



Maria do Carmo Cachão Conde

Mestre

Estudo do Desempenho a Longo Prazo de Aterros

Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em
Engenharia Civil

Orientadora: Laura Maria Mello Saraiva Caldeira
Investigadora Coordenadora, LNEC
Professora Catedrática Convidada, IST-UL

Coorientador: João Paulo Bilé Serra
Investigador Principal, LNEC
Professor Associado Convidado, FCT-UNL

Coorientadora: Maria da Graça Dias Alfaro Lopes
Professora Coordenadora Principal, ISEL-IPL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Fernando José Pires Santana

Arguentes: Prof. Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão
Doutor João Manuel Marcelino Mateus da Silva

Vogais: Prof. Doutor Luís Joaquim Leal Lemos
Prof. Doutor João Paulo Bilé Serra



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Junho de 2016

Copyright de Maria do Carmo Cachão Conde, da FCT/UNL e da UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

À Sofia e à Isabel

AGRADECIMENTOS

A autora pretende expressar o seu agradecimento e reconhecimento a todos os que contribuíram para a elaboração desta dissertação.

À Professora Laura Caldeira como orientadora agradeço a sua disponibilidade e a confiança depositada em mim e no meu trabalho. Os conhecimentos transmitidos, incentivos e enorme paciência foram imprescindíveis para a minha formação científica e pessoal e para a concretização deste estudo. Agradeço ainda à Professora Laura Caldeira, enquanto Diretora do Departamento de Geotecnia do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, por ter proporcionado o acolhimento e todos os meios necessários ao desenvolvimento do trabalho.

Ao professor João Bilé Serra agradeço ter aceitado a orientação científica deste trabalho e o seu empenho, disponibilizando os meios necessários ao seu prosseguimento. A partilha de conhecimentos, bem como a sua enorme compreensão e incentivo contribuíram muito para a minha formação e crescimento científico.

À Professora Maria da Graça Lopes agradeço a disponibilidade na orientação científica, e motivação para realizar este estudo. A partilha de conhecimentos, a sua compreensão, o incentivo constante e os seus conselhos foram muito importantes. Um sincero obrigada pela confiança que depositou em mim e no meu trabalho desde que ingressei no corpo docente do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa e que me permitiu chegar até aqui.

Agradeço ao Conselho Diretivo do Laboratório Nacional de Engenharia Civil pelo acolhimento e pelos meios postos à disposição.

Agradeço também à empresa Monte Adriano pelas facilidades concedidas, possibilitando a realização da campanha de ensaios de campo durante a construção da Barragem de Serpa e a disponibilidade de alguns dados relativos ao controlo da compactação das camadas do aterro da barragem.

À Presidência do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa agradeço o apoio concedido durante a realização deste trabalho.

À Presidência da Área Departamental de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa agradeço o apoio concedido durante a realização deste trabalho.

Aos técnicos do LNEC que comigo realizaram ensaios de laboratório e de campo, um obrigada pela disponibilidade inextinguível, empenho, dedicação e sentido crítico posto em todas as atividades, nomeadamente: Amélia Reis; António Cardoso; Fernando Rodrigues; Joaquim Timóteo; Mário Mestre e Rui Coelho.

Agradeço ainda a todos os que de algum modo contribuíram para a realização deste trabalho.

As últimas palavras de agradecimento são dedicadas à minha família. Ao Mário e às nossas filhas, Sofia e Isabel, de onde recebi apoio incondicional e o maior alento para continuar. Aos meus pais pelo que ao longo destes anos me souberam transmitir e ao meu irmão que, à sua maneira discreta, é o meu grande amigo.

ESTUDO DO DESEMPENHO A LONGO PRAZO DE ATERROS

RESUMO

Nos últimos anos na área dos aterros viários foram desenvolvidas essencialmente duas linhas de investigação. A primeira corresponde à utilização de equipamentos de pequeno porte para controlo da compactação dos aterros. A segunda serve-se da teoria dos solos não saturados para explicar as deformações dos aterros a curto e a longo prazo. A presente tese é constituída por duas partes que juntam estas duas vertentes. Na primeira parte é avaliada a eficácia de novas metodologias de avaliação do desempenho em aterros viários, na ótica da sua deformabilidade e resistência, na segunda parte é apresentada a caracterização experimental e a modelação hidromecânica da resposta de um aterro considerando o efeito da sucção.

Na primeira parte são utilizados os equipamentos de ensaio *DIP* e *geogauge*, que caracterizam a compacidade e a rigidez (deformabilidade) do meio, e o equipamento *PDL*, que possibilita estimar a compacidade e resistência do terreno. No aterro de uma barragem em construção foram realizados ensaios com estes equipamentos e com os métodos clássicos de controlo de aterros. A análise integrada destes resultados evidencia algumas tendências estatísticas entre os métodos clássicos e os resultados dos ensaios com o *DIP*, *geogauge* e *PDL*, bem como afasta a possibilidade, para o solo estudado, de estabelecer outras. Nos resultados obtidos é exposta a dualidade existente entre a compactação no lado seco e no lado húmido do ótimo Proctor. Esta dualidade conduz ao efeito do estado hídrico do solo – logo da sucção então instalada – nas propriedades estimadas experimentalmente.

Na segunda parte é estudado o efeito da sucção na resposta hidromecânica laboratorial de uma areia bem graduada (SW, segundo os critérios da CUS). É demonstrada a simulação do comportamento a longo prazo de aterros viários construídos nesse material, sob condições climáticas diversas e contrastantes, através de um modelo temporal de elementos finitos calculado no programa *Code-Bright*. Na modelação foi utilizado o modelo constitutivo BBM, de raiz inserida na Teoria dos Estados Críticos, cujos parâmetros elásticos, elastoplásticos e hídricos foram estimados com base num extenso programa laboratorial. Neste, foram realizados ensaios avançados para determinação da curva característica e da sua histerese, bem como ensaios de compressão isotrópica e triaxial, com ciclos de descarga-recarga.

PALAVRAS-CHAVE

Compactação, avaliação do desempenho, sucção, curva característica, solo não saturado, modelo BBM.

STUDY ON LONG-TERM PERFORMANCE OF EMBANKMENTS

ABSTRACT

In recent years, in the field of road embankments, essentially two lines of research have been developed. The first corresponds to the use of small equipment for embankment compaction control. The second draws on the theory of unsaturated soils to explain the deformation of embankments in the short and long term. This thesis consists of two parts that join these two strands. The first addresses the effectiveness of some new methodologies for performance evaluation of road embankments from the standpoints of deformability and strength. The second part addresses the experimental characterization of a sandy soil and the modeling of its hydromechanical response when used as material of an embankment with due consideration of the effect of suction.

In the first part the PWDF and *geogauge* test equipments are used, featuring compactness and stiffness (deformability) of the ground. The DCP equipment, which allows estimating the compactness and resistance of the ground, is further considered. Tests were carried out with these equipments and with the classical methods of compaction during the construction of an embankment. The integrated analysis of these results shows some statistical trends among the classical methods and the test results with the PWDF, *geogauge* and DCP, while rules out the possibility, for the studied soil, to establish others. The results obtained expose an existing duality between the compaction on the dry side and wet side of the Proctor optimum. This duality leads to the effect of water status of soil – then the installed suction – in the properties experimentally estimated.

In the second part the effect of suction in laboratorial hydromechanical response of a well graded sand (SW according to the USCS criteria) is studied. The long-term behavior of road embankments constructed in this material, under various climatic and contrasting conditions, is simulated by means of time-stepping finite elements model the *Code-Bright* software. The *BBM* constitutive model, built upon Critical States concepts was adopted. Their elastic, elastoplastic and hydric parameters were estimated, based on an extensive laboratory program. There were performed advanced tests to determine the characteristic curve and its hysteresis, as well as isotropic and triaxial compression tests, with discharge-recharge cycles.

KEYWORDS

Compaction, performance evaluation, suction, characteristic curve, unsaturated soil, *BBM* model.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS	1
1.2	ORGANIZAÇÃO	2
2	COMPACTAÇÃO DE ATERROS.....	5
2.1	TEOR EM ÁGUA.....	6
2.2	TEXTURA DO SOLO	7
2.3	ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	9
2.4	TEOR EM ÁGUA DE COMPACTAÇÃO – LADO SECO OU DO LADO HÚMIDO.....	10
2.5	CONTROLO DA COMPACTAÇÃO DE ATERROS	13
2.5.1	<i>Métodos tradicionais</i>	14
2.5.2	<i>Métodos baseados no desempenho</i>	21
2.6	RESUMO DO CAPÍTULO	38
3	TRABALHO EXPERIMENTAL.....	39
3.1	OBJETIVO	39
3.2	ENQUADRAMENTO	39
3.2.1	<i>Aterros experimentais e definição dos parâmetros de compactação</i>	42
3.2.2	<i>Localização dos ensaios</i>	43
3.3	CONTROLO DA COMPACTAÇÃO.....	46
3.3.1	<i>Ensaio para determinação do peso volúmico seco e do teor em água in-situ</i>	46
3.3.2	<i>Método de Hilf</i>	47
3.4	CONTROLO DA COMPACTAÇÃO COM BASE NA RIGIDEZ.....	48
3.4.1	<i>Geogauge</i>	48
3.4.2	<i>Defletómetro de Impacto Portátil</i>	49
3.4.3	<i>Penetrómetro Dinâmico</i>	50
3.5	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	52
3.5.1	<i>Ensaio de laboratório</i>	53
3.5.2	<i>Ensaio de campo</i>	54
3.6	CONCLUSÕES.....	81
4	SUCÇÃO NOS SOLOS	85
4.1	CURVA DE RETENÇÃO DA ÁGUA NO SOLO.....	88
4.2	MODELOS DE DEFINIÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO.....	98
4.3	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS	102
4.4	SOLOS COMPACTADOS.....	118
4.5	RESUMO DO CAPÍTULO	135
5	MODELO CONSTITUTIVO E ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS	137

5.1	MODELO CONSTITUTIVO <i>BBM</i>	137
5.1.1	<i>Formulação do modelo para estados isotrópicos de tensão.</i>	137
5.1.2	<i>Modelo para estados triaxiais de tensão</i>	144
5.1.3	<i>Estimativa dos parâmetros do Modelo Básico de Barcelona (BBM)</i>	147
5.2	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO ESTUDADO	149
5.3	ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO DO SOLO	153
5.3.1	<i>Placa de pressão</i>	153
5.3.2	<i>WP4</i>	158
5.3.3	<i>Curva de retenção</i>	161
5.4	ENSAIOS REALIZADOS PARA CALIBRAÇÃO DO MODELO <i>BBM</i>	165
5.4.1	<i>Programa de ensaios</i>	165
5.4.2	<i>Ensaios realizados</i>	168
5.5	RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS	179
5.5.1	<i>Equilíbrio da solução salina</i>	180
5.5.2	<i>Compressão isotrópica</i>	182
5.5.3	<i>Fase de corte</i>	190
5.6	ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO MODELO <i>BBM</i>	196
5.6.1	<i>Parâmetros associados à compressão isotrópica</i>	196
5.6.2	<i>Parâmetros associados ao corte triaxial axissimétrico</i>	198
5.7	RESUMO DO CAPÍTULO	200
6	MODELAÇÃO DE SOLOS NÃO SATURADOS	203
6.1	DEFINIÇÕES GERAIS	204
6.1.1	<i>Leis de conservação de massa, equilíbrio e energia</i>	205
6.1.2	<i>Equações constitutivas</i>	208
6.2	MODELAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS	213
6.2.1	<i>Modelação da fase de compressão isotrópica</i>	214
6.2.2	<i>Modelação da fase de corte</i>	220
6.3	MODELAÇÃO DOS EFEITOS CLIMÁTICOS NUM ATERRO VIÁRIO.....	223
6.3.1	<i>Ações e propriedades do modelo</i>	223
6.3.2	<i>Análise dos resultados da modelação</i>	230
6.3.3	<i>Conclusões</i>	254
7	CONCLUSÕES E TRABALHO FUTURO	257
7.1	CONCLUSÕES.....	257
7.2	TRABALHO FUTURO.....	261
8	BIBLIOGRAFIA	263

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Curva de compactação de um solo com fração fina.	6
Figura 2.2 – Curvas de compactação de três solos finos ou com finos (Fernandes, 2011).	8
Figura 2.3 – Curvas de compactação de um solo granular, adaptado de Lambe e Whitman (1979).	8
Figura 2.4 – Efeito da energia de compactação.	10
Figura 2.5 – Relação entre a curva de compactação e a estrutura de um solo coesivo compactado, adaptado de Lambe e Whitman (1979).	11
Figura 2.6 – Relação entre o teor em água, o peso volúmico seco e a resistência ao corte do solo, adaptado de Das (2013).	12
Figura 2.7 – Relação entre o teor em água, o peso volúmico seco e a condutividade hidráulica do solo, adaptado de Das (2013).	13
Figura 2.8 – Curva de compactação.	14
Figura 2.9 – Gamadensímetro.	16
Figura 2.10 – Esquema de ensaio para determinação do peso volúmico: a) direto, b) indireto (Troxler, 2009).	16
Figura 2.11 – Esquema de ensaio para determinação do teor em água (Troxler, 2009).	17
Figura 2.12 – Comparação entre os valores do teor em água determinados pelo gamadensímetro, w_{GM} , e por secagem em estufa, w_{Est} : a) Edil e Benson (2005); b) Steinert <i>et al.</i> (2005).	18
Figura 2.13 – Método de <i>Hilf</i>	20
Figura 2.14 – <i>Geogauge</i>	21
Figura 2.15 – Influência da interposição da camada de areia nos valores de k_{GG} (Sawangsuriya <i>et al.</i> , 2002).	23
Figura 2.16 – Relação entre a rigidez, k_{GG} , e a massa volúmica seca, γ_d , adaptado de Chen <i>et al.</i> (1999).	24
Figura 2.17 – Relação entre a rigidez, k_{GG} , e a massa volúmica seca, γ_d , adaptado de Ellis e Bloomquist (2003).	24
Figura 2.18 – Variação do módulo de deformabilidade, E_{GG} , com o teor em água, w (Lee <i>et al.</i> , 2014).	25
Figura 2.19 – Deflectómetro de Impacto Portátil.	27
Figura 2.20 – Influência da massa deslizante no módulo de deformabilidade (Kavussi <i>et al.</i> , 2010).	30
Figura 2.21 – Penetrómetro dinâmico ligeiro.	32

Figura 2.22 – P_N versus parâmetros de compactação obtidos a partir de ensaios de laboratório, adaptado de Harison (1987) (Salgado e Yoon, 2003).....	35
Figura 2.23 – Variação de P_{N200} com o teor em água (Lee <i>et al.</i> , 2014).	35
Figura 2.24 – Relação entre P_N e E_{GG} , com e sem correção do coeficiente de <i>Poisson</i> (Seyman, 2003).....	37
Figura 2.25 – Relação entre P_N e E_{DIP} , (Seyman, 2003).....	37
Figura 2.26 – Correlação entre os valores da rigidez determinados pelos equipamentos <i>DIP</i> e <i>geogauge</i> , (Petersen <i>et al.</i> , 2007).....	38
Figura 3.1 – Perfil tipo da barragem de Serpa (EDIA, 2004).....	41
Figura 3.2 – Fusos granulométricos dos materiais da barragem de Serpa (EDIA, 2004).	42
Figura 3.3 – Vista do núcleo e maciços de montante e jusante da barragem durante a construção.....	44
Figura 3.4 – Representação esquemática da localização em planta dos ensaios de campo realizados e respetivos códigos.....	44
Figura 3.5 – Representação esquemática da distribuição dos ensaios em cada célula quadrada.	45
Figura 3.6 – Ensaio com o <i>Geogauge</i> : a) assente diretamente sobre o aterro, b) assente sobre uma camada de areia.....	48
Figura 3.7 – Realização de ensaio com o <i>DIP</i>	49
Figura 3.8 – Ensaio com Penetrómetro Dinâmico Ligeiro adaptado pelo LNEC, <i>PDL_L</i>	52
Figura 3.9 – Curvas granulométricas dos materiais dos maciços estabilizadores e do núcleo....	53
Figura 3.10 – Curvas de compactação dos materiais dos maciços estabilizadores e do núcleo..	53
Figura 3.11 – Comparação entre o peso volúmico seco determinado pelo gamadensímetro γ_{dGM} e pela garrafa de areia γ_{dGA}	55
Figura 3.12 – Comparação entre o peso volúmico seco determinado pelo gamadensímetro e teor em água de laboratório, $\gamma_{dGM(c/w lab.)}$, e pela garrafa de areia, γ_{dGA}	56
Figura 3.13 – Comparação entre os valores do teor em água obtidos a partir do gamadensímetro e do micro-ondas.	58
Figura 3.14 – Relação entre os valores do desvio do teor em água e o grau de compactação. ...	59
Figura 3.15 – Comparação entre os valores de k_{GG} , com e sem interposição da camada de areia.	60
Figura 3.16 – Relação entre a rigidez k_{GG} e o teor em água w_{MO} : a) maciço de jusante; b) maciço de montante; e c) núcleo.....	61
Figura 3.17 – Relação entre a rigidez, k_{GG} , e o peso volúmico seco, γ_{dGA} : a) maciço de jusante; b) maciço de montante; e c) núcleo.	62
Figura 3.18 – Relação entre a rigidez k_{GG} e o grau de compactação <i>GC</i> : a) maciço de jusante; b) maciço de montante; e c) núcleo.	63

Figura 3.19 – Efeito na amplitude da função de transferência produzido por múltiplas leituras efetuadas no mesmo ponto (G3I - maciço de montante).	64
Figura 3.20 – Valores da amplitude da função de transferência, obtidos pelos diferentes geofones, no maciço de montante.	65
Figura 3.21 – Valores da amplitude da função de transferência, obtidos pelos diferentes geofones, no maciço de jusante.	66
Figura 3.22 – Valores da amplitude da função de transferência, obtidos pelos diferentes geofones, no núcleo.	67
Figura 3.23 – Variação da amplitude da função de transferência E_{DIP0} com o teor em água w_{MO} : a) maciços de montante e jusante; b) núcleo.	68
Figura 3.24 – Relação entre a amplitude da função de transferência E_{DIP} e o desvio do teor em água Δw_{MO} : a) maciços de montante e jusante; b) núcleo.	69
Figura 3.25 – Relação entre a amplitude da função de transferência E_{DIP} e o peso volúmico seco $\gamma_{d GA}$: a) maciços de montante e jusante; b) núcleo.	69
Figura 3.26 – Relação entre a amplitude da função de transferência \bar{E}_{DIP} e o grau de compactação, GC : a) maciços de montante e jusante; b) núcleo.	70
Figura 3.27 – Comparação entre o índice de penetração PDL determinado pela norma ASTM D6951 – 03 e pela norma EN ISO 22476: a) P_{N10} e $P_{N art}$; b) P_{N10} e $P_{N pnd}$	71
Figura 3.28 – Comparação entre os valores do índice de penetração determinados pelo PDL e pelo PDL_L	72
Figura 3.29 – Representação gráfica dos resultados do ensaio com o PDL, exemplo da série de ensaio do maciço de montante B3I: a) Número de pancadas em função da profundidade; b) Índice de penetração em função da profundidade.	73
Figura 3.30 – Relação entre o índice de penetração P_{N10} e o teor em água w_{MO} a diferentes profundidades: a) 10 cm; b) 20 cm; c) 30 cm; d) 40 cm.	74
Figura 3.31 – Relação entre o índice de penetração P_{N10} , determinado à profundidade de 30 cm, e o desvio do teor em água Δw_{MO} : a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante.	75
Figura 3.32 – Relação entre o índice de penetração P_{N10} , determinado à profundidade de 30 cm, e o peso volúmico seco $\gamma_{d GA}$: a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante.	76
Figura 3.33 – Relação entre o índice de penetração P_{N10} , determinado à profundidade de 30 cm, e o grau de compactação GC : a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante.	76
Figura 3.34 – Relação entre o índice de penetração $P_{N10 L}$, determinado à profundidade de 30 cm, e o teor em água w_{MO} nos maciço de jusante e montante e no núcleo.	78

Figura 3.35 – Relação entre o índice de penetração $P_{NIO L}$, à profundidade de 30 cm, e a variação do teor em água Δw_{MO} : a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante; e c) Núcleo.....	79
Figura 3.36 – Relação entre o índice de penetração, $P_{NIO LNEC}$, e o peso volúmico seco, γ_d , à profundidade de 30 cm a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante; e c) Núcleo.....	80
Figura 3.37 – Relação entre o índice de penetração $P_{NIO L}$, à profundidade de 30 cm, e o grau de compactação GC a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante; e c) Núcleo.	81
Figura 4.1 – Modelo físico do fenómeno de capilaridade (Li, 1999).....	86
Figura 4.2 – Sucção total, matricial e osmótica de um tilito em função do teor em água, adaptado de krahm e Fredlund (1972).	87
Figura 4.3 – Pontos caraterísticos e regimes da curva de retenção de um silte.....	90
Figura 4.4 – Curva de retenção de quatro tipos de solos canadianos de caraterísticas muito diferenciadas (Vanapalli <i>et al.</i> , 1999a).....	91
Figura 4.5 – Influência da morfologia dos poros no ramo de secagem da curva de retenção.	93
Figura 4.6 – Influência da morfologia dos poros no ramo de molhagem da curva de retenção..	93
Figura 4.7 – Efeito gargalo (<i>ink-bottle</i>) como potencial mecanismo de histerese.....	94
Figura 4.8 – Diferença entre o ângulo de contacto na molhagem, α_m , e na secagem, α_s	94
Figura 4.9 – Curva de retenção de um solo – percurso de secagem e de molhagem, adaptado de Yang <i>et al.</i> (2004).	95
Figura 4.10 – Curvas de retenção de diferentes materiais – ramos de secagem e de molhagem.	96
Figura 4.11 – Curvas de retenção – secagem e molhagem: a) areia, b) silte, segundo Phan (2002) referido por Fredlund <i>et al.</i> (2011a).....	97
Figura 4.12 – Caraterização das equações da curva de retenção do solo baseada na gama da valores da sucção, adaptado de Frenlund <i>et al.</i> (2011).	98
Figura 4.13 – Curvas de retenção do modelo de Fredlund e Xing (1984). Efeito da variação dos parâmetros de ajuste a) a, b) n e c) m (Lu e Likos, 2004).	101
Figura 4.14 – Curva de retenção de um solo com identificação dos troços w_1 , w_2 e w_3 - estabelecidos pelas equações de Fredlund e Pham (2006).....	102
Figura 4.15 – Desenvolvimento da interface ar-água de um solo não saturado, segundo Childs (1969) referido por Fredlund e Rahardjo (1993).	104
Figura 4.16 – Relação entre a curva de retenção e a condutividade hidráulica de um silte argiloso e de uma areia, adaptado de Fredlund, (1996).	105
Figura 4.17 – Curva de retenção e respetiva função condutividade hidráulica típica de um solo siltoso (Fredlund <i>et al.</i> , 1994).	109
Figura 4.18 – Cálculo da condutividade hidráulica usando diferentes modelos preditivos para uma areia siltosa: a) curva de retenção aplicando o ajustamento de Fredlund e	

Xing (1994); b) diferentes funções de condutividade hidráulica e a sua relação com as condições residuais (Ebrahimi-B <i>et al.</i> , 2004).	110
Figura 4.19 – Condutividade hidráulica correspondente às condições residuais para diferentes solos (Ebrahimi-B <i>et al.</i> , 2004).	110
Figura 4.20 – Variação da condutividade hidráulica no estado líquido e de vapor para uma areia siltosa (Ebrahimi-B <i>et al.</i> , 2004).....	111
Figura 4.21 – Curvas da função de condutividade hidráulica ao vapor para diferentes solos (Ebrahimi-B <i>et al.</i> , 2004).....	112
Figura 4.22 – Comparação entre os valores da condutividade hidráulica calculados durante a secagem e a molhagem, segundo Elrick e Bowman (1964) referido por Fredlund <i>et al.</i> (2012).	113
Figura 4.23 – Resultados de ensaios realizados por Mualem (1974) em esferas de vidro (Fredlund, 2006): a) variação da condutividade hidráulica em função da sucção; b) curva de retenção.....	113
Figura 4.24 – a) Curva de retenção do solo siltoso de <i>Touchet</i> ; b) Comparação entre os valores da condutividade hidráulica medidos e calculados para o mesmo solo (Fredlund <i>et al.</i> , 1994).....	114
Figura 4.25 – a) Curva de retenção de uma argila magra de <i>Yolo</i> ; b) Comparação entre os valores da condutividade hidráulica medidos e calculados para o mesmo solo (Fredlund <i>et al.</i> , 1994).	115
Figura 4.26 – Exemplo de funções de retenção, de armazenamento de água e de condutividade hidráulica num solo anisotrópico, adaptado de Fredlund <i>et al.</i> (2012).	117
Figura 4.27 – Exemplo de funções da capacidade de armazenamento de uma areia e de uma argila (Lu e Likos, 2004).	117
Figura 4.28 – Curva de compactação de uma argila siltosa de Barcelona ($w_L=30,5$; $IP = 11,8\%$) compactada estaticamente e a sua relação com a sucção (Alonso, 2004).....	119
Figura 4.29 – Curvas de retenção de uma argila compactada com diferentes teores em água, (Vanapalli <i>et al.</i> , 1999a).	120
Figura 4.30 – Curvas de compactação de um solo granular, adaptado de Lambe e Whitman (1979).	122
Figura 4.31 – Relação entre o teor em água e a sucção para misturas de solo compactado (Marinho e Chandler, 1993)	122
Figura 4.32 – Estrutura do solo (Alonso <i>et al.</i> , 1987).....	124
Figura 4.33 – Microfotografia da argila siltosa de Barcelona: (a) compactada do lado seco; (b) compactada do lado húmido (Alonso, 2004).....	125

Figura 4.34 – Porosimetria de amostras de argila siltosa de Barcelona compactada do lado seco (DD) e do lado húmido (WW) (Alonso, 2004).....	126
Figura 4.35 – Deformações volumétricas de uma areia argilosa de média plasticidade (SC), saturada sob diferentes condições de adensamento e sujeita a uma tensão vertical de 400 kPa, em edómetro (Lawton <i>et al.</i> , 1989).....	128
Figura 4.36 – Deformações volumétricas da argila siltosa de Barcelona (CL) submetida a tensão vertical, em edómetro, de: a) 0,1; b) 0,3 e c) 0,6 MPa, seguida de saturação (Suriol <i>et al.</i> , 2002).....	129
Figura 4.37 – Deformação volumétrica de margas compactadas medidas na embebição sob diferentes tensões verticais (Neves e Cardoso, 2008).....	130
Figura 4.38 – a) Esboço da curva de curva de compactação de um solo; b) influência da tensão vertical na variação de volume do solo, após saturação, quando compactado do lado seco (Alonso, 2004).	131
Figura 4.39 – Comparação entre a porosimetria de provetes de argila siltosa de Barcelona compactados do lado seco e posteriormente humedecidos (WD) e compactados do lado seco (DD) (Alonso, 2004).....	132
Figura 4.40 – Comparação entre a porosimetria de provetes de argila siltosa de Barcelona compactados do lado seco e posteriormente humedecidos (DW) e compactados do lado húmido (WW) (Alonso, 2004).....	133
Figura 4.41 – Diferente dimensão dos poros (Romero <i>et al.</i> , 1999).	134
Figura 5.1 – Variação do volume específico com a tensão média e a sucção, em compressão isotrópica (Alonso <i>et al.</i> , 1990).	138
Figura 5.2 – Influência da sucção: a) curvas de compressão normal para o solo saturado e não saturado; b) trajetórias de tensão (Alonso <i>et al.</i> , 1990).	139
Figura 5.3 – Variação de λ em função de s	141
Figura 5.4 – Domínio elástico do solo, delimitado pelas superfícies de cedência LC e SI no plano (p, s) (Alonso <i>et al.</i> , 1990).	142
Figura 5.5 – Variação do volume específico, v , com a sucção, s (Alonso <i>et al.</i> , 1990).....	142
Figura 5.6 – Expansão das superfícies de cedência LC e SI : a) por aumento da tensão p ; b) por aumento da sucção s (Alonso <i>et al.</i> , 1990).	144
Figura 5.7 – Representação da superfície de cedência nos espaços (p, q) e (p, s) (Alonso <i>et al.</i> , 1990).....	145
Figura 5.8 – Representação da superfície de cedência no espaço tridimensional (p, q, s) (Alonso <i>et al.</i> , 1990).	146
Figura 5.9 – Trajetórias de tensão/sucção adequadas à determinação dos parâmetros do modelo BBM, adaptado de Alonso <i>et al.</i> (1990): a) a s constante; b) a p constante; e c) triaxiais sob s constante.	148

Figura 5.10 – Textura do solo estudado.....	149
Figura 5.11 – Curva granulométrica do solo.....	150
Figura 5.12 – Registo difratométrico do solo: V – Vermiculite; M – Mica; Af – Anfíbola; K – Caulinite; Fa – Feldspato sódico; Q – Quartzo; Fk – Feldspato potássico.....	151
Figura 5.13 – Curva de compactação.....	151
Figura 5.14 – Curvas granulométricas do solo antes e após a realização do ensaio Proctor.....	152
Figura 5.15 – Secção transversal da placa de pressão e da câmara (Soilmoisture, 2008).....	154
Figura 5.16 – Ensaio com placa de pressão: a) esquema de instalação com azoto em botija de alta pressão; b) equipamento utilizado no presente estudo.....	154
Figura 5.17 – Dispositivo para adensar o solo no interior dos anéis.....	156
Figura 5.18 – Interior da câmara com os provetes sobre a placa porosa.....	157
Figura 5.19 – a) Equipamento usado no presente estudo; b) Representação esquemática do equipamento (Leong <i>et al.</i> , 2003).....	158
Figura 5.20 – Aspetos relevantes na preparação dos provetes de ensaio com o WP4: a) cápsula no interior do molde; b) preenchimento do molde; c) cápsula recuperada; e d) cápsulas para o início do ensaio.	160
Figura 5.21 – Ramos de secagem e molhagem da curva de retenção do solo estudado: modelo de van Genuchten (1980).....	162
Figura 5.22 – Ramos de secagem e molhagem da curva de retenção do solo estudado: modelo de Fredlund e Xing (1994).	162
Figura 5.23 – Ramo de secagem da curva de retenção do solo.....	164
Figura 5.24 – Ramo de secagem da curva de retenção usada na modelação do aterro.	164
Figura 5.25 – Trajetórias associadas a variação de p , mantendo s constante e $q = 0$: a) no plano (p, s) ; b) no plano $(\ln p, v)$	166
Figura 5.26 – Trajetórias associadas a variação de s , mantendo p constante e $q = 0$: a) no plano (s, p) ; b) no plano $(\ln s, v)$	167
Figura 5.27 – Trajetórias associadas a variações de q , mantendo s constante e $\Delta q = 3\Delta p$	167
Figura 5.28 – a) Ajuste da membrana ao molde; b) controlo da espessura de cada camada; c) preenchimento total do molde.	170
Figura 5.29 – Montagem dos medidores locais: a) marcas de orientação para o posicionamento; b) fixação ao provete.....	171
Figura 5.30 – Placa perfurada: a) montagem; b) face lisa; c) face com ranhuras.	177
Figura 5.31 – Esquema do ensaio triaxial com imposição de sucção através da técnica de equilíbrio de vapor.....	178
Figura 5.32 – Evolução da sucção imposta e da temperatura ambiente durante as fases de equilíbrio e de compressão isotrópica.	180
Figura 5.33 – a) solução de NaCl; b) solução de $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$	180

