ele poderá absorvê-la, expandir-se e perder o aumento de resistência anteriormente obtido.

É por causa deste aspecto que a estabilização química é utilizada essencialmente na construção de estradas e aeródromos, situação em que os solos estão submetidos a condições mais severas, porque podem sofrer variações de tensão que vão desde quase zero até valores mais elevados e variações de humidade que vão da quase completa secura à saturação (Nascimento, 1970).

Este processo possibilita o emprego de solos locais na construção de pavimentos rodoviários, que devido à sua baixa qualidade não poderiam ser utilizados isoladamente, dado que não se adequariam ao exigido pelas especificações para a construção de bases e sub-bases. Além deste facto, o uso de solos estabilizados em vez dos agregados naturais, cada vez mais escassos, pode ter consideráveis vantagens ambientais e económicas (Sherwood, 1995).

Como tal, e uma vez que são as soluções de baixo custo as mais procuradas pelos sectores públicos e privados para a construção de vias de comunicação, esta possibilidade de estabilização tornou-se muito promissora.

Sob o ponto de vista ambiental, económico e de segurança, podem referir-se os seguintes benefícios:

- minimização da perda de material ocasionada pela erosão ou pelo tráfego, nas estradas de terra;
- redução dos custos de compra, transporte e distribuição de agregados;
- redução dos materiais superficiais soltos ocasionadores de acidentes (problemas de visibilidade e derrapagens);
- minimização da agressão ambiental causada pela instalação de pedreiras e britagem;
- redução do uso de combustível associado às frequentes manutenções rodoviárias;
- resguardo das jazidas de bons materiais para usos mais nobres.

2.5.3.1 - Agentes estabilizadores

Sob o ponto de vista rodoviário o interesse principal num processo de estabilização é aumentar a resistência dos solos e atenuar o efeito da susceptibilidade à água.

Sendo assim, os agentes estabilizadores podem ser classificados de acordo com os efeitos que produzem. Existem, por isso, os agentes estabilizadores de aglutinação que actuam cimentando as partículas de solo. Estes agentes não tornam o solo impermeável, no entanto, um solo bem aglutinado absorve menos água que um solo não tratado. Também há os chamados impermeabilizantes que mantêm os solos com um baixo teor em água, o que permite obter um solo com melhor resistência. Mas, nenhum agente previne completamente o ingresso de água no solo, pelo que a eficiência destes depende da diminuição conseguida na permeabilidade. Nestes agentes a acção aglutinadora não existe ou é pouco significativa (Sherwood, 1995).

Segundo Sherwood, em 1995, independentemente da sua acção os agentes a utilizar para a estabilização devem possuir, de modo a garantir a sua viabilidade, as seguintes propriedades:

- Ser adequados para uma larga variedade de solos;
- Ter um efeito estabilizador permanente;
- Estar disponíveis a baixos preços e em grandes quantidades;
- Não apresentarem problemas quanto ao transporte e armazenamento;
- Serem relativamente não tóxicos e não corrosivos.

O cimento, a cal e o betume satisfazem a maior parte destes requerimentos, sendo por isso, os agentes estabilizadores mais utilizados, não sendo no entanto, de excluir outros produtos químicos que têm sido objecto de alguma investigação, como por exemplo produtos derivados da indústria do papel, resinas, entre outros. Estes agentes são por vezes designados por agentes estabilizadores primários.

Existem outros materiais que isoladamente não produzem uma melhoria significativa nos solos, mas que associados com a cal ou o cimento têm efeitos benéficos, sendo chamados de agentes estabilizadores secundários ou activadores (Sherwood, 1995).

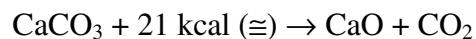
2.5.3.2 - Cal

2.5.3.2.1 - Introdução

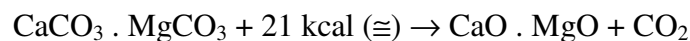
A cal foi dos primeiros aditivos a ser utilizado para a estabilização de solos, tal como referido no ponto 2.2 deste capítulo. No entanto, posteriormente a esta fase inicial ela foi pouco usada, tendo o seu grande incremento ocorrido depois da 2ª Guerra Mundial (Castro, 1970).

Designa-se por cal o óxido de cálcio (CaO) mas também outros produtos derivados ou associados ao óxido de cálcio.

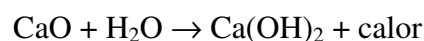
A cal fabricada a partir do carbonato de cálcio (CaCO₃), também chamado calcário, mediante a sua calcinação transforma-se no óxido de cálcio e liberta anidrido carbónico dando origem à chamada cal calcítica (ver equação de transformação abaixo).



A calcinação da dolomite ou calcário dolomítico, rocha constituída por carbonato de cálcio (CaCO₃) e carbonato de magnésio (MgCO₃) permite obter a cal dolomítica, que é uma mistura de óxido de cálcio e óxido de magnésio (CaO . MgO) (ver equação de transformação abaixo).



Tanto a cal calcítica como a dolomítica são vulgarmente designadas por cal viva. A cal viva pode reagir com a água libertando calor e produzindo a cal hidratada ou cal apagada se todo o óxido de cálcio estiver convertido em hidróxido (Ca(OH)₂) (ver equações de transformação abaixo).



Tanto a cal calcítica como a dolomítica podem ser utilizadas na estabilização de solos de granulometria fina e em solos granulares, desde que estes contenham argila suficiente para reagir com a cal, sendo o grau de melhoramento mais substancial nos solos argilosos de moderada ou elevada plasticidade (Castro, 1970).

Um estudo desenvolvido por Little, em 1987, tentou quantificar este domínio de aplicabilidade, estabelecendo que um solo para ser estabilizado com cal deveria ter pelo menos 25% de partículas passadas no peneiro nº 200 e um índice de plasticidade pelo menos de 10%.

2.5.3.2.2 - Mecanismos de estabilização dos solos com cal

A adição de cal a um solo húmido dá origem a vários tipos de reacções, entre as quais se destacam a permuta iónica e floculação, a cimentação (ou reacção pozolânica) e a carbonatação.

2.5.3.2.2.1 - Permuta iónica e floculação

As partículas de argila estão carregadas electricamente com predominância de cargas negativas, distribuídas nas faces. Nas extremidades existem cargas positivas, mas em menor número, o que faz com que estas partículas se comportem como electronegativas, originando forças repulsivas que as mantêm afastadas.

Numa tentativa de ficarem electricamente neutras, as partículas de argila podem adsorver à sua superfície catiões (iões positivos), que poderão ser substituídos por outros, designados por catiões permutáveis.

Quando se adiciona cal ao solo os catiões bivalentes Ca^{2+} provenientes desta vão adsorver-se à superfície das partículas de argila por troca com os catiões monovalentes até então adsorvidos, o que diminui as forças repulsivas entre as partículas dando origem à sua floculação. As partículas de argila aglomeram-se, passando a ter dimensões maiores e comportando-se como siltes, o que se manifesta pela sua perda de plasticidade, coesão e expansibilidade e pelo aumento da trabalhabilidade. Estas alterações conseguem-se com

pequenas quantidades de cal, obtendo-se melhorias significativas com adições de 1% a 2% de cal (Castro, 1970).

Quanto mais superfície específica tiver o material e mais desequilibrado electricamente ele se encontrar, maior quantidade de iões poderá fixar. Por esta razão, os solos com maior potencial de intercâmbio de iões são as argilas. Mas, a permuta iónica ainda varia consoante o tipo de minerais de argila, sendo mais acentuada nos minerais com alta capacidade de permuta iónica, como é o caso da montmorilonite, do que nos minerais de argila com fraca capacidade de permuta, como a caulinite (Sherwood, 1995).

2.5.3.2.2.2 - Cimentação

A pozolana é um material capaz de reagir com a cal na presença de água, a temperaturas ordinárias produzindo compostos cimentícios. Alguns componentes naturais dos solos, como os minerais de argila são pozolanas naturais, que têm a capacidade de reagir com a cal adicionada ao solo para produzir os compostos cimentícios, que são em termos de composição similares aos existentes nas pastas de cimento (Sherwood, 1995).

A adição de cal ao solo, mesmo que em pequena percentagem, faz elevar o pH, o que favorece a dissolução da sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3) dos minerais argilosos, que mediante a sua combinação com o Ca^{2+} da cal, formam silicatos hidratados de cálcio e aluminatos hidratados de cálcio, que desempenham o papel de produtos cimentícios (ver figura 2.17). Esta reacção continua enquanto houver cálcio, sílica e alumina disponíveis, o que demonstra o papel fundamental da presença de argila (Castro, 1970).

A acção de cimentação (ou reacção pozolânica) é uma reacção lenta, que se processa a longo prazo, resultando numa cimentação das misturas compactadas de solo-cal o que tem um papel preponderante no incremento da resistência destas misturas.

A cimentação nas misturas solo-cal necessita de bastante mais tempo do que a hidratação do cimento Portland, sendo favorecida por condições climáticas quentes e podendo ser acelerada por meio de aditivos adequados.

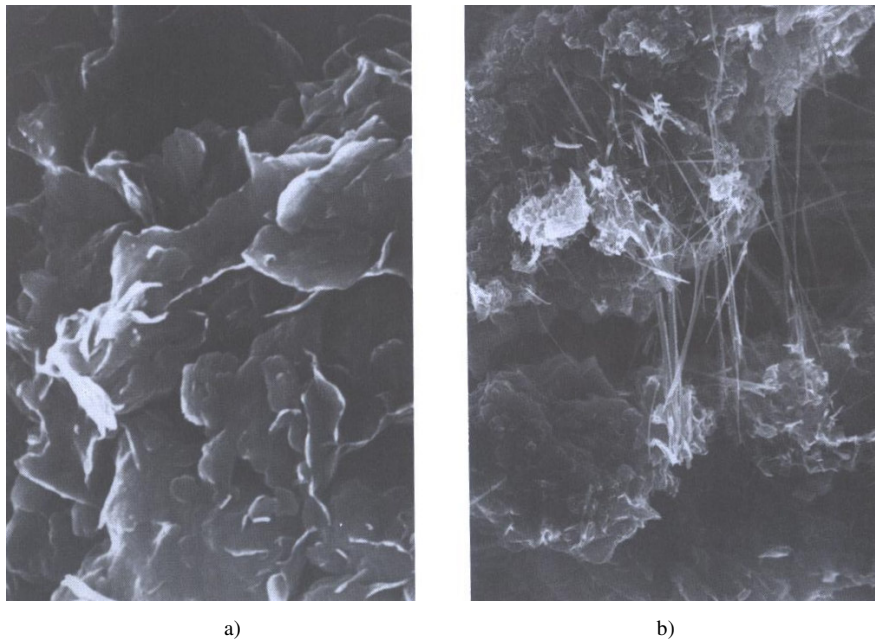


Figura 2.17 - Imagem microscópica de um solo evidenciando a ligação entre as suas partículas: a) antes da adição de cal; b) depois da adição de cal (Little, 1995).

2.5.3.2.2.3 - Carbonatação

A reacção do cálcio não envolvido nos processos anteriores com o dióxido de carbono da atmosfera dá origem ao carbonato de cálcio, que é afinal a reacção inversa da produção de cal a partir do calcário. Se este processo de carbonatação ocorrer antes da cal reagir com o solo, ficará reduzida a quantidade de cal disponível para esse efeito.

O carbonato de cálcio é um cimento fraco que prejudica o normal desenvolvimento das reacções pozolânicas, afectando a obtenção de resistências mecânicas mais elevadas (Neves, 1993).

Para prevenção deste efeito adverso são necessárias boas condições de cura, em que a mistura se deve manter húmida, evitando ciclos de molhagem e secagem, proceder a uma compactação logo que possível, para obter maiores densidades e menores permeabilidades que minimizem o tempo de exposição da mistura ao ar e afastar o dióxido de carbono para minimização da exposição da camada à atmosfera através de uma protecção superficial (Little, 1995).

2.5.3.2.3 - Características das misturas solo-cal

As alterações nas características dos solos devido à adição de cal dependem do tipo de solo, do tipo de cal utilizada e do modo da sua aplicação. As principais modificações verificadas são a nível de plasticidade, granulometria, expansibilidade, características de compactação, resistência e durabilidade (Castro, 1970).

2.5.3.2.3.1 - Plasticidade

A cal afecta o limite de liquidez e o limite de plasticidade, o que leva a uma diminuição do índice de plasticidade. O limite de plasticidade geralmente sobe, já que a adição de cal leva a um aumento de água para a obtenção de plasticidade nas pastas, enquanto que o limite de liquidez normalmente baixa (Castro, 1970).

O grau em que a plasticidade é afectada depende de vários factores como o tipo de solo, o tipo e quantidade de cal e o tempo de cura da mistura solo-cal (Castro, 1970).

Os solos altamente plásticos manifestam uma redução mais substancial do índice de plasticidade, enquanto que nos moderadamente plásticos o efeito é menos significativo, tendo-se mesmo verificado em alguns casos um ligeiro aumento. O índice de plasticidade decresce com o aumento do teor em cal, tendo-se obtido melhores resultados com a cal calcítica do que com a dolomítica. A maior redução da plasticidade dá-se logo após a adição da cal e estará completa dentro de 2 a 4 dias, pelo que o tempo durante o qual a mistura é deixada solta em cura também influencia a sua plasticidade (Castro, 1970).

2.5.3.2.3.2 - Granulometria

A cal afecta a granulometria dos solos devido à floculação e aglomeração das partículas finas, tendo pouca importância nos solos mais granulares. As partículas finas aglomeradas tendo evidentemente maiores dimensões fazem deslocar a curva granulométrica, o que pode ser significativo em solos com elevada percentagem de fracção argilosa (Castro, 1970).

2.5.3.2.3.3 - Expansibilidade

A adição de cal reduz significativamente o efeito de as argilas sofrerem variações de volume quando sujeitas a variações do seu teor em água. A cal provoca um aumento do limite de retração, o que significa que as misturas podem absorver mais água sem sofrer expansão quando em comparação com o solo não tratado (Castro, 1970).

A adição de cal tem um efeito muito benéfico nos solos muito expansivos enquanto que nos de baixa expansibilidade o seu efeito é ineficaz ou mesmo prejudicial, o que está de acordo com o que já se verificava na plasticidade, uma vez que um solo será tanto mais expansivo, quanto maior for o seu índice de plasticidade. Confirmando também o que já se tinha verificado para a plasticidade, a cal calcítica permite obter melhores resultados do que a dolomítica. Relativamente ao teor em cal, ele é benéfico até certos valores, cerca de 5 a 7%, sendo a partir daqui as melhorias pouco significativas, podendo até obter-se efeitos prejudiciais, pelo que se pode concluir que existe um teor óptimo em cal para cada solo que deve ser determinado ensaiando várias misturas (Castro, 1970).

2.5.3.2.3.4 - Características de compactação

Relativamente aos efeitos no comportamento das misturas de solo-cal do ponto de vista da compactação, verifica-se geralmente, para uma mesma energia de compactação uma baridade seca mais baixa do que nos solos sem cal. A baridade seca máxima é normalmente menor do que nos solos sem cal, sendo o teor em água óptimo superior. Estas variações são maiores para valores de cal entre 0 e 5%, sendo bastante menores para percentagens entre 5 e 10% (Castro, 1970).

2.5.3.2.3.5 - Resistência

O aumento de resistência verificado nas misturas solo-cal depende sobretudo do tipo e teor em cal, do tipo de solo, da compactação da mistura e do tempo e tipo de cura, dependendo a grandeza deste aumento do tipo de ensaio utilizado para a sua determinação (Castro, 1970).

A resistência normalmente aumenta com a quantidade de cal até um certo teor óptimo que depende do tipo de ensaio escolhido e do tempo de cura. Relativamente ao tipo de cal, tem-se

verificado em ensaios realizados, que em alguns casos as dolomíticas foram mais eficazes, principalmente no caso de solos argilosos com minerais do tipo ilites ou montmorilonites, noutros foram as calcíticas, essencialmente, quando utilizadas pequenas percentagens de cal. Quanto ao tipo de solo verifica-se que são os argilosos os que sofrem um maior aumento de resistência, o que é perfeitamente compreensível, uma vez que a cimentação requer a presença de fracção argilosa (Castro, 1970).

Uma mistura solo-cal, tal como já foi referido, apresenta para uma mesma energia de compactação uma baridade seca mais baixa do que o solo não tratado, pelo que o aumento de resistência é conseguido à custa de um maior esforço de compactação. O aumento de resistência é gradual havendo um acréscimo significativo no início e que vai decrescendo progressivamente. Em obra são precisos 4 a 6 meses para que se tenha alcançado a maior parte da resistência atingível (Castro, 1970).

Em laboratório, os métodos de cura usados são diferentes dos utilizados “in situ” com o objectivo de diminuir o tempo dos ensaios. Estes métodos recorrem geralmente à fixação de condições de temperatura e de humidade, sendo necessário ter em atenção que o processo adoptado não deve conduzir a resistências superiores às obtidas em obra. Esta situação poderia levar ao sub-dimensionamento do pavimento, a não ser que se adopte um coeficiente de correcção para os valores obtidos no laboratório (Castro, 1970).

2.5.3.2.3.6 - Durabilidade

Para que uma mistura solo-cal tenha bom comportamento em obra é necessário que as suas características se mantenham ao longo do tempo e resistam a acções de meteorização (Castro, 1970).

O estudo da durabilidade das misturas aplica vários métodos de ensaio para tentar reproduzir em laboratório os efeitos das acções meteorológicas, tal como ciclos de aquecimento, arrefecimento, secagem, molhagem, gelo e degelo em número, tempo e modo de aplicação variável (Castro, 1970).

A forma de apreciação do efeito destas acções recorre regularmente ao método do escovamento com avaliação da perda de peso sofrida pelo provete ou em alternativa à

determinação do abaixamento da resistência à compressão. As misturas solo-cal apresentam geralmente uma durabilidade satisfatória sobretudo quando protegidas por uma camada de desgaste (Castro, 1970).

A durabilidade é influenciada pelo tipo de solo, tipo e teor em cal, compactação e tempo de cura antes da mistura ser submetida aos ensaios, sendo afectada positivamente por valores elevados do teor em cal, por elevados graus de compactação e por longos períodos de cura. Resultados mais favoráveis foram obtidos com a cal dolomítica quando o período de cura foi longo e sob temperaturas mais elevadas (Castro, 1970).

2.5.3.2.4 - Proporção dos constituintes da mistura, preparação, compactação e cura

O teor em cal a usar na estabilização de solos deve ser determinado para cada caso. No entanto, deve estar compreendido entre 1 e 10% da massa seca do solo, sendo valores mais elevados desaconselhados por factores económicos, de não necessidade ou mesmo por efeitos prejudiciais que se começam a verificar nas misturas. Recomenda-se a não utilização de percentagens inferiores a 3%, mesmo que em laboratório as alterações desejadas se tenham obtido com valores inferiores, dado que em obra as condições de mistura e de cura são mais imperfeitas (Castro, 1970).

O valor certo é determinado para cada solo através do conhecimento dos limites de consistência, granulometria, ensaios de compactação, de resistência e de durabilidade.

A água a adicionar deve ser potável, sendo a quantidade necessária a requerida pela compactação. No entanto, para a cal viva terá que ser considerada uma quantidade extra para poder ocorrer o processo de hidratação e que deverá permitir obter um teor em humidade da mistura de 1 a 2% acima do valor óptimo (Castro, 1970).

Poderão ser adicionados aditivos às misturas solo-cal com o objectivo de acelerar a reacção pozolânica, produzir compostos cimentantes secundários ou combinaram-se com os produtos cimentantes primários. A aceleração da cimentação é muito importante visto que a lentidão deste processo pode prejudicar a estabilização, principalmente em climas frios, em que a estação quente é de pouca duração e pode impedir o alcance da resistência necessária antes da época das chuvas e do gelo (Castro, 1970).

Os aditivos mais comuns são o cloreto de cálcio e os sais de sódio (tais como carbonato, fosfato, hidróxido, cloreto, sulfato, aluminato, silicato, etc). Estudos desenvolvidos mostram que os mais promissores são o carbonato de sódio, o metasilicato de sódio e o hidróxido de sódio. A percentagem destes produtos é baixa, sendo habituais valores menores que 3% do teor em cal (Castro, 1970).

Relativamente à aplicação das misturas solo-cal em obra, esta envolve diversas fases que serão abordadas sucintamente de seguida.

Inicialmente há que escarificar e pulverizar o solo segundo as técnicas habituais destes processos, a que se segue a adição de cal ao solo. Se for usada cal em pó pode utilizar-se um espalhador mecânico ou o espalhamento dos sacos de cal manualmente. Se se optar por cal em calda procede-se à mistura prévia da água e da cal que posteriormente será espalhada por um camião tanque (ver figuras 2.18 e 2.19).



Figura 2.18 - Mistura de cal com água para obtenção de uma calda (Little, 1995).



Figura 2.19 - Espalhamento por um camião de cal em calda (Sherwood, 1995).

A mistura da cal, solo e água faz-se recorrendo aos equipamentos correntes tais como “motor-grader”, pulvimixer e grade de discos (ver figura 2.20).



Figura 2.20 - Aspecto de uma grade de discos (Little, 1995).

Segue-se um período de cura inicial da mistura húmida solta, que é desnecessário se o solo for não plástico, mas que deve ser de 24 a 48 horas no caso de solos plásticos e que serve para que ele perca plasticidade e se torne friável (Castro, 1970).

Depois desta cura inicial há que proceder a uma nova desagregação e pulverização, juntando água se necessário, e fazendo uma mistura final até se obter homogeneidade. Seguidamente, compacta-se a mistura utilizando as técnicas correntes e procede-se ao acabamento da superfície. Posteriormente segue-se a cura final.

Mas uma vez que as misturas sol-cal só ganham resistência após compactação e cura, e sendo esta favorecida por temperaturas quentes e evitando a evaporação da humidade da mistura, aplica-se muitas vezes água à superfície da mistura ou protege-se com uma camada de betume (ver figuras 2.21 e 2.22). Este período de cura dura 5 a 7 dias, mas pode demorar mais no caso de temperaturas baixas (Castro, 1970).

Por último, é conveniente colocar uma camada de desgaste para evitar a abrasão da superfície, mas esta só deverá ser construída depois da mistura ter adquirido resistência e de se ter removido o material solto.



Figura 2.21 - Espalhamento de água à superfície da mistura solo-cal (Little, 1995).



Figura 2.22 - Camada de betume para reduzir a evaporação de água (Sherwood, 1995).

Para o ganho de resistência as misturas necessitam de condições climáticas quentes, podendo as temperaturas baixas atrasar ou mesmo cessar este processo. Como tal, este método de estabilização deve ser executado nas estações quentes.

Convém salientar que dada a possibilidade de a cal provocar queimaduras, todos os operários devem estar convenientemente protegidos durante estas fases.

2.5.3.3 - Betume

2.5.3.3.1 - Introdução

A estabilização de solos com materiais betuminosos começou com o tratamento superficial de estradas de terra. Os solos siltosos e argilosos nas estações secas, têm uma humidade natural suficientemente baixa que permite que estes solos assegurem um pavimento satisfatório, mesmo sem revestimento. No entanto, têm o inconveniente de serem muito poeirentos em tempo seco e enlameados em tempo chuvoso, o que se consegue atenuar com regas sucessivas de materiais betuminosos que vão penetrando no solo. Estas regas permitem estabilizar uma camada muito superficial de solo, o que é insuficiente caso as solicitações sejam mais severas,

tornando-se necessário tratar camadas mais espessas através da sua mistura com betume (Nascimento, 1970).

Os materiais betuminosos mais utilizados para as misturas solo-betume são os betumes fluidificados (“cut-back”) e as emulsões betuminosas que têm uma fluidez adequada para serem misturados à temperatura ambiente. Nos países onde a produção de alcatrão é significativa, este material também é utilizado (Nascimento, 1970).

Os betumes fluidificados são semi-sólidos a temperaturas normais pelo que necessitam de ser aquecidos com equipamentos adequados em locais próximos da zona de trabalho. Este facto pode envolver algumas dificuldades, principalmente em zonas remotas, o que geralmente é ultrapassado usando as emulsões. As emulsões betuminosas são dispersões de um betume líquido em outro líquido no qual ele não é solúvel (água), sendo a sua estabilidade conseguida através da adição de um agente emulsionador (Hamzah, 1983).

Os “cut-back” distinguem-se pela rapidez da cura, existindo os de cura rápida, média e lenta enquanto que as emulsões dividem-se consoante o tipo de ruptura, havendo as de ruptura rápida, média e lenta.

Cada tipo de material betuminoso tem várias graduações de viscosidade, resultantes da natureza do betume, do diluente ou solvente utilizado, da concentração da diluição e da temperatura. São adicionados ao solo sob a forma de líquidos de baixa viscosidade, sendo posteriormente convertidos em líquidos de alta viscosidade num estado semi-sólido, através da redução da temperatura ou devido à evaporação do solvente.

No entanto, o betume como aditivo para a estabilização de solos não está muito divulgado, uma vez que é um material caro e exigente no que respeita à preparação da mistura.

2.5.3.3.2 - Mecanismos de estabilização dos solos com betume

Ao contrário do que se verifica com o cimento e a cal que reagem quimicamente com o material a estabilizar, o betume apenas cola as partículas de solo. Esta acção do betume num solo envolve dois processos, a aglutinação das partículas nos solos incoerentes, dando-lhes

coesão, o que aumenta a sua resistência, e a diminuição da susceptibilidade à água dificultando a sua passagem, o que limita a expansibilidade (Nascimento, 1970).

É normal a designação dos solos estabilizados com betume por solo-betume quando o terreno é um solo coesivo ou por areia-betume se o terreno for uma areia sem coesão (Nascimento, 1970).

Nos solos coesivos, já com alguma coesão, o objectivo da estabilização com betume visa principalmente defender estes solos da acção da água, actuando como agente impermeabilizador, mais do que aumentando a sua resistência mecânica, estando envolvido o segundo dos processos anteriormente referidos. Nas areias, solos sem coesão o betume visa dar-lhes essa coesão, aumentando a adesão entre as partículas do solo, pelo que o processo em causa é o primeiro (Nascimento, 1970).

A protecção relativamente a infiltrações de água, segundo alguns autores, é conseguida devido à formação de uma película de betume sobre a superfície da água nos interstícios do solo e à resistência ao deslocamento que essa película oferece à entrada no solo de mais água. Outros afirmam que a protecção resulta do revestimento com betume da superfície das partículas do solo e do enchimento com betume dos vazios o que reduz os canais de acesso da água. Além disto, a água adere melhor a partículas de solo do que ao betume, o que provoca maior dificuldade na infiltração de água nos vazios de um solo-betume do que num solo sem betume (Nascimento, 1970).

2.5.3.3.3 - Características das misturas solo-betume

Os estudos desenvolvidos com as misturas de solo-betume permitiram concluir que a sua resistência aumenta até um determinado valor óptimo do teor em betume. Este valor óptimo e a resistência serão tanto maiores quanto mais longo for o tempo de cura (Nascimento, 1970).

O aumento da coesão é mais significativo nas misturas curadas a temperaturas mais elevadas, porque as temperaturas mais altas permitem um melhor recobrimento das partículas de solo pelo betume, o que aumenta consequentemente a coesão. Verifica-se também uma redução da susceptibilidade à água com o aumento do teor em betume (Nascimento, 1970).

2.5.3.3.4 - Proporção dos constituintes da mistura, preparação, compactação e cura

O tipo, graduação e dosagem do betume deve ser escolhido com base em ensaios de laboratório que permitam aferir estes dados, interessando evidentemente os que conduzem a uma estabilização mais eficaz e económica. São habituais valores entre 3 e 10% (Nascimento, 1970).

Tal como noutras estabilizações químicas é necessária alguma água para a compactação, devendo evitar-se a água do mar devido ao risco de aparecimento de eflorescências (Nascimento, 1970).

A água é importante durante a mistura e compactação dos solos estabilizados com betume, já que durante a mistura a água facilita a distribuição do estabilizador na massa de solo e na compactação a água afecta o valor da densidade final (Katti e al, 1959).

Mas a quantidade de água óptima para a mistura é ligeiramente superior à quantidade requerida para a compactação, pelo que é prática usual ter um período de aeração entre a mistura e a compactação do solo misturado com betume. A redução conseguida na percentagem de água e nos solventes do betume varia desde 1/5 até 1/2 da percentagem original. A perda dos solventes do asfalto é responsável por um incremento de resistência nos materiais compactados (Katti e al, 1959).

A estabilização em obra inicia-se com a pulverização do solo a tratar, a que se segue a adição da água necessária para efectuar a mistura em boas condições. Depois procede-se à mistura com o betume, permitindo a aeração para redução dos voláteis ao teor adequado à boa compactação, compacta-se e procede-se ao acabamento da superfície. Posteriormente vem novamente a aeração e cura que abrange cerca de duas a três a semanas e por fim a colocação da camada de cobertura (Nascimento, 1970).

2.5.3.4 - Cimento

A estabilização de solos com cimento será abordada com pormenor no capítulo 3, uma vez que é o tema central deste trabalho de investigação, estando este capítulo destinado a uma abordagem aos outros métodos existentes.

2.5.3.5 - Estabilização com outros aditivos

Além da estabilização de solos com cal, betume e cimento existem outros produtos químicos que visam atingir o mesmo efeito, mas que são menos vulgares, quer devido à falta de dados experimentais, quer de comprovação prática (Castro, 1970).

Nem todos se destinam a alterar as propriedades dos solos até aqui referidas, sendo alguns utilizados para evitar a produção de pó, para diminuir a permeabilidade à água e a susceptibilidade à água e ao gelo.

Os cloretos (de sódio e de cálcio) começaram a ser usados na estabilização para evitar a produção de poeira nas estradas. Conseguem reter a humidade, evitando assim a formação de pó até que sejam arrastados pelas águas das chuvas devido à sua solubilidade.

Outro aditivo é a linhina, um dos mais importantes constituintes da madeira, sendo os seus derivados obtidos através da indústria do papel, entre os quais está o linhosulfonato de cálcio. Este derivado quando adicionado ao solo tem uma acção de cimentação das partículas, o que aumenta a resistência, e uma acção higroscópica. Devido à sua solubilidade com a água das chuvas pode ser levado por estas.

Os hidrorrepelentes ou impermeabilizantes são outro aditivo que pretende minorar a acção prejudicial da água sobre os solos. Os solos argilosos perdem a sua resistência quando imersos em água, pelo que os hidrorrepelentes envolvem as partículas de solo repelindo a água.

As resinas são outro produto que pode ter uma acção hidrorrepelente e uma acção de ligante. Os agregantes são outra possibilidade uma vez que diminuem a repulsão eléctrica entre as partículas de argila, causando a sua floculação ou agregação (Castro, 1970).

2.6 - ESCOLHA DO MÉTODO DE ESTABILIZAÇÃO

Perante uma tão grande variedade de métodos para proceder à estabilização de um solo, interessa saber o que avaliar para escolher o que melhor se adapta ao caso em análise. Para que a escolha seja a mais adequada possível devem ser analisados os seguintes aspectos:

- Objectivo do melhoramento (propriedades a alterar, duração do melhoramento, etc);
- Área e espessura do solo a tratar;
- Tipo de solo e suas características;
- Materiais disponíveis para proceder à estabilização;
- Equipamento e empresas especializadas disponíveis;
- Factores ambientais (erosão, poluição, influência sobre estruturas ou edifícios adjacentes);
- Experiência e preferências locais;
- Tempo disponível;
- Custos.

Convém salientar que os diversos métodos de estabilização não são necessariamente processos infalíveis através dos quais todas as propriedades dos solos são alteradas para melhor. Por isso, é que uma aplicação correcta de qualquer método exige a identificação clara de quais as propriedades do solo que se pretendem melhorar.

CAPÍTULO 3

Estabilização de solos com cimento

3.1 - INTRODUÇÃO

A estabilização de solos através da adição de produtos químicos é a mais indicada para fins rodoviários, tal como referido em 2.5.3, podendo recorrer, essencialmente, à cal, ao betume e ao cimento. Uma vez que os solos apresentam uma enorme variedade, quer a nível físico, quer a nível químico, é natural que os agentes estabilizadores possam ter maior ou menor eficiência, consoante o tipo de solo em causa. Como tal, julga-se necessário antes da abordagem à estabilização de solos com cimento, sistematizar qual dos aditivos é o mais indicado para uma dada situação, o que está esquematizado na figura 3.1, mediante os resultados dos ensaios de análise granulométrica e dos limites de Atterberg.

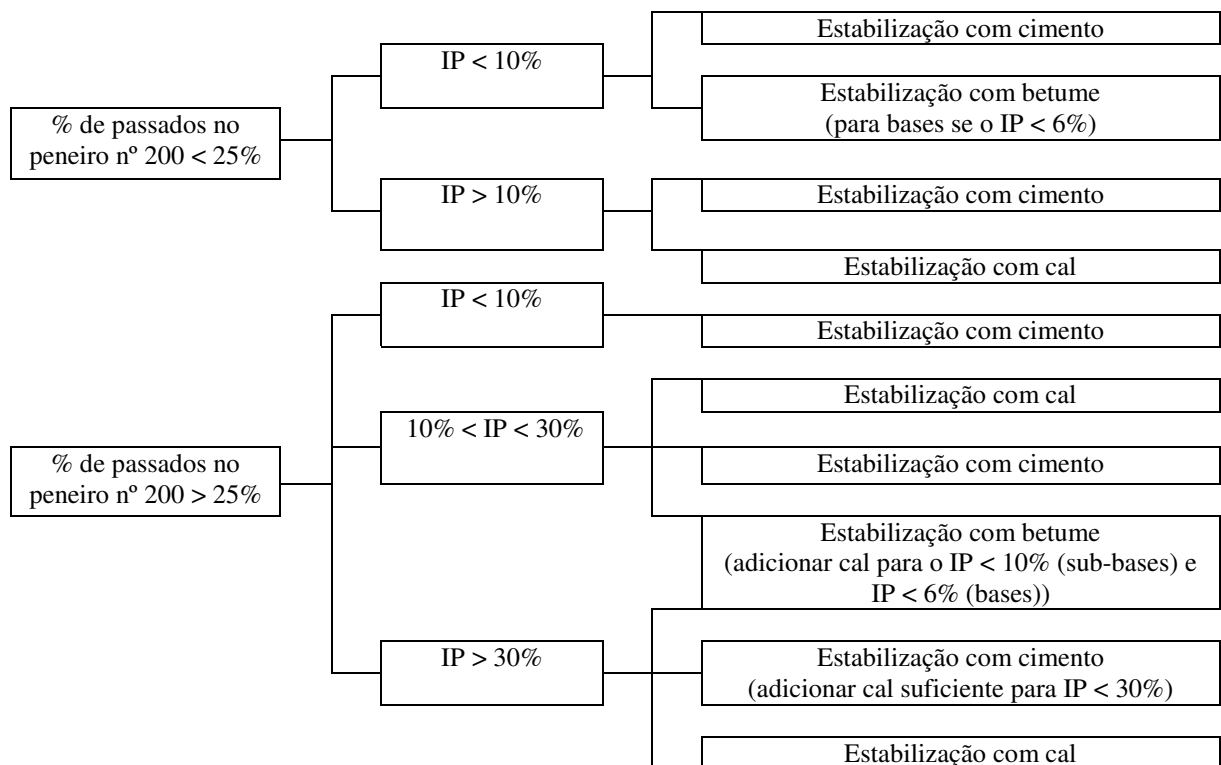


Figura 3.1 - Estimativa para a escolha dos aditivos para estabilizações (adaptado de Currin e al., 1976, em Little, 1995).

Da análise da figura 3.1 pode-se verificar que a estabilização química com cal ou betume tem um campo de aplicação mais limitado, ao contrário do que acontece com a estabilização de solos com cimento que é adequada para todos os solos, embora para os que possuem índices de plasticidade superiores a 30% seja necessário adicionar cal para reduzir esse valor. Sendo assim, pode-se dizer que a estabilização de solos através da adição de cimento constitui uma das aplicações mais generalizadas para melhorar o comportamento dos solos.

Nos solos com índices de plasticidade superiores a 30% as forças de ligação entre as partículas constituintes impedem uma adequada mistura com o cimento, pelo que é necessário quebrar essas ligações transformando o solo em pequenos grânulos através do uso de cal. Depois disto o cimento já pode actuar como ligante destas novas partículas incoerentes, melhorando as suas propriedades.

Segundo Pereira, em 1970, a utilização de cimento como aditivo é mais indicada para a estabilização de solos granulares, de solos siltosos e de argilas pouco plásticas, não sendo adequado para solos com apreciável teor em matéria orgânica.

A estabilização com cimento parece ter sido utilizada pela primeira vez nos Estados Unidos da América, na 2ª década do século XX. No entanto, devido ao facto de a técnica então utilizada não ter qualquer base racional, os resultados nem sempre foram os melhores, o que levou a Portland Cement Association a desenvolver diversos programas de investigação. Desta investigação resultaram especificações para os materiais e para os ensaios destinados ao estudo das misturas de solo-cimento e ao controlo da construção. Também a American Society for Testing Materials e a American Association of State Highway Officials, em 1944 e 1945, publicaram alguns trabalhos importantes sobre este assunto (Pereira, 1970).

3.2 - MECANISMOS DE ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS COM CIMENTO

A estabilização de um solo por adição de cimento consiste na preparação de uma mistura homogénea de solo pulverizado, cimento e água, em proporções determinadas, em que a acção estabilizante do cimento pode ocorrer segundo dois mecanismos distintos, consoante o teor que é adicionado ao solo (Yoder, 1959, em Pereira, 1970).

Um dos mecanismos permite o aumento da resistência mecânica devido à acção aglutinante do aditivo, que cimenta as partículas de solo. Este efeito verifica-se quando os teores em cimento são mais elevados, em que o cimento forma núcleos interligados distribuídos pela massa de solo (ver figura 3.2a).

Para teores em cimento mais baixos, verifica-se fundamentalmente uma modificação da fracção argilosa do solo, que diminui a sua plasticidade, podendo ser ou não acompanhada de aumento da resistência mecânica, uma vez que o cimento, nestes casos, forma núcleos independentes na massa de solo (ver figura 3.2b).

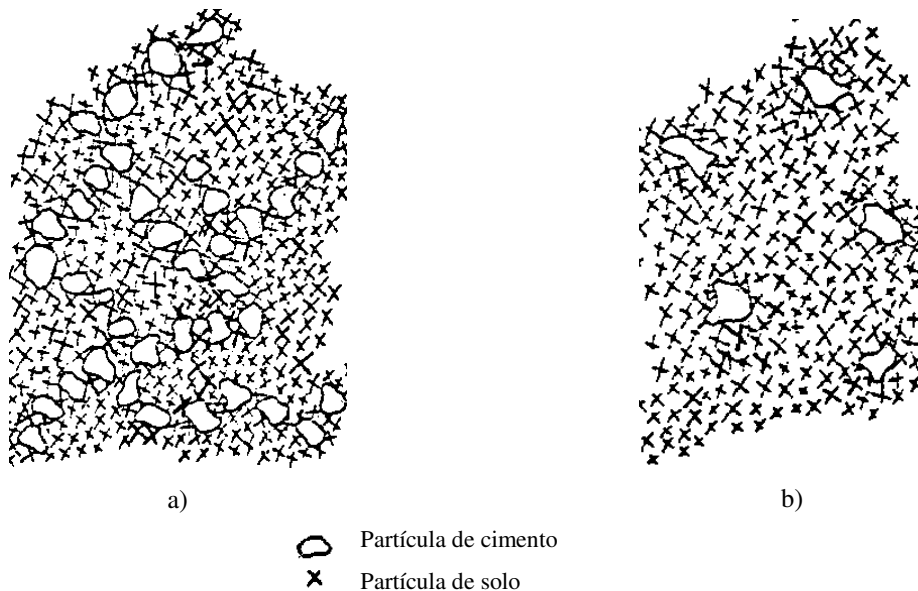


Figura 3.2 - Esquema de solo com: a) alto teor em cimento; b) baixo teor em cimento (Catton, 1962).

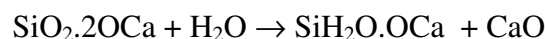
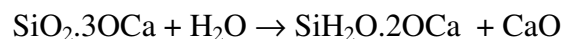
Mediante estes dois tipos de acções, podem ser distinguidos três tipos de misturas de solo com cimento, que têm geralmente utilizações distintas (Pereira, 1970). São elas:

- **Solo-cimento** ou **solo-cimento compactado** – misturas de solo com cimento, em que a quantidade de aditivo é suficiente para conduzir ao seu endurecimento e que deve ser preparada com o teor em água necessário a uma compactação adequada e à hidratação do cimento. São misturas utilizadas na construção de camadas de base e de sub-base de pavimentos de estradas e aeródromos, de pavimentos de pistas ou estradas de pequeno tráfego, de faixas para aterragens de emergência e de núcleos de barragens de terra.

- **Solo corrigido com cimento** ou **solo modificado com cimento** – mistura de solo com uma pequena proporção de cimento, que visa corrigir propriedades como a plasticidade, a expansibilidade e a capacidade de carga. A quantidade de cimento geralmente é superior a 1%, mas menor que o teor das misturas de solo-cimento anteriores, o que não permite o endurecimento significativo da mistura. São utilizadas essencialmente nas camadas que constituem o “leito dos pavimentos” e por vezes nos pavimentos de estradas de tráfego muito reduzido.
- **Solo-cimento plástico** – mistura de solo com cimento em quantidade suficiente para provocar o seu endurecimento e com uma quantidade de água suficiente para conferir à mistura, no momento da aplicação, uma consistência semelhante à das argamassas. São misturas utilizadas no revestimento de valas, canais, taludes, pequenos troços de pavimentos e reparações de pavimentos, trabalhos em que não é possível utilizar os equipamentos rodoviários de pulverização, mistura e compactação ou quando existem dificuldades de colocação em obra.

Importa agora referir que processos se desencadeiam nas misturas para que se alcance a estabilização.

Sendo os cimentos do tipo Portland os mais utilizados para a estabilização de solos, e tendo estes na sua composição cerca de 45% de silicato tricálcico ($\text{SiO}_2 \cdot 3\text{OCa}$) e 27% de silicato bicálcico ($\text{SiO}_2 \cdot 2\text{OCa}$), a sua hidratação com o solo dá origem a um gel de silicato hidratado de bi e monocálcio ($\text{SiH}_2\text{O} \cdot 2\text{OCa}$ e $\text{SiH}_2\text{O} \cdot \text{OCa}$) (ver equações de transformação abaixo).



Durante estas reacções de hidratação é libertada alguma cal que provocará uma aglutinação das partículas argilosas, no entanto, pouco significativa sobretudo se comparada com a proporção de partículas granulares que passarão a estar interligadas.

Esta hidratação dos constituintes do cimento prolongar-se-á no tempo, conduzindo aos aumentos de resistência, devido à criação de produtos ligantes amorfos, e à consolidação do

endurecimento a longo prazo, devido aos produtos cristalinos. Por sua vez, a cal libertada durante as reacções de hidratação do cimento vai provocar o endurecimento dos agregados de partículas de argila (Cristelo, 2001).

Nas misturas de solos granulares com cimento a quantidade de aditivo não é suficiente para preencher a totalidade dos vazios existentes. Assim, no caso destes solos o cimento ligará as áreas de contacto das partículas de solo. Como estas áreas dependem da granulometria do solo, maximizando-se o número de pontos de contacto, o que aumenta com a boa graduação dos solos, menor será o teor em cimento necessário para se atingir certa resistência (Pereira, 1970).

Nos solos coesivos, durante as reacções iniciais de hidratação do cimento dá-se a libertação de iões cálcio, o que pode provocar a permuta com os iões existentes nas partículas de argila, alterando assim a distribuição das cargas eléctricas, o que conduz a uma atracção mútua das partículas e à sua floculação. As partículas de argila adquirem maiores dimensões e perdem plasticidade e coesão (Pereira, 1970).

De salientar que os processos envolvidos na estabilização de solos com cimento são fortemente prejudicados pela presença de matéria orgânica no solo, que inibe ou retarda a acção aglutinante do cimento e dificulta a libertação de iões cálcio. A matéria orgânica deriva da decomposição da vegetação que está invariavelmente presente na superfície dos solos e que se pode estender até uma profundidade de 1.5 metros, no caso de solos bem drenados (Sherwood, 1995).

Para sistematizar os mecanismos de interacção dos solos com o cimento mediante o teor em aditivo, o tipo de solo, as propriedades alteradas, os ensaios fundamentais, as técnicas construtivas e as suas limitações, apresenta-se a tabela 3.1. Através desta tabela, pode-se verificar que em termos de mecanismos de estabilização, o cimento como agente estabilizador pode ter um efeito modificador ou aglutinante.

Os agentes modificadores são os que usados em pequena percentagem modificam algumas propriedades dos solos, sem afectar significativamente a resistência. Os aglutinadores são os que provocam um aumento de resistência apreciável. No entanto, esta divisão entre modificação e cimentação não está claramente definida (Sherwood, 1995).

Naasra, em 1986, sugeriu que aos 7 dias de cura para ensaios à resistência à compressão simples, o valor de 0.8 N/mm^2 , pode ser utilizado como fronteira entre os dois efeitos.

Tabela 3.1 - Características da estabilização de solos com cimento (Pereira, 1970).

Tipo de acção do cimento	Efeito principal do cimento	Mecanismo básico de estabilização	Aplicações mais adequadas	Teor em cimento (peso)	Método de avaliação da influência do cimento	Variações propriedades solos				Técnica construtiva	Limitações
						Baridade	Limite de liquidez	Limite plasticidade	Índice plasticidade		
Aglutinante	Aumento de resistência mecânica por acção aglutinante	Hidratação do cimento e modificação dos minerais argilosos	Solos arenosos ou pouco argilosos	Solos A-2: 5 a 9%; Solos A-7: 9 a 15%	Ensaio de durabilidade Ensaio de compressão	Geralmente diminui	Ligeira redução	Diminui	Diminui	Pulverização Mistura Compactação Cura	Solos orgânicos
Modificadora	Diminuição da plasticidade, com aumento ou não da resistência	Modificação da argila e alteração da película de água	Argilas	Entre 0.5% a 4%	Limites de consistência Tamanho dos grãos	-----	Varia	Aumenta	Diminui	Pulverização Mistura Compactação	O aumento de resistência pode ser pequeno

3.3 - CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS DE SOLO-CIMENTO

As propriedades dos solos estabilizados com cimento dependem do tipo de solo, da quantidade e tipo de aditivo, do grau de mistura, da baridade seca da mistura compactada, ou seja, da compactação e do tempo de cura (ou de hidratação).

O solo é um dos constituintes que compõem as misturas de solo-cimento que mais afecta as suas características. A sua influência processa-se através de várias formas, tais como a granulometria, a plasticidade, a composição química das partes orgânica e mineralógica, a actividade química da superfície das partículas finas, etc (Pereira, 1970).

Um solo será adequado para a estabilização de solos com cimento, tendo em conta as propriedades físicas, quando tiver uma granulometria e plasticidade que permita que ele possa ser facilmente dividido e pulverizado com baixos teores de aditivo e que a mistura possa ser convenientemente trabalhada com os meios mecânicos disponíveis. No aspecto químico a adequabilidade de um solo está dependente da presença de substâncias prejudiciais cuja acção possa prejudicar o endurecimento da mistura ou provocar uma diminuição da durabilidade, devido à destruição das ligações motivadas pelo cimento. (Nascimento, 1970).

A tabela 3.1 permite verificar que a granulometria e a plasticidade conduzem a mecanismos de estabilização distintos (acção aglutinante ou modificadora) que podem ser simultâneos ou não, consoante o teor em cimento.

Relativamente a outro dos constituintes das misturas de solo-cimento pode-se começar por referir que os “cimentos hidráulicos”, assim chamados por ganharem presa quando em presença da água, apareceram no século XIX, permitindo obter elevadas resistências e uma maior uniformidade destas, o que motivou um grande desenvolvimento da tecnologia dos cimentos e da produção destes.

Os cimentos são constituídos por produtos que se formam a altas temperaturas, como resultado da reacção de substâncias que a temperaturas mais baixas se comportariam como inertes. A diversidade da natureza desses produtos, a variação das suas proporções, a forma de fabrico, nomeadamente, no que diz respeito ao tratamento das matérias-primas, duração do aquecimento e do arrefecimento e finura da massa solidificada determinam diferentes tipos de cimentos (Pereira, 1970).

Os cimentos podem ser classificados quanto à rapidez de presa, à sua composição química e às suas possibilidades de aplicação. Relativamente ao tempo de presa há cimentos de presa rápida e de presa lenta, consoante a presa demora menos ou mais de uma hora. Quanto à composição química existem os cimentos naturais, os Portland, os siderúrgicos ou de escórias, os pozolânicos, os aluminosos, entre outros, sendo esta a classificação mais utilizada na Europa. Nos E.U.A. a classificação baseia-se nas aplicações dos cimentos, podendo existir os de alta resistência inicial, os resistentes aos sulfatos e os de baixo calor de hidratação.

Dos diversos tipos de cimentos, os Portland são os mais divulgados e utilizados, quer por motivos económicos, quer porque as suas propriedades satisfazem as necessidades usuais, o que também acontece na estabilização de solos. Estes cimentos são o resultado do aquecimento até um princípio de fusão de misturas homogéneas de minerais calcários e argilosos. O produto resultante é designado por clínquer e tem na sua constituição silicatos e aluminatos anidros, sendo finamente pulverizado por moagem, com adições, geralmente de gesso, em percentagens até 3%, para retardamento da presa, já que os aluminatos têm uma presa quase instantânea, o que prejudicaria a utilização prática do cimento.

Os outros tipos de cimentos utilizam-se para finalidades especiais onde se pretendem requisitos diferentes daqueles que as variedades de cimentos Portland podem proporcionar.

Ao amassar cimento com água, os componentes presentes reagem dando origem a uma massa plástica que durante certo tempo pode ser aplicada em obra, começando em seguida a perder a plasticidade, que é o que se designa por início de presa, e tornando-se posteriormente mais ou menos quebradiça e deixando de poder ser reamassada. Depois esta massa começa a consolidar, o que se designa geralmente por fim de presa, a que se segue um aumento de dureza até atingir um aspecto pétreo (endurecimento).

Em termos de resistência à compressão esta será tanto mais elevada quanto maiores os teores em cimento utilizados, sendo que os solos arenosos atingem maiores resistências à compressão do que os argilosos, independentemente dos teores em cimento utilizados (Pereira, 1970).

O grau de mistura do solo com o cimento deve permitir obter uma boa homogeneidade, de maneira a evitar zonas com diferentes propriedades, o que afectaria negativamente o seu desempenho.

Uma compactação elevada conduz a maiores resistências e maior durabilidade, dado que o processo de hidratação do cimento é mais fácil se a mistura for fortemente compactada com o teor em água óptimo.

A resistência à compressão do solo-cimento cresce com o tempo de cura devido a um endurecimento progressivo da mistura, devendo esta cura efectuar-se em condições que

permitam obter um material com melhores características. Alguns destes aspectos serão abordados com mais pormenor no ponto 3.4.

3.4 - PROPORÇÃO DOS CONSTITUINTES DA MISTURA, PREPARAÇÃO, COMPACTAÇÃO E CURA

Já foi referido que o aumento do teor em cimento conduz a resistências mais elevadas. No entanto, a utilização de um teor em cimento superior ao necessário tem inconvenientes, quer do ponto de vista económico, quer técnico (Santos, 1967, em Pereira, 1970). As percentagens normalmente utilizadas estão compreendidas entre os 5 e os 15%, sendo estas misturas usuais, não só em camadas de sub-base de estradas, mas também por vezes em camadas de base (Pereira, 1970).

As misturas de solo-cimento em pavimentos comportam-se como um material semi-rígido, em virtude das muitas fissuras que dividem as misturas em blocos imbricados uns nos outros. Estas fissuras devem ser suficientemente discretas para garantir o grau de rigidez necessário. Um teor em cimento elevado, embora permita obter uma elevada resistência da mistura, conduz a retracções exageradas que fracturam a mistura em blocos de dimensões médias, com malhas de fendas demasiado largas, deixando o material de se comportar como semi-rígido (Pereira, 1970).

Relativamente à quantidade de água nas misturas de solo-cimento esta corresponde ao teor em água óptimo para a compactação, obtido através do ensaio Proctor na mistura de solo e cimento. O teor em água necessário para a hidratação do cimento é inferior ao óptimo para a compactação, pelo que a água necessária para a hidratação está assegurada se forem satisfeitas as necessidades de compactação e se não houver perdas durante o período de cura (Pereira, 1970).

Esta água permite obter a máxima densidade através da lubrificação dos grãos de solo e permite a hidratação do cimento que endurece o solo numa massa sólida. Sendo assim, o teor em água da mistura de solo-cimento, desde o fim da mistura húmida até ao fim do acabamento, deve estar compreendido entre 0.95 e 1.10 vezes o teor em água óptimo (Pereira, 1970).

No entanto, Hamzah, em 1983, refere que o tipo de solo parece influenciar a quantidade de água da mistura. Para casos de cimento misturado com areias, o teor em água ideal é ligeiramente menor do que o obtido no ensaio Proctor. Para solos argilosos a quantidade de água deve situar-se 1 ou 2% acima do óptimo. Isto porque estes solos são constituídos por partículas que têm uma grande superfície específica, e que absorvem alguma da água adicionada, pelo que a que ficaria disponível seria insuficiente para a hidratação do cimento.

Sendo assim, a quantidade de água deverá estar do lado seco da curva de compactação para solos arenosos e do lado húmido para solos ricos em argila. No entanto, o desvio em relação ao teor óptimo não deve ser muito substancial (Flaherty, 1978 em Hamzah, 1983).

O sucesso de um processo de estabilização de solos com cimento depende de eficientes ensaios de laboratório, de adequadas análises de resultados, de cuidado na selecção dos materiais e de apropriados métodos de construção.

Segundo a especificação do LNEC E304-1974 (Pavimentos rodoviários. Solo-cimento.), relativamente aos métodos de construção existem quatro tipos diferentes, embora todos usem a mesma sequência de procedimentos, ou seja, pulverização do solo, espalhamento e adequada mistura com o estabilizador, compactação até à máxima densidade no teor de humidade óptimo e cura. Os vários aspectos referidos de seguida relativamente às condições de execução das camadas, preparação da camada subjacente, métodos construtivos, compactação, acabamento, protecção e cura, juntas de construção, bermas e trânsito são abordados na especificação do LNEC E304-1974 citada anteriormente.

Os métodos de construção anteriormente referidos designam-se por mistura no local com uma só passagem, mistura no local com passagens múltiplas, mistura em estaleiro fixo e mistura em estaleiro móvel.

O método de passagens múltiplas consiste na realização das várias operações para a obtenção de misturas de solo-cimento no próprio local da obra através de várias passagens dos equipamentos ao longo do troço a executar.

No método de uma passagem realizam-se as mesmas operações no próprio local do troço a executar, mas com uma só passagem, por meio de máquinas especialmente construídas para esse fim e de eficiência comprovada.

Nestes dois últimos métodos, o solo a estabilizar, deve ser colocado sobre a camada subjacente e espalhado regularmente de forma a evitar a segregação dos materiais. A quantidade de solo deve ser a suficiente para se conseguir obter após a compactação a espessura desejada. No espalhamento deve-se utilizar uma motoniveladora ou equipamento similar, para que a superfície do solo fique aproximadamente paralela à superfície final do pavimento.

Concluídos estes trabalhos iniciais, segue-se a pulverização do solo, devendo a velocidade e os sentidos de marcha do equipamento ser escolhidos de modo a reduzir ao mínimo o arrastamento longitudinal do solo e a alteração da espessura da camada. No fim da pulverização deve ser utilizada novamente a motoniveladora para reconstituir a forma da camada.

Em seguida, vem a distribuição do cimento que deve ser o mais uniforme possível, quer seja realizada por processos mecânicos ou manuais, devendo a quantidade a utilizar ser a correspondente à dosagem escolhida. A distribuição manual consiste na colocação dos sacos de cimento a distâncias iguais entre si, quer no sentido transversal, quer no sentido longitudinal (ver figura 3.3).



Figura 3.3 - Espalhamento manual do cimento (Sherwood, 1995).

Depois abrem-se os sacos e despejam-se espalhando o cimento com ferramentas manuais ou com a ajuda de grades. No caso da distribuição mecânica são necessários camiões providos de distribuidoras ou espalhadoras mecânicas que se deslocam ao longo do trecho a executar. Para se conseguir uma maior uniformidade na distribuição, o equipamento deve ser previamente calibrado, de modo a assegurar que a quantidade certa vai ser espalhada, devendo deslocar-se a velocidade uniforme e reduzida e mantendo-se constante o nível de cimento na tremonha.

A operação de distribuição do estabilizador é muito importante, já que para se obter o máximo efeito é necessário que este seja uniformemente distribuído no solo. A uniformidade do espalhamento do cimento na camada a estabilizar antes da operação de mistura determina a uniformidade do material estabilizado produzido.

Posteriormente, vem a mistura do cimento com o solo pulverizado, até se obter em toda a área e espessura a tratar uma mistura homogénea, o que se reconhece pela uniformidade da cor. Após esta mistura a seco reconstitui-se novamente a forma da camada.