Figura 5.34 – Evolução do volume específico, v , com a tensão média efetiva, p' , e obtida nos ensaios de compressão isotrópica em provetes de solo saturado.....	183
Figura 5.35 – Variação do volume específico, v , com a tensão média efetiva, p' . Comparação entre os valores obtidos pelo controlador de contra-pressão (VB) e pelos medidores locais (ML).....	184
Figura 5.36 – Variação de $1/m$ em função de p' : comparação entre os valores obtidos pelo controlador de contra-pressão (VB) e pelos medidores locais (ML).....	185
Figura 5.37 – Relação entre a tensão média, p , e o volume específico, v , obtida nos ensaios em provetes de solo submetido a diferentes níveis de sucção.	186
Figura 5.38 – Ensaio NaCl_03: relação entre a tensão média, p , e o volume específico, v . Comparação entre os valores obtidos pela variação do volume de água na câmara (VC) e pelos medidores locais (ML).....	187
Figura 5.39 – Ensaio NaCl_04: relação entre a tensão média, p , e o volume específico, v . Comparação entre os valores obtidos pela variação do volume de água na câmara (VC) e pelos medidores locais (ML).....	188
Figura 5.40 – Relação entre os valores de λ e de κ , em função dos níveis de sucção imposta.	190
Figura 5.41 – Variação da tensão de cedência, p_0 , em função dos níveis de sucção imposta. ..	190
Figura 5.42 – Ensaios em solo saturado: a) evolução da tensão deviatória, q , com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajectórias de tensão e linha dos estados críticos (LEC); c) evolução da deformação volumétrica $\delta\epsilon_v$ com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$ e d) variação da dilatância, $\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$, com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$	192
Figura 5.43 – Proвете com formação da superfície de rotura produzida durante a fase de corte: exemplo do ensaio Sat_08 (60, 5).....	193
Figura 5.44 – Ensaios em solo com vapor de NaCl: a) evolução da tensão deviatória, q , com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajectórias de tensão; c) evolução da deformação volumétrica, $\delta\epsilon_v$, com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$ e d) evolução da dilatância, $\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$, com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$	194
Figura 5.45 – Ensaios em solo com vapor de $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$: a) evolução da tensão deviatória, q , com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajectórias de tensão; c) evolução da deformação volumétrica $\delta\epsilon_v$ com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$ e d) evolução da dilatância, $\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$, com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$	195
Figura 5.46 – Variação do coeficiente de compressibilidade do solo, λ , em função da sucção, s	197
Figura 5.47 – Variação da sucção, s , com a tensão média de cedência, p_0	198

Figura 5.48 – Representação da superfície de cedência: a) no espaço (p, q) e b) no espaço (p, s)	199
Figura 6.1 – Representação esquemática de um meio poroso não saturado (<i>Code_Bright</i> , 2014).....	204
Figura 6.2 – a) Condições iniciais e de fronteira; b) Malha de elementos finitos.....	215
Figura 6.3 – Ensaio de compressão isotrópica sat_02.....	217
Figura 6.4 – Ensaio de compressão isotrópica sat_06.....	217
Figura 6.5 – Ensaio de compressão isotrópica sat_10.....	218
Figura 6.6 – Ensaio de compressão isotrópica NaCl_03.....	219
Figura 6.7 – Ensaio de compressão isotrópica NaCl_04.....	219
Figura 6.8 – Ensaio de compressão isotrópica Ca(NO ₃) ₂ 4H ₂ O_09.....	219
Figura 6.9 – Fase de corte em solo saturado: a) evolução da tensão deviatória q com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajetórias de tensão; c) evolução da deformação volumétrica $\delta\epsilon_v$ com a deformação distorcional $\delta\epsilon_s$	221
Figura 6.10 – Ensaios em solo não saturado NaCl: a) evolução da tensão deviatória q com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajetórias de tensão; c) evolução da deformação volumétrica $\delta\epsilon_v$ com a deformação distorcional $\delta\epsilon_s$	222
Figura 6.11 – Ensaios em solo em solo não saturado Ca(NO ₃) ₂ 4H ₂ O: a) evolução da tensão deviatória q com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajetórias de tensão; c) evolução da deformação volumétrica $\delta\epsilon_v$ com a deformação distorcional $\delta\epsilon_s$	223
Figura 6.12 – Distribuição climática em Portugal Continental segundo a classificação de Köppen-Geiger, IPMA (2016).....	224
Figura 6.13 – Estação meteorológica de Alcáçovas: a) precipitação; b) humidade relativa; e c) temperatura média diária registada entre outubro de 2004 e outubro de 2009.....	225
Figura 6.14 – Estação meteorológica Ponte da Barca: a) precipitação; b) humidade relativa; e c) temperatura média diária registada registadas entre fevereiro de 2003 e fevereiro de 2008.....	226
Figura 6.15 – Geometria da secção transversal do aterro (dimensões em m).	227
Figura 6.16 – Malha de elementos finitos.....	227
Figura 6.17 – Dados de precipitação compostos através da repetição dos intervalos entre out/06 a out/07 e out/08 a out/09.....	231
Figura 6.18 – Localização e identificação dos perfis e pontos de análise.....	231
Figura 6.19 – Valores da precipitação média diária na fase de construção do aterro: a) <i>Alcáçovas jul-05</i> , b) <i>Alcáçovas out-05</i>	232
Figura 6.20 – Comparação dos deslocamentos verticais registados no final da construção do aterro ao longo dos perfis P1 e P2 em <i>Alcáçovas jul-05</i> e <i>Alcáçovas out-05</i>	232

Figura 6.21 – Isolinhas de sucção (em MPa) no final da construção do aterro: a) Alcáçovas jul-05 e b) Alcáçovas out-05.	233
Figura 6.22 – Alcáçovas out-05: a) trajetórias de tensão durante a construção do aterro; b) variação da sucção s com p durante a construção do aterro e na fase posterior à construção.	234
Figura 6.23 – Alcáçovas out-05: trajetórias de tensão dos pontos A, B, C, D e E no espaço (p , q , s).	235
Figura 6.24 – Alcáçovas out-05: evolução da superfície de cedência e trajetória do ponto D no espaço (p , q , s): a) durante a construção (regime elástico); b) durante a construção (regime plástico); c) final da construção; d) após 15anos.	236
Figura 6.25 – Alcáçovas out-05: variação dos deslocamentos verticais com a precipitação nos pontos de observação.	237
Figura 6.26 – Alcáçovas out-05: variação da sucção com os valores médios diários de precipitação.	237
Figura 6.27 – Alcáçovas out-05: variação da sucção devida a episódio de precipitação intensa. Antes da precipitação: a) dia 371. Após início da precipitação: b) dia 379; c) dia 381; d) dia 386.	239
Figura 6.28 – Alcáçovas jul-05: a) trajetórias de tensão durante a construção do aterro; b) variação da sucção s com a tensão média p durante a construção do aterro e na fase posterior à construção.	240
Figura 6.29 – Alcáçovas jul-05: Trajetórias de tensão no espaço (p , q , s).	240
Figura 6.30 – Alcáçovas jul-05: evolução da superfície de cedência e trajetória do ponto D no espaço (p , q , s): a) durante a construção (regime elástico); b) durante a construção (regime plástico); c) final da construção; d) após 15anos.	241
Figura 6.31 – Alcáçovas jul-05: variação no tempo dos deslocamentos verticais com a precipitação nos pontos de observação.	242
Figura 6.32 – Alcáçovas jul-05: variação da sucção no primeiro ano após a conclusão da construção do aterro: a) final da construção (dia 63); b) dia 100; c) dia 120; e d) dia 428.	243
Figura 6.33 – Alcáçovas jul-05: variação da sucção com a precipitação nos pontos de observação.	243
Figura 6.34 – a) Trajetórias de tensão durante a construção do aterro; b) variação da sucção s com a tensão média p durante a construção do aterro e na fase posterior à construção.	244
Figura 6.35 – Variação no tempo dos deslocamentos verticais com a precipitação nos pontos de observação.	245
Figura 6.36 – Variação da sucção com a precipitação nos pontos de observação.	245

Figura 6.37 – Valores da precipitação média diária na fase de construção do aterro: a) <i>Ponte da Barca set-07</i> , b) <i>Ponte da Barca fev-03</i>	246
Figura 6.38 – Comparação dos deslocamentos verticais registados no final da construção do aterro ao longo dos perfis P1 e P2 obtidos com <i>Ponte da Barca fev-03</i> e <i>Ponte da Barca set-07</i>	247
Figura 6.39 – Valores da sucção (em MPa) no final da construção do aterro: a) <i>Ponte da Barca set-07</i> , e b) <i>Ponte da Barca fev-03</i>	247
Figura 6.40 – <i>Ponte da Barca fev-03</i> : variação da tensão deviatória q com a tensão média p durante a construção do aterro; b) variação da sucção s com a tensão média p durante a construção do aterro e na fase posterior à construção.....	248
Figura 6.41 – <i>Ponte da Barca fev-03</i> : Trajetórias de tensão no espaço (p, q, s).	249
Figura 6.42 – <i>Ponte da Barca fev-03</i> : evolução da superfície de cedência no espaço (p, q, s): a) durante a construção (regime elástico); b) durante a construção (regime plástico); c) final da construção; d) após 15anos.....	250
Figura 6.43 – <i>Ponte da Barca fev-03</i> : variação dos deslocamentos verticais com a precipitação nos pontos de observação.....	250
Figura 6.44 – <i>Ponte da Barca fev-03</i> : variação da sucção com a precipitação nos pontos de observação.	251
Figura 6.45 – <i>Ponte da Barca set-07</i> : trajetórias de tensão durante a construção do aterro; b) variação da sucção, s , com a tensão média, p , durante a construção do aterro e na fase posterior à construção.....	252
Figura 6.46 – <i>Ponte da Barca set-07</i> : trajetórias de tensão no espaço (p, q, s).	252
Figura 6.47 – <i>Ponte da Barca set-07</i> : variação no tempo dos deslocamentos verticais com a precipitação nos pontos de observação.....	253
Figura 6.48 – <i>Ponte da Barca set-07</i> : variação da sucção com a precipitação nos pontos de observação.	254

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Comparação entre os ensaios que determinam o peso volúmico em aterros <i>in situ</i> , adaptado de Concrete-catalog (2011).	15
Quadro 2.2 – Resumo das características dos diferentes modelos <i>DIP</i> (Mooney e Miller, 2009).....	26
Quadro 2.3 – Descrição e classificação dos materiais do estudo de Petersen <i>et al.</i> (2007).	31
Quadro 3.1 – Características dos materiais dos maciços e do núcleo (EDIA, 2004).	42
Quadro 3.2 – Gama de valores do GC e do <i>w</i> adotada no controlo da compactação.....	43
Quadro 3.3 – Resumo dos ensaios de campo realizados.....	45
Quadro 3.4 – Controlo da compactação pelo método de <i>Hilf</i> maciço de montante.	47
Quadro 3.5 – Controlo da compactação pelo método de <i>Hilf</i> maciço de jusante.....	47
Quadro 3.6 – Controlo da compactação pelo método de <i>Hilf</i> núcleo.....	48
Quadro 3.7 – Parâmetros adotados na realização dos ensaios com o <i>DIP</i>	49
Quadro 3.8 – Características do equipamento <i>PDL</i>	51
Quadro 3.9 – Características do equipamento <i>PDL_L</i>	52
Quadro 3.10 – Resultados da caracterização laboratorial.	54
Quadro 3.11 – Resumo dos resultados obtidos no ensaio com a garrafa de areia.....	54
Quadro 3.12 – Resumo dos resultados obtidos com o gamadensímetro a diferentes profundidades.	55
Quadro 3.13 – Resumo dos resultados obtidos com o forno micro-ondas.....	57
Quadro 3.14 – Resumo dos resultados obtidos com o Gamadensímetro.	57
Quadro 3.15 – Resumo dos resultados obtidos com o <i>Geogauge</i>	59
Quadro 3.16 – Resumo dos resultados obtidos com o <i>Geogauge</i> , com camada de areia.	60
Quadro 3.17 – Resumo dos resultados obtidos com o <i>DIP</i> a partir dos geofones adicionais	65
Quadro 3.18 – Resumo dos resultados obtidos com o <i>PDL</i>	72
Quadro 3.19 – Resumo dos resultados obtidos com o <i>PDL_L</i>	77
Quadro 4.1 – Características dos solos da Figura 4.4 (adaptado de Vanapalli <i>et al.</i> , 1999a).	91
Quadro 4.2 – Resumo das propriedades dos solos indicados na Figura 4.10.....	97
Quadro 4.3 – Afastamento entre as curvas de secagem e de molhagem, sugeridos por Pham <i>et al.</i> (2002, 2003), para diferentes tipos de solo.....	97
Quadro 4.4 – Equações empíricas para a condutividade hidráulica de solos não saturados.....	107
Quadro 4.5 – Funções estatísticas de condutividade hidráulica baseadas na condutividade hidráulica de saturação e na curva de retenção do solo (Fredlund <i>et al.</i> , 2011).	108
Quadro 4.6 – Propostas de correlações entre os limites de consistência e o potencial de expansibilidade.....	127

Quadro 5.1 – Trajetórias com variação de p , q e s para estimativa dos parâmetros do modelo BBM .	149
Quadro 5.2 – Grandezas que caracterizam a granulometria do solo estudado.	150
Quadro 5.3 – Valores de $e_{máx}$ e $e_{mín}$ e respectivos $\gamma_{d\ mín}$, e , $\gamma_{d\ máx}$.	152
Quadro 5.4 – Resultados da caracterização física e da classificação do solo.	153
Quadro 5.5 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção e coeficiente de determinação ajustado associado a cada um dos ajustes.	163
Quadro 5.6 – Parâmetros da curva de retenção.	165
Quadro 5.7 – Resumo das trajetórias de tensão implementadas na fase de consolidação nos ensaios triaxiais.	165
Quadro 5.8 – Características geométricas dos moldes utilizados na preparação dos provetes.	169
Quadro 5.9 – Características do solo após montagem dos provetes.	169
Quadro 5.10 – Propriedades das soluções saturadas, adaptado de Romero (2001).	175
Quadro 5.11 – Características dos moldes utilizados na preparação dos provetes.	177
Quadro 5.12 – Especificação de cada trajetória considerada na fase de compressão isotrópica.	182
Quadro 5.13 – Resultados obtidos nos ensaios realizados em provetes de solo saturado.	183
Quadro 5.14 – Comparação entre os resultados obtidos pelo controlador de contra-pressão (VB) e pelos medidores locais (ML).	184
Quadro 5.15 – Valores de $\lambda(0)$ estimados através da variação de $1/m$ com p' .	186
Quadro 5.16 – Resultados obtidos nos ensaios realizados em provetes de solo não saturado.	187
Quadro 5.17 – Resumo dos valores obtidos em função da metodologia.	189
Quadro 5.18 – Valores das tensões no ponto de dilatância nula.	194
Quadro 5.19 – Resumo dos resultados dos ensaios de corte.	196
Quadro 5.20 – Valores dos parâmetros do modelo BBM associado ao comportamento isotrópico.	198
Quadro 5.21 – Valores dos parâmetros do modelo BBM associado ao corte.	199
Quadro 5.22 – Valores dos parâmetros do modelo BBM estimados a partir dos ensaios de compressão isotrópica e corte.	201
Quadro 6.1 – Fases e espécies consideradas na formulação matemática do <i>Code_Bright</i> .	204
Quadro 6.2 – Síntese das equações e das variáveis dos problemas acoplados do tipo <i>THM</i> e <i>HM</i> .	213
Quadro 6.3 – Parâmetros mecânicos do solo inseridos no <i>Code_Bright</i> .	215
Quadro 6.4 – Parâmetros hidráulicos do solo inseridos no <i>Code_Bright</i> .	216
Quadro 6.5 – Parâmetros mecânicos do aterro.	229
Quadro 6.6 – Parâmetros hidráulicos do aterro.	229

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

Alfabeto romano

a	parâmetro de ajuste da curva de retenção
B	parâmetro de Skempton
b	vetor das forças volúmicas
C_c	coeficiente de curvatura
C_u	coeficiente de uniformidade
D	diâmetro
D_{10}	diâmetro efetivo
D_r	compacidade relativa
D_g^w	coeficiente de difusão molecular do vapor de água na fase gasosa
E	energia de compactação
e	índice de vazios
E_{DIP}	módulo de deformabilidade (<i>DIP</i>)
\bar{E}_{DIP}	amplitude da função de transferência
E_{GG}	módulo de deformabilidade (<i>geogauge</i>)
E_g	energia interna da fase gasosa
E_l	energia interna da fase líquida
$e_{máx}$	índice de vazios máximo
$e_{mín}$	índice de vazios mínimo
E_s	energia interna da fase sólida
E_g^a	energia interna da espécie ar na fase gasosa
E_l^a	energia interna da espécie ar na fase líquida
E_g^w	energia interna da espécie água na fase gasosa
E_l^w	energia interna da espécie água na fase líquida
f	constante igual a $\pi/2$ ou 2, para placas rígidas ou flexíveis, respetivamente
f^a	massa de ar fornecida ou consumida pelo meio
f^E	energia consumida ou fornecida pelo meio
f^{ps}	massa de partículas sólidas fornecida ou consumida pelo meio
g	aceleração da gravidade
G	módulo de distorção
GC	grau de compactação

G_s	densidade das partículas sólidas
H	altura
HR	humidade relativa
I	tensor identidade
i_c	fluxo térmico através do meio poroso
IP	índice de plasticidade
i_g^w	fluxo não advectivo da massa de água (vapor) na fase gasosa
j_{Eg}	fluxo advectivo de calor originado pela fase gasosa
j_{El}	fluxo advectivo de calor originado pela fase líquida
j_{Es}	fluxo advectivo de calor originado pela fase sólida
j_{ps}	fluxo de massa total de partículas sólidas no volume controlado
j_g^a	fluxo de massa total de ar na fase gasosa
j_l^a	fluxo de massa total de ar na fase líquida
j_1^w	fluxo de uma massa de água na fronteira entre o aterro e a atmosfera
k	condutividade hidráulica, coeficiente de permeabilidade
k	constante que descreve o aumento da resistência à tração com s
K	permeabilidade intrínseca
k	tensor da permeabilidade intrínseca
k_0	coeficiente de impulso em repouso
k ₀	tensor da permeabilidade intrínseca correspondente a ϕ_0
k_g	permeabilidade intrínseca da fase gasosa
k_{GG}	rigidez medida pelo geogauge
k_r	permeabilidade relativa
k_{rg}	representa a permeabilidade relativa da fase líquida ou gasosa
k_{rl}	representa a permeabilidade relativa da fase líquida ou gasosa
k_s	coeficiente de permeabilidade de saturação
k_v	coeficiente de permeabilidade ao vapor
k_w	coeficiente de permeabilidade à água
ln	logaritmo natural (base e)
M	declive da linha dos estados críticos
m	parâmetro da lei de Fick
m	parâmetro de ajuste da curva de retenção
M_w	massa molecular da água
n	parâmetro de ajuste da curva de retenção
$N(0)$	volume específico de referência do solo saturado

$N(s)$	volume específico de referência
P	precipitação
P	pressão capilar necessária para iniciara o estado não saturado do solo
p	tensão média
p	tensão média útil
p_0	tensão média de cedência para $s \neq 0$
p_0^*	tensão média de cedência no estado saturado
p_{atm}	pressão atmosférica
P_g	pressão da fase gasosa
p^c	tensão média de referência
P_l	pressão da fase líquida
P_{l0}	pressão de referência da fase líquida
P_N	índice de penetração
$P_{N art}$	índice de penetração, média aritmética
$P_{N pnd}$	índice de penetração, média ponderada
P_{N10}	índice de penetração a 10 cm
p_s	máxima tensão média de tração para um dado valor de sucção
P_v	pressão de vapor
q	tensão deviatórica
q_p	tensão deviatórica de pico
r	constante adimensional relacionada com a máxima rigidez do solo
R	constante universal dos gases perfeitos
r	raio do tubo capilar
r	raio externo do anel rígido (<i>geogauge</i>)
R	raio da placa (<i>DIP</i>)
R_s	raio de curvatura do menisco
S	areia
s	desvio padrão
s	sucção ou sucção matricial
s_0	valor máximo da sucção previamente ocorrido
S_e	grau de saturação efetivo
S_g	fração volumétrica de vazios ocupada pela fase gasosa
S_l	fração volumétrica de vazios ocupada pela fase líquida
S_r	grau de saturação
t	temperatura
T	temperatura absoluta
u	vetor deslocamento das partículas sólidas

u_a	pressão do ar nos poros
u_w	pressão na água dos poros
V	volume
v	volume específico do solo
V_s	volume das partículas sólidas
W	granularidade bem graduada
w	teor em água gravimétrico
w_{ae}	teor em água no ponto de entrada de ar
w_{GM}	teor em água determinado pelo gamadensímetro
w_L	limite de liquidez
w_{MO}	teor em água determinado em micro-ondas
w_{opt}	teor em água ótimo
w_P	limite de permeabilidade
w_r	teor em água residual
w_s	teor em água do solo saturado
w_u	teor em água para uma sucção de 1kPa

Alfabeto grego

- α parâmetro que modifica a expressão da lei de fluxo associada
- α coeficiente de expansão térmica para a água
- β parâmetro que controla o aumento da rigidez volumétrica do solo com a sucção
- β compressibilidade da água
- γ_d peso volúmico seco
- $\gamma_{d\ GA}$ peso volúmico seco, determinado por garrafa de areia
- $\gamma_{d\ GM}$ peso volúmico seco, determinado por gamadensímetro
- $\gamma_{d\ máx}$ peso volúmico seco máximo
- δ_c deslocamento no centro da placa (*DIP*)
- $\delta\epsilon_a$ deformação axial
- $\delta\epsilon_r$ deformação radial
- $\delta\epsilon_s$ deformação distorcional
- $\delta\epsilon_v$ deformação volumétrica
- ϵ_1, ϵ_3 deformações principais
- ϵ_{vp} deformação volumétrica total
- ϵ_{vs} deformação volumétrica total por aumento da sucção s
- ϵ_s^e deformação elástica induzida pela variação de q
- ϵ_v^e deformação elástica devido a incrementos de tensão p e de sucção s
- ϵ_{vs}^e deformação volumétrica elástica por aumento da sucção s
- ϵ_{vp}^e deformação volumétrica elástica por aumento da tensão p
- ϵ_{vs}^p deformação volumétrica plástica por aumento da sucção s
- ϵ_{vp}^p deformação volumétrica plástica por aumento da tensão p
- ϵ_v^p deformação volumétrica plástica total
- ϵ_{ss}^p deformação plástica de corte por incremento de sucção
- Θ teor em água normalizado ou grau de saturação relativo
- θ teor em água volumétrico
- θ_r teor em água volumétrico residual
- θ_s teor em água volumétrico de saturação
- θ^a massa de ar por unidade de volume total

θ_g^a	massa da espécie ar por unidade de volume da fase gasosa
θ_l^a	massa da espécie ar por unidade de volume da fase líquida
θ^{ps}	massa das partículas sólidas por unidade de volume total
θ_s^{ps}	massa de partículas sólidas por unidade de volume da fase sólida
θ^w	massa de água por unidade de volume total
θ_g^w	massa da espécie água por unidade de volume da fase gasosa
θ_l^w	massa da espécie água por unidade de volume da fase líquida
κ	declive da linha de descarga-recarga
κ_s	declive da linha de descarga-recarga para para $s \neq 0$
λ	índice de distribuição da dimensão dos poros
λ	parâmetro que controla a geometria da curva de retenção
λ	condutividade térmica do meio poroso
λ_g	condutividade térmica da fase gasosa
λ_l	condutividade térmica da fase líquida
λ_s	condutividade térmica da fase sólida
$(\lambda_s)_0$	condutividade térmica da fase sólida à temperatura de referência
λ_{dry}	condutividade térmica para o meio seco
λ_{sat}	condutividade térmica para o meio saturado
$\lambda(0)$	declive da linha de compressão normal do solo saturado
$\lambda(s)$	declive da linha de compressão normal para uma dada sucção
μ_g	viscosidade da fase gasosa
μ_l	viscosidade da fase líquida
μ_w	viscosidade da água
ν	coeficiente de <i>Poisson</i>
ρ_g	massa volúmica da fase gasosa
ρ_l	massa volúmica da fase líquida
ρ_0	massa volúmica da fase líquida de referência
ρ_s	massa volúmica da fase sólida
ρ_v	massa volúmica do vapor
ρ_w	massa volúmica da água no estado líquido
σ	tensões principais
σ_1, σ_3	tensões principais
σ_{aw}	tensão superficial

σ_m	tensão média
σ_r	tensão radial
τ	resistência ao corte
τ	coeficiente de tortuosidade do meio
ϕ_c'	ângulo de atrito interno no estado crítico
ϕ_p'	ângulo de atrito de pico
ϕ_0	porosidade de referência
ϕ	porosidade ou fração volumétrica de vazios
ψ	sucção total
ψ_0	sucção osmótica
ψ_a	sucção no ponto de entrada de ar
ψ_m	sucção matricial
ψ_r	sucção residual
ω_g^a	fração de massa da ar na fase gasosa
ω_l^a	fração de massa da ar na fase líquida
ω_s^{ps}	fração de massa das partículas sólidas na fase sólida
ω_g^w	fração de massa da água na fase gasosa
ω_l^w	fração de massa da água na fase líquida
$\omega(n)$	função da relação entre o raio interno e externo do anel rígido (geogauge)

Siglas

<i>AASHTO</i>	<i>American Association State Highway and Transportation Officials</i>
AEM	Agência Estatal de Meteorologia
ASTM	American Society for Testing and Materials
<i>BBM</i>	<i>Barcelona Basic Model</i>
<i>BE×M</i>	modelo Barcelona expansivo
<i>CSL</i>	<i>Critical State Line</i>
CV	coeficiente de variação
DIP	Deflectómetro de Impacto Portátil
<i>HM</i>	hidro-mecânica
IGPAI	Inspecção Geral de Produtos Agrícolas e Industriais
IM	Instituto de Meteorologia
IPMA	Instituto Português do Mar e da Atmosfera
ISO	International Organization for Standardization
<i>LC</i>	<i>(LoadingCollapse)</i> função de cedência
LCN	Linha de Compressão Normal
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
ML	medidores locais, método de Casagrande
PDL	penetrómetro dinâmico ligeiro
<i>SI</i>	<i>(Suction Increase)</i> função de cedência
SNIRH	Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos
<i>TEP</i>	modelo termo-elastoplástico
<i>THM</i>	termo-hidro-mecânica
<i>USCS</i>	<i>Unified Soil Classification System</i>
VB	variação do volume do controlador de contra-pressão, método de Casagrande
VP	modelo visco-elastoplástico

1 INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVOS

O desempenho dos aterros de infraestruturas de transporte (estradas, linha de caminho-de-ferro, aeródromos, etc.) e de barragens de aterro depende muito da seleção de materiais, do processo construtivo e do respetivo controlo.

Em barragens de aterro, o processo de compactação é otimizado, após caracterização e seleção prévia dos materiais a utilizar, através da realização de aterros experimentais para a aferição da energia de compactação, definida em função do número de passagens e da espessura das camadas. Esta prática não é habitual em aterros de infraestruturas de transporte, uma vez que geralmente são utilizados os materiais disponíveis nas proximidades, não sendo garantida a sua homogeneidade, sendo assim difícil obter uma compactação uniforme com os equipamentos de compactação tradicionalmente utilizados, ficando a camada em alguns locais sobrecompactada, em outros subcompactada e nos restantes devidamente compactada.

O controlo de compactação é geralmente realizado através de ensaios pontuais, de determinação direta ou indireta, do peso volúmico e do teor em água, ou da deformabilidade, os quais são, em geral, muito morosos, em alguns dos casos destrutivos e não permitem aferir a uniformidade. Os ensaios de determinação das características físicas mais correntes são o da garrafa de areia, o do balão, o macro, o nuclear/radioativo, o de secagem em estufa e o de carga em placa.

Desta forma, estes métodos tradicionais de controlo de compactação não se revelam capazes de garantir uma qualidade de construção com exigências de grande uniformidade de desempenho (barragens) e minimização dos assentamentos (estradas, aeroportos e vias férreas), sendo muitas vezes incompatíveis com as velocidades impostas de construção.

No desempenho a longo prazo dos aterros de infraestruturas de transporte, para além da garantia de uma boa qualidade de execução, da avaliação das características daí decorrentes, é também importante conhecer os efeitos das ações climáticas no seu comportamento. As ações climáticas expõem os aterros a ciclos de molhagem-secagem, destes ciclos resultam deformações sazonais que podem comprometer o desempenho de algumas estruturas.

Nos últimos anos na área dos aterros viários foram desenvolvidas essencialmente duas linhas de investigação. A primeira corresponde à utilização de equipamentos de pequeno porte para controlo da compactação dos aterros. A segunda serve-se da teoria dos solos não saturados para explicar as deformações dos aterros a curto e a longo prazo. A presente tese é constituída por duas partes que juntam estas duas vertentes.

O primeiro objetivo da tese é validar a eficácia de novas metodologias de avaliação do desempenho de aterros viários, na ótica da sua deformabilidade e resistência do solo compactado. Para tal são utilizados os equipamentos de ensaio *DIP* e *geogauge*, que caracterizam a compacidade e a rigidez (deformabilidade) do meio, e o equipamento *PDL*, que possibilita estimar a compacidade e resistência do terreno.

O segundo objetivo é avaliar o desempenho a longo prazo de um aterro viário em diversas envolventes climáticas, através de um modelo temporal de elementos finitos calculado no programa *Code-Bright*.

1.2 ORGANIZAÇÃO

A dissertação contempla duas partes fundamentais, a saber: (1) avaliação da eficácia de novas metodologias de avaliação do desempenho de aterros viários, na ótica da sua deformabilidade e resistência e avaliação do desempenho e (2) consideração da sucção na caracterização experimental e modelação hidromecânica da resposta de um aterro. A dissertação está organizada em sete capítulos, o segundo e o terceiro capítulos incluem a primeira parte, o quarto, o quinto e o sexto capítulos a segunda parte.

O capítulo dois, intitulado compactação de aterros, apresenta os fatores fundamentais que influenciam o processo de compactação e condicionam as propriedades hidromecânicas dos materiais compactados, nomeadamente, o teor em água de compactação, a textura do solo e a energia aplicada pelo equipamento de compactação e o processo de compactação adotado. É abordada a metodologia de controlo da compactação, baseada nas características físicas do solo compactado. Na parte final do capítulo são descritos os equipamentos considerados na avaliação de desempenho do solo compactado: os equipamentos de ensaio não intrusivos, *geogauge* e

deflectómetro de impacto portátil portátil (*DIP*), e o equipamento intrusivo penetrómetro dinâmico ligeiro (*PDL*).

No capítulo três, intitulado trabalho experimental, é descrito o programa experimental realizado com o objetivo de validar a eficácia das novas metodologias de avaliação do desempenho do solo compactado. É descrita a campanha de ensaios realizada no aterro de uma barragem em construção. Nesta campanha foram realizados ensaios com o *Geogauge*, o *DIP* e o *PDL*. Em simultâneo foram realizadas determinações tradicionais com garrafa de areia, gamadensímetro e teor em água. Em seguida é realizada uma análise integrada dos resultados com o objetivo de evidenciar eventuais tendências estatísticas entre os resultados dos ensaios ditos tradicionais e os ensaios não intrusivos e o *PDL*.

No capítulo quarto, intitulado sucção nos solos, são descritos aspetos essenciais na interpretação da resposta dos solos não saturados onde a sucção desempenha um papel fundamental. Inicialmente é apresentado o conceito de sucção no âmbito dos solos não saturados e descrita a variação do estado hídrico do solo baseada na curva característica, também designada por curva de retenção do solo. São referidos alguns dos modelos matemáticos que descrevem a curva de retenção e abordados aspetos relacionados com as propriedades do solo que condicionam a forma da curva de retenção do solo, tais como a distribuição da dimensão dos poros, a granulometria, o peso volúmico, a percentagem de argila presente e a sua mineralogia. É também dado relevo à condutividade hidráulica dos solos não saturados, indicando alguns dos modelos matemáticos que descrevem a condutividade hidráulica do solo em função da sucção. No final deste capítulo é efetuada uma abordagem do tema da compactação no âmbito da mecânica dos solos não saturados, salientando a influência da sucção no processo de compactação e na resposta dos solos após a sua compactação, considerando alguns fatores como o teor em água, a textura do solo, a energia de compactação e a estrutura do solo.