Segue-se a determinação do teor em água da mistura de solo e cimento através de um método expedito (por exemplo, o Speedy), devendo determinar-se o valor deste parâmetro em pontos afastados de 50 a 100 m. Mediante os valores destes teores em água “in situ” e o valor óptimo determinado em laboratório através do ensaio Proctor, pode-se calcular a quantidade de água a aplicar à mistura para lhe conferir o valor óptimo.

A distribuição da água deve ser efectuada rapidamente, num período inferior a 3 horas, e de forma contínua, através da utilização de carros-tanques munidos de tubo espargidor que cubra toda a largura da faixa a regar e de bomba para dar pressão à água.

A água lançada em cada passagem deve ser imediatamente incorporada na mistura de solo-cimento através dos equipamentos de mistura. Após a última adição de água, a mistura prosseguirá até se obter um material uniforme em toda a área e espessura a tratar. Após esta mistura húmida regulariza-se a superfície e dá-se-lhe a forma final com a motoniveladora.

Posteriormente, procede-se à compactação do solo-cimento através de compactadores adequados para o solo em causa, devendo esta iniciar-se nas faixas laterais e prosseguir

gradualmente até ao centro, sendo que nas curvas o cilindramento deve ser iniciado nas faixas interiores destas.

De seguida deve realizar-se o acabamento das camadas estabilizadas para evitar a presença de material destacável à superfície, o que geralmente se faz com uma passagem da motoniveladora ou duma grade de dentes de forma que o material fique solto numa espessura de cerca de 2 cm. Efectua-se então a compactação final, utilizando o cilindro adequado às características do solo.

Após esta compactação, a superfície deve ficar dura, uniforme, isenta de fendas, ondulações ou material solto, e ajustar-se aos perfis longitudinais e transversais projectados e não deve ter depressões superiores a 0.5 cm (bases) ou 1 cm (sub-bases) quando se assenta sobre ela uma régua de 4 m. A espessura de cada camada de solo-cimento, não deve ser inferior a 10 cm nem superior a 20 cm. Para obter espessuras superiores a 20 cm, devem construir-se camadas sucessivas com espessuras aproximadamente iguais, sendo que entre cada uma não deverá existir qualquer outro material.

A espessura das camadas em obra não deve ser superior a 1.15 nem inferior a 0.90 da espessura projectada. Uma espessura menor conduz a uma redução da capacidade de carga do pavimento e a um excesso do teor em cimento, o que pode agravar a fendilhação, enquanto que uma espessura maior corresponde a uma redução do teor em cimento o que afecta a resistência e a durabilidade do pavimento. No caso de a espessura ser inferior à projectada, não é permitida a construção de camadas pouco espessas até atingir aquela espessura. Se não houver inconvenientes, a compensação pode ser feita mediante o aumento das camadas de base e/ou desgaste.

A qualidade final da camada estabilizada depende, em última análise das condições de cura proporcionadas, pelo que o ambiente em que se dá a presa do cimento deve ter teores em humidade suficientes para que as reacções químicas se processem convenientemente. Para uma cura adequada deve proceder-se à cobertura da superfície de solo-cimento com uma emulsão betuminosa, ou em alternativa, poderá ser utilizada uma cobertura impermeável ou areia húmida. Este processo de cura demora sete dias para se conseguir obter uma cura adequada.

No caso de se utilizar a camada betuminosa a superfície do solo-cimento terá que estar isenta de material solto e deve ter a humidade suficiente para impedir a penetração do produto betuminoso na camada estabilizada. Sendo assim, geralmente humedece-se a superfície do solo-cimento antes da aplicação da camada betuminosa, de modo que os vazios do solo-cimento sejam preenchidos, mas sem que fique água livre à superfície. Se for necessária a circulação de equipamentos de construção em troços revestidos com esta camada protectora, em que esta ainda não possui o grau de endurecimento suficiente, deve espalhar-se sobre ela uma camada de areia que impeça a aderência do produto às rodas dos equipamentos.

A sucessão de operações a executar anteriormente descrita está representada esquematicamente na figura 3.4, onde se pode verificar que a um remeximento inicial do material a estabilizar, se segue a sua pulverização, tentando separá-lo o suficiente para uma adequada mistura com o cimento. O cimento é então espalhado mecanicamente ou manualmente, misturado e o teor em água verificado, sendo se necessário adicionada água e misturada em toda a profundidade do solo a estabilizar. Segue-se a compactação, o acabamento e o tratamento da superfície da mistura de solo-cimento de modo a que a cura seja efectuada em boas condições.

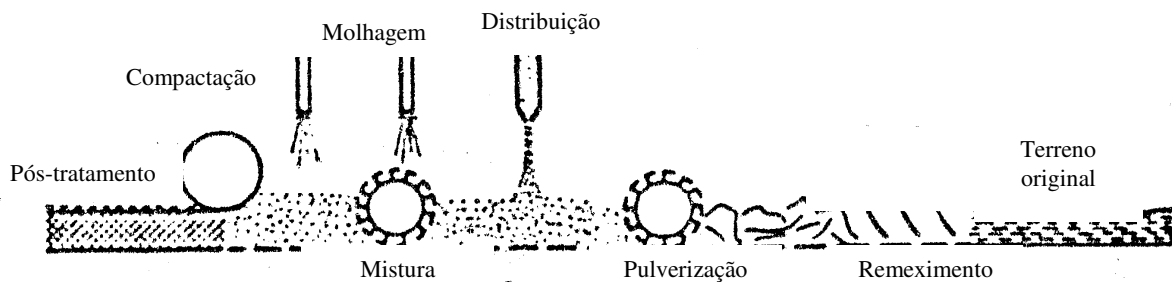


Figura 3.4 - Sequência de operações no processo de estabilização de solos com cimento (Kezdi, 1979, em Hamzah, 1983).

Relativamente ao método do estaleiro fixo, este caracteriza-se pelo facto de a mistura de solo com o cimento e a água, doseados em peso, ser efectuada em central estacionada próximo da zona de empréstimo ou de construção, a que se segue o seu transporte para o local do troço a executar e o seu posterior espalhamento. O tempo de mistura na central geralmente é maior do

que o exigido para o betão, devendo prolongar-se até a mistura de solo-cimento ter uma cor e textura uniforme.

A mistura, em dias quentes, ventosos ou chuvosos, deve ser transportada para o local definitivo em camiões providos de cobertura para reduzir ao mínimo a evaporação de água ou para impedir a molhagem pelas águas das chuvas evitando, assim, grandes alterações no teor em água da mistura.

Convém evitar que o tempo decorrido desde o início da mistura até ao início da compactação ultrapasse os 60 minutos, e que o tempo, em dias quentes, entre o fim da mistura e o início do espalhamento ultrapasse os 20 minutos, pelo que não são possíveis grandes distâncias de transporte.

Os problemas relativos à duração do transporte podem, no entanto, ser solucionados por uma adequada localização da central, que deve estar num local estratégico em relação à obra, ou através de formulações da mistura, recorrendo a aditivos quando o transporte seja longo ou as condições climáticas particularmente adversas.

O espalhamento da mistura deve ser feito mecanicamente em camadas de espessura uniforme, não sendo permitidas descargas em montes ou cordões. O tempo que decorre entre o espalhamento da mistura de uma faixa e o da faixa adjacente não deve ultrapassar os 30 minutos.

A compactação, acabamento, protecção e cura seguem os mesmos princípios já referidos para os outros métodos.

O método do estaleiro fixo permite um bom controlo das quantidades de solo, cimento e água e permite obter uma uniformidade adequada na espessura de solo a melhorar. É um método geralmente utilizado em pavimentos de aeroportos ou estradas de largura considerável, casos em que os volumes de material necessários são elevados, pelo que as distâncias a percorrer desde a zona de empréstimo até ao local da obra terão que ser pequenas, por motivos económicos. Além do aspecto financeiro, a distância também não pode ser muito grande, porque a mistura, espalhamento e compactação têm que ser completados tendo em atenção os tempos limites já referidos.

As limitações estão relacionadas com a exigência de disponibilidade de espaço para a instalação da central, maior trabalho e elevados custos de operação, sendo a produção baixa mesmo sem a consideração de possíveis avarias na maquinaria utilizada.

Também é necessário ter em conta que os veículos que transportam a mistura devem ser em número suficiente e ter capacidade para transportar o “output” da central.

No método do estaleiro móvel utilizam-se máquinas especiais que se deslocam ao longo da obra, sendo no seu interior que se realizam as operações de mistura (ver figura 3.5).

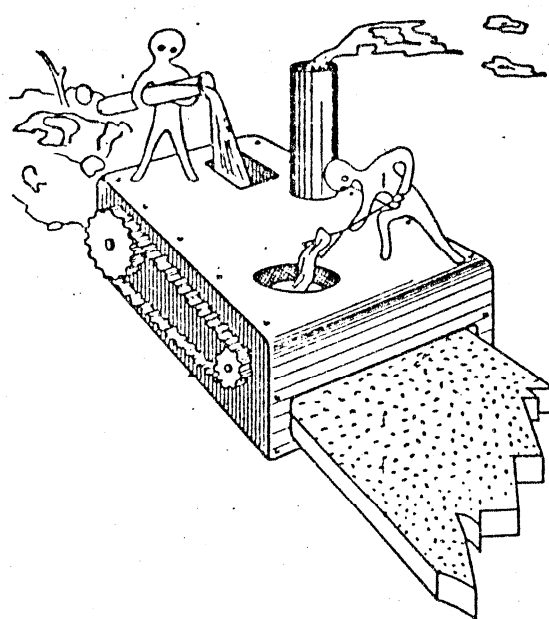


Figura 3.5 - Tipo de equipamento utilizado no método do estaleiro móvel (Kezdi, 1979, em Hamzah, 1983).

Neste método o solo a estabilizar deve ser colocado sobre a camada subjacente formando cordões, sendo o número destes, função da largura e espessura da camada a construir e da capacidade da máquina utilizada.

O estaleiro móvel permite a pulverização de solos friáveis, sendo que outro tipo de solos poderão ter que ser pulverizados previamente antes da formação dos cordões.

A distribuição do cimento deve ser efectuada uniformemente sobre os cordões, na quantidade requerida para a obtenção de uma mistura com a dosagem prevista. A mistura numa faixa só

deve ser iniciada quando estiver terminada a distribuição do cimento nessa faixa e iniciada na seguinte.

A mistura a seco, a adição de água e a mistura húmida são realizadas no interior da máquina, geralmente numa única passagem. O abastecimento de água pode ser feito através de carros-tanque ou recorrendo à instalação de um tanque para a água na máquina misturadora, permitindo assim que esta possa funcionar continuamente.

Por último, a mistura uniforme de solo, cimento e água sai da máquina, ficando disposta em cordão, pelo que se deve proceder ao seu espalhamento com motoniveladora, para que a superfície fique com a forma final. Caso a mistura saída da máquina fique já espalhada em superfície plana, poderá imediatamente ser compactada, a menos que a sua superfície necessite de ser corrigida.

A compactação, acabamento, protecção e cura seguem os mesmos princípios já referidos para os outros métodos.

O método do estaleiro móvel permite um bom controlo da mistura, em termos das quantidades dos seus constituintes e da espessura e uniformidade da camada estabilizada, sendo possíveis de obter elevadas produções por dia. A grande desvantagem está no facto de uma pequena avaria poder parar completamente todos os trabalhos.

Dos quatro métodos referidos, os métodos no local são os mais utilizados, uma vez que são mais económicos e as máquinas necessárias podem ser transportadas mais facilmente, sendo possível obter uma produção média elevada. A sua principal dificuldade é a obtenção de uniformidade na espessura de solo a estabilizar.

A preparação das misturas de solo-cimento deve permitir obter um produto final o mais homogéneo possível. Tem-se verificado que as misturas preparadas em laboratório têm geralmente uma maior resistência do que as preparadas no campo, com os mesmos materiais, e nas mesmas proporções, em consequência de o grau de mistura ser menos eficiente do que o que se obtém em laboratório (Pereira, 1970).

Segundo Sherwood, em 1995, a eficiência de uma mistura pode ser medida, dividindo uma amostra misturada “in situ” em duas porções iguais. Uma delas é posteriormente remisturada em laboratório e depois serão ensaiadas à resistência as duas porções. Se for C_m a resistência da amostra misturada no campo e C_r a resistência da amostra remisturada, a eficiência da mistura, μ pode ser dada por:

$$\mu = (C_m/C_r) \times 100\%$$

Valores deste parâmetro próximos de 100% representam uma boa eficiência da mistura, ou seja, uma adequada uniformidade.

O tipo de equipamentos utilizados para realizar as misturas “in situ” tem grande influência no grau de homogeneidade da mistura, obtendo-se melhores resultados com os misturadores rotativos do que com as grades de discos. Além do modo como se faz a mistura, também é fundamental para o grau de homogeneidade, a duração desta e o grau de pulverização do solo (Pereira. 1970).

Relativamente à pulverização, não se considera económico pulverizar muito o solo, sendo suficiente que no início da compactação, todo o material que não for seixo ou calhau, passe no peneiro ASTM de 25.0 mm e que pelo menos 80% desse material passe no peneiro ASTM nº 4 (4.75mm). No caso de solos difíceis de pulverizar a seco poderá ser adicionada água que irá permitir a sua fácil desagregação. Os solos muito plásticos podem ser pulverizados mais facilmente quando se encontram secos.

Quanto à duração da mistura, o seu prolongamento permite obter uma maior homogeneidade, mas causa a floculação das partículas. Ao adicionar cimento a um solo húmido, a fracção argilosa tende a flocular, o que provoca diminuições de baridade da mistura e consequentemente de resistência.

No entanto, mais prejudicial do que a duração da mistura está o período que decorre entre a operação de mistura e a de compactação. Durante o prolongamento do período de espera vão-se formando livremente ligações por cimentação, que dificultam a compactação posterior e que diminuem a resistência.

Além disto, a compactação irá destruir essas ligações que só serão reconstituídas em pequena parte. Segundo Bannister, em 1962, as perdas de resistência ao fim de uma ou duas horas atingem valores de 20 a 40%, que podem, no entanto, ser reduzidas procedendo a um remeximento antes da compactação.

Para evitar estas perdas de resistência considera-se razoável um período máximo de 2 horas, desde o início da mistura húmida até ao fim da compactação. No entanto, para alguns solos este período de tempo pode ser prejudicial, pelo que são aconselháveis remeximentos intermitentes, sendo que desde o início da mistura a seco até ao fim da compactação nenhuma porção da mistura deve permanecer mais de 30 minutos sem ser trabalhada (Pereira, 1970).

A distribuição do cimento ou a mistura deste com o solo, só deve ser feita quando a temperatura do ar for superior a 5°C à sombra. Em dias de vento forte deve haver cuidado para evitar perdas significativas de cimento.

Também não se deve fazer a distribuição quando o teor em água do solo a estabilizar dificultar a mistura, através da formação de torrões. Isto acontece, geralmente, quando o teor em água ultrapassa o teor em água óptimo, no caso de solos argilosos, e quando o teor em água excede o óptimo em mais de 2%, no caso de solos arenosos.

Segundo a Especificação do LNEC E304-1974 (Pavimentos rodoviários. Solo-cimento.) com o objectivo de evitar endurecimentos antes da compactação, a distribuição do cimento não deve demorar mais de 1 hora e o tempo decorrido desde o início desta distribuição até ao fim do acabamento não deve ser superior a 6 horas.

A compactação deve ser realizada rapidamente e deve permitir atingir elevadas compactações relativas (cerca de 95% da obtida no ensaio de compactação pesada), porque uma baridade seca elevada conduz a maiores resistências e maior durabilidade. Além disto, o processo de hidratação do cimento é mais fácil se a mistura for fortemente compactada com o teor em água óptimo.

Segundo alguns autores, citados por Pereira, em 1970, uma diminuição de 5% na compactação relativa provoca reduções da resistência à compressão superiores aos correspondentes a uma diminuição de 10 a 15% na quantidade de cimento. Também a

passagem da compactação normal para a pesada provoca aumentos de resistência à compressão da ordem dos 50 a 100%.

Relativamente às bermas, estas devem ser construídas com o mesmo número de camadas que as bases e sub-bases de solo-cimento e com a mesma espessura, devendo estar terminadas no máximo 48 horas após a conclusão da camada de solo-cimento correspondente.

A resistência à compressão do solo-cimento cresce no tempo devido a um endurecimento progressivo da mistura, pelo que não é vulgar ensaiar provetes antes dos 7 dias pois o efeito aglutinante do aditivo é pouco significativo até essa data.

Sendo assim, o tempo mínimo de cura do solo-cimento é geralmente de 7 dias, quer seja em laboratório ou “in situ”, podendo as condições de cura afectar a qualidade do produto final, uma vez que esta fase é fundamental no desenvolvimento do potencial do estabilizador. Para impedir a perda de qualidade das misturas convém evitar a secagem da superfície do solo-cimento, principalmente durante o período inicial do desenvolvimento da resistência (Pereira, 1970).

Além disto a secagem do solo-cimento pode conduzir ao aparecimento de fendas difíceis de evitar uma vez que resultam de variações volumétricas devidas a variações de temperatura.

Devido a estes problemas que advêm da secagem do solo-cimento, nos climas quentes, a evaporação deve ser evitada, com excepção das situações em que haja excesso de água. Por outro lado, fortes chuvadas podem deteriorar a secção estabilizada.

A cura também é influenciada pela temperatura ambiente, que provoca um atraso de presa e endurecimento, quando baixa, e que acelera estes fenómenos, podendo até alterá-los, quando alta. Assim, as elevadas temperaturas são mais favoráveis do que as baixas, podendo atingir-se em 24 horas, com a temperatura de 45 °C resistências idênticas às verificadas aos 7 dias a 25 °C (Clare, 1961, em Pereira, 1970).

A camada sobre a qual vai ser efectuada a mistura de solo-cimento deve ser capaz de suportar os equipamentos de construção sem rotura e sem deformações significativas, devendo o teor

em água ter um valor não muito superior ao seu ótimo, sendo que em caso algum deverá existir água à sua superfície.

Caso o solo-cimento seja construído sobre o solo de fundação, as características deste devem estar de acordo com a especificação do LNEC E242-1971 (Execução de terraplanagens de estradas.). Se a mistura for construída sobre bases ou sub-bases de solos estabilizados, estas camadas devem obedecer à especificação do LNEC E269-1973 (Pavimento Rodoviários. Estabilização mecânica.).

Para evitar a ruína precoce da camada estabilizada, pela sua solicitação antes do material possuir capacidade resistente suficiente, deve impedir-se a circulação do tráfego de obra, antes dos 7 dias de idade.

Em caso de absoluta necessidade, o trânsito dos equipamentos de construção é possível desde que sejam tomadas precauções para não afectar a eficiência da camada protectora e para não danificar o solo-cimento. Essas precauções podem ser a passagem por desvios ou pelas bermas, ou caso não seja possível, a construção de meias larguras na pista de rodagem, limitando-se sempre a velocidade de circulação. Antes da construção da camada de desgaste deverá deixar-se a mistura de solo-cimento exposta à acção directa do meio ambiente, por um período mínimo de duas semanas, para permitir a sua fissuração.

As juntas correspondem a zonas de fraqueza da camada, pela dificuldade que existe em assegurar a continuidade integral entre faixas paralelas, causando problemas sob o ponto de vista do comportamento mecânico da camada (Prates, 1990).

Ocorrerão longitudinalmente, sempre que a largura de espalhamento for inferior à largura da plataforma. Se possível, durante a construção do pavimento devem evitar-se estas juntas, pelo que os trabalhos devem ser planeados de maneira que os trechos construídos fiquem completos em toda a largura da estrada.

As juntas transversais existirão sempre que sejam concluídos os troços de pavimento efectuados em cada dia, devendo ser cortada verticalmente a extremidade da camada no fim dos trabalhos daquele dia ou logo no início dos trabalhos do dia em que prosseguir a construção. Quando se retomarem os trabalhos, a junta deve ser limpa, extraindo qualquer

material solto e se necessário cortada novamente, de modo a garantir uma boa ligação entre faixas paralelas. A mistura húmida de solo-cimento a construir posteriormente é empurrada com a motoniveladora contra a junta e compactada.

Para que a interrupção dos trabalhos só se verifique no fim de cada período de trabalho é necessário que os planos de produção e de colocação em obra sejam os adequados.

De salientar que as consequências de uma má qualidade dos materiais e inadequada colocação em obra, são muito gravosas, não só do ponto de vista do comportamento em serviço, mas também sob a perspectiva financeira.

3.5 - UTILIZAÇÃO DE ADITIVOS

Tal como acontecia com os outros casos de estabilização química já referidos, também nas misturas de solo-cimento se têm utilizado aditivos para melhorar o comportamento das misturas ou para tentar reduzir o teor em cimento (Pereira, 1970).

Os aditivos mais vulgarmente utilizados têm sido um outro solo, a cal, o cloreto de cálcio e certos sais de sódio, nomeadamente o cloreto de sódio e o hidróxido de sódio.

Quando um solo tem características desfavoráveis poderá ser misturado com outro solo que permita corrigir, permitindo obter uma mistura de solos cuja estabilização com cimento será mais fácil e económica.

Nos solos com apreciável quantidade de finos, as forças de ligação entre as partículas constituintes impedem uma adequada mistura com o cimento. Como tal, é importante quebrar essas ligações através da flocculação das partículas, tornando assim, o solo mais granular e consequentemente mais adequado à estabilização com cimento. Portanto, a cal é usada em solos argilosos estabilizados com cimento para facilitar a pulverização e mistura, ou seja, para melhorar a sua trabalhabilidade, o que ocorre sem alteração significativa da sua resistência. No caso de solos com matéria orgânica, a cal utilizada em percentagens da ordem dos 2%, tem o efeito de evitar o retardamento da presa que se verifica nestes solos (Pereira, 1970).

Comparativamente com o cimento, o uso isolado de cal para a estabilização de solos é mais restrita, já que usada em quantidades equivalentes produz resistências mais baixas que o

cimento, sendo a sua aplicação fundamental em solos argilosos difíceis de estabilizar com cimento.

Por estas razões, o uso conjunto de cal e cimento para a estabilização parece atractivo, uma vez que oferece a possibilidade de estender a uma maior variedade de solos o processo de estabilização de solos com cimento.

Para obter o máximo efeito o cimento e a cal devem ser adicionados separadamente. A cal, em primeiro lugar, para modificar as propriedades dos solos, sendo seguida pela adição de cimento, que permite obter posteriormente um aumento de resistência maior (Sherwood, 1995).

Algumas investigações laboratoriais desenvolvidas por Metcalf, em 1959, mostraram que adições de 5% de cal e 5% de cimento conduziram a resistências da ordem das obtidas com 5% de cimento, quando utilizado isoladamente.

Estudos posteriores, desenvolvidos por Tesoriere e al., em 1980, evidenciaram que solos argilosos tinham maiores resistências quando estabilizados com cimento e cal, do que quando estabilizados com quantidades de cimento e cal utilizadas isoladamente. No entanto, por razões económicas o uso de misturas de cal e cimento deve estar confinado a um número limitado de solos que serão os que apresentam dificuldades na mistura com o cimento, devido à sua elevada plasticidade (Sherwood, 1995).

O cloreto de cálcio em percentagens da ordem de 1% acelera a presa do cimento, sendo por isso usado como um acelerador de resistência, especialmente a baixas temperaturas. Dá também origem à libertação de iões cálcio que serão adsorvidos pela matéria orgânica ou que compensarão a perda de iões de cálcio que essa matéria provoca no cimento (Clare, 1954, em Pereira, 1970).

O cloreto de sódio reduz a retracção das misturas de solo-cimento, estando as reduções de resistência associadas a este aditivo relacionadas com a dimensão do aditivo e não com a quantidade usada. Misturas de solo-cimento com adição de sal fino apresentam resistências semelhantes às misturas de solo-cimento sem sal (Pereira, 1970).

Relativamente ao hidróxido de sódio os estudos experimentais têm revelado que permite obter elevados aumentos de resistência nas misturas de solo-cimento quando teores baixos são incorporados nas misturas (Lambe, 1960, em Pereira, 1970).

Na fase de pesquisa deste trabalho de investigação foram encontrados elementos sobre um produto recomendado para a estabilização de solos com cimento, de nome renolith, fabricado por uma empresa com a mesma designação, sediada em Bangkok. É um aditivo apresentado como um bom controlador da fracturação e conseqüentemente da penetração da água nestas fracturas o que aumenta a durabilidades destes pavimentos. Segundo a empresa, a acção do aditivo relativamente a este aspecto deve-se ao facto de o renolith dar origem à formação de micro-poros que limitam a circulação da água (ver figuras 3.6a e 3.6b).

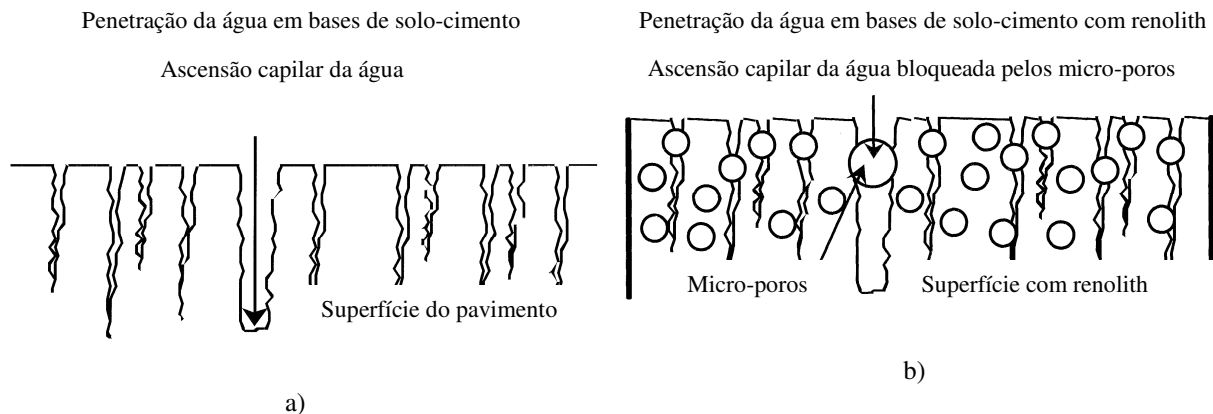


Figura 3.6 - Penetração da água nas bases de solo-cimento: a) sem renolith; b) com renolith (Renolith, 2003).

Pode ser utilizado em todos os tipos de solos, com excepção dos que contêm matéria orgânica. Como se trata de um aditivo para os solos estabilizados com cimento, os solos granulares são os mais adequados, porque facilitam a pulverização e mistura, o que poderá conduzir a uma maior economia.

O renolith aumenta a resistência à compressão mediante o decréscimo de água, uma vez que nas misturas de solo-cimento com renolith o teor em água utilizado passa a ser inferior ao óptimo, devendo a quantidade de água a usar ser aproximadamente igual à quantidade de água óptima subtraída da quantidade de renolith a utilizar.

3.6 - LIMITAÇÕES DA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CIMENTO

As bases de solos estabilizadas estão sujeitas a cargas de variada magnitude transmitidas pelos diversos veículos, pelo que podem apresentar fenómenos de fadiga, ou seja, diminuição progressiva da resistência sob solicitações repetidas. Além da fadiga, outros problemas podem surgir como a fracturação, a deformação ou a desintegração do material estabilizado numa massa granular (Hamzah, 1983).

Outro problema pode ser o descascamento da superfície protectora da base estabilizada, devido a perturbações no solo, o que só acontecerá se a base não for perfeita, uma vez que a superfície protectora aderirá de forma deficiente à camada estabilizada.

As camadas estabilizadas podem ser destruídas devido ao efeito de absorção da água por capilaridade, o que só poderá acontecer se o solo tiver poder de sucção. Este problema pode ser agravado se o teor em humidade debaixo do pavimento aumentar.

O poder de sucção dá-se devido às cargas de curta duração a que estão sujeitos estes tipos de construções. O ar existente nos poros expande-se, exercendo um forte efeito de sucção à face. Se a água estiver perto desta face, esta acção pode causar um movimento da água ascendente, que poderá danificar a camada estabilizada. Mas, este efeito de sucção também é prejudicial, mesmo na ausência de água, uma vez que uma elevada sucção pode decompor o material à superfície.

No entanto, nas misturas de solo-cimento a existência de fracturas é o problema mais comum. A ocorrência de fracturas, para além de conduzir a deformações permite a penetração da água. Estas fracturas surgem alguns dias depois da construção, desenvolvendo-se nos meses seguintes e originando padrões de fracturas, consoante o tipo de solo associado.

O problema da fracturação pode acontecer, quer nas pastas de cimento, quer nas argilas, porque são materiais susceptíveis de sofrer retracções durante o processo de secagem. Como tal, é de esperar que os solos tratados com cimento também estejam sujeitos a este fenómeno. A retracção tem com consequência principal o aparecimento de fracturas. A retracção é geralmente atribuída à perda de água por evaporação durante o processo de secagem podendo,

no entanto, ser também apontadas as variações de volume e de humidade das camadas estabilizadas devido às condições ambientais envolventes (Sherwood, 1995).

Quando as contracções devido a esta retracção são parcialmente ou totalmente restringidas, desenvolvem-se tensões que quando excedem a tensão da mistura de solo-cimento, conduzem à fracturação (Hamzah, 1983).

A retracção nas misturas de solo-cimento depende do tipo de solo. Para solos granulares obtêm-se valores menores, enquanto que para solos mais finos se atingem valores maiores, provavelmente devido à associação deste efeito por parte do solo e por parte do cimento. As fracturas devido à retracção ocorrem sem qualquer influência das cargas externamente aplicadas, sendo designadas por primárias, dado que são as primeiras a aparecerem nas camadas estabilizadas (Sherwood, 1995).

Além destas fracturas primárias, podem também aparecer posteriormente fracturas associadas aos fenómenos de fadiga, devido ao tráfego a que a via é sujeita, sendo estas independentes das fracturas iniciais devidas aos fenómenos de retracção. As fracturas primárias dão origem a fendas transversais que têm tendência a aumentar com a idade do pavimento, dado o efeito que a água vai exercendo aquando da penetração nestas fracturas. Por sua vez, as fracturas associadas ao tráfego manifestam-se longitudinalmente e evidentemente sofrem acréscimos à medida que aumentam as cargas acumuladas a que o pavimento vai sendo submetido (Sherwood, 1995).

Qualquer fractura que não seja fechada vai permitir a infiltração da água até à sub-base o que conduz à sua deterioração, podendo acontecer em casos mais extremos a perda de ligação entre blocos da camada (Sherwood, 1995). A selagem das fracturas individualmente tem um custo elevado, é uma solução inestética e afecta o desempenho dos pavimentos (Hamzah, 1983).

Quando as vias de comunicação são revestidas com uma superfície betuminosa, as fracturas das bases ou sub-bases estabilizadas com cimento ocorrem na mesma e reflectem-se à superfície através de fendas longitudinais ou transversais.

Nestes casos, a concentração de tensões de tracção na zona inferior das camadas betuminosas privilegia a iniciação de fissuras nessa zona, quer por acção térmica (ver figura 3.7a), quer por acção dos rodados dos veículos (ver figura 3.7b), estando geralmente na continuação das existentes na camada de base e propagando-se posteriormente até à superfície (ver figura 3.8).

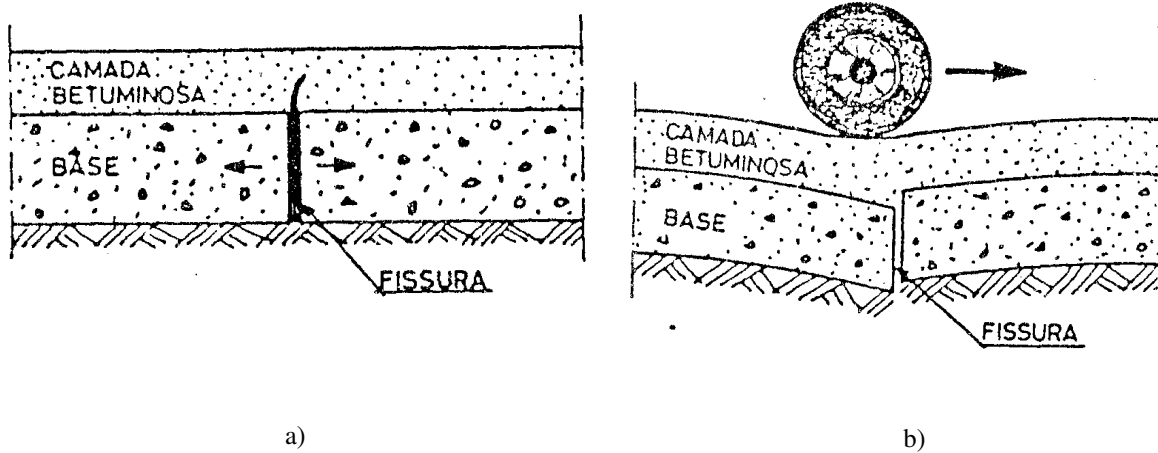


Figura 3.7 - Propagação de fissuras: a) sob acções térmicas; b) sob a acção dos rodados (Quaresma, 1990).

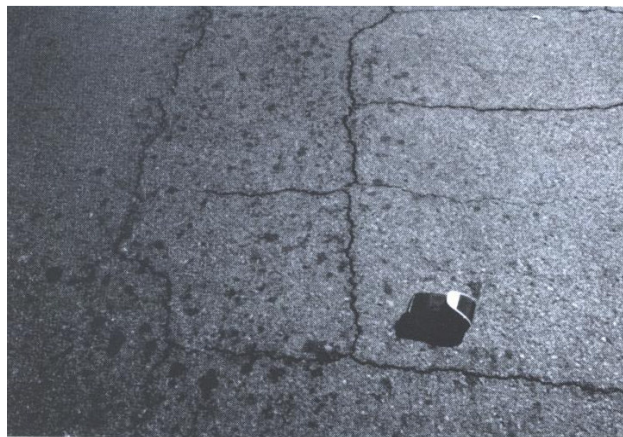


Figura 3.8 - Fracturas numa superfície betuminosa construída sobre uma base de solo-cimento (Sherwood, 1995).

Segundo Quaresma, em 1990, a solução para este problema da fracturação pode ser conseguida através de dois processos diferentes. São eles:

- A indução, com um dado espaçamento, de fissuras na camada de base;
- A interposição de membranas ou camadas de materiais seleccionados entre a camada de base e as camadas superficiais betuminosas.

A indução das fissuras permite condicionar o seu espaçamento e, conseqüentemente a amplitude dos movimentos de abertura/fecho entre os seus bordos. Poder-se-á assim obter um melhor comportamento mecânico da estrutura graças a uma mais efectiva interacção entre os bordos das fissuras o que limita a concentração de tensões na base das camadas betuminosas.

A interposição de camadas de materiais seleccionados (material granular, geotêxteis, argamassas betuminosas, etc) entre a camada de base e as camadas superficiais betuminosas pode limitar a propagação de fissuras através da mobilização, por parte do material interposto de diversas funções. São elas:

- O desligamento parcial daquelas camadas;
- A absorção de parte dos deslocamentos de abertura/fecho das fissuras que são transmitidos às camadas betuminosas;
- A absorção de parte da concentração de tensões que ocorre na zona das fissuras;
- A impermeabilização dos materiais situados inferiormente, com especial relevância para a fundação.

3.7 - OUTRAS APLICAÇÕES

Para além das utilizações rodoviárias de solos estabilizados, estes também podem ser usados em escavações, para controle da erosão em aterros e para a edificação de construções. Exemplos de construções feitas com solos estabilizados são alguns templos antigos, fortificações, pirâmides, assim como grande parte do “Great Wall” da China (Bush, 1984). Das várias situações referidas, a que se apresenta como mais invulgar é a edificação de construções com este tipo de material.

Segundo Bush, em 1984, para construções deste tipo existem duas técnicas fundamentais, sendo que cada uma delas exige o equipamento e prática mínima. São elas:

- A estabilização do solo com o uso de maços ou manualmente para obter a compactação requerida;
- A produção de blocos sob pressão.

A primeira técnica é menos dependente da tecnologia, uma vez que a maior parte do seu material são cofragens de madeira construídas no local da obra a edificar, pelo que a mistura não pode ser transportada de um local para outro. Relativamente ao fabrico de blocos já se exige algum equipamento para a sua produção e estes poderão ser transportados com cuidado.

Na primeira técnica, os elementos da construção são realizados com solo húmido e o estabilizador directamente nas cofragens, sendo a mistura compactada com maços ou através das mãos.

Os blocos depois de fabricados, devem ter um período de cura de pelo menos uma semana, durante a qual devem ser protegidos das chuvas e de secagens superficiais, após o que poderão ser colocados no seu local final.

Estas técnicas de usar os solos para a edificação de construções vê-se principalmente em zonas pobres, onde a terra existente em abundância é muitas vezes usada para construir chãos e paredes a baixo custo.

É claro que para tornar os solos mais eficientes nas suas funções é necessário utilizar aditivos, sendo o mais vulgar o cimento, dada a maior resistência que pode ser obtida com este agente, quando comparado com a cal ou o betume (Bush, 1984).

A quantidade de cimento mínima, para paredes internas, é de cerca de 5%, para assegurar o manuseamento e o suporte dos elementos superiores, enquanto que para paredes externas, os requerimentos de durabilidade sugerem percentagens de 7% e para fundações, uma adequada resistência em imersões prolongadas requer valores de 8% (Moriarty e al., 1968).

Estudos desenvolvidos por Bush, em 1984, com diferentes solos mostraram que a aplicação destas tecnologias é inadequada para solos com uma elevada percentagem de argila (>30%), devido à grande absorção de água por parte destas partículas, o que causa retracções elevadas em processo de secagem conduzindo ao aparecimento de fracturas. Contudo pequenas percentagens de argila são benéficas para assegurar coesão nos blocos frescos moldados.

CAPÍTULO 4

Programa experimental, materiais utilizados e ensaios realizados

4.1 - INTRODUÇÃO

Estudos já desenvolvidos por diversos autores permitiram estabelecer as principais características dos materiais que se devem utilizar nas misturas de solo-cimento, tendo em vista a obtenção dos melhores resultados possíveis, assim como os principais ensaios a realizar para averiguação das características dessas misturas. Sendo assim, neste capítulo irão ser abordados alguns aspectos sobre os materiais utilizados neste trabalho de investigação, as composições analisadas e os ensaios realizados, tendo como base as especificações já existentes aplicáveis às misturas de solo-cimento.

4.2 - MATERIAIS UTILIZADOS

O tema desta dissertação incide sobre as misturas de solo-cimento, o que em termos de materiais implica a utilização de um solo, fabricado, neste caso, em laboratório através da adição de areia e caulino, e cimento. Para permitir a reacção do ligante hidráulico (cimento) foi também necessária a utilização de água.

Depois foram seleccionados diversos aditivos químicos também designados por activadores, para averiguar o seu efeito sobre as características das misturas. Além destes aditivos químicos que poderão intervir nas reacções químicas de hidratação do cimento, foi também utilizado um aditivo não químico, assim chamado já que não intervirá nas reacções de hidratação. Os activadores seleccionados foram o cloreto de sódio, o bicarbonato de sódio, o cloreto de cálcio, o silicato de sódio, o hidróxido de sódio e o renolith, que é um produto recomendado por uma empresa estrangeira para utilizar nas misturas de solo-cimento, tendo sido gentilmente cedido pela empresa que o fabrica e comercializa. O aditivo não químico foi o pneu reciclado.

Os aditivos químicos seleccionados tiveram em conta algumas experiências anteriormente realizadas por diversos autores que indicavam alguns produtos como sendo aconselháveis para usar nos solos estabilizados com cimento, visto que conduziam a melhorias de algumas das suas características. Foi o caso do cloreto de sódio, do cloreto de cálcio, do hidróxido de sódio e do renolith. Os outros activadores foram escolhidos para averiguar a possibilidade da sua utilização no solo-cimento. Foi o caso do bicarbonato de sódio, do silicato de sódio e de uma mistura de hidróxido e silicato de sódio. A utilização dos resíduos de pneus visava averiguar o comportamento das misturas com este aditivo que tem tido uma aplicação crescente em termos de engenharia civil. De seguida far-se-á uma breve descrição destes diversos materiais.

4.2.1 - Solo

As misturas de solo com cimento são formadas predominantemente pelo solo, pelo que as características deste têm grande influência nas propriedades da mistura.

As características do solo podem conduzir ao sucesso ou insucesso do processo de estabilização com cimento, ou pelo menos influenciam os aspectos económicos. Sendo assim, revela-se muito importante escolher este processo de estabilização somente quando os solos foram adequados.

Segundo a especificação do LNEC E243-1971 (Solos. Solo-cimento.), a adequabilidade ou não de um solo depende de duas propriedades físicas, a granulometria e os limites de consistência, e de propriedades químicas, tais como, a presença de matéria orgânica e a presença de sulfatos, além das condições gerais que estes solos devem possuir.

Para sistematizar as condições a que devem obedecer os solos com vista à sua estabilização com cimento, o LNEC na especificação E243-1971 já referida, estabelece os seguintes pressupostos:

- Condições gerais: solos isentos de raízes, capim ou qualquer substância prejudicial ao cimento Portland;
- Condições químicas: teores máximos, em matéria orgânica, 2%, em sulfatos, 0.2%;

- Granulometria: percentagens passadas nos peneiros ASTM de 50.0 mm e nº 4 (4.75 mm) iguais ou superiores respectivamente a 80 e 45%;
- Limites de consistência: o limite de liquidez tem que ser igual ou inferior a 45%.

Perante o que foi referido quanto às características a que deve obedecer um solo, no trabalho experimental levado a cabo escolheu-se um solo que possuía as condições especificadas.

O solo utilizado foi fabricado em laboratório através da mistura de 70% de areia e 30% de caulino, o que permitiu obter um solo designado por Areia Argilosa (SC), segundo a classificação unificada proposta pela norma da ASTM D2487-00 (Standard classification of soils for engineering purposes.) e um solo A-2-6 ($I_g=1$) segundo a classificação rodoviária AASHTO M145-42 (Specifications for highway materials.). Estes resultados estão assim de acordo com o que é normalmente obtido para os solos residuais graníticos, em grande abundância na zona norte do país, e que foram o objecto de estudo neste trabalho.

Para a classificação do solo foram realizados os ensaios laboratoriais necessários, nomeadamente, a análise granulométrica, segundo a especificação do LNEC E196-1967 (Solos. Análise granulométrica.), a determinação da densidade das partículas, segundo a norma portuguesa NP83-1965 (Solos. Determinação da densidade das partículas.) e a determinação dos limites de consistência, segundo a norma portuguesa NP143-1969 (Solos. Determinação dos limites de consistência.).

Os resultados permitiram obter a curva granulométrica do solo em causa (ver figura 4.1) e os valores dos limites de liquidez ($W_l = 36.0\%$) e de plasticidade ($W_p = 18.8\%$) que serviram para a classificação do solo acima indicada.

Conforme se pode verificar através da figura 4.1 e dos valores dos limites de consistência os resultados obtidos para o solo utilizado obedecem à especificação do LNEC E243-1971 (Solos. Solo-cimento.) que determina as características dos solos a estabilizar com cimento em termos de granulometria e de limites de consistência. O limite de liquidez obtido para o solo foi de 36%, inferior aos 45% referidos na especificação, enquanto que a percentagem de material passado nos peneiros ASTM de malha 50.0 e 4.75 mm foi de 100% para os dois casos, o que obedece ao requisito da especificação que refere que estes valores devem ser

superiores ou iguais a 80 e 45%, respectivamente. No que se refere às condições gerais e químicas, elas também foram cumpridas para o solo em estudo, uma vez que os componentes do solo fabricado são caulino e areia lavada.

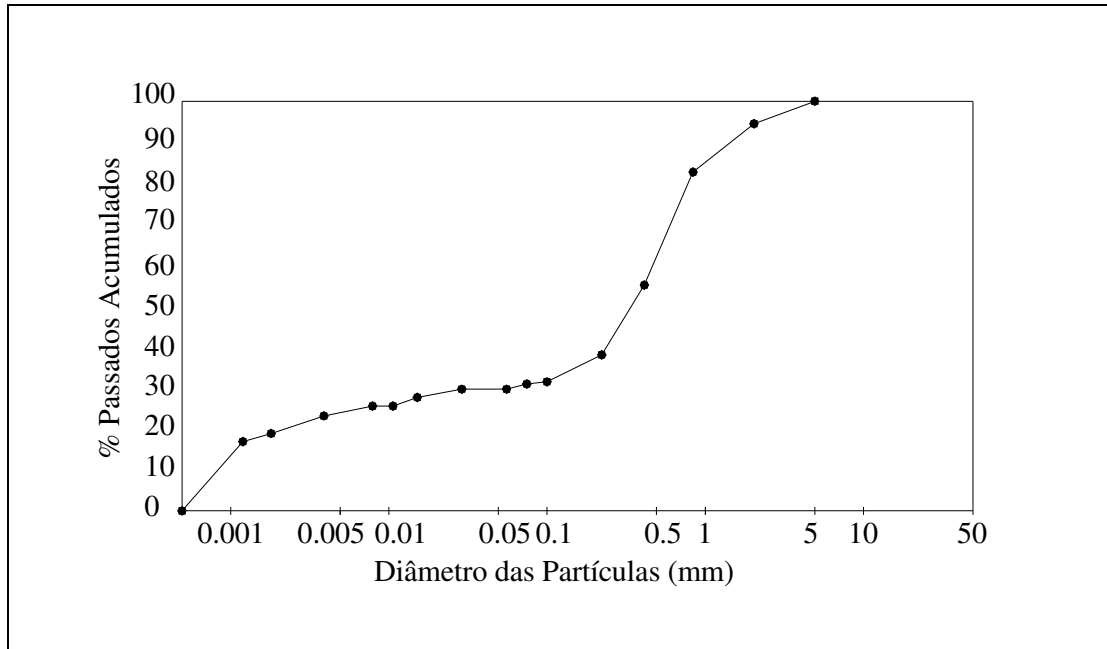


Figura 4.1 - Curva granulométrica do solo a estabilizar.

Dado que o solo utilizado para este trabalho de investigação foi fabricado em laboratório através da mistura de areia (ver figura 4.2a) e caulino (ver figura 4.2b) irá ser feita de seguida uma breve descrição destes dois componentes do solo em causa (ver figura 4.2c).



a)

b)

c)

Figura 4.2 - Aspecto dos materiais utilizados: a) Areia; b) Caulino; c) Solo.

4.2.1.1 - Areia

A areia utilizada foi adquirida a um fornecedor de materiais de construção da zona de Bragança (“David & Nuno”), sendo uma areia que esta empresa designa por areia “espanhola”, eventualmente por ser adquirida no país vizinho. É uma areia lavada e que foi ensaiada segundo a norma portuguesa NP954-1973 (Inertes para argamassas e betões. Determinação das massas volúmicas e da absorção de água de areias.) para determinação da massa volúmica das partículas secas, ensaio que permitiu verificar que aquela grandeza para a areia em causa tem um valor de 2.58 g/cm^3 .

4.2.1.2 - Caulino

O caulino usado foi o Mibal, de Barqueiros, que é um caulino branco ou levemente colorido, moído e lavado com hidrociclone, sendo depois seco. Encontra-se em franca exploração e dispõe de jazidas com apreciáveis reservas. Trata-se de um produto de alteração das rochas feldspáticas ricas em sílica e alumina, como por exemplo, os granitos, os gneisses, os pórfiros e os pegmatitos. Tem como componente essencial a caulinite, um dos minerais que aparecem em maior percentagem nas partículas de argila dos solos residuais graníticos, sendo este mineral que confere ao caulino as propriedades mais relevantes. A caulinite é um material de textura muito fina, que apresenta, como qualquer mineral de argila, uma notável reactividade com a água. Este material foi fornecido pelo Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

4.2.2 - Cimento

Dos vários tipos de cimentos referidos em 3.3, o indicado para a estabilização de solos, segundo a especificação do LNEC E304-1974 (Pavimentos rodoviários. Solo-cimento.), é o tipo Portland normal, sendo também referidos nesta norma os cuidados a ter na conservação do cimento em armazém, sendo que um cimento de qualidade inferior ou danificado não deve ser utilizado.

O cimento a usar em obra deve ser do mesmo tipo e marca do utilizado nos ensaios laboratoriais. O cimento utilizado foi, como tal, o cimento Portland normal, adquirido a um fornecedor de materiais de construção da zona de Bragança (“David & Nuno”).

4.2.3 - Água

Outro componente essencial das misturas de solo-cimento é a água, uma vez que o cimento é um ligante hidráulico, ou seja, só ganha presa quando na presença de água. As características a que este material deve obedecer encontram-se fixadas na especificação do LNEC E304-1974 (Pavimentos rodoviários. Solo-cimento.). Segundo esta especificação a água não deve conter óleos, ácidos ou qualquer outra substância prejudicial ao cimento, podendo ter até 36g/l de sais em solução, até 5g/l de matéria orgânica e substâncias em suspensão e até 0.2% de sulfatos (quando somada com a percentagem de sulfatos do solo). A água utilizada neste trabalho foi água da rede pública pelo que todas as condições referidas se encontram asseguradas.

4.2.4 - Aditivos

Em termos de aditivos foram utilizados o cloreto de sódio (NaCl), o bicarbonato de sódio (NaHCO₃), o cloreto de cálcio (CaCl₂), o silicato de sódio (Na₂SiO₃), o hidróxido de sódio (NaOH), renolith e pneu reciclado, sendo referidos de seguida alguns aspectos relativamente a cada um deles. Todos, com excepção do pneu, eram dissolvidos na água antes da junção com a mistura de solo e cimento.

4.2.4.1 - Cloreto de sódio

Este aditivo, vulgarmente conhecido por sal, é largamente utilizado na culinária e por isso de fácil aquisição, foi obtido num estabelecimento comercial, tendo sido utilizado o sal fino (ver figura 4.4a). O cloreto de sódio utilizado possui um grau de pureza de 99%. De salientar que este aditivo não oferece qualquer cuidado especial no que se refere ao seu manuseamento, não apresenta na embalagem qualquer data de validade e é de origem portuguesa (Vatel - Alverca).

4.2.4.2 - Bicarbonato de sódio

Este aditivo também é muito utilizado na culinária e como tal é de fácil aquisição, tendo sido adquirido num estabelecimento comercial (ver figura 4.4b). De salientar que este aditivo é inócuo, não necessitando de qualquer cuidado especial no que se refere ao seu manuseamento,

tem data de validade inscrita na embalagem e é de origem portuguesa (Grande Porto - Gondomar).

4.2.4.3 - Cloreto de Cálcio

Este produto foi fornecido pelo Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, possuindo um grau de pureza de 95% e apresentando-se sob a forma de um granulado branco de diferentes dimensões (ver figura 4.4c). Segundo a informação inscrita no frasco trata-se de um produto de origem espanhola (Montplet & Esteban S. A. - Barcelona). Ao contrário dos dois aditivos anteriores, este é um produto irritante para os olhos, sendo aconselhável a não respiração do pó e o evitar do contacto com a pele. Não aparece qualquer inscrição quanto à sua data de validade. De salientar que este foi o aditivo que apresentava mais dificuldades no processo de dissolução na água.

4.2.4.4 - Silicato de sódio

Este produto foi fornecido pelo Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, sendo de origem portuguesa e apresentando-se sob a forma de um líquido incolor de alta viscosidade (ver figura 4.4d). Segundo a informação inscrita na embalagem, trata-se de um produto irritante para a pele e que pode causar graves lesões oculares. Apresenta data de validade e é de origem portuguesa (Vaz Pereira - Lisboa).

4.2.4.5 - Hidróxido de sódio

Este aditivo foi fornecido pelo Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho, e apresenta-se sob a forma de placas brancas (ver figura 4.4e). É de origem portuguesa (Impacete - Guimarães) não aparecendo no pacote qualquer inscrição sobre a sua data de validade. Trata-se de um produto muito agressivo, que pode provocar queimaduras graves, sendo aconselhável utilizar luvas e equipamento de protecção apropriado para olhos e face.

4.2.4.6 - Renolith

O renolith é um aditivo não tóxico, à base de polímeros para utilizar com o cimento Portland normal e os solos, apresentando-se sob a forma de um líquido branco viscoso (ver figura

4.4f). Foi fornecido pela empresa com o mesmo nome, sediada em Bangkok. De salientar que este aditivo não oferece qualquer cuidado especial no que se refere ao seu manuseamento e não apresenta na embalagem qualquer data de validade.

4.2.4.7 - Pneu reciclado

Quantidades substanciais de pneus são inutilizadas anualmente em todo o mundo, o que acresce com o aumento do tráfego rodoviário, advindo deste facto implicações ambientais e económicas que conduziram à reciclagem e reutilização deste material. Sendo assim, também neste trabalho se decidiu experimentar este material como aditivo. Este produto foi fornecido pelo Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho. Inicialmente foi previsto utilizar dois tipos de pneus reciclados diferentes, estando a sua distinção no grau de trituração a que estiveram sujeitos aquando do processo de reciclagem. Foram determinadas as suas massas volúmicas, tendo sido seguida para a realização deste ensaio a especificação do LNEC E64-1979 (Cimentos. Determinação da massa volúmica.), com a necessária substituição do material referido na norma pelos dois tipos de pneus (ver figura 4.3). Assim, para o pneu mais grosso (ver figura 4.4g) obteve-se uma massa volúmica de 1.12 g/cm^3 e para o mais fino (ver figura 4.4h) o valor foi de 1.18 g/cm^3 .



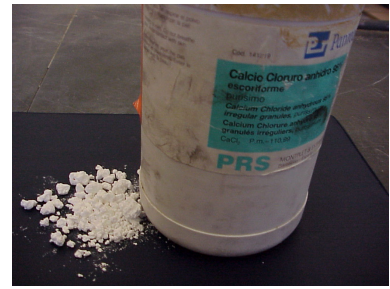
Figura 4.3 - Determinação da massa volúmica do pneu reciclado.



a)



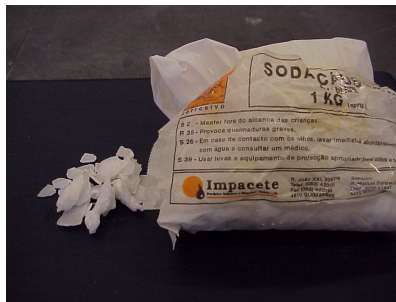
b)



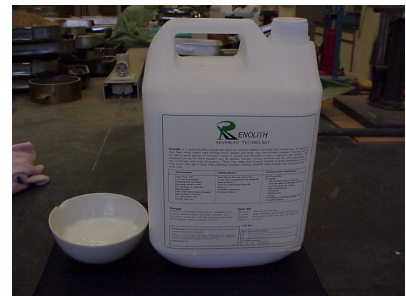
c)



d)



e)



f)



g)



h)

Figura 4.4 - Imagem dos diversos aditivos utilizados: a) Cloreto de sódio; b) Bicarbonato de sódio; c) Cloreto de cálcio; d) Silicato de sódio; e) Hidróxido de sódio; f) Renolith; g) Pneu reciclado grosso; h) Pneu reciclado fino.

4.3 - COMPOSIÇÕES ANALISADAS

Para avaliar o efeito dos vários aditivos em análise neste trabalho de investigação foram adoptadas diversas composições de misturas para posteriormente serem ensaiadas, de modo a averiguar quais as características obtidas em termos mecânicos e de durabilidade em cada uma delas.

4.3.1 - Solo

Tal como referido em 4.2.1, o solo em análise foi obtido através da mistura de 70% de areia e 30% de caulino, tendo-se adoptado para a designação destas misturas a letra “S” de solo.

4.3.2 - Solo-cimento

Em termos de misturas de solo com cimento foram realizadas duas composições diferentes. Uma delas corresponde à mistura do solo fabricado com 6% de cimento e a outra foi realizada com 10% de cimento. Estas percentagens de cimento são relativas à massa de solo seco. Analisando a tabela 3.1 verifica-se que para solos do tipo A-2, situação em causa, as percentagens de cimento devem estar, entre 5 e 9%. Neste trabalho optou-se por escolher valores próximos dos extremos daquele intervalo.

Para designar a inclusão do cimento adoptou-se a letra “C” estando o valor da percentagem deste constituinte antes da respectiva letra de designação. Sendo assim, as misturas com a nomenclatura S6C referem-se a composições de solo com 6% de cimento, enquanto que S10C representa as misturas de solo com 10% de cimento.

4.3.3 - Aditivos

Em termos de designação para os aditivos adoptou-se a nomenclatura de colocar sempre as iniciais do nome do aditivo em minúsculas depois da terminologia já referida para as misturas de solo com cimento. A percentagem de aditivo utilizada aparecerá depois da indicação de qual o aditivo utilizado. Os aditivos foram sempre incluídos nas misturas de solo com 6% de cimento, para tentar verificar nos ensaios posteriores se o efeito destes é benéfico ou não, quando utilizados em conjunto com o cimento, e consequentemente para averiguar da possibilidade de substituição parcial do cimento por estes produtos.