No capítulo cinco, intitulado modelo constitutivo e estimativa dos parâmetros, é efetuada a interpretação da formulação matemática do modelo constitutivo *BBM*, para os estados isotrópicos e triaxiais de tensão. É descrito o programa de ensaios laboratoriais realizado com objetivo de estimar os parâmetros do modelo *BBM* com vista à sua utilização na análise numérica realizada com o programa de cálculo *Code_Bright*. No programa de ensaios estão incluídos ensaios de caracterização física, determinação da curva característica e da sua histerese, ensaios de compressão isotrópica e triaxial axi-simétrica com ciclos de descarga-recarga realizados em solo saturado e solo em condições não saturadas.

No capítulo seis, intitulado modelação de solos não saturados, são descritos os princípios básicos da formulação de fenómenos termo-hidro-mecânica utilizada no programa de elementos

finitos *Code_Bright*. É efetuada a modelação numérica dos ensaios triaxiais para averiguar a aplicabilidade do modelo BBM e validar os parâmetros de calibração, com vista à sua utilização na modelação numérica da resposta de um aterro com os materiais ensaiados. O capítulo encerra com a modelação numérica de um aterro submetido à variação do seu estado hídrico por ação de agentes atmosféricos. A modelação aborda a evolução do estado hídrico e do comportamento tensão-deformação de um aterro, durante a fase de construção e por um período subsequente de cerca de 15 anos.

No capítulo sete apresentam-se as principais conclusões do trabalho realizado e referem-se alguns aspetos que podem ser desenvolvidos no futuro.

2 COMPACTAÇÃO DE ATERROS

O procedimento de compactação de um aterro é a etapa fundamental na sua construção. Tem como objetivo garantir a estabilidade e as necessárias condições de serviço durante a vida útil da estrutura. A compactação proporciona uma melhoria das características de resistência, de rigidez e condutividade hidráulica dos materiais aplicados, devido à diminuição do índice de vazios e ao conseqüente aumento do número de contactos entre partículas, o que por sua vez aumenta as forças de ligação inter-partículas.

A compactação é um processo de densificação do solo em condições de humidade controlada através da aplicação de uma dada energia (Samtani e Nowatzki, 2006). A densificação do solo provoca a diminuição do seu volume por expulsão de ar. Durante este processo, ocorre diminuição do índice de vazios e aumento do peso volúmico seco, permanecendo aproximadamente constante a massa de água no solo, levando, deste modo, ao aumento do grau de saturação. No entanto, não ocorre a expulsão de toda a fase gasosa, não sendo, por isso, atingida a saturação do solo.

O processo de compactação e as propriedades hidromecânicas dos materiais compactados são influenciados, em geral, pelos seguintes fatores: (i) teor em água de compactação, (ii) textura do solo, e (iii) energia aplicada pelo equipamento de compactação e processo de compactação adotado.

2.1 TEOR EM ÁGUA

A Figura 2.1 mostra a curva de compactação típica de um solo com fração fina significativa, para uma determinada energia de compactação, E . A forma da curva depende do tipo de solo, da energia que lhe é transmitida e do processo de compactação adotado.

A evolução do peso volúmico seco com o teor em água de compactação pode ser explicada, de uma forma simplificada, considerando o solo como uma massa com ligações devidas a sucção, a qual será tanto maior quanto menor o grau de saturação. Quando o solo é sujeito, pelo processo de compactação, a uma determinada energia as ligações quebram-se, tornando-se o solo numa massa mais homogénea. Se for adicionada água em quantidade adequada, este processo será facilitado devido à diminuição de sucção tornando-se, por conseguinte, mais eficaz. Partindo do estado de menor saturação, o aumento do teor em água do solo conduz ao aumento do peso volúmico seco até ser alcançado o seu valor máximo, $\gamma_{d, \max}$, a que corresponde o teor em água, dito teor ótimo, w_{opt} . Quando se atinge esta condição o grau de saturação do solo já é muito elevado e ocorre oclusão do ar, isto é, o ar presente nos poros do solo é envolvido pela água e perde a continuidade, dificultando-se bastante a sua expulsão. A adição de água, para além deste ponto, facilita o afastamento entre as partículas do solo não contribuindo, por isso, para a eficácia da compactação. Verifica-se diminuição do peso volúmico seco do solo, pois a adição de água ao solo reduz a massa de partículas sólidas por unidade de volume.

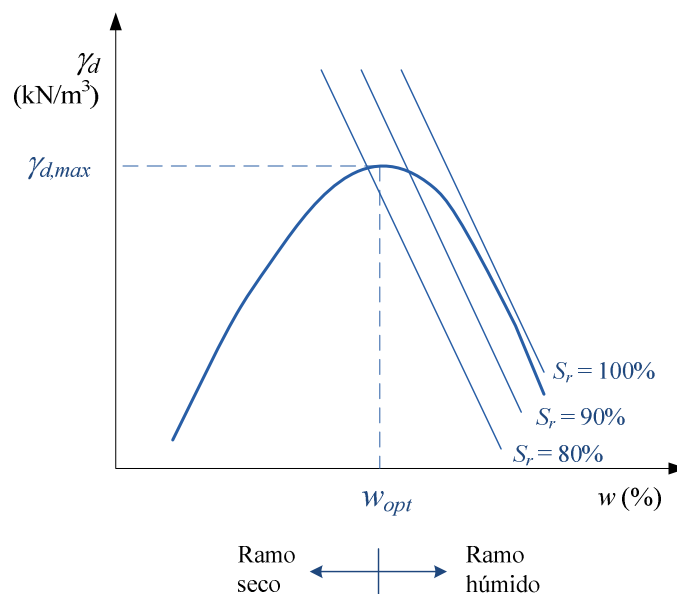


Figura 2.1 – Curva de compactação de um solo com fração fina.

Na Figura 2.1 encontra-se também a reta correspondente ao estado saturado ($S_r = 100\%$). O ramo húmido da curva de compactação tende assintoticamente para a curva de saturação, qualquer que seja a energia aplicada.

O ponto ótimo da curva de compactação corresponde, em geral, a um volume de ar próximo de 5 % do volume de vazios (McNally, 2002).

Quando o solo é compactado com teor em água ótimo é atingida a máxima compacidade do solo para a energia aplicada, o que permite minimizar a eventualidade de problemas de colapso ou expansibilidade, para o nível de energia empregue.

2.2 TEXTURA DO SOLO

A textura do solo, resultado da distribuição da dimensão das partículas, da forma das partículas, e da percentagem e tipo de minerais de argila presentes, é outro dos fatores importantes na compactação.

Os solos em função da dimensão das partículas e da sua composição mineralógica podem ser divididos em três categorias: solos argilosos, granulares e orgânicos. Cada uma destas categorias apresenta propriedades diferentes quando submetidos à ação mecânica de compactação. Os solos argilosos quando compactados alteram a sua condutividade hidráulica, compressibilidade e resistência. A condutividade hidráulica diminui quando o teor em água aumenta, atingindo um valor mínimo no teor em água ótimo. A compressibilidade varia com a energia de compactação e o teor em água de compactação. Quando a energia transmitida pela compactação é baixa e o teor em água se encontra acima do ótimo a compressibilidade é superior à verificada quando o solo é compactado com teor em água inferior ao ótimo. A resistência dos solos argilosos compactados diminui quando aumenta o teor em água de compactação, devido à diminuição de sucção podendo diminuir drasticamente quando é ultrapassado o teor em água ótimo (Das, 2002).

A Figura 2.2 ilustra as curvas de compactação de três solos finos ou com finos. Os solos com maior incidência de grossos apresentam, em geral, um teor em água ótimo inferior e valores superiores do peso volúmico seco correspondente.

Os solos grosseiros são menos sensíveis à presença de água nos vazios. Em geral, este tipo de solos atinge pesos volúmcicos mais elevados comparativamente aos solos argilosos. A Figura 2.3 mostra a curva de compactação de um solo grosseiro, onde se verifica não existir um valor máximo de teor em água e correspondente peso volúmico bem definido, observando-se, deste modo, pouca sensibilidade destes solos à presença de água (Escario, 1981). A ocorrência de máximos de compacidade verifica-se, em geral, em condições secas e saturadas, ou seja, quando o efeito da sucção não se faz sentir.

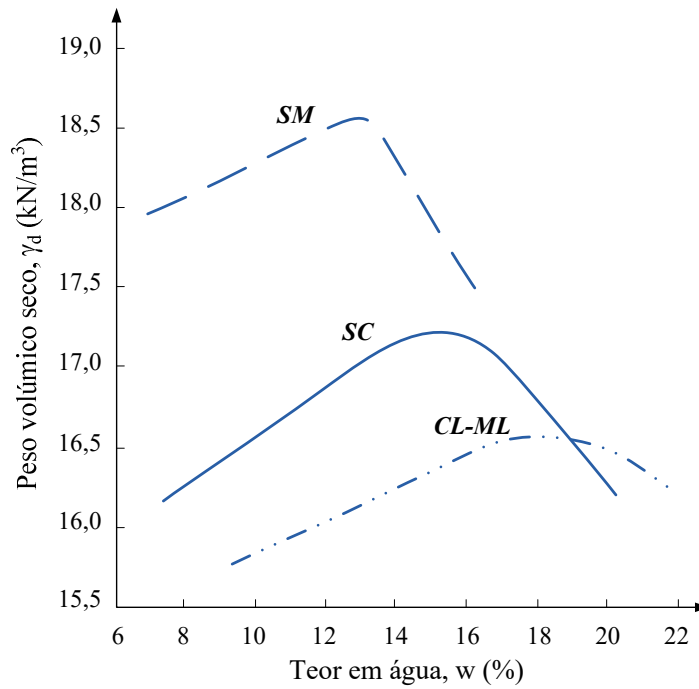


Figura 2.2 – Curvas de compactação de três solos finos ou com finos (Fernandes, 2011).

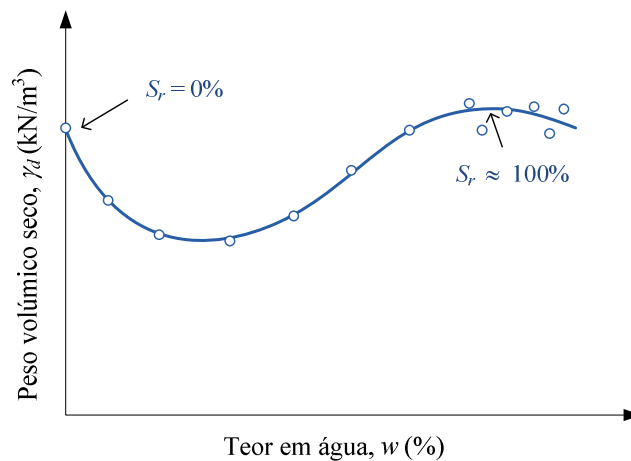


Figura 2.3 – Curvas de compactação de um solo granular, adaptado de Lambe e Whitman (1979).

Os solos orgânicos, em geral, não são considerados adequados para a construção de aterros. No entanto, em algumas situações o uso destes materiais torna-se inevitável. Nestas situações, é importante assegurar que a quantidade de matéria orgânica no solo não ultrapasse 8 a 10%, sob pena de o peso volúmico máximo do solo e também a sua resistência serem baixos. O teor em água ótimo dos solos orgânicos tende a aumentar com o aumento do teor de matéria orgânica (Das, 2002).

2.3 ENERGIA DE COMPACTAÇÃO

A energia de compactação e a forma como essa energia é transmitida ao terreno influenciam a compactação alcançável. O processo de compactação, pode ser classificado como: por impacto, por pressão, por vibração e por penetração (Petersen *et al.*, 2007). A seleção do processo de compactação depende do tipo de solo e da extensão da área que se pretende compactar.

A compactação por impacto consiste na queda de uma massa sobre a superfície do terreno a compactar. A quantidade de energia aplicada ao solo é função da massa, da altura de queda e do número de impactos sobre a superfície. Este método é, em geral, limitado a pequenas áreas e profundidades reduzidas.

A compactação por pressão consiste em aplicar, na superfície do terreno, um peso estático utilizando cilindros sem vibração ou sobrecargas. Os cilindros mecanizados a baixa velocidade aplicam, a cada passagem, pressão sobre as camadas superficiais de solo a compactar, adensando-as e, por via disso, expulsando o ar existente nos vazios do solo e aumentando o seu peso volúmico seco. Quando o tempo não é um fator preponderante na compactação e o volume de solo a compactar é pequeno, pode ser colocada, sobre o terreno a ser compactado, uma sobrecarga estática, por exemplo uma camada de solo.

A compactação por vibração é o processo mais utilizado, sobretudo em solos arenosos. Este tipo de compactação consiste numa sequência rápida de ondas mecânicas que quebram os pontos de contacto entre as partículas, permitindo que estas se reagrupem num arranjo mais denso por efeito do peso. O sistema de vibração é criado através da rotação de massas excêntricas. A ação de vibração é definida por três grandezas: amplitude, frequência e força centrífuga. A alteração da amplitude de vibração permite ao operador variar a energia transmitida ao solo. A força centrífuga é criada pela rotação da massa, sendo a frequência de rotação um fator a considerar.

A compactação por penetração é realizada pela aplicação de cilindros do tipo pés de carneiro. Neste processo os pés salientes do cilindro penetram na superfície para compactar o solo subjacente. Este método é apropriado para a compactação de solos finos, em particular os argilosos.

Quando um solo é compactado com um dado tipo de compactação, mas diferentes níveis de energia, verifica-se, para os níveis de energia superiores, aumento do peso volúmico seco máximo para o mesmo teor em água e diminuição do teor em água ótimo. A Figura 2.4 ilustra esta ideia através das curvas de compactação para um dado solo para dois níveis de energia diferentes, em que $E1 < E2$.

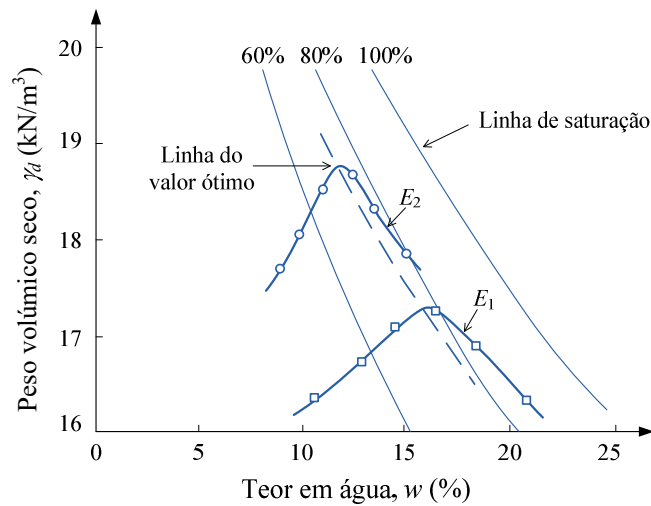


Figura 2.4 – Efeito da energia de compactação.

2.4 TEOR EM ÁGUA DE COMPACTAÇÃO – LADO SECO OU DO LADO HÚMIDO.

Para um mesmo valor do peso volúmico seco existem dois valores distintos do teor em água do solo: um no ramo seco – inferior ao teor em água ótimo, e outro no ramo húmido – superior ao teor em água ótimo.

Nos solos argilosos a opção pela compactação do lado seco ou do lado húmido é de grande relevância no comportamento dos solos compactados, dado que a estrutura que se desenvolve depende do teor em água e da energia volúmica de compactação aplicada pelo equipamento de compactação.

Os minerais de argila têm a forma laminar havendo uma distribuição superficial de cargas elétricas predominantemente negativas. Estas cargas são neutralizadas pelo excesso de cátions (H^+) sobre os aniões (OH^-) da água, formando-se uma “dupla camada”. As forças de repulsão ou atração entre as partículas do solo são diretamente proporcionais à espessura da dupla camada, e a sua intensidade condiciona a orientação e o posicionamento das partículas no interior da massa de solo, influenciando as propriedades mecânicas exibidas (Das, 2013).

A compactação de solos finos com teor em água reduzido dificulta o desenvolvimento da dupla camada à volta das partículas de argila, sendo o equilíbrio de cargas elétricas alcançado não só através da ligação com moléculas de água e cátions que se encontram na proximidade, mas também através de ligações com outras partículas de argila na vizinhança próxima, devido à sucção. Deste modo, a distância média entre as partículas do solo é menor e a sua distribuição ocorre de uma forma aleatória, dando origem a um tipo de estrutura designada por floculada. O aumento do teor em água de compactação diminui a sucção e aumenta as forças de repulsão entre as partículas, promovendo a expansão da dupla camada. O aumento das forças de repulsão

e a energia transmitida ao solo, pelo processo de compactação, permitem a orientação das partículas de argila e a formação de uma estrutura dispersa (Figura 2.5).

Quando a compactação é realizada do lado seco originam-se fenómenos de capilaridade indutores de forças de sucção que contribuem de forma relevante para a aproximação das partículas sólidas. Este estado contribui para um aumento do efeito macroscópico de confinamento e consequentemente da sua resistência ao corte.

Quando a compactação é realizada do lado húmido, as forças de sucção tendem a diminuir, o que contribui para a diminuição da resistência ao corte em relação à conseguida do lado seco. O aumento do teor em água favorece também a deformabilidade do solo, e mesmo solicitações não muito elevadas podem provocar deformações, nalguns casos, com geração de acréscimos de pressão intersticial que vão reduzir as tensões efetivas, e assim diminuir a resistência ao corte mobilizável.

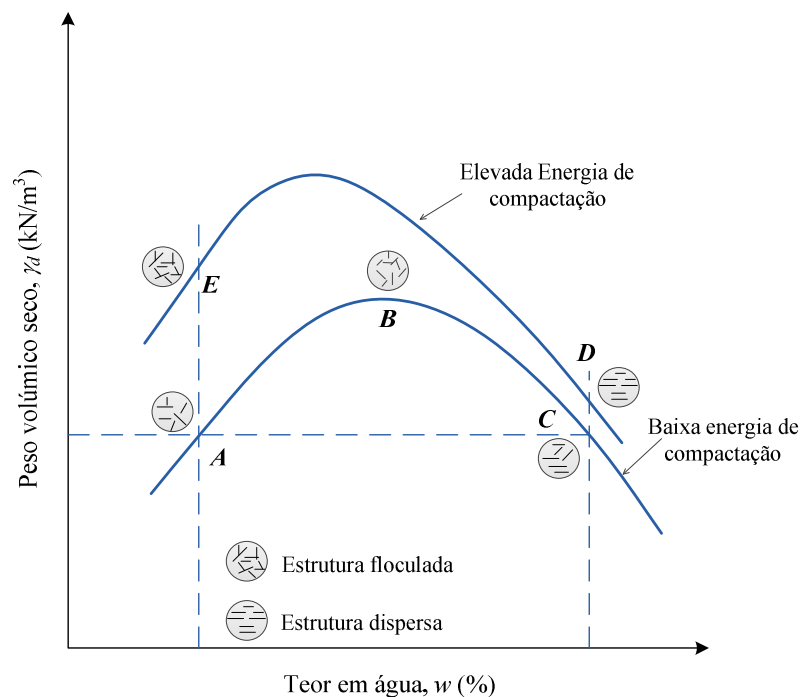


Figura 2.5 – Relação entre a curva de compactação e a estrutura de um solo coesivo compactado, adaptado de Lambe e Whitman (1979).

A Figura 2.6 relaciona a variação da resistência ao corte de um solo com a sua posição na curva de compactação. Quando dois provetes do mesmo solo são compactados com igual peso volúmico seco, γ_1 , um do lado seco, w_1 , e outro do lado húmido, w_2 , em relação ao ótimo, o provete compactado do lado seco, ou seja com estrutura floclada, irá apresentar maior resistência.

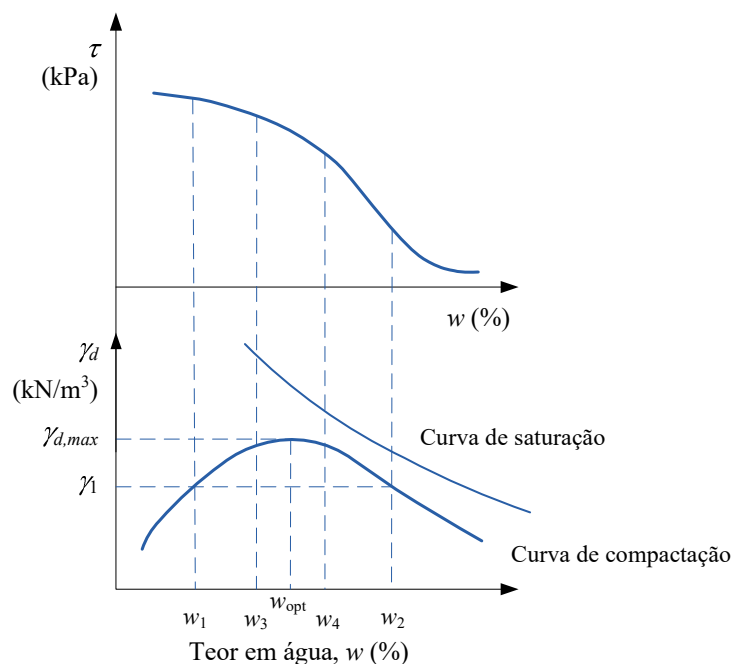


Figura 2.6 – Relação entre o teor em água, o peso volúmico seco e a resistência ao corte do solo, adaptado de Das (2013).

Nas barragens de terra a percolação associada ao enchimento da barragem, deve-se à diferença de carga hidráulica e ao efeito da sucção pré-existente no solo. À medida que a água vai penetrando no solo as forças de sucção tendem a diminuir até ao anulamento, diminuindo a resistência ao corte e aumentando a deformabilidade. Esta redução será tanto maior quanto maior for a sucção no solo imediatamente após a compactação. Quando os solos são compactados do lado húmido as forças de sucção têm pouca importância, levando a que a molhagem posterior do aterro afete pouco as suas propriedades resistentes (Alonso e Cardoso, 2010).

A influência da molhagem na deformação volumétrica dos aterros constituídos por solos finos compactados no ramo seco depende do tipo dos minerais argilosos presentes, não sendo, por isso, fácil prever a resposta à molhagem (Alonso e Cardoso, 2010). Por exemplo, quando os minerais de argila presentes no solo, mesmo se em pequena quantidade, apresentam maior atividade, por exemplo montmorilonite, além de se verificar a redução nas forças de capilaridade, ocorre um efeito considerado de maior importância que é a adsorção das moléculas de água na superfície das camadas estruturais das partículas de argila, levando à ocorrência de significativo aumento de volume.

Na compactação realizada do lado húmido, verifica-se que a deformabilidade é tanto maior quanto maior for o teor em água de compactação. Este aumento leva a que o solo apresente um comportamento plástico e dúctil, podendo suportar deformações apreciáveis sem entrar em rotura. Na compactação do lado seco, o solo apresenta propriedades típicas dos materiais

frágeis, ou seja, rotura relativamente brusca para pequenas deformações, principalmente quando o teor em água de compactação se afasta do ótimo.

Outro aspeto importante na deformabilidade dos solos é o desvio do teor em água relativamente ao ótimo, que assume relevância crescente com esse afastamento. O solo compactado no ramo seco apresenta um apreciável volume de vazios preenchidos por ar. Numa estrutura deste tipo, pouco compacta, a redução de tensões efetivas devido à molhagem gera não só uma tendência de empolamento, mas também o aparecimento de fenómenos de instabilidade, tais como colapso estrutural por reduções volumétricas bruscas.

Em relação à condutividade hidráulica, os aterros compactados no ramo seco são mais sensíveis à variação do desvio do teor em água (maior diminuição para um mesmo desvio). A compactação realizada para teores em água próximos do ótimo interrompe a comunicação do ar nos vazios, podendo sugerir que neste ponto (w_{opt} , $\gamma_{d,max}$) ocorre o valor mínimo de condutividade hidráulica. No ramo húmido, devido ao aumento do teor em água e consequente afastamento das partículas do solo, a condutividade hidráulica volta a aumentar (Figura 2.7).

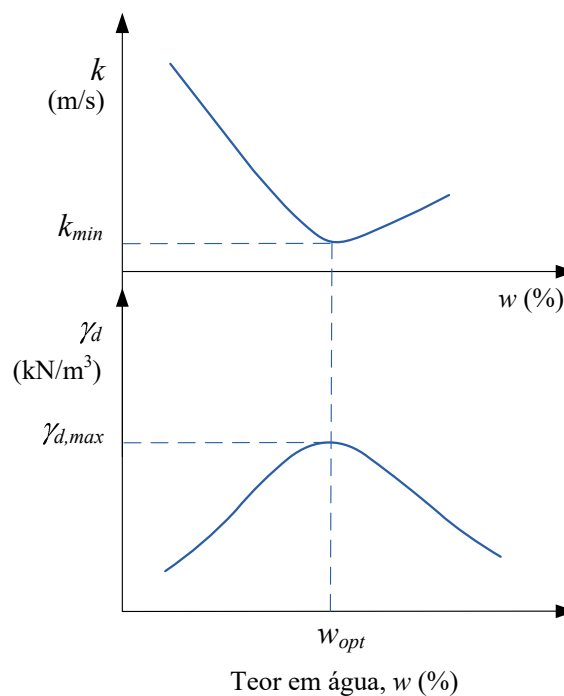


Figura 2.7 – Relação entre o teor em água, o peso volúmico seco e a condutividade hidráulica do solo, adaptado de Das (2013).

2.5 CONTROLO DA COMPACTAÇÃO DE ATERROS

Analisa-se em seguida os principais métodos de controlo de compactação: os baseados em características físicas, chamados métodos tradicionais, e os baseados no desempenho, aqui designados por novos métodos.

2.5.1 MÉTODOS TRADICIONAIS

Os parâmetros tradicionalmente utilizados para controlar a compactação são o teor em água e o peso volúmico seco. Realiza-se a partir da comparação entre os parâmetros de compactação de referência obtidos em laboratório (peso volúmico seco máximo e teor em água ótimo) com os obtidos em campo (peso volúmico seco e teor em água) durante a realização do aterro.

Os ensaios para o controlo da compactação *in situ* são normalmente destrutivos, dispendiosos e exigem tempo para a sua realização e experiência por parte de quem os realiza. Implicam que a decisão definitiva sobre a qualidade duma dada camada só possa ser tomada cerca de 24 horas após ela ter sido submetida a ensaio. Para ultrapassar esta dificuldade, recorre-se frequentemente a processos mais simplificados como o “método de *Hilf*”, para determinar o grau de compactação, GC , e o desvio do teor em água, Δw , sem determinar o valor do teor em água e sem ser necessário conhecer os parâmetros correspondentes à curva de compactação de referência do material, o que é muito conveniente para materiais heterogéneos.

Este procedimento de controlo pontual da compactação, ainda que agilizado, acarreta grande volume de trabalho, muitas vezes pouco compatível com o desenvolvimento regular da obra.

Os ensaios laboratoriais de compactação do tipo Proctor surgiram da necessidade de controlar os resultados obtidos durante os trabalhos de compactação. Estes ensaios pretendem simular em laboratório o procedimento de compactação realizado em campo. O ensaio Proctor permite, para uma determinada energia de compactação, estimar o teor em água do solo ao qual corresponde um peso volúmico seco máximo (Figura 2.8). Presentemente, o ensaio de compactação Proctor pode ser realizado segundo o procedimento descrito na norma ASTM D698-07 ou na especificação E 197 do LNEC, usando-se em Portugal preferencialmente esta.

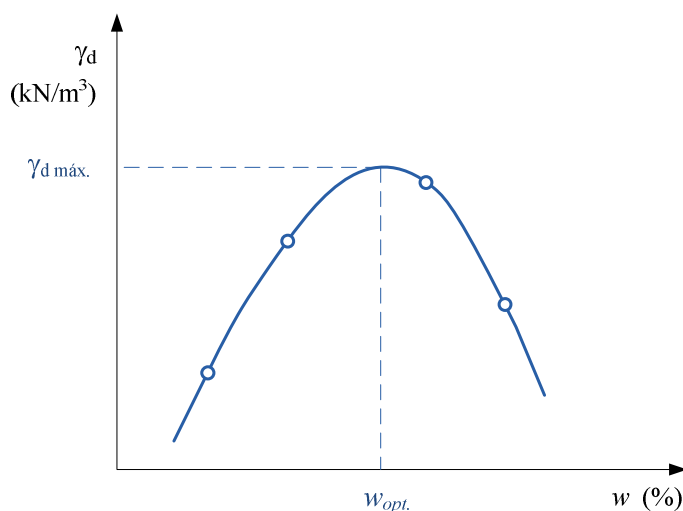


Figura 2.8 – Curva de compactação.

O peso volúmico seco de campo é calculado a partir do peso volúmico e do teor em água do material compactado *in situ*. O peso volúmico de campo é determinado a partir de ensaios *in situ*, destacando-se os seguintes equipamentos nele utilizados: garrafa de areia, balão e gamadensímetro. O Quadro 4.1 elenca as vantagens e desvantagens, os erros e os custos associados a cada um.

Quadro 2.1 – Comparação entre os ensaios que determinam o peso volúmico em aterros *in situ*, adaptado de Concrete-catalog (2011).

	Garrafa de areia	Balão	Gamadensímetro
Vantagens	– Amostra grande	– Amostra grande – Leitura direta	– Rápido e fácil de realizar – Possibilidade de realizar um grande número de ensaios (menor dispersão amostral)
Desvantagens	– Muitos passos – Demorado – Necessidade de uma área grande – Reduzido número de ensaios (maior dispersão amostral)	– Demorado – Rotura do balão – Difícil de manusear	– Não faz amostragem – Radiação – Valores do teor em água pouco rigorosos – Necessária formação dos operadores
Erros	– Vazios sob a placa – Variação do peso volúmico da areia	– Superfície não nivelada – Vazios sob a placa	– Falta de calibração – Necessário preparar superfície – Modo de operação <i>Backscatter</i>
Custo do equipamento	– Baixo	– Moderado	– Elevado

O método da garrafa de areia encontra-se especificado pela norma ASTM D1556-00 e pela especificação E 204 do LNEC, de aplicação mais frequente entre nós.

O método do balão encontra-se especificado pela norma ASTM D2167-08 e pela especificação E 205 do LNEC.

O gamadensímetro permite determinar, *in situ*, o peso volúmico de camadas de solo compactado, através de uma fonte radioativa (césio-137) que emite raios gama. Na base do equipamento estão instalados recetores que detetam esta radiação. A realização do ensaio baseia-se na norma ASTM D6938-06. A Figura 2.9 mostra o equipamento.

O gamadensímetro permite dois modos de operação: o direto e o indireto. No modo direto a haste que contém a fonte radioativa é inserida no terreno, até à profundidade de 30 cm, e o recetor permanece na superfície (Figura 2.10a). Os raios gama emitidos pelo césio – 137, para alcançarem o recetor, atravessam o solo e colidem com os eletrões presentes no solo. Estas colisões diminuem o número de raios gama que atingem o recetor. A contagem de raios gama que chegam ao recetor é convertida, pelo equipamento, no peso volúmico do solo. Quanto maior

o peso volúmico do material, maior é o número de colisões e menor é o número de raios gama que consegue alcançar o recetor. O peso volúmico determinado corresponde assim a um valor médio entre a superfície e a fonte.



Figura 2.9 – Gamadensímetro.

No modo indireto a fonte e o recetor permanecem à superfície (Figura 2.10b). Os raios gama, emitidos pela fonte, são refletidos no subsolo, pelo menos uma vez, até atingirem o recetor. Neste modo de emissão os raios gama penetram superficialmente no terreno, permitindo assim determinar o peso volúmico do solo até cerca de 10 cm.

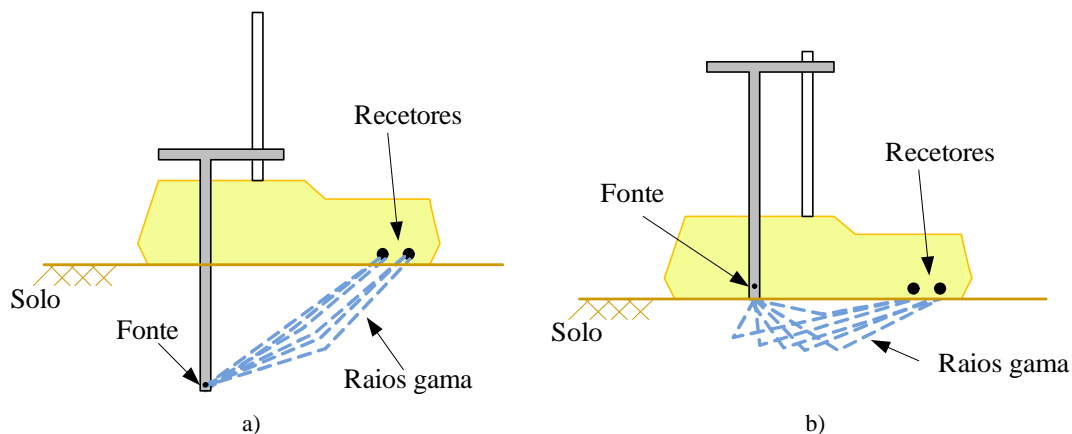


Figura 2.10 – Esquema de ensaio para determinação do peso volúmico: a) direto, b) indireto (Troxler, 2009).

O teor em água pode ser determinado a partir de ensaios realizados em laboratório, como a secagem em estufa ou em forno micro-ondas, ou de ensaios realizados no campo como o gamadensímetro e o *speedy*. A determinação do teor em água por secagem em estufa é feita de acordo com a norma ASTM D2216-05 e em alternativa, pode determinar-se o teor em água de forma incremental, num forno micro-ondas, de acordo com a norma ASTM D4643-00.

A secagem de amostras de solo em micro-ondas é mais rápida do que a secagem em estufa. No entanto, pode levar a que sejam determinados valores errados, quando o solo é sujeito à secagem durante muito tempo e a temperatura aumenta significativamente acima dos 110°C. Se tal ocorrer o teor em água será superior ao determinado pela secagem em estufa devido à expulsão da água da estrutura cristalina de alguns minerais, por exemplo os minerais de argila, provocando uma perda de água excessiva.

Por outro lado, podem ocorrer problemas relacionados com a presença de metais no solo ou pequenas explosões devido à expansão de gases no interior da amostra. Para obstar a este inconveniente, periodicamente os valores do teor em água obtidos por secagem no micro-ondas devem ser verificados através de ensaios com secagem em estufa.

O gamadensímetro permite também a determinação do teor em água no campo através de uma fonte radioativa de amerício 241 que emite neutrões rápidos, que são retardados após a sua colisão com átomos de hidrogénio, sendo o recetor apenas sensível à presença de neutrões lentos. Deste modo, o valor registado é proporcional ao número de átomos de hidrogénio presentes no solo, que se admitem apenas presente na água.

A realização do ensaio segue a norma ASTM D 6938-06, para determinar o teor em água *in situ*. O ensaio é realizado colocando o equipamento sobre a superfície do terreno, ficando a fonte radioativa e o recetor no mesmo plano (Figura 2.11). A profundidade de medida durante o ensaio é função do teor em água do solo e corresponde à profundidade onde menos de 2% dos neutrões lentos não atingem o recetor (Troxler, 2009). Esta profundidade, D , pode ser estimada com base na seguinte expressão:

$$D = 280 - 0,27 M \quad (2.1)$$

onde D é dado em mm e M corresponde à massa de água por unidade de volume de solo em kg/m^3 .

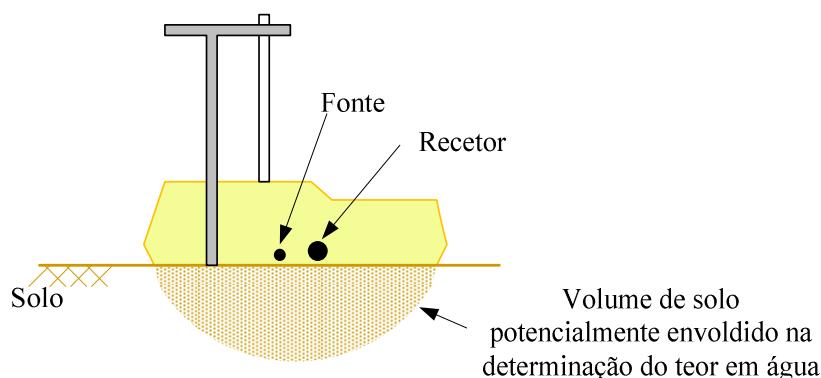


Figura 2.11 – Esquema de ensaio para determinação do teor em água (Troxler, 2009).

Em alguns estudos (Lenke *et al.*, 2003; Petersen *et al.*, 2007), o gamadensímetro tem sido considerado um equipamento útil no controlo de qualidade da compactação devido à rapidez e facilidade com que se obtêm os resultados, permitindo conhecer os parâmetros de controlo da compactação e tomar medidas corretivas, se necessário, antes da progressão dos trabalhos.

No entanto, permanecem reservas quanto à fiabilidade de resultados. Edil e Benson (2005) compararam os valores do teor em água determinados a partir da secagem do solo em estufa com os resultados obtidos na aplicação do gamadensímetro. A Figura 2.12 a) mostra esses resultados onde se verifica que os valores do teor em água obtidos por secagem do solo em estufa são, em geral, superiores aos obtidos pelo gamadensímetro, principalmente em solos argilosos. Nos resultados apresentados por Edil e Benson (2005), quando os valores do teor em água determinados em estufa se encontram entre 15 e 25 %, os resultados obtidos pelo gamadensímetro variam sobretudo entre 10 e 15 %, o que sugere dificuldade por parte do gamadensímetro em obter os valores de teor em água mais elevados, dificultando a utilização deste equipamento em solos argilosos, onde são comuns valores do teor em água superiores a 15 %.

Conclusão oposta foi verificada por Steinert *et al.* (2005), onde os valores do teor em água obtidos a partir do gamadensímetro foram, em geral, superiores aos determinados a partir da secagem em estufa (Figura 2.12 b)). Segundo estes autores, os valores produzidos a partir da secagem em estufa são mais realistas, uma vez que toda a água é removida do material. O gamadensímetro mede o hidrogénio existente na água do solo. Se o solo apresentar hidrogénio sob outra forma, que não nas moléculas de água, o equipamento irá ler valores do teor em água mais elevados.

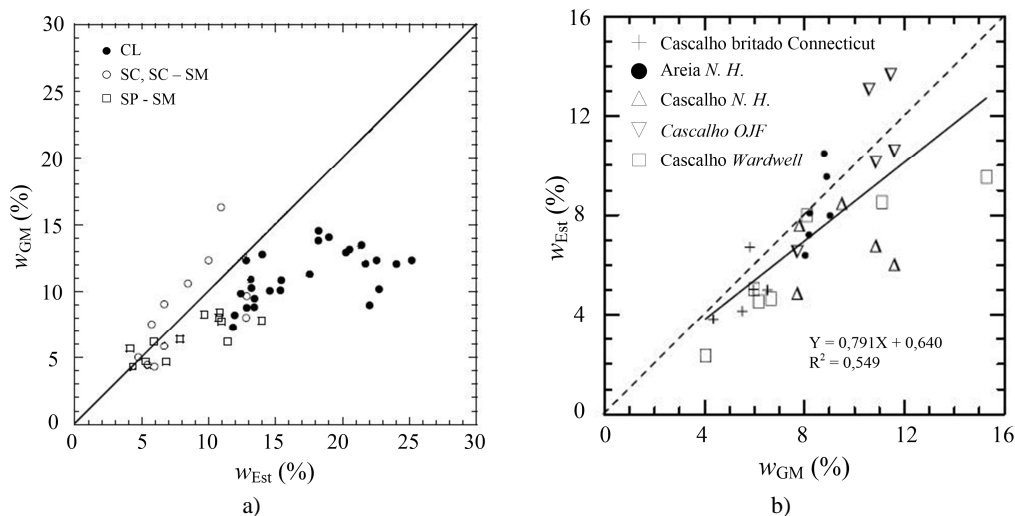


Figura 2.12 – Comparação entre os valores do teor em água determinados pelo gamadensímetro, w_{GM} , e por secagem em estufa, w_{Est} : a) Edil e Benson (2005); b) Steinert *et al.* (2005).

O método de Hilf (Hilf, 1959) permite efetuar o controlo da compactação de camadas de aterro, através da estimativa do grau de compactação e do desvio do teor em água, sem conhecimento prévio do teor em água correspondente nem da curva Proctor de referência (Caldeira e Brito, 2010). Este método baseia-se na compactação com uma mesma energia e teores em água crescentes do solo extraído do aterro. Obtém-se assim a evolução do peso volúmico em relação ao peso volúmico inicial. Esta relação permite obter de um modo indireto e aproximado o ponto ótimo da curva de compactação.

A amostra de material recolhida na realização do ensaio com a garrafa de areia é levada para laboratório e dividida em três provetes. Um dos provetes é submetido a um ensaio de compactação, com o teor em água correspondente ao de colocação em obra, determinando-se em seguida a massa volúmica. Num diagrama próprio (Figura 2.13) marca-se o valor da massa volúmica sobre a linha vertical que corresponde a 0% no desvio do teor em água do aterro, obtendo-se o ponto *A*. O próximo passo consiste em adicionar ao segundo provete uma massa de água igual a 2% da sua massa e proceder a uma nova compactação, determinando-se um novo valor da massa volúmica, que se transforma na massa volúmica correspondente ao teor em água natural, dividindo o valor obtido por 1,02. Este valor da massa volúmica é registado no diagrama sobre a linha que corresponde a +2% do desvio do teor em água (ponto *B*). Em seguida determina-se o ponto *C*, sendo a sua localização dependente da posição relativa dos pontos *A* e *B*. Se a massa volúmica transformada correspondente à ordenada do ponto *B* for superior à do ponto *A* adiciona-se ao terceiro provete de solo uma massa de água que corresponde a 4% da sua massa, precedendo-se à sua compactação e a nova determinação da massa volúmica. O ponto *C* corresponde ao registo, sobre a linha que corresponde a +4% do desvio do teor em água, do valor obtido pela divisão da massa volúmica por 1,04.

Se a massa volúmica transformada correspondente à ordenada do ponto *B* for inferior à do ponto *A*, deve proceder-se à secagem do provete até que este atinja cerca de menos 2% da sua massa. Posteriormente, é realizada a compactação do provete e determinada a massa volúmica do solo. A massa volúmica é transformada na massa volúmica correspondente ao teor em água de colocação, dividindo-a por 0,98. O ponto *C* é marcado no gráfico, sendo as suas coordenadas a perda do teor em água e a massa volúmica correspondente.

Os três pontos obtidos são suficientes para definir uma parábola se os pontos extremos tiverem uma ordenada mais pequena do que o ponto central. No caso contrário, será necessário determinar um quarto ponto, realizando uma nova compactação com uma quantidade de água diferente. O teor em água do quarto ponto é definido em função da posição relativa das ordenadas dos três pontos determinados, de modo a permitir o traçado da parábola. Em seguida, são escolhidos os três pontos mais próximos da massa volúmica máxima transformada e, por

eles, traçada uma parábola de eixo vertical. Esta parábola, denominada curva de massas volúmicas transformadas, permite determinar as coordenadas do valor máximo da massa volúmica.

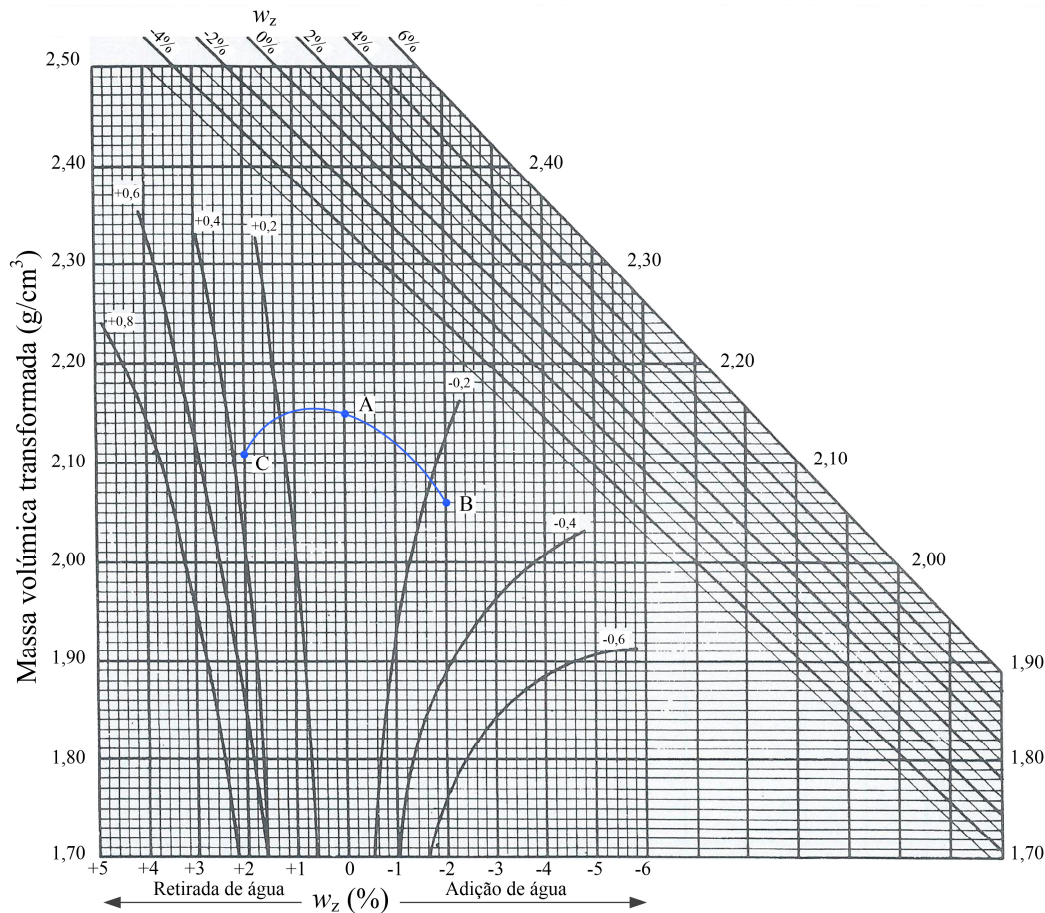


Figura 2.13 – Método de Hilf.

A compactação relativa (D) é então determinada pela seguinte expressão:

$$D = \frac{\text{Massa volúmica in situ}}{\text{Massa volúmica correspondente ao vértice da parábola}} \quad (2.2)$$

A eficiência de compactação (C) é determinada pela seguinte expressão:

$$C = \frac{\text{Massa volúmica in situ}}{\text{Massa volúmica obtida no ensaio de compactação com o teor em água de colocação}} \quad (2.3)$$

O desvio do teor em água *in situ* é a abcissa do pico da parábola, corrigido do valor indicado pela curva a cheio mais próxima do pico.

Este método é comparativamente rápido e de aplicação fácil, tendo por isso a sua utilização sido generalizada no controlo da compactação de aterros de barragens. No entanto, fornece apenas

valores relativos tanto do grau de compactação como do desvio do teor em água, sendo comum complementá-lo com a determinação do teor em água para cada um dos pontos através da secagem do solo em estufa, e traçar a curva de compactação real do solo baseada nos três pontos determinados.

2.5.2 MÉTODOS BASEADOS NO DESEMPENHO

Os métodos tradicionais de controlo de compactação são, em geral, dispendiosos, de realização demorada e exigem técnicos com formação especializada. As desvantagens apontadas levaram à procura de novas metodologias e equipamentos para realizar esse controlo. Os métodos daqui resultantes têm como objetivo não só a rapidez de obtenção dos resultados, mas também a realização de um maior número de ensaios por camada de aterro. Lenke *et al.* (2003) referem ainda que estes métodos devem fornecer parâmetros que permitam a avaliação do desempenho das camadas compactadas.

Deste modo, têm sido utilizados equipamentos como o *DIP*, o *geogauge* e o *PDL* que permitem avaliar a rigidez das diferentes camadas de aterros e dos pavimentos a eles sobrejacentes. Os resultados obtidos a partir destes equipamentos têm sido também correlacionados com os parâmetros de controlo da compactação tradicionais, como forma da sua validação.

Geogauge

O *geogauge* (Figura 2.14), também conhecido por *Soil Stiffness Gauge (SSG)*, é um equipamento eletromecânico que mede, *in-situ*, a rigidez de camadas compactadas de solo ou de agregados. O equipamento tem uma massa de cerca de 10 kg e a forma cilíndrica, com 0,280 m de diâmetro e 0,254 m de altura. O seu apoia-se sobre a superfície do terreno através de uma base anelar metálica, com diâmetro exterior de 0,1143 m, diâmetro interior de 0,089 m e espessura de 0,0127 m.



Figura 2.14 – Geogauge.

Aplica uma força dinâmica muito reduzida com frequência variada incrementalmente (com incrementos de 4 Hz) entre 100 e 196 Hz (Alshibli *et al.*, 2005). Durante o ensaio, a força aplicada, F , e o respetivo deslocamento, δ , são medidos para 25 valores de frequência de vibração. A força produzida encontra-se entre 10 e 17,3 N (Lee *et al.*, 2014), enquanto os deslocamentos induzidos não ultrapassam, em geral, $1,27 \times 10^{-6}$ m (Humboldt, 2007). Como resultado do ensaio, o equipamento fornece o valor médio da rigidez com base nos valores ($k_{GG} = F/\delta$) medidos para cada frequência (Fortunato, 2005). O fabricante especifica que este valor está compreendido entre 3 e 70 MN/m (Humboldt, 2007). A rigidez k_{GG} permite calcular o módulo de deformabilidade do solo subjacente, através da formulação de Egorov (1965), referida por Poulos e Davis (1974), para o problema de um anel rígido num meio elástico linear semi-infinito, homogéneo e isotrópico. Para o referido problema, a rigidez, k_{GG} , relaciona-se com o módulo de deformabilidade, E_{GG} , através da seguinte expressão

$$k_{GG} = \frac{E_{GG} r}{(1 - \nu^2) \omega(n)} \quad (2.4)$$

onde k_{GG} é a rigidez medida pelo geogauge, E_{GG} o módulo de deformabilidade do solo, ν o coeficiente de Poisson do solo, r o raio externo do anel rígido e $\omega(n)$ depende da relação entre o raio interno e externo do anel rígido.

Para a geometria do anel do *Geogauge*, $\omega(n)$ assume o valor de 0,565 e a equação (2.4) pode ser simplificada

$$E_{GG} = k_{GG} \frac{1 - \nu^2}{1,77 R} \quad (2.5)$$

Humboldt Ltd, fabricante do *geogauge*, referido por Petersen *et al.* (2007), recomenda que o ensaio seja utilizado para valores de k_{GG} até 23 MN/m, referindo que o ensaio perde precisão para valores de rigidez superiores.

O *geogauge* apresenta como vantagens as de ser um equipamento portátil, não destrutivo, fácil de operar, que permite obter grande volume de resultados com rapidez, não exigindo grande experiência ao utilizador. Os resultados obtidos apresentam reduzida sensibilidade à intervenção do operador, por esta ser muito reduzida (Thompson, 2009).

Segundo o fabricante do equipamento, o *geogauge* efetua medição da rigidez a uma profundidade compreendida entre 0,22 e 0,31 m, a partir da superfície do terreno (Humboldt, 2007).

Durante a realização do ensaio o equipamento é colocado sobre a superfície do terreno, devidamente regularizada para assegurar uma área de contacto de, pelo menos, 60% entre esta e a base de apoio do equipamento. Caso este requisito não se verifique é sugerida a interposição de uma camada de areia húmida. Em cada ponto são efetuadas três determinações, cada uma com a duração aproximada de 1,5 minutos.

Sawanguriya *et al.* (2002) realizaram ensaios com o *geogauge* em camadas de materiais granulares, entre os quais agregados britados. Como a superfície compactada de materiais desta natureza pode apresentar alguma rugosidade, durante a realização dos ensaios optaram por colocar uma camada de areia, entre o equipamento e a superfície de ensaio, e avaliar a sua influência nos resultados obtidos (Figura 2.15). Concluíram não existir influência da camada de areia nos valores de k_{GG} .

Sawanguriya *et al.* (2002) efetuaram em cada ponto duas leituras, exceto quando a diferença entre as duas leituras era superior a 5%, situação em que realizaram uma terceira leitura. Estudaram também a zona de influência e o efeito de camadas contrastantes através de ensaios realizados numa caixa de madeira com a dimensão de $1,2 \times 1,2 \times 1,2$ m, e determinaram que a influência do equipamento, em areia solta, atinge 0,30 m. Quando estão sobrepostas duas camadas de diferente rigidez verificaram que o efeito da camada inferior pode permanecer, mesmo quando a camada superior atinge uma espessura de 275 mm, dependendo da rigidez relativa dos materiais que constituem as diferentes camadas. O mesmo estudo refere também que o efeito de fronteira lateral pode ser desprezado quando os ensaios são realizados em caixas de largura superior a 0,60 m, ou seja, pode considerar-se que o equipamento apresenta um raio de influência em planta de 0,30 m.

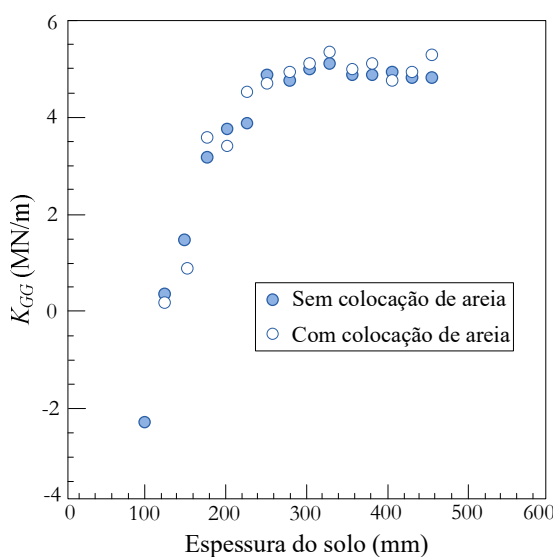


Figura 2.15 – Influência da interposição da camada de areia nos valores de k_{GG} (Sawanguriya *et al.*, 2002).

Num estudo desenvolvido por Chen *et al.* (1999) foram realizados ensaios de campo com os equipamentos *geogauge* e gamadensímetro, não tendo sido verificada a existência de correlação entre os valores de K_{GG} , medidos pelo *geogauge*, e os valores da massa volúmica seca, $\gamma_{d GM}$, determinados pelo equipamento nuclear (Figura 2.16) No entanto, a análise da Figura 2.16 mostra existir uma tendência para o aumento da rigidez com o aumento da massa volúmica seca.

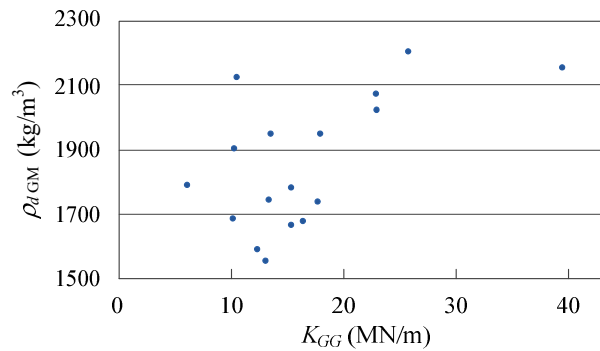


Figura 2.16 – Relação entre a rigidez, k_{GG} , e a massa volúmica seca, $\gamma_{d GM}$, adaptado de Chen *et al.* (1999).

Ellis e Bloomquist (2003) realizaram ensaios em diferentes pontos com os equipamentos gamadensímetro e *geogauge*, com objetivo de estabelecer a relação entre valores da rigidez, K_{GG} , medidos pelo *geogauge*, e os valores da massa volúmica seca, $\gamma_{d GM}$, determinados pelo equipamento nuclear. A Figura 2.17 mostra os resultados obtidos na campanha de ensaios realizados em diferentes pontos, onde os autores também concluíram não existir correlação entre a massa volúmica seca e a rigidez determinada pelo equipamento *geogauge*.

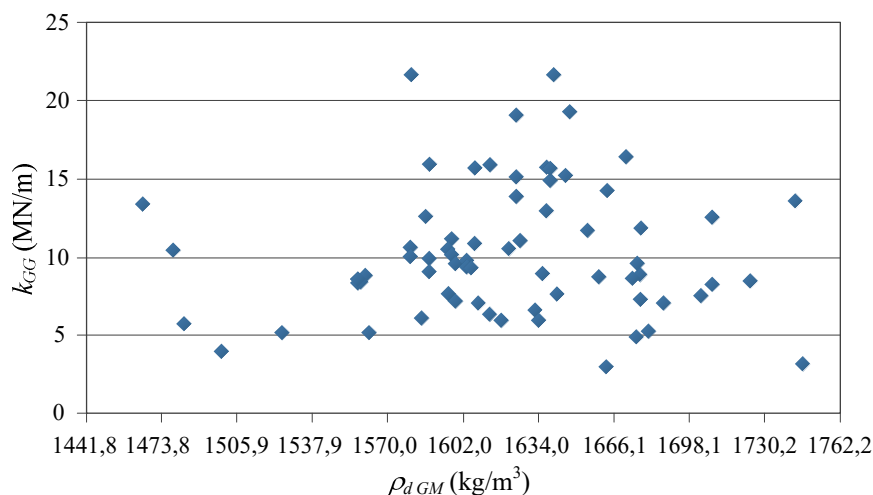


Figura 2.17 – Relação entre a rigidez, k_{GG} , e a massa volúmica seca, $\gamma_{d GM}$, adaptado de Ellis e Bloomquist (2003).

Lee *et al.* (2014) desenvolveram um estudo através de ensaios em laboratório onde avaliaram a influência do teor em água do solo nos resultados do *geogauge*. Nesse estudo foram utilizados

três solos diferentes identificados segundo a classificação unificada como areia mal graduada (SP), areia siltosa (SM) e areia bem graduada com silte (SW-SM). Os ensaios com o *geogauge* foram conduzidos em amostras de solo compactado no interior de um recipiente quadrado com 0,75 m de lado e 1,0 m de altura. O solo foi compactado em cinco camadas, cada camada foi sujeita a uma energia de compactação idêntica produzida pela queda de um pilão com um peso de 68,6 N (250 golpes e 0,5 m de altura de queda). A Figura 2.18 mostra a variação do módulo de deformabilidade, E_{GG} , com o teor em água, w . Na Figura 2.18 estão também indicados pelas setas a negro os valores de teor em água ótimo correspondente à energia aplicada na preparação dos provetes de ensaio. Os autores do estudo verificaram que os valores do módulo de deformabilidade determinados pelo *geogauge*, E_{GG} , foram afetados significativamente pelo teor em água nos solos classificados como SM e SW-SM. No solo classificado como SP não foi observada influência do teor em água. Os valores de E_{GG} aumentam até alcançarem um pico perto do teor em água ótimo, apresentando, a partir deste ponto, uma diminuição contínua com o aumento do teor em água. Os autores concluíram que a influência do teor em água nos valores de E_{GG} depende do tipo de solo, uma vez que os procedimentos utilizados na preparação das amostras e a energia aplicada na compactação são as mesmas para todos os materiais ensaiados.

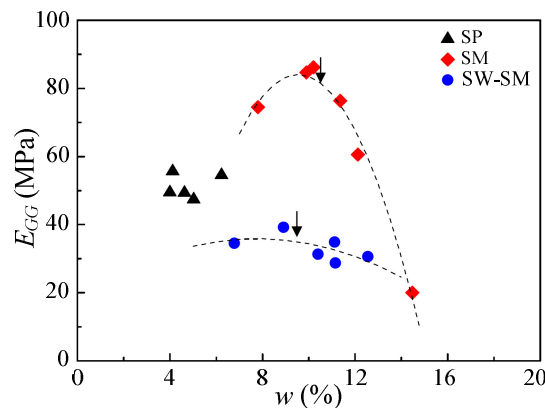


Figura 2.18 – Variação do módulo de deformabilidade, E_{GG} , com o teor em água, w (Lee *et al.*, 2014).

Defletómetro de Impacto Portátil (DIP)

O Defletómetro de Impacto Portátil, *DIP*, foi desenvolvido na Alemanha como uma alternativa ao ensaio de carga com placa (Petersen *et al.*, 2007). Aplica um impulso, através do impacto de uma massa sobre uma placa circular apoiada na superfície a ensaiar. A força de impulso é medida por uma célula de carga instalada no equipamento. A deformação produzida é determinada a partir do movimento da superfície, medido através de transdutores de velocidade ou acelerómetros. É um equipamento portátil e leve que permite estimar a rigidez de camadas de aterro e de base e sub-base de pavimentos (Steinert *et al.*, 2005). Apresenta ainda as

vantagens de poder ser manuseado apenas por um operador e de a realização do ensaio ser rápida (1 a 2 minutos).

Têm sido desenvolvidos, e empregues em diferentes estudos, diversos modelos do equipamento *DIP*. O Quadro 2.2 apresenta, de forma resumida, a comparação entre as características desses modelos.

Quadro 2.2 – Resumo das características dos diferentes modelos *DIP* (Mooney e Miller, 2009).

Características	Prima 100	CSM	Zorn	Loadman	TFT
Tipo de placa	Anelar	Circular	Circular	Circular	Anelar
Diâmetro da placa (mm)	100, 200, 300	200, 300	150, 200, 300	130, 200, 300	100, 150, 200, 300
Massa da placa (kg)	12	6,8 a 8,3	15	6	Variável
Massa deslizante (kg)	10, 15, 20	10	10	10	10, 15, 20
Altura de queda (m)	Variável	Variável	0,72	0,8	Variável
Amortecimento	Borracha	Uretano	Mola de aço	Borracha	Borracha
Medição da força aplicada	Sim	Sim	Não	Sim	Sim
Sensor de resposta	Geofone	Geofone	Acelerómetro	Acelerómetro	Geofone
Tempo de impulso (ms)	15-20	15-20	18±2	25-30	15-25
Carga máxima (kN)	1-15	8,8	7,07	20	1-15
Tensão de contacto	a)	a)	Uniforme	Rígido	a)
Coefficiente de Poisson	a)	a)	0,5	0,5	a)

a) Definido pelo utilizador

O modelo utilizado no trabalho experimental foi o *DIP* Prima 100, desenvolvido pela *Keros Thechnology* e *Carl Bro Pavement Constants*. É constituído essencialmente por quatro partes: o corpo do sensor, a placa de carga, o sistema de amortecimento e o sistema de queda (Figura 2.19). O corpo do sensor é composto pela célula de carga e pelo geofone instalado no centro da placa de carga. A célula de carga mede a força aplicada pelo impacto da massa móvel durante o ensaio. O geofone instalado no centro da placa de carga mede a velocidade de propagação da perturbação, a partir da qual é determinado o deslocamento. Na sua configuração *standard*, está equipado com um geofone colocado no centro da placa de carga. No entanto, existe a possibilidade de adicionar dois geofones instalados radialmente numa barra metálica assente sobre a superfície do meio ensaiado, para efetuar medidas adicionais da deformação da superfície produzida pela queda da massa móvel. A placa de carga tem a forma circular e transmite à superfície do terreno a força aplicada pela queda da massa. O equipamento permite a instalação de placas de carga com diâmetros variados (100, 200 e 300 mm), dependendo das condições de ensaio.

O sistema de amortecimento é constituído por quatro massas cónicas de borracha, instaladas individualmente na parte superior do corpo do sensor, podendo ser removidos para criar

diferentes configurações (quatro, três ou dois amortecedores). A diminuição do número de amortecedores produz um aumento na duração do impulso da carga. O sistema de queda é formado pela massa deslizante, pelo varão guia em aço e pelo gatilho. Este varão tem na extremidade superior um punho e um gatilho. O punho serve para manter a estabilidade do equipamento durante o ensaio. O gatilho serve para prender e libertar a massa.