4.3.3.1 - Cloreto de sódio

O cloreto de sódio foi incluído nas misturas de solo com 6% de cimento numa percentagem de cerca de 2% relativamente à massa de cimento utilizada. Estas misturas serão designadas

por S6Ccs2, o que significa que é uma composição de solo com 6% de cimento (da massa de solo seco) e 2% de cloreto de sódio (da massa de cimento).

4.3.3.2 - Bicarbonato de sódio

O bicarbonato de sódio foi incluído nas misturas de solo com 6% de cimento numa percentagem de cerca de 2% relativamente à massa de cimento utilizada. Estas misturas serão designadas por S6Cbs2, o que significa que é uma composição de solo com 6% de cimento (da massa de solo seco) e 2% de bicarbonato de sódio (da massa de cimento).

4.3.3.3 - Cloreto de cálcio

O cloreto de cálcio foi incluído nas misturas de solo com 6% de cimento numa percentagem de cerca de 2% relativamente à massa de cimento utilizada. Estas misturas serão designadas por S6Ccc2, o que significa que é uma composição de solo com 6% de cimento (da massa de solo seco) e 2% de cloreto de cálcio (da massa de cimento).

4.3.3.4 - Silicato de sódio

O silicato de sódio foi incluído nas misturas de solo com 6% de cimento numa percentagem de cerca de 3% relativamente à massa de cimento utilizada. Estas misturas serão designadas por S6Css3, o que significa que é uma composição de solo com 6% de cimento (da massa de solo seco) e 3% de silicato de sódio (da massa de cimento).

4.3.3.5 - Hidróxido de sódio

O hidróxido de sódio foi incluído nas misturas de solo com 6% de cimento. Mas, como se começou a verificar que este era um dos aditivos que permitia obter melhores resultados em termos mecânicos, decidiu-se experimentar diversas percentagens, numa tentativa de otimizar a quantidade a utilizar. Assim, foram elaboradas misturas com percentagens de cerca de 1.5, 2, 3, 4 e 5% relativamente à massa de cimento utilizada. Estas misturas serão designadas por S6Chs1.5, S6Chs2, S6Chs3, S6Chs4 e S6Chs5 o que significa que são composições de solo com 6% de cimento (da massa de solo seco) e 1.5, 2, 3, 4 e 5% de hidróxido de sódio (da massa de cimento), respectivamente.

4.3.3.6 - Hidróxido de sódio e silicato de sódio

Para avaliar o efeito conjunto do hidróxido de sódio e do silicato de sódio foram incluídas nas misturas de solo com 6% de cimento percentagens de cerca de 2% de hidróxido e 2% de silicato, relativamente à massa de cimento utilizada. Estas misturas serão designadas por S6Chs2ss2, o que significa que é uma composição de solo com 6% de cimento (da massa de solo seco) e 2% de hidróxido de sódio e 2% de silicato de sódio (da massa de cimento).

4.3.3.7 - Renolith

Segundo a empresa fornecedora do produto, a quantidade de renolith a utilizar varia de acordo com o tipo de solo. O teor em renolith deve variar entre valores de 5 % e 10 % da massa de cimento. Geralmente, à medida que a fracção argilosa do solo aumenta a quantidade de cimento e renolith também sofre um acréscimo. Devido a estas informações foram utilizadas nos trabalhos laboratoriais percentagens de 5 % e 10 % de renolith relativamente à massa de cimento usada. Estas misturas serão designadas por S6Cr5 e S6Cr10, o que significa que são composições de solo com 6% de cimento (da massa de solo seco) e 5 e 10% de renolith (da massa de cimento), respectivamente.

4.3.3.8 - Pneu reciclado

O pneu reciclado foi incluído nas misturas de solo com 6% de cimento, em substituição de 5% do volume de areia. Estas misturas serão designadas por S6Cp, o que significa que é uma composição de solo com 6% de cimento (da massa de solo seco) e 5% de pneu (do volume de areia).

4.3.3.9 - Síntese da nomenclatura

Para sistematizar a nomenclatura que foi sendo referida nos pontos anteriores, apresentam-se na tabela 4.1 todas as composições estudadas neste trabalho de investigação.

Tabela 4.1 - Síntese da nomenclatura das composições analisadas.

Designação da composição	Nomenclatura da composição	% Areia	% Caulino	% Cimento (massa de solo seco: areia + caulino)	% Aditivo (massa de cimento)
Solo	S	70.0	30.0	0.0	0.0
Solo-cimento	S6C	70.0	30.0	6.0	0.0
Solo-cimento	S10C	70.0	30.0	10.0	0.0
Solo-cimento + cloreto de sódio	S6Ccs2	70.0	30.0	6.0	2.0
Solo-cimento + bicarbonato de sódio	S6Cbs2	70.0	30.0	6.0	2.0
Solo-cimento + cloreto de cálcio	S6Ccc2	70.0	30.0	6.0	2.0
Solo-cimento + silicato de sódio	S6Css3	70.0	30.0	6.0	3.0
Solo-cimento + hidróxido de sódio	S6Chs1.5	70.0	30.0	6.0	1.5
Solo-cimento + hidróxido de sódio	S6Chs2	70.0	30.0	6.0	2.0
Solo-cimento + hidróxido de sódio	S6Chs3	70.0	30.0	6.0	3.0
Solo-cimento + hidróxido de sódio	S6Chs4	70.0	30.0	6.0	4.0
Solo-cimento + hidróxido de sódio	S6Chs5	70.0	30.0	6.0	5.0
Solo-cimento + hidróxido de sódio + silicato de sódio	S6Chs2ss2	70.0	30.0	6.0	2.0+2.0
Solo-cimento + renolith	S6Cr5	70.0	30.0	6.0	5.0
Solo-cimento + renolith	S6Cr10	70.0	30.0	6.0	10.0
Solo-cimento + pneu	S6Cp	70.0	30.0	6.0	5.0 *

* Nestes provetes a percentagem de aditivo adicionada foi em substituição do mesmo volume de areia.

Foi ainda adoptada a nomenclatura “sat” para designar as composições que foram previamente saturadas antes da realização de ensaios.

4.4 - FABRICO E CURA DOS PROVETES

Antes da avaliação das características das misturas de solo-cimento, é necessário fazer alguns ensaios prévios, tal como foi referido em 4.2.1, para identificar previamente os solos, com o objectivo de eliminar os de má qualidade, escolhendo os mais adequados à estabilização com

cimento e obtendo elementos que permitam fazer uma previsão dos teores em cimento mais adequados.

Mediante os valores obtidos nesses ensaios, referidos no ponto 4.2.1, pode-se verificar segundo a especificação do LNEC E243-1971 (Solos. Solo-cimento.) e segundo a figura 3.1 que se trata de um solo adequado à estabilização com cimento. A tabela 3.1 fornece, mediante a classificação do solo, uma indicação acerca das percentagens de cimento mais aconselháveis.

Depois da fase inicial de identificação do solo, é necessário para a preparação posterior dos provetes, realizar ensaios de compactação das misturas, segundo a especificação do LNEC E197-1967 (Solos. Ensaio de Compactação.) para o solo a estabilizar ou segundo a especificação do LNEC E262-1972 (Solo-cimento. Ensaio de compactação.) para as misturas de solo-cimento, tendo como objectivo a determinação dos teores em água óptimos, a utilizar nessa preparação.

A baridade seca máxima obtida permite estabelecer a quantidade de solo necessária para cada provete de dimensão conhecida, uma vez que eles devem ter aquela densidade. Esta densidade, numa situação prática, ainda será usada como padrão no controlo da compactação em obra. Em termos de compactação, seguiu-se a tendência actual que é o uso da compactação pesada.

Sendo assim, a realização de ensaios de compactação Proctor ao solo isolado e às misturas de solo-cimento com 6 e 10% de cimento, permitiu obter os resultados apresentados na figura 4.5 em termos de baridades secas máximas e teores em água óptimos.

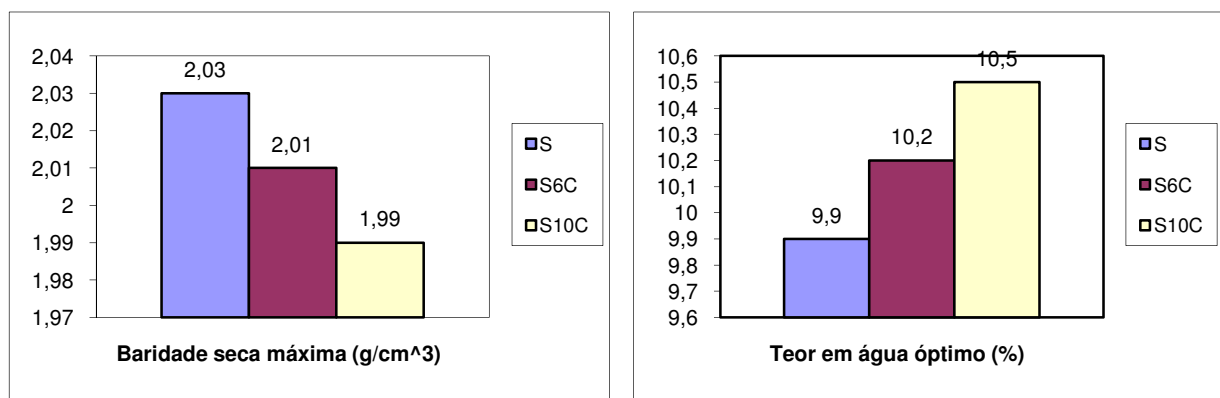


Figura 4.5 - Resultados dos Ensaios Proctor.

Pode-se verificar que dada a maior quantidade de partículas finas que a mistura contém à medida que se aumenta a quantidade de cimento, que o teor em água óptimo sofre um acréscimo e a baridade seca máxima um decréscimo.

Seguiu-se a elaboração dos inúmeros provetes cilíndricos através de um equipamento cedido pelo Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho (ver figura 4.6a). Estes provetes fabricados das composições em estudo destinam-se a ensaios posteriores para averiguação das suas características mecânicas e de durabilidade. Os provetes com dimensões de 30 mm de diâmetro e 45 mm de altura, obedecem à relação altura/diâmetro de 1.5 (ver figura 4.6b). As características de moldagem dos provetes foram aproximadamente o teor em água óptimo e a baridade seca máxima, obtida no ensaio de compactação pesada.

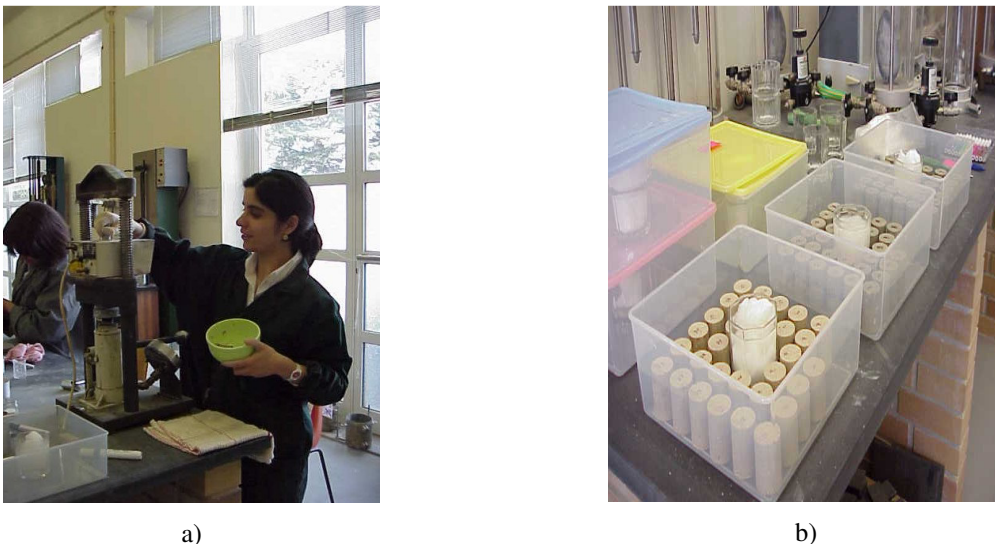


Figura 4.6 - a) Elaboração dos provetes; b) Aspecto dos provetes cilíndricos.

Os provetes eram elaborados um a um, iniciando-se o processo com a mistura a seco das quantidades de areia, caulino e cimento previamente determinadas. Para os provetes unicamente constituídos por solo esta mistura inicial só incluía a areia e o caulino. Depois procedia-se à junção da água, que no caso dos provetes com aditivos, com exceção do pneu, implicava a dissolução prévia do aditivo na água. Era tudo misturado manualmente até se verificar que a mistura apresentava homogeneidade, seguindo-se a moldagem dos provetes utilizando o equipamento referido anteriormente. Estas condições de fabrico mantiveram-se para todos os provetes elaborados. No caso dos provetes com pneu a mistura inicial incluía a areia, o caulino e o pneu.

Nesta fase de elaboração dos provetes, verificou-se desde logo que um dos aditivos previstos não poderia ser utilizado. Foi o caso do pneu grosso, que devido às maiores dimensões dos seus grânulos conduzia à abertura dos provetes depois da retirada do equipamento de moldagem. Estes grânulos sofriam como que uma expansão depois do processo de moldagem, pelo que os provetes ficavam com fendas nos locais onde se encontravam as partículas do pneu (ver figura 4.7).



Figura 4.7 - Aspecto dos provetes com pneu grosso na sua constituição.

Depois da elaboração dos provetes, seguia-se o período de cura em que estes eram mantidos a uma humidade sensivelmente constante de 100% e a uma temperatura de ± 21 °C.

4.5 - ENSAIOS REALIZADOS

4.5.1 - Introdução

Depois dos ensaios iniciais referidos no ponto anterior, e decorrido o período de cura, terão que ser feitos vários ensaios aos provetes elaborados. Os ensaios realizados já estão normalizados, porque quando se verificou, no início da sua aplicação, que a estabilização de solos com cimento era viável houve necessidade de ensaiar provetes dessas misturas para obter indicação acerca da eficácia da estabilização e do futuro comportamento do material em

obra. As investigações então efectuadas permitiram normalizar os ensaios a efectuar às misturas de solo-cimento. Estes ensaios servem ainda para determinar o teor em cimento que conduz a características satisfatórias para os solos a estabilizar.

Quando a adição de cimento permite a estabilização do solo graças ao efeito aglutinante do aditivo, a principal característica que sofre alteração é a resistência mecânica. Sendo este o caso a estudar com este trabalho e mediante a tabela 3.1 pode-se verificar que os principais ensaios a efectuar para a avaliação da influência do cimento são os ensaios de determinação das características mecânicas e os ensaios de durabilidade.

4.5.2 - Características mecânicas

Neste trabalho experimental foram realizados três tipos de ensaios para averiguar as características mecânicas das composições em estudo.

4.5.2.1 - Compressão simples

O ensaio de compressão simples permite determinar a resistência ou tensão de rotura de provetes cilíndricos, normalmente com uma relação altura/diâmetro de 1.5 ou 2, que depois do período de cura são ensaiados a uma velocidade de cerca de 1 mm/min (ver figura 4.8). Esta resistência à compressão visa obter indicações acerca do endurecimento das misturas e da resistência do material estabilizado, sendo a qualidade dos solos estabilizados com cimento usualmente baseada nos valores obtidos nestes ensaios.

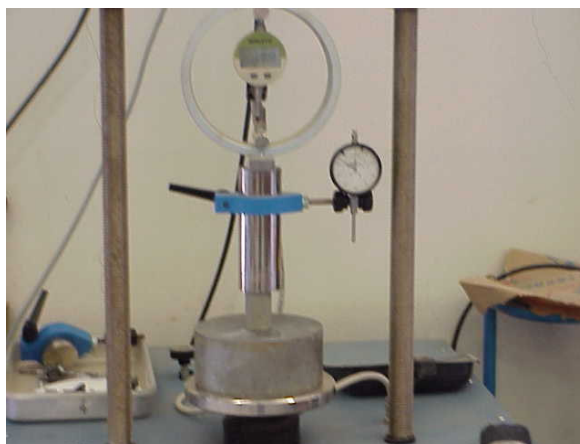


Figura 4.8 - Imagem de um dos ensaios à compressão simples.

Este ensaio seguiu genericamente a especificação do LNEC E264-1972 (Solo-cimento. Ensaio de compressão.), com excepção da parte que diz respeito à elaboração dos provetes, que foram executados segundo a descrição apresentada no ponto 4.4. Executado o ensaio e registada a força de rotura (F), a resistência ou tensão de rotura por compressão de cada provete é dada por F/A , em que A é a área da secção transversal do provete.

4.5.2.2 - Compressão simples de misturas saturadas

Este ensaio seguiu as condições indicadas para a compressão simples referidas em 4.5.2.1, estando a diferença no facto de os provetes de solo serem imersos em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio.

4.5.2.3 - Tracção por compressão diametral

O ensaio de compressão diametral permite determinar a resistência ou tensão de rotura de tracção de provetes cilíndricos quando solicitados segundo a sua geratriz. O ensaio foi realizado segundo a norma ASTM C496-96 (Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens), sendo registada a força de rotura para os provetes ensaiados. Segundo a norma em causa a resistência ou tensão de rotura de tracção por compressão diametral é dada por $(2*F)/(\pi*l*d)$, em que F é a força de rotura, l é o comprimento do provete e d é o seu diâmetro.

4.5.3 - Durabilidade

Para saber se o material estabilizado se mantém com as propriedades adequadas quando sujeito a variações do teor em água, apareceram os ensaios de durabilidade que avaliam as perdas em peso resultantes da escovagem de certo número de provetes, e as variações em volume e teor em água, após 12 ciclos de molhagem-secagem e 12 ciclos de gelo-degelo, realizados ao fim de 7 dias de cura dos provetes, em atmosfera húmida.

Também se efectuou o ensaio à absorção de água por capilaridade para averiguar a absorção de água das diversas composições analisadas ao longo do tempo.

Atendendo a que a humidade tem um papel importante na resistência dos materiais de bases de pavimentos é fundamental que esta tenha um papel predominante, quer nos ensaios de molhagem-secagem, quer nos de gelo-degelo e nos de absorção de água por capilaridade.

4.5.3.1 - Absorção de água por capilaridade

O ensaio de absorção de água por capilaridade pretende averiguar a maior ou menor absorção de água nos provetes ao longo do tempo, mediante o cálculo da diferença entre a massa do provete endurecido de solo-cimento, que esteve em contacto com água durante um determinado tempo e a massa do provete seco, dividida pela área da superfície em contacto com a água. Para a realização deste ensaio seguiu-se genericamente a especificação do LNEC para os betões, E393-1993 (Betões. Determinação da absorção de água por capilaridade.), com adaptações para o caso em análise. Assim, depois do período de cura de 28 dias, os provetes foram secos na estufa durante três dias, tendo-se impermeabilizado antes desta secagem a parte inferior lateral dos mesmos, para que a água fosse absorvida apenas pela sua base (ver figura 4.9).

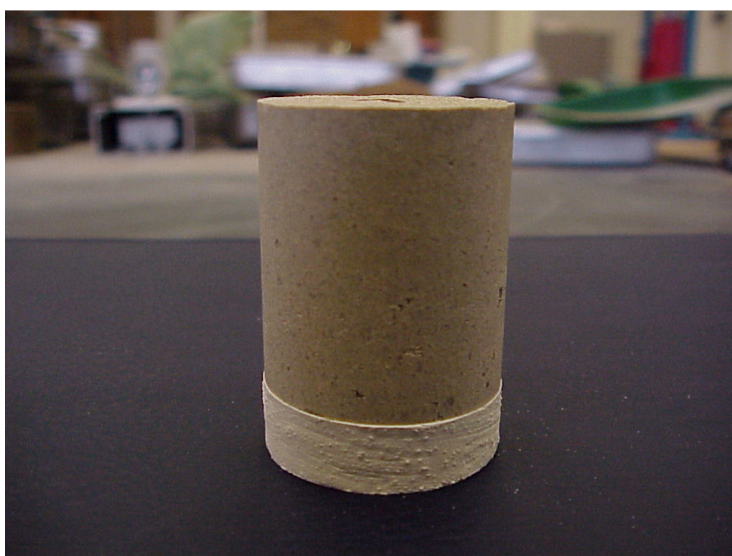


Figura 4.9 - Impermeabilização da parte inferior de um provete para realização do ensaio de absorção de água por capilaridade.

Concluído o período de secagem, registou-se a massa dos provetes secos (M_0), colocaram-se num recipiente com água que não ultrapassava a parte impermeabilizada referida anteriormente. Depois fizeram-se determinações das massas para diversos períodos de tempo (M_i), sendo a absorção de água por capilaridade, para cada um desses tempos (t_i), a contar

desde a colocação do provete em contacto com a água, dada por $(M_i - M_0)/A$, ou seja, pela divisão do aumento de massa pela área da face inferior do provete. Os tempos para os quais se fizeram as pesagens foram 15, 30, 60, 120, 240, 360, 480, 600, 720, 840, 1440, 2040, 2880, 3480 e 4320 minutos a contar após a colocação dos provetes no recipiente com água.

4.5.3.2 - Molhagem-secagem

Este ensaio seguiu genericamente em termos de procedimentos a especificação do LNEC E263-1972 (Solo-cimento. Ensaio de molhagem-secagem.). No entanto, nos ensaios efectuados para a elaboração desta dissertação não foram registadas as variações de volume e do teor em água, como é indicado na norma, mas sim as resistências de provetes de controlo, não submetidos aos ciclos, e de provetes sujeitos aos ciclos de molhagem-secagem. Além disto, o fabrico dos provetes foi efectuado como descrito no ponto 4.4.

Durante o ensaio de molhagem-secagem os provetes são completamente imersos em água, durante cada ciclo de molhagem, que dura 5 horas, sendo depois colocados na estufa durante 42 horas, que é o chamado ciclo de secagem. Estes procedimentos devem repetir-se durante 12 ciclos.

O ensaio de molhagem-secagem foi desenvolvido originalmente para simular as forças de retracção existentes nas misturas de solo-cimento devido ao processo de secagem.

4.5.3.3 - Gelo-degelo

A susceptibilidade ao congelamento apenas é um problema se a camada estabilizada estiver a uma distância da superfície da via de comunicação que seja inferior ao esperado para a máxima profundidade de congelamento ou se a camada estabilizada for deixada sem cobertura durante os meses de Inverno. Como Bragança é uma zona sujeita a temperaturas muito baixas durante as estações frias julgou-se oportuna a realização deste ensaio.

Para tal, seguiu-se genericamente em termos de procedimentos a norma da ASTM D560-03 (Standard test methods for freezing and thawing compacted soil-cement mixtures.). No entanto, nos ensaios efectuados para a elaboração desta dissertação não foram registadas as variações de volume e do teor em água, como é indicado na norma, mas sim as resistências de

provetes de controlo, não submetidos aos ciclos, e de provetes sujeitos aos ciclos de gelo-degelo. Para além disto, a elaboração dos provetes seguiu a descrição feita no ponto 4.4.

Nestes ensaios cada congelamento dura 24 horas e cada degelo 23 horas, sendo que nos ciclos de degelo a absorção de água por parte dos provetes é por capilaridade. Estes procedimentos pretendem ter em conta as forças internas devidas às variações de humidade e temperatura.

CAPÍTULO 5

Resultados obtidos e sua análise

5.1 - INTRODUÇÃO

Na parte experimental efectuada neste trabalho realizaram-se diversos ensaios aos provetes das misturas em estudo. Estes ensaios foram referidos no ponto 4.5 do capítulo anterior, tendo-se obtido os resultados que serão apresentados neste capítulo.

Durante este trabalho foram elaborados para posteriormente serem ensaiados provetes de solo, de solo com 6 e 10% de cimento e de solo com 6% de cimento onde foram incluídos os vários aditivos referidos no ponto 4.2.4 do capítulo anterior. O objectivo principal foi o de verificar a viabilidade de substituição parcial do cimento por aditivos, o que pressupõe uma melhoria das características obtidas nestes provetes quando comparadas com as que se conseguem nos provetes de controlo com 6 % de cimento. Os resultados dos provetes com 10% de cimento serão usados como indicação do grau de melhoramento que pode ser atingido. Assim, poder-se-á dizer que quanto mais próximos estiverem os valores dos provetes com aditivos dos conseguidos nos provetes com 10 % de cimento, mais eficiente será o aditivo, dado que estes são utilizados numa percentagem muito pequena. Para averiguação das melhorias conseguidas com o cimento e com os aditivos comparativamente com o solo sem tratamento também foram ensaiados os provetes constituídos pelo solo sem tratamento.

5.2 - AVALIAÇÃO DO EFEITO DA UTILIZAÇÃO DE CIMENTO

Neste ponto far-se-á a apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados aos provetes de solo sem tratamento, de solo com 6% de cimento e de solo com 10% de cimento, ou seja, às misturas S, S6C e S10C, afim de avaliar o efeito da utilização do cimento nas propriedades do solo em estudo.

5.2.1 - Comportamento mecânico

5.2.1.1 - Resistência à compressão simples

Os valores da resistência à compressão simples registrados, para cada tempo de cura, correspondem à média obtida nos três provetes ensaiados. Os resultados alcançados nos ensaios, para os diversos tempos de cura considerados, revelaram nalguns casos alguma dispersão, que se atribui fundamentalmente a possíveis heterogeneidades de fabrico. Os provetes foram ensaiados para tempos de cura de 0, 3, 7, 14, 28 e 56 dias. Estes aspectos relativos aos ensaios à compressão simples verificaram-se em todas as composições estudadas neste trabalho de investigação.

Para as misturas S, S6C e S10C, os resultados dos ensaios à compressão simples para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.1, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.1 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S, S6C e S10C.

Tempo de Cura Tipo de Mistura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coeficiente de Variação (%)
S	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.7
S6C	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
S10C	0.9	4.1	4.7	5.5	6.5	7.0	3.6

A representação gráfica dos resultados destes ensaios (ver figura 5.1) permite verificar que nas misturas de solo-cimento o aumento da resistência se dá essencialmente até aos 28 dias de cura, uma vez que é neste período de tempo que se dão com maior intensidade as reacções de hidratação do cimento, verificando-se a partir daqui acréscimos de resistência pouco significativos, já que as reacções de hidratação decrescem continuamente. As misturas de solo exibem sempre a mesma resistência, dado que estas não têm nenhum componente que

necessite de tempo para que se dê o desenvolvimento de reações químicas com vista ao seu endurecimento. A resistência dos provetes de solo-cimento para 0 dias de cura é igual à dos provetes de solo, uma vez que para esta idade ainda não se verificou qualquer grau de endurecimento.

Pode-se também registrar que aos 7 dias de cura nos provetes de solo-cimento, já se atingiu mais de metade da resistência obtida aos 56 dias, nomeadamente, cerca de 64% para os provetes com 6% de cimento e 67% para os que têm 10% de cimento. Aos 28 dias de cura, os provetes exibem resistências relativamente às registadas aos 56 dias, de cerca de 89% para as composições S6C e de 93% para as S10C. Estes valores permitem afirmar que os 7 dias de cura iniciais são fundamentais para o ganho de resistência das misturas, dado que a maior parte das reações de hidratação irá decorrer durante esse período.

Comparando os valores dos provetes com diferentes percentagens de cimento constata-se que o melhor desempenho se verifica para as misturas S10C, o que se deve ao facto de a maior quantidade de cimento disponível permitir o estabelecimento de um maior número de núcleos cimentícios nos pontos de contacto entre as partículas.

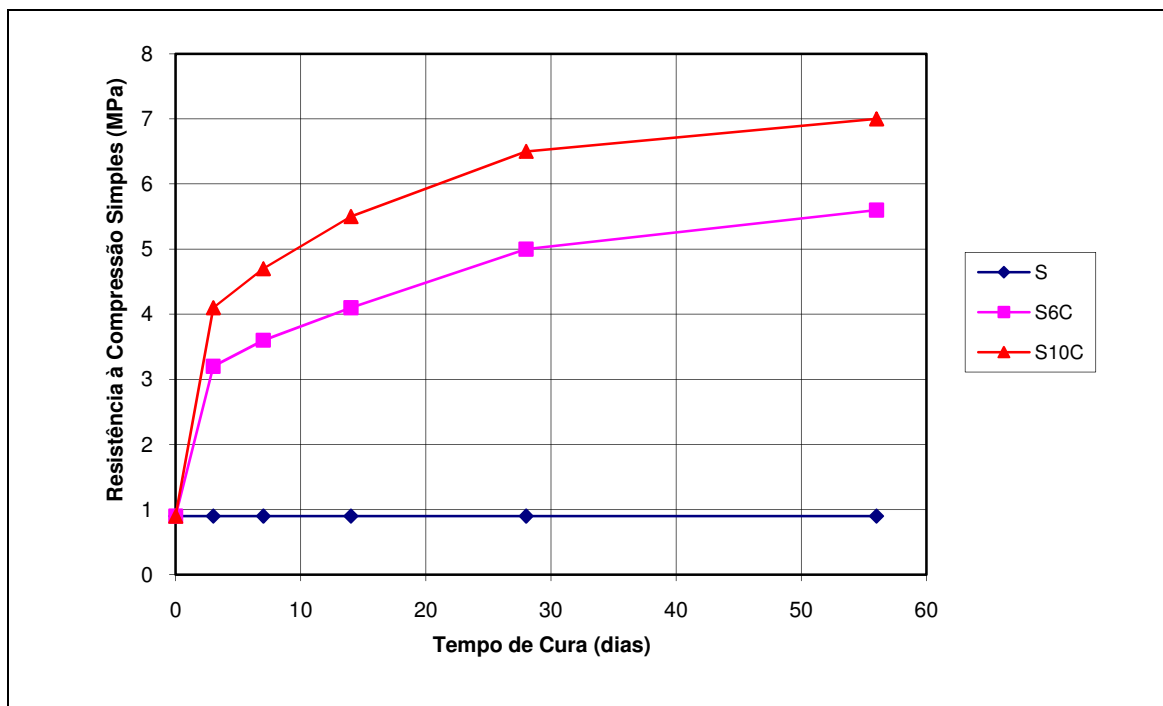


Figura 5.1 - Resistência à compressão simples para as composições S, S6C e S10C.

Fazendo uma análise comparativa entre as resistências obtidas para os 28 e 56 dias de cura (ver figura 5.2), sobressai o facto de as misturas S terem resistências inferiores em 82%, aos 28 dias, e 84% aos 56 dias, relativamente às obtidas nas composições S6C. Os provetes S10C registaram uma diferença de 30% para os 28 dias e de 25% para os 56 dias, quando comparativamente com os S6C.

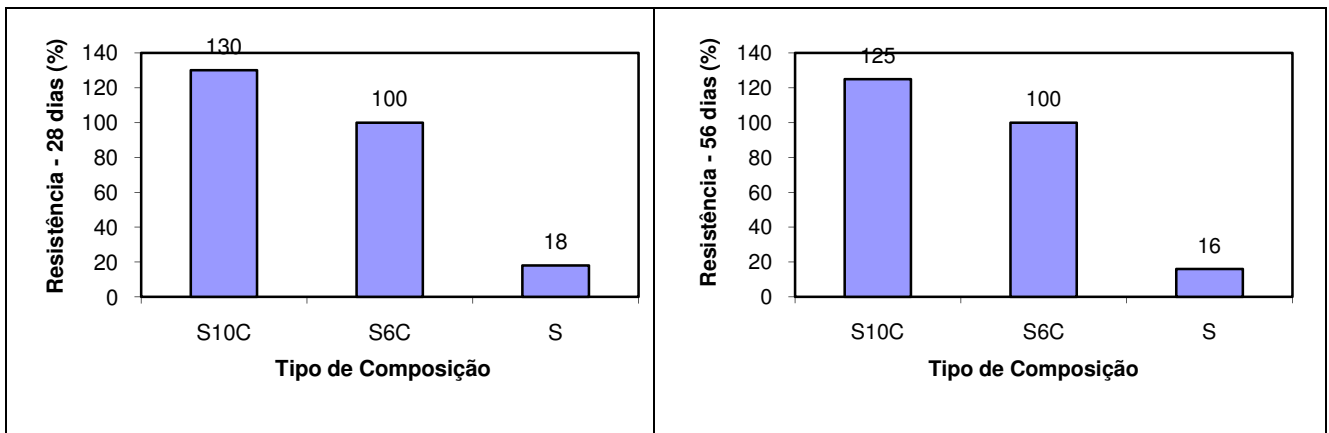


Figura 5.2 - Comparação das resistências à compressão simples aos 28 e 56 dias de cura para as composições S, S6C e S10C.

Além da diferença entre os valores da resistência à compressão simples alcançados nos provetes de solo e nos de solo-cimento, outro aspecto significativo foi a elevada deformação axial que os provetes de solo apresentavam, para a tensão máxima, quando comparativamente com os de solo-cimento (ver figura 5.3).



Figura 5.3 - Diferença na deformação axial dos provetes de solo (à direita) e nos de solo-cimento (à esquerda).

5.2.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples

Para estudar a sensibilidade à água das misturas foram também efectuados em paralelo com os ensaios à compressão simples anteriormente referidos e realizados nas condições de teor em humidade óptimo, ensaios à compressão simples em amostras submersas em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio.

Os valores da resistência à compressão simples registados, para cada tempo de cura, correspondem à média obtida nos três provetes ensaiados. Os resultados alcançados nos provetes, para os diversos tempos de cura considerados, revelaram nalguns casos alguma dispersão, que se atribui fundamentalmente a possíveis heterogeneidades de fabrico. Os diversos provetes foram ensaiados para tempos de cura de 0, 3, 7, 14, 28 e 56 dias. Aos 0 dias de cura todos os provetes se degradavam com alguma rapidez, uma vez que ainda não tinham qualquer grau de endurecimento, pelo que o valor da resistência aparece igual a 0. Estes aspectos verificaram-se em todas as composições estudadas neste trabalho.

Os provetes S desfaziam-se quando em contacto com a água dado que não possuíam nenhum componente que lhes conferisse endurecimento, pelo que se poderá dizer que a sua perda de resistência é praticamente total quando em contacto com a água.

Para as misturas S6C, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água óptimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.2, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.2 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6C.

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
Resistência S6C (MPa)	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
Resistência S6Csat (MPa)	0.0	1.1	1.6	2.2	3.2	4.6	5.5
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.1	2.2	1.9	1.8	0.7	_____
Perda de Resistência (%)	100	66	56	46	36	18	_____

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.4.

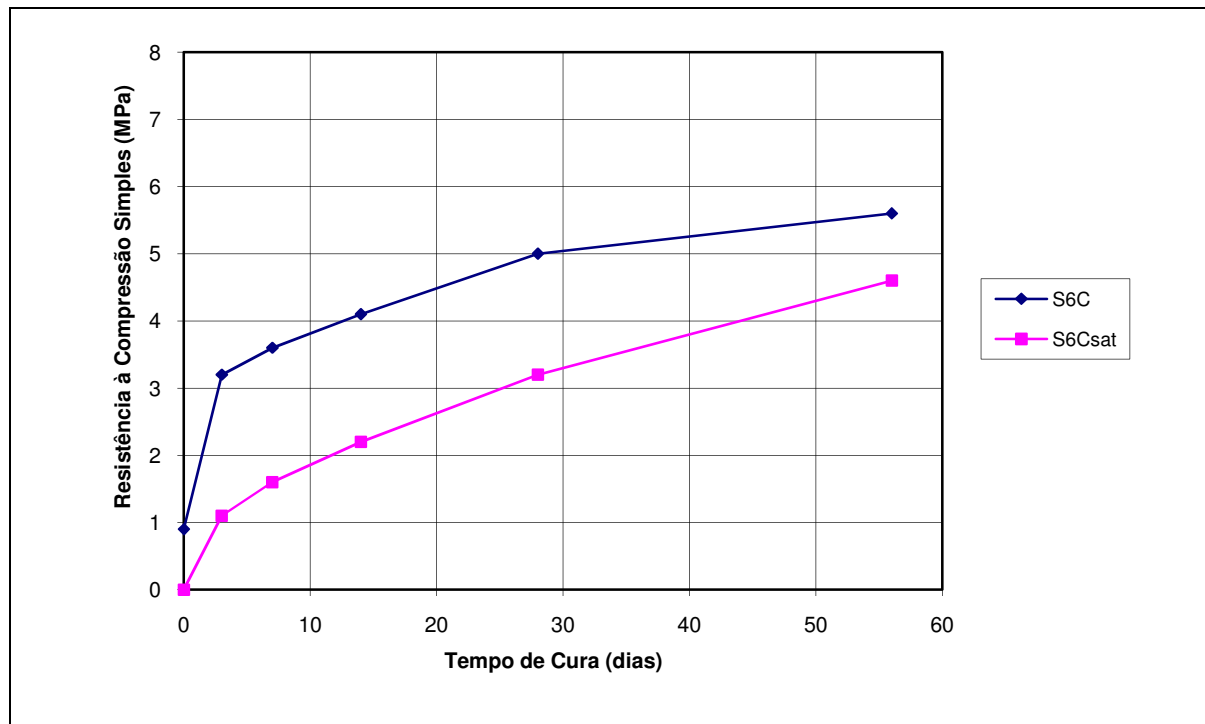


Figura 5.4 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6C.

Na figura 5.5 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

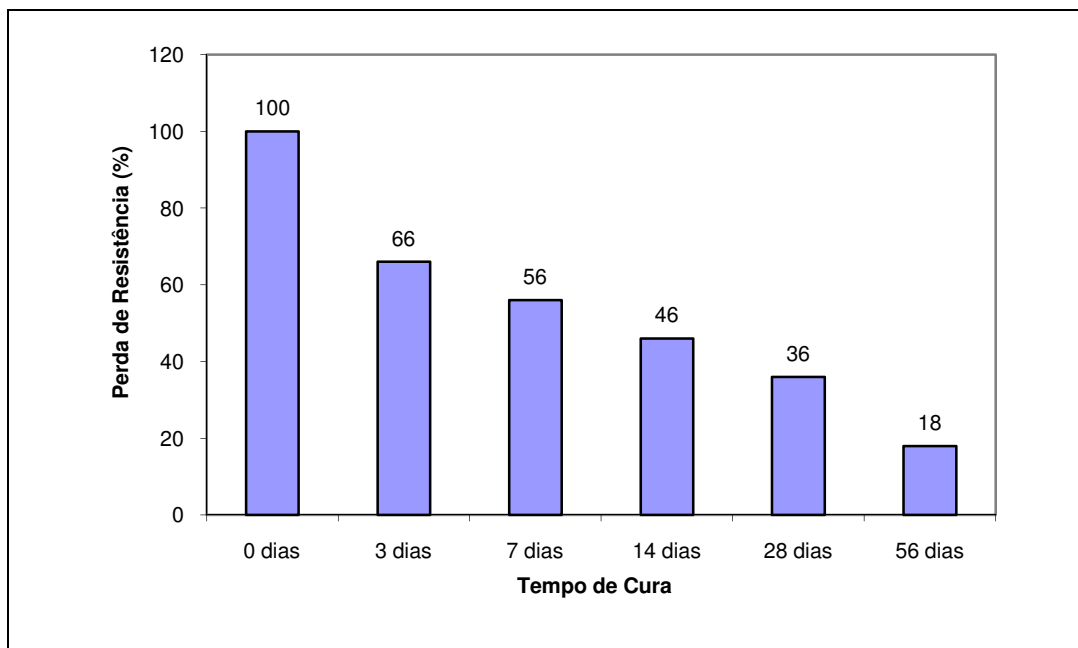


Figura 5.5 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6C.

Através da análise da tabela 5.2 e das figuras 5.4 e 5.5, pode-se verificar que para as composições S6C, a diferença de resistência entre as misturas saturadas e não saturadas se mantém sensivelmente constante e que a perda de resistência relativamente às amostras não saturadas, apresenta uma diminuição em termos percentuais, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água. Visto que a perda de resistência inicial, verificada nas amostras saturadas relativamente às não saturadas, não aumenta com o tempo, pode afirmar-se que a referida perda inicial se deve apenas à eliminação do potencial de sucção existente nos vazios. Esta perda, após os 56 dias de cura ocorre porque o material cimentício desenvolvido durante esse período ainda não é suficiente para impedir a entrada da água nos vazios da mistura. A evolução desta perda de resistência permite prever que caso o contacto da água com a mistura ocorra após um período de cura mais dilatado, a perda de resistência devido à saturação venha a ser desprezável.

Para as misturas S10C, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água ótimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.3, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.3 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S10C.

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coeficiente de Variação (%)
Resistência S10C (MPa)	0.9	4.1	4.7	5.5	6.5	7.0	3.6
Resistência S10Csat (MPa)	0.0	1.3	2.4	3.3	4.2	4.9	5.5
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.8	2.3	2.2	2.3	2.1	_____
Perda de Resistência (%)	100	68	49	40	35	30	_____

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.6.

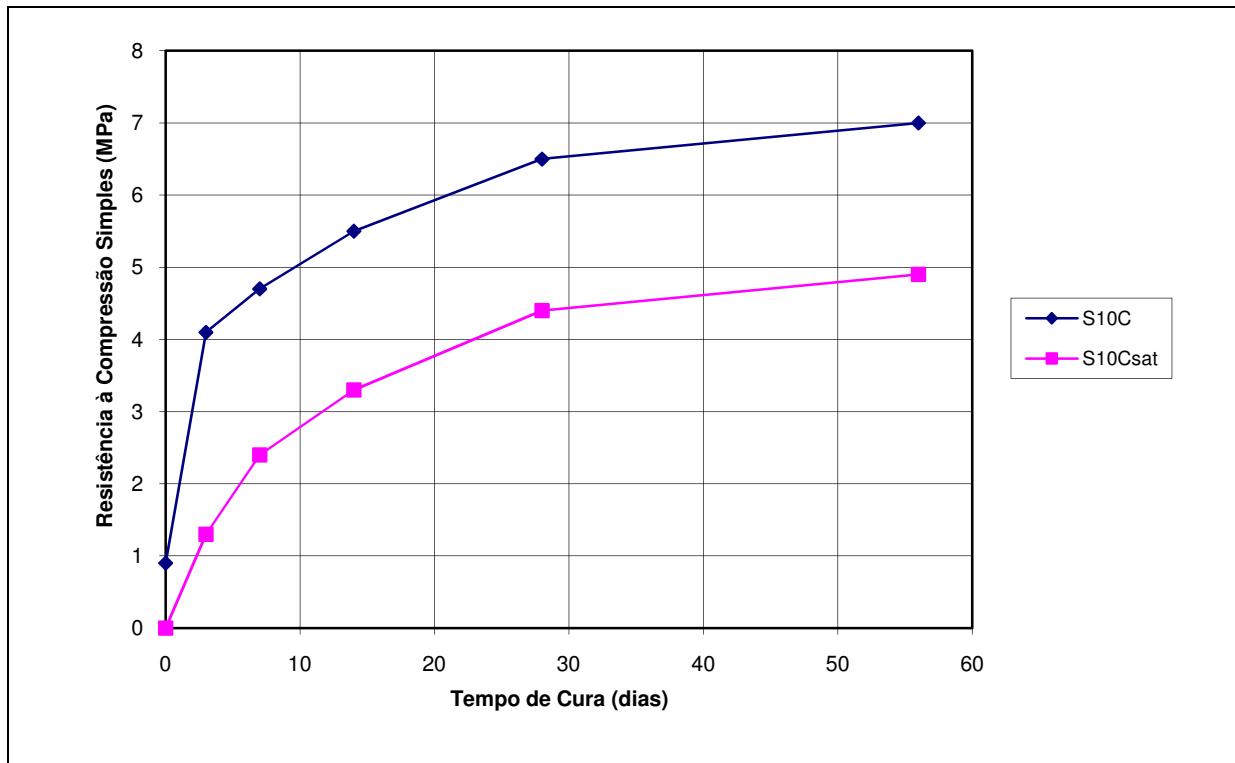


Figura 5.6 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S10C.

Na figura 5.7 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

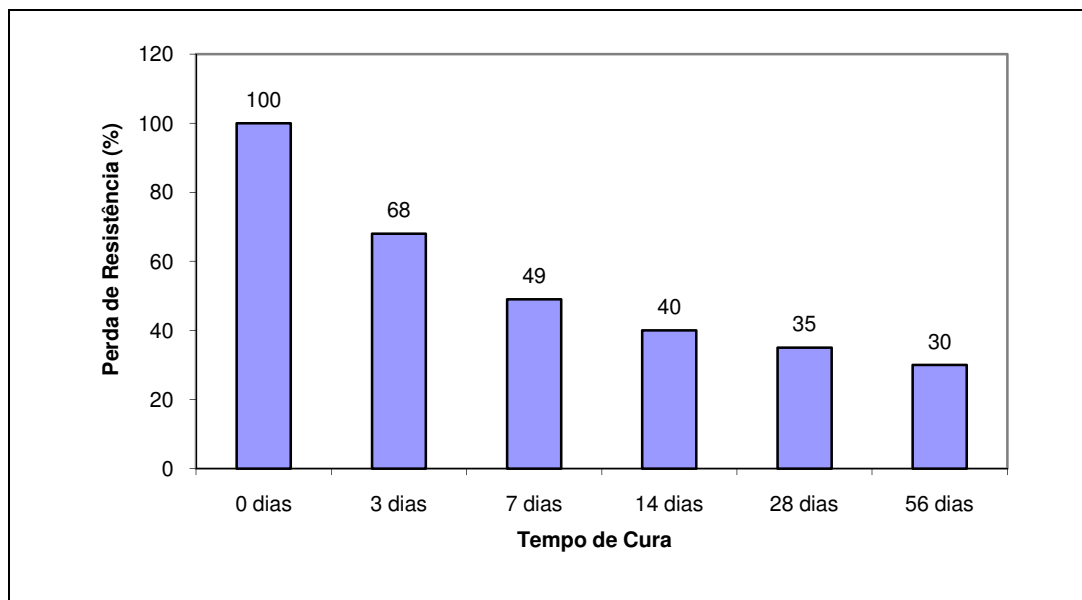


Figura 5.7 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S10C.

Através da análise da tabela 5.3 e das figuras 5.6 e 5.7, pode-se verificar que para as composições S10C, a diferença de resistência entre amostras saturadas e não saturadas é

aproximadamente constante em valor absoluto, e que a perda apresenta uma diminuição em termos percentuais, relativamente às resistências não saturadas, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção, sendo de prever que caso o contacto da água com a mistura ocorra após um período de cura mais dilatado, a perda de resistência devido à saturação venha a ser desprezável. Aspecto comum ao que se verificava nas composições S6C.

5.2.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral

Os valores da resistência à tracção por compressão diametral apresentados correspondem à média obtida nos três provetes ensaiados (ver figura 5.8). Os resultados alcançados nos provetes revelaram nalguns casos alguma dispersão, que se atribui fundamentalmente a possíveis heterogeneidades de fabrico. Os diversos provetes de solo e de solo-cimento foram ensaiados aos 28 dias de cura. Estes aspectos verificaram-se para todas as composições estudadas neste trabalho.

Para as misturas em análise neste ponto, os valores dos coeficientes de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo, para as composições S, S6C e S10C, foram de 3,1, 3,3 e 1,5%, respectivamente.

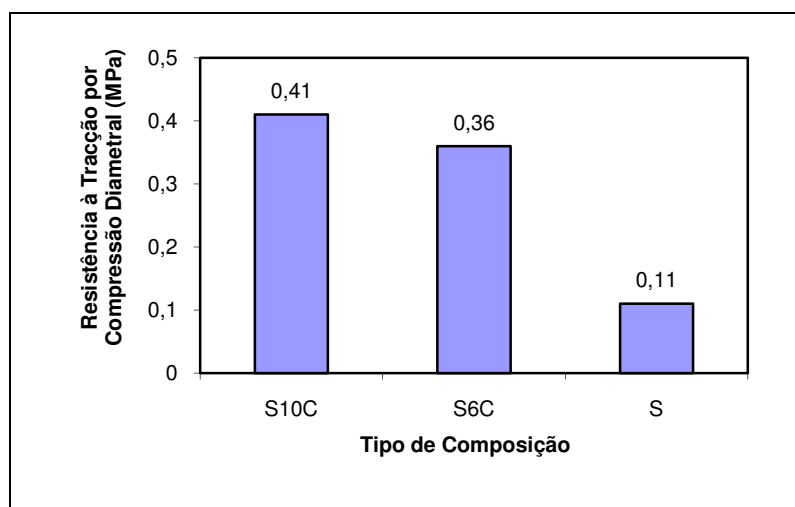


Figura 5.8 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S, S6C e S10C.

Os melhores resultados foram obtidos nos provetes S10C, dada a sua maior quantidade de cimento, e que apresentam uma resistência à tracção por compressão diametral superior em 14% à dos que têm menor quantidade de cimento.

Por sua vez, os provetes de solo apresentam uma resistência à tracção inferior em cerca de 70% relativamente aos valores obtidos nas misturas de controlo (S6C).

Comparando os valores da resistência à tracção por compressão diametral com os da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura, verifica-se que os resultados da resistência à tracção são cerca de 12, 7 e 6% dos que se obtiveram na resistência à compressão simples, para as composições S, S6C e S10C, respectivamente.

5.2.2 - Avaliação da durabilidade

A durabilidade das composições estudadas, tal como referido em 4.5.3, foi avaliada através de ensaios para determinação da absorção de água por capilaridade, de ensaios de molhagem-secagem e de gelo-degelo. Os provetes eram submetidos à absorção de água, no caso dos ensaios de gelo-degelo e de absorção de água por capilaridade, ou à imersão completa, no caso dos ensaios de molhagem-secagem. Verificou-se que os provetes de solo sem tratamento, quer no caso da imersão em água, quer para a situação de absorção de água, acabavam por se desfazer, estando a diferença na velocidade dessa desintegração. No caso da imersão desfaziavam-se mais rapidamente, enquanto que na absorção era um processo mais lento.

No ensaio de absorção de água por capilaridade a característica determinada foi o aumento da massa dos provetes relativamente à área de absorção de água.

Nos ensaios de molhagem-secagem e de gelo-degelo, a durabilidade foi avaliada tendo em consideração que esta propriedade se define como a manutenção das características dos solos estabilizados ao longo do tempo. No caso de estas sofrerem uma deterioração é necessário verificar em que escala esta ocorre, tendo-se definido para tal, uma grandeza a que se chamou índice de durabilidade. Este índice foi calculado dividindo a resistência à compressão simples (característica avaliada neste trabalho) dos provetes submetidos aos ciclos de molhagem-secagem ou de gelo-degelo pela resistência de provetes nominalmente idênticos e com a mesma idade, mas que não foram sujeitos a estes ciclos.

Estes aspectos relativos aos ensaios para avaliação da durabilidade verificaram-se em todas as composições estudadas neste trabalho.

5.2.2.1 - Absorção de água por capilaridade

Os valores registados para a absorção de água por capilaridade correspondem à média obtida nos dois provetes ensaiados para cada composição (ver tabela 5.4). Os resultados alcançados nos provetes revelaram nalguns casos alguma dispersão, que se atribui fundamentalmente a possíveis heterogeneidades de fabrico. No entanto, essa dispersão foi pouco significativa neste ensaio. O ensaio teve o seu início depois de um período de cura dos provetes de 28 dias. Estes aspectos verificaram-se em todas as composições estudadas neste trabalho.

De salientar, que não se apresentam resultados para os provetes de solo, já que estes à medida que absorviam água pela sua base, se começavam a desfazer, perdendo gradualmente o seu material constituinte.

Tabela 5.4 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C e S10C.

Tipo de Mistura Tempo (min)	S6C	S10C
0	0,000	0,000
15	0,137	0,090
30	0,192	0,129
60	0,277	0,187
120	0,397	0,263
240	0,569	0,368
360	0,680	0,440
480	0,769	0,494
600	0,785	0,535
720	0,792	0,569
840	0,795	0,598
1440	0,799	0,711
2040	0,803	0,723
2880	0,805	0,743
3480	0,805	0,745
4320	0,806	0,748

A representação gráfica dos resultados destes ensaios (ver figura 5.9) permite verificar que os provetes S10C absorvem menos água do que os S6C, para qualquer tempo de leitura.

Também se constata que, para qualquer das composições, a absorção de água no início é mais elevada, passando depois numa fase final a ser praticamente nula, dado que o gráfico é sensivelmente constante a partir das leituras efectuadas para os 1440 minutos, o que demonstra que a partir daqui o aumento de massa dos provetes é pouco significativo.

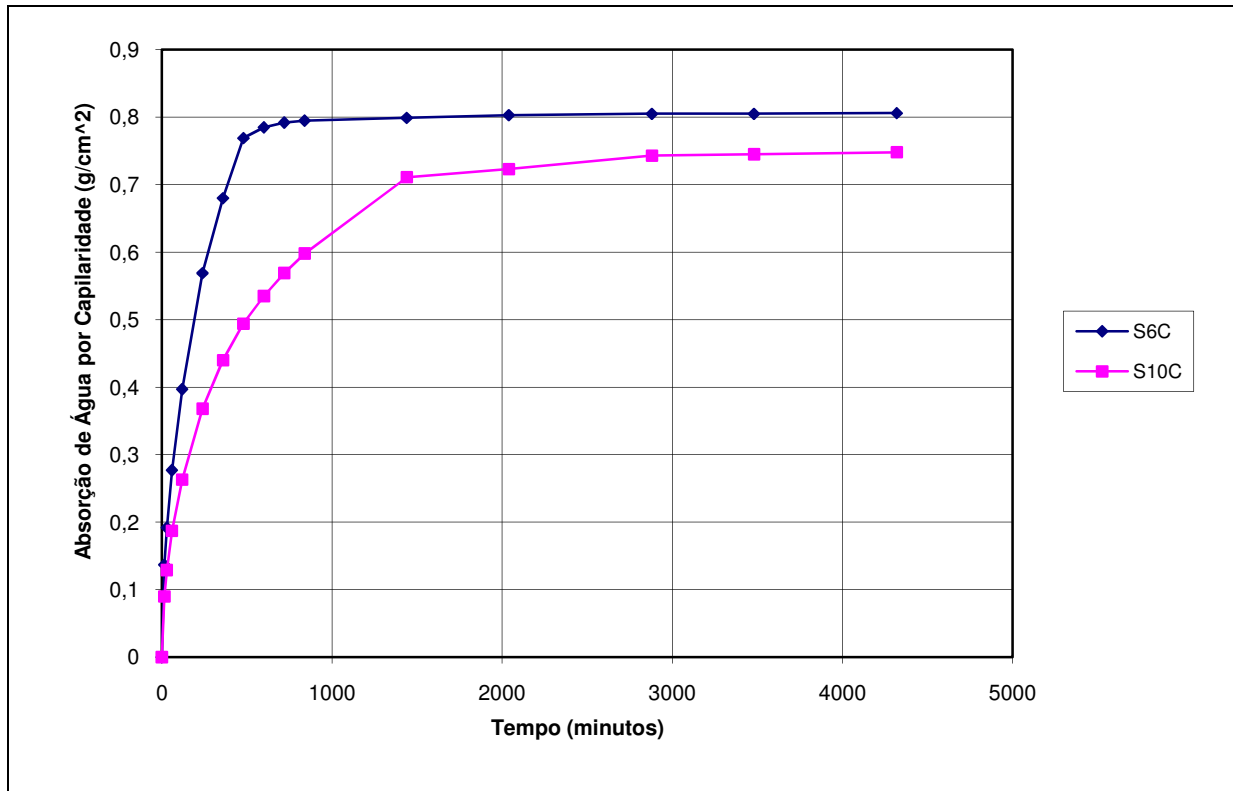


Figura 5.9 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S10C.

Fazendo uma análise comparativa entre as absorções de água obtidas aos 1440 minutos, verifica-se que os provetes de solo com 6% de cimento têm uma absorção de água maior em cerca de 11% quando comparados com os de 10% de cimento. Na figura 5.9 pode ver-se que para tempos superiores aos 1440 minutos esta diferença entre as absorções de água para as duas composições se manterá próxima do valor de 11%, enquanto que para tempos inferiores e próximos dos 1440 minutos esta diferença é maior.

O coeficiente de absorção, determinado num gráfico “absorção de água” *versus* “raiz quadrada do tempo” mediante o valor do declive da parte inicial da recta ajustada a este gráfico (ver figura 5.10) permite obter valores para este parâmetro de 0.0363 e 0.0234 para as misturas S6C e S10C, respectivamente. Valores que demonstram novamente a menor absorção de água por parte da composição S10C.