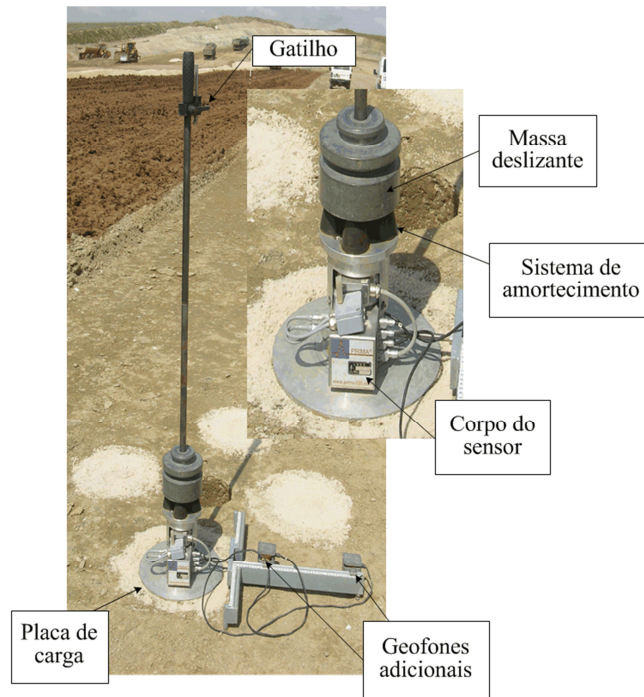


Figura 2.19 – Deflectómetro de Impacto Portátil.

Nos ensaios realizados com o *DIP* o valor medido do módulo de deformabilidade diminui com o aumento do diâmetro da placa de carga e da massa deslizante (Steinert *et al.*, 2005). A diminuição da altura de queda, além de diminuir a profundidade de influência do equipamento, diminui o valor do módulo de deformabilidade medido.

Os resultados do ensaio incluem os valores máximos da força e do deslocamento e também as curvas de evolução da força aplicada e dos deslocamentos verticais induzidos ao longo do tempo nos pontos de instalação dos geofones. Os dados são transmitidos a um computador portátil ou a um *PDA (Personal Digital Assistant)*, através de *bluetooth*. O *software*, além de permitir introduzir os dados do ensaio, como por exemplo, a altura de queda e o diâmetro da placa de ensaio, mostra e guarda os resultados obtidos em cada ensaio.

Durante o ensaio, a força aplicada e o deslocamento induzido no centro da placa, são usados para estimar o módulo de deformabilidade, a partir do *software* fornecido com o *DIP*. O módulo de deformabilidade no centro da placa de carga é determinado a partir da equação de Boussinesq

$$E_{DIP} = \frac{f(1-\nu^2)\sigma R}{\delta_c} \quad (2.6)$$

onde E_{DIP} é módulo de deformabilidade, f é uma constante igual a $\pi/2$ ou 2, para placas rígidas ou flexíveis, respetivamente, ν o coeficiente de Poisson, σ a tensão aplicada, R o raio da placa e δ_c o deslocamento no centro da placa.

Pode ser também determinado o módulo de deformabilidade do meio com base na medição do deslocamento à distância r do geofone central, a partir dos valores de deslocamento registados pelos geofones adicionais. O módulo de deformabilidade à distância r do ponto de aplicação da carga é determinado através da seguinte expressão de Boussinesq

$$E_{DIP}(r) = \frac{(1-\nu^2)\sigma R^2}{r\delta_c(r)} \quad (2.7)$$

onde $E_{DIP}(r)$ é o módulo de deformabilidade à distância r , ν o coeficiente de Poisson, σ a tensão aplicada, R o raio da placa, r a distância do centro da placa ao geofone e $\delta_c(r)$ o deslocamento vertical à distância r do centro da placa.

O módulo de deformabilidade $E_{DIP}(r)$ reflete aproximadamente o módulo de deformabilidade a uma profundidade equivalente, $z = r$. Se o volume de terreno mobilizado para determinar o módulo de deformabilidade à distância r for constituído por camadas homogéneas, correspondendo a um espaço teórico elástico linear semi-infinito, o módulo de deformabilidade irá aumentar com a distância r , pois a deformação medida à distância r é inferior à medida sob a placa de carga. Quando em profundidade existem camadas mais brandas ou rijas e o volume de terreno mobilizado para determinar o módulo de deformabilidade à distância r interseta essas camadas, o módulo de deformabilidade à distância r , relativamente ao valor determinado em camadas homogéneas, vai aumentar ou diminuir consoante seja intersetada uma camada mais branda ou uma camada mais rija, respetivamente.

Este modelo do equipamento *DIP* permite diferentes configurações experimentais, as quais resultam do ajustamento da altura de queda, da massa, do diâmetro da placa de carga e da adoção de diferentes alternativas do sistema de amortecimento. Assim, o equipamento permite variar a altura de queda entre 10 e 850 mm. A massa deslizante instalada é de 10 kg, mas podem ser adicionadas uma ou duas massas de 5 kg. A variação do diâmetro da placa (100, 200 ou 300 mm) modifica a área sobre a qual a força é aplicada e conseqüentemente a tensão transmitida ao terreno. Durante o ensaio, a queda da massa aplica um impulso entre 1 e 15 kN sobre a placa de carga com uma duração entre 15 e 20 ms. Este equipamento foi desenvolvido para gerar uma força de impacto com capacidade para aplicar uma tensão de contacto entre 100 e 200 kPa na superfície do solo. Segundo Fleming (2000) citado por Senseney e Mooney (2010)

esta variação corresponde ao nível de tensão tipicamente aplicado em camadas de base e sub-base de pavimentos, devido à carga resultante da circulação de veículos sobre a superfície do pavimento

A profundidade de influência do equipamento é cerca de 280 mm, dependendo da rigidez dos materiais ensaiados (Nazal, 2003). Assim, não permite distinguir múltiplas camadas que se encontrem a uma profundidade superior a este valor. Segundo Peploe (1998), referido por Seikmeier *et al.* (2000), o diâmetro da placa constitui a dimensão de referência para quantificar a influência do impacto quer em profundidade quer lateralmente.

O módulo de deformabilidade medido depende de vários fatores, relacionados com a configuração do equipamento, como sejam a massa deslizante, a altura de queda, o diâmetro da placa e a superfície de contacto entre o equipamento e o terreno (Deng-Fong *et al.*, 2006; Steinert *et al.*, 2005). Num estudo realizado por Senseney e Mooney (2010), foram efetuadas diversas séries de ensaios com o *DIP*, onde se adotaram as seguintes massas deslizantes – 10, 15 e 20 kg. Em relação à massa de 20 kg, os autores concluíram que o equipamento não apresentava robustez suficiente para suportar essa massa e provocava a libertação de fragmentos da superfície do terreno. Deste modo, os dados dos ensaios com a massa 20 kg foram considerados inconsistentes e falíveis, especialmente os relativos ao deslocamento do geofone central.

Kavussi *et al.* (2010) desenvolveram um estudo onde utilizaram o equipamento *DIP* para determinar o módulo de deformabilidade de camadas compactadas de base e sub-base de pavimentos rodoviários. Os materiais usados foram classificados, segundo a classificação AASHTO, como A-6 e A-1-a para as camadas de sub-base e base, respetivamente. Os ensaios foram realizados variando o valor da massa deslizante, a altura de queda e o diâmetro da placa. Nos ensaios realizados os valores da massa deslizante foram de 5, 10 e 15 kg. A Figura 2.20 mostra os resultados obtidos, onde o valor do módulo de deformabilidade aumenta com o aumento da massa deslizante.

Em relação à altura de queda, os mesmos autores realizaram ensaios num local onde o material foi classificado, segundo a classificação AASHTO, como A-1-a. Foram consideradas três alturas diferentes: 275, 375 e 515 mm, a massa deslizante foi fixada em 15 kg e o diâmetro da placa em 300 mm. Os resultados dos ensaios mostraram que os módulos de deformabilidade aparentam ser pouco afetados pela variação na altura de queda. Verificaram ainda a influência da variação do diâmetro da placa de carga. Os ensaios foram realizados utilizando placas com 100 e 300 mm de diâmetro, uma altura de queda fixa de 500 mm e massas de 5 e 10 kg. Os resultados mostraram que o módulo de deformabilidade obtido com a placa de diâmetro de

100 mm é 1,85 vezes superior ao determinado com a placa de 300 mm, e a pressão de contacto aplicada pela placa de 100 mm é cerca de 9 vezes superior à pressão aplicada pela placa de diâmetro de 300 mm. A área de contacto tem, assim, um efeito pronunciado sobre os resultados o que corresponde à existência de efeito de escala.

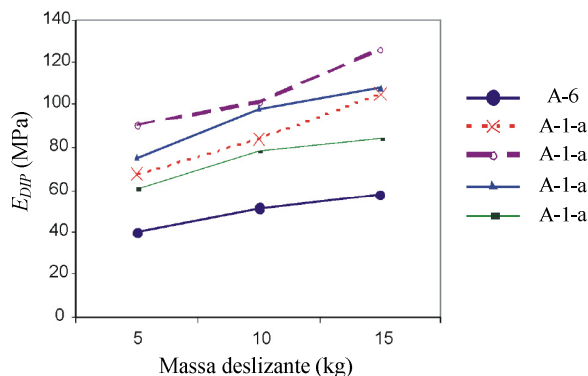


Figura 2.20 – Influência da massa deslizante no módulo de deformabilidade (Kavussi *et al.*, 2010).

Durante a realização do ensaio, é necessário apoiar o *DIP* sobre uma superfície com pequena irregularidade para, deste modo, assegurar um contacto adequado entre o terreno e a base do equipamento. Steinert *et al.* (2005) desenvolveram um estudo onde concluíram que a primeira medição deve ser desprezada por se considerar que a primeira queda da massa melhora o ajustamento da placa de carga ao terreno.

Na realização dos ensaios com o *DIP* é sugerida, por diferentes estudos (Abu-Farsakh *et al.*, 2003; George *et al.*, 2009; Steinert *et al.*, 2005), a repetição de ensaios no mesmo local, com um número mínimo de três, e que, pelo menos, a primeira medição seja ignorada. Os autores sugerem que o valor representativo do módulo de deformabilidade deve ser obtido a partir da média das restantes leituras efetuadas em cada local de ensaio. Seyman (2003) indica que as leituras iniciais sejam ignoradas se o módulo de deformabilidade for apresentando valores crescentes com a repetição do ensaio.

Num estudo realizado por Steinert *et al.* (2005) foram instalados adicionalmente dois geofones num alinhamento distanciados a partir do centro da placa de 207 e 407 mm. A análise dos resultados mostrou que os módulos de deformabilidade obtidos a partir destes geofones eram significativamente superiores aos registados pelo geofone central, aumentando o seu valor com o afastamento dos sensores ao centro da placa.

Também Petersen *et al.* (2007) realizaram ensaios com o *DIP* com dois geofones adicionais distanciados, um a 250 e outro a 500 mm do geofone central. Os ensaios foram realizados em camadas de aterro e decorreram em dois locais distintos, identificados por *Albilene* e *Doniphan Co.* As características dos materiais em cada local são apresentadas no Quadro 2.3. Em

Doniphan Co. o geofone colocado a 250 mm apresentou valores de rigidez idênticos aos registados no geofone central, enquanto o geofone instalado a 500 mm de distância, registou valores de rigidez superiores e com grande variabilidade. Em *Abilene*, foi registado um aumento progressivo da rigidez e da variabilidade dos resultados com o aumento da distância do ponto de medida ao geofone central. Os autores concluíram que a instalação de geofones adicionais não contribuiu para melhorar a medição da rigidez do solo.

Quadro 2.3 – Descrição e classificação dos materiais do estudo de Petersen *et al.* (2007).

Local	$\gamma_{\text{máx.}}$ (kN/m ³)	w_{opt} (%)	w_L (%)	IP (%)	Classificação AASHTO	Descrição
<i>Abilene</i>	17,8	11,6	12,5	NP	A-2-4	Areia
<i>Doniphan Co.</i>	16,8	17,4	33,4	6,3	A-4	Silte

No estudo realizado por Petersen *et al.* (2007) foi inicialmente utilizada uma configuração do equipamento com quatro amortecedores. Esta configuração resultou numa duração muito curta do impulso (17 a 18 milissegundos) provocando oscilação do equipamento após o impacto, e afetando a precisão das leituras realizadas. Com o objetivo de diminuir a oscilação do equipamento, o número de amortecedores foi reduzido para dois, resultando no aumento da duração do impulso para 19 a 22 milissegundos.

E_{DIP} , designado até aqui por módulo de deformabilidade, corresponde à amplitude da função de transferência entre a força máxima aplicada no ponto de ensaio e o deslocamento deduzido nos pontos de aplicação dos geofones. Apenas no centro da placa o valor da função de transferência corresponde ao módulo de deformabilidade. Assim, no trabalho experimental E_{DIP} será substituído por \bar{E}_{DIP} e com a designação de amplitude da função de transferência.

Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (PDL)

O ensaio com o equipamento Penetrómetro Dinâmico Ligeiro, *PDL*, é realizado a partir da queda de um pilão de uma altura fixa, que, por ação dinâmica, crava no terreno uma ponteira cónica. A leitura do valor de penetração é feita através de uma régua ligada ao eixo inferior do equipamento. O *PDL* é constituído pelos seguintes elementos: uma barra de aço; uma ponteira cónica ligada à extremidade inferior da barra de aço; um pilão que desliza ao longo da barra de aço, que lhe serve de guia e permite a sua queda de uma altura constante; um elemento de aço solidário com a barra que serve de batente ao pilão quando este é lançado de uma determinada altura; e, uma escala de leitura ligada ao eixo inferior do equipamento (Figura 2.21).

O registo do ensaio pode ser realizado de dois modos: (i) pelo número de pancadas do pilão necessário para alcançar uma determinada penetração da barra de aço (por exemplo de 10 cm);

ou, (ii) pela profundidade de penetração da barra de aço, alcançada após um número fixo pré-selecionado de pancadas.

O *PDL* permite medir a resistência à penetração do material compactado em termos de milímetros de penetração por pancada. A razão entre a profundidade de penetração e o número de pancadas no decurso de cada determinação (*i*) define o índice de penetração (P_N), em milímetros por pancada, pela seguinte expressão

$$P_{N_i} = \frac{d}{n} \quad (2.8)$$

onde *d* é a profundidade de penetração e *n* o número de pancadas relativa à determinação em curso.

A primeira etapa do ensaio consiste em colocar a extremidade do cone sobre a superfície do terreno. Seguidamente é libertado o pilão, que crava, no terreno, a ponteira cónica e a barra de aço. Durante a realização do ensaio a barra de aço move-se independentemente da escala de medida. A leitura inicial geralmente é diferente de zero, devido ao estado solto da superfície do terreno e ao peso próprio do equipamento.

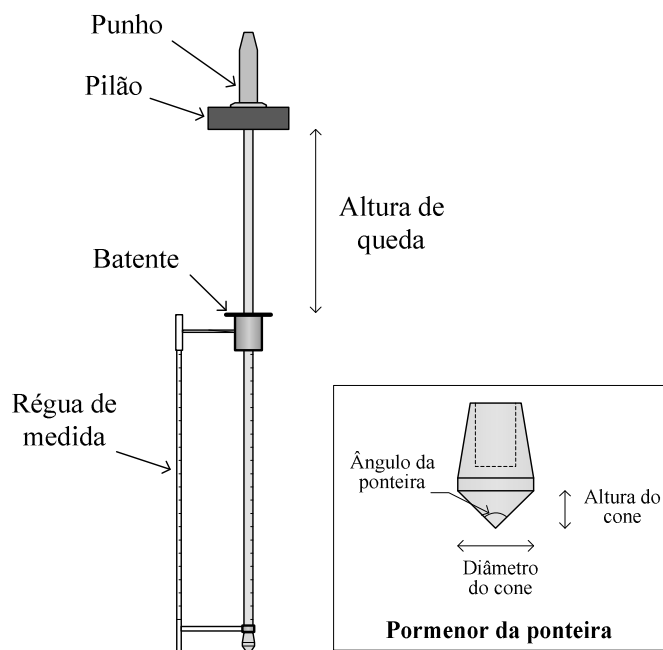


Figura 2.21 – Penetrómetro dinâmico ligeiro.

Na análise dos dados deve ser determinado um valor médio do índice de penetração, representativo do material que está a ser ensaiado. Este valor pode ser obtido a partir da média de P_N em toda a profundidade de penetração. Segundo Edil e Benson (2005), no cálculo do

valor médio do P_N podem ser considerados dois métodos: a média aritmética e a média ponderada. A média aritmética pode ser obtida da seguinte forma

$$P_{N\ Med} = \frac{1}{N} \sum_i^N (P_N)_i \quad (2.9)$$

onde N é o número total de P_N registados na profundidade de ensaio.

A média ponderada é determinada pela seguinte formulação

$$P_{N\ Med\ pd} = \frac{1}{H} \sum_i^N [(P_N)_i \times (d)_i] \quad (2.10)$$

onde H é profundidade total de penetração (mm).

Allbright (2002), referido por Edil e Benson (2005), indica que a média ponderada de P_N além de apresentar um desvio padrão menor também apresenta melhor correlação com outros ensaios.

Os valores de P_N são influenciados pela natureza das camadas que se encontram acima e abaixo da extremidade do cone de penetração. Como à penetração do cone está associado o desenvolvimento de uma superfície de rotura, a resistência à penetração é influenciada pela presença de superfícies de separação entre camadas de natureza diferente próximas da ponta do cone de penetração. A resistência à penetração é também influenciada pela relação entre a dimensão do cone e o diâmetro médio das partículas do solo (Konrad e Lachance, 2001).

Livneh *et al.* (1995), referido por Edil e Benson (2005), indicam também como fatores de influência dos valores de P_N o confinamento vertical e o atrito na vara durante a penetração.

Existe uma grande variedade deste tipo de equipamentos, verificando-se diferenças nomeadamente em relação à massa do pilão, à altura de queda, ao diâmetro das varas e à forma do cone. Esta variedade resulta em equipamentos mais ou menos robustos, que permitem realizar ensaios em camadas mais ou menos brandas e atingir diferentes profundidades.

Segundo Ferreira e Nunes (1997), referidos por Brito (2005), o ensaio com o *PDL* apresenta como grande vantagem o facto de se poder realizar com facilidade, e até profundidades de 5 a 10 m, diversos ensaios, “permitindo adensar substancialmente a malha dos ensaios e conhecer a resistência à penetração do solo de camadas profundas sem praticamente danificar o aterro”.

No entanto, o equipamento apresenta as seguintes limitações: o atrito lateral que se desenvolve entre o solo e a vara e a dificuldade ou a impossibilidade de penetração quando existem camadas duras ou a interseção com partículas de grande diâmetro (superior a 50 mm). Estas desvantagens apresentam relevância crescente com a profundidade de ensaio.

Há ainda a referir o facto de a operação com o equipamento *PDL* necessitar de dois técnicos, um para libertar o pilão e outro para registar as medições obtidas.

Vários estudos (Abu-Farsakh *et al.*, 2003; Chen *et al.*, 2001; Nazal, 2003; Zumrawi, 2014) têm estabelecido, com sucesso, relações entre valores obtidos a partir do *PDL* e do ensaio *CBR*. Este sucesso pode estar relacionado com o facto de se tratar de ensaios que envolvem mecanismos semelhantes.

Quando se compara os resultados do equipamento *PDL* com os parâmetros de controlo da compactação (peso volúmico seco e teor em água) os resultados obtidos já não são tão satisfatórios.

Harison (1987) e Ayers *et al.* (1989), referidos por Salgado e Yoon (2003), estabelecem relações entre os parâmetros da compactação e os resultados obtidos a partir do ensaio *PDL*. A Figura 2.22 mostra a evolução típica do P_N em função dos valores do peso volúmico seco e do teor em água. Na Figura 2.22 b) pode observar-se que os valores do P_N diminuem à medida que o peso volúmico seco aumenta. Este resultado afigura-se razoável uma vez que os solos com maior compacidade apresentam também maior resistência à penetração. Verifica-se também a forte influência do teor em água, pois solos com valores de peso volúmico seco idêntico obtêm-se valores de P_N diferentes consoante a humidade. Para o mesmo peso volúmico, o P_N é superior para o solo compactado com maior teor em água. A Figura 2.22 c) mostra a variação de P_N com os valores do teor em água da curva de compactação. O valor do P_N diminui com o aumento do teor em água, até ao teor em água ótimo. Este ponto corresponde ao peso volúmico seco máximo para uma dada energia de compactação. Para w superior ao teor em água ótimo, os valores do P_N aumentam. Segundo Harison (1987), referido por Salgado e Yoon (2003), para valores idênticos do peso volúmico seco, o P_N aumenta com o aumento do teor em água de compactação.

Pela análise conjunta dos gráficos pode concluir-se que no ramo seco da curva de compactação os valores de P_N apresentam maior dependência relativamente ao peso volúmico seco. No ramo húmido são mais influenciados pelo teor em água.

No estudo realizado por Lee *et al.* (2014), descrito no item relativo ao equipamento *geogauge*, foi avaliada a influência do teor em água do solo nos valores do índice de penetração, P_{N200} , determinados para a profundidade de 0,20 m. A Figura 2.23 mostra a variação de P_{N200} com o teor em água, w . Na Figura 2.23 são também indicados pelas setas a negro os valores de teor em água ótimo correspondente à energia aplicada na preparação dos provetes de ensaio. Os autores do estudo verificaram que P_{N200} apresenta um valor mínimo perto do teor em água ótimo, aumentando em seguida com o teor em água.

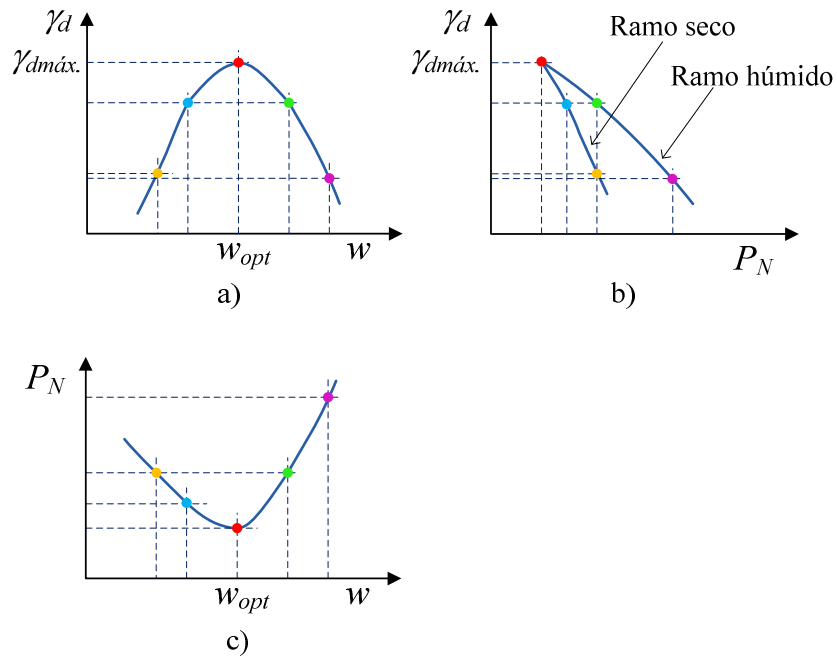


Figura 2.22 – P_N versus parâmetros de compactação obtidos a partir de ensaios de laboratório, adaptado de Harison (1987) (Salgado e Yoon, 2003).

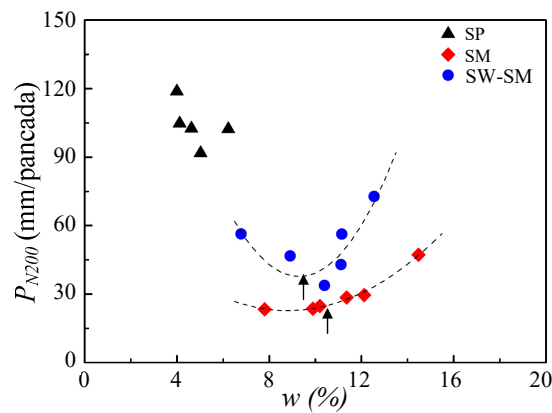


Figura 2.23 – Variação de P_{N200} com o teor em água (Lee *et al.*, 2014).

O penetrômetro dinâmico ligeiro (*PDL*) é um equipamento que permite a fácil e rápida obtenção de resultados. Devido ao baixo custo e à simplicidade da sua aplicação permite uma redução significativa dos esforços e custos de avaliação de camadas de solos compactados.

O estudo desenvolvido por Amini (2003), além de analisar as possíveis aplicações do *PDL*, aponta também algumas das principais vantagens e desvantagens deste equipamento. As vantagens referidas são:

- vasto campo de aplicação, nomeadamente para estimar valores de CBR, módulo resiliente, resistência à compressão simples e resistência ao corte, e, por esta via, avaliar o desempenho esperado das camadas do pavimento;
- facilitação do controlo da compactação de camadas de base granulares;
- utilização rápida e económica;
- facilidade de análise dos resultados obtidos.

Como principais desvantagens da aplicação deste equipamento, são referidas as seguintes:

- aplicação limitada a materiais com dimensão máxima das partículas até 5 cm;
- grande variabilidade nos resultados obtidos principalmente em materiais granulares bem graduados de granulometria extensa;
- relações casuísticas com outros parâmetros, só aplicáveis a determinado tipo de materiais e condições.

Análise comparativa dos vários tipos de ensaio

Seyman (2003) correlacionou o valor médio do índice de penetração P_N e o módulo de deformabilidade E_{GG} calculado a partir do (Figura 2.24). A relação foi estabelecida para os valores médios de P_N obtidos até à profundidade de 200 mm, uma vez que a profundidade de medição do *geogauge* varia entre 200 e 225 mm. A Figura 2.24 mostra também o efeito do coeficiente de *Poisson* nos resultados obtidos. Seyman (2003) estabeleceu uma correlação, que designou por não corrigida, utilizando os valores da rigidez, determinados pelo *geogauge*, a partir de um valor do coeficiente de *Poisson* de 0,35, constante para todos os materiais. Estabeleceu outra correlação, que designou por corrigida, onde os valores da rigidez foram corrigidos admitindo um coeficiente de *Poisson* específico para cada material. A diferença entre os valores corrigidos e não corrigidos é muito baixa, tendo-se obtido correlações muito semelhantes para ambas as situações. No entanto, foi obtido um coeficiente de determinação, R^2 , um pouco superior para os dados corrigidos.

Seyman (2003) estabeleceu uma correlação entre o valor médio do índice de penetração, P_N , e o módulo de deformabilidade determinado pelo defletómetro de impacto portátil, E_{DIP} , (Figura 2.24). A relação foi estabelecida para os valores médios de P_N obtidos até à profundidade de 300 mm, uma vez que a profundidade de medida do *DIP* corresponde ao diâmetro da placa de carga adotado no ensaio, que corresponde a 300 mm.

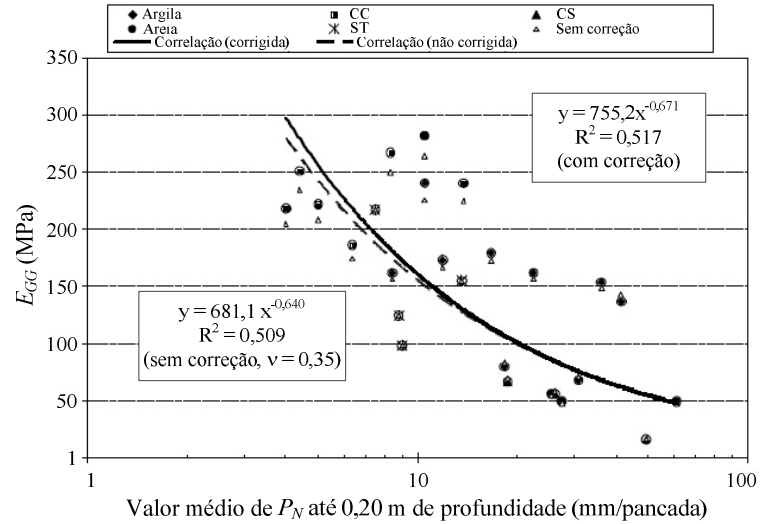


Figura 2.24 – Relação entre P_N e E_{GG} , com e sem correção do coeficiente de *Poisson* (Seyman, 2003).

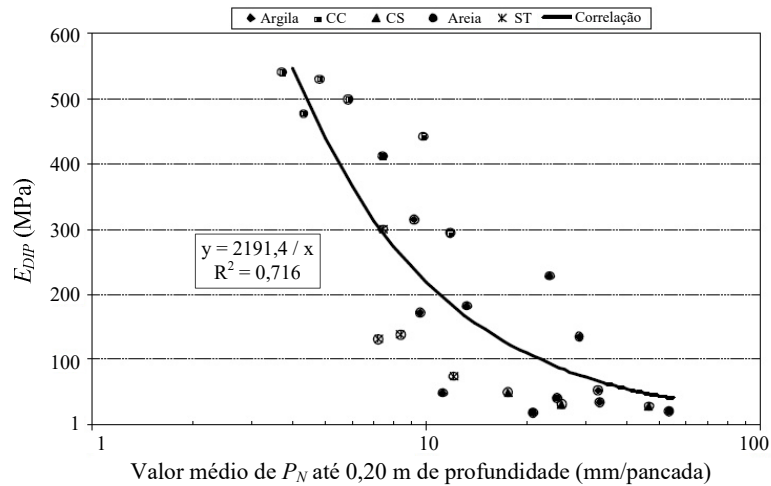


Figura 2.25 – Relação entre P_N e E_{DIP} , (Seyman, 2003).

Petersen *et al.* (2007) realizaram ensaios com os equipamentos *geogauge* e *DIP* em camadas de aterro constituídas por materiais siltsos e argilosos, A-4 e A-7-6 de acordo com a classificação AASTHO, respetivamente. Foram obtidos coeficientes de correlação muito baixos (entre 9,80 e 19,45) entre os valores de rigidez obtidos pelos dois equipamentos (Figura 2.26). Os autores atribuem a baixa correlação obtida ao facto dos equipamentos terem princípios de operação diferentes e o *geogauge* aplicar uma tensão comparativamente muito reduzida na superfície do terreno. No entanto, retirando os valores considerados espúrios, o coeficiente de determinação passava de 9,80 para 60,68, para o material argiloso.

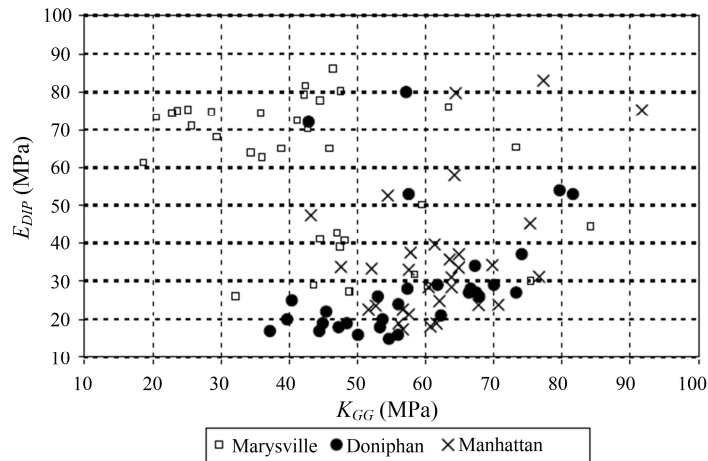


Figura 2.26 – Correlação entre os valores da rigidez determinados pelos equipamentos *DIP* e *geogauge*, (Petersen *et al.*, 2007).

2.6 RESUMO DO CAPÍTULO

Neste capítulo foram abordadas duas metodologias de controlo da compactação, uma baseada nas características físicas do solo compactado, designada por métodos tradicionais, e outra baseada no desempenho, designada por novos métodos. Os métodos tradicionais, baseados na determinação do peso volúmico e no teor em água, além de destrutivos exigem tempo e experiência por parte de quem os realiza, dando origem a que a decisão definitiva sobre a qualidade de uma dada camada só possa ser tomada cerca de 24 horas após ter sido submetida a ensaio.

As desvantagens apontadas aos métodos tradicionais levaram à aplicação de novas metodologias que permitem não só rapidez de obtenção de resultados, mas também determinar *in situ* propriedades mecânicas do solo compactado, tais como a rigidez e resistência através da utilização de equipamentos como o *geogauge*, o defletómetro de impacto portátil (DIP) e penetrómetro dinâmico ligeiro (PDL). No entanto, a utilização destes equipamentos no controlo da compactação de aterros carece de avaliar a sua eficácia, nomeadamente através de ensaios de campo.

3 TRABALHO EXPERIMENTAL

3.1 OBJETIVO

O objetivo do trabalho experimental nesta dissertação foi investigar a possibilidade de utilizar, para o controlo da compactação de camadas de aterro, uma metodologia baseada na medição da deformabilidade, medida a partir de equipamentos portáteis e de fácil manuseamento. Para tal foi realizada uma campanha de ensaios no aterro de uma barragem em construção. Nesta campanha foram realizados ensaios com o *Geogauge*, o Defletómetro de Impacto Portátil (*DIP*) e o Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (*PDL*). Foram também realizadas determinações tradicionais com garrafa de areia e gamadensímetro, bem como do teor em água. Os dados recolhidos foram analisados com o objetivo de avaliar a fiabilidade da aplicação do *geogauge*, do *DIP* e do *PDL* no controlo da compactação de camadas de aterro.

Neste capítulo é feita a descrição pormenorizada do trabalho experimental, nomeadamente a metodologia seguida na realização de cada um dos ensaios.

3.2 ENQUADRAMENTO

O trabalho experimental foi realizado durante a construção da barragem de Serpa. A escolha de uma barragem de aterro para realizar a campanha de ensaios está relacionada com o facto de a sua construção exigir maior rigor comparativamente à construção de aterros rodó e ferroviários. O rigor na construção das camadas determina o desempenho da obra na fase de exploração, com especial relevância durante o primeiro enchimento.

A barragem de Serpa situa-se na ribeira de Enxoé, afluente da margem esquerda do rio Guadiana, entre Brinches e Moura.

No local da barragem e na área interessada pela albufeira o substrato geológico é constituído por rochas do Maciço Antigo (MA), da Era Primária. Segundo a cartografia geológica de apoio, as rochas mais antigas, datadas do Câmbrio inferior, agrupam-se nas seguintes unidades: micaxistos, gnaisses biotíticos e quartzitos negros; rochas quartzo-feldspáticas (vulcanitos ácidos e arcoses); e mármore com forsterite. A formação mais recente é a intrusão gabro-diorítica, que se integra no Complexo de Cuba, datada do Carbónico inferior (EDIA, 2004).

Segundo referido por EDIA (2004) as formações de cobertura são do quaternário e apresentam essencialmente a seguinte constituição:

- o conjunto dos depósitos de aluvião, que ocupam o fundo do vale da ribeira do Enxoé, com espessuras máximas da ordem de 3 m, confinados, sobretudo, às áreas marginais de larguras pouco importantes; ao longo da ribeira, a sua presença é variável, de acordo com o encaixe do vale, o pendor do leito rochoso e a morfologia deste, consequentes da evolução geomorfológica;
- conjunto dos depósitos de vertente, em geral de características coluviais, de presença extensiva, pois dificulta a identificação do substrato que desponta deles em afloramentos em geral pouco extensos; por vezes identificam-se testemunhos de depósitos de terraço que, em regra, atingem espessuras pouco importantes.

O coroamento da barragem de Serpa encontra-se à cota 126,50 m e apresenta uma largura de 9 m. A altura máxima acima da fundação é de 32,5 m, sendo 29,0 m acima da cota do terreno natural.

A barragem de Serpa apresenta um perfil transversal formado por um aterro do tipo zonado, construído por materiais selecionados provenientes das áreas de empréstimo localizadas no interior da albufeira. A Figura 3.1 mostra o perfil transversal tipo adotado para a barragem, onde são evidenciadas as diferentes zonas que constituem o corpo da barragem: núcleo, maciços estabilizadores, filtros, drenos e enrocamentos de proteção de montante e no pé de jusante.

O núcleo, que funciona como elemento de estanqueidade, é constituído por materiais argilosos selecionados, de origem coluvionar e de alteração residual das formações gabro-dioríticas. O núcleo da barragem é central e simétrico em relação ao eixo da barragem, os taludes apresentam uma inclinação 1:0,45 (V:H), e o coroamento, à cota 125 m, tem a largura de 3 m.

Os maciços estabilizadores de montante e de jusante são constituídos por materiais de granulometria mais grosseira. Relativamente à geometria exterior, o talude de montante

apresenta uma inclinação de 1:3 (H:V) e o de jusante 1:2,5 (H:V) acima da cota 116 m e 1:1,5 (H:V) abaixo deste nível. No talude de jusante existem duas banquetas: uma à cota 116 m, com 3 m de largura, e outra à cota 105 m, com 2 m de largura.

Para separação entre o maciço estabilizador de jusante e o núcleo foi adotado um filtro chaminé constituído por areia, com uma largura constante na horizontal de 2,5 m. Este filtro prolonga-se como tapete filtrante, com uma espessura de 0,30 m, sob o maciço estabilizador de jusante. A percolação, tanto no corpo da barragem como na fundação, é recolhida por uma vala longitudinal drenante construída na base do filtro chaminé e conduzida para o exterior através de um tapete drenante, que se prolonga inferiormente ao pé de jusante em enrocamento, onde existem tubos coletores perfurados, envoltos em geotêxtil, que encaminham as águas para medidores de caudal.

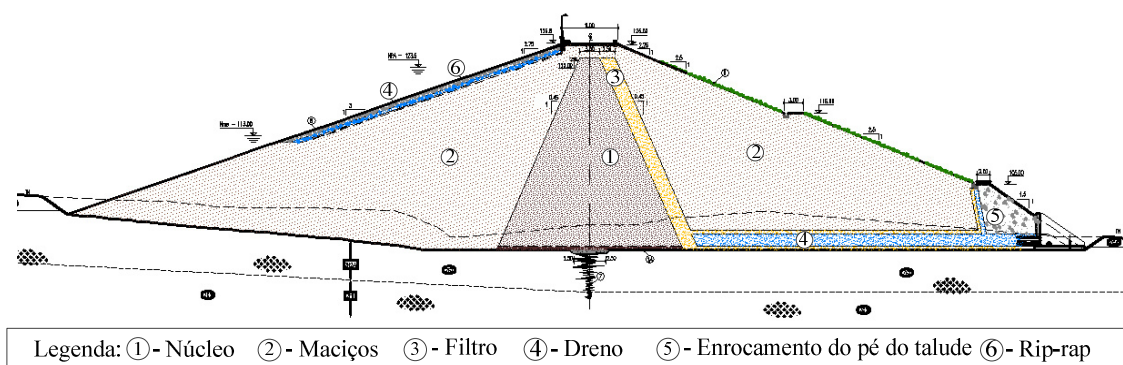


Figura 3.1 – Perfil tipo da barragem de Serpa (EDIA, 2004).

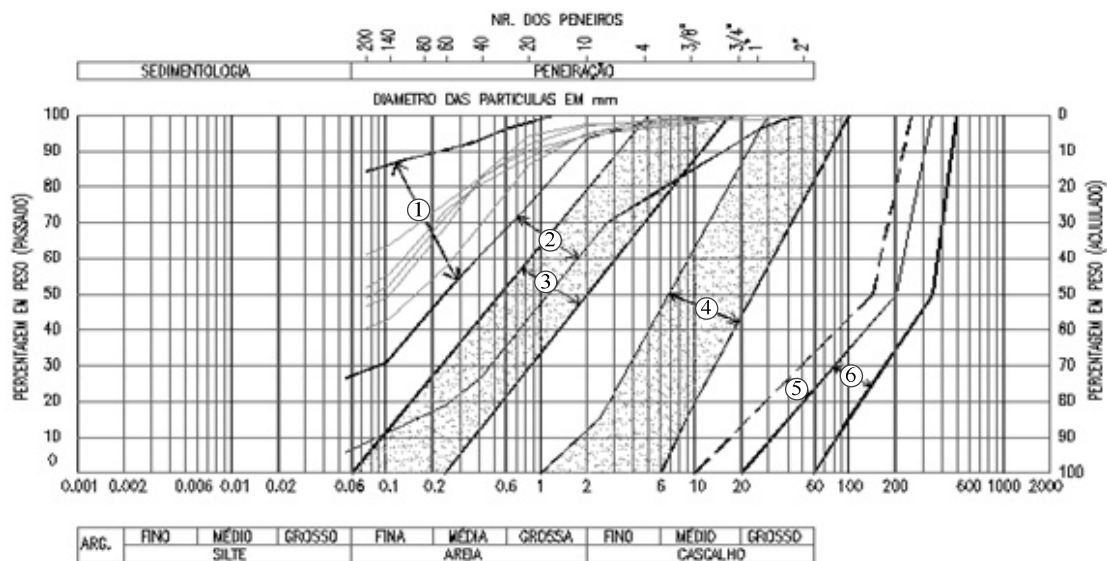
Foram identificadas duas áreas de empréstimo prospetadas a partir da realização de poços que permitiram caracterizar a estratificação do mesmo (EDIA, 2004). As formações exploradas correspondem essencialmente a:

- depósitos aluvionares areno-silto-argilosos e arenosos da ribeira do Enxoé;
- depósitos coluvionares areno-siltosos a areno-argilosos, na dependência das vertentes;
- solos residuais de alteração de gabro-dioritos e de alteração de rochas metamórficas (micaxistos, gnaisses finos e quartzitos).

Os materiais para a construção dos maciços estabilizadores são predominantemente solos residuais de alteração de gabro-diorito, com perfil de meteorização menos evoluído do que o material selecionado para o núcleo, podendo a profundidade de exploração ultrapassar os 4 m de profundidade. Os materiais correspondem predominantemente aos tipos SM-SC (areia silto-argilosa) segundo a Classificação Unificada de Solos.

Na construção do núcleo da barragem foram usados depósitos coluvionares, aluvio-coluvionares e solos residuais decompostos, provenientes da alteração de gabro-dioritos. Estes materiais dos

tipos CL (argila de baixa plasticidade) e SC (areia argilosa), segundo a Classificação Unificada de Solos, ocorrem desde a superfície até uma profundidade máxima da ordem de 4 m. A Figura 2.2 mostra os fusos granulométricos para cada uma das zonas da barragem.



Legenda: ①- Núcleo ②- Maciços ③- Filtro ④- Dreno ⑤- Enrocamento do pé do talude ⑥- Rip-rap

Figura 3.2 – Fusos granulométricos dos materiais da barragem de Serpa (EDIA, 2004).

o Quadro 3.1 é apresentado um resumo das características dos materiais das áreas de empréstimo a serem aplicados nos maciços estabilizadores e no núcleo.

Quadro 3.1 – Características dos materiais dos maciços e do núcleo (EDIA, 2004).

Materiais	% de finos (passada #200)	IP (%)	w_{opt} (%)	γ_{dmax} (kN/m ³)	Classificação Unificada
Maciços	8 – 40	NP – 19	14,5	18,5	SM-SC (areia silto-argilosa)
Núcleo	47 – 72	11 – 22	12,6 – 20,0	16,1 – 18,6	CL e SC (argila de baixa plasticidade e areia argilosa)

3.2.1 ATERROS EXPERIMENTAIS E DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO

Os aterros experimentais permitem definir os procedimentos a seguir nas operações de construção do aterro para que sejam garantidas as especificações do caderno de encargos, nomeadamente em termos de espessura das camadas e do número de passagens do equipamento de compactação.

Os aterros experimentais foram construídos com um comprimento de 30 m e uma largura de 20 m subdividida em quatro faixas de igual largura. Em cada faixa, caracterizada pela sua espessura, seu número de passagens do equipamento de compactação e seu teor em água, foram realizados ensaios para controlo da compactação, nomeadamente: determinação do peso

volúmico (com garrafa de areia) e do teor em água (pelo método da estufa). Em cada camada foram escolhidos três pontos para realizar os ensaios de controlo da compactação e recolher amostras para ensaios de identificação (análise granulométrica, limites de Atterberg) e ensaio Proctor normal.

Nos aterros experimentais realizados com os materiais do núcleo (material M1) foram ensaiadas duas espessuras distintas (0,30 e 0,40 m). Para os materiais aplicados nos maciços estabilizadores (material M2) foram ensaiadas três espessuras distintas (0,40, 0,50 e 0,60 m). Em ambos os aterros (núcleo e maciços) o estudo foi realizado com teores em água de $w_{opt}-2\%$, w_{opt} e $w_{opt}+2\%$ relativamente ao ensaio Proctor normal.

A partir dos resultados obtidos foram estabelecidas as seguintes características requeridas para as camadas de aterro a realizar:

- Maciços estabilizadores: camadas com 0,40 m de espessura, compactadas com 8 passagens do cilindro vibrador de rolo liso, com um grau de compactação mínimo 95 % do valor do ensaio Proctor normal, e o teor em água compreendido entre o ótimo e o ótimo + 2%, no maciço estabilizador de montante, e entre o ótimo - 2% e o ótimo + 1%, no maciço estabilizador de jusante (EDIA, 2004).
- Núcleo: camadas com 0,40 m de espessura, compactadas com 8 passagens do cilindro pés de carneiro, com um grau de compactação mínimo de 95 % do valor do ensaio Proctor normal, e o teor em água compreendido entre o ótimo + 0,5% e o ótimo + 2,5%, devendo a média estar próxima do ótimo + 1,5% (EDIA, 2004).

O Quadro 3.2 resume a gama de valores do grau de compactação, GC, e do teor em água, w , indicada pelo caderno de encargos como critério para o controlo da compactação das camadas de aterro (EDIA, 2004).

Quadro 3.2 – Gama de valores do GC e do w adotada no controlo da compactação.

Local	GC (%)	w (%)
Maciço de Montante		$w_{opt} \leq w \leq w_{opt} + 2\%$
Maciço de Jusante	≥ 95	$w_{opt} + 0,5\% \leq w \leq w_{opt} + 2,5\%$
Núcleo		$w_{opt} + 0,5\% \leq w \leq w_{opt} + 2,5\%$ (com valor médio próximo de $w_{opt} + 1,5\%$)

3.2.2 LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

Para controlar a construção da barragem foram realizados ensaios sobre as camadas de aterro dos maciços estabilizadores e do núcleo. A Figura 3.3 mostra o núcleo e os maciços de montante e jusante da barragem durante a construção. O maciço estabilizador de montante foi

dividido em duas faixas longitudinais, designadas por faixa de montante e faixa de jusante. O maciço estabilizador de jusante foi dividido em três faixas longitudinais, designadas por faixa de montante, faixa central e faixa de jusante. Longitudinalmente, a barragem foi dividida em troços referenciados de A a G, conforme esquematizado na Figura 3.4.

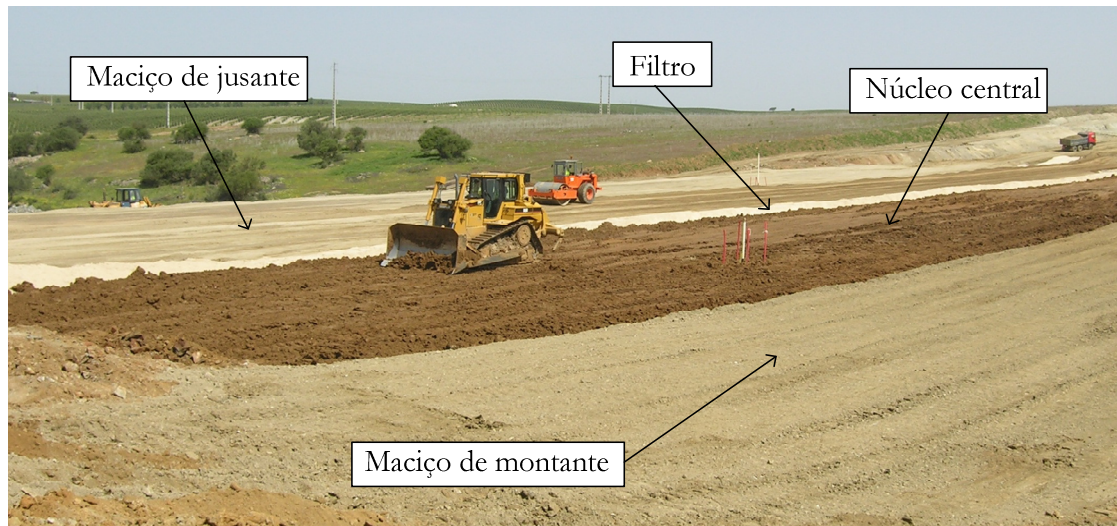


Figura 3.3 – Vista do núcleo e maciços de montante e jusante da barragem durante a construção.

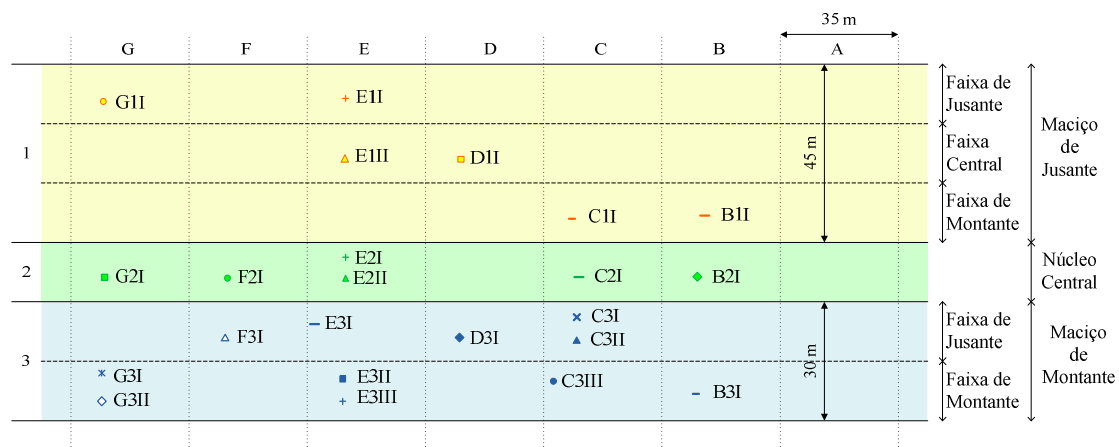


Figura 3.4 – Representação esquemática da localização em planta dos ensaios de campo realizados e respetivos códigos.

Na Figura 3.5 está representada a distribuição dos ensaios de campo realizados em cada um dos locais indicados, no interior de uma área quadrada de largura 1 m.

No Quadro 3.3 é apresentado o resumo dos ensaios de campo realizados, em cada uma das zonas do corpo da barragem (maciços e núcleo), com cada equipamento.

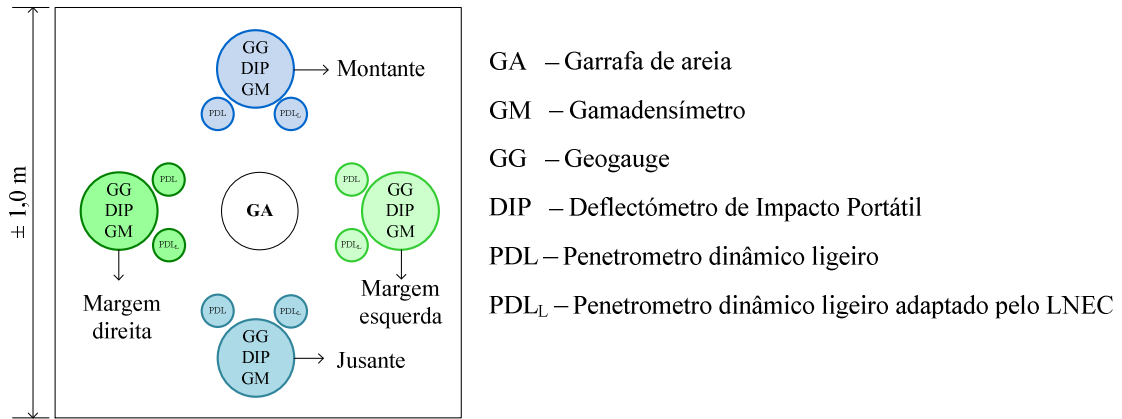


Figura 3.5 – Representação esquemática da distribuição dos ensaios em cada célula quadrada.

Quadro 3.3 – Resumo dos ensaios de campo realizados.

Ensaio	Maciço de Montante	Maciço de Jusante	Núcleo	Total
Garrafa de areia	11	6	6	23
Gamadensímetro				
À superfície	44	24	24	92
γ_d À profundidade de 150 mm	44	24	24	92
À profundidade de 300 mm	44	24	24	92
w	3 × 44	3 × 24	3 × 24	3 × 92
<i>DIP</i>	44	24	24	92
Geogauge				
sem areia na base	3 × 44	3 × 24	3 × 24	3 × 92
com areia na base	3 × 44	3 × 24	–	3 × 68
<i>PDL</i>	44	24	–	68
<i>PDL_L</i> *	44	24	24	92

* *PDL* adaptado pelo LNEC

Os ensaios foram realizados tendo em conta o facto de alguns dos ensaios serem destrutivos, podendo perturbar a realização dos ensaios subsequentes. Dado que o *PDL* e o gamadensímetro perfuram a camada a ensaiar, e que o *DIP*, envolvendo a queda livre de uma massa sobre a placa de carga, pode produzir uma sobrecompactação ou perturbação da camada, escolheu-se a seguinte sequência de ensaios: o *geogauge*, o *DIP*, o *PDL* e por último o gamadensímetro.

Complementarmente, foram realizados ensaios em laboratório para determinação das curvas granulométricas, limites de consistência (para os solos finos) e de compactação do tipo Proctor. A análise granulométrica do solo foi efetuada pelo método de peneiração por via húmida, segundo a especificação LNEC E-239 (1970). Os limites de consistência foram determinados

em laboratório de acordo com a norma portuguesa NP – 143 (1969) . O ensaio de compactação Proctor foi realizado segundo o procedimento descrito na especificação LNEC E-197 (1966).

3.3 CONTROLO DA COMPACTAÇÃO

Na construção da barragem de Serpa foram aplicados solos provenientes de áreas de empréstimo suscetíveis de apresentar alguma heterogeneidade nas suas propriedades físicas e mecânicas. O controlo da compactação, em materiais heterogéneos, realizado com base na determinação do peso volúmico seco, do teor em água e da curva de compactação para cada ponto controlado levaria a um grande volume de trabalho e demora na apresentação dos resultados, que seria incompatível com o cumprimento do prazo de execução da obra. Deste modo, o controlo da compactação da barragem foi realizado recorrendo ao método de *Hilf*.

A aplicação do método de *Hilf* compreendeu, em cada um dos pontos de ensaio indicados na Figura 3.4, a realização de um ensaio com a garrafa de areia para determinação do peso volúmico *in-situ*. O material recolhido em cada ponto foi levado para laboratório e dividido em, pelo menos, três provetes. Em cada provete foi efetuado um ensaio de compactação Proctor normal e determinado o respetivo peso volúmico para obtenção da curva de pesos volúmicos transformados.

3.3.1 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DO PESO VOLÚMICO SECO E DO TEOR EM ÁGUA IN-SITU

O peso volúmico foi determinado recorrendo ao ensaio com a garrafa de areia e com o gamadensímetro. O teor em água foi determinado, em laboratório, pelo método do micro-ondas e, *in-situ*, pelo gamadensímetro.

O ensaio com a garrafa de areia foi realizado, segundo a especificação LNEC E – 204, em cada local conforme o esquema apresentado na Figura 3.5.

O equipamento gamadensímetro utilizado foi o Troxler 3440 (Figura 2.9). O ensaio, foi realizado segundo a Norma ASTM D 6938 – 08, para determinar o peso volúmico e o teor em água. De acordo com o esquema de distribuição dos ensaios, representado na Figura 3.5 e conforme o Quadro 3.3, em cada local foram realizados ensaios em quatro pontos, distribuídos em volta do ponto de ensaio com a garrafa de areia. Em cada um dos pontos foram efetuadas três leituras do peso volúmico: à superfície, a 0,15 e a 0,30 m de profundidade, e três leituras do teor em água.

O teor em água foi também determinado em laboratório segundo a norma de ensaio ASTM D4643–08, através da secagem em micro-ondas.

3.3.2 MÉTODO DE HILF

Do Quadro 3.4 ao Quadro 3.6 estão indicados os resultados obtidos durante o controlo da compactação, por aplicação do método de *Hilf*, no maciço de montante, no maciço de jusante e no núcleo, respetivamente. A comparação entre estes resultados e os critérios para o controlo da compactação, referidos no Quadro 3.2, mostra que tanto os valores do desvio do teor em água como o grau de compactação se encontram dentro das gamas exigidas.

Quadro 3.4 – Controlo da compactação pelo método de *Hilf* maciço de montante.

Identificação do ensaio	$\gamma_d^{máx.}$ (kN/m ³)	w_{opt} (%)	Δw (%)	GC (%)
B3I	18,64	14,3	+1,2	99,1
C3I	18,04	12,9	+0,7	98,8
C3II	18,27	14,9	+0,1	99,7
C3III	18,79	12,4	+1,7	98,5
D3I	18,62	14,3	+0,5	99,6
E3I	18,25	14,4	+0,7	99,5
E3II	18,74	13,3	+0,5	99,6
E3III	17,53	17,3	+0,7	99,2
F3I	17,97	15,5	+1,6	98,5
G3I	18,07	14,5	+1,5	99,3
G3II	18,38	14,4	+1,4	99,0

Quadro 3.5 – Controlo da compactação pelo método de *Hilf* maciço de jusante.

Identificação do ensaio	$\gamma_d^{máx.}$ (kN/m ³)	w_{opt} (%)	Δw (%)	GC (%)
B1I	18,13	12,8	-0,4	98,6
C1I	18,08	13,4	-0,7	99,3
D1I	18,32	14,2	+0,7	99,0
E1I	18,24	12,1	-0,1	97,6
E1II	18,03	14,9	-0,1	99,3
G1I	17,58	14,3	-0,7	99,7

Quadro 3.6 – Controlo da compactação pelo método de *Hilf* núcleo.

Identificação do ensaio	γ_d máx. (kN/m ³)	w_{opt} (%)	Δw (%)	GC (%)
B2I	17,52	16,9	+0,9	98,4
C2I	17,19	18,1	+0,5	99,0
E2I	17,46	17,0	+0,9	98,4
E2II	17,22	17,9	+0,5	99,2
F2I	17,64	16,1	+0,5	98,7
G2I	17,40	16,2	+1,5	98,5

3.4 CONTROLO DA COMPACTAÇÃO COM BASE NA RIGIDEZ

3.4.1 GEOGAUGE

O equipamento utilizado foi o *Humboldt Geogauge*, modelo H – 4140. Os ensaios foram efetuados segundo a norma ASTM D 6758 – 02.

Em cada ponto foram efetuadas três leituras sequenciais, sem levantar o equipamento. No posicionamento do equipamento foi exercida pressão e produzida uma rotação deste sobre a superfície, de modo a garantir que o contacto entre a base do equipamento e o terreno fosse, pelo menos, de 60%. Nos ensaios realizados nos maciços estabilizadores, o anel de apoio do equipamento foi inicialmente colocado diretamente sobre a superfície do terreno (Figura 3.6 a). Numa segunda fase e com o objetivo de aumentar a área de contacto, os ensaios nos maciços de montante e jusante foram repetidos interpondo uma camada de regularização de areia fina e húmida (Figura 3.6 b), de preenchimento dos vazios resultantes da existência à superfície de partículas de maiores dimensões.



a)



b)

Figura 3.6 – Ensaio com o *Geogauge*: a) assente diretamente sobre o aterro, b) assente sobre uma camada de areia.

No núcleo houve necessidade de preparar a superfície de ensaio, alisando-a, uma vez que a compactação do material argiloso, realizada com o cilindro pés de carneiro, deixa sulcos à superfície. Os ensaios foram realizados sem interposição da camada de areia, para que esta não contaminasse o material argiloso.

Os resultados obtidos são a rigidez k_{GG} e o módulo de deformabilidade E_{GG} calculado pela expressão (2.5).

3.4.2 DEFLETÓMETRO DE IMPACTO PORTÁTIL

O equipamento usado neste estudo foi o Prima 100 (Figura 3.7). Os ensaios foram realizados segundo a norma ASTM E 2583 – 07. Em cada ponto foram efetuadas entre 6 a 10 leituras da força aplicada e do correspondente deslocamento vertical máximo observado durante o ensaio. No Quadro 3.7 estão indicados os parâmetros de configuração do equipamento adotados na realização destes ensaios.



Figura 3.7 – Realização de ensaio com o DIP.

Quadro 3.7 – Parâmetros adotados na realização dos ensaios com o DIP.

Parâmetro de ensaio	Valor
Diâmetro da placa (mm)	300
Altura de queda (cm)	40
Massa móvel (kg)	10
Nº de geofones (un)	1 + 2
Nº de amortecedores (un)	4
Período de amostragem (ms)	60

A escolha do diâmetro da placa foi efetuada com base no tipo de superfície a ensaiar, de acordo com o manual do equipamento.

Nos primeiros ensaios, foi adotada uma massa de 15 kg e uma altura de queda de 800 mm. Com esta configuração verificou-se que o equipamento se movimentava com o impacto da massa, afetando a leitura dos deslocamentos. Adotou-se, então, uma nova configuração, reduzindo a massa para 10 kg e a altura de queda para 400 mm. Esta alteração estabilizou o equipamento e produziu resultados de maior consistência e reprodutibilidade, tendo, por isso, sido escolhida na execução dos restantes ensaios.

A força máxima aplicada e o respetivo deslocamento vertical medido pelo geofone central, foram usados para determinar a amplitude da função de transferência, \bar{E}_{DIP} , a partir da equação (2.6), considerado o fator f igual a 2, o coeficiente de *Poisson* de 0,35. Nestas condições, a equação (2.6) pode ser escrita da seguinte forma:

$$\bar{E}_{DIP} = 263,25 \frac{\sigma}{\delta_c} \quad (3.1)$$

O geofone central foi complementado por dois geofones colocados à distância individual de 300 e 600 mm.

A equação (2.7) permite determinar a amplitude da função de transferência, num meio semi-infinito, sujeito a uma carga pontual, a uma distância radial, r , do ponto de aplicação dessa carga. Neste estudo com um coeficiente de *Poisson* 0,35 a equação (2.7) toma a seguinte forma:

$$\bar{E}_{DIP}(r) = 19743,75 \frac{\sigma}{r \delta_c(r)} \quad (3.2)$$

À configuração adotada com quatro amortecedores correspondeu um impacto com a duração entre 11 e 14 milissegundos.

3.4.3 PENETRÓMETRO DINÂMICO

Os ensaios com Penetrómetro Dinâmico foram realizados com dois equipamentos diferentes: o Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (*PDL*) e o Penetrómetro Dinâmico adaptado pelo LNEC (*PDL_L*). A principal diferença reside na massa aplicada por cada um, 10 kg e 2,650 kg para o equipamento *PDL* e *PDL_L*, respetivamente.

Nos maciços estabilizadores foram realizados ensaios com os dois equipamentos para poder comparar os resultados obtidos, e assim, avaliar a aplicação de um equipamento mais leve, como é o caso do *PDL_L*. No núcleo da barragem, por se tratar de material argiloso, não foram realizados ensaios com o *PDL*, porque a massa nele usada (10 kg) levaria a valores de penetração muito elevados.

Penetrómetro Dinâmico Ligeiro

No Quadro 3.8 estão indicadas as características do equipamento *PDL* aplicado na realização dos ensaios.

Quadro 3.8 – Características do equipamento *PDL*.

Descrição	Valor
Diâmetro exterior das varas (m)	0,02
Diâmetro do cone (m)	0,03
Ângulo no vértice do cone (°)	90
Peso do pilão (N)	98
Peso das varas (N/m)	19,6
Peso do batente e da guia do pilão (N)	29,6
Altura de queda do pilão (m)	0,50

Em cada ponto de ensaio, as leituras foram efetuadas de duas formas: segundo o procedimento da norma ASTM D 6951 – 03 e segundo a norma EN ISO 22476.

Segundo o procedimento da norma ASTM D 6951 – 03 as leituras são efetuadas selecionando um número de pancadas do pilão, após as quais é feito o registo da profundidade de penetração do cone. O número de pancadas do pilão depende da resistência do terreno, podendo considerar-se os seguintes valores indicativos: 1 para materiais brandos; 5 para materiais de resistência média; e 10 para materiais de elevada resistência.

Segundo a norma EN ISO 22476, as leituras são realizadas determinando o número de pancadas do pilão para que seja registada uma penetração de 10 cm.

Penetrómetro Dinâmico Ligeiro adaptado pelo LNEC

No Quadro 3.9 estão indicadas as características do equipamento *PDL_L*, aplicado na realização dos ensaios.