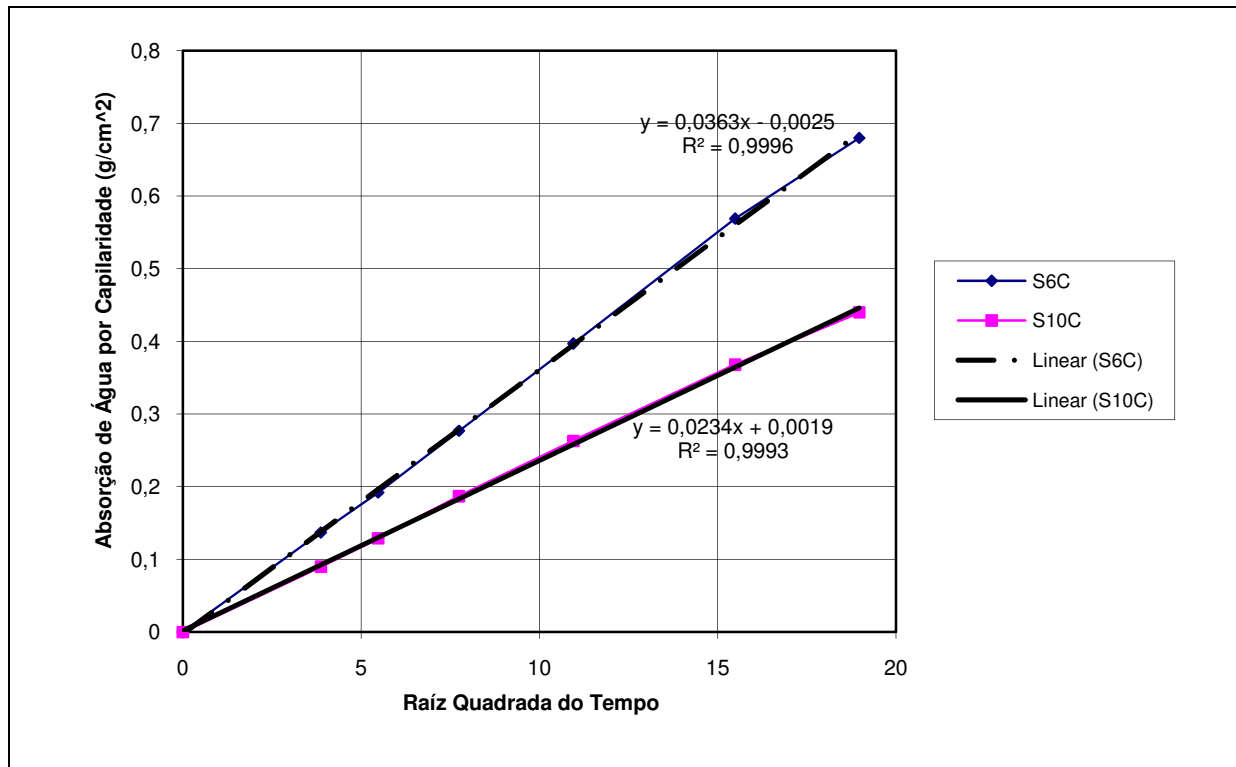


Figura 5.10 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S10C.

5.2.2.2 - Molhagem-secagem

Para o caso do ensaio de molhagem-secagem os resultados obtidos estão expressos na figura 5.11 mediante o valor do índice de durabilidade em termos percentuais. Os valores da resistência obtidos, que permitiram calcular o índice de durabilidade, correspondem à média dos valores nos quatro provetes ensaiados, quer para os que tinham sido submetidos previamente aos ciclos de molhagem-secagem, quer para os que não foram sujeitos a estes ciclos, procedimento este seguido para todas as composições analisadas com este ensaio (ver tabela 5.5).

Tabela 5.5 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S, S6C e S10C.

	Resistência sem ciclos - R_s (MPa)	Resistência com ciclos - R_c (MPa)	Índice Durabilidade = $R_c/R_s \cdot 100$ (%)
S	1.7	0.0	0.00
S6C	14.6	13.6	93.2
S10C	19.7	18.4	93.4

Os provetes de solo apresentam um índice de durabilidade igual a zero porque se desintegram quando em contacto com a água, não tendo sido possível realizar os ensaios para determinação da resistência à compressão simples após os ciclos de molhagem-secagem.

Os índices de durabilidade dos provetes de solo com diferentes percentagens de cimento são praticamente iguais, sendo o valor maior pertencente às composições S10C, com uma diferença mínima de 0.2% relativamente às S6C. Comparando os valores obtidos com um índice igual a 100%, que significa praticamente a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência para as duas composições é cerca de 7%.

Em valor absoluto as misturas S10C com maior quantidade de cimento, apresentam resistências maiores que as composições S6C, qualquer que seja a situação em análise, ou seja, quer sejam submetidas ou não a ciclos de molhagem-secagem, o que segue a tendência registada em 5.2.1.1, em que os maiores valores da resistência à compressão simples pertenciam às misturas S10C. Comparativamente com os valores da resistência à compressão simples apresentados no ponto 5.2.1.1, nota-se um significativo acréscimo devido ao facto de estes provetes estarem sujeitos, durante o ensaio, a secagens na estufa que provocam estes aumentos de resistência consideráveis. Verifica-se que a resistência dos provetes submetidos aos ciclos é inferior à registada nos provetes da mesma composição não sujeitos a estes ciclos, o que permite afirmar que os ciclos de molhagem-secagem conduzem a uma deterioração da resistência à compressão simples.

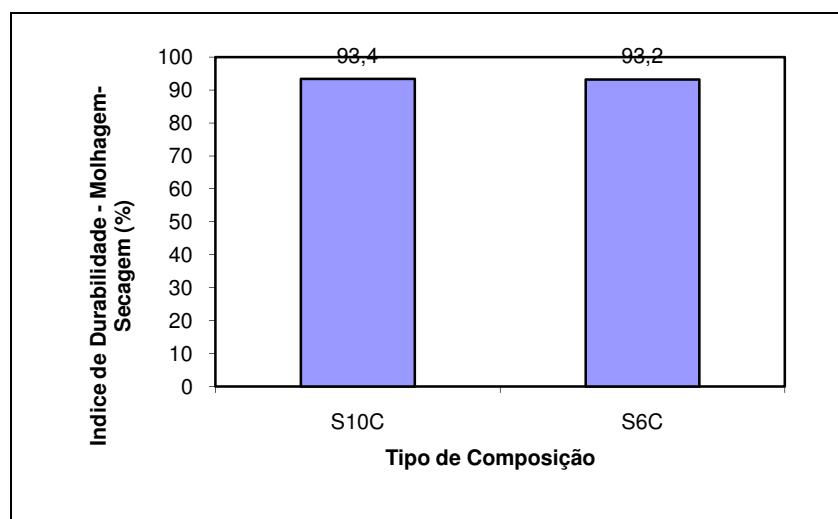


Figura 5.11 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S10C.

5.2.2.3 - Gelo-degelo

Para o caso do ensaio de gelo-degelo os resultados obtidos estão expressos na figura 5.12 mediante o valor do índice de durabilidade em termos percentuais. Os valores da resistência obtidos, que permitiram calcular o índice de durabilidade, correspondem à média dos valores nos quatro provetes ensaiados, quer para os que tinham sido submetidos previamente aos ciclos de gelo-degelo, quer para os que não foram sujeitos a estes ciclos, procedimento seguido para todas as composições analisadas com este ensaio (ver tabela 5.6). Os provetes de solo apresentam um índice de durabilidade igual a zero porque se desintegram quando em contacto com a água, não tendo sido possível realizar os ensaios para determinação da resistência à compressão simples após os ciclos de gelo-degelo.

Tabela 5.6 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S, S6C e S10C.

	Resistência sem ciclos - Rs (MPa)	Resistência com ciclos - Rc (MPa)	Índice Durabilidade = Rc/Rs*100 (%)
S	2.2	0.0	0.00
S6C	20.1	19.0	94.5
S10C	27.8	27.0	97.1

Os índices de durabilidade dos provetes de solo com diferentes percentagens de cimento são muito próximos, sendo a diferença percentual de 3%, com melhor desempenho para as misturas S10C. Comparando os valores obtidos com um índice igual a 100%, que significa praticamente a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência verificada é de 3% nos provetes S10C e de cerca de 6% nos S6C.

Em valor absoluto as misturas S10C com maior quantidade de cimento, apresentam resistências maiores que as composições S6C, o que segue a tendência dos valores da resistência à compressão simples em 5.2.1.1, qualquer que seja a situação em análise, ou seja, quer sejam submetidas ou não a ciclos de gelo-degelo. Comparativamente com os valores da resistência à compressão simples apresentados no ponto 5.2.1.1, nota-se um significativo acréscimo devido ao facto de estes provetes estarem sujeitos, na parte final do ensaio, a uma secagem na estufa que provoca estes aumentos de resistência consideráveis. Também se

verifica que a resistência dos provetes submetidos aos ciclos é inferior à registada nos provetes da mesma composição não sujeitos a estes ciclos, o que permite afirmar que os ciclos de gelo-degelo conduzem a uma deterioração da resistência à compressão simples.

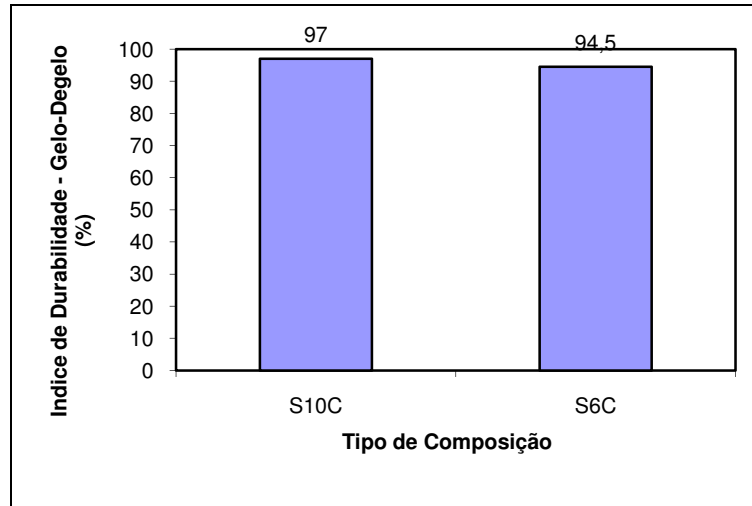


Figura 5.12 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S10C.

5.3 - AVALIAÇÃO DO EFEITO DA UTILIZAÇÃO DE CLORETO DE SÓDIO

Afim de melhorar o desempenho das misturas de solo-cimento foi utilizado o cloreto de sódio como activador das reacções do solo com o cimento. Sendo assim, neste ponto far-se-á a apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados aos provetes de solo com 6% de cimento (S6C) e aos provetes de solo com 6% de cimento onde foi utilizado o cloreto de sódio (S6Ccs2) numa percentagem de 2% relativamente à massa de cimento.

5.3.1 - Comportamento mecânico

5.3.1.1 - Resistência à compressão simples

Para as misturas S6C e S6Ccs2, os resultados dos ensaios à compressão simples para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.7, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.7 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Ccs2.

Tempo de Cura \ Tipo de Mistura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
S6C	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
S6Ccs2	0.9	3.0	3.4	3.9	5.0	5.5	4.4

Através da representação gráfica dos resultados destes ensaios (ver figura 5.13) pode-se constatar que as resistências obtidas nos provetes de solo-cimento com cloreto de sódio não são superiores às dos provetes de solo com a mesma percentagem de cimento, mas sem activador, sendo os valores obtidos muito próximos para todos os tempos de cura dos provetes. Mediante isto, pode-se dizer que relativamente à resistência à compressão simples, as composições de solo-cimento com cloreto de sódio não oferecem vantagens, uma vez que não conferem melhorias no desempenho das misturas de solo-cimento, no que diz respeito à resistência à compressão simples.

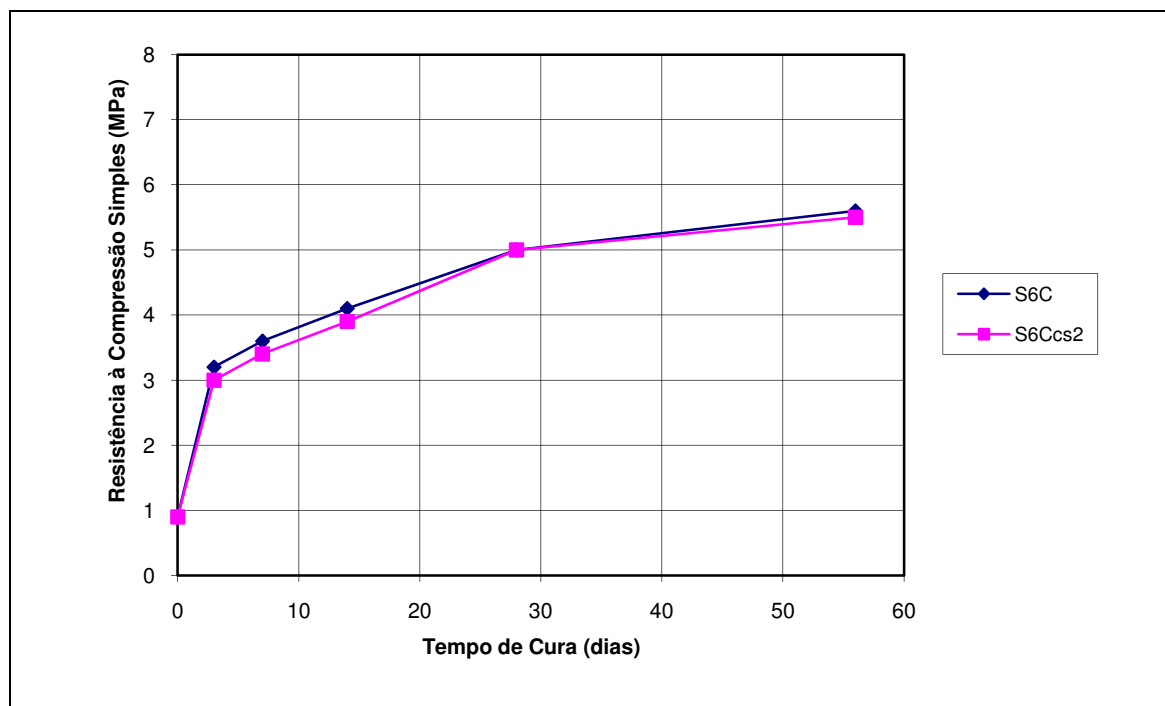


Figura 5.13 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6Ccs2.

Estes resultados confirmam o que foi referido no ponto 3.5, em que mediante experiências anteriores se referia que o cloreto de sódio conduzia a resistências semelhantes às conseguidas

sem este aditivo, quando era utilizado o sal fino, que foi o material usado neste trabalho de investigação. A figura 5.14 permite verificar graficamente que a diferença entre as resistências das misturas com e sem cloreto de sódio é pequena ou até igual, situação registada para os 28 dias de cura.

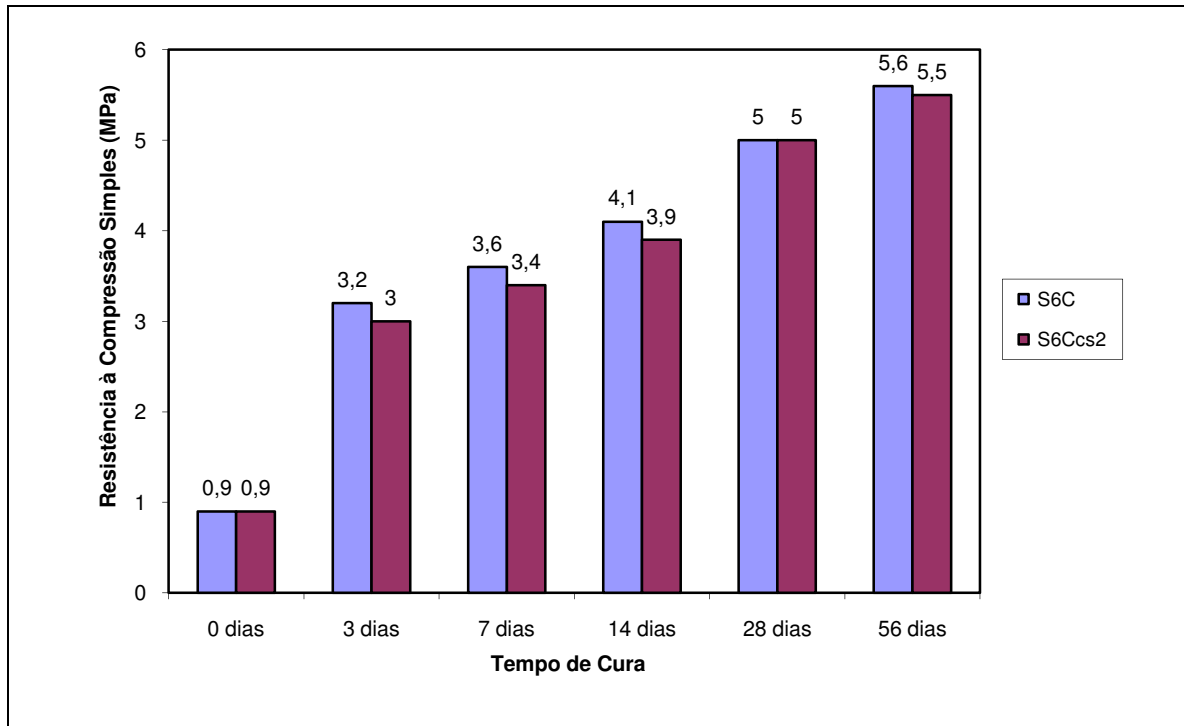


Figura 5.14 - Diferença entre as resistências à compressão simples para as composições S6C e S6Ccs2.

5.3.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples

Para estudar a sensibilidade à água das misturas foram também efectuados em paralelo com os ensaios à compressão simples anteriormente referidos e realizados nas condições de teor em humidade óptimo, ensaios à compressão simples em amostras submersas em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio.

Para as misturas S6Ccs2, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água óptimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.8, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.8 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Ccs2.

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
Resistência S6Ccs2 (MPa)	0.9	3.0	3.4	3.9	5.0	5.5	4.4
Resistência S6Ccs2sat (MPa)	0.0	1.0	1.6	2.3	3.3	4.2	3.6
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.0	1.8	1.6	1.7	1.3	—
Perda de Resistência (%)	100	67	53	41	34	24	—

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.15.

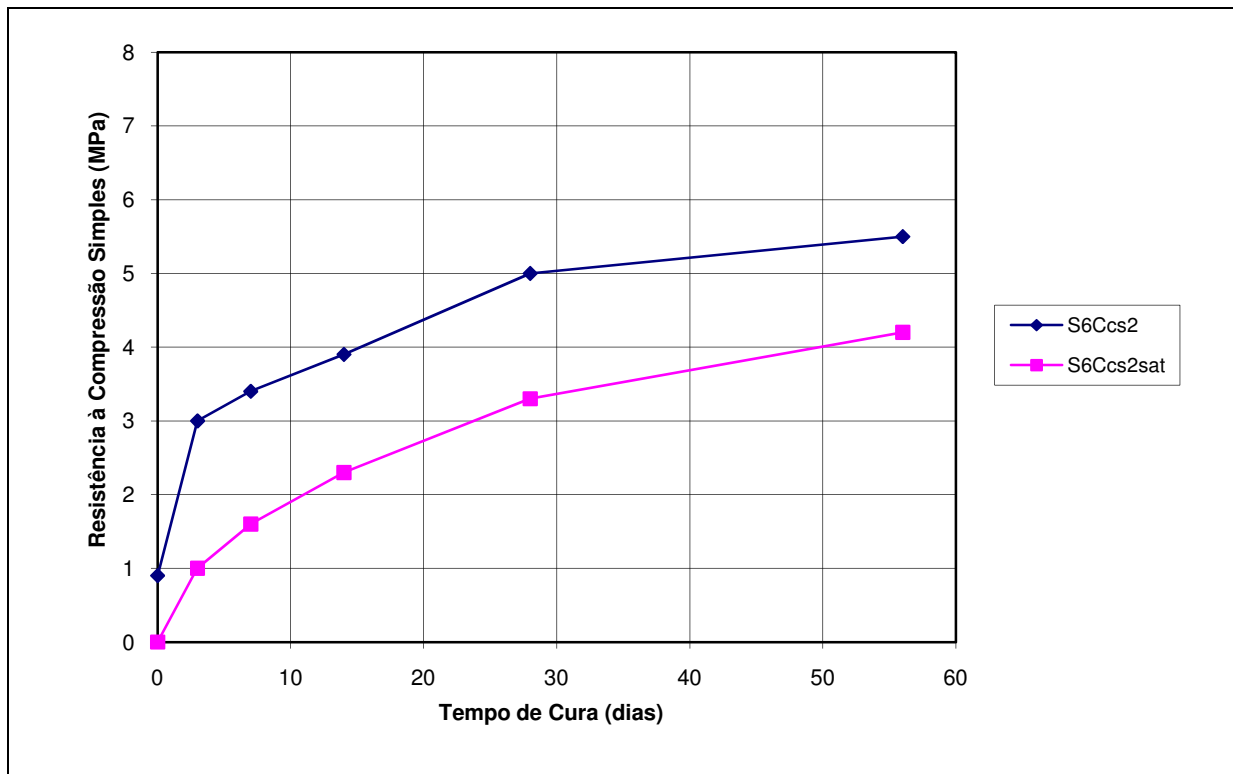


Figura 5.15 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Ccs2.

Na figura 5.16 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

Através da análise da tabela 5.8 e das figuras 5.15 e 5.16, pode-se verificar que para a composição S6Ccs2, a diferença de resistência entre amostras saturadas e não saturadas é

aproximadamente constante e que a perda apresenta uma diminuição em termos percentuais, relativamente às resistências não saturadas, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção, pelo que é de prever que caso o contacto da água com a mistura ocorra após um período de cura mais dilatado, a perda de resistência devido à saturação venha a ser desprezável.

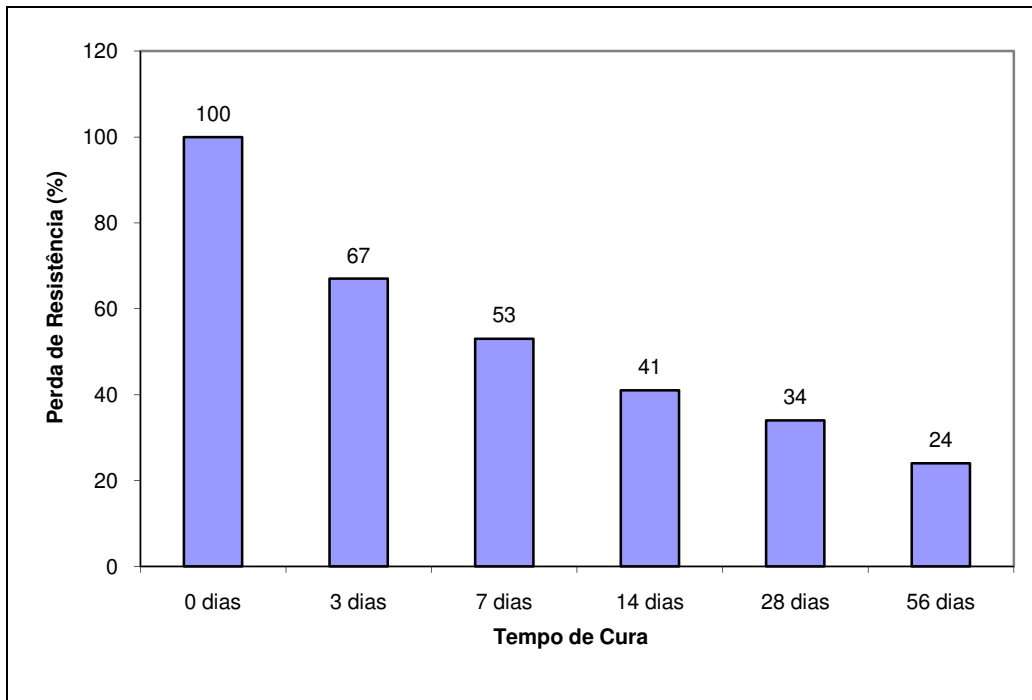


Figura 5.16 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Ccs2.

5.3.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral

Para as misturas em análise neste ponto, os valores dos coeficientes de variação, para avaliação da variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo, para as composições S6C e S6Ccs2, foram de 3.3 e 3.0%, respectivamente.

Os resultados obtidos estão representados na figura 5.17, tendo sido registados valores similares para as composições com e sem activador, pelo que também nesta característica mecânica o cloreto de sódio se apresenta como sendo não benéfico.

Comparando os valores da resistência à tracção por compressão diametral com os da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura, verifica-se que os resultados da resistência à tracção são cerca de 7% dos que se obtiveram na resistência à compressão simples, para as composições S6C e S6Ccs2.

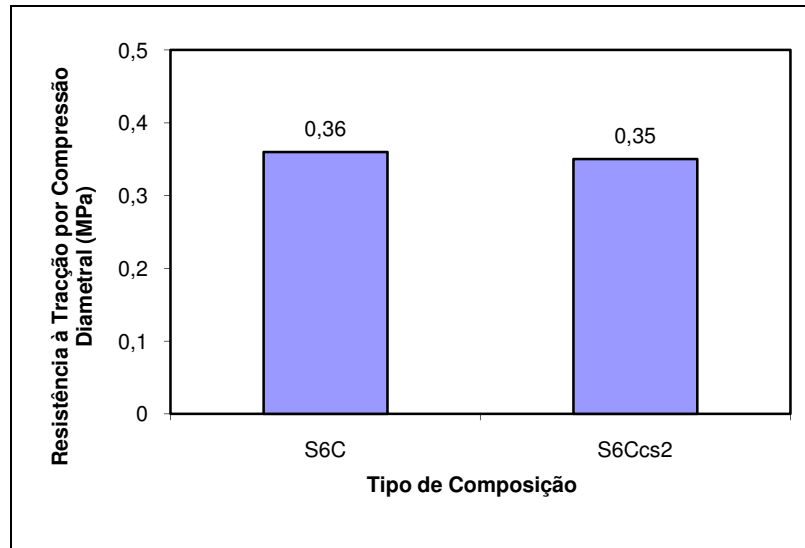


Figura 5.17 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C e S6Ccs2.

5.3.2 - Avaliação da durabilidade

5.3.2.1 - Absorção de água por capilaridade

Os valores obtidos no ensaio para determinação da absorção de água por capilaridade para as misturas S6C e S6Ccs2, em termos numéricos, estão na tabela 5.9 e representados graficamente na figura 5.18.

A representação gráfica dos resultados destes ensaios permite verificar que os provetes de solo-cimento com cloreto de sódio têm um comportamento muito semelhante aos provetes que não têm activador, não se registando praticamente melhorias no comportamento desta composição, no que diz respeito à absorção de água.

O coeficiente de absorção, determinado num gráfico “absorção de água” *versus* “raiz quadrada do tempo” mediante o valor do declive da parte inicial da recta ajustada a este gráfico (ver figura 5.19) permitiu obter valores para este parâmetro de 0.0363 e 0.0328 para as

misturas S6C e S6Ccs2, respectivamente. Valores que demonstram novamente a aproximação entre as absorções de água por parte das composições S6C e S6Ccs2.

Tabela 5.9 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C e S6Ccs2.

Tempo (min)	S6C	S6Ccs2
0	0,000	0,000
15	0,137	0,124
30	0,192	0,174
60	0,277	0,248
120	0,397	0,354
240	0,569	0,511
360	0,680	0,617
480	0,769	0,702
600	0,785	0,752
720	0,792	0,778
840	0,795	0,791
1440	0,799	0,799
2040	0,803	0,802
2880	0,805	0,808
3480	0,805	0,808
4320	0,806	0,809

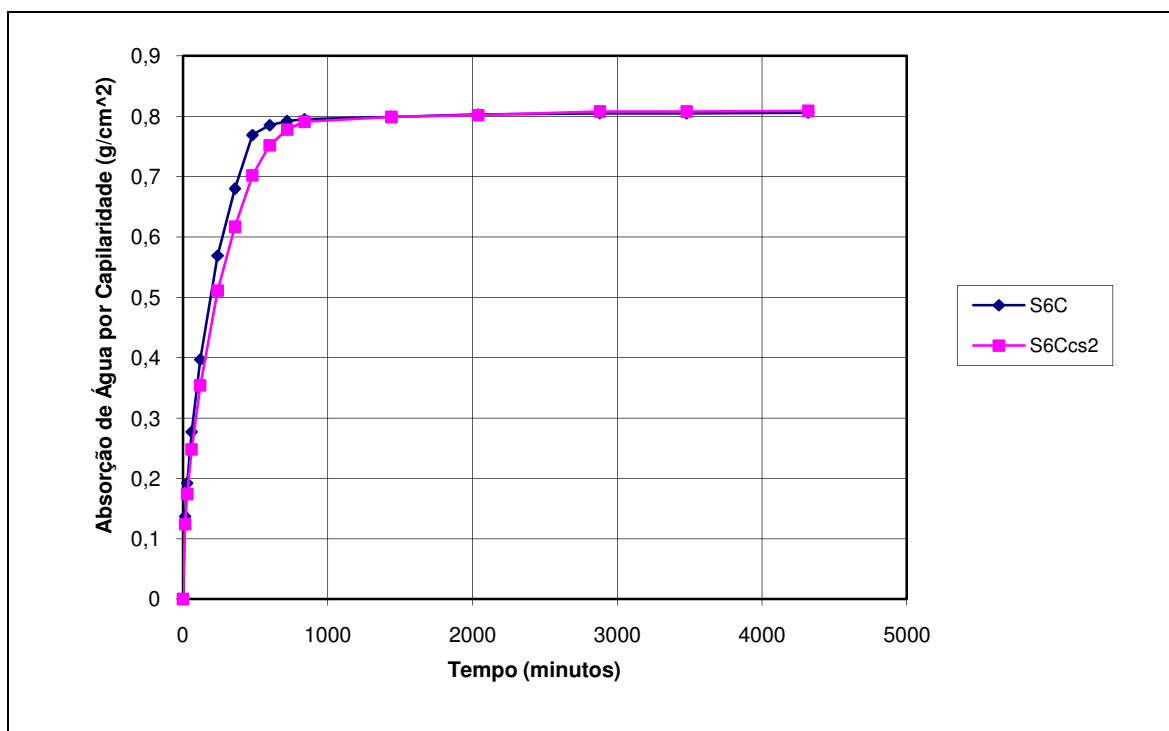


Figura 5.18 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S6Ccs2.

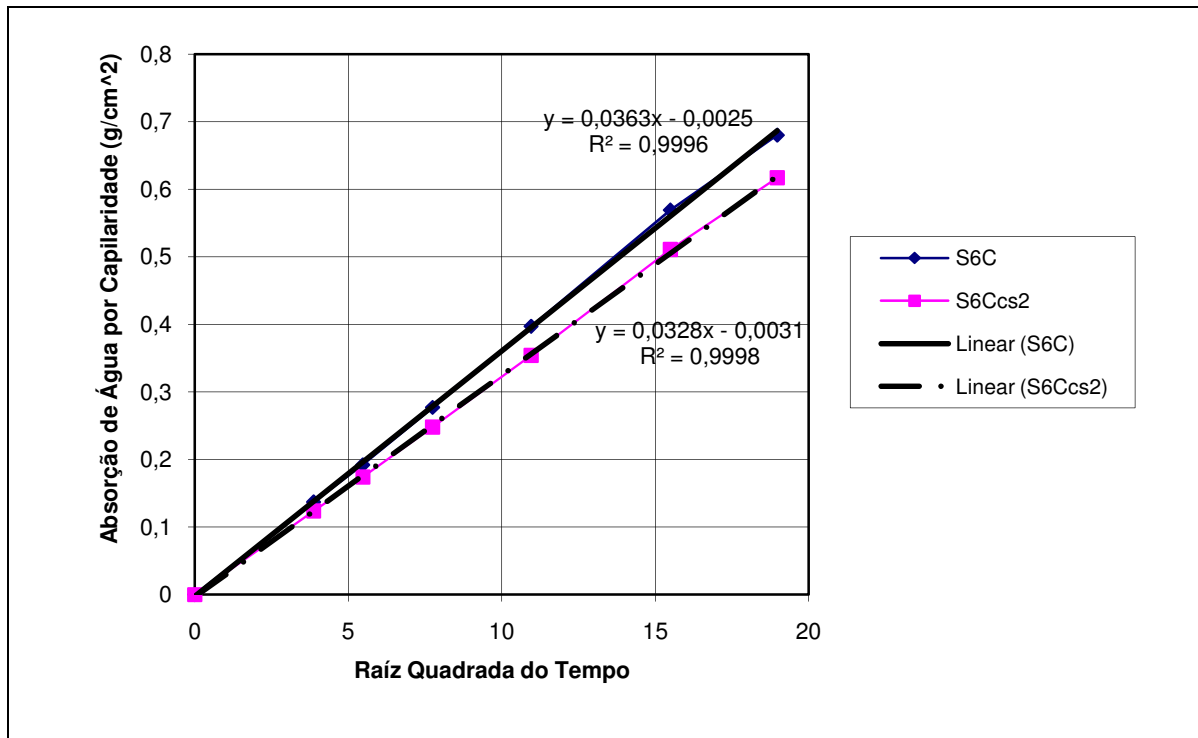


Figura 5.19 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6Ccs2.

5.4 - AVALIAÇÃO DO EFEITO DA UTILIZAÇÃO DE BICARBONATO DE SÓDIO

Com o objectivo de melhorar o desempenho das misturas de solo-cimento utilizou-se o bicarbonato de sódio como activador das reacções do solo com o cimento. Sendo assim, neste ponto far-se-á a apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados aos provetes de solo com 6% de cimento (S6C) e aos provetes de solo com 6% de cimento onde foi utilizado o bicarbonato de sódio (S6Cbs2) numa percentagem de 2% relativamente à massa de cimento.

5.4.1 - Comportamento mecânico

5.4.1.1 - Resistência à compressão simples

Para as misturas S6C e S6Cbs2, os resultados dos ensaios à compressão simples para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.10, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os

diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.10 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Cbs2.

Tempo de Cura \ Tipo de Mistura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
S6C	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
S6Cbs2	0.9	3.3	3.8	4.2	5.4	5.9	5.3

Através da representação gráfica dos resultados destes ensaios (ver figura 5.20 e 5.21) pode-se constatar que as resistências obtidas nos provetes de solo-cimento com bicarbonato de sódio são ligeiramente superiores às dos provetes de solo com a mesma percentagem de cimento, mas sem activador, para todos os tempos de cura dos provetes, com excepção dos 0 dias, onde o valor é igual. Mediante isto, pode-se dizer que relativamente à resistência à compressão simples, os provetes de solo-cimento com bicarbonato de sódio não se afiguram como muito vantajosos, uma vez que não conferem melhorias consideráveis no desempenho das composições de solo-cimento, no que diz respeito à resistência à compressão simples.

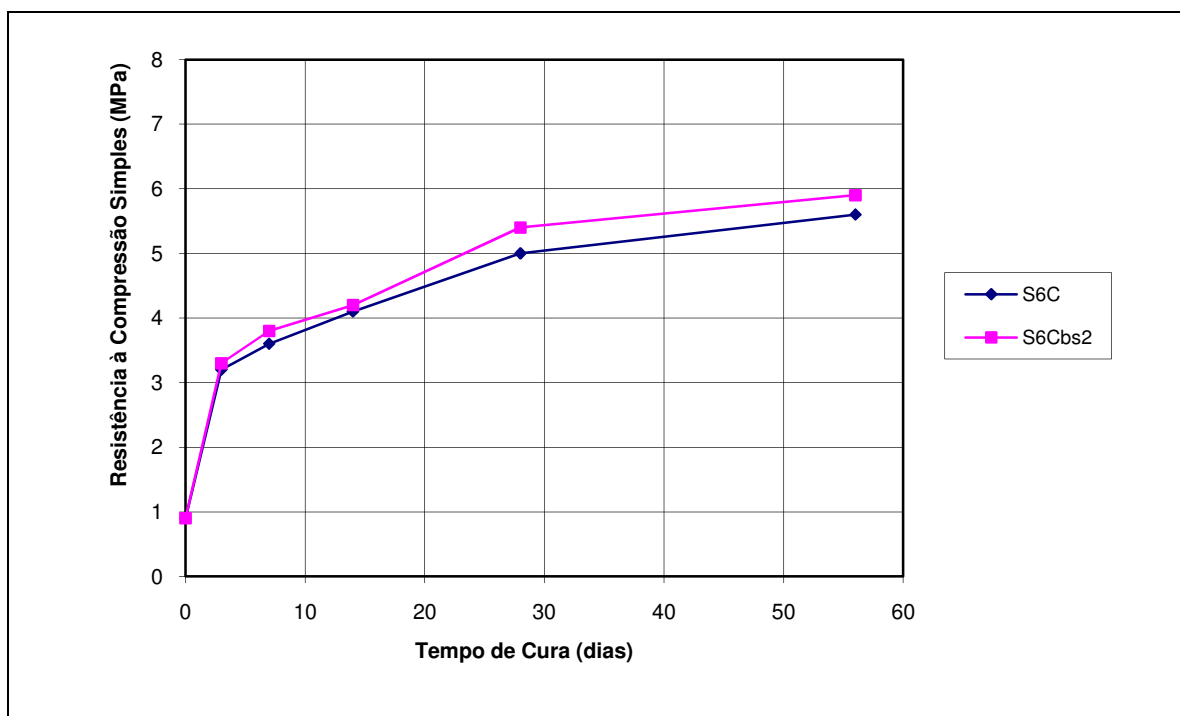


Figura 5.20 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6Cbs2.

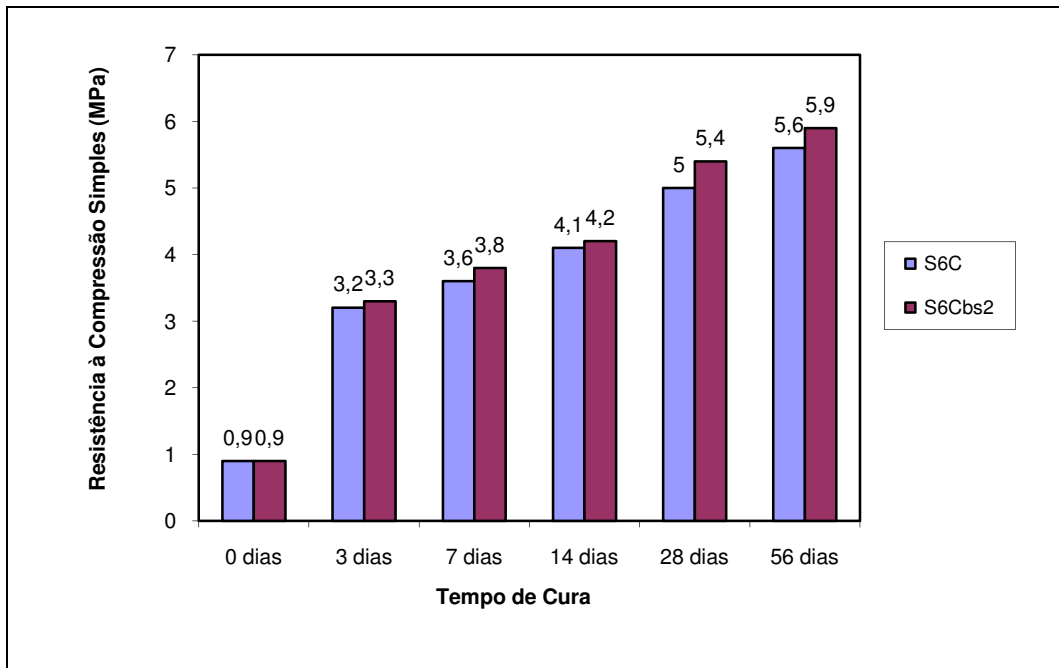


Figura 5.21 - Diferença entre as resistências à compressão simples para as composições S6C e S6Cbs2.

5.4.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples

Para estudar a sensibilidade à água das misturas foram também efectuados em paralelo com os ensaios à compressão simples anteriormente referidos e realizados nas condições de teor em humidade óptimo, ensaios à compressão simples em amostras submersas em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio.

Para as misturas S6Cbs2, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água óptimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.11, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.22.

Na figura 5.23 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

Tabela 5.11 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cbs2.

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
Resistência S6Cbs2 (MPa)	0.9	3.3	3.8	4.2	5.4	5.9	5.3
Resistência S6Cbs2sat (MPa)	0.0	1.3	2.0	3.0	4.1	5.0	6.3
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.0	1.8	1.2	1.3	0.9	—
Perda de Resistência (%)	100	61	47	29	24	15	—

Através da análise da tabela 5.11 e das figuras 5.22 e 5.23, pode-se verificar que para a composição S6Cbs2, a diferença de resistências em valor absoluto entre amostras saturadas e não saturadas se mantém sensivelmente constante e que a perda apresenta uma diminuição em termos percentuais, relativamente às resistências não saturadas, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção, pelo que é de prever que caso o contacto da água com a mistura ocorra após um período de cura mais dilatado, a perda de resistência devido à saturação venha a ser desprezável.

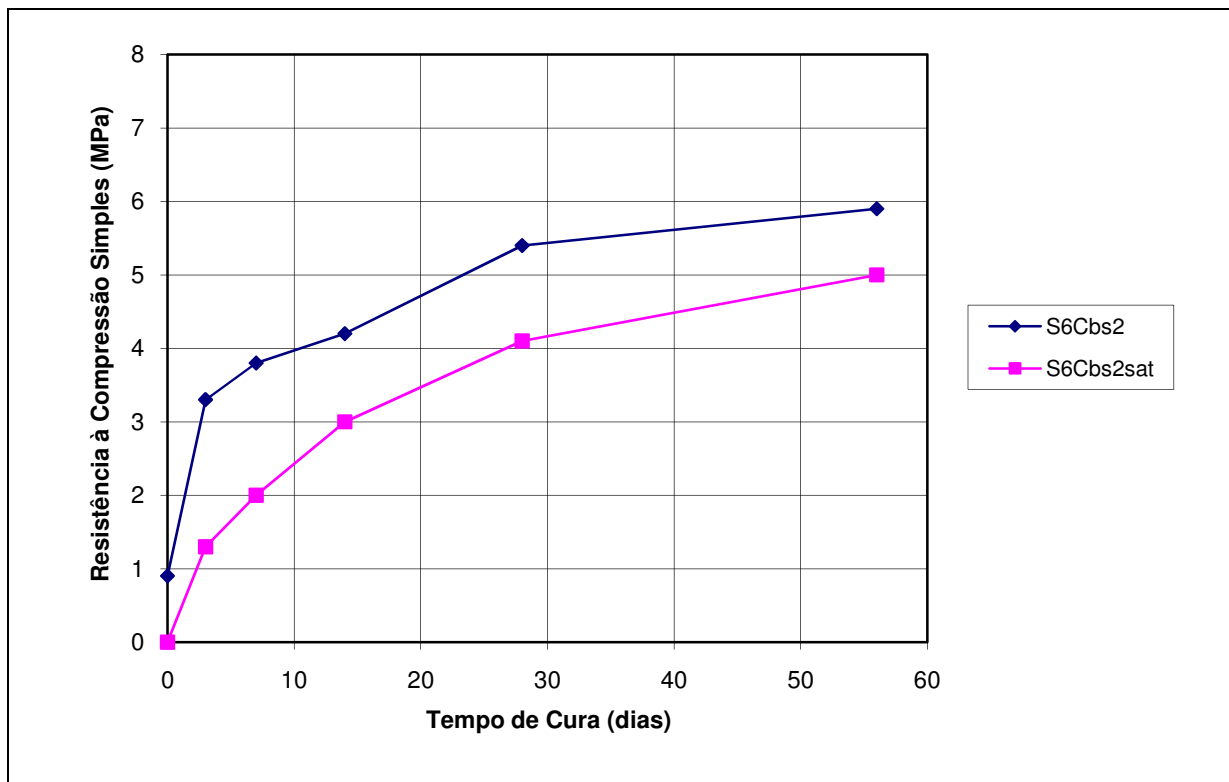


Figura 5.22 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Cbs2.

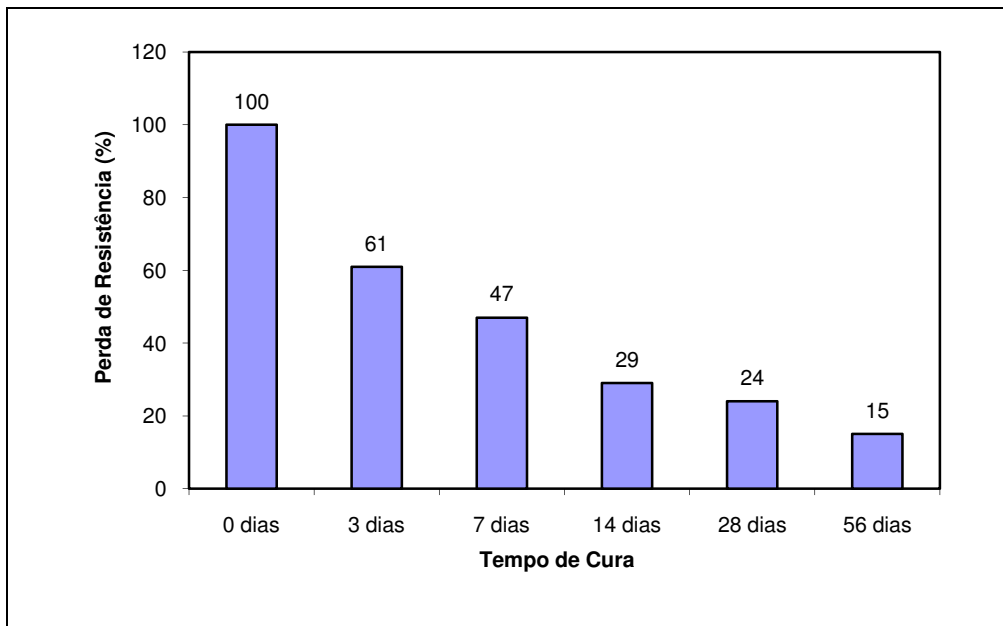


Figura 5.23 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cbs2.

5.4.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral

Para as misturas em análise neste ponto, os valores dos coeficientes de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo, para as composições S6C e S6Cbs2, foram de 3.3 e 1.8%, respectivamente.

Os resultados obtidos estão representados na figura 5.24, tendo sido registados valores muito próximos para as composições com e sem activador, sendo ligeiramente inferiores os das misturas com activador, pelo que se pode afirmar que este aditivo não confere vantagens no que diz respeito à resistência à tracção.

Comparando os valores da resistência à tracção por compressão diametral com os da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura, verifica-se que os resultados da resistência à tracção são cerca de 7 e 6% dos que se obtiveram na resistência à compressão simples, para as composições S6C e S6Cbs2.

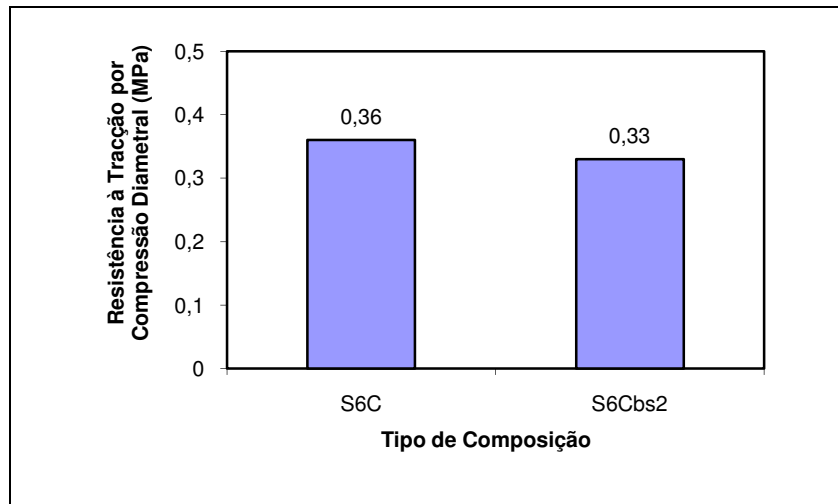


Figura 5.24 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C e S6Cbs2.

5.4.2 - Avaliação da durabilidade

5.4.2.1 - Absorção de água por capilaridade

Os valores obtidos no ensaio para determinação da absorção de água por capilaridade para as misturas S6C e S6Cbs2 estão na tabela 5.12.

Tabela 5.12 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C e S6Cbs2.

Tempo (min) \ Tipo de Mistura	S6C	S6Cbs2
0	0,000	0,000
15	0,137	0,127
30	0,192	0,175
60	0,277	0,255
120	0,397	0,371
240	0,569	0,547
360	0,680	0,666
480	0,769	0,757
600	0,785	0,789
720	0,792	0,799
840	0,795	0,802
1440	0,799	0,806
2040	0,803	0,809
2880	0,805	0,813
3480	0,805	0,813
4320	0,806	0,816

A representação gráfica dos resultados destes ensaios permite verificar que os provetes de solo-cimento com cloreto de sódio têm um comportamento muito similar aos que não têm activador, pelo que este aditivo não oferece vantagens no que diz respeito às absorções de água (ver figura 5.25).

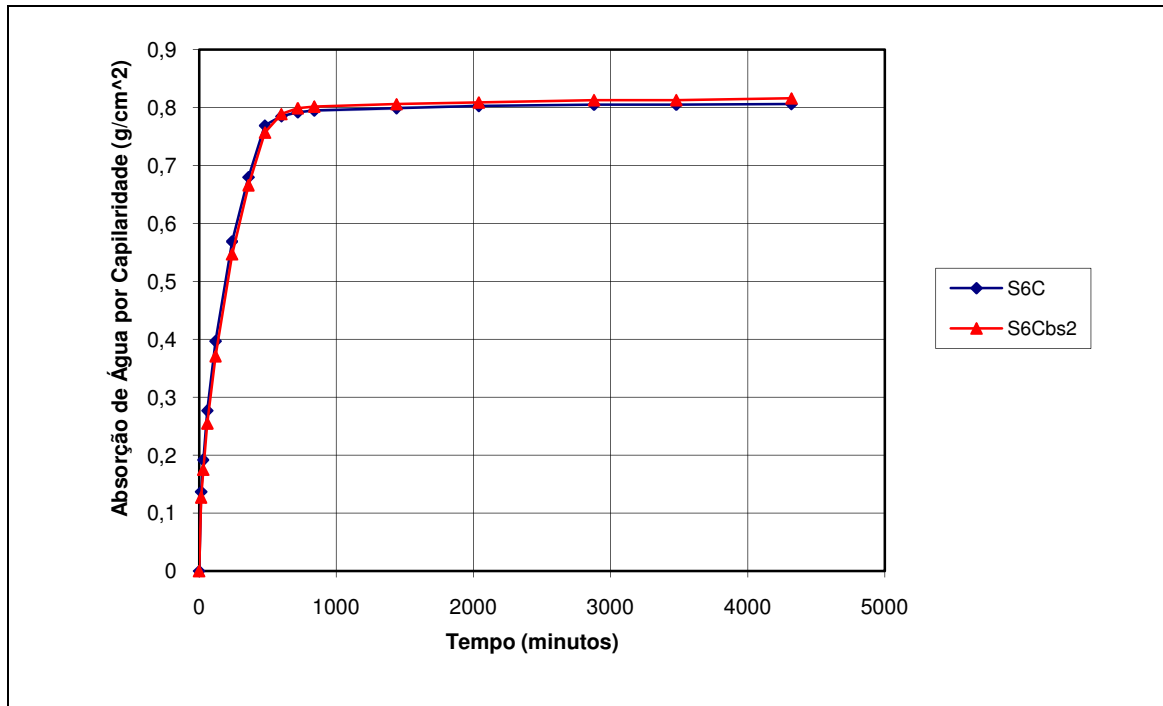


Figura 5.25 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S6Cbs2.

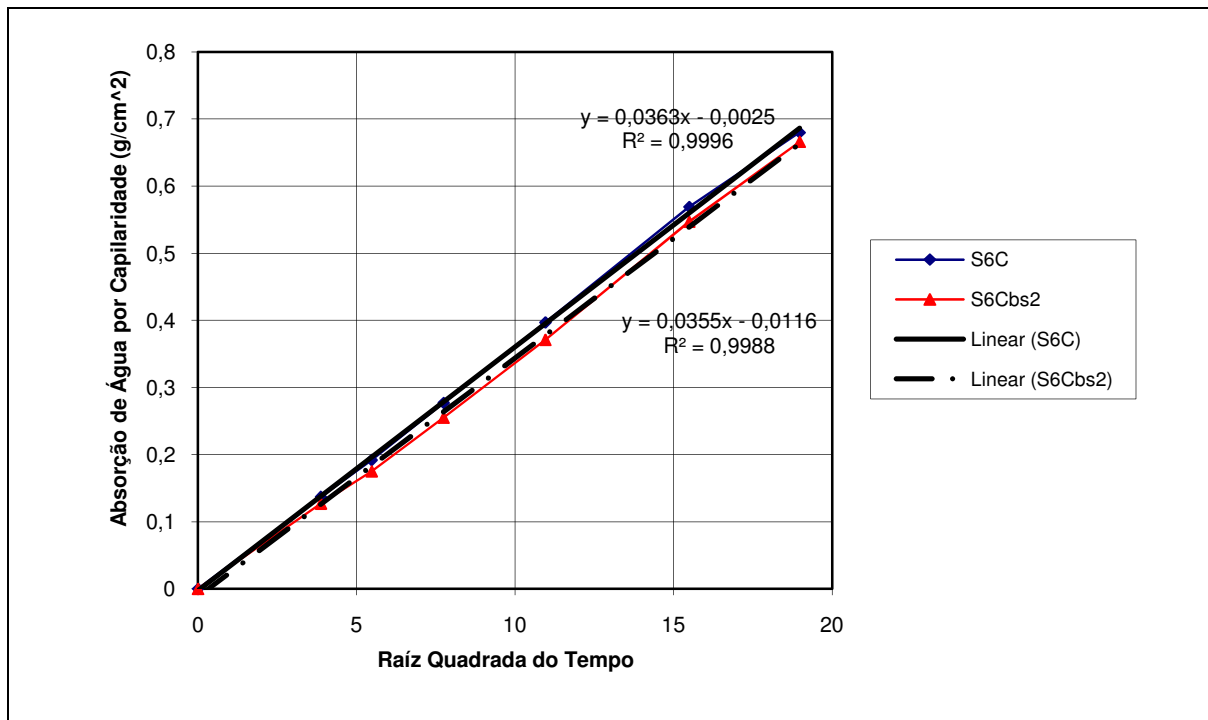


Figura 5.26 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6Cbs2.

O coeficiente de absorção, determinado num gráfico “absorção de água” *versus* “raiz quadrada do tempo” mediante o valor do declive da parte inicial da recta ajustada a este gráfico (ver figura 5.26) permitiu obter valores para este parâmetro de 0.0363 e 0.0355 para as misturas S6C e S6Cbs2, respectivamente. Valores que demonstram novamente a aproximação entre as absorções de água por parte das composições S6C e S6Cbs2.

5.4.2.2 - Molhagem-secagem

Os índices de durabilidade dos provetes de solo-cimento com e sem activador, são próximos, sendo a diferença percentual inferior a 3%, com melhor desempenho para as composições S6C. Comparando os valores obtidos com um índice igual a 100%, que significa praticamente a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência para a composição S6Cbs2 é cerca de 9%, enquanto que nas misturas sem activador é de aproximadamente 7% (ver tabela 5.13 e figura 5.27).

Em valor absoluto, as misturas S6Cbs2 têm valores inferiores às S6C, contrariamente ao que acontecia nas resistências à compressão simples analisadas em 5.4.1.1. Pode-se, por isso afirmar que o bicarbonato de sódio não conduz a melhorias nesta característica dos solos, quando estes são submetidos a ciclos de molhagem-secagem ou quando os provetes de controlo não submetidos aos ciclos são sujeitos a um processo de secagem na estufa.

Tabela 5.13 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Cbs2.

	Resistência sem ciclos - R_s (MPa)	Resistência com ciclos - R_c (MPa)	Índice Durabilidade = R_c/R_s*100 (%)
S6C	14.6	13.6	93.2
S6Cbs2	12.9	11.7	90.7

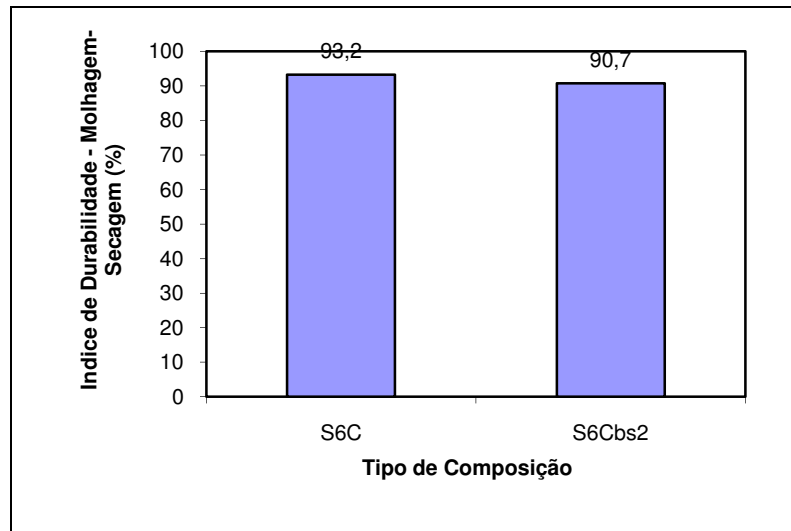


Figura 5.27 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Cbs2.

5.4.2.3 - Gelo-degelo

Para o caso do ensaio de gelo-degelo os resultados obtidos estão expressos na figura 5.28 mediante o valor do índice de durabilidade. Os índices de durabilidade das composições analisadas são muito próximos, sendo a diferença percentual cerca de 3%, com melhor desempenho para as misturas S6C. Comparando os valores obtidos com um índice igual a 100%, que significa praticamente a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência para a composição S6Cbs2 é cerca de 9%, enquanto que para a mistura sem ativador é cerca de 6% (ver tabela 5.14).

Tabela 5.14 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Cbs2.

	Resistência sem ciclos - Rs (MPa)	Resistência com ciclos - Rc (MPa)	Índice Durabilidade = Rc/Rs*100 (%)
S6C	20.2	19.0	94.5
S6Cbs2	20.8	19.0	91.3

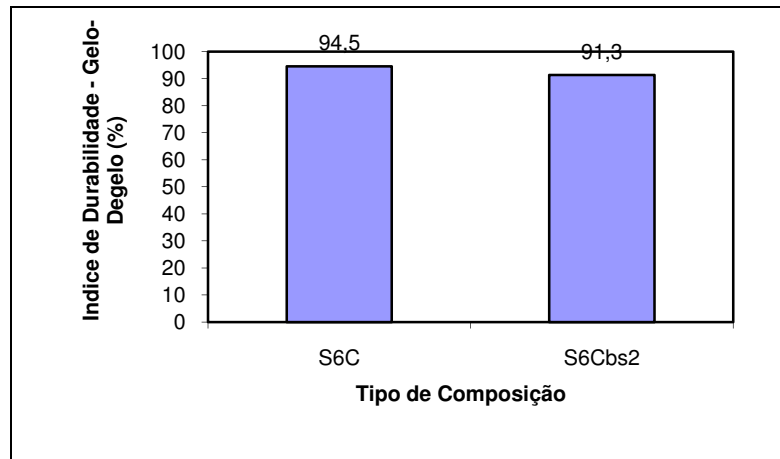


Figura 5.28 – Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Cbs2.

Em termos absolutos, as resistências obtidas neste ensaio seguem o verificado em 5.4.1.1, ou seja, as resistências à compressão simples das misturas com activador são ligeiramente superiores ou iguais às das composições S6C, independentemente de as misturas serem submetidas ou não a ciclos de gelo-degelo.

5.5 - AVALIAÇÃO DO EFEITO DA UTILIZAÇÃO DE CLORETO DE CÁLCIO

Afim de melhorar o desempenho das misturas de solo-cimento utilizou-se o cloreto de cálcio como activador das reacções do solo com o cimento. Sendo assim, neste ponto far-se-á a apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados aos provetes de solo com 6% de cimento (S6C) e aos provetes de solo com 6% de cimento onde foi utilizado o cloreto de cálcio (S6Ccc2) numa percentagem de 2% relativamente à massa de cimento.

5.5.1 - Comportamento mecânico

5.5.1.1 - Resistência à compressão simples

Para as misturas S6C e S6Ccc2, os resultados dos ensaios à compressão simples para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.15, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliação da variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.15 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Ccc2.

Tempo de Cura \ Tipo de Mistura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
S6C	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
S6Ccc2	0.9	2.7	3.3	4.0	5.0	6.0	3.8

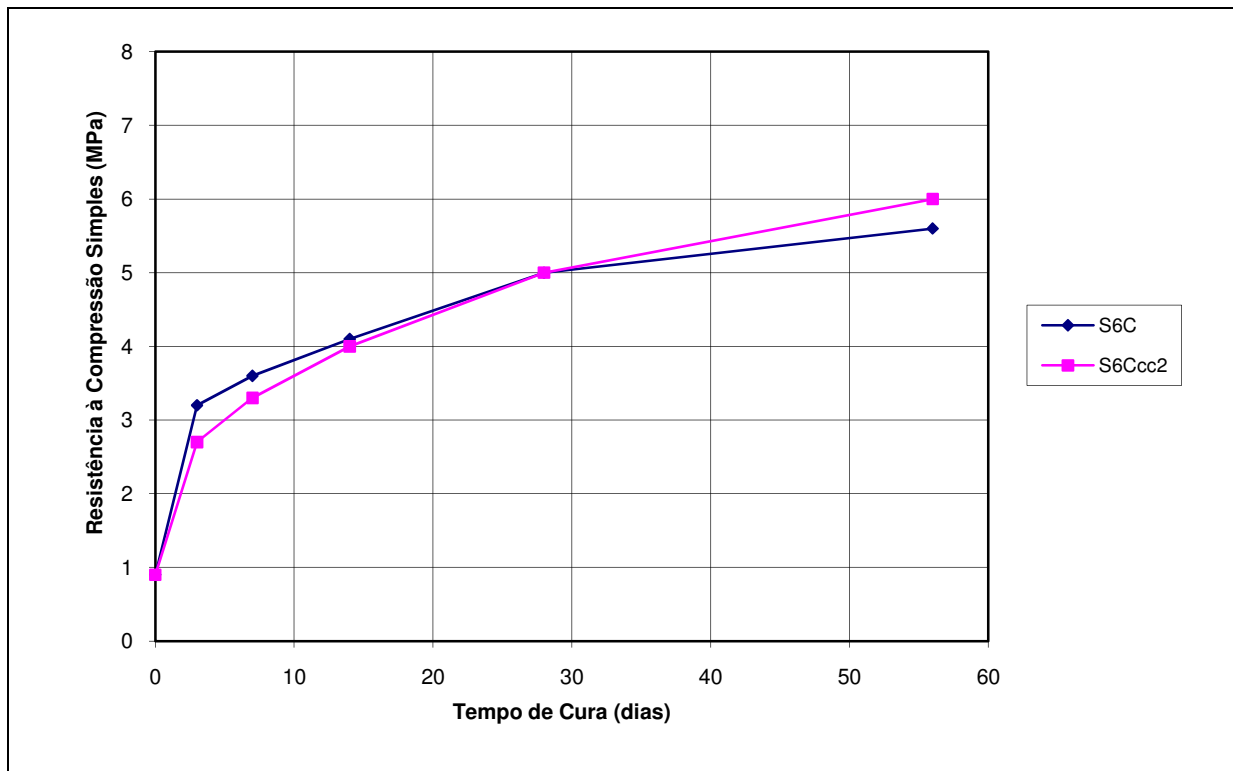


Figura 5.29 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6Ccc2.

Pode-se verificar através da análise das figuras 5.29 e 5.30 que as resistências obtidas nas misturas S6Ccc2 são ligeiramente inferiores às obtidas nas misturas sem activador até aos 28 dias de cura, sendo depois deste tempo ligeiramente superiores. No entanto, foram sempre diferenças pouco significativas. Mediante isto, no que diz respeito à resistência à compressão simples, os provetes de solo-cimento com activador não se apresentam como vantajosos, uma vez que não oferecem consideráveis melhorias no desempenho das misturas de solo-cimento, sendo que na parte inicial do seu período de cura até provocam uma diminuição da resistência à compressão simples.

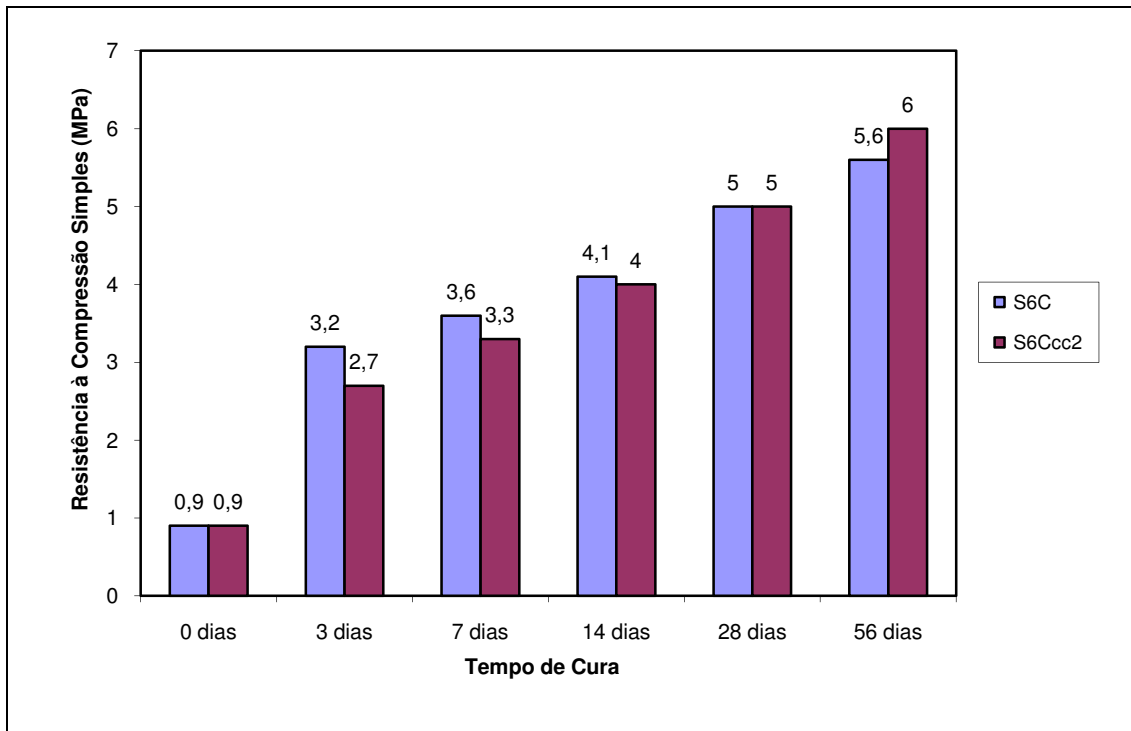


Figura 5.30 - Diferença entre as resistências à compressão simples para as composições S6C e S6Ccc2.

Os resultados obtidos com o cloreto de cálcio não foram o que se esperava, já que mediante experiências anteriores, tal como referido no ponto 3.5, o cloreto de cálcio é utilizado como um acelerador de presa, o que não se verificou, visto que até aos 28 dias a resistência obtida até era menor do que a dos provetes S6C.

5.5.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples

Para estudar a sensibilidade à água das misturas foram também efectuados em paralelo com os ensaios à compressão simples anteriormente referidos e realizados nas condições de teor em humidade óptimo, ensaios à compressão simples em amostras submersas em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio.

Para as misturas S6Ccc2, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água óptimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.16, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.16 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Ccc2.

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
Resistência S6Ccc2 (MPa)	0.9	2.7	3.3	4.0	5.0	6.0	3.8
Resistência S6Ccc2sat (MPa)	0.0	0.6	1.5	2.4	3.3	4.0	1.7
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.1	1.8	1.6	1.7	2.0	—
Perda de Resistência (%)	100	78	55	40	34	33	—

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.31.

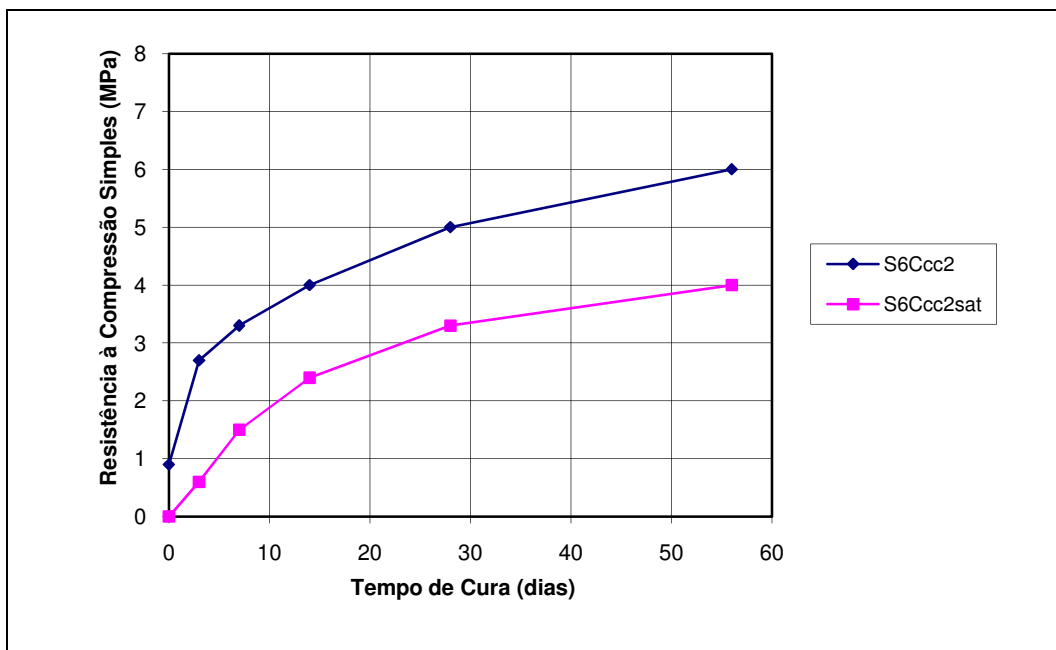


Figura 5.31 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Ccc2.

Na figura 5.32 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

Através da análise da tabela 5.12 e das figuras 5.31 e 5.32, pode-se verificar que para a composição S6Ccc2, a diferença de resistência entre amostras saturadas e não saturadas é sensivelmente constante e que a perda apresenta uma diminuição em termos percentuais, relativamente às resistências não saturadas, à medida que aumenta o tempo de cura, o que

demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção, pelo que é de prever que caso o contacto da água com a mistura se dê para períodos de cura mais dilatados esta perda de resistência venha a ser desprezável.

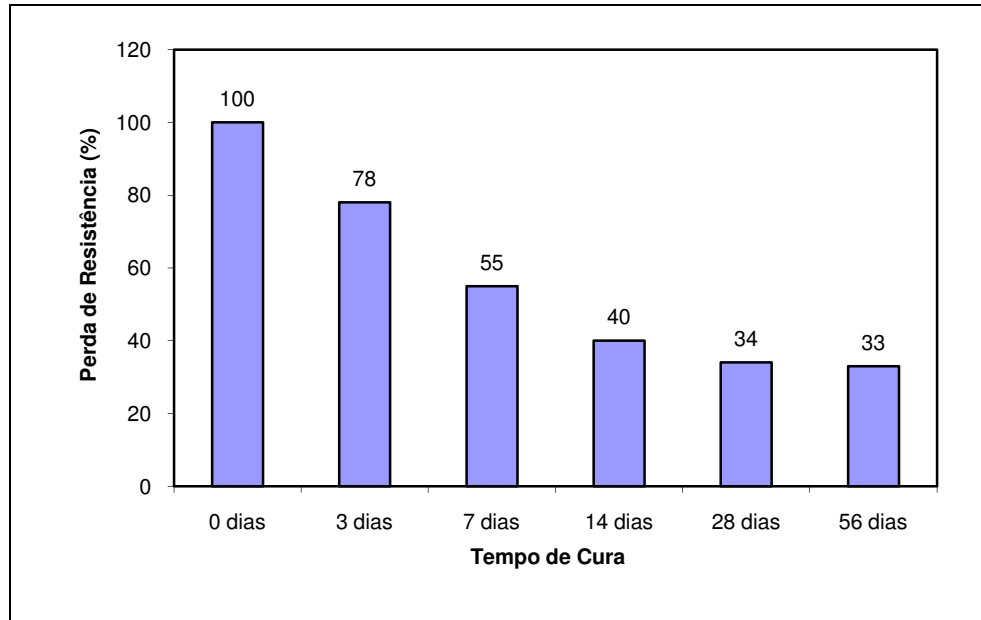


Figura 5.32 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Ccc2.

5.5.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral

Para as misturas em análise neste ponto, os valores dos coeficientes de variação, para avaliação da variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo, para as composições S6C e S6Ccc2, foram de 3.3 e 6.4%, respectivamente.

Os resultados obtidos estão representados na figura 5.33, tendo sido registados valores similares para as composições com e sem activador, pelo que relativamente a esta característica o cloreto de cálcio não apresenta vantagens.

Comparando os valores da resistência à tracção por compressão diametral com os da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura, verifica-se que os resultados da resistência à tracção são cerca de 7% dos que se obtiveram na resistência à compressão simples, para as composições S6C e S6Ccc2.

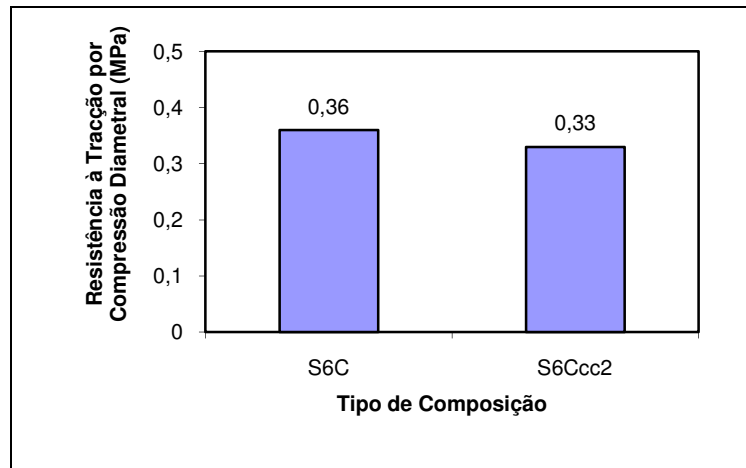


Figura 5.33 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C e S6Ccc2.

5.5.2 - Avaliação da durabilidade

5.5.2.1 - Absorção de água por capilaridade

Os valores obtidos no ensaio para determinação da absorção de água por capilaridade para as misturas S6C e S6Ccc2, em termos numéricos, estão na tabela 5.17.

Tabela 5.17 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C e S6Ccc2.

Tempo (min) \ Tipo de Mistura	S6C	S6Ccc2
0	0,000	0,000
15	0,137	0,116
30	0,192	0,156
60	0,277	0,223
120	0,397	0,324
240	0,569	0,467
360	0,680	0,559
480	0,769	0,644
600	0,785	0,709
720	0,792	0,762
840	0,795	0,778
1440	0,799	0,786
2040	0,803	0,789
2880	0,805	0,791
3480	0,805	0,793
4320	0,806	0,801

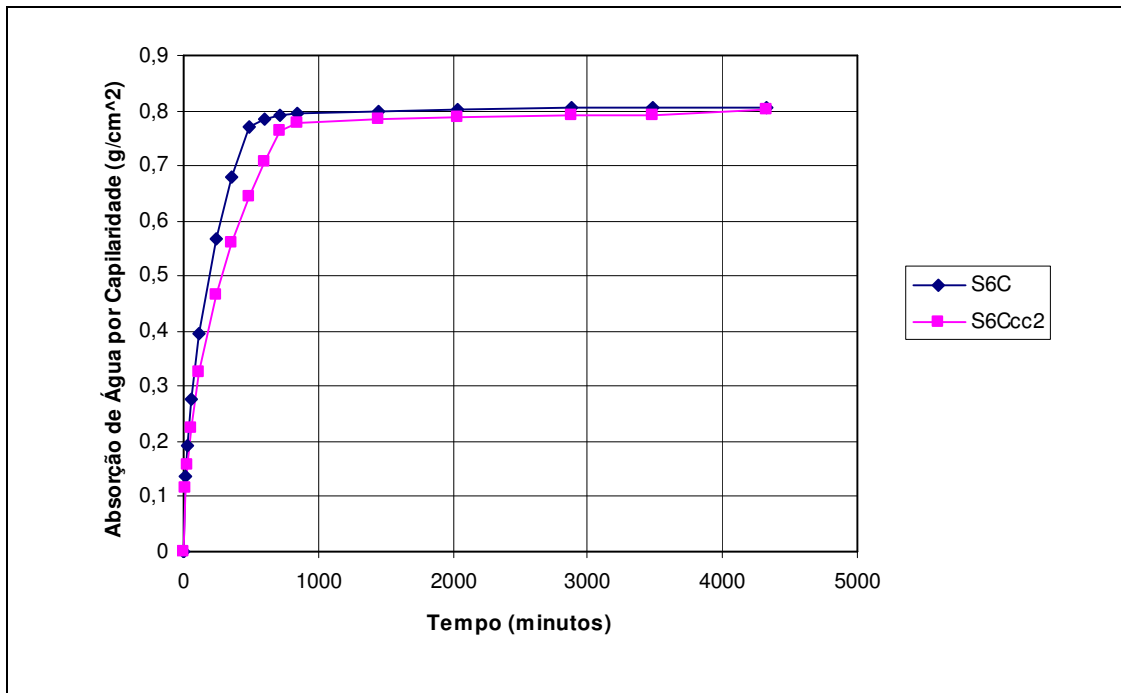


Figura 5.34 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S6Ccc2.

A representação gráfica dos resultados destes ensaios (ver figura 5.34) permite verificar que os provetes de solo-cimento com cloreto de cálcio têm um comportamento ligeiramente melhor que os que não têm activador, uma vez que a sua absorção de água é menor.

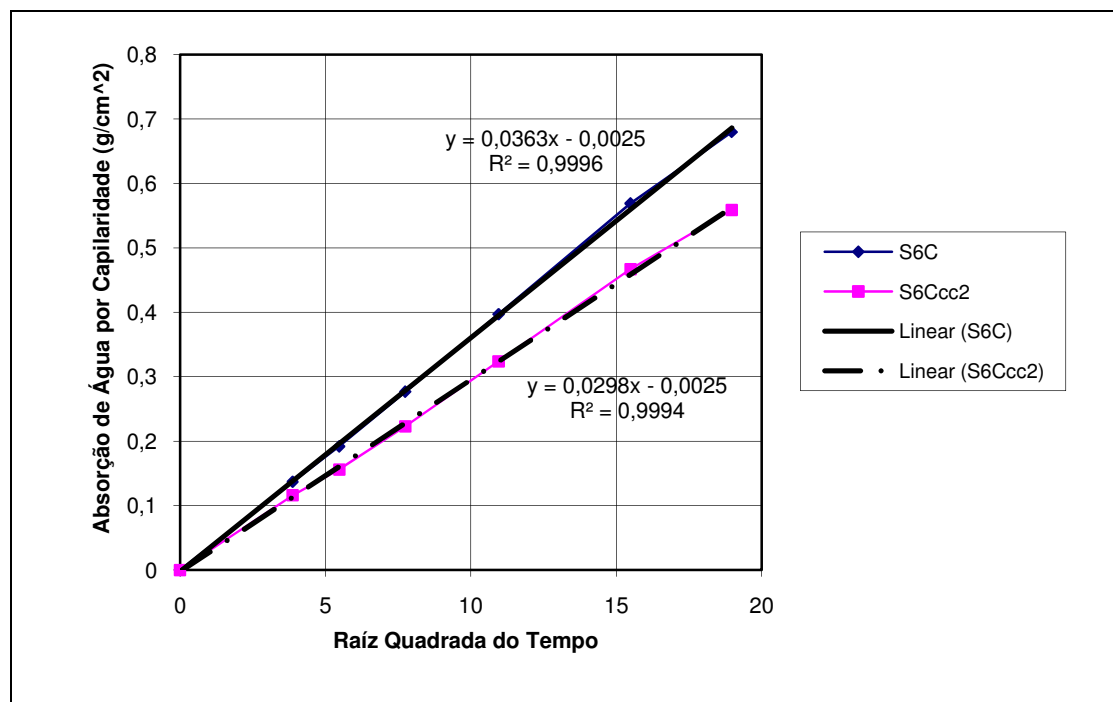


Figura 5.35 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6Ccc2.

O coeficiente de absorção, determinado num gráfico “absorção de água” *versus* “raiz quadrada do tempo” mediante o valor do declive da parte inicial da recta ajustada a este gráfico (ver figura 5.35) permitiu obter valores para este parâmetro de 0.0363 e 0.0298 para as misturas S6C e S6Ccc2, respectivamente. Valores que demonstram uma ligeira melhoria no comportamento do solo-cimento com o cloreto de cálcio relativamente às absorções de água.

5.6 - AVALIAÇÃO DO EFEITO DA UTILIZAÇÃO DE SILICATO DE SÓDIO

Com o objectivo de melhorar o desempenho das misturas de solo-cimento utilizou-se o silicato de sódio como activador das reacções do solo com o cimento. Sendo assim, neste ponto far-se-á a apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados aos provetes de solo com 6% de cimento (S6C) e aos provetes de solo com 6% de cimento onde foi utilizado o silicato de sódio (S6Css3) numa percentagem de 3% relativamente à massa de cimento.

5.6.1 - Comportamento mecânico

5.6.1.1 - Resistência à compressão simples

Para as misturas S6C e S6Css3, os resultados dos ensaios à compressão simples para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.18, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.18 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Css3.

Tempo de Cura \ Tipo de Mistura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coeficiente de Variação (%)
S6C	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
S6Css3	0.9	3.1	3.7	4.3	5.3	6.1	6.8

Pode-se verificar através da análise das figuras 5.36 e 5.37 que as resistências obtidas nas misturas S6C_{ss3} são ligeiramente superiores às obtidas nas misturas sem activador, com excepção dos resultados até aos 3 dias de cura. Mediante isto, no que diz respeito à resistência à compressão simples, pode-se dizer que os provetes de solo-cimento com activador não serão muito vantajosos, uma vez que não oferecem consideráveis melhorias ao desempenho das composições de solo-cimento, relativamente à resistência à compressão simples.

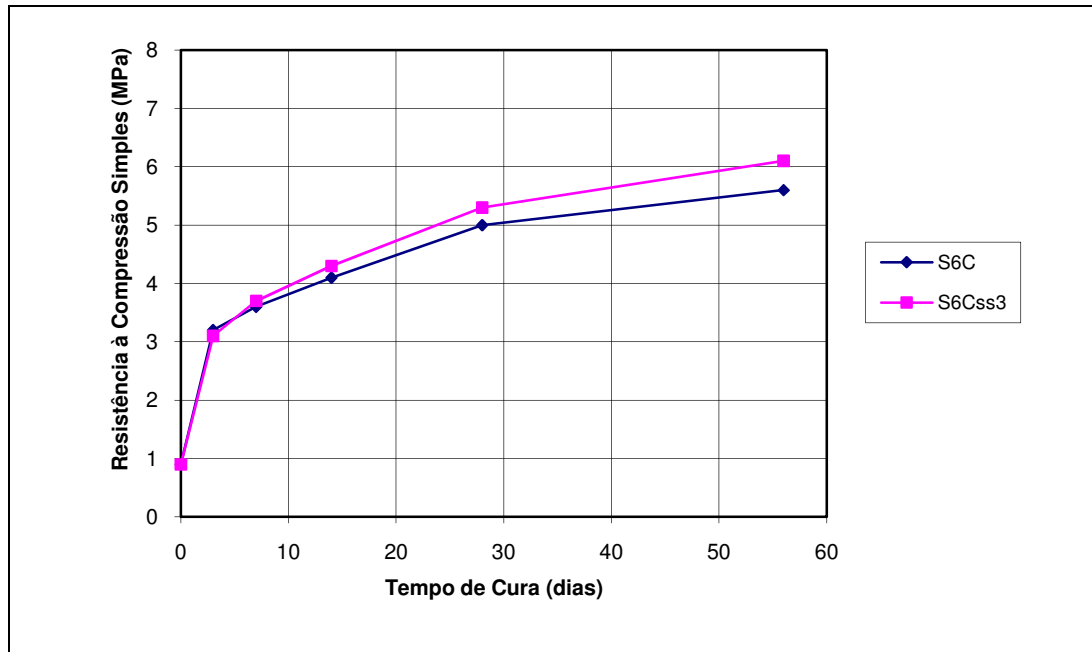


Figura 5.36 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6C_{ss3}.

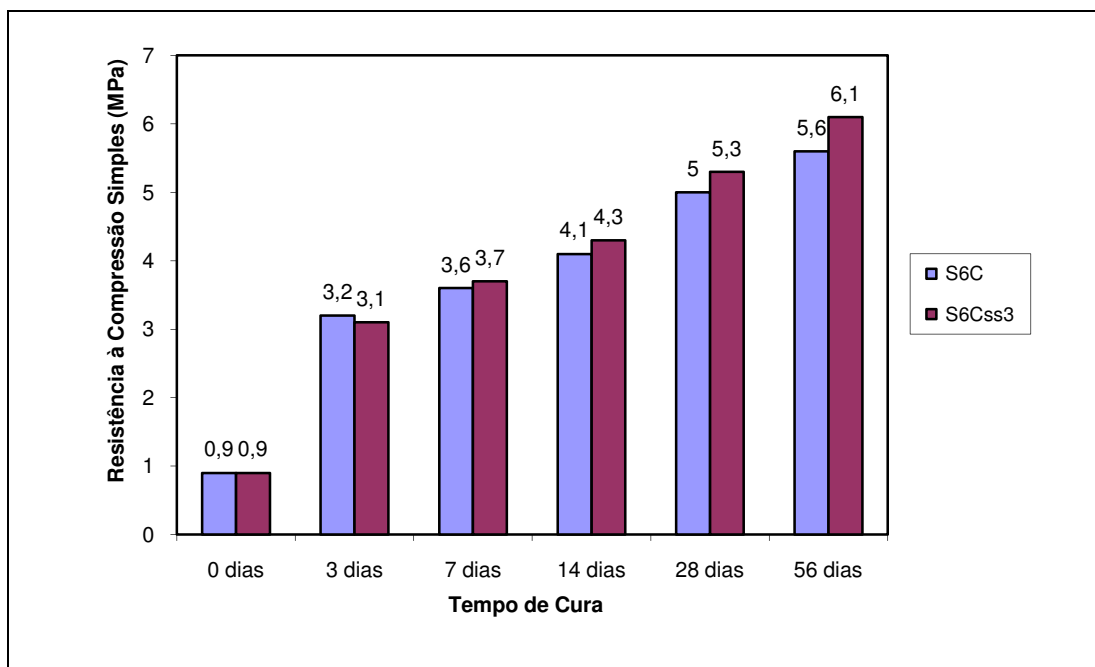


Figura 5.37 - Diferença entre as resistências à compressão simples para as composições S6C e

5.6.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples

Para estudar a sensibilidade à água das misturas foram também efectuados em paralelo com os ensaios à compressão simples anteriormente referidos e realizados nas condições de teor em humidade óptimo, ensaios à compressão simples em amostras submersas em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio.

Para as misturas S6Css3, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água óptimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.19, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.19 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Css3.

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coeficiente de Variação (%)
Resistência S6Css3	0.9	3.1	3.7	4.3	5.3	6.1	5.3
Resistência S6Css3sat (MPa)	0.0	1.1	2.1	3.1	3.9	4.8	3.8
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.0	1.6	1.2	1.4	1.3	_____
Perda de Resistência (%)	100	64	43	28	26	21	_____

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.38.

Na figura 5.39 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

Através da análise da tabela 5.20 e da figura 5.39, pode-se verificar que para a composição S6Css3, a diferença de resistência entre amostras saturadas e não saturadas em valor absoluto é sensivelmente constante e que a perda apresenta uma diminuição em termos percentuais,

relativamente às resistências não saturadas, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção.

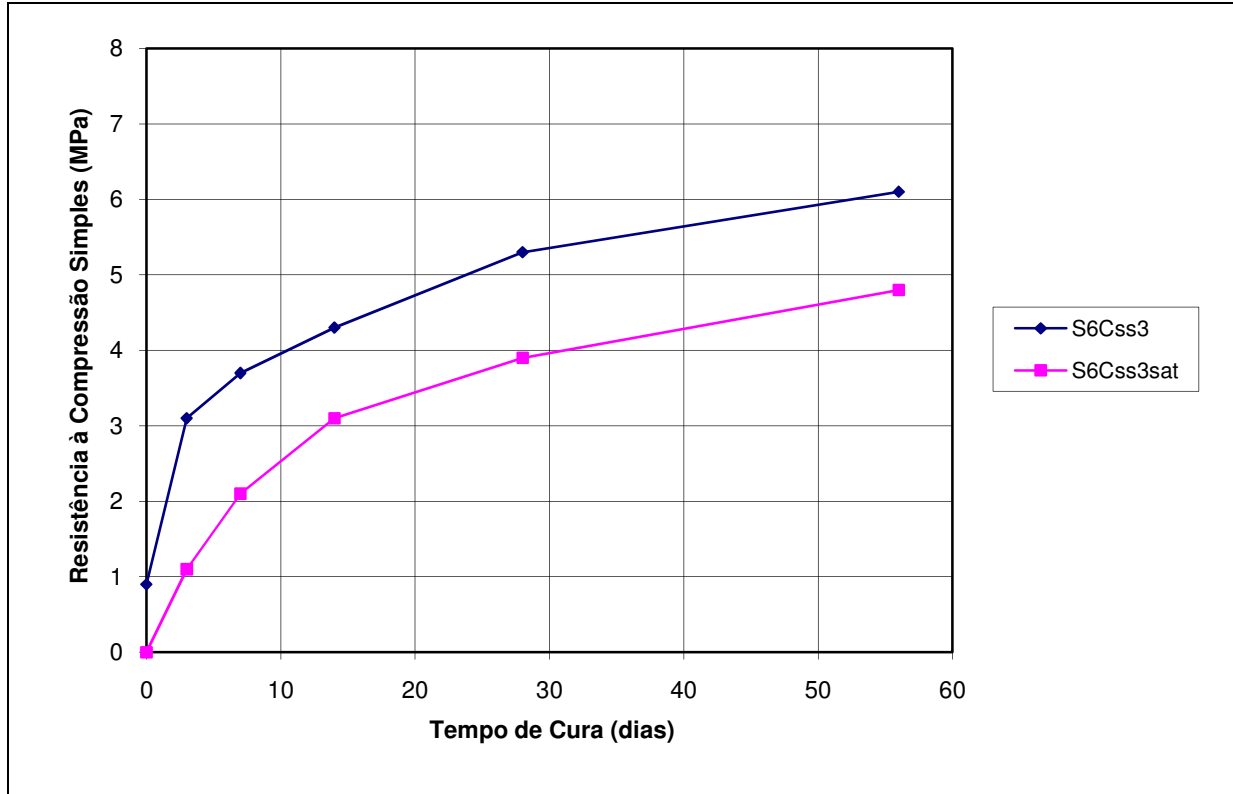


Figura 5.38 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Ccss3.

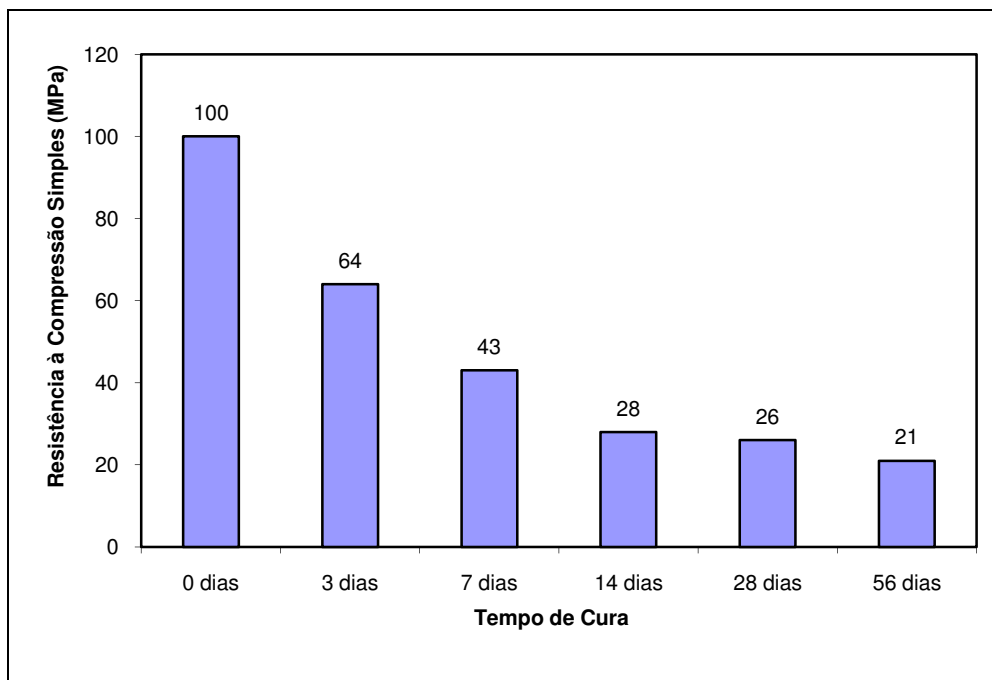


Figura 5.39 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Ccss3.

5.6.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral

Para as misturas em análise neste ponto, os valores dos coeficientes de variação, para avaliação da variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo, para as composições S6C e S6Css3, foram de 3.3 e 3.9%, respectivamente.

Os resultados obtidos estão representados na figura 5.40, tendo sido registados valores próximos para as composições com e sem activador, pelo que não se apresenta como muito vantajosa a utilização deste aditivo, no que diz respeito à tracção.

Comparando os valores da resistência à tracção por compressão diametral com os da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura, verifica-se que os resultados da resistência à tracção são cerca de 7 e 8% dos que se obtiveram na resistência à compressão simples, para as composições S6C e S6Css3.

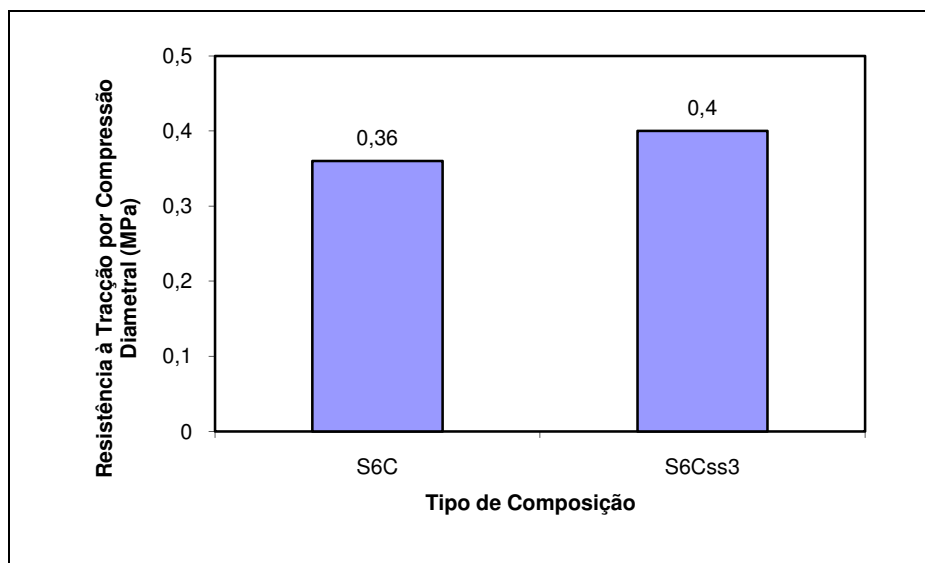


Figura 5.40 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C e S6Css3.

5.6.2 - Avaliação da durabilidade

5.6.2.1 - Absorção de água por capilaridade

Os valores obtidos no ensaio para determinação da absorção de água por capilaridade para as misturas S6C e S6Css3 estão na tabela 5.20.

Tabela 5.20 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C e S6Css3.

Tempo (min)	S6C	S6Css3
0	0,000	0,000
15	0,137	0,139
30	0,192	0,181
60	0,277	0,260
120	0,397	0,369
240	0,569	0,528
360	0,680	0,639
480	0,769	0,727
600	0,785	0,767
720	0,792	0,782
840	0,795	0,785
1440	0,799	0,791
2040	0,803	0,793
2880	0,805	0,798
3480	0,805	0,798
4320	0,806	0,798

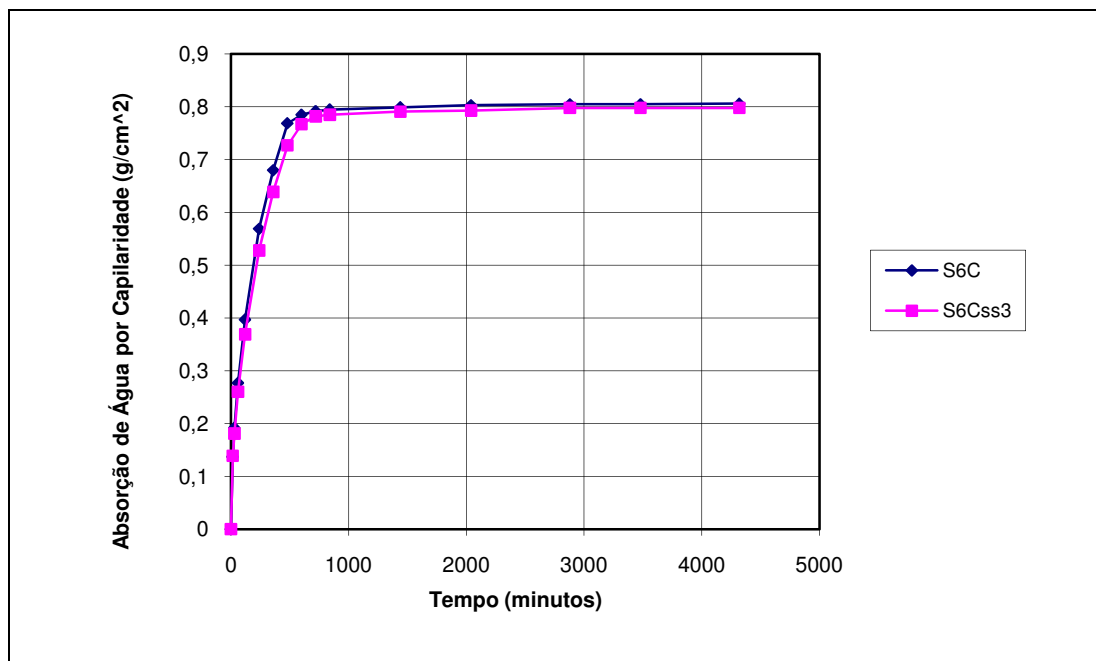


Figura 5.41 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S6Css3.

A representação gráfica dos resultados destes ensaios (ver figura 5.41) permite verificar que os provetes de solo-cimento com silicato de sódio têm um comportamento muito semelhante aos que não têm activador.

O coeficiente de absorção determinado num gráfico “absorção de água” *versus* “raiz quadrada do tempo” mediante o valor do declive da parte inicial da recta ajustada a este gráfico (ver figura 5.42) permitiu obter valores de 0.0363 e 0.0337 para as misturas S6C e S6C_{ss3}, respectivamente. Valores que demonstram a aproximação no comportamento do solo-cimento com e sem silicato de sódio relativamente às absorções de água.

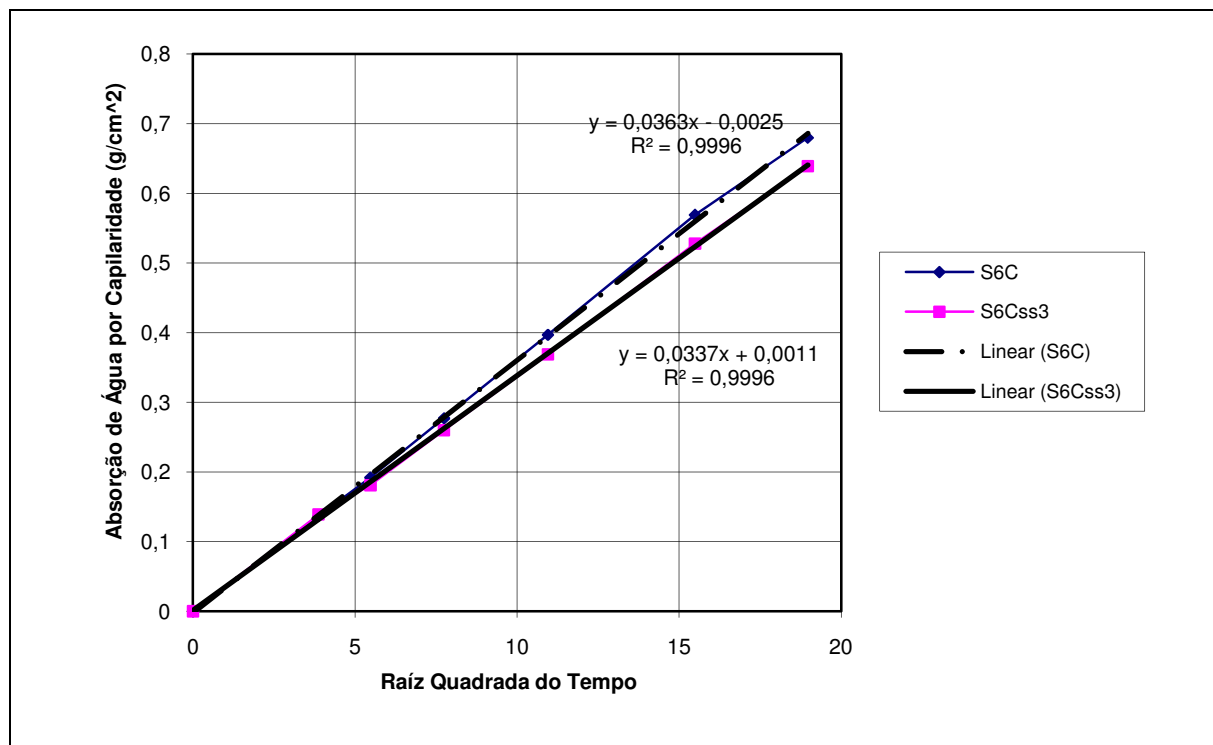


Figura 5.42 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6C_{ss3}.

5.6.2.2 - Molhagem-secagem

Os índices de durabilidade dos provetes de solo-cimento com e sem activador, são próximos, sendo a diferença percentual de cerca de 1%. Comparando os valores obtidos com um índice igual a 100%, que significa praticamente a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência para a composição S6_{ss3} é cerca de 8%, enquanto que nas amostras sem activador é aproximadamente de 7% (ver tabela 5.21 e figura 5.43).

Em valor absoluto, as misturas S6_{ss3} têm valores inferiores às S6C, contrariamente ao que acontecia nas resistências à compressão simples analisadas em 5.6.1.1, em que as misturas com este activador tinham maiores resistências à compressão simples. Pode-se, por isso

afirmar que o silicato de sódio não conduz a melhorias nesta característica dos solos, quando estes são submetidos a ciclos de molhagem-secagem.

Tabela 5.21 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Css3.

	Resistência sem ciclos - Rs (MPa)	Resistência com ciclos - Rc (MPa)	Índice Durabilidade = Rc/Rs*100 (%)
S6C	14.6	13.6	93.2
S6Css3	13.7	12.6	92.0

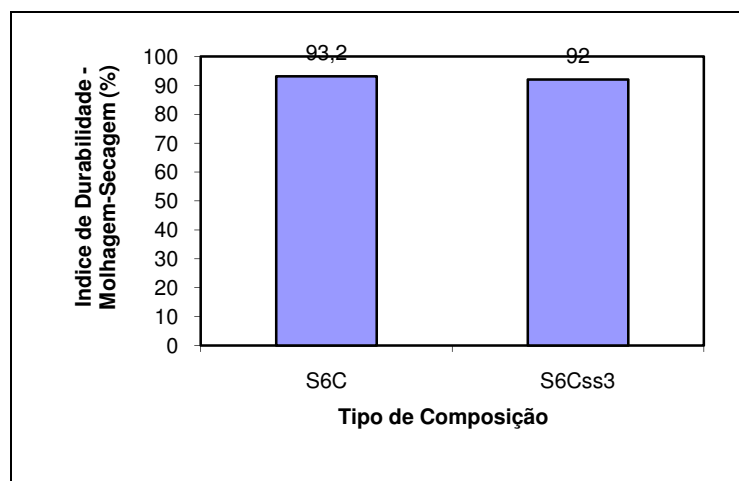


Figura 5.43 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as misturas S6C e S6Css3.

5.6.2.3 - Gelo-degelo

Para o caso do ensaio de gelo-degelo os resultados obtidos estão expressos na figura 5.44 mediante o valor do índice de durabilidade. Os índices de durabilidade das composições analisadas não estão muito próximos, sendo a diferença percentual de cerca de 13%, com melhor desempenho para as misturas S6C. Comparando os valores obtidos com um índice igual a 100%, que significa praticamente a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência para a composição S6Css3 é cerca de 19%, enquanto que nas misturas sem ativador é de cerca de 6% (ver tabela 5.22).

Tabela 5.22 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Css3.

	Resistência sem ciclos - R_s (MPa)	Resistência com ciclos - R_c (MPa)	Índice Durabilidade = R_c/R_s*100 (%)
S6C	20.1	19.0	94.5
S6Css3	20.4	16.6	81.4

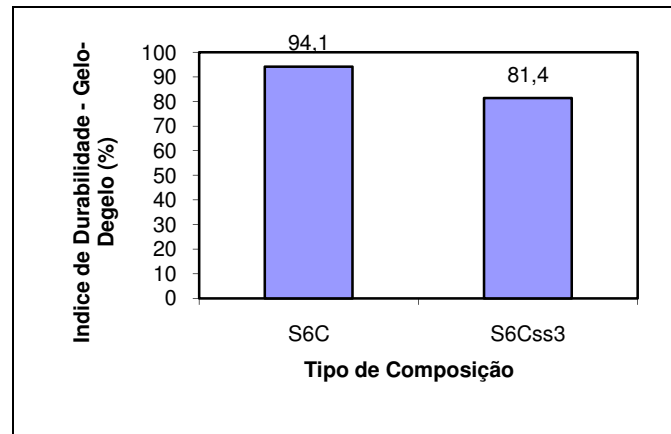


Figura 5.44 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as misturas S6C e S6Css3.

Em valor absoluto, as misturas S6Css3, não submetidas aos ciclos de gelo-degelo, têm valores superiores às S6C, o que está de acordo com o que acontecia nas resistências à compressão simples analisadas em 5.6.1.1, em que as misturas com este activador tinham maiores resistências que as misturas de controlo. No entanto, para as composições submetidas aos ciclos de gelo-degelo, a situação inverte-se, ou seja, as misturas S6C têm maior resistência que as S6Css3, dado que a perda de resistência nas composições com este activador é maior. Pode-se, por isso afirmar que o silicato de sódio não conduz a melhorias nesta característica dos solos, quando estes são submetidos a ciclos de gelo-degelo.

5.7 - AVALIAÇÃO DO EFEITO DA UTILIZAÇÃO DE HIDRÓXIDO DE SÓDIO

Afim melhorar o desempenho das misturas de solo-cimento utilizou-se o hidróxido de sódio como activador das reacções do solo com o cimento. Sendo assim, neste ponto far-se-á a apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados aos provetes de solo com 6% de cimento (S6C) e aos provetes de solo com 6% de cimento onde foi utilizado o hidróxido de sódio. Este activador foi utilizado em percentagens de 1,5, 2, 3, 4 e 5% da massa

de cimento, sendo a nomenclatura de designação destas composições S6Chs1.5, S6Chs2, S6Chs3, S6Chs4 e S6Chs5, respectivamente.

5.7.1 - Comportamento mecânico

5.7.1.1 - Resistência à compressão simples

Os resultados dos ensaios à compressão simples para as misturas S6C, S6Chs1.5, S6Chs2, S6Chs3, S6Chs4 e S6Chs5, para os tempos de cura analisados, são apresentados na tabela 5.23, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.23 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C, S6Chs1.5, S6Chs2, S6Chs3, S6Chs4 e S6Chs5.

Tempo de Cura Tipo de Mistura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coeficiente de Variação (%)
S6C	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
S6Chs1.5	0.9	3.4	4.1	5.1	5.9	—	6.3
S6Chs2	0.9	3.8	4.4	5.2	6.2	6.6	5.0
S6Chs3	0.9	3.8	4.4	4.9	6.0	6.5	2.0
S6Chs4	0.9	3.6	4.4	5.2	6.1	—	4.4
S6Chs5	0.9	3.6	4.2	4.9	5.8	6.3	5.2

De salientar que para os provetes S6Chs1.5 e S6Chs4 não foram efectuados ensaios aos 56 dias, visto que estas percentagens foram analisadas numa fase posterior dos trabalhos laboratoriais para averiguação da quantidade óptima de hidróxido, ou seja, a quantidade que conduzia a melhores resultados.

A representação gráfica dos valores destes ensaios permite verificar que as resistências obtidas nas misturas que contêm hidróxido de sódio, independentemente da sua percentagem,

são superiores às das composições S6C sem activador, para qualquer tempo de cura, sendo as diferenças obtidas significativas (ver figura 5.45). Destas diversas misturas constata-se que a que tem melhor desempenho é a composição com 2% de hidróxido, que associa a estas melhores características o facto de ser a composição mais económica, dado que é a que tem menos percentagem de aditivo.

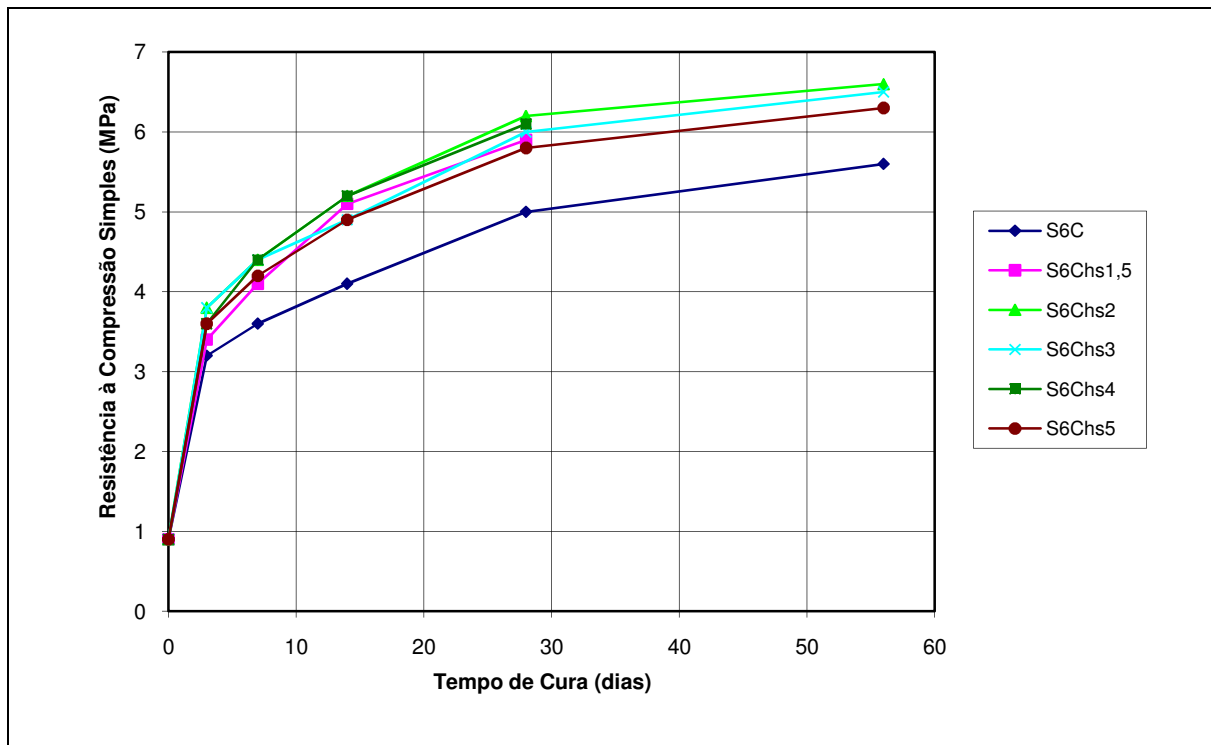


Figura 5.45 - Resistência à compressão simples para as misturas S6C, S6Chs1.5, S6Chs2, S6Chs3, S6Chs4 e S6Chs5.

A relação entre as resistências para os 28 e 56 dias de cura, representada na figura 5.46, permite constatar, em termos percentuais, o que já se tinha referido, ou seja, que as resistências obtidas para as composições com hidróxido são superiores às obtidas para as misturas S6C. A composição S6Chs2 tem valores superiores à mistura de controlo, em termos percentuais de 24 e 18%, para os 28 e 56 dias de cura, respectivamente. A composição S6Chs3 tem valores superiores à mistura de controlo, em termos percentuais de 20 e 16%, para os 28 e 56 dias de cura, respectivamente. Relativamente à composição S6Chs5, as resistências são superiores à mistura de controlo, em termos percentuais de 16 e 13%, para os 28 e 56 dias de cura, respectivamente.

Verifica-se pela análise da figura 5.46, o que já se tinha verificado, ou seja, que o melhor desempenho na resistência à compressão simples fica a cargo das misturas com 2% de hidróxido, sendo de destacar que se trata de diferenças significativas.