Quadro 3.9 – Características do equipamento PDL_L

Descrição	Valor
Diâmetro exterior das varas (m)	0,012
Diâmetro do cone (m)	0,0165
Ângulo no vértice do cone (°)	60
Peso do pilão (N)	26,0
Peso das varas e do batente (N)	16,1
Altura de queda do pilão (m)	0,175

A Figura 3.8 mostra a realização do ensaio com o equipamento penetrómetro dinâmico ligeiro adaptado pelo LNEC.



Figura 3.8 – Ensaio com Penetrómetro Dinâmico Ligeiro adaptado pelo LNEC, PDL_L .

3.5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios realizados em laboratório e no campo. Esta análise teve como finalidade avaliar a eficácia de novas metodologias de avaliação do desempenho em aterros viários, na ótica da sua deformabilidade, resistência, recorrendo aos equipamentos *Geogauge*, *DIP* e *PDL*. Para alcançar este objetivo foram estabelecidas correlações entre os resultados obtidos a partir destes equipamentos e os resultados obtidos a partir dos ensaios correntes de controlo da compactação.

3.5.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Durante a construção da barragem e com objetivo de verificar as características dos materiais provenientes das manchas de empréstimo foram realizados ensaios laboratoriais de caracterização, dos quais se destaca: os de obtenção da curva granulométrica, e dos limites de consistência e o ensaio Proctor normal. Como exemplo, a Figura 3.9 mostra as curvas granulométricas, obtidas por peneiração, dos materiais aplicados nos maciços estabilizadores e no núcleo central. Por outro lado, a Figura 3.10 mostra as curvas de compactação onde se obteve um teor em água ótimo de 14,3 % e de 14,8 e um peso volúmico seco máximo de 18,5 e de 18 kN/m³, para o solo aplicado nos maciços e no núcleo, respectivamente.

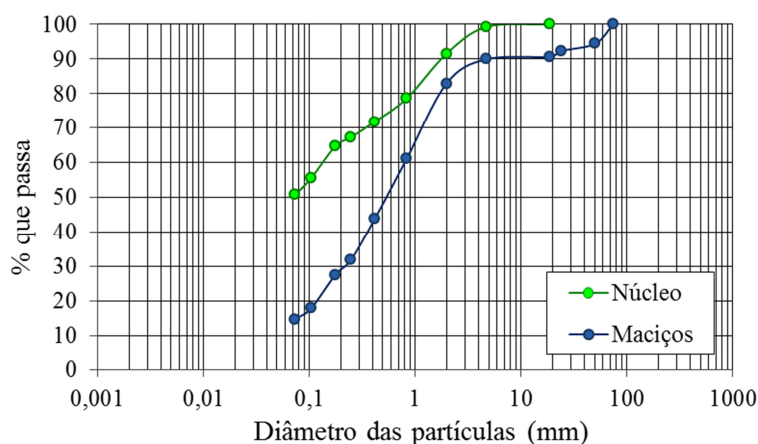


Figura 3.9 – Curvas granulométricas dos materiais dos maciços estabilizadores e do núcleo.

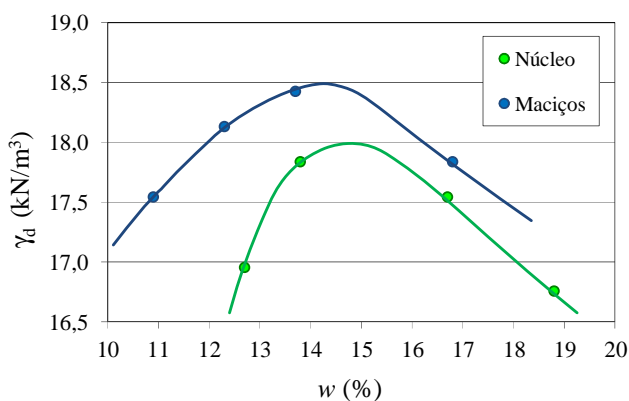


Figura 3.10 – Curvas de compactação dos materiais dos maciços estabilizadores e do núcleo.

No Quadro 3.10 são resumidos os resultados da caracterização laboratorial dos materiais, indicando-se neles também a classificação atribuída a cada um dos materiais, segundo as classificações AASHTO e Unificada de Solos.

Quadro 3.10 – Resultados da caracterização laboratorial.

Localização	Proctor normal		% de finos	w_L (%)	IP (%)	Classificação AASHTO	Classificação Unificada
	$\gamma_d^{máx}$ (kN/m ³)	w_{opt} (%)					
Maciços	18,5	14,3	11,9	N/P	N/P	A-1-b (0)	SM (areia siltosa)
Núcleo	18,0	14,8	61,6	33	17	A-6 (8)	CL (argila de baixa plasticidade)

3.5.2 ENSAIOS DE CAMPO

3.5.2.1 Determinação do peso volúmico

A determinação do peso volúmico dos materiais aplicados na construção da barragem foi realizada recorrendo à garrafa de areia e ao gamadensímetro.

O Quadro 3.11 resume os resultados obtidos no ensaio com a garrafa de areia. Os valores obtidos apresentam uma baixa dispersão, com o coeficiente de variação entre 0,8 e 2,2% para o núcleo e maciço de montante, respetivamente.

Quadro 3.11 – Resumo dos resultados obtidos no ensaio com a garrafa de areia.

Local do ensaio	Nº de pontos de ensaio	Nº total de ensaios	γ_d (kN/m ³)			s (kN/m ³)	CV (%)
			Mín.	Máx.	Méd.		
Maciço de montante	11	11	17,7	19,0	18,5	0,4	2,2
Maciço de jusante	6	6	17,9	18,5	18,2	0,2	1,1
Núcleo	6	6	17,4	17,8	17,5	0,1	0,8

No Quadro 3.12 é apresentado o resumo dos valores do peso volúmico seco obtidos com o gamadensímetro para as diferentes profundidades de ensaio: 0, 150 e 300 mm. São apresentados os valores mínimos, máximos, médios, os desvios padrão e os coeficientes de variação registados nos maciços e no núcleo da barragem. Verifica-se que não existe significativa dispersão dos valores do peso volúmico seco quando se considera uma mesma profundidade, sendo o coeficiente de variação mais elevado para os valores registados à superfície (3,9% no núcleo). Em relação aos valores do peso volúmico seco, determinados para as diferentes profundidades, constata-se não existir grande variação nos valores médios obtidos, sendo o núcleo onde se verifica uma maior variação 17,3 a 18,2 kN/m³, registada à superfície e a 300 mm de profundidade, respetivamente. O aumento dos valores do peso volúmico em profundidade está relacionado com a utilização, no núcleo, de cilindros do tipo pés de carneiro que efetua a compactação da base para o topo da camada.

Quadro 3.12 – Resumo dos resultados obtidos com o gamadensímetro a diferentes profundidades.

Local do ensaio	Nº de pontos de ensaio	Nº total de ensaios	Prof. de medida (mm)	γ_d (kN/m ³)			s (kN/m ³)	CV (%)
				Mín.	Máx.	Méd.		
Maciço de montante	11	44	0	18,7	20,8	19,4	0,7	3,5
			150	19,2	20,8	19,7	0,6	2,9
			300	19,0	20,5	19,6	0,5	2,5
Maciço de jusante	6	24	0	18,1	20,0	19,0	0,7	3,6
			150	18,6	19,5	19,2	0,3	1,7
			300	18,2	19,2	18,8	0,4	2,1
Núcleo	6	24	0	15,9	17,8	17,3	0,7	3,9
			150	17,4	18,6	18,1	0,4	2,5
			300	17,6	18,7	18,2	0,5	2,6

Os valores do peso volúmico determinados pelo gamadensímetro $\gamma_{d\ GM}$ foram comparados com os obtidos a partir do ensaio com a garrafa de areia e do teor em água determinado em laboratório, $\gamma_{d\ GA}$ (Figura 3.11). Esta comparação foi feita relacionando os valores determinados, pelo gamadensímetro, à profundidade de 300 mm, dado que esta corresponde aproximadamente à profundidade de execução das garrafas de areia.

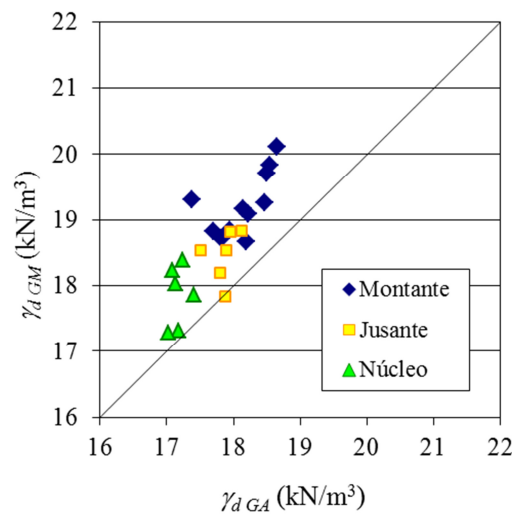


Figura 3.11 – Comparação entre o peso volúmico seco determinado pelo gamadensímetro $\gamma_{d\ GM}$ e pela garrafa de areia $\gamma_{d\ GA}$.

Pela análise do gráfico da Figura 3.11 verifica-se que os valores de $\gamma_{d\ GA}$ são inferiores aos de $\gamma_{d\ GM}$. No entanto, estas grandezas não são primárias, ou seja, ambas dependem de valores do teor em água determinados com recurso a ensaios diferentes (em laboratório por secagem do solo em micro-ondas ou no campo através do gamadensímetro) como se verá na secção seguinte. Assim, na Figura 3.12 estabelece-se a relação entre $\gamma_{d\ GA}$ e $\gamma_{d\ GM}$ o peso volúmico seco

determinado a partir do peso volúmico, medido pelo gamadensímetro, e do teor em água, determinado em laboratório, referenciado como $\gamma_{d\ GM\ (c/w\ lab.)}$.

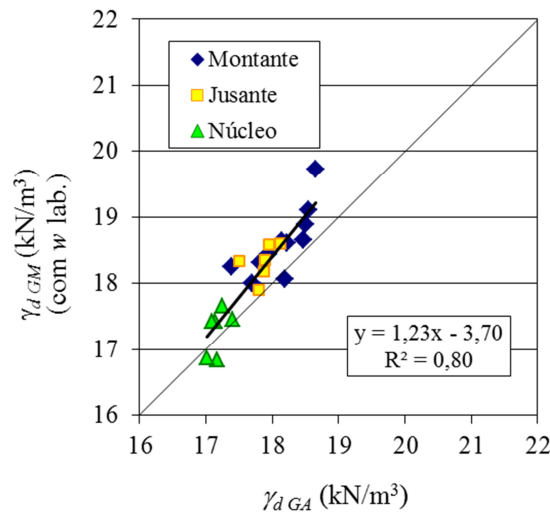


Figura 3.12 – Comparação entre o peso volúmico seco determinado pelo gamadensímetro e teor em água de laboratório, $\gamma_{d\ GM\ (c/w\ lab.)}$, e pela garrafa de areia, $\gamma_{d\ GA}$.

A Figura 3.12 mostra que os valores de $\gamma_{d\ GA}$ são, em geral, inferiores aos valores de $\gamma_{d\ GM\ (c/w\ lab.)}$. No entanto, comparando o gráfico apresentado na Figura 3.11 com o gráfico da Figura 3.12 verifica-se que a relação estabelecida entre $\gamma_{d\ GA}$ e $\gamma_{d\ GM\ (c/w\ lab.)}$ apresenta uma melhor correlação dos valores e aderência à bissetriz no plano e uma menor dispersão.

3.5.2.2 Determinação do teor em água

O teor em água foi determinado em laboratório recorrendo ao método de secagem em micro-ondas, tendo as amostras sido recolhidas durante a execução do ensaio com a garrafa de areia. O teor em água foi também determinado *in situ* pelo equipamento gamadensímetro.

O Quadro 3.13 apresenta o resumo dos valores do teor em água obtidos a partir da secagem das amostras de solo num forno micro-ondas. São apresentados os valores mínimos, máximos, médios, os desvios padrão e os coeficientes de variação registados nos maciços e no núcleo da barragem. Nos maciços verifica-se a existência de dispersão nos valores obtidos, sendo o coeficiente de variação CV próximo de 9,0 %. No núcleo a dispersão dos valores é muito inferior, apresentando um CV de 3,9 %. A menor dispersão dos resultados no núcleo, comparativamente à obtida nos maciços, é justificada pela utilização de argila na sua construção que é um material com características menos heterogêneas.

Quadro 3.13 – Resumo dos resultados obtidos com o forno micro-ondas.

Local do ensaio	Nº de pontos de ensaio	Nº total de ensaios	w (%)			s (%)	CV (%)
			Mín.	Máx.	Méd.		
Maciço de montante	11	11	13,6	18,0	15,3	1,4	8,9
Maciço de jusante	6	6	12,0	14,8	13,4	1,2	9,3
Núcleo	6	6	16,6	18,5	17,8	0,7	3,9

O Quadro 3.14 apresenta o resumo dos valores do teor em água obtidos a partir do gamadensímetro. São apresentados os valores mínimos, máximos, médios, os desvios padrão e os coeficientes de variação registados nos maciços e no núcleo da barragem. Verifica-se a existência de grande variação nos valores do teor em água, sendo o coeficiente de variação CV mais elevado nos maciços (CV próximo de 10 %), tal como se verifica com os resultados do micro-ondas. Assinala-se maior dispersão exibida pelos valores do núcleo, quando comparado com os resultados do micro-ondas.

Quadro 3.14 – Resumo dos resultados obtidos com o Gamadensímetro.

Local do ensaio	Nº de pontos de ensaio	Nº total de ensaios	w (%)			s (%)	CV (%)
			Mín.	Máx.	Méd.		
Maciço de montante	11	44	9,2	13,5	11,6	1,1	9,6
Maciço de jusante	6	24	10,3	14,3	12,6	1,6	10,3
Núcleo	6	24	13,5	16,7	14,5	1,2	8,1

Pela análise da Figura 3.13 verifica-se que os valores do teor em água obtidos a partir do micro-ondas são superiores aos obtidos a partir do gamadensímetro. Esta conclusão é corroborada pelos resultados obtidos num estudo realizado por Edil e Benson (2005), já referido na secção 2.5.2.

Na Figura 3.13 pode também observar-se três grupos distintos de resultados, os do núcleo e os de cada maciço. Os valores do teor em água registados pelo gamadensímetro no núcleo e no maciço de montante são os que apresentam, além de maior dispersão nos resultados, um maior afastamento em relação aos valores determinados pelo micro-ondas. Os resultados obtidos no maciço de jusante apresentam menor dispersão e menor afastamento relativamente aos valores obtidos a partir do micro-ondas. De notar que o maciço de jusante é compactado do lado seco, enquanto no maciço de montante e no núcleo a compactação é realizada do lado húmido. Estes resultados denotam por parte do equipamento gamadensímetro dificuldade em quantificar toda a água que possa existir no solo, pelo que a utilização deste equipamento no controlo da compactação fica comprometida nomeadamente na construção de barragens de aterro onde as camadas são compactadas do lado húmido ou constituídas por solos com presença significativa

de minerais de argila, que devido à sua estrutura apresentam tendencialmente valores mais elevados de teor em água.

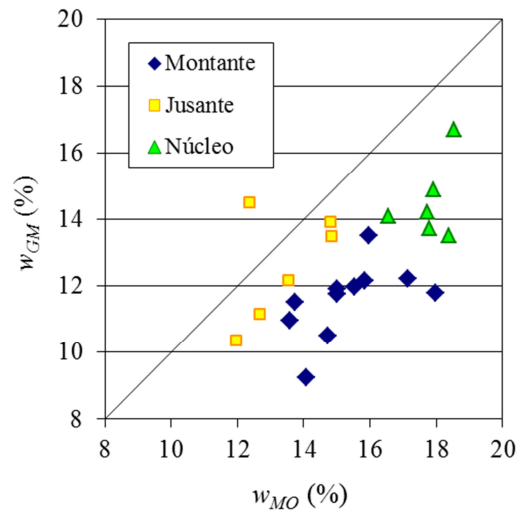


Figura 3.13 – Comparação entre os valores do teor em água obtidos a partir do gamadensímetro e do micro-ondas.

Os valores do teor em água determinados a partir do micro-ondas, por serem considerados mais realistas, foram os usados para estabelecer relações com os valores obtidos pelos ensaios de campo, nomeadamente *Geogauge*, *DIP* e *PDL*.

A Figura 3.14 mostra a relação entre o desvio do teor em água Δw e o grau de compactação GC pelo método de Hilf. A relação estabelecida mostra grande dispersão nos resultados especialmente no maciço de jusante. No entanto, pode verificar-se que no maciço de jusante existe uma tendência para que o grau de compactação diminua com o aumento do desvio do teor em água. A compactação no maciço de jusante é realizada do lado seco, existe menor quantidade de água a preencher os vazios o que dificulta a aproximação das partículas, não só pelo atrito entre elas, mas também devido à sucção presente no solo quando o teor em água é reduzido. A dificuldade na aproximação entre as partículas conduz a valores do peso volúmico seco *in situ* menores, pelo que, contrariamente à tendência dos resultados obtidos, os valores de GC deveriam diminuir com o maior afastamento do teor em água relativamente ao ótimo. No núcleo e no maciço de montante a constância dos valores de GC , entre 98,4 e 99,2 % e entre 98,5 e 99,7 %, respetivamente, impedem que sejam estabelecidas correlações. Aqui a compactação é realizada do lado húmido e os vazios do solo estão predominantemente preenchidos por água, pelo que o atrito e a sucção entre as partículas do solo são reduzidos, favorecendo a aproximação entre as partículas do solo e a obtenção de valores do seu peso volúmico seco mais constantes.

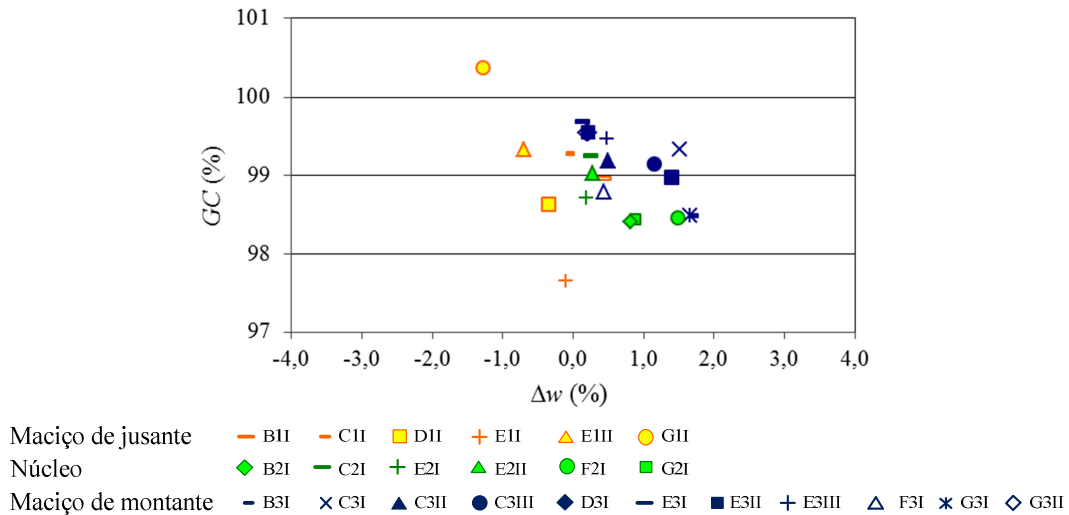


Figura 3.14 – Relação entre os valores do desvio do teor em água e o grau de compactação.

3.5.2.3 Determinação da rigidez k_{GG}

No Quadro 3.15 é apresentado o resumo dos resultados obtidos com o equipamento *geogauge*. São apresentados o número de pontos de ensaio e o número total de ensaios realizados. São também apresentados o valor médio mínimo, máximo e médio, o desvio padrão e o coeficiente de variação da rigidez, k_{GG} , em cada local de ensaio. Estes resultados indicam significativa variação nas medidas da rigidez calculadas, apresentando o coeficiente de variação valores entre 18,7%, no núcleo, e 31,3%, no maciço de montante. A dispersão dos resultados observada no núcleo não será devida a eventual deficiência no contacto entre o equipamento e a superfície do aterro, pois, como já referido, a realização destes foi precedida da regularização da superfície, rasoirando as irregularidades resultantes da passagem do equipamento de compactação. A maior dispersão nos resultados dos maciços, em especial no de montante, será devida à maior heterogeneidade dos materiais utilizados.

Quadro 3.15 – Resumo dos resultados obtidos com o *Geogauge*.

Local do ensaio	Nº de pontos de ensaio	Nº total de ensaios	k_{GG} (MN/m)			s (MN/m)	CV (%)
			Mín.	Máx.	Méd.		
Maciço de montante	11	44	35,43	92,55	62,20	19,47	31,3
Maciço de jusante	6	24	53,64	106,66	83,40	18,21	21,8
Núcleo	6	24	70,07	106,76	83,87	15,70	18,7

Com o objetivo de aumentar a área de contacto entre o equipamento e a superfície de ensaio, nos maciços de montante e jusante os ensaios foram também realizados interpondo uma camada de areia fina e húmida, cujos resultados são apresentados no Quadro 3.16. Os resultados obtidos

apresentam valores do coeficiente de variação próximos de 32%, aumentando a dispersão dos resultados sobretudo no maciço de jusante.

Quadro 3.16 – Resumo dos resultados obtidos com o *Geogauge*, com camada de areia.

Local do ensaio	Nº de pontos de ensaio	Nº total de ensaios	k_{GG} (MN/m)			s (MN/m)	CV (%)
			Mín.	Máx.	Méd.		
Maciço de montante	11	44	36,94	94,85	63,02	20,19	32,0
Maciço de jusante	6	24	48,42	122,22	93,20	29,09	31,2

A Figura 3.15 mostra a comparação entre os valores da rigidez obtidos a partir dos ensaios com interposição de uma camada de areia, k_{GG} c/areia, e os resultados obtidos sem a camada de areia, k_{GG} s/areia. No maciço de montante os valores obtidos pelos dois procedimentos alternativos são idênticos pelo que se conclui ser, no caso em estudo, a superfície de contacto suficientemente regular para manter um contacto adequado entre o solo e o equipamento, não influenciando os respetivos resultados. Sawangsuriya *et al.* (2002), num estudo referido na secção 2.5.2, chegaram a conclusões idênticas quando determinaram a rigidez K_{GG} de agregados britados compactados. No maciço de jusante, em alguns pontos de ensaio, a colocação da camada de areia contribuiu para melhorar o contacto entre o equipamento e o terreno, atingindo a rigidez valores superiores. Pelos resultados obtidos, pode concluir-se que a colocação da camada de areia não garante melhoria nos resultados obtidos, podendo o contacto entre o equipamento e a superfície do terreno ser garantido pela pressão e rotação que é exercida no momento do seu posicionamento no local de ensaio. A eliminação da camada de areia permite aligeirar o procedimento de ensaio.

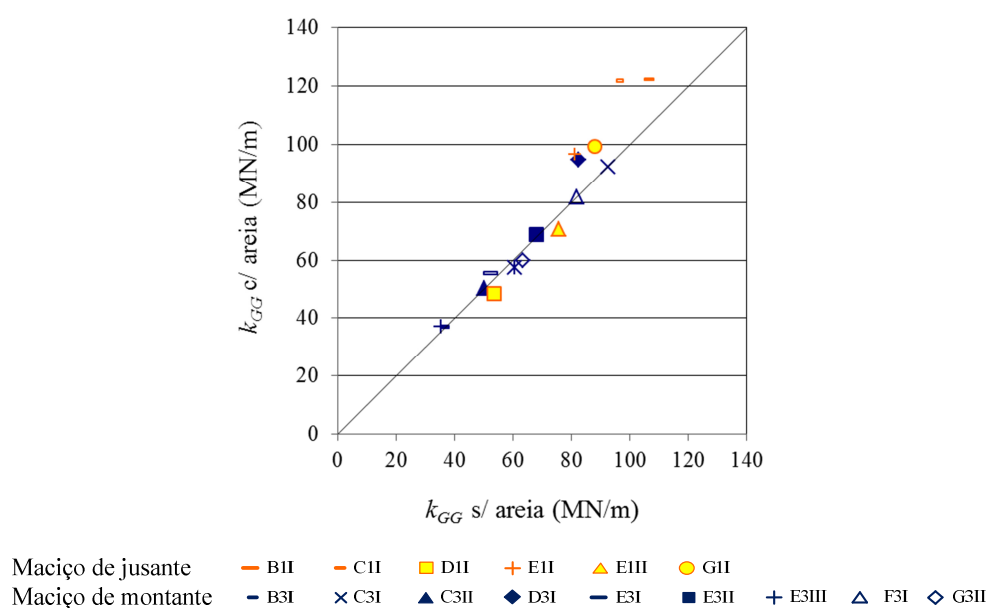


Figura 3.15 – Comparação entre os valores de k_{GG} , com e sem interposição da camada de areia.

Para analisar a fiabilidade da aplicação do *geogauge* na avaliação das características da compactação, foi estabelecida relação entre a rigidez k_{GG} e o teor em água determinados nos diferentes pontos de ensaio nos maciços de jusante e montante e no núcleo (Figura 3.16). A Figura 3.16 a) apresenta uma relação linear entre a rigidez do solo k_{GG} e o teor em água w_{MO} para os valores determinados no maciço de jusante. Esta relação mostra que o teor em água diminui com o aumento da rigidez. No maciço de jusante a compactação é realizada do lado seco, onde o teor em água mais reduzido contribui para o aumento da sucção e consequentemente da rigidez do solo.

No maciço de montante (Figura 3.16 b)) e no núcleo (Figura 3.16 c)) a relação entre a rigidez do solo k_{GG} e o teor em água w_{MO} apresenta grande dispersão, pelo que não é possível estabelecer uma relação entre estes parâmetros. Este facto pode ser explicado pela circunstância do solo ter sido compactado do lado húmido. Alguns estudos (Abu-Farsakh *et al.*, 2003; Cowell *et al.*, 2012) referem que os valores de rigidez medidos pelo *geogauge* apresentam grande sensibilidade à variação do teor em água.

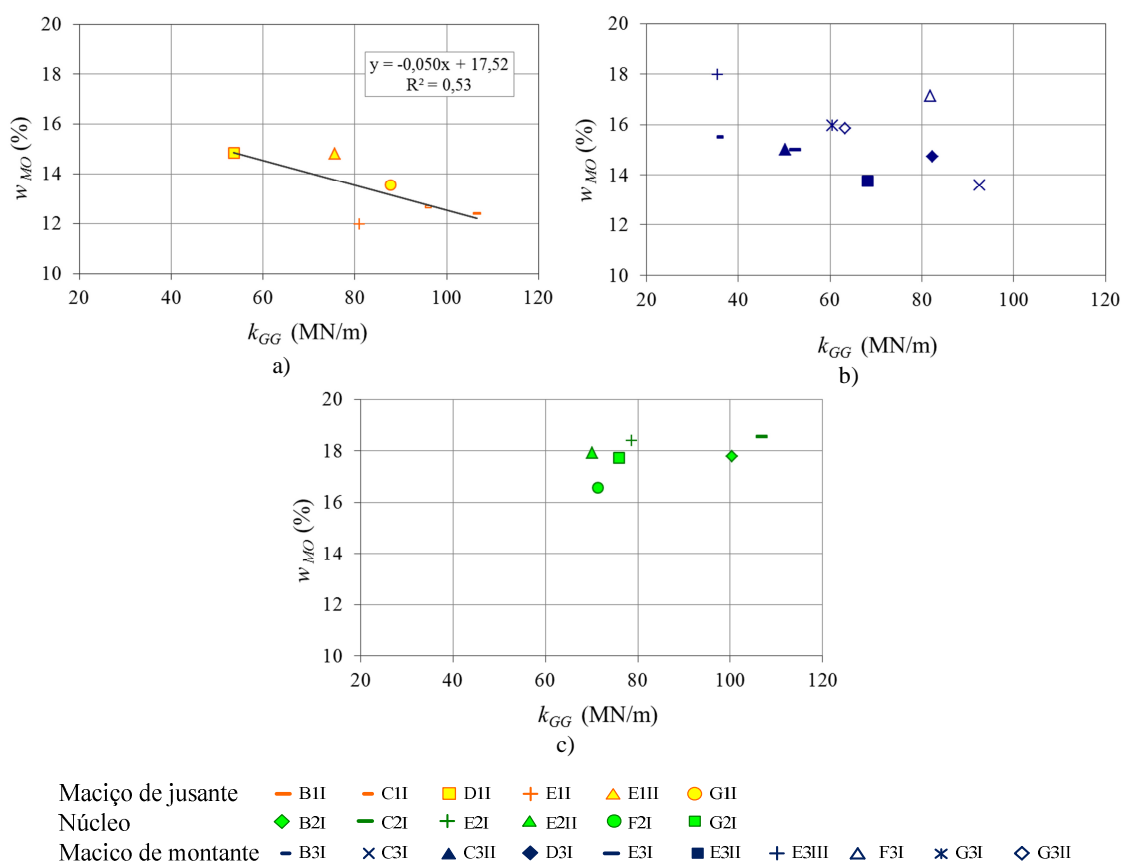


Figura 3.16 – Relação entre a rigidez k_{GG} e o teor em água w_{MO} : a) maciço de jusante; b) maciço de montante; e c) núcleo.

Estes resultados mostram que o *geogauge* não deve ser aplicado no controlo da compactação quando o solo é compactado do lado húmido, ficando o uso deste equipamento no controlo da

compactação em barragens limitado, uma vez que o maciço de montante e o núcleo são compactados do lado húmido em relação ao ensaio Proctor normal.

Em face destes resultados, a utilização do *geogauge* ficará, restrita à avaliação das características da compactação em vias de comunicação, onde as camadas de aterro são compactadas normalmente do lado seco.

A Figura 3.17 mostra a relação entre os valores da rigidez do solo k_{GG} e o peso volúmico seco γ_{dGA} determinados nos maciços de jusante e montante e no núcleo. No maciço de jusante e no núcleo os valores do peso volúmico seco são aproximadamente constantes, no maciço de montante a gama de variação de valores do peso volúmico seco é superior apresentando também maior dispersão, não se verificando por isso qualquer tendência entre estes parâmetros.

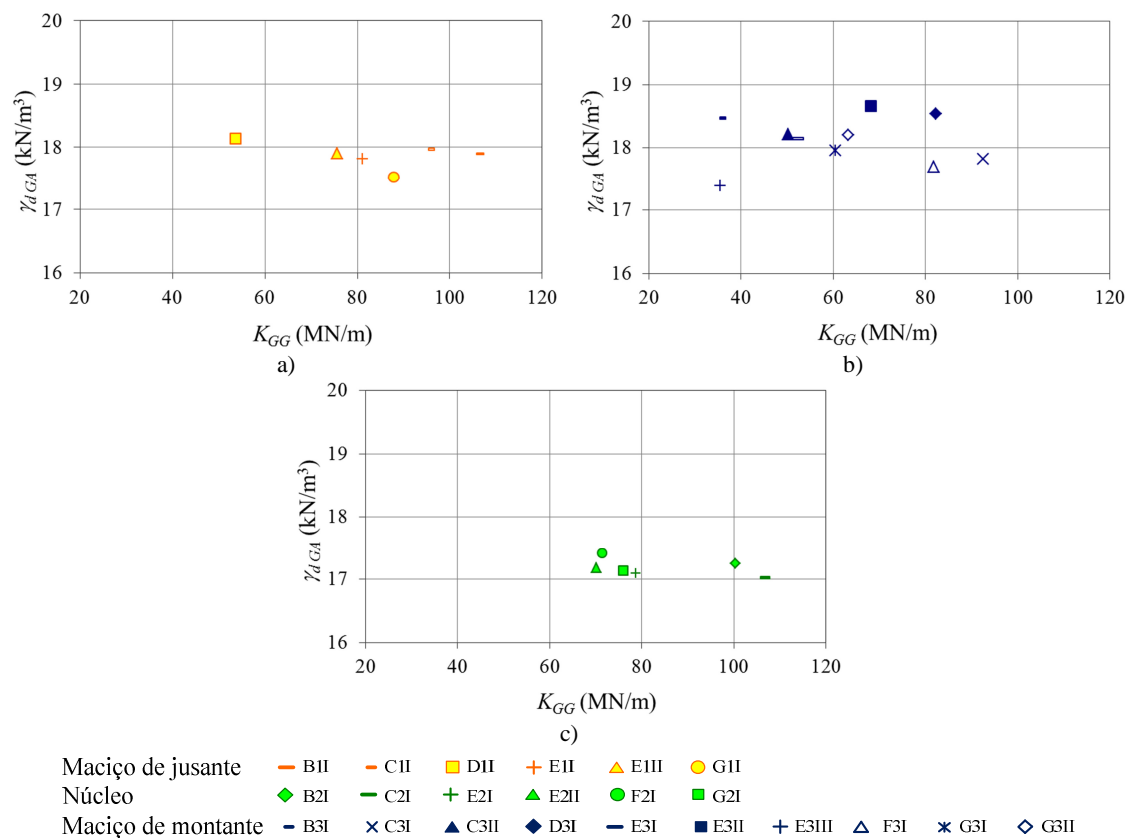


Figura 3.17 – Relação entre a rigidez, k_{GG} , e o peso volúmico seco, γ_{dGA} : a) maciço de jusante; b) maciço de montante; e c) núcleo.