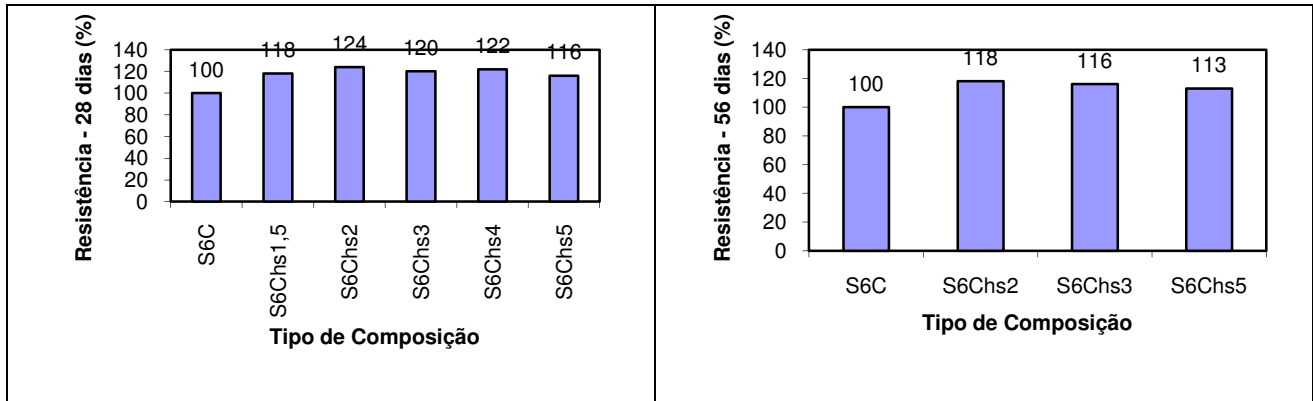


Figura 5.46 - Comparação das resistências à compressão simples aos 28 e 56 dias de cura para as composições S6C, S6Chs1.5, S6Chs2, S6Chs3, S6Chs4 e S6Chs5.

Os resultados obtidos na resistência à compressão simples, para as misturas que têm hidróxido de sódio estão de acordo com o que foi referido no ponto 3.5, em que segundo experiências anteriores, este activador conduzia a acréscimos de resistência significativos, quando utilizado em pequenas percentagens.

5.7.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples

Para estudar a sensibilidade à água das misturas foram também efectuados em paralelo com os ensaios à compressão simples anteriormente referidos e realizados nas condições de teor em humidade óptimo, ensaios à compressão simples em amostras submersas em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio. Não foram analisadas sob este ponto de vista todas as composições anteriormente referidas, dado que algumas só foram objecto de estudo quando os trabalhos já decorriam, o que impossibilitou devido à falta de tempo a análise de todas as características destas misturas. Sendo assim, a análise do efeito da saturação na resistência à compressão simples foi efectuada para as composições S6Chs2, S6Chs3 e S6Chs5.

Para as misturas S6Chs2, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água óptimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.24, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do

mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.24 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs2.

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
Resistência S6Chs2 (MPa)	0.9	3.8	4.4	5.2	6.2	6.6	5.0
Resistência S6Chs2sat (MPa)	0.0	1.7	2.5	3.8	4.8	5.9	4.4
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.1	1.9	1.4	1.4	0.7	_____
Perda de Resistência (%)	100	55	43	27	23	11	_____

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.47.

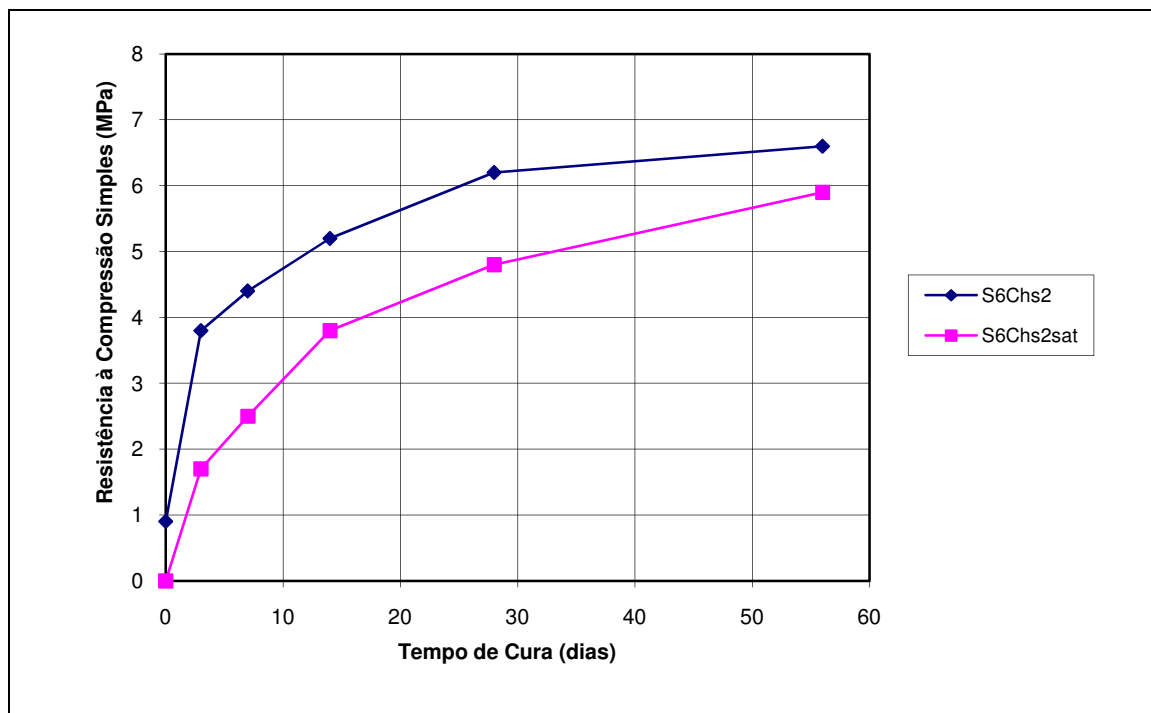


Figura 5.47 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Chs2.

Na figura 5.48 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

Através da análise da tabela 5.24 e das figuras 5.47 e 5.48, pode-se verificar que para a composição S6Chs2, a perda de resistência entre amostras saturadas e não saturadas, apresenta uma diminuição em termos percentuais, relativamente às resistências não saturadas, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção.

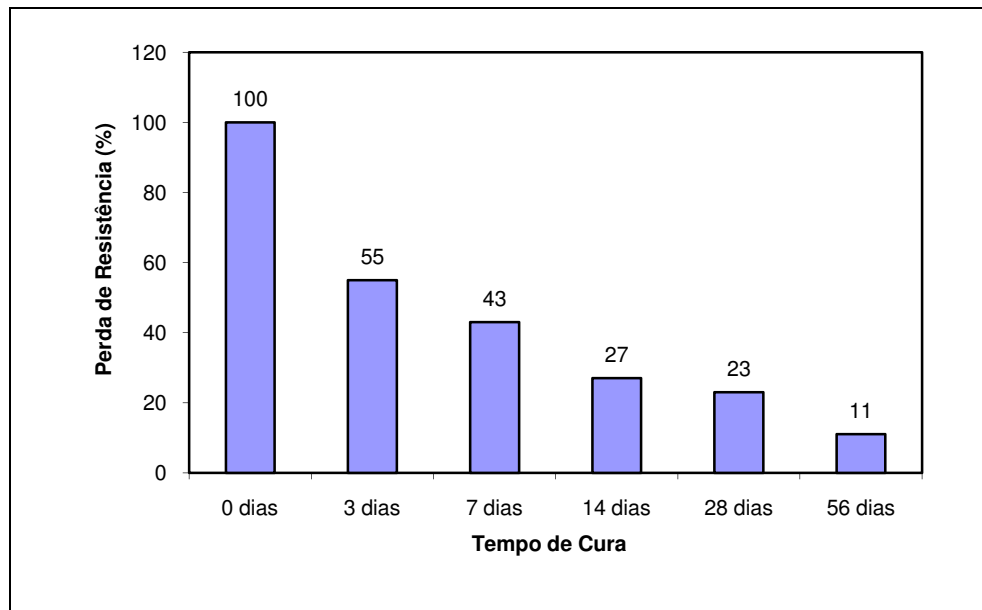


Figura 5.48 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs2.

Para as misturas S6Chs3, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água ótimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.25, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.25 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs3.

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
Resistência S6Chs3 (MPa)	0.9	3.8	4.4	4.9	6.0	6.5	2.0
Resistência S6Chs3sat (MPa)	0.0	2.2	3.0	3.7	4.8	5.5	6.7
Perda de Resistência (MPa)	0.9	1.6	1.4	1.2	1.2	1.0	—
Perda de Resistência (%)	100	42	32	24	20	15	—

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.49.

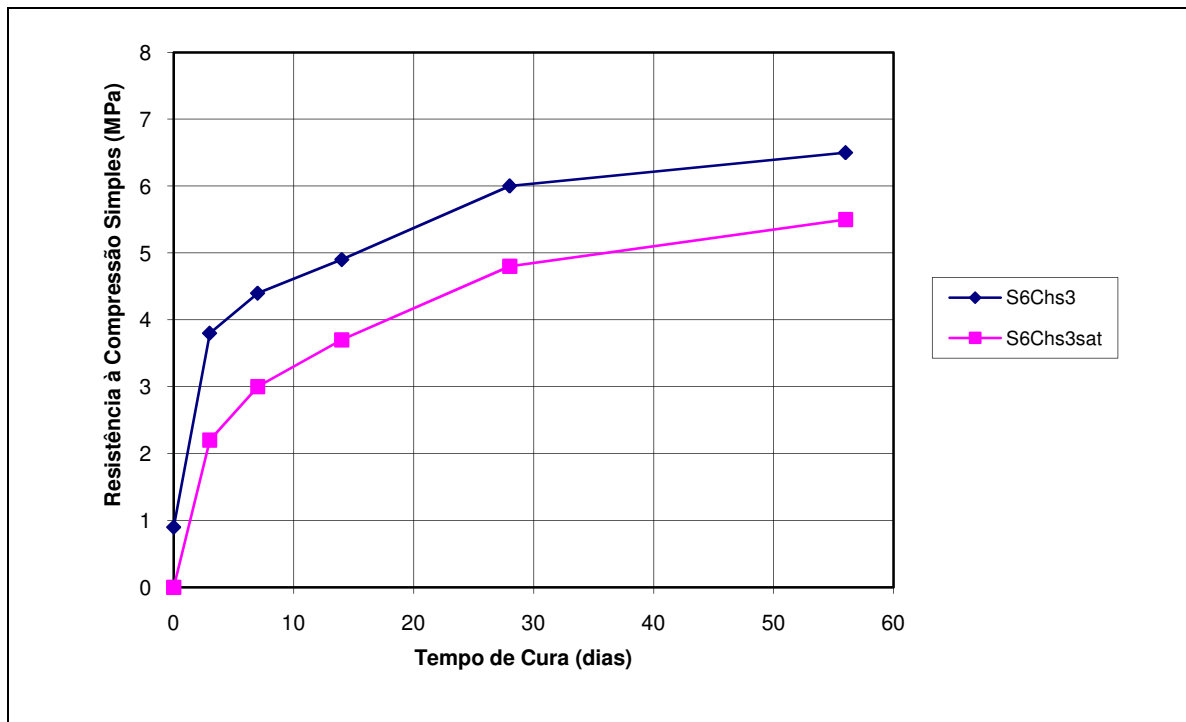


Figura 5.49 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Chs3.

Na figura 5.50 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

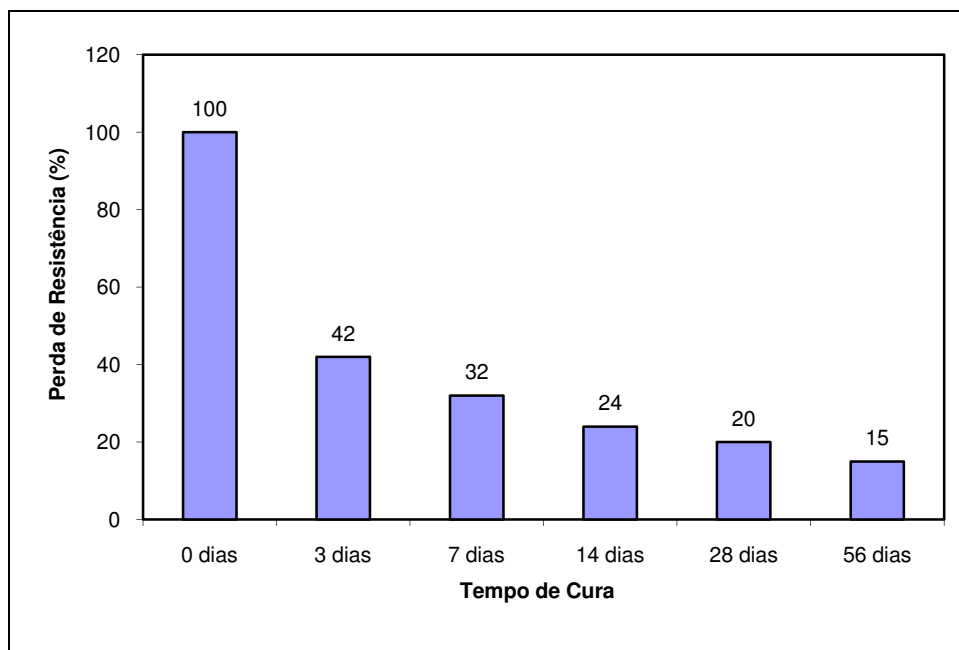


Figura 5.50 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs3.

Através da análise da tabela 5.25 e das figuras 5.49 e 5.50, pode-se verificar que para a composição S6Chs3, a perda de resistência entre amostras saturadas e não saturadas, apresenta uma diminuição em termos percentuais, relativamente às resistências não saturadas, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção.

Para as misturas S6Chs5, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água ótimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.26, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se no quadro somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.26 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs5.

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coeficiente de Variação (%)
Resistência S6Chs5 (MPa)	0.9	3.6	4.2	4.9	5.8	6.3	5.2
Resistência S6Chs5sat (MPa)	0.0	2.3	2.9	3.7	4.9	5.4	4.1
Perda de Resistência (MPa)	0.9	1.3	1.3	1.2	0.9	0.9	—
Perda de Resistência (%)	100	36	31	25	16	14	—

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.51.

Na figura 5.52 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

Através da análise da tabela 5.26 e das figuras 5.51 e 5.52, pode-se verificar que para a composição S6Chs5, a perda de resistência entre amostras saturadas e não saturadas, apresenta uma diminuição em termos percentuais, relativamente às resistências não saturadas, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção.

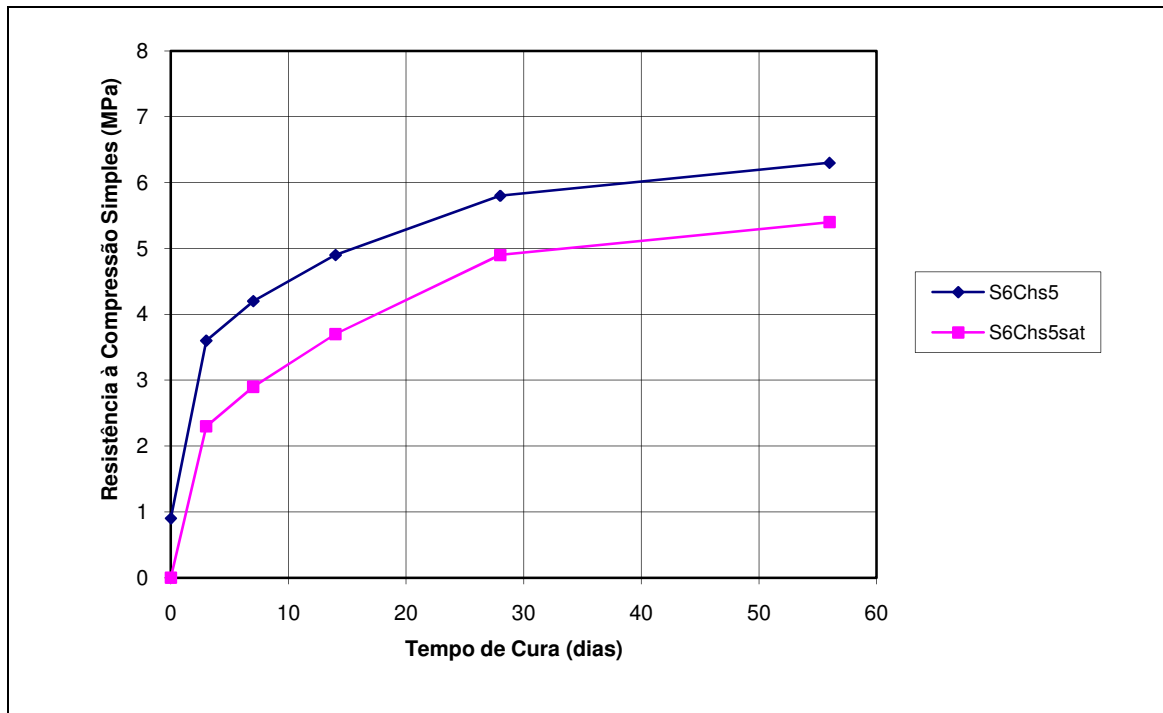


Figura 5.51 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Chs5.

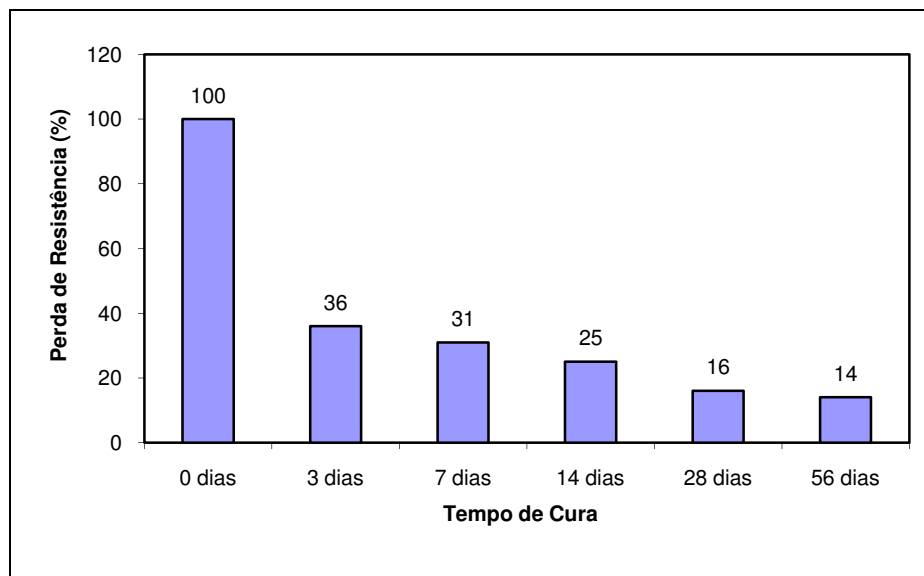


Figura 5.52 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs5.

5.7.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral

Para as misturas em análise neste ponto, os valores dos coeficientes de variação, para avaliação da variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo, para as composições S6C, S6Chs2, S6Chs3 e S6Chs5, foram de 3.3, 1.6, 3.9 e 2.3%, respectivamente.

Os resultados obtidos estão representados na figura 5.53, sendo que os valores das misturas S6Chs2 e S6Chs3 foram mais elevados que os obtidos para as composições S6C, não se verificando o mesmo relativamente à mistura S6Chs5. As misturas S6Chs2 e S6Chs3 têm um valor superior em 70 e 6% relativamente ao da mistura de controlo, enquanto que a composição S6Chs5 tem um valor 17% inferior. Neste gráfico destacam-se os valores obtidos para as misturas S6Chs2 que se afastam muito dos outros resultados. Perante esta situação, durante o trabalho experimental foram feitos novos provetes desta mistura para se repetir o ensaio com outros provetes. A realização dos novos ensaios deu aproximadamente os mesmos valores, o que parece indicativo que são valores não falseados por qualquer situação anormal que pudesse ter acontecido. De salientar que este resultado é de muita importância, dado que a resistência à tracção é uma característica fundamental para pavimentos rodoviários.

Comparando os valores da resistência à tracção por compressão diametral com os da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura, verifica-se que os resultados da resistência à tracção são cerca de 7, 10, 6 e 5% dos que se obtiveram na resistência à compressão simples, para as composições S6C, S6Chs2, S6Chs3 e S6Chs5, respectivamente.

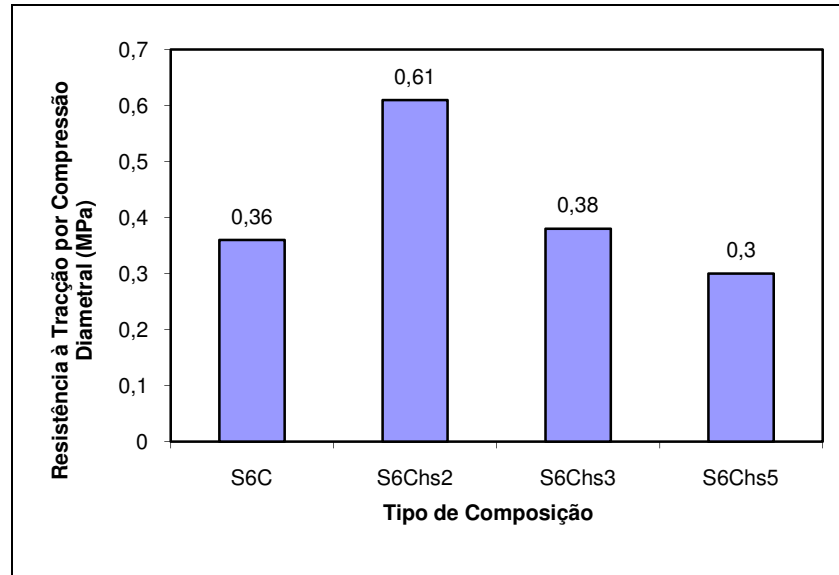


Figura 5.53 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C, S6Chs2, S6Chs3 e S6Chs5.

5.7.2 - Avaliação da durabilidade

5.7.2.1 - Absorção de água por capilaridade

Os valores obtidos no ensaio para determinação da absorção de água por capilaridade para as misturas S6C, S6Chs3 e S6Chs5 estão na tabela 5.27.

Tabela 5.27 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C, S6Chs3 e S6Chs5.

Tempo (min)	S6C	S6Chs3	S6Chs5
0	0,000	0,000	0,000
15	0,137	0,137	0,151
30	0,192	0,188	0,205
60	0,277	0,264	0,289
120	0,397	0,383	0,424
240	0,569	0,554	0,603
360	0,680	0,672	0,716
480	0,769	0,682	0,755
600	0,785	0,757	0,758
720	0,792	0,761	0,761
840	0,795	0,764	0,763
1440	0,799	0,768	0,767
2040	0,803	0,771	0,769
2880	0,805	0,775	0,772
3480	0,805	0,775	0,774
4320	0,806	0,777	0,793

A representação gráfica dos resultados destes ensaios (ver figura 5.54) permite verificar que os provetes de solo-cimento com hidróxido de sódio têm um comportamento muito semelhante aos que não têm ativador.

O coeficiente de absorção determinado num gráfico “Absorção de água” *versus* “Raiz quadrada do tempo” mediante o valor do declive da parte inicial do gráfico, permite chegar a valores de 0.0363, 0.0356 e 0.0382 para as misturas S6C, S6Chs3 e S6Chs5, respectivamente (ver figura 5.55). Valores que demonstram novamente a aproximação entre as absorções de água por parte destas composições.

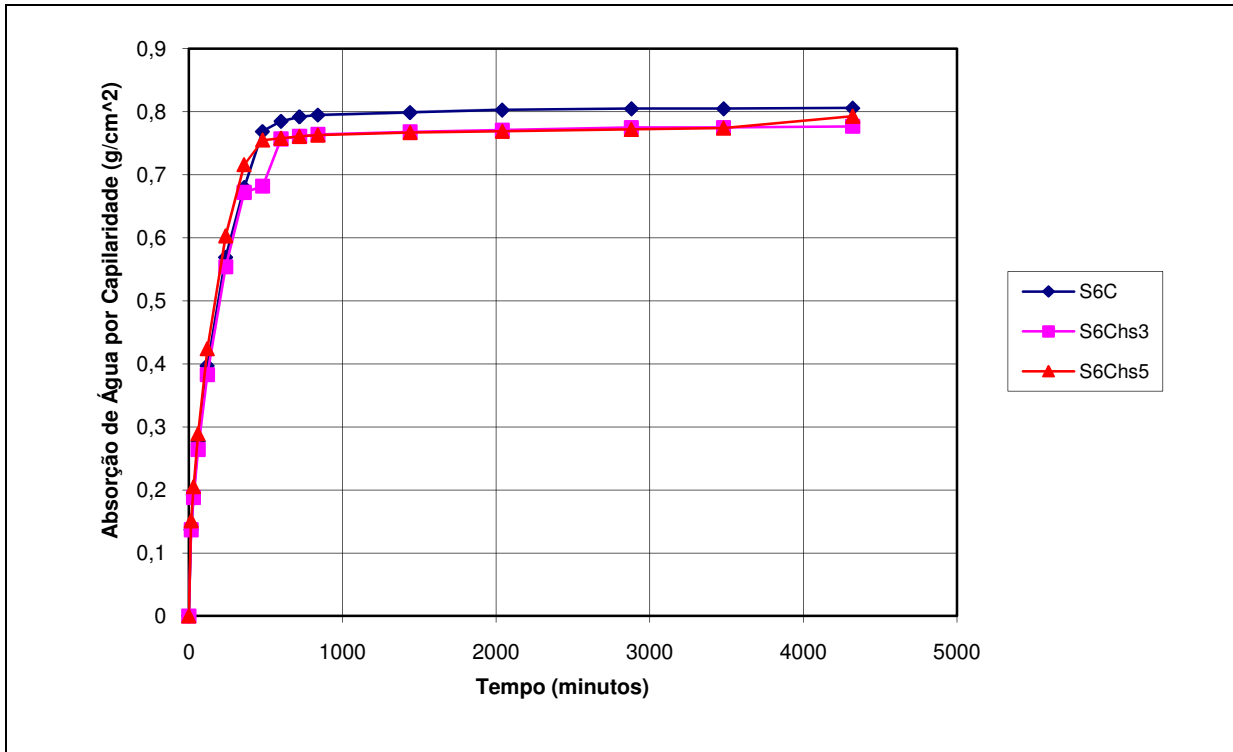


Figura 5.54 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C, S6Chs3 e S6Chs5.

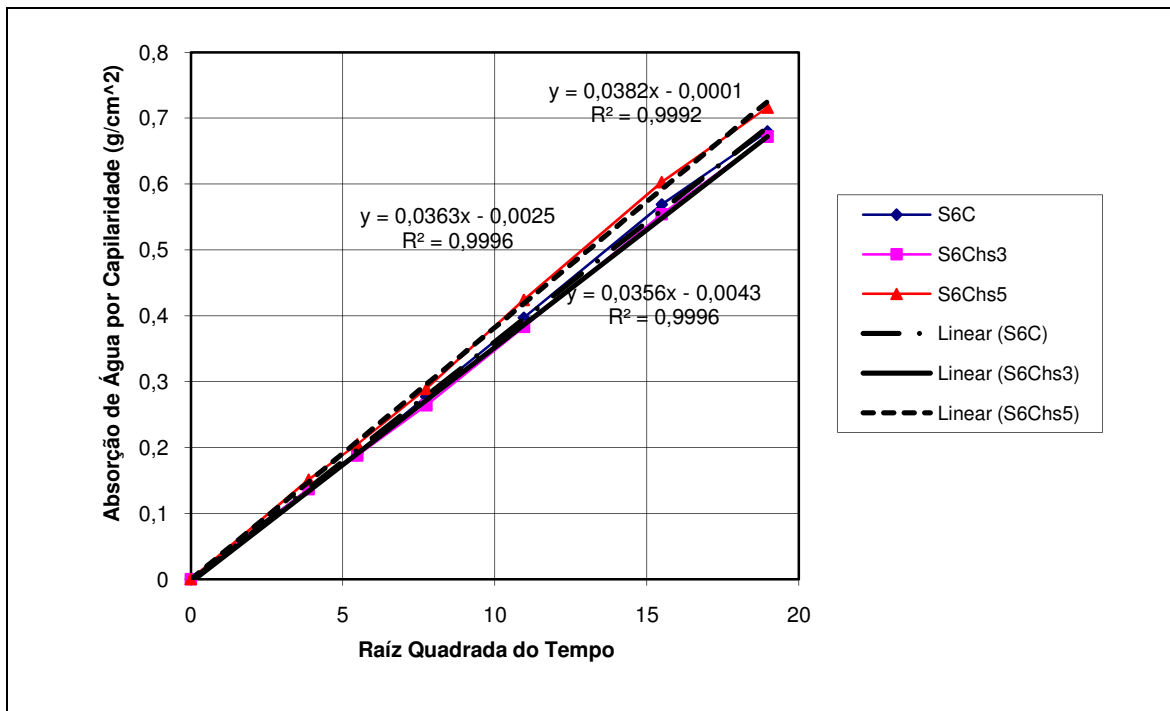


Figura 5.55 - Coeficientes de absorção para as composições S6C, S6Chs3 e S6Chs5.

5.7.2.2 - Molhagem-secagem

Os índices de durabilidade dos provetes de solo-cimento com e sem ativador (neste caso foi analisada a composição S6Chs3), têm uma diferença percentual de cerca de 5%. Comparando os valores obtidos com um índice igual a 100%, que significa praticamente a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência para a composição S6hs3 é cerca de 12%, enquanto que nas amostras sem ativador é aproximadamente de 7% (ver tabela 5.28 e figura 5.56).

Tabela 5.28 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Chs3.

	Resistência sem ciclos - Rs (MPa)	Resistência com ciclos - Rc (MPa)	Índice Durabilidade = Rc/Rs*100 (%)
S6C	14.6	13.6	93.2
S6Chs3	13.3	11.7	88.0

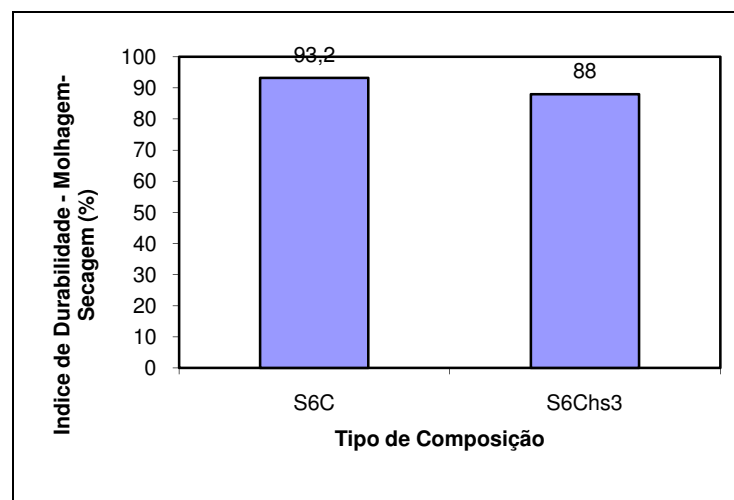


Figura 5.56 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as misturas S6C e S6Chs3.

Em valor absoluto, as misturas S6Chs3 têm valores inferiores às S6C, contrariamente ao que acontecia nas resistências à compressão simples analisadas em 5.7.1.1. Pode-se, por isso afirmar que o hidróxido de sódio, quando utilizado na percentagem de 3%, não conduz a melhorias nesta característica dos solos, quando estes são submetidos a ciclos de molhagem-secagem.

5.7.2.3 - Gelo-degelo

Para o caso do ensaio de gelo-degelo os resultados obtidos estão expressos na figura 5.57 mediante o valor do índice de durabilidade referido anteriormente. Os índices de durabilidade das composições analisadas (a S6C e a S6Chs2), têm uma diferença percentual de cerca de 5%, com melhor desempenho para as misturas S6C. Comparando os valores obtidos com um índice igual a 100%, que significa praticamente a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência para a composição S6Chs2 é cerca de 11%, enquanto que nas misturas sem activador é de cerca de 6% (ver tabela 5.29).

Tabela 5.29 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Chs2.

	Resistência sem ciclos - Rs (MPa)	Resistência com ciclos - Rc (MPa)	Índice Durabilidade = Rc/Rs*100 (%)
S6C	20.1	19.0	94.5
S6Chs2	20.8	18.6	89.4

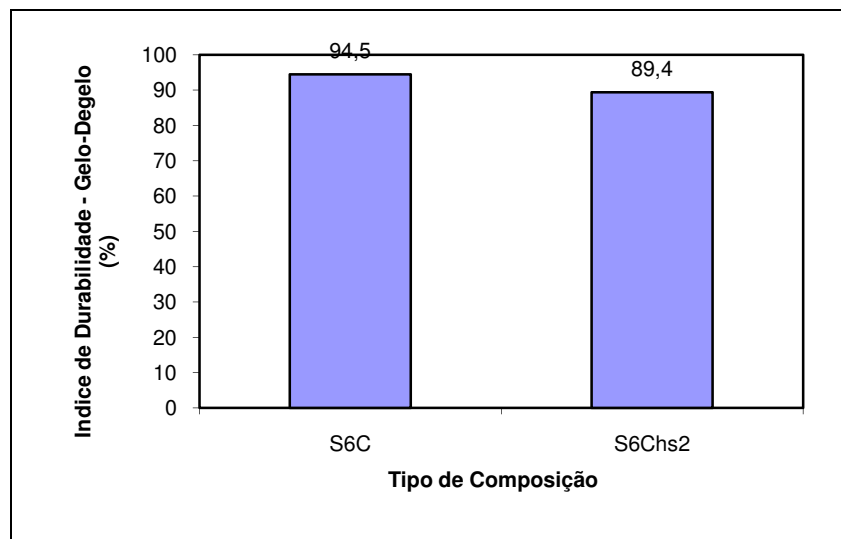


Figura 5.57 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as misturas S6C e S6Chs2.

Em valor absoluto, as misturas S6Chs2, não submetidas aos ciclos de gelo-degelo, têm valores superiores às S6C, continuando-se a verificar a tendência que acontecia nas resistências à compressão simples analisadas em 5.7.1.1. No entanto, para as composições submetidas aos ciclos de gelo-degelo, a situação inverte-se, ou seja, as misturas S6C têm maior resistência que as S6Chs2, dado que a perda de resistência nas composições com este

ativador é maior. Pode-se, por isso afirmar que o hidróxido de sódio, na percentagem de 2%, não conduz a melhorias nesta característica dos solos, quando estes são submetidos a ciclos de gelo-degelo.

5.8 - AVALIAÇÃO DO EFEITO DA UTILIZAÇÃO DE HIDRÓXIDO DE SÓDIO E SILICATO DE SÓDIO

Neste ponto far-se-á a apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados aos provetes de solo com 6% de cimento sem qualquer activador (S6C) e aos provetes de solo com 6% de cimento, mas onde foi utilizado um composto constituído por hidróxido e silicato de sódio, em percentagens de 2% cada um relativamente à massa de cimento. Pretendeu-se avaliar o efeito deste composto nas características do solo-cimento.

5.8.1 - Comportamento mecânico

5.8.1.1 - Resistência à compressão simples

Os resultados dos ensaios à compressão simples para as misturas S6Chs2ss2, para os tempos de cura analisados, são apresentados na tabela 5.30, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.30 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Chs2ss2.

Tempo de Cura \ Tipo de Mistura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coeficiente de Variação (%)
S6C	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
S6Chs2ss2	0.9	3.9	4.3	4.8	6.0	6.8	4.9

Pode-se verificar através da análise das figuras 5.58 que as resistências obtidas nas misturas S6Chs2ss2 são superiores às obtidas nas misturas sem activador, qualquer que seja o tempo de cura.

Fazendo uma análise comparativa entre as resistências obtidas para os 28 e 56 dias de cura (ver figura 5.59), sobressai o facto de as misturas S6Chs2ss2 terem resistências superiores em 20%, aos 28 dias, e 21% aos 56 dias, relativamente às obtidas nas composições S6C.

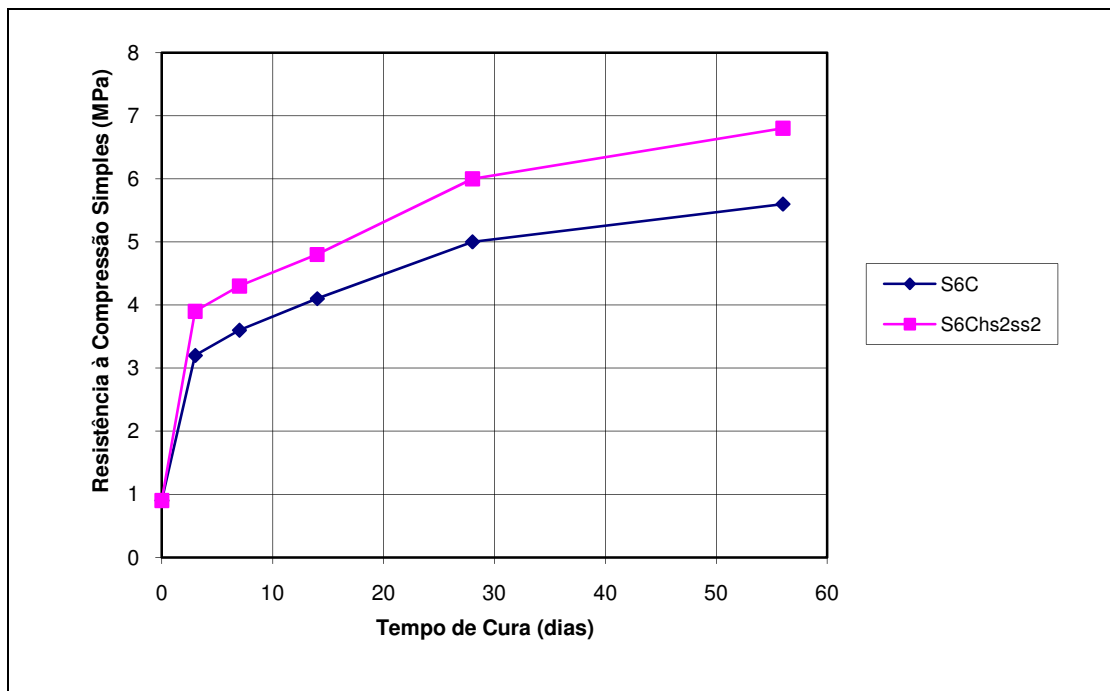


Figura 5.58 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6Chs2ss2.

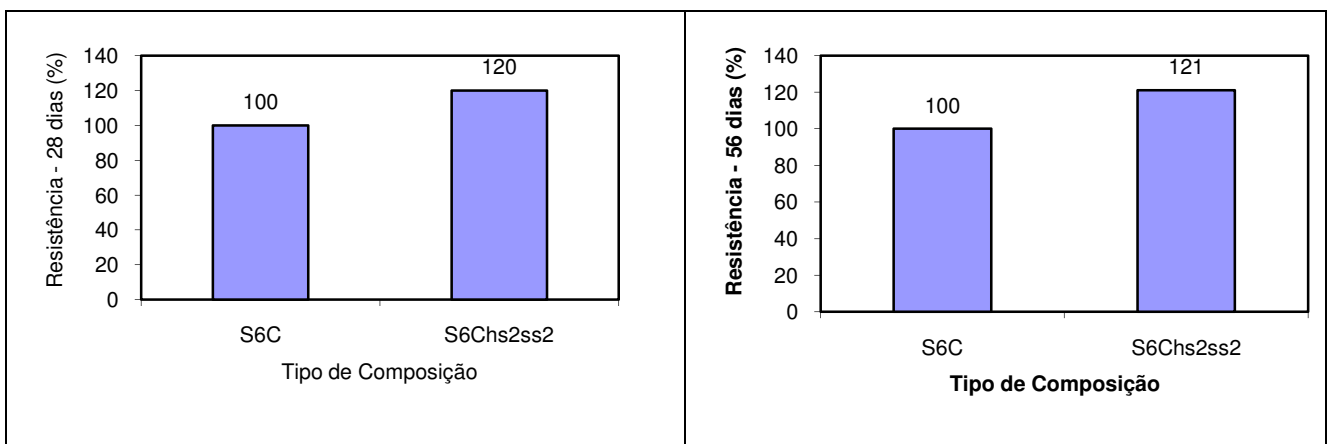


Figura 5.59 - Comparação das resistências à compressão simples aos 28 e 56 dias de cura para as composições S6C e S6Chs2ss2.

Mediante isto, no que diz respeito à resistência à compressão simples, pode-se dizer que os provetes de solo-cimento com ativador serão vantajosos, uma vez que oferecem consideráveis melhorias ao desempenho das composições de solo-cimento.

5.8.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples

Para estudar a sensibilidade à água das misturas foram também efectuados em paralelo com os ensaios à compressão simples anteriormente referidos e realizados nas condições de teor em humidade óptimo, ensaios à compressão simples em amostras submersas em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio.

Para as misturas S6Chs2ss2, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água óptimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.31, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.31 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs2ss2.

Tempo de Cura	0 Dias	3 Dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coeficiente de Variação (%)
Resistência S6Chs2ss2 (MPa)	0.9	3.9	4.3	4.8	6.0	6.8	4.9
Resistência S6Chs2ss2sat (MPa)	0.0	1.8	2.7	3.5	4.3	5.0	4.7
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.1	1.6	1.3	1.7	1.8	_____
Perda de Resistência (%)	100	54	37	27	28	26	_____

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.60.

Na figura 5.61 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

Através da análise da tabela 5.23 e das figuras 5.60 e 5.61, pode-se verificar que para a composição S6Chs2ss2, a perda de resistência entre amostras saturadas e não saturadas, apresenta uma diminuição em termos percentuais, relativamente às resistências não saturadas, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção.

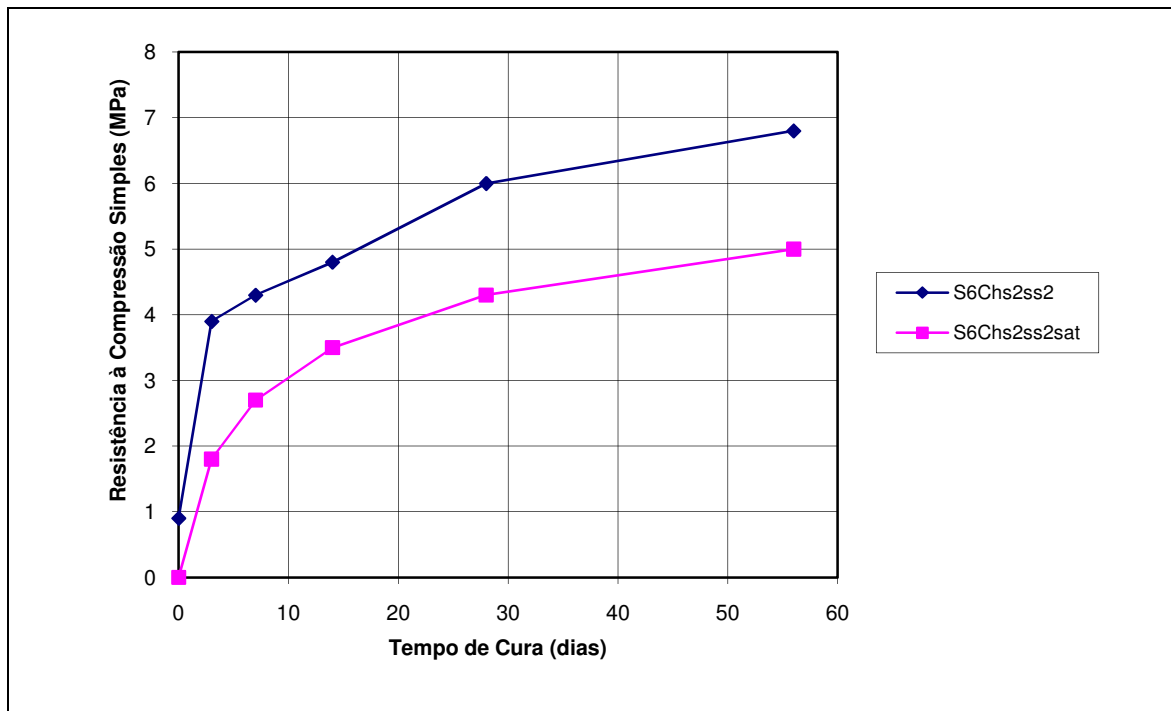


Figura 5.60 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Chs2ss2.

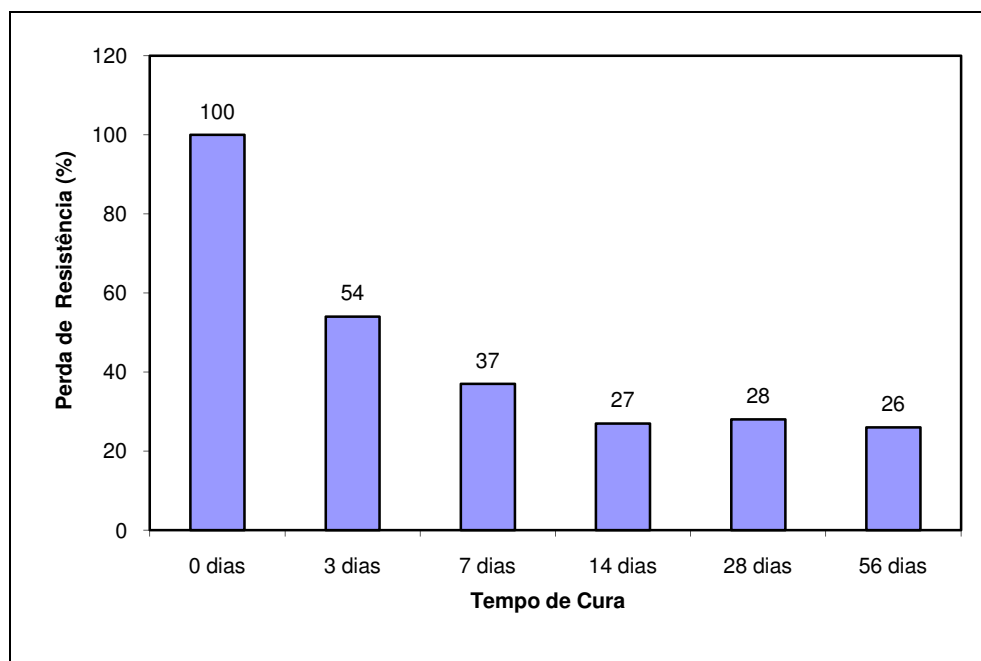


Figura 5.61 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Chs2ss2.

5.8.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral

Para as misturas em análise neste ponto, os valores dos coeficientes de variação, para avaliação da variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo, para as composições S6C e S6Chs2ss2, foram de 3.3 e 2.8%, respectivamente.

Os resultados obtidos estão representados na figura 5.62, tendo sido registados valores próximos para as composições com e sem activador, pelo que não se justifica o uso deste activador para melhorar o desempenho das misturas de solo-cimento, relativamente à resistência à tracção.

Comparando os valores da resistência à tracção por compressão diametral com os da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura, verifica-se que os resultados da resistência à tracção são cerca de 7 e 6% dos que se obtiveram na resistência à compressão simples, para as composições S6C e S6Chs2ss2.

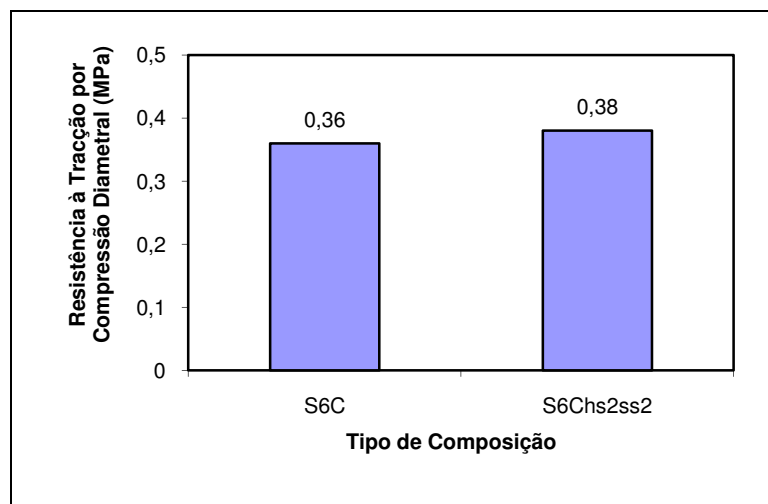


Figura 5.62 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C e S6Chs2ss2.

5.8.2 - Avaliação da durabilidade

5.8.2.1 - Absorção de água por capilaridade

Os valores obtidos no ensaio para determinação da absorção de água por capilaridade para as misturas S6C e S6Chs2ss2 estão na tabela 5.32.

Tabela 5.32 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C e S6Chs2ss2.

Tempo (min)	S6C	S6Chs2ss2
0	0,000	0,000
15	0,137	0,143
30	0,192	0,199
60	0,277	0,286
120	0,397	0,407
240	0,569	0,588
360	0,680	0,716
480	0,769	0,760
600	0,785	0,762
720	0,792	0,764
840	0,795	0,768
1440	0,799	0,772
2040	0,803	0,777
2880	0,805	0,779
3480	0,805	0,782
4320	0,806	0,788

A representação gráfica dos resultados destes ensaios (ver figura 5.63) permite verificar que os provetes de solo-cimento com o composto de hidróxido e silicato de sódio têm um comportamento muito semelhante aos que não têm activador.

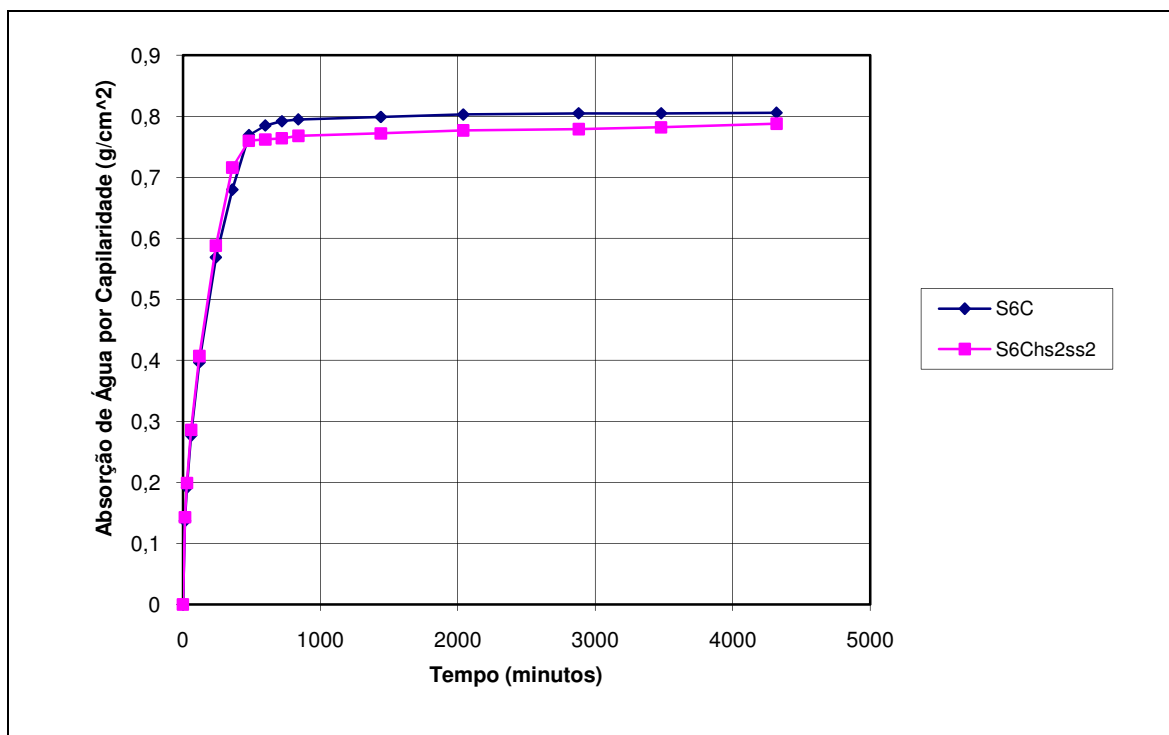


Figura 5.63 - Absorção de água por capilaridade para as misturas S6C e S6Chs2ss2.

A determinação do coeficiente de absorção num gráfico “Absorção de água” *versus* “Raiz quadrada do tempo” mediante o valor do declive da parte inicial do gráfico, permite chegar a valores de 0.0363 e 0.0380 para as misturas S6C e S6Chs2ss2, respectivamente (ver figura 5.64). Valores que demonstram novamente a aproximação entre as absorções de água por parte destas composições.

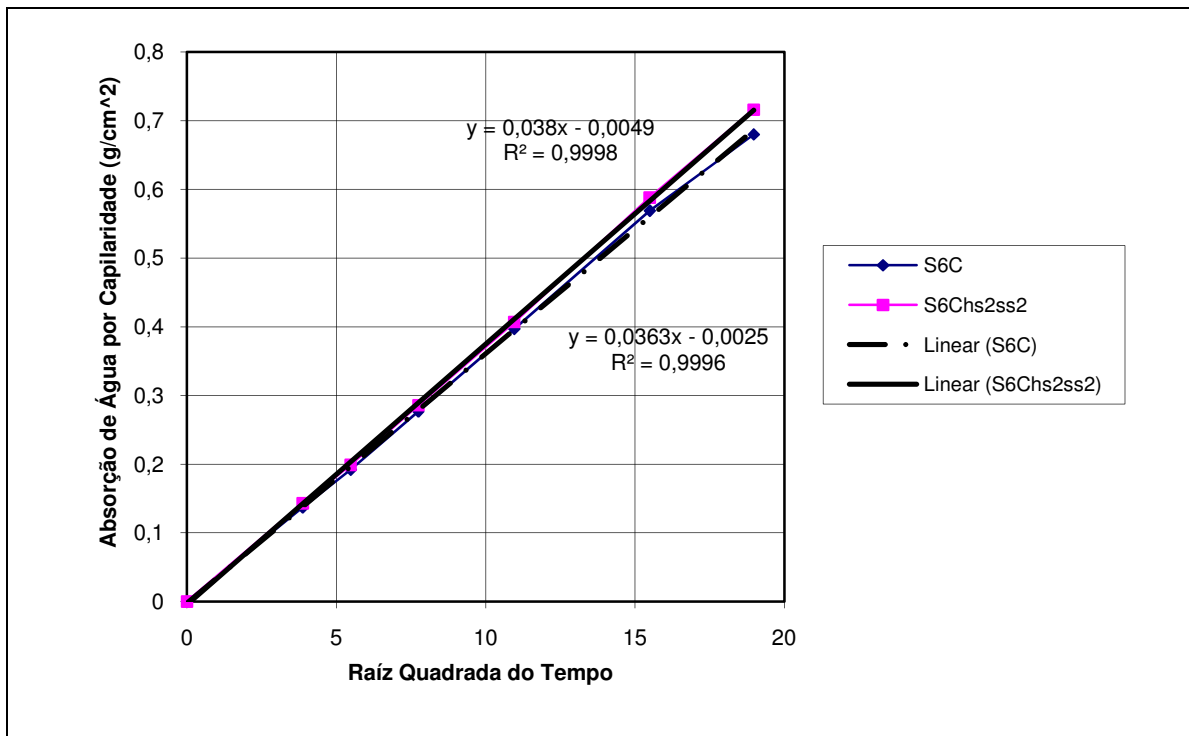


Figura 5.64 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6Chs2ss2.

5.8.2.2 - Molhagem-secagem

Os índices de durabilidade dos provetes de solo-cimento com e sem activador têm entre si uma diferença percentual de cerca de 7%, com pior desempenho para as misturas que têm activador. Comparando os valores obtidos com um índice igual a 100%, que significa praticamente a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência para a composição S6Chs2ss2 é cerca de 14%, enquanto que para as composições S6C a perda é de aproximadamente 7% (ver tabela 5.33 e figura 5.65).

Tabela 5.33 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Chs2ss2.

	Resistência sem ciclos - R_s (MPa)	Resistência com ciclos - R_c (MPa)	Índice Durabilidade = R_c/R_s*100 (%)
S6C	14.6	13.6	93.2
S6Chs2ss2	14.2	12.2	85.9

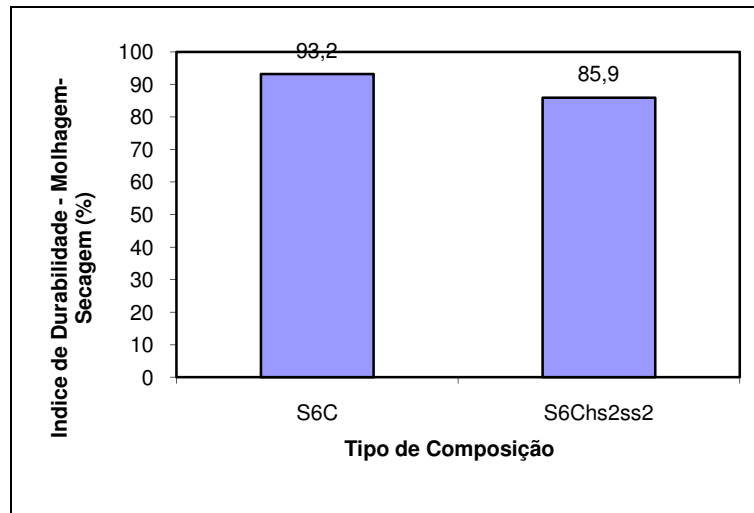


Figura 5.65 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Chs2ss2.

Em valor absoluto, as misturas S6Chs2ss2, quer sejam ou não submetidas aos ciclos, têm valores de resistência inferiores às S6C, mas muito próximos, o que não está de acordo com o que acontecia nas resistências à compressão simples analisadas em 5.8.1.1.

5.9 - AVALIAÇÃO DO EFEITO DA UTILIZAÇÃO DE RENOLITH

Neste ponto far-se-á a apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados aos provetes de solo com 6% de cimento sem qualquer activador e aos provetes de solo com 6% de cimento, mas onde foi utilizado o renolith, afim de avaliar o efeito deste aditivo comercialmente recomendado.

5.9.1 - Comportamento mecânico

5.9.1.1 - Resistência à compressão simples

Para as misturas S6C, S6Cr5 e S6Cr10, os resultados dos ensaios à compressão simples para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.34, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.34 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.

Tempo de Cura \ Tipo de Mistura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coeficiente de Variação (%)
S6C	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
S6Cr5	0.9	3.4	4.0	4.6	5.3	5.8	2.2
S6Cr10	0.9	3.2	3.9	4.5	5.2	6.3	4.0

Pode-se verificar através da análise das figuras 5.66 e 5.67 que as resistências obtidas nas misturas com renolith são ligeiramente superiores às obtidas nas misturas sem activador. Mediante isto, no que diz respeito à resistência à compressão simples, pode-se dizer que os provetes de solo-cimento com activador não serão muito vantajosos, uma vez que não oferecem consideráveis melhorias ao desempenho das composições de solo-cimento.

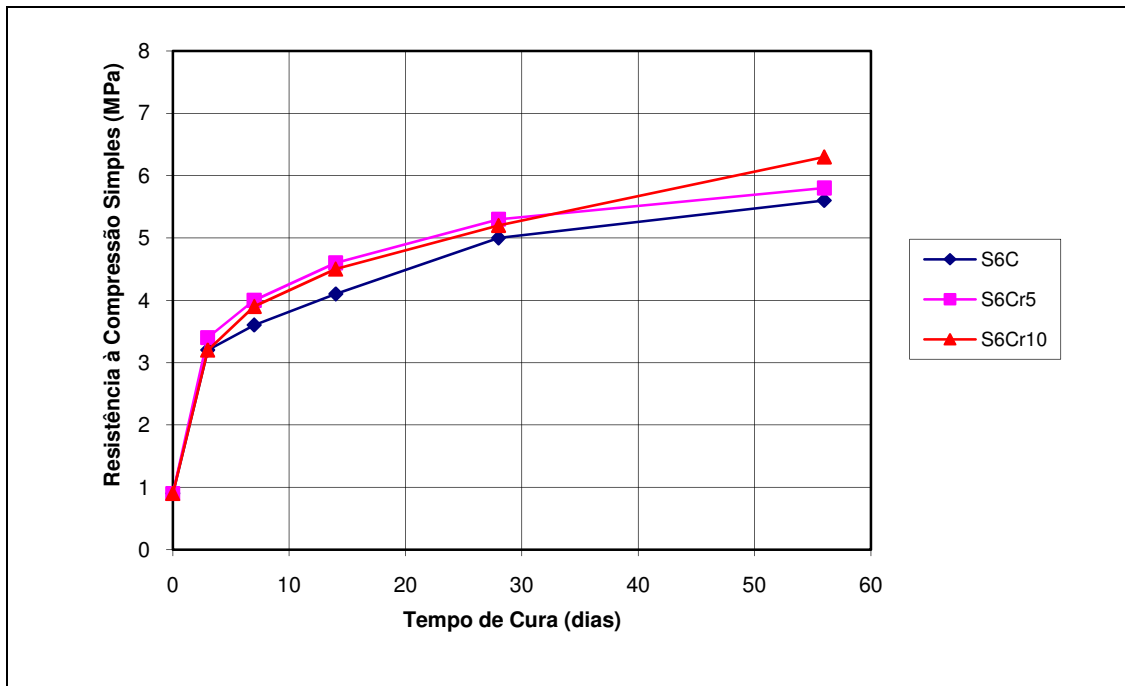


Figura 5.66 - Resistência à compressão simples para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.

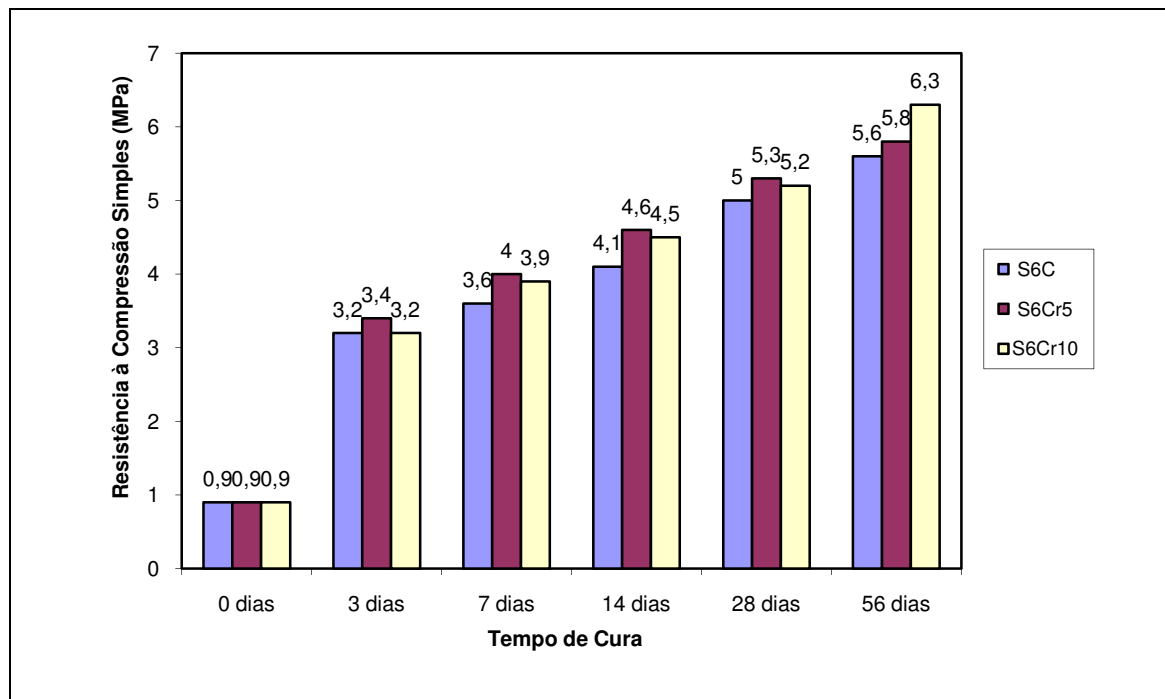


Figura 5.67 - Diferença entre as resistências à compressão simples para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.

Estes resultados confirmam a informação dada pela empresa fornecedora deste produto que refere aumentos da resistência aquando da utilização de renolith, tal como foi referido no ponto 3.5.

5.9.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples

Para estudar a sensibilidade à água das misturas foram também efectuados em paralelo com os ensaios à compressão simples anteriormente referidos e realizados nas condições de teor em humidade óptimo, ensaios à compressão simples em amostras submersas em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio.

Para as misturas S6Cr5, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água óptimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.35, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.36 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cr5.

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coeficiente de Variação (%)
Resistência S6Cr5 (MPa)	0.9	3.4	4.0	4.6	5.3	5.8	2.2
Resistência S6Cr5sat (MPa)	0.0	1.0	1.9	2.9	4.0	4.8	3.4
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.4	2.1	1.7	1.3	1.0	—
Perda de Resistência (%)	100	71	53	37	25	17	—

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.68.

Na figura 5.69 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

Através da análise da tabela 5.35 e das figuras 5.68 e 5.69, pode-se verificar que para a composição S6Cr5, a perda de resistência entre amostras saturadas e não saturadas, apresenta uma diminuição em termos percentuais, relativamente às resistências não saturadas, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção.

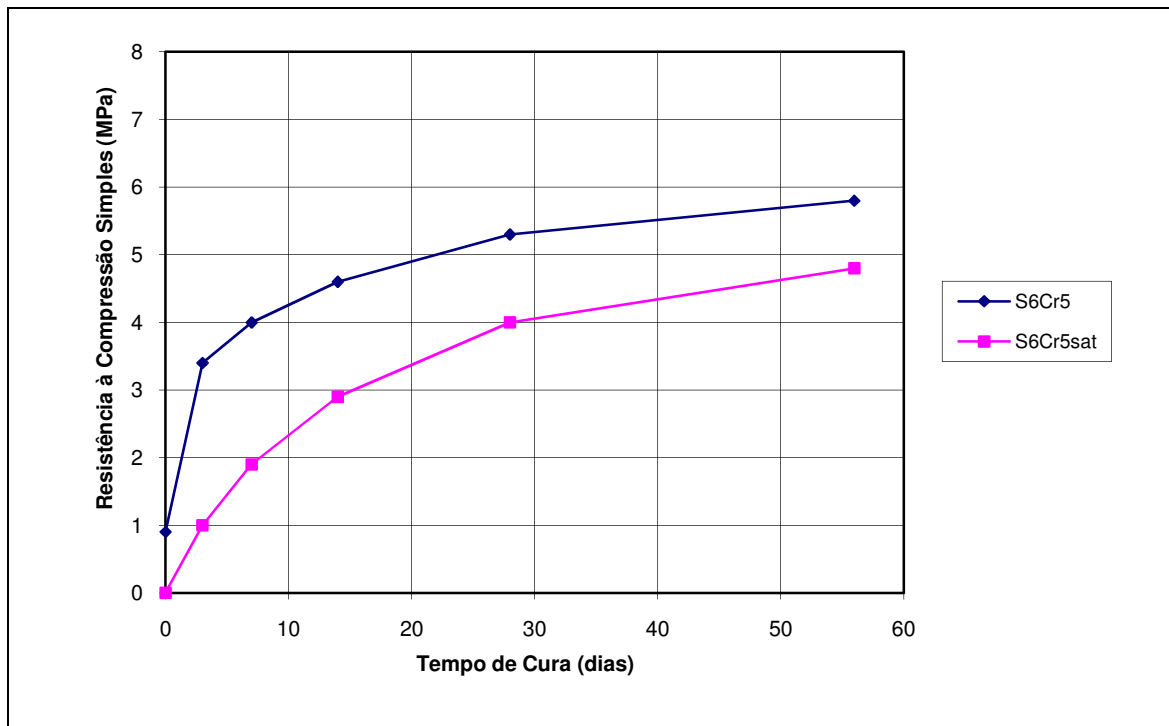


Figura 5.68 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Cr5.

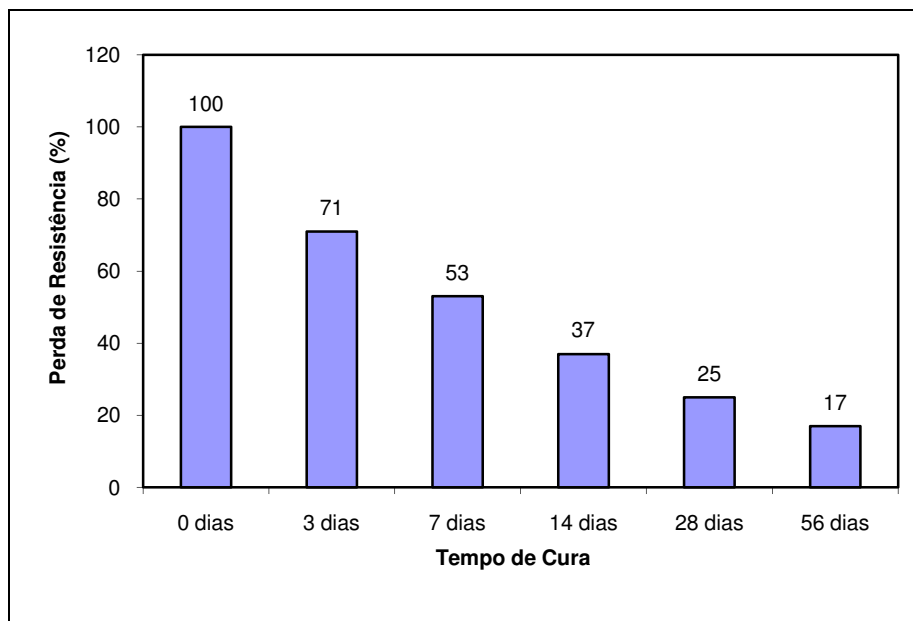


Figura 5.69 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cr5.

Para as misturas S6Cr10, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água ótimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.36, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do

mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.36 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cr10.

Tempo de Cura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
Resistência S6Cr10 (MPa)	0.9	3.2	3.9	4.5	5.2	6.3	4.0
Resistência S6Cr10sat (MPa)	0.0	1.1	1.7	2.7	3.2	4.6	3.9
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.1	2.2	1.8	2.0	1.7	_____
Perda de Resistência (%)	100	66	56	40	38	27	_____

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.70.

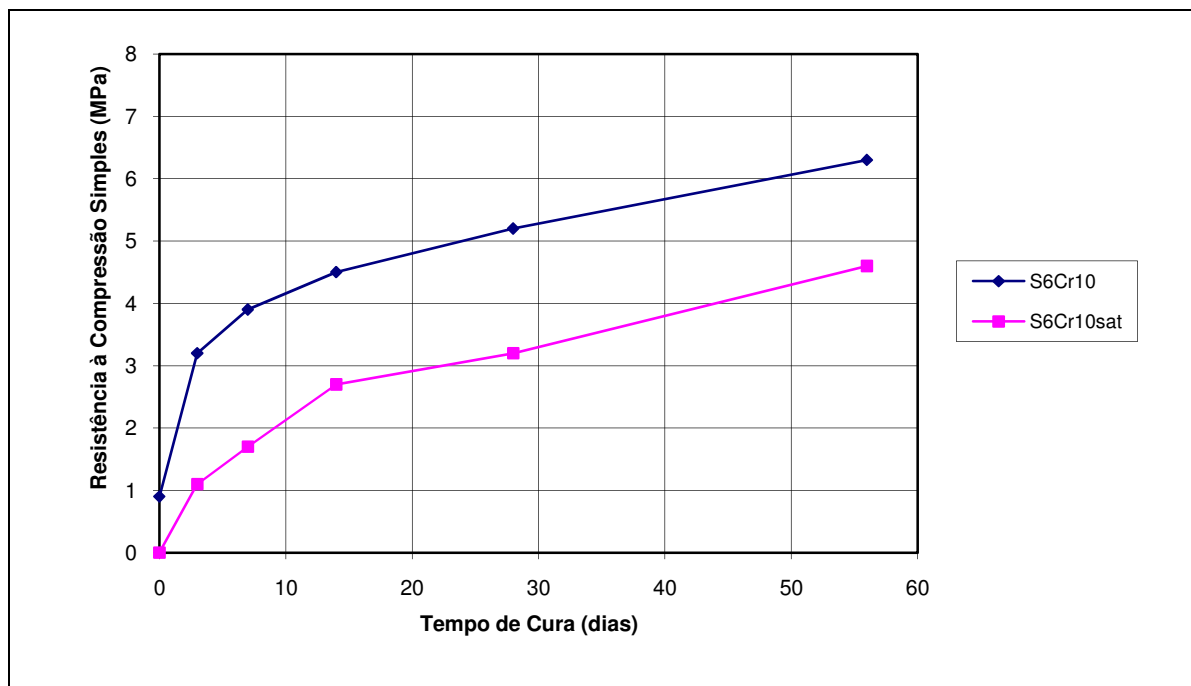


Figura 5.70 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Cr10.

Na figura 5.71 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

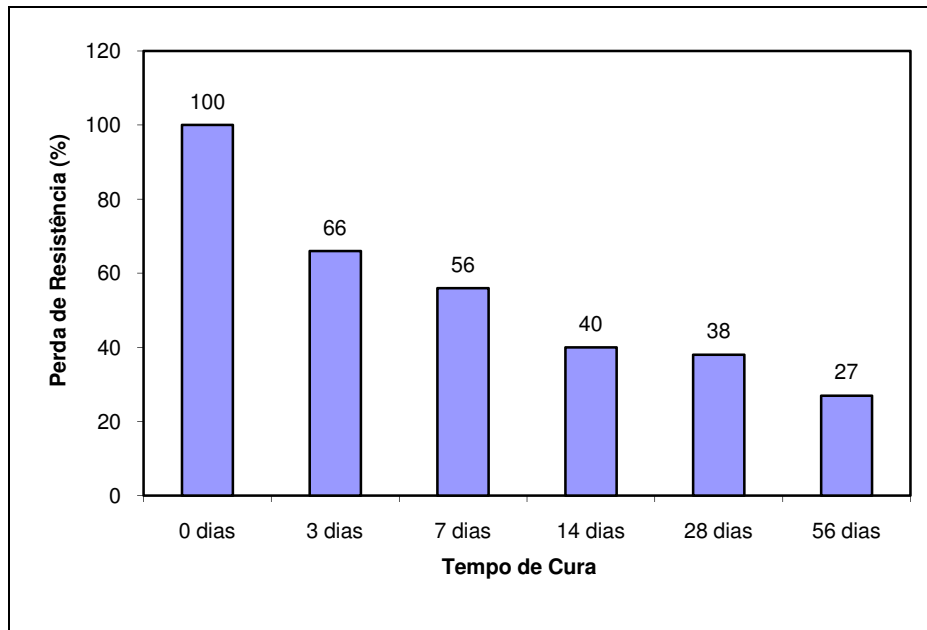


Figura 5.71 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cr10.

Através da análise da tabela 5.36 e das figuras 5.70 e 5.71, pode-se verificar que para a composição S6Cr10, a perda de resistência entre amostras saturadas e não saturadas, apresenta uma diminuição em termos percentuais, relativamente às resistências não saturadas, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção.

5.9.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral

Para as misturas em análise neste ponto, os valores dos coeficientes de variação, para avaliação da variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo, para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10, foram de 3.3, 1.7 e 1.4%, respectivamente. Os resultados obtidos estão representados na figura 5.72, tendo sido registados valores próximos para as composições com e sem activador.

Comparando os valores da resistência à tracção por compressão diametral com os da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura, verifica-se que os resultados da resistência à tracção são cerca de 7 e 6% dos que se obtiveram na resistência à compressão simples, para as composições S6Cr5 e S6Cr10, respectivamente.

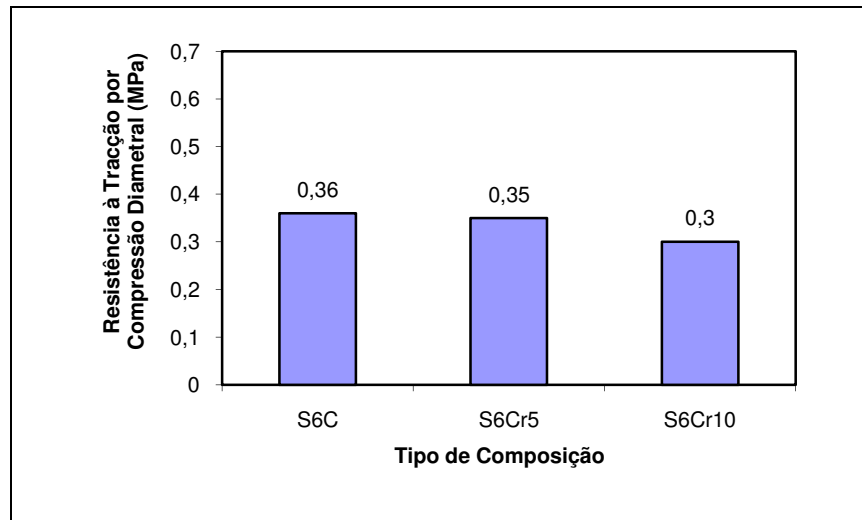


Figura 5.72 - Resistência à tração por compressão diametral para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.

5.9.2 - Avaliação da durabilidade

5.9.2.1 - Absorção de água por capilaridade

Os valores obtidos no ensaio para determinação da absorção de água por capilaridade para as misturas S6C, S6Cr5 e S6Cr10 estão na tabela 5.36.

A representação gráfica dos resultados destes ensaios (ver figura 5.73) permite verificar que os provetes de solo-cimento com renolith têm um comportamento ligeiramente melhor do que aqueles que não têm activador, já que absorvem menos água.

O coeficiente de absorção determinado num gráfico “Absorção de água” *versus* “Raiz quadrada do tempo” mediante o valor do declive da parte inicial do gráfico, permite chegar a valores de 0.0363, 0.0310 e 0.0292 para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10, respectivamente (ver figura 5.74). Valores que demonstram a menor absorção de água por parte das composições com activador.

Tabela 5.37 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.

Tempo (min) \ Tipo de Mistura	S6C	S6Cr5	S6Cr10
0	0,000	0,000	0,000
15	0,137	0,122	0,132
30	0,192	0,165	0,175
60	0,277	0,240	0,243
120	0,397	0,342	0,342
240	0,569	0,488	0,468
360	0,680	0,581	0,556
480	0,769	0,659	0,622
600	0,785	0,714	0,676
720	0,792	0,755	0,723
840	0,795	0,762	0,744
1440	0,799	0,769	0,765
2040	0,803	0,774	0,771
2880	0,805	0,777	0,774
3480	0,805	0,778	0,778
4320	0,806	0,781	0,781

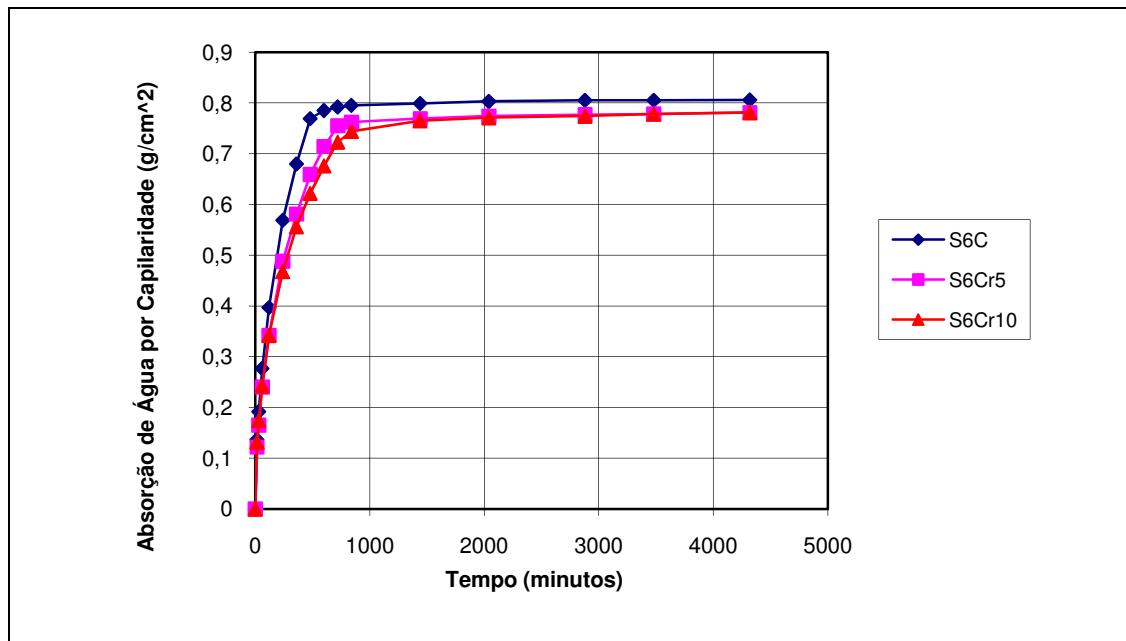


Figura 5.73 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.

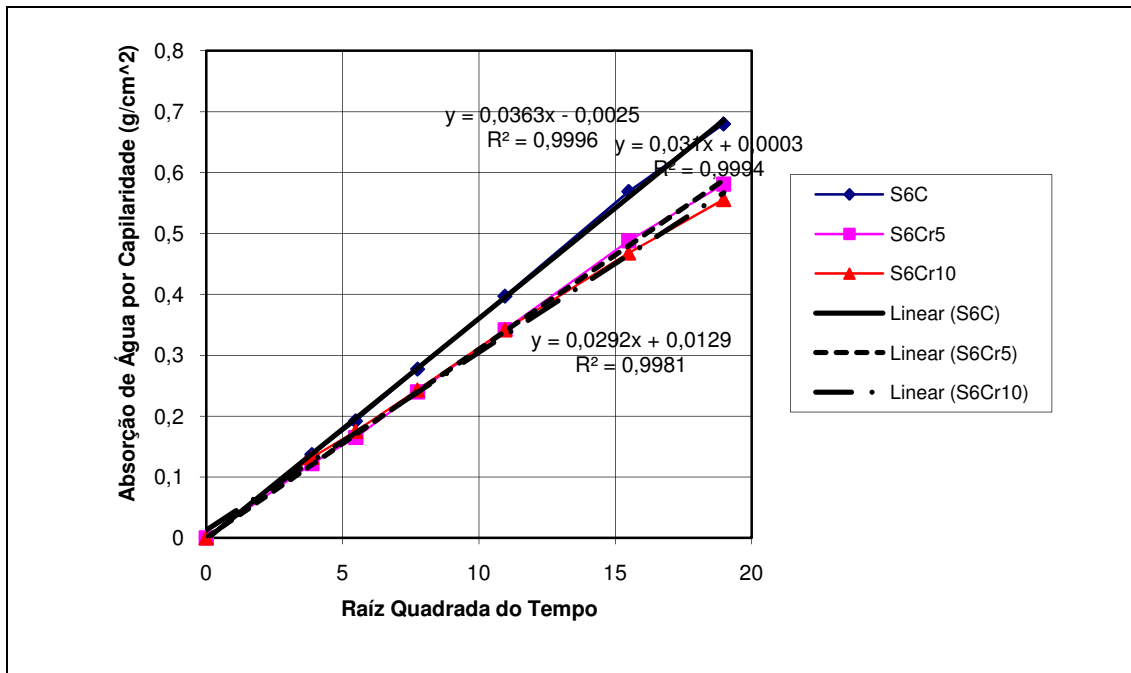


Figura 5.74 - Coeficientes de absorção para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.

A menor absorção de água por parte das misturas que têm este activador confirma as informações fornecidas pela empresa, segundo a qual o renolith dá origem à formação de poros que dificultam a penetração da água, tal como foi referido em 3.5.

5.9.2.2 - Molhagem-secagem

Para o caso do ensaio de molhagem-secagem os resultados obtidos estão expressos na figura 5.75 mediante o valor do índice de durabilidade. Os índices de durabilidade das misturas S6C e S6Cr5 afastam-se bastante, sendo a diferença percentual cerca de 14%, com pior desempenho para os que contêm renolith. As misturas com maior percentagem de renolith têm valores muito próximos da mistura de controlo, sendo a diferença percentual próxima de 2%. Comparativamente com o que seria o ideal, ou seja, um índice igual a um, que significaria a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência é de cerca de 7% para as composições S6C e de cerca de 20 e 9 % para as misturas S6Cr5 e S6Cr10, respectivamente.

Em valor absoluto (ver tabela 5.38), as misturas com renolith, quer sejam ou não submetidas aos ciclos, têm valores de resistência inferiores às S6C, o que não está de acordo com o que acontecia nas resistências à compressão simples analisadas em 5.9.1.1.

Tabela 5.38 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.

	Resistência sem ciclos - R_s (MPa)	Resistência com ciclos - R_c (MPa)	Índice Durabilidade = R_c/R_s*100 (%)
S6C	14.6	13.6	93.2
S6Cr5	14.3	11.4	79.7
S6Cr10	13.0	11.8	90.8

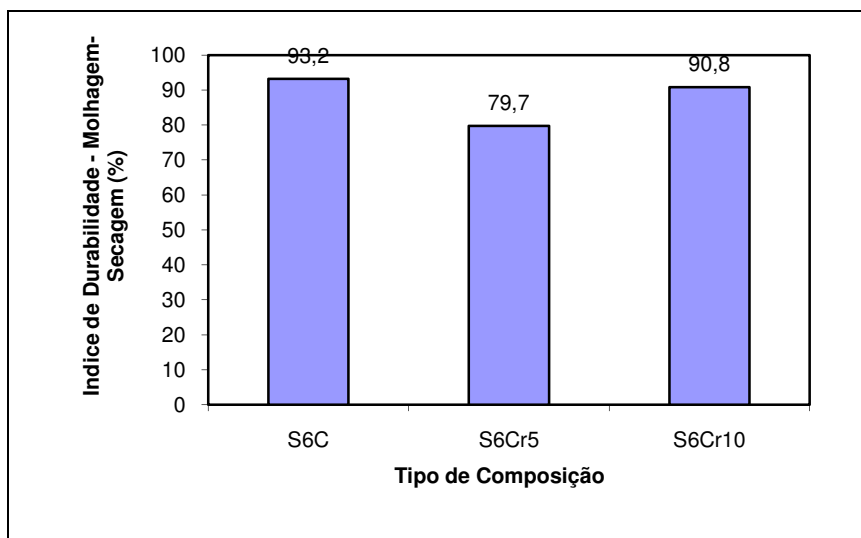


Figura 5.75 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C, S6Cr5 e S6Cr10.

5.9.2.3 - Gelo-degelo

Para o caso do ensaio de gelo-degelo os resultados obtidos estão expressos na figura 5.76 mediante o valor do índice de durabilidade. Entre os índices de durabilidade das composições analisadas a diferença percentual situa-se nos 15%, valor elevado, estando o melhor desempenho a cargo das misturas S6C. Comparativamente com o que seria o ideal, ou seja, um índice igual a 100%, que significaria a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência é de 6% nos provetes S6C e de cerca de 20% nos S6Cr5.

Em termos de valores absolutos (ver tabela 5.39), para a situação das composições não submetidas aos ciclos de gelo-degelo, verifica-se que os valores registados foram ligeiramente superiores aos das composições S6C, continuando-se a verificar a tendência que acontecia nas

resistências à compressão simples analisadas em 5.9.1.1. No entanto, para as composições submetidas aos ciclos de gelo-degelo, a situação inverte-se, ou seja, as misturas S6C têm maior resistência que as S6Cr5, dado que a perda de resistência nas composições com este activador é maior. Pode-se, por isso afirmar que o renolith, na percentagem de 5%, não conduz a melhorias nesta característica dos solos, quando estes são submetidos a ciclos de gelo-degelo.

Tabela 5.39 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Cr5.

	Resistência sem ciclos - R_s (MPa)	Resistência com ciclos - R_c (MPa)	Índice Durabilidade = R_c/R_s*100 (%)
S6C	20.1	19.0	94.5
S6Cr5	20.4	16.3	80.0

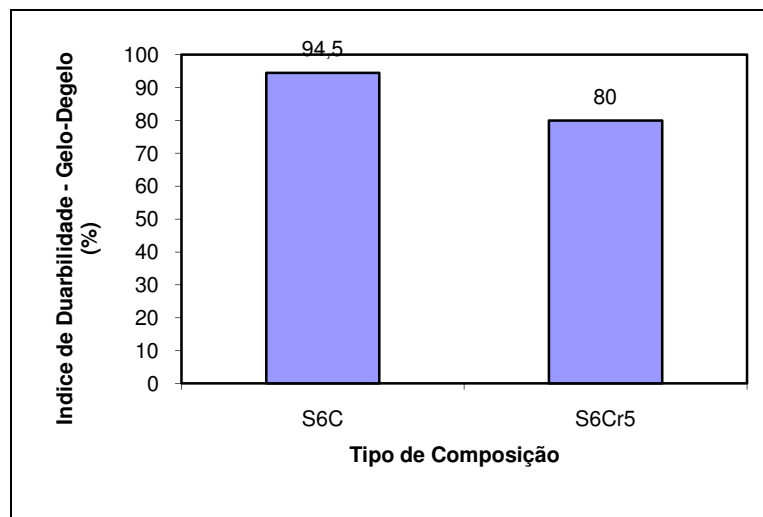


Figura 5.76 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Cr5.

5.10 - AVALIAÇÃO DO EFEITO DA UTILIZAÇÃO DE PNEU RECICLADO

Neste ponto far-se-á a apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados aos provetes de solo com 6% de cimento e aos provetes de solo com 6% de cimento onde foi utilizado o pneu reciclado, afim de avaliar o desempenho das composições aquando da mistura deste aditivo.

5.10.1 - Comportamento mecânico

5.10.1.1 - Resistência à compressão simples

Para as misturas S6C e S6Cp, os resultados dos ensaios à compressão simples para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.40, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.40 - Resistência à compressão simples (MPa) para as composições S6C e S6Cp.

Tempo de Cura \ Tipo de Mistura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coeficiente de Variação (%)
S6C	0.9	3.2	3.6	4.1	5.0	5.6	5.2
S6Cp	0.9	2.5	3.2	3.6	4.1	5.2	4.0

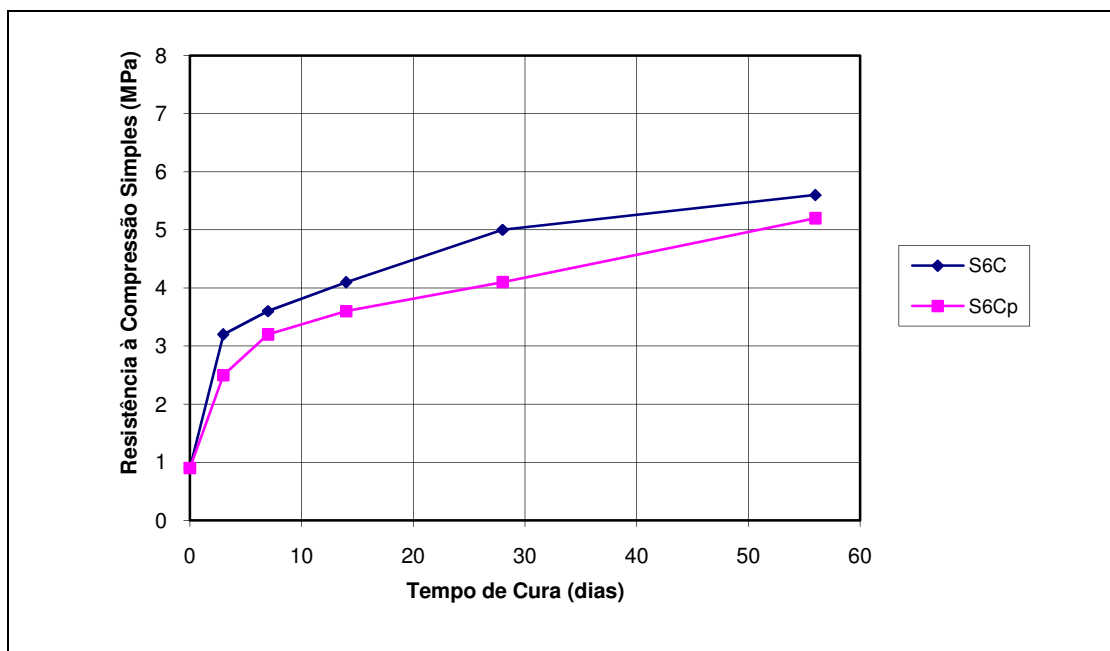


Figura 5.77 - Resistência à compressão simples para as composições S6C e S6Cp.

Pode-se verificar através da análise da figura 5.77 que as resistências obtidas nas misturas com pneu são inferiores às obtidas nas misturas sem activador. Mediante isto, no que diz

respeito à resistência à compressão simples, pode-se dizer que os provetes de solo-cimento com este aditivo não são vantajosos, uma vez que não oferecem melhorias ao desempenho das composições de solo-cimento.

Fazendo uma análise comparativa entre as resistências obtidas para os 28 e 56 dias de cura (ver figura 5.78), sobressai o facto de as misturas com pneu terem resistências inferiores em 18%, aos 28 dias, e 7% aos 56 dias, relativamente às obtidas nas composições S6C.

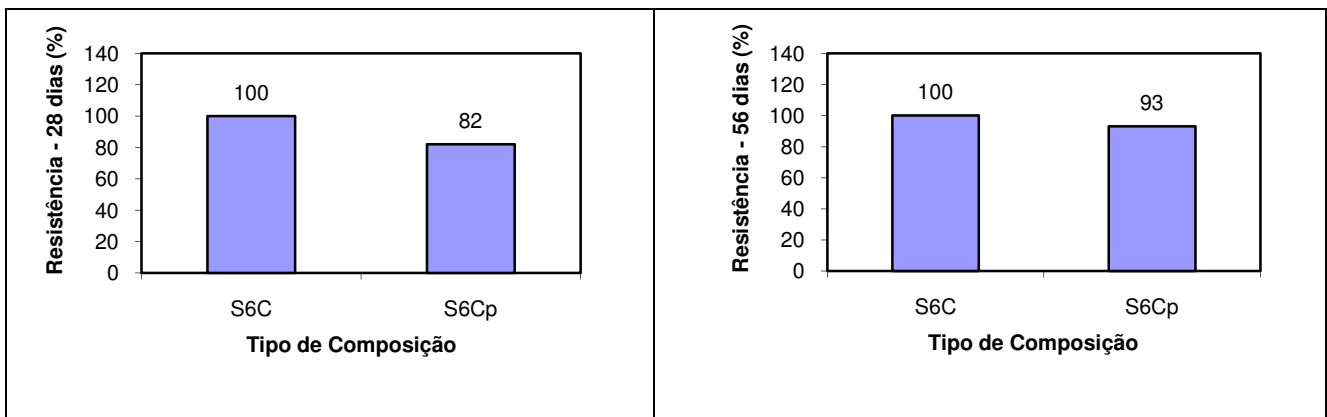


Figura 5.78 - Comparação das resistências à compressão simples aos 28 e 56 dias de cura para as composições S6C e S6Cp.

5.10.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples

Para estudar a sensibilidade à água das misturas foram também efectuados em paralelo com os ensaios à compressão simples anteriormente referidos e realizados nas condições de teor em humidade óptimo, ensaios à compressão simples em amostras submersas em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio.

Para as misturas S6Cp, os resultados dos ensaios à compressão simples, nas condições de teor em água óptimo e de saturação, para os tempos de cura analisados são apresentados na tabela 5.41, onde também aparece o valor do coeficiente de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo. O valor do coeficiente foi calculado para os diversos tempos de cura em estudo, apresentando-se na tabela somente o maior valor obtido nesses cálculos.

Tabela 5.41 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cp.

Tempo de Cura \ Tipo de Mistura	0 dias	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	Coefficiente de Variação (%)
S6Cp	0.9	2.5	3.2	3.6	4.1	5.2	4.0
S6Cpsat	0.0	0.0	1.3	1.7	2.3	3.6	3.9
Perda de Resistência (MPa)	0.9	2.5	1.9	1.9	1.8	1.6	_____
Perda de Resistência (%)	100	100	59	53	44	31	_____

A representação gráfica da evolução da resistência à compressão simples para as misturas em análise, saturadas e não saturadas, apresenta-se na figura 5.79.

Na figura 5.80 representa-se graficamente a perda de resistência em termos percentuais relativamente à resistência das amostras não saturadas.

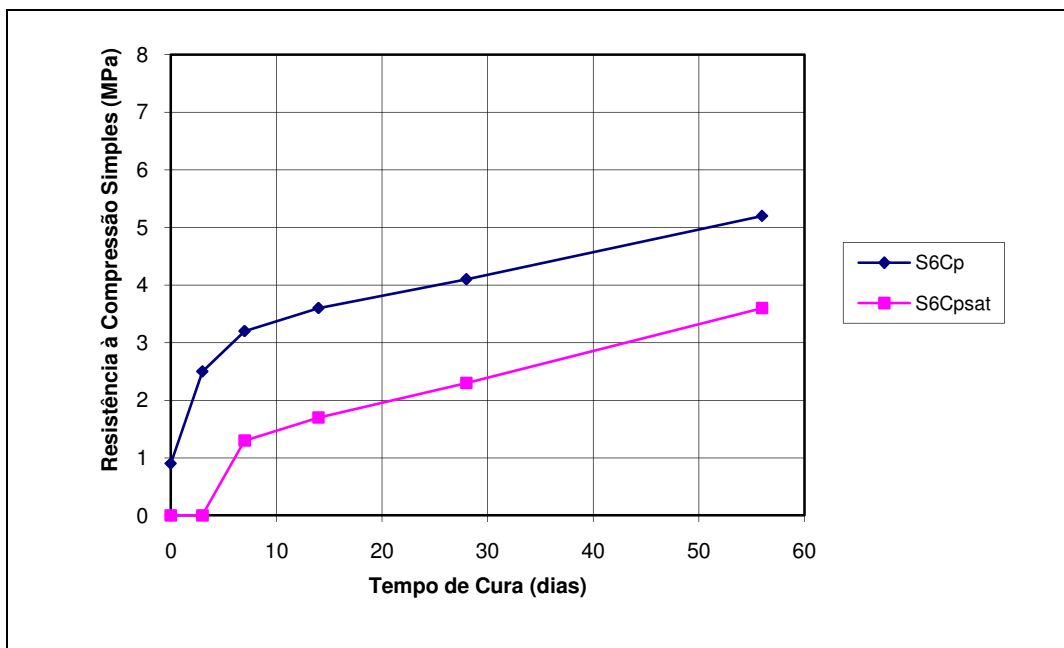


Figura 5.79 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples para a composição S6Cp.

Através da análise da tabela 5.41 e das figuras 5.79 e 5.80, pode-se verificar que para a composição S6Cp, a perda de resistência entre amostras saturadas e não saturadas, apresenta uma diminuição em termos percentuais, relativamente às resistências não saturadas, à medida

que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água, sendo a perda verificada devido à diminuição do efeito de sucção.

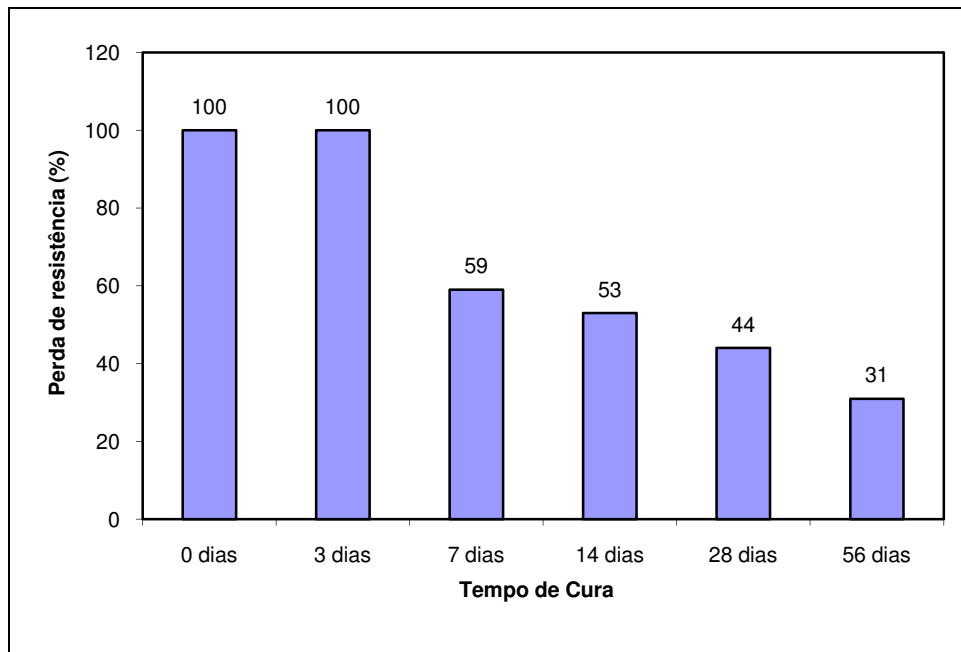


Figura 5.80 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para a composição S6Cp.

Pode-se verificar que as composições S6Cp foram as únicas composições com aditivos em que os provetes se desfizeram para o tempo de cura de 3 dias, pelo que se pode dizer que o pneu atrasou o endurecimento destas misturas.

5.10.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral

Para as misturas em análise neste ponto, os valores dos coeficientes de variação, para avaliar a variabilidade dos resultados de provetes nominalmente idênticos e fabricados e curados do mesmo modo, para as composições S6C e S6Cp, foi de 3.3 e 4.3%, respectivamente.

Os resultados obtidos estão representados na figura 5.81, tendo sido registados valores inferiores em cerca de 22% para as composições com pneu relativamente às misturas de controlo.

Comparando os valores da resistência à tracção por compressão diametral com os da resistência à compressão simples aos 28 dias de cura, verifica-se que os resultados da

resistência à tracção são cerca de 7% dos que se obtiveram na resistência à compressão simples, para as composições S6C e S6Cp.

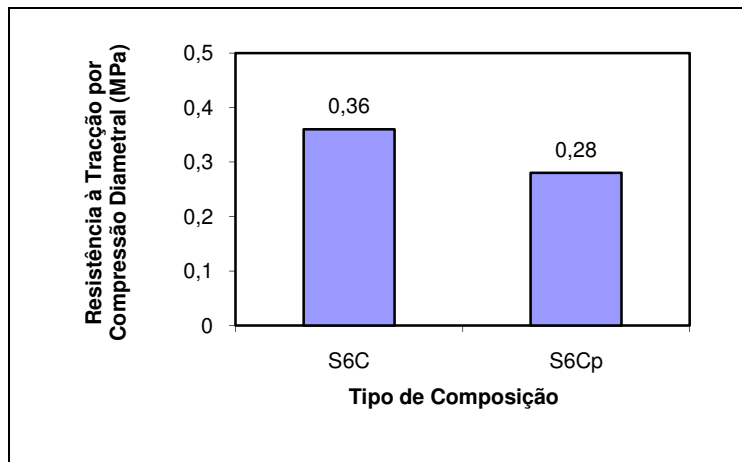


Figura 5.81 - Resistência à tracção por compressão diametral para as composições S6C e S6Cp.

5.10.2 - Avaliação da durabilidade

5.10.2.1 - Absorção de água por capilaridade

Os valores obtidos no ensaio para determinação da absorção de água por capilaridade para as misturas S6C e S6Cp estão na tabela 5.42.

Tabela 5.42 - Absorção de água por capilaridade (g/cm^2) para as composições S6C e S6Cp.

Tipo de Mistura \ Tempo (min)	S6C	S6Cp
0	0,000	0,000
15	0,137	0,137
30	0,192	0,190
60	0,277	0,276
120	0,397	0,397
240	0,569	0,573
360	0,680	0,682
480	0,769	0,771
600	0,785	0,799
720	0,792	0,805
840	0,795	0,808
1440	0,799	0,813
2040	0,803	0,818
2880	0,805	0,820
3480	0,805	0,822
4320	0,806	0,823

A representação gráfica dos resultados destes ensaios (ver figura 5.82) permite verificar que os provetes de solo-cimento com pneu têm um comportamento muito semelhante aos que não têm este aditivo.

O coeficiente de absorção determinado num gráfico “Absorção de água” *versus* “Raiz quadrada do tempo” mediante o valor do declive da parte inicial do gráfico, permite chegar a valores de 0.0363 e 0.0365 para as misturas S6C e S6Cp, respectivamente (ver figura 5.83). Valores que demonstram novamente a elevada aproximação entre as absorções de água por parte destas composições.

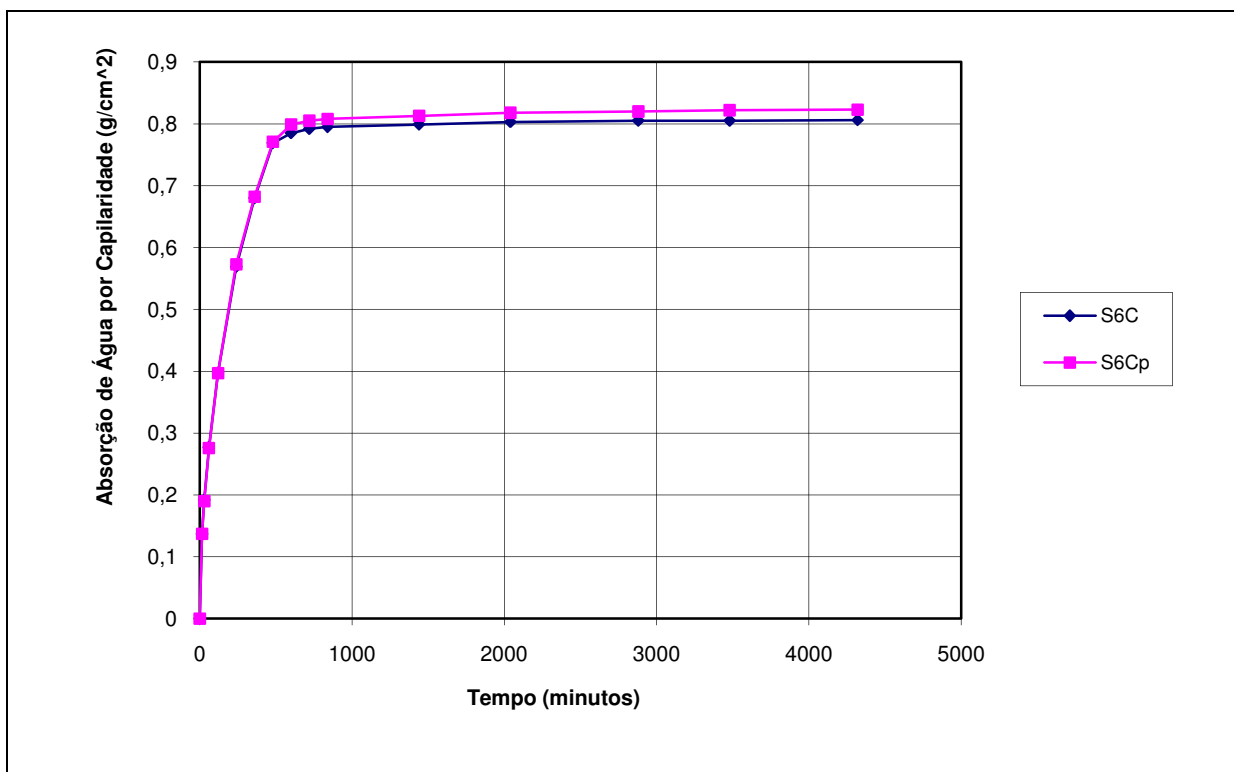


Figura 5.82 - Absorção de água por capilaridade para as composições S6C e S6Cp.

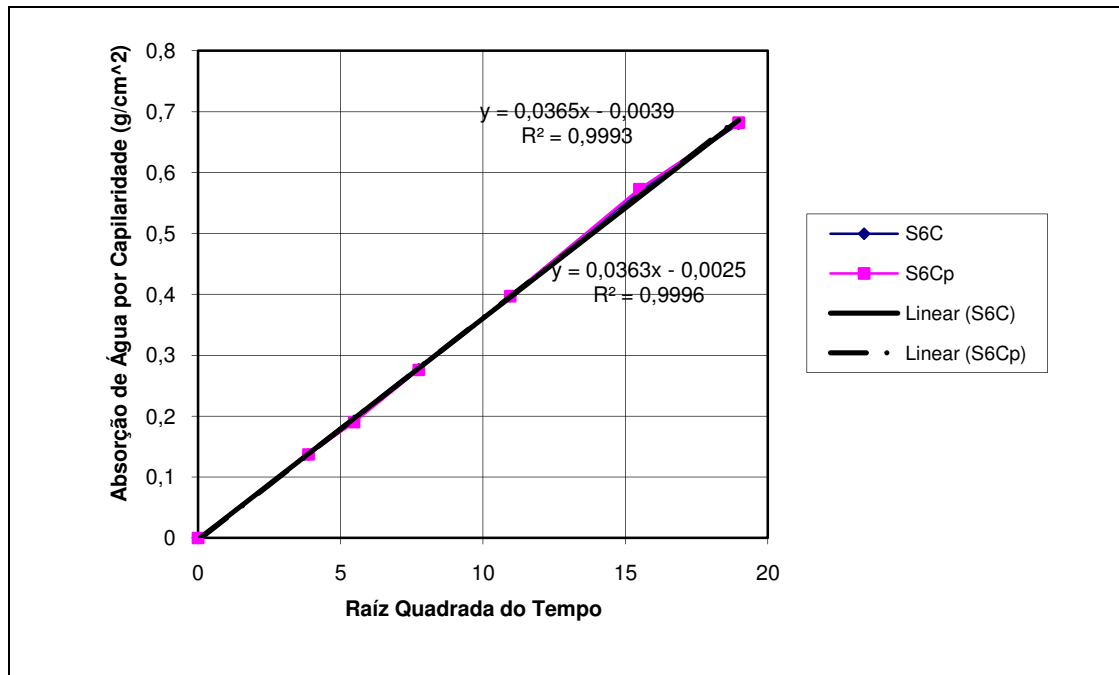


Figura 5.83 - Coeficientes de absorção para as composições S6C e S6Cp.

5.10.2.2 - Molhagem-secagem

Para o caso do ensaio de molhagem-secagem os resultados obtidos estão expressos na figura 5.84 mediante o valor do índice de durabilidade. Os índices de durabilidade das misturas S6C e S6Cp não são próximos, sendo a diferença percentual cerca de 6%, com pior desempenho para os que contêm pneu. Comparativamente com o que seria o ideal, ou seja, um índice igual a 100%, que significaria a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência é de cerca de 7% para as composições S6C e de cerca de 13% para as misturas S6Cp.

Tabela 5.43 - Resultados dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Cp.

	Resistência sem ciclos - Rs (MPa)	Resistência com ciclos - Rc (MPa)	Índice Durabilidade = Rc/Rs*100 (%)
S6C	14.6	13.6	93.2
S6Cp	9.6	8.4	87.5

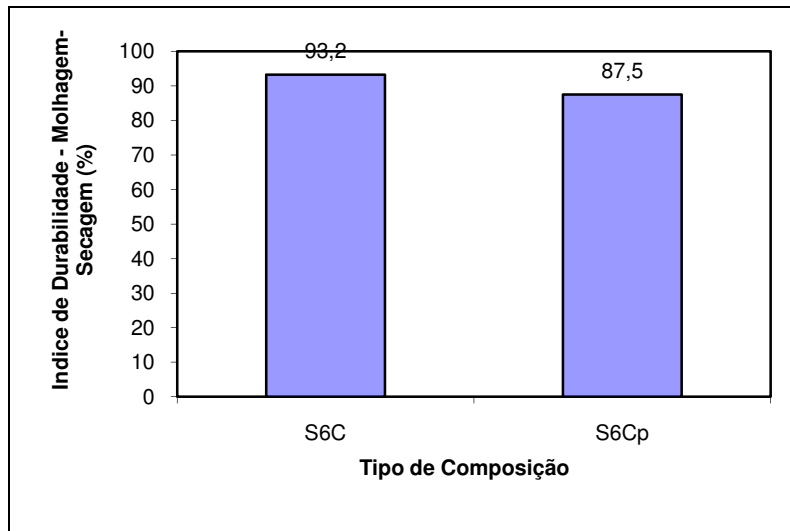


Figura 5.84 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições S6C e S6Cp.

Em valor absoluto (ver tabela 5.43), as misturas com pneu, quer sejam ou não submetidas aos ciclos, têm valores de resistência inferiores às S6C, tal como acontecia nas resistências à compressão simples analisadas em 5.10.1.1.

5.10.2.3 - Gelo-degelo

Para o caso do ensaio de gelo-degelo os resultados obtidos estão expressos na figura 5.85 mediante o valor do índice de durabilidade. Entre os índices de durabilidade das composições analisadas a diferença percentual situa-se nos 18%, valor bastante elevado, estando o melhor desempenho a cargo das misturas S6C. Comparativamente com o que seria o ideal, ou seja, um índice igual a 100%, que significaria a ausência de perda de resistência dos provetes depois de submetidos aos ciclos, a perda de resistência é de 6% nos provetes S6C e de cerca de 24% nos S6Cp. Nestes resultados sobressai o facto de o pneu ter uma considerável perda de resistência quando submetido a ciclos de gelo-degelo.

Tabela 5.44 - Resultados dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Cp.

	Resistência sem ciclos - Rs (MPa)	Resistência com ciclos - Rc (MPa)	Índice Durabilidade = $Rc/Rs \cdot 100$ (%)
S6C	20.1	19.0	94.5
S6Cp	14.9	11.4	76.5

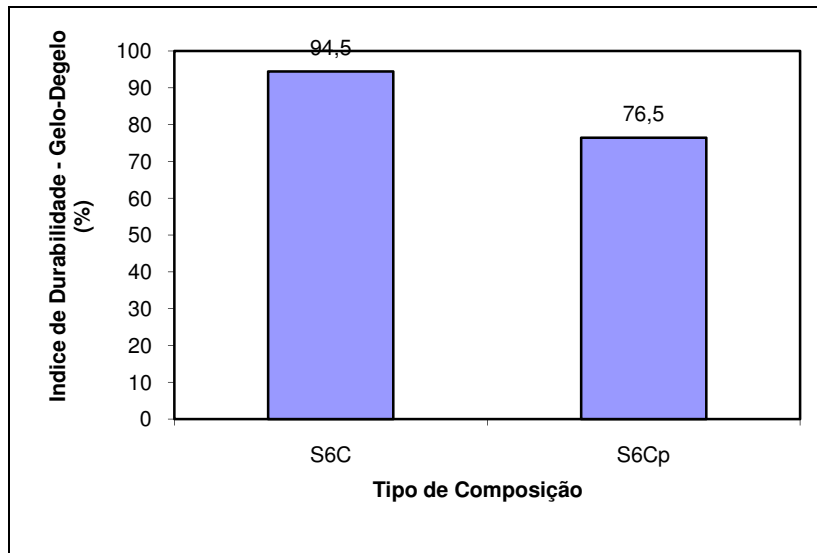


Figura 5.85 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições S6C e S6Cp.

Em valor absoluto (ver tabela 5.85), as misturas com pneu, quer sejam ou não submetidas aos ciclos, têm valores de resistência inferiores às S6C, o que está de acordo com o que acontecia nas resistências à compressão simples analisadas em 5.10.1.1.

5.11 - AVALIAÇÃO GLOBAL DO EFEITO DOS ADITIVOS

Neste ponto far-se-á uma apresentação sucinta e global dos resultados obtidos nos ensaios realizados aos provetes de solo com 6% e 10 % de cimento sem qualquer aditivo e aos provetes de solo com 6% de cimento onde foram adicionados os vários aditivos em estudo, afim de avaliar a eficiência dos diversos aditivos em estudo na estabilização do solo ensaiado. A avaliação desta eficiência é verificada comparando os resultados das composições com aditivos com os valores obtidos nas misturas de controlo S6C.

5.11.1 - Comportamento mecânico

5.11.1.1 - Resistência à compressão simples

Na análise feita relativamente a esta característica para as várias composições estudadas, constatou-se que os acréscimos de resistência acontecem essencialmente nos 28 dias de cura, sendo depois disto os acréscimos de resistência pouco significativos. Também se verificou que aos 7 dias de cura, geralmente as resistências obtidas eram superiores a 50% relativamente às que se registavam aos 56 dias. Sendo assim, optou-se por fazer a análise

global das várias composições para os tempos de cura de 7, 28 e 56 dias (ver figuras 5.86, 5.87 e 5.88). Esta análise permite comparar em termos percentuais as resistências à compressão simples das diversas composições ensaiadas tendo como padrão as misturas de controlo S6C.

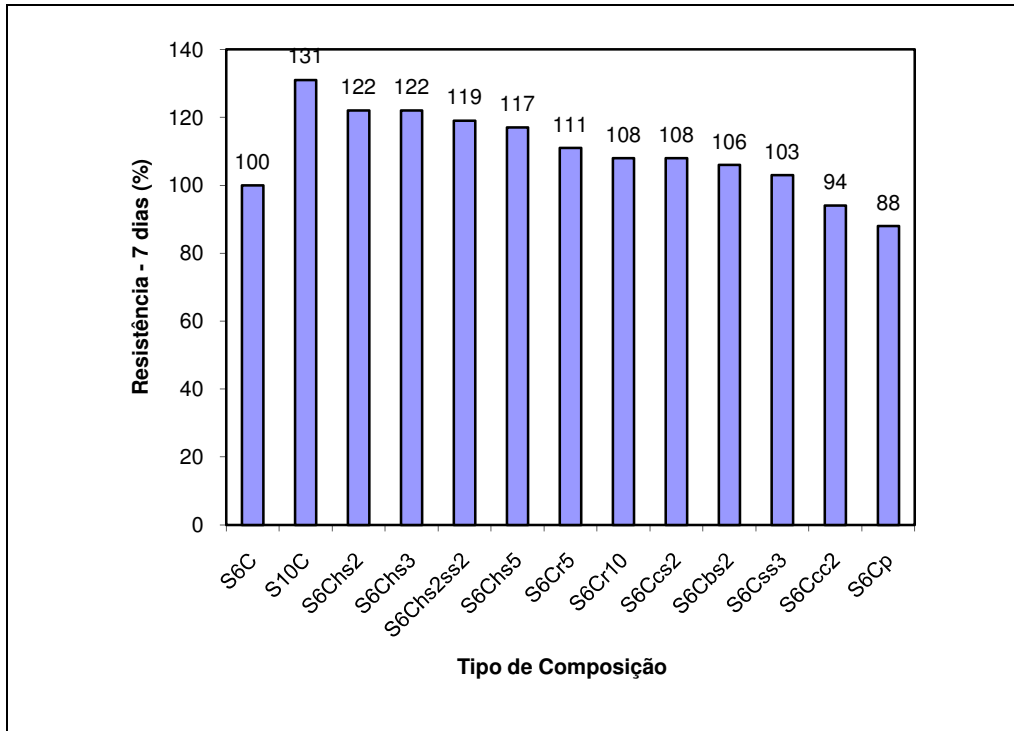


Figura 5.86 - Resistência à compressão simples aos 7 dias para as composições ensaiadas.

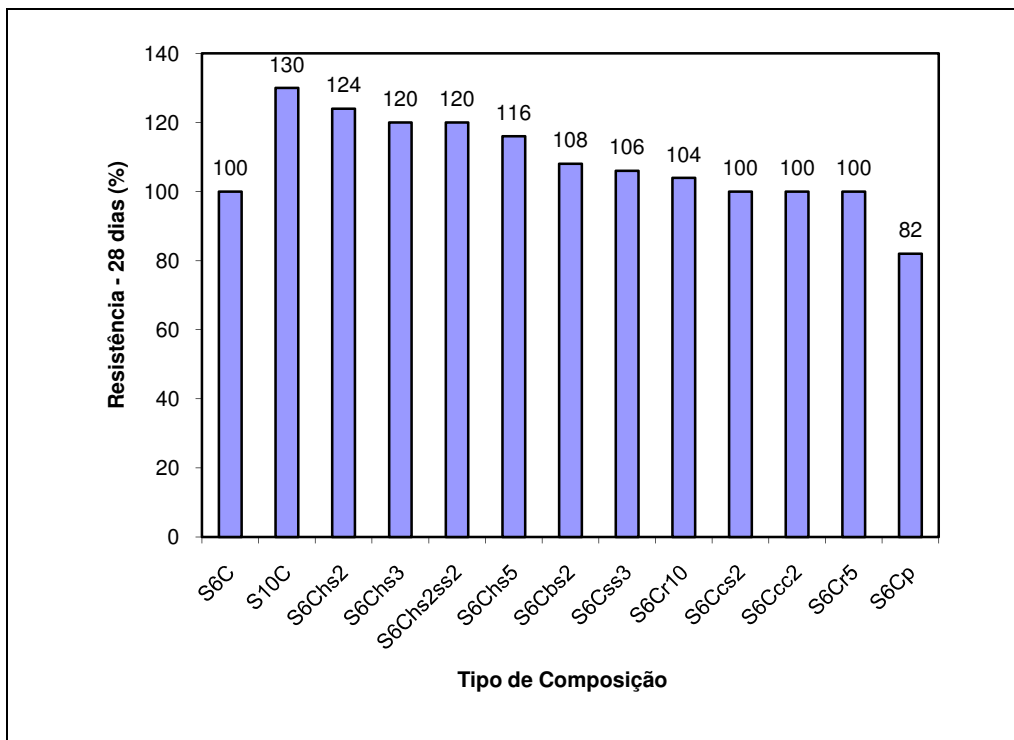


Figura 5.87 - Resistência à compressão simples aos 28 dias para as composições ensaiadas.

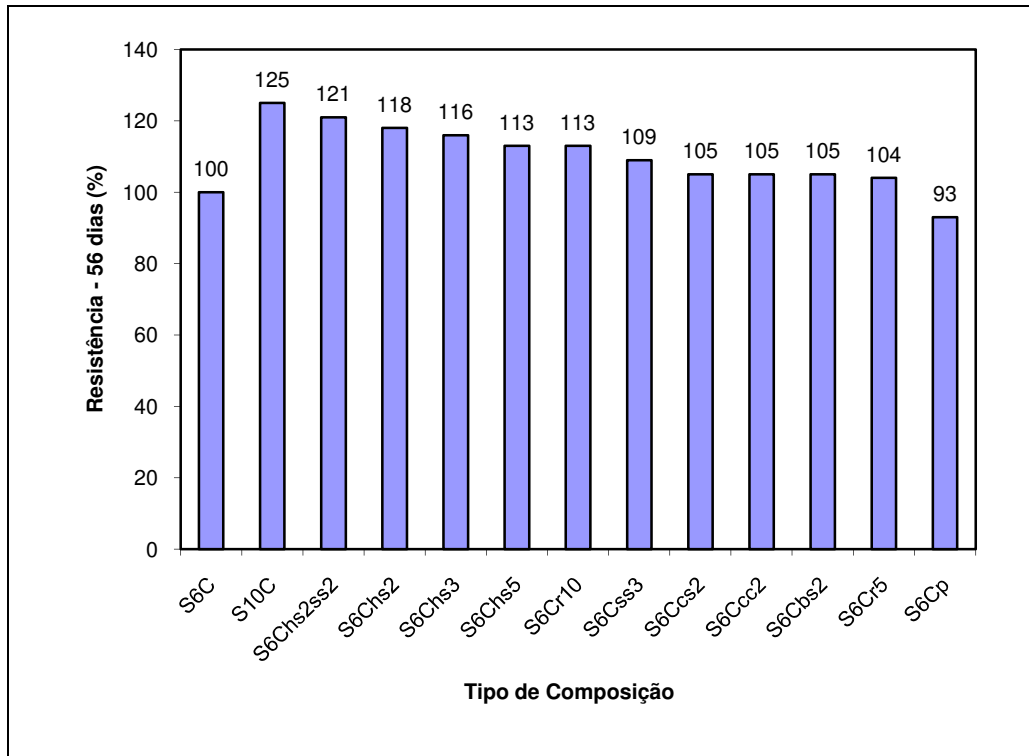


Figura 5.88 - Resistência à compressão simples aos 56 dias para as composições ensaiadas.

Fazendo uma análise crítica e global dos resultados obtidos para os diversos tempos de cura e tendo em consideração as características registadas para as misturas e o aspecto económico, não são consideradas vantajosas, do ponto de vista da resistência à compressão simples, as composições que contêm cloreto de sódio, bicarbonato de sódio, cloreto de cálcio, silicato de sódio, renolith nas duas percentagens analisadas e o pneu reciclado, dado que estes aditivos conduzem a resistências iguais, inferiores ou pouco superiores às conseguidas nas misturas de controlo com a mesma percentagem de cimento, mas sem activador. Neste grupo os que conduzem a resistências mais elevadas do que as obtidas nas misturas de controlo, não são considerados vantajosos, porque os acréscimos de resistência são pouco significativos, sendo da ordem dos 10%.

Do lado contrário, estão as misturas que têm hidróxido na sua constituição (S6Chs2, S6Chs3, S6Chs2ss2 e S6Chs5) que permitem obter acréscimos consideráveis na resistência à compressão simples. Deste conjunto, o activador que tem melhores resultados, quer em termos de resistência, quer em termos económicos é o hidróxido de sódio quando utilizado na percentagem de 2%. Com apenas 0.12% de hidróxido de sódio (relativamente à massa de solo) e 6% de cimento, conseguem-se melhorias na resistência à compressão simples de cerca

de 20%, ficando estes valores a cerca de 10% dos resultados conseguidos com 10% de cimento.

O aditivo com pior desempenho, qualquer que seja o tempo de cura, foi o pneu reciclado, que conduziu sempre a resistências inferiores às obtidas nas misturas de controlo S6C.

5.11.1.2 - Efeito da saturação na resistência à compressão simples

Para avaliar o efeito da saturação na resistência à compressão simples foram efectuados ensaios com amostras submersas em água durante as 24 horas anteriores ao ensaio. Para esta análise global representam-se na figura 5.89, para todas as composições, as perdas de resistência, em termos percentuais, relativamente à resistência das amostras não saturadas, para os 7, 28 e 56 dias de cura.

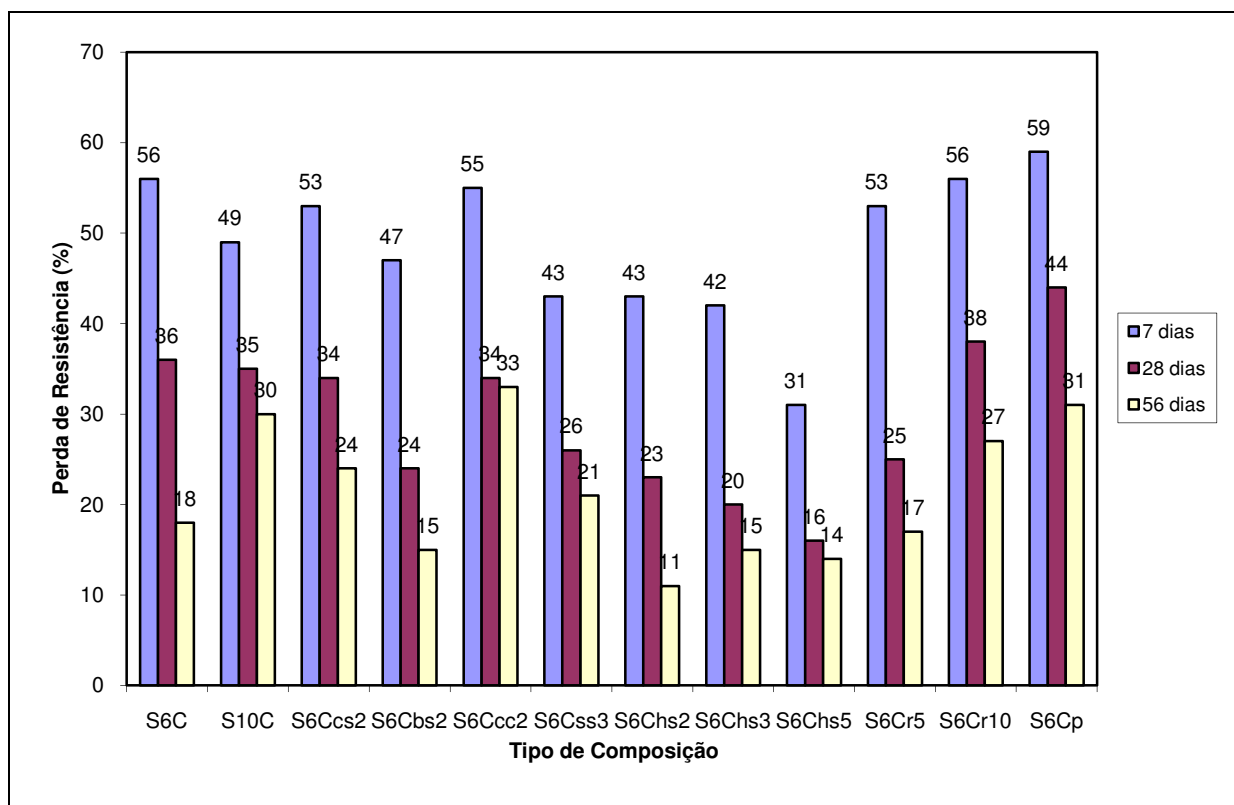


Figura 5.89 - Perda de resistência à compressão simples devido à saturação para as composições ensaiadas.

Através da análise da figura 5.89 pode-se verificar que para todas as composições, a perda de resistência apresenta uma diminuição em termos percentuais, à medida que aumenta o tempo de cura, o que demonstra a diminuição da sensibilidade ao efeito da água. Visto que a perda

de resistência inicial, verificada nas amostras saturadas relativamente às não saturadas, não aumenta com o tempo, pode afirmar-se que a referida perda inicial se deve apenas à eliminação do potencial de sucção existente nos vazios. A evolução desta perda de resistência permite prever que caso o contacto da água com a mistura ocorra após um período de cura mais dilatado, a perda de resistência devido à saturação venha a ser desprezável, para todas as composições em estudo.

A análise da figura permite ainda verificar que as composições que evidenciaram menor perda de resistência relativamente à obtida nas amostras não saturadas, foram as que tinham hidróxido de sódio na sua constituição, para qualquer das percentagens que foi analisada com este ensaio. Do lado contrário, está o pneu reciclado que registou na globalidade uma perda de resistência maior relativamente às amostras não saturadas.

5.11.1.3 - Resistência à tracção por compressão diametral

Os resultados globais para esta característica mecânica estão representados na figura 5.90, em termos percentuais, considerando como padrão as composições S6C. Os melhores resultados verificam-se para as amostras com 2% de hidróxido, sendo impressionante o ganho de resistência à tracção nestas misturas que têm um acréscimo de quase 70% relativamente às composições com a mesma percentagem de cimento mas sem aditivo, chegando mesmo a ultrapassar os provetes com 10 % de cimento em cerca de 55%. Com valores inferiores ou pouco superiores aos obtidos nas misturas de controlo com 6 % de cimento estão todos os outros aditivos.

O pneu reciclado registou o pior comportamento no que diz respeito à resistência à tracção por compressão diametral, sendo o valor obtido nos ensaios a estas composições inferiores em 23% às conseguidas nos provetes de controlo S6C.

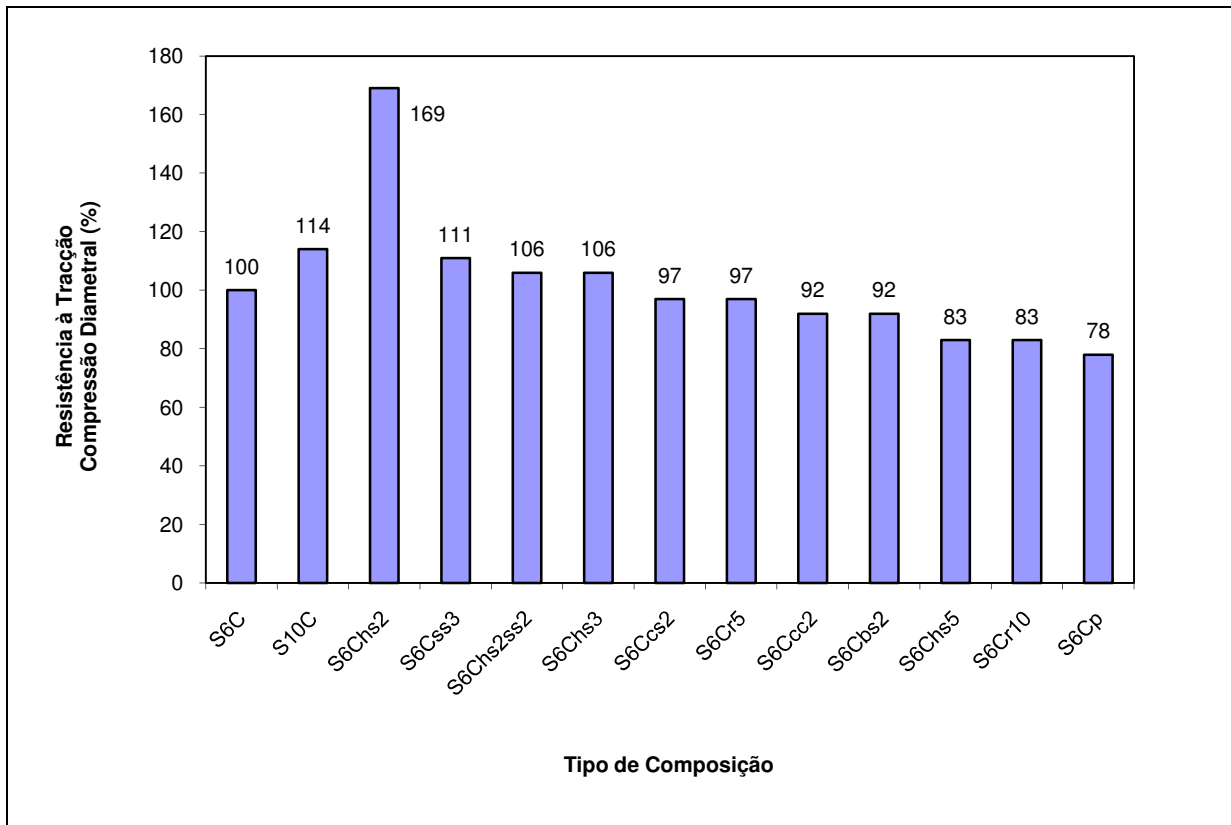


Figura 5.90 - Resistência à tração por compressão diametral para as composições ensaiadas.

5.11.2 - Avaliação da durabilidade

5.11.2.1 - Absorção de água por capilaridade

Para a análise global desta característica dos solos, apresenta-se na figura 5.91 a relação entre os valores dos coeficientes de absorção, em termos percentuais, que foram determinados para as diversas composições, tendo em conta que o padrão são as misturas de controlo S6C.

A absorção de água por capilaridade para as diversas misturas ensaiadas só foi superior à das misturas de controlo para 3 activadores, que foram a mistura de hidróxido e silicato de sódio, o hidróxido na percentagem de 5% e o pneu.

Todos os outros têm valores para o coeficiente de absorção compreendidos entre as composições S6C e S10C, sendo os melhores valores para o cloreto de cálcio e para as misturas que têm renolith, com uma diferença percentual em termos de absorção de água de cerca de 20% relativamente às composições S6C.

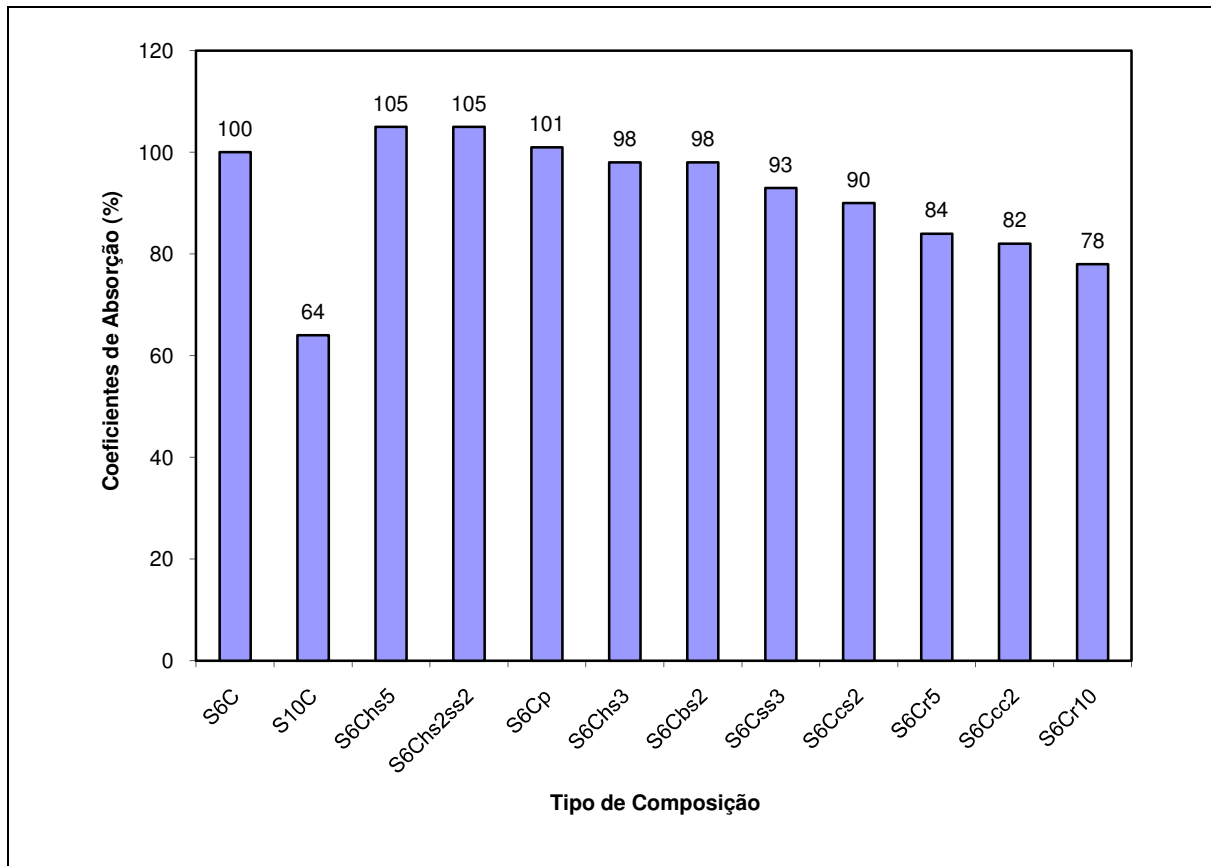


Figura 5.91 - Coeficientes de absorção para as composições ensaiadas.

Dado que não se realizou o ensaio para a composição S6Chs2 não foi possível avaliar se esta continuava a ter o bom desempenho evidenciado para as características mecânicas. No entanto, será de supor que os resultados obtidos para esta composição seriam próximos dos registados para as misturas que continham hidróxido noutras percentagens. O desempenho das misturas de hidróxido ensaiadas, não foi o melhor já que a absorção de água por parte destas era muito próxima da obtida nas misturas de controlo S6C, sendo por vezes superior, mas com diferenças pouco significativas da ordem dos 5%.

5.11.2.2 - Molhagem-secagem

Os resultados dos ensaios de molhagem-secagem, mediante a indicação do índice de durabilidade para as composições ensaiadas estão representados na figura 5.92. Dos valores obtidos conclui-se que nenhum dos aditivos analisados provoca incrementos no índice de durabilidade relativamente ao obtido nas misturas de controlo, sendo sempre o seu efeito no sentido contrário. Apenas o aumento da quantidade de cimento fez com que a diminuição da resistência devido aos ciclos de molhagem-secagem fosse mais pequena. As misturas com

melhor comportamento, relativamente à mistura de controlo com 6% de cimento, ou seja, que sofrem uma menor perda de resistência quando submetidas a ciclos de molhagem-secagem, foram as que continham silicato de sódio, bicarbonato e renolith. As outras composições ensaiadas sofreram maiores perdas de resistência, sendo a mais significativa a que ocorre nas misturas com 5% de renolith.

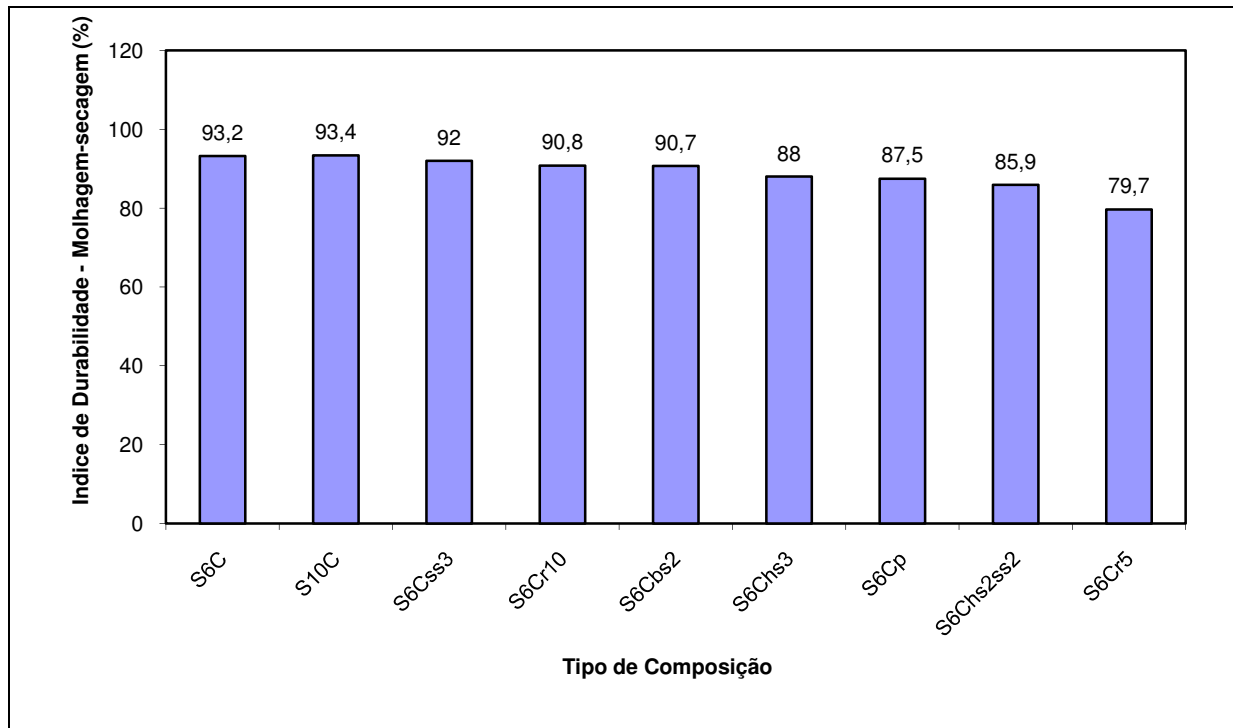


Figura 5.92 - Índice de durabilidade dos ensaios de molhagem-secagem para as composições ensaiadas.

Dado que não se realizou o ensaio para a composição S6Chs2 não foi possível avaliar se esta continuava a ter o bom desempenho evidenciado para as características mecânicas. No entanto, será de supor que os resultados obtidos para esta composição seriam próximos dos registados para as misturas que continham hidróxido noutras percentagens. O desempenho das misturas de hidróxido ensaiadas, não foi o melhor já que o índice de durabilidade é inferior ao das misturas de controlo, o que significa que estas composições têm uma maior perda de resistência quando submetidas aos ciclos. No entanto, é de salientar que não foram as composições com hidróxido as que registaram piores resultados, ocupando por isso uma posição intermédia no que diz respeito à avaliação da durabilidade relativamente aos ciclos de molhagem-secagem.

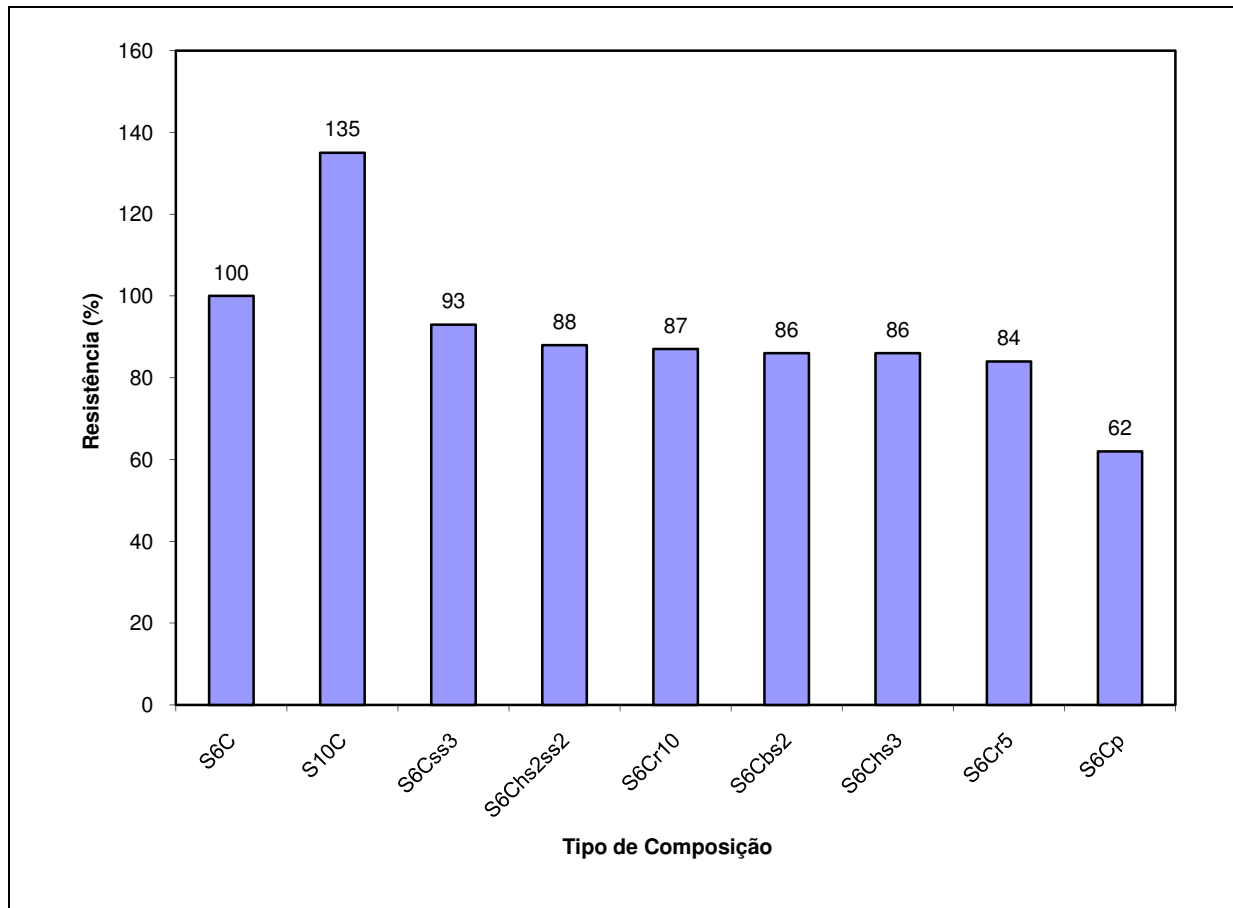


Figura 5.93 - Resistência à compressão simples das composições submetidas a ciclos de molhagem-secagem.

Em valor absoluto, as resistências à compressão simples obtidas para as misturas em análise, são para todas as composições com aditivos, menores que as da mistura de controlo S6C, pelo que se pode dizer que os ciclos de molhagem-secagem conduzem a uma deterioração desta resistência, de tal modo que mesmo as misturas que davam origem a maiores valores desta característica quando não se consideram estes ciclos exibem depois destes valores menores que a composição S6C (ver figura 5.93).

5.11.2.3 - Gelo-degelo

Os resultados dos ensaios de gelo-degelo, mediante a indicação do índice de durabilidade para as composições ensaiadas estão representados na figura 5.94. Dos valores obtidos conclui-se que nenhum dos aditivos analisados provoca incrementos no índice de durabilidade relativamente ao valor obtido na mistura de controlo, sendo sempre o seu efeito no sentido contrário, tal como acontecia nos ensaios de molhagem-secagem. Apenas o aumento da quantidade de cimento fez com que a diminuição da resistência devido aos ciclos de gelo-

degelo fosse mais pequena. A mistura com melhor desempenho, ou seja, com menor perda de resistência, relativamente à mistura de controlo com 6% de cimento foi a que continha bicarbonato de sódio.

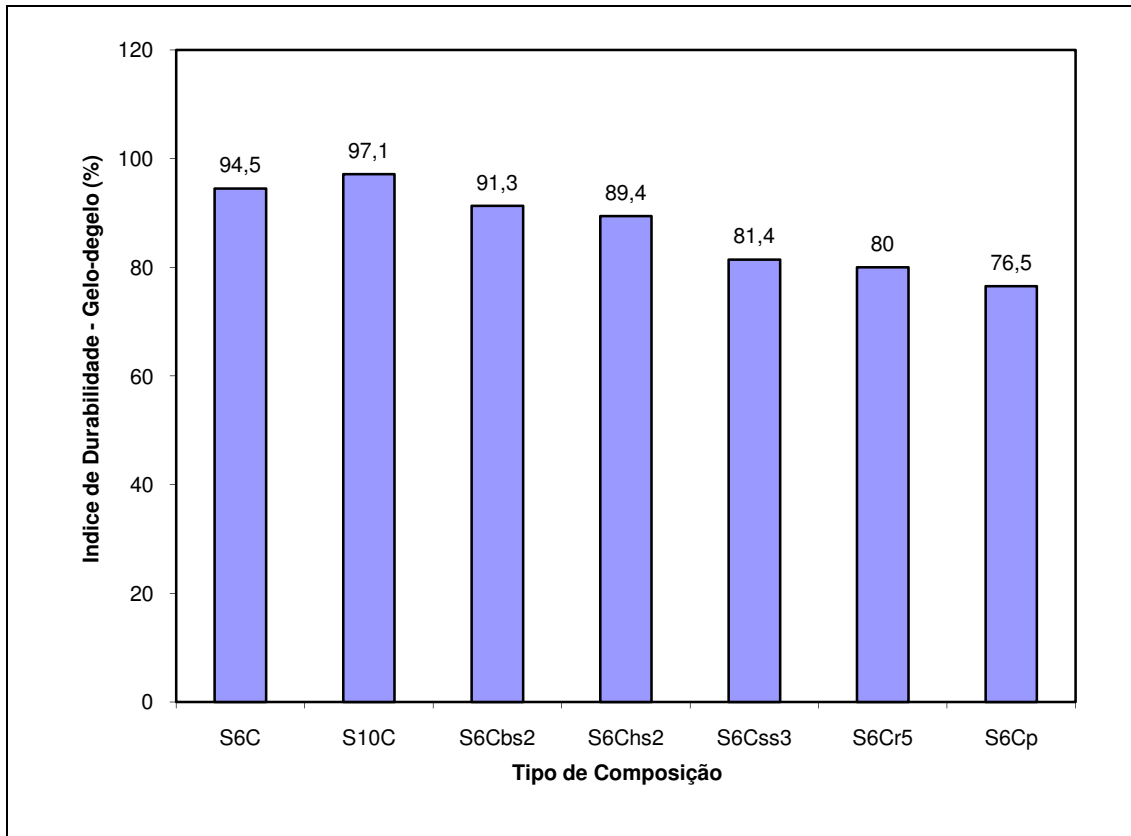


Figura 5.94 - Índice de durabilidade dos ensaios de gelo-degelo para as composições ensaiadas.

As outras composições ensaiadas sofreram maiores perdas de resistência, sendo a mais significativa a que ocorre nas misturas com pneu. O hidróxido de sódio, que na percentagem de 2% permitia ter excelentes características mecânicas aparece numa posição central no que diz respeito ao gelo-degelo. A análise conjunta das figuras 5.91 e 5.92 permite constatar que no aspecto da durabilidade nenhum dos activadores ensaiados consegue melhorar a resistência à compressão simples do solo, quando este é submetido a ciclos de molhagem-secagem ou de gelo-degelo.

Em valor absoluto, as resistências à compressão simples obtidas para as misturas em análise, são para todas as composições com aditivos, menores que as da mistura de controlo S6C, pelo que se pode dizer que os ciclos de gelo-degelo conduzem a uma deterioração desta resistência, de tal modo que mesmo as misturas que davam origem a maiores valores desta característica quando não se consideram estes ciclos exibem depois destes valores menores que a

composição S6C, com exceção das composições com bicarbonato de sódio e hidróxido de sódio na percentagem de 2% que têm valores praticamente iguais aos das misturas de controlo (ver figura 5.95).

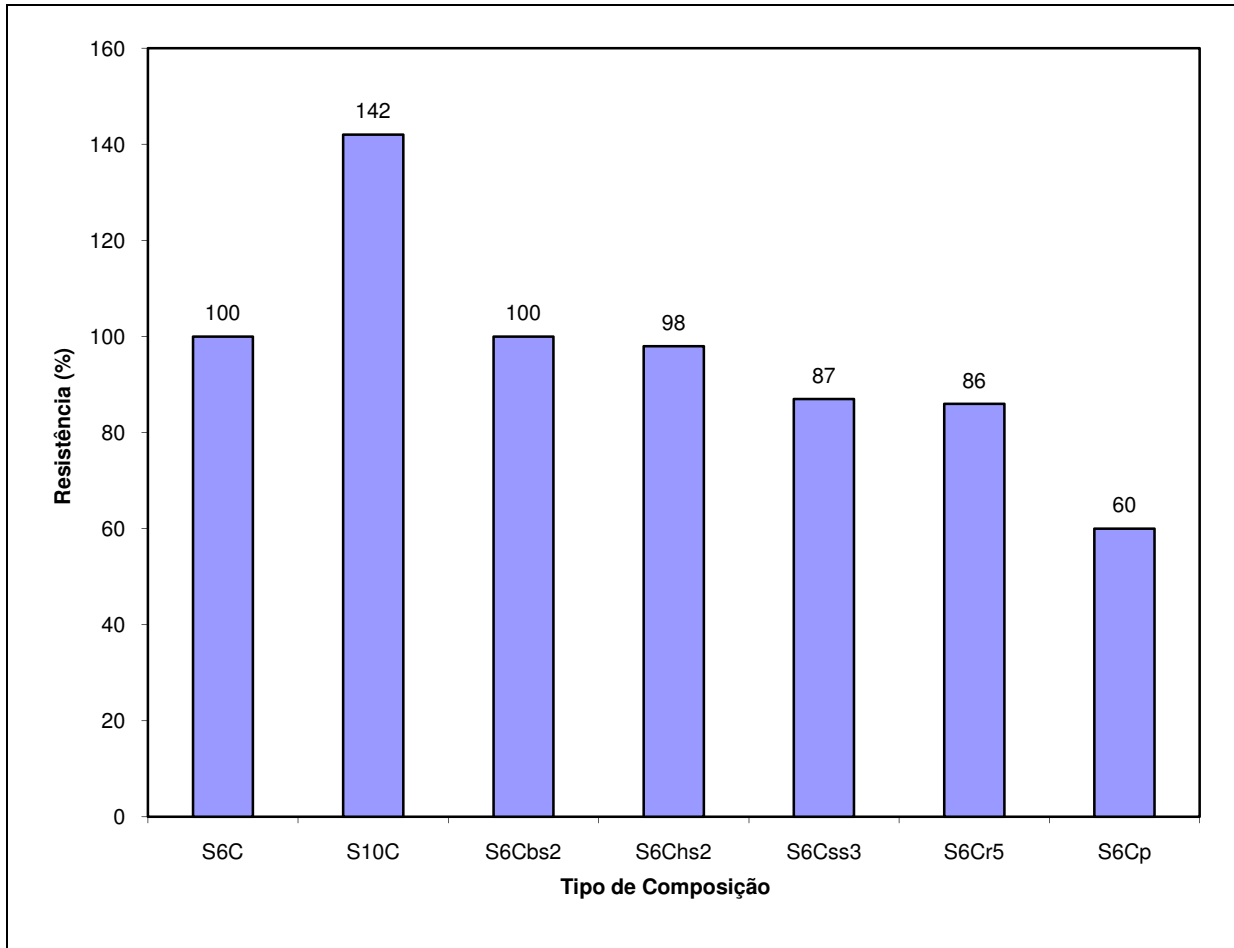


Figura 5.95 - Resistência à compressão simples das composições submetidas a ciclos de gelo-degelo.

5.12 - ANÁLISE GLOBAL DOS RESULTADOS

A avaliação global do efeito dos aditivos feita no ponto 5.11 permite afirmar que o aditivo mais eficiente para o conjunto global das características analisadas foi o hidróxido de sódio quando utilizado na percentagem de 2%.

Este aditivo permitiu obter melhores resultados, no que diz respeito às características mecânicas, nomeadamente na resistência à compressão simples, à perda de resistência devido à saturação e à resistência à tracção por compressão diametral. Além disto, a mistura com 2% de hidróxido era a que conjugava o facto de permitir obter bons resultados relativamente ao

seu comportamento mecânico com o factor economia, já que foi a composição onde era utilizada uma das menores percentagens deste aditivo.

No que diz respeito à avaliação da durabilidade, as misturas que continham hidróxido na percentagem de 2% não foram submetidas a ensaios em todas as características analisadas relativamente a este aspecto.

No caso do ensaio de gelo-degelo, a composição S6Chs2 foi ensaiada tendo-se registado, em termos de perda de resistência quando as misturas são submetidas aos ciclos de gelo-degelo, uma perda mais elevada do que a da mistura de controlo S6C. Mas analisando os resultados dos outros aditivos verificou-se que nenhum deles tinha uma perda menor de resistência que a obtida nas misturas de controlo. Entre os vários aditivos analisados, a composição S6Chs2 aparece numa posição central em termos de comportamento, ou seja, não é a que exhibe melhor comportamento mas, também não é a pior. Além disso a perda de resistência das misturas S6Chs2 é compensada pelas resistências mais elevadas que estas exibem antes de submetidas aos ciclos.

Nos casos em que a composição S6Chs2 não foi avaliada, o comportamento registado nas outras misturas com hidróxido poderá servir de indicador para o que seria o provável desempenho das misturas com 2% deste aditivo, pelo que é de prever que estas estejam numa posição intermédia, ou seja, não serão as que permitem obter melhores resultados, mas também não serão as que têm pior comportamento.

Todos os outros aditivos avaliados apresentaram melhorias pouco significativas, iguais ou até inferiores às das misturas de controlo S6C, nas várias características analisadas, quer seja na avaliação do seu comportamento mecânico ou da durabilidade, pelo que não se apresenta como vantajosa a sua utilização na estabilização de solos com cimento.

Como tal, a possibilidade de estabilizar os solos residuais graníticos com cimento e hidróxido de sódio afigura-se promissora, uma vez que irão resultar daí projectos com melhor desempenho, quer em termos de capacidade de carga e de durabilidade, e com menores custos ambientais, dada a preservação dos recursos naturais não renováveis.

CAPÍTULO 6

Considerações finais

6.1 - CONCLUSÕES

Do trabalho levado a cabo para a elaboração desta dissertação resultaram as seguintes conclusões relevantes:

- O recurso ao uso de cimento para a estabilização de solos é um método viável que permite obter consideráveis melhorias nas características do solo, quer do ponto de vista mecânico, quer da durabilidade.
- A utilização desta técnica para o melhoramento de solos residuais graníticos, em grande abundância na zona norte do país, apresenta-se como promissora dado que as características destes solos se adequam à estabilização de solos com cimento, pelo que o desempenho destas misturas será mais adequado, quer seja, quando utilizadas em fundações ou como material de construção.
- A utilização de cimento, em percentagens de 6 ou 10%, permitiu obter melhorias consideráveis em todas as características dos solos analisadas comparativamente com as do solo sem tratamento, quer em termos mecânicos e de durabilidade.
- Na resistência à compressão simples aos 28 dias de cura os resultados alcançados nas misturas S6C foram superiores em cerca de 80% aos do solo sem tratamento, cifrando-se em 30% a diferença percentual das misturas S10C relativamente às S6C. Como seria de esperar, quanto maior a quantidade de cimento maior foi a resistência.
- A resistência à tracção por compressão diametral registou diferenças significativas entre as misturas S6C e S, que em termos percentuais são de cerca de 70%, e de 14% para as composições S6C e S10C.

- Quando os ensaios de durabilidade envolviam a imersão completa dos provetes em água ou a absorção desta por capilaridade (caso do ensaio de gelo-degelo e do ensaio de absorção de água por capilaridade) as diferenças entre o comportamento dos provetes de solo com e sem tratamento foram mais significativas. Os provetes de solo demasiado sensíveis ao efeito da água desfaziam-se quando em contacto com esta, enquanto que os provetes de solo estabilizado mantiveram mais de 90% da sua resistência à compressão.
- Para as composições com cimento registou-se a mesma tendência de evolução das características mecânicas, ou seja, quanto maior a quantidade de cimento melhores são os resultados obtidos, o que neste caso significa uma menor absorção de água.
- Em termos de índice de durabilidade para os ensaios de molhagem-secagem, as misturas S terão um valor de 0%, o que traduz uma perda de resistência completa quando submetidos a estes ensaios. Os de solo-cimento apresentavam um índice de durabilidade próximo de 100%, o que significa em termos práticos que a perda de resistência das composições quando sujeitas a estes ensaios é pouco significativa. Novamente se constatou que entre as misturas com diferentes percentagens de cimento o melhor desempenho foi das que tinham maior quantidade.
- Nos ensaios de gelo-degelo os resultados foram similares aos de molhagem-secagem, ou seja, as misturas S tiveram um índice de 0%, enquanto que as de solo-cimento continuaram com valores próximos de 100%, com melhor desempenho para as que possuíam maior quantidade de cimento.
- O cimento apresenta-se assim como viável na estabilização de solos, uma vez que a melhoria das características mecânicas e de durabilidade é significativa, pelo que as vantagens do uso de cimento parecem indiscutíveis. Além disto, o cimento é usado em pequenas percentagens comparativamente à quantidade de solo estabilizado. O acréscimo da quantidade de cimento provoca melhorias nas características mecânicas, e na durabilidade, mas deve merecer alguma ponderação, sob o ponto de vista da utilidade e económico.

-
- A acção do cimento pode ainda ser melhorada através de aditivos, que usados em pequena percentagem permitem obter nalguns casos consideráveis melhorias. Neste trabalho foram estudados o cloreto de sódio, o bicarbonato de sódio, o cloreto de cálcio, o silicato de sódio, o hidróxido de sódio, um composto de silicato e hidróxido de sódio, renolith e pneu reciclado.
 - Na resistência à compressão simples merecem destaque pela positiva, já que permitiram ter melhorias significativas nesta característica, o hidróxido de sódio com qualquer das percentagens utilizadas e o composto de silicato e hidróxido de sódio. Todos os outros apresentam melhorias pouco significativas.
 - Das diversas composições com hidróxido, a mais eficiente foi o hidróxido de sódio com percentagens de 2% relativamente à massa de cimento, ou 0.12% quando em relação à massa de solo que conduziu a valores na resistência à compressão simples superiores em cerca de 20% aos das misturas com a mesma quantidade de cimento, mas sem activador. De salientar, que estas misturas com hidróxido têm uma resistência muito próxima da conseguida com percentagens de cimento de 10%, o que pode significar ser mais rentável a inclusão de pequenas quantidades de aditivo do que o aumento da quantidade de cimento.
 - O pneu foi o menos eficiente, manifestando-se inadequado dado que conduzia a problemas de endurecimento da mistura, o que provocava diminuições de resistência.
 - A resistência à tracção por compressão diametral seguiu genericamente a mesma tendência da compressão simples. Assim, entre os melhores activadores continua o hidróxido de sódio em percentagem de 2%, ao qual se juntou a composição com silicato de sódio. As composições com o composto de hidróxido e silicato e as que tinham hidróxido em percentagem de 3%, apesar de registarem melhorias, estas foram pouco significativas. Todos os outros aditivos não mostraram melhorias.
 - No aspecto referente à absorção de água por capilaridade, todos os aditivos, com excepção das misturas de hidróxido e silicato de sódio, das que tinham 5% de hidróxido e das que incluíam o pneu, revelaram menores absorções de água. No entanto, as diferenças não foram significativas. As misturas com cloreto de cálcio e

renolith na percentagem de 10% apresentaram um melhor comportamento. As misturas de hidróxido de sódio que lideravam no aspecto mecânico, mostraram-se menos eficientes nesta propriedade.

- Os ensaios de molhagem-secagem, avaliados através do índice de durabilidade manifestaram-se a desfavor de todos os aditivos utilizados para este ensaio, dado que nenhum deles incrementou o valor deste índice. No entanto, as diferenças, de um modo geral, são pouco significativas. Em valor absoluto, as resistências das misturas com aditivos depois de submetidas aos ciclos de molhagem-secagem, apresentavam valores menores que as composições com 6 % de cimento.
- O referido para o ensaio de molhagem-secagem também aconteceu para o ensaio de gelo-degelo, ou seja, nenhum activador dos analisados permitiu ter melhorias no índice de durabilidade, mas as diferenças registadas foram, de uma maneira geral, pequenas. Em valor absoluto, as resistências das misturas com aditivos depois de submetidas aos ciclos de gelo-degelo, apresentavam valores menores ou iguais que as composições com 6 % de cimento, sendo de destacar que a mistura com 2% de hidróxido tinha valores praticamente iguais.
- Pode-se afirmar-se que o activador com melhor desempenho global foi o hidróxido de sódio quando utilizado na percentagem de 2%, já que permitiu obter consideráveis melhorias do ponto de vista mecânico. Do ponto de vista da durabilidade não conduziu a melhorias. Como tal, a possibilidade de estabilizar os solos residuais graníticos com cimento e hidróxido de sódio afigura-se promissora, uma vez que irão resultar daí projectos com melhor desempenho, principalmente em termos de capacidade de carga, e com menores custos ambientais, dada a preservação dos recursos naturais não renováveis.

6.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

No seguimento deste trabalho de investigação e para avaliar as propriedades dos materiais estabilizados a longo prazo, foram já executados provetes de solo-cimento e de solo-cimento com os aditivos que permitiram obter melhores características nos diversos ensaios realizados durante a elaboração desta dissertação. Esses provetes estiveram num processo de cura, sob

condições de temperatura e humidade sensivelmente constantes, durante 28 dias, tendo sido colocados posteriormente na estufa a uma temperatura de 40 °C, devidamente acondicionados, para evitar a sua secagem. Está prevista a realização de ensaios em duas fases diferentes, após 9 meses e após 18 meses. Estes períodos de tempo foram contabilizados a partir de período de cura inicial dos provetes de 28 dias.

Estudos complementares poderão ser levados a cabo para detectar a viabilidade do uso de estabilizadores sob o ponto de vista económico e ambiental.

Os trabalhos desenvolvidos poderão ainda ser aplicados a outros solos da região, utilizando para tal diferentes percentagens de caulino e de areia, e a outros activadores não contemplados nesta dissertação. A optimização da percentagem dos activadores também é um assunto que merece uma abordagem mais profunda.

CAPÍTULO 7 **Referências bibliográficas**

AASHTO M145-42, “Specifications for Highway Materials”, American Association of State Highway and Transportation Officials

ASTM C496-96, “Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens”, American Society for Testing Materials

ASTM D560-03, “Standard Test Methods for Freezing and Thawing Compacted Soil-cement Mixtures”, American Society for Testing Materials

ASTM D2487-00, “Standard Classifications of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)”, American Society for Testing Materials

Bannister, H., 1962, “The Construction of a Hard Runway at the Coventry Aerodrome, in Soil-Cement”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London

Branco, Fernando E. F., 1988, “Uso Rodoviário de Alguns Subprodutos Industriais”, Memória n° 720, LNEC, Lisboa

Brown, Robert Wade, 1995, “Practical Foundation Engineering Handbook”, McGraw Hill

Budhu, Muni, 1999, “Soil Mechanics and Foundations”, John Wiley & Sons, Inc

Bush, Alfred, 1984, “Understanding Stabilized Earth Construction”, Technical Paper, Published by Volunteers in Technical Assistance

Castro, Elda, 1970, “Estabilização de Solos”, Curso de especialização 108, LNEC, Lisboa

Catton, Miles D., 1962, “Soil-cement Technology – a Résumé”, Portland Cement Association – Research Department, Bulletin 136

Cristelo, Nuno, 2001, “Estabilização de Solos”, Dissertação apresentada à Escola de Engenharia da Universidade do Minho para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Guimarães

Das, Braja M., 1997, “Principles of Geotechnical Engineering”, Fourth Edition, PWS Publishing Company

Fernandes, Manuel Matos, 1994, “Mecânica dos Solos” – Sebenta FEUP (Volume I)

Folque, José, 1986, “Melhoria de Solos”, Memória nº 673, LNEC

Hamzah, Meor Othman, 1983, “Conventional Methods for Highway Soil Stabilization”, Thesis submitted in partial fulfilment of the requirements for the degree of Master Science in Civil Engineering of the University of Strathclyde, Glasgow

Ingles, O. G., **Metcalf**, J. B., 1972, “Soil Stabilization – Principles and Practice”, Butterworths, Melbourne

Katti, R. K., **Davidson**, D. T., **Sheeler**, J.B., 1959, “Water in Cutback Asphalt Stabilization of Soil”, Highway Research Board Bulletin, Iowa

Little, Dallas N., 1995, “Handbook for Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime”, National Lime Association, Kendall/Hunt Publishing Company

LNEC E263-1972, “Solo-cimento. Ensaio de Molhagem-secagem”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

LNEC E264-1972, “Solo-cimento. Ensaio de Compressão”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

LNEC E304-1974, “Pavimentos Rodoviários. Solo-cimento”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

LNEC E393-1993, “Betões. Determinação da Absorção de Água por Capilaridade”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

McCarthy, David F., 1998, “Essentials of Soil Mechanics and Foundations: Basic Geotechnics”, Fifth Edition, Prentice Hall

Moriarty, J. P., Svare, T. I., Therkildsen, O. K., 1975, “Soil-cement for Low-cost Housing”, Norges Byggeforsknings Institutt

Naasra, 1986, “Guide to Stabilization in Road Works”, National Association of Australian State Road Authorities, Sidney

Nascimento, Úlpio, 1964, “Notas sobre Estabilização de Solos”, Memória nº 231, LNEC, Lisboa

Nascimento, Úlpio, 1970, “Estabilização de Solos”, Curso de especialização 108, LNEC, Lisboa

Neves, J. M. C., 1993, “Estabilização de Solos com Cal – Estudo e Aplicações Rodoviárias”, Dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de mestre em Mecânica dos Solos, Lisboa

Pereira, Orlando Almeida, 1970, “Estabilização de Solos”, Curso de especialização 108, LNEC, Lisboa

Prates, Miguel, 1990, “Pavimentos Semi-Rígidos. Execução e Controlo de Qualidade”, Seminário sobre Aplicação de Cimento em Pavimentos, LNEC, Lisboa

Quaresma, Luís, 1990, “Pavimentos Semi-Rígidos. Concepção e Dimensionamento. Estruturas Tipo”, Seminário sobre Aplicação de Cimento em Pavimentos, LNEC, Lisboa

Renolith, 2003, “Documentação Fornecida pela Empresa”, Bangkok

Sherwood, P. T., 1993, “Soil Stabilization with Cement and Lime – State of the Art Review”, Transport Research Laboratory, HMSO, London

Tesoriere, G., **Celauro**, B., **Giuffre**, O., 1980, “Caractère de la Stabilization à la Chaux at au Ciment d’un Sol Argileux Très Plastique”, Rev Gen Routes et Aerodr

Van Impe, W. F., “Soil Improvement Techniques and their Evolution”, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield

Winterkorn, H. F., “Soil Stabilization”, Van Nostrand Reinhold Company, New York