A Figura 3.18 apresenta a relação entre a rigidez do solo k_{GG} e o grau de compactação GC determinado por aplicação do método de Hilf. Na análise dos gráficos da figura observa-se que os valores de k_{GG} variam entre 35 e 108 MN/m enquanto os valores de GC são muito semelhantes (97,6 a 100,4%). Esta semelhança entre os valores de GC corresponde à realizada da compactação das camadas de aterro de forma adequada, observando-se, por isso, valores de GC superiores a 95%, que corresponde ao valor mínimo exigido no caderno de encargos. Nos

maciços esta relação mostra grande dispersão nos resultados não se verificando uma tendência entre estes parâmetros. No núcleo os valores de GC apresentam uma gama de variação muito restrita, entre 98,4 e 99,2 %, não permitindo correlação entre os parâmetros.

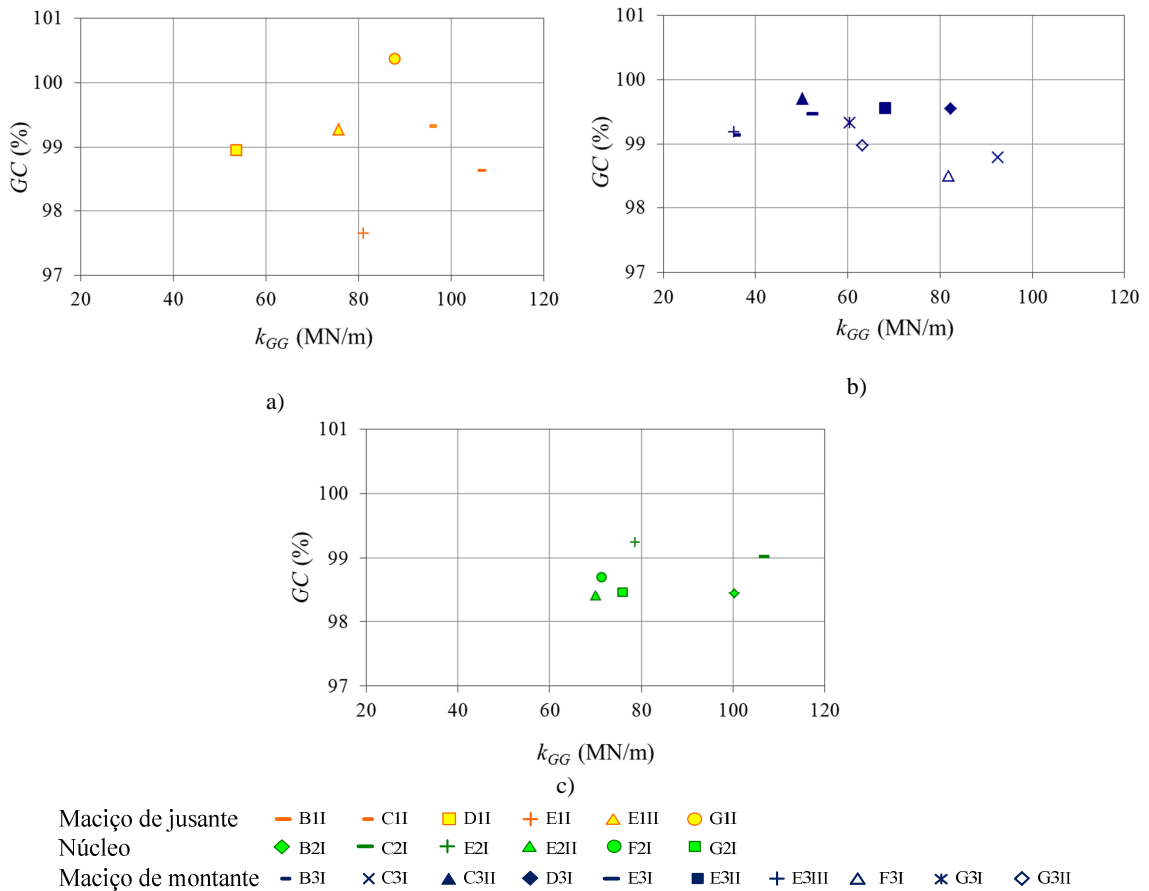


Figura 3.18 – Relação entre a rigidez k_{GG} e o grau de compactação GC : a) maciço de jusante; b) maciço de montante; e c) núcleo.

3.5.2.4 Defletómetro de Impacto Portátil

Como foi referido na secção 3.4.2, em cada ponto foram realizadas entre 6 a 10 leituras, embora não tenha sido observada variação significativa das leituras, foram desprezadas as duas primeiras, por se considerar que a primeira queda da massa contribui para o ajuste entre o equipamento e a superfície do terreno, sendo os valores de \bar{E}_{DIP} calculados a partir das leituras subsequentes. A Figura 3.19 ilustra, a título de exemplo, a dependência da amplitude da função de transferência medida relativamente à repetição da leitura, onde a maior variação dos resultados foi cerca de 15% em M. Dir.

No Quadro 3.17 é apresentado o resumo dos valores da amplitude da função de transferência \bar{E}_{DIP} resultantes dos valores de deslocamento registados, não só pelo geofone central, mas também pelos geofones adicionais. São apresentados o valor mínimo, máximo e médio, o

desvio padrão e o coeficiente de variação calculados para a amplitude da função de transferência obtida a partir de cada um dos geofones. Os valores de \bar{E}_{DIP0} , \bar{E}_{DIP1} e \bar{E}_{DIP2} correspondem à amplitude da função de transferência determinada com base na leitura dos geofones instalados no centro, a 300 e a 600 mm da placa de carga, respectivamente.

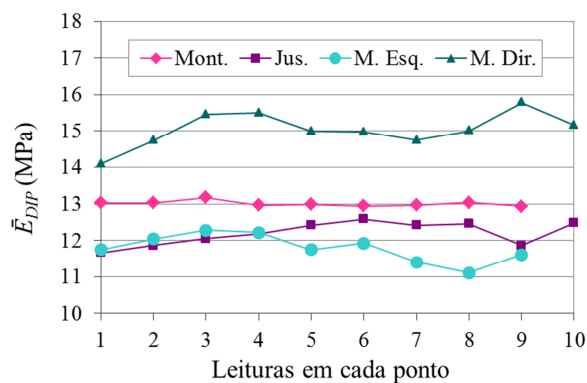


Figura 3.19 – Efeito na amplitude da função de transferência produzido por múltiplas leituras efetuadas no mesmo ponto (G3I - maciço de montante).

Verifica-se que \bar{E}_{DIP0} , correspondente à leitura efetuada pelo geofone instalado no centro da placa, apresenta o menor valor, como seria de esperar, pois os deslocamentos no terreno sob a placa de carga são superiores aos registados pelos geofones localizados a maior distância do ponto de impacto. Nos maciços, os resultados mostram que a amplitude da função de transferência aumenta à medida que também aumenta a distância entre o geofone e o centro da placa de carga. As amplitudes da função de transferência \bar{E}_{DIP1} e \bar{E}_{DIP2} apresentam, no núcleo, valores com a mesma ordem de grandeza, correspondendo as leituras a profundidades diferentes, o que significa a existência de um meio homogêneo.

Os valores da amplitude da função de transferência apresentam, tanto nos maciços como no núcleo, grande dispersão, registando-se os maiores valores do coeficiente de variação nos geofones periféricos. Perante os valores registados no geofone central, apenas os resultados no núcleo e no maciço de jusante parecem ser válidos, nos quais o coeficiente de variação é inferior a 20%. Os valores do coeficiente de variação no maciço de jusante e no núcleo diminuem de \bar{E}_{DIP1} para \bar{E}_{DIP2} , o que corresponde a menor dispersão dos valores da amplitude da função de transferência calculados com base na deformação lida pelo geofone mais afastado da placa de carga. O cálculo da amplitude da função de transferência através dos valores de deformação registada pelo geofone periférico mobiliza maior volume de terreno, pelo que, a diminuição da dispersão significa que a maior profundidade o terreno estará mais homogêneo.

No caso das barragens de aterro com camadas homogêneas seria de esperar que a amplitude da função de transferência não sofresse variações significativas para as diferentes distâncias dos geofones.

Quadro 3.17 – Resumo dos resultados obtidos com o DIP a partir dos geofones adicionais

Local do ensaio	Nº de pontos de ensaio	Nº total de ensaios	\bar{E}_{DIP} (Mpa)			s (MPa)	CV (%)	
			Mín.	Máx.	Méd.			
Maciço de Montante	6	24	\bar{E}_{DIP0}	9,7	36,4	17,9	7,0	39,3
			\bar{E}_{DIP1}	14,9	57,3	31,2	16,4	52,5
			\bar{E}_{DIP2}	28,8	153,7	73,4	46,9	63,9
Maciço de Jusante	6	24	\bar{E}_{DIP0}	19,4	43,4	34,3	5,4	15,6
			\bar{E}_{DIP1}	42,1	87,1	58,1	16,7	28,7
			\bar{E}_{DIP2}	74,9	102,0	91,8	11,7	12,7
Núcleo	6	24	\bar{E}_{DIP0}	23,3	53,9	31,3	4,7	14,9
			\bar{E}_{DIP1}	28,7	127,0	65,8	35,7	54,2
			\bar{E}_{DIP2}	39,6	82,6	63,7	18,5	29,1

As Figura 3.20 a Figura 3.22 mostram os valores da amplitude da função de transferência, calculados a partir do deslocamento registrado pelos diferentes geofones, em cada local de ensaio, nos maciços de montante, jusante e núcleo, respetivamente. Pela análise dos gráficos pode verificar-se que as amplitudes da função de transferência \bar{E}_{DIP1} e \bar{E}_{DIP2} apresentam valores, em geral, superiores ao \bar{E}_{DIP0} , como referido, os deslocamentos no terreno sob a placa de carga são superiores aos registados pelos geofones localizados a maior distância do ponto de impacto. Pode ainda verificar-se que \bar{E}_{DIP0} apresenta em geral, entre os diferentes locais de ensaio, menor dispersão dos valores. Este aspeto é justificado por o volume de terreno mobilizado no cálculo de \bar{E}_{DIP0} ser inferior ao volume de terreno mobilizado para o cálculo de \bar{E}_{DIP1} e \bar{E}_{DIP2} . Maior volume corresponde a maior heterogeneidade do terreno que se reflete em maior dispersão da amplitude da função de transferência.

No maciço de montante, a amplitude da função de transferência \bar{E}_{DIP1} , embora com valores superiores a \bar{E}_{DIP0} , são mais próximos destes do que dos valores de \bar{E}_{DIP2} (Figura 3.20).

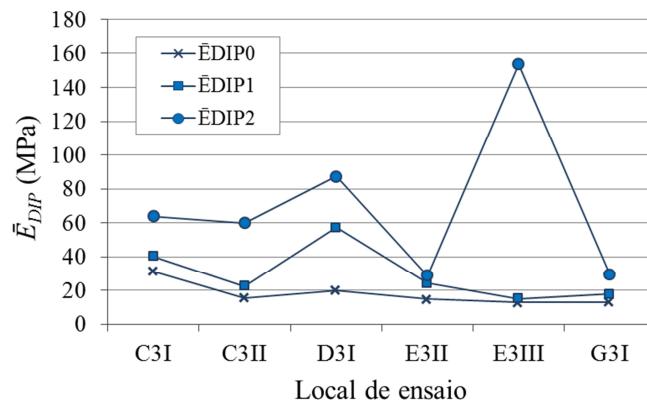


Figura 3.20 – Valores da amplitude da função de transferência, obtidos pelos diferentes geofones, no maciço de montante.

No maciço de jusante, verifica-se um aumento progressivo da amplitude da função de transferência com a distância ao centro da placa de carga, aumentando também o contraste entre os resultados obtidos com cada geofone (Figura 3.21).

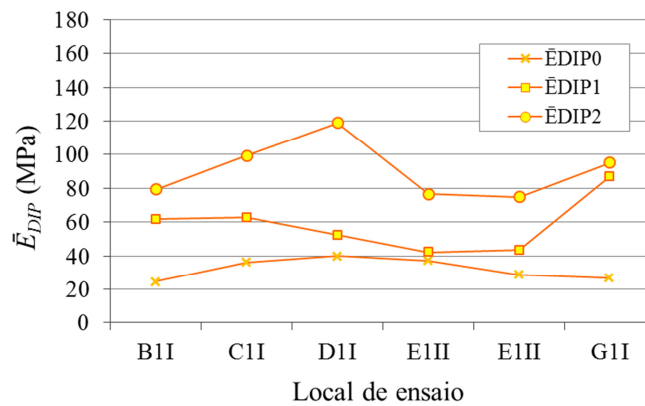


Figura 3.21 – Valores da amplitude da função de transferência, obtidos pelos diferentes geofones, no maciço de jusante.

No núcleo central \bar{E}_{DIP1} e \bar{E}_{DIP2} apresentam valores muito próximos e superiores aos registados no centro da placa (Figura 3.22). Verifica-se ainda uma variação um pouco menos acentuada nos valores da amplitude da função de transferência calculados a partir dos registos feitos pelo geofone localizado a 300 mm da placa de carga, dada a natureza argilosa do solo no núcleo da barragem é utilizado para compactação um cilindro do tipo pés de carneiro, onde o adensamento do material se processa da base da camada para o topo. Assim, no início da compactação o cilindro “crava” os pés no material a compactar pressionando-o e compactando-o. Com o prosseguir da compactação o material que se encontra a maior profundidade, por se encontrar compactado, não permite a cravação dos pés do cilindro, obrigando a que este suba. Deste modo, verifica-se que o topo de cada camada só é compactado quando se procede à compactação da camada seguinte, levando a que quando se realiza o ensaio com o *DIP* a deformação obtida no geofone central seja bastante superior à registada nos outros geofones, levando também a um valor da amplitude da função de transferência \bar{E}_{DIP0} inferior a \bar{E}_{DIP1} e \bar{E}_{DIP2} . O volume de terreno mobilizado para o cálculo de \bar{E}_{DIP0} é menor e corresponde ao topo da camada por compactar, ao passo que o volume de terreno interessado no cálculo de \bar{E}_{DIP1} e \bar{E}_{DIP2} é superior atingindo a base da camada já compactada. Deste modo, o valor de referência para o controlo de compactação deverá ser o referente a \bar{E}_{DIP1} e ou \bar{E}_{DIP2} .

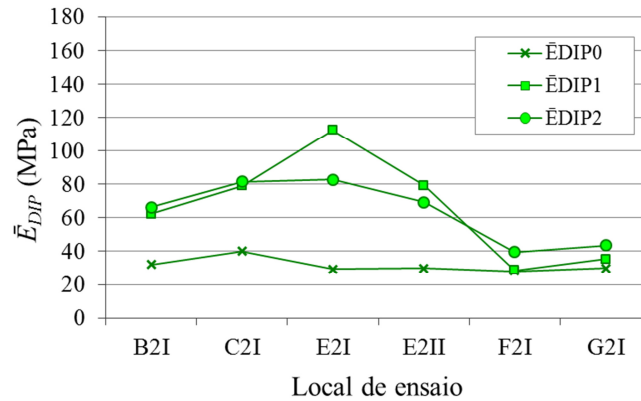


Figura 3.22 – Valores da amplitude da função de transferência, obtidos pelos diferentes geofones, no núcleo.

Para avaliar o desempenho do *DIP* no controlo da compactação de camadas de aterro foram estabelecidas relações entre a amplitude da função de transferência \bar{E}_{DIP} determinada *in situ*, e o teor em água w_{MO} para os valores calculados nos maciços de montante e jusante e no núcleo (Figura 3.23).

A Figura 3.23 a) apresenta a relação entre \bar{E}_{DIP0} e o teor em água w_{MO} para os valores determinados nos maciços de montante e jusante, constituídos por areias siltosas. Há uma tendência de diminuição do teor em água com o aumento de \bar{E}_{DIP0} . O ajustamento logarítmico foi o que melhor traduziu essa reação, tendo-se obtido, no entanto, um coeficiente de determinação baixo ($R^2=0,60$). A Figura 3.23 a) mostra também que os valores de \bar{E}_{DIP0} são superiores para teores em água correspondentes ao lado seco da compactação, a menor quantidade de água no solo favorece o aumento da sucção, o que contribui para uma maior rigidez do solo. No estudo desenvolvido em laboratório por Steinert *et al.* (2005), foi verificada a influência do teor em água nos valores da amplitude da função de transferência determinados com o equipamento *DIP* em materiais granulares. Nos resultados obtidos por estes autores, que corroboram os obtidos neste estudo, verificou-se a diminuição da amplitude da função de transferência com o aumento do teor em água.

A Figura 3.23 b) apresenta a relação entre os valores de \bar{E}_{DIP2} e do teor em água w_{MO} determinados no núcleo da barragem, constituído por material argiloso. O ajustamento linear foi o que melhor expressou essa relação embora com um coeficiente de determinação baixo e igual a 0,76. Contrariamente ao esperado verifica-se uma tendência para um aumento do teor em água com \bar{E}_{DIP2} . No entanto, como a variação do teor em água é pouco significativa, entre 16,5 e 18,5 %, seria necessário realizar maior número de ensaios para verificar esta tendência, pois contraria o resultado expectável de os valores da amplitude da função de transferência mais elevados corresponderem a valores mais baixos do teor em água.

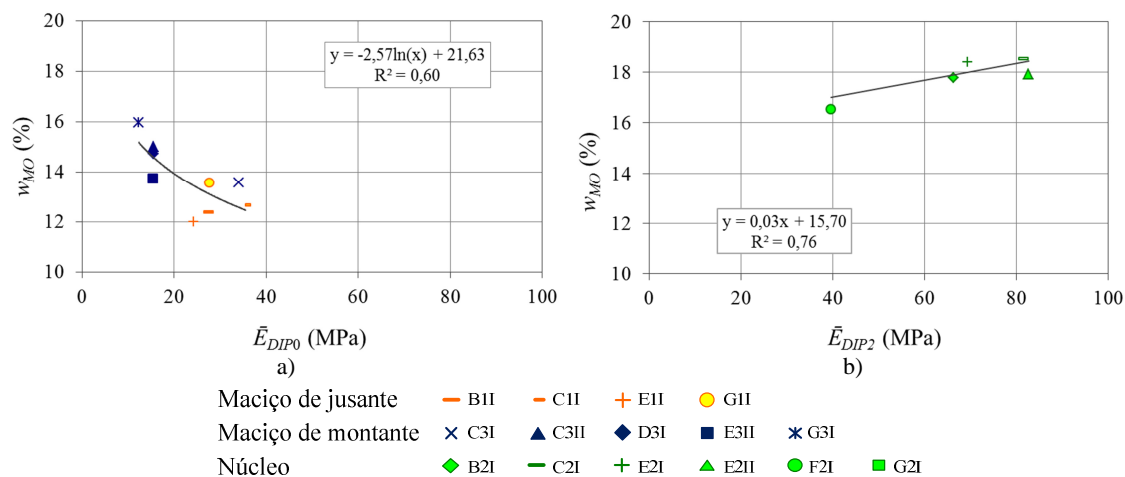


Figura 3.23 – Variação da amplitude da função de transferência E_{DIP0} com o teor em água w_{MO} :
a) maciços de montante e jusante; b) núcleo.

Com o objetivo de avaliar o desempenho do *DIP* no controlo da compactação de camadas de aterro, foram estabelecidas relações entre a amplitude da função de transferência \bar{E}_{DIP} e o peso volúmico $\gamma_{d GA}$ determinados *in situ*, para os valores calculados nos maciços de montante e jusante e no núcleo. Foram também comparados a amplitude da função de transferência \bar{E}_{DIP} determinada *in situ*, e os desvios do teor em água Δw_{MO} para os valores calculados nos maciços de montante e jusante e no núcleo central. A Figura 3.24 mostra a relação entre o desvio do teor em água em relação ao ótimo Δw_{MO} com a amplitude da função de transferência \bar{E}_{DIP} . A análise da Figura 3.24 a) mostra não existir relação entre estes parâmetros. Os valores de E_{DIP0} apresentam uma variação entre 12 e 35 MPa para os desvios do teor em água entre -1,3 e +1,5 %, correspondendo, em geral os valores mais elevados da amplitude da função de transferência à compactação realizada do lado seco e os valores mais baixos à compactação realizada do lado húmido. Esta tendência é devida ao facto de na compactação realizada do lado seco a menor quantidade de água no solo aumenta o atrito entre as partículas e a sucção, tornando o solo menos deformável. O ajustamento linear foi utilizado para expressar essa relação. No entanto, o ajustamento obtido não tem significado pois foi obtido um coeficiente de determinação muito baixo e igual a 0,34. Na Figura 3.24 b) os valores de \bar{E}_{DIP2} , com exceção do ponto G2I, apresentam tendência idêntica à obtida nos maciços, ou seja, diminuem com o aumento do desvio do teor em água. No solo compactado do lado húmido existe maior quantidade de água que favorece a diminuição da sucção, contribuindo para que o solo seja mais deformável. O ajustamento linear, excluindo o ponto G2I por se considerar espúrio, apresenta um coeficiente de determinação de 0,98.

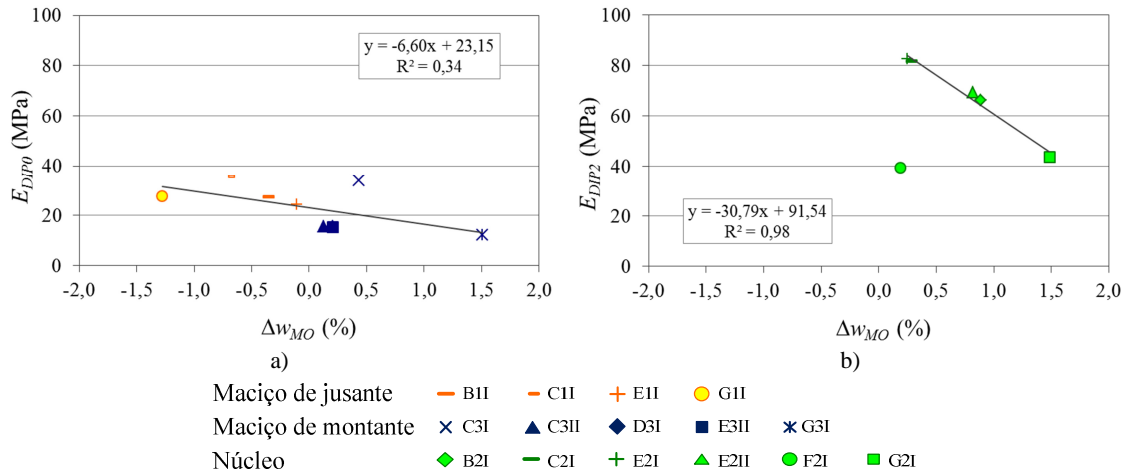


Figura 3.24 – Relação entre a amplitude da função de transferência E_{DIP} e o desvio do teor em água Δw_{MO} : a) maciços de montante e jusante; b) núcleo.

A Figura 3.25 apresenta a relação entre \bar{E}_{DIP} e γ_{dGA} , nos materiais analisados na qual se verifica existir grande dispersão nos resultados. A Figura 3.25 a) mostra que no maciço de montante os valores de \bar{E}_{DIP0} tendem a aumentar com o peso volúmico. Esta tendência é justificada por o solo num estado mais denso ser menos deformável. No maciço de jusante os valores de \bar{E}_{DIP0} variam entre 25 e 35 MPa, enquanto o peso volúmico seco permanece praticamente constante (cerca de 18 kN/m³). Também no núcleo os valores do peso volúmico seco são constantes (cerca de 17,5 kN/m³) para uma variação de \bar{E}_{DIP2} entre 40 e 82 MPa (Figura 3.25 b)). A análise dos resultados obtidos no maciço de jusante e no núcleo sugerem baixa sensibilidade do peso volúmico seco a variações da amplitude da função de transferência.

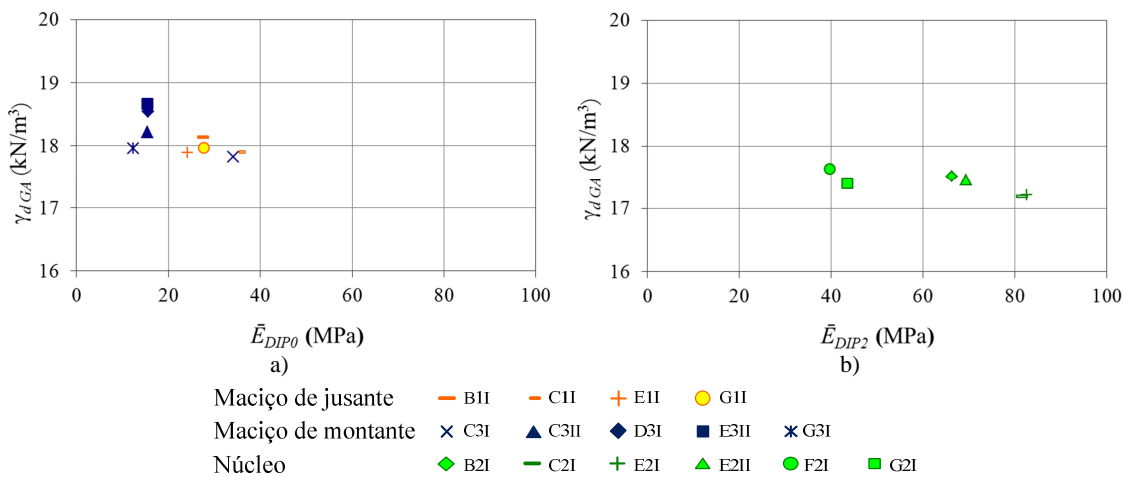


Figura 3.25 – Relação entre a amplitude da função de transferência E_{DIP} e o peso volúmico seco γ_{dGA} : a) maciços de montante e jusante; b) núcleo.

A Figura 3.26 mostra a relação entre os valores da amplitude da função de transferência \bar{E}_{DIP} e do grau de compactação, GC , determinados pelo método de Hilf. Esta relação mostra não existir qualquer tendência entre estes parâmetros para os materiais aplicados, tanto nos maciços como

no núcleo, respetivamente na Figura 3.26 a) e b). A análise das figuras mostra que os valores de \bar{E}_{DIP0} variam entre 12 e 35 MPa nos maciços e \bar{E}_{DIP2} varia entre 40 e 82,5 MPa no núcleo, enquanto GC tem valores constantes entre 98,4 e 99,7 %.

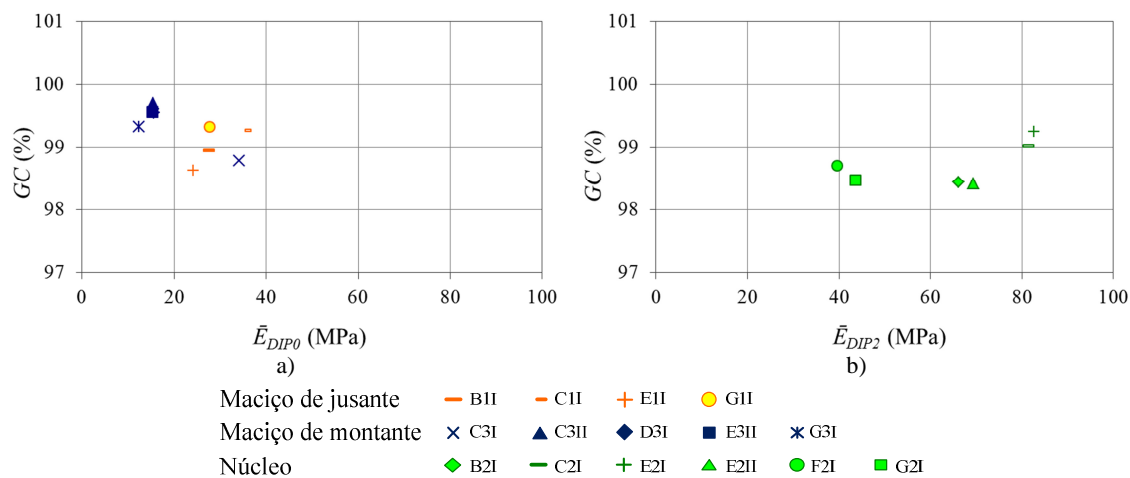


Figura 3.26 – Relação entre a amplitude da função de transferência \bar{E}_{DIP} e o grau de compactação, GC : a) maciços de montante e jusante; b) núcleo.

3.5.2.5 Penetrómetro Dinâmico

Nesta secção são apresentados os resultados obtidos com os dois equipamentos do tipo penetrómetro dinâmico ligeiro: penetrómetro dinâmico ligeiro (PDL) e penetrómetro dinâmico ligeiro adaptado pelo LNEC (PDL_L). Como referido na secção 3.4.3, na realização dos ensaios com o PDL foram aplicadas duas metodologias distintas na obtenção dos resultados: a da norma ASTM D6951 – 03 e da norma EN ISO 22476. Com o equipamento PDL_L , os ensaios foram realizados aplicando a metodologia da norma EN ISO 22476.

De acordo com a norma ASTM D6951 – 03, o ensaio foi realizado medindo a distância de penetração para um dado número de pancadas (1, 5 ou 10 pancadas). O índice de penetração, P_{Ni} , foi determinado pela expressão (2.8). O valor médio do P_N foi calculado por dois métodos: média aritmética e média ponderada, expressões (2.9) e (2.10), respetivamente, para seleção da forma de cálculo mais adequada, com base na qualidade da relação com os parâmetros de controlo da compactação.

Aplicando a norma EN ISO 22476, foi registado o número de pancadas para uma distância de penetração de 10 cm. O índice de penetração para a distância de penetração de 10 cm, P_{Ni} , foi também determinado pela expressão (2.8). O valor médio de P_N pode ser calculado indiferentemente pelas duas expressões, (2.9) ou (2.10), uma vez que fixando a distância de penetração, as equações tornam-se idênticas.

De modo a distinguir os valores de P_N foi adotada uma notação diferente para cada um dos diferentes modos de cálculo. Assim, aplicando a norma ASTM D6951 – 03 foi atribuída a designação de $P_{N\ art}$ ou $P_{N\ pnd}$ no caso de ter sido determinada a média aritmética ou ponderada, respetivamente. No caso da Norma EN ISO 22476 foi atribuída a designação P_{N10} .

A Figura 3.27 mostra a comparação entre o índice de penetração PDL determinado com base na norma ASTM e na norma EN. Na Figura 3.27 a) é feita a comparação entre P_{N10} e $P_{N\ art}$ e na Figura 3.27 b) entre P_{N10} e $P_{N\ pnd}$. A análise das duas figuras mostra existir uma boa relação entre os parâmetros. No entanto, a relação entre P_{N10} e $P_{N\ pnd}$ apresenta uma melhor correlação entre os índices de penetração, sendo o seu coeficiente de determinação R^2 igual a 0,97. Deste modo, optou-se por apresentar os resultados dos valores médios do índice de penetração P_{N10} . Foi também esta a metodologia seguida na obtenção dos resultados com o PDL_L , facilitando assim a comparação dos resultados obtidos com os dois equipamentos.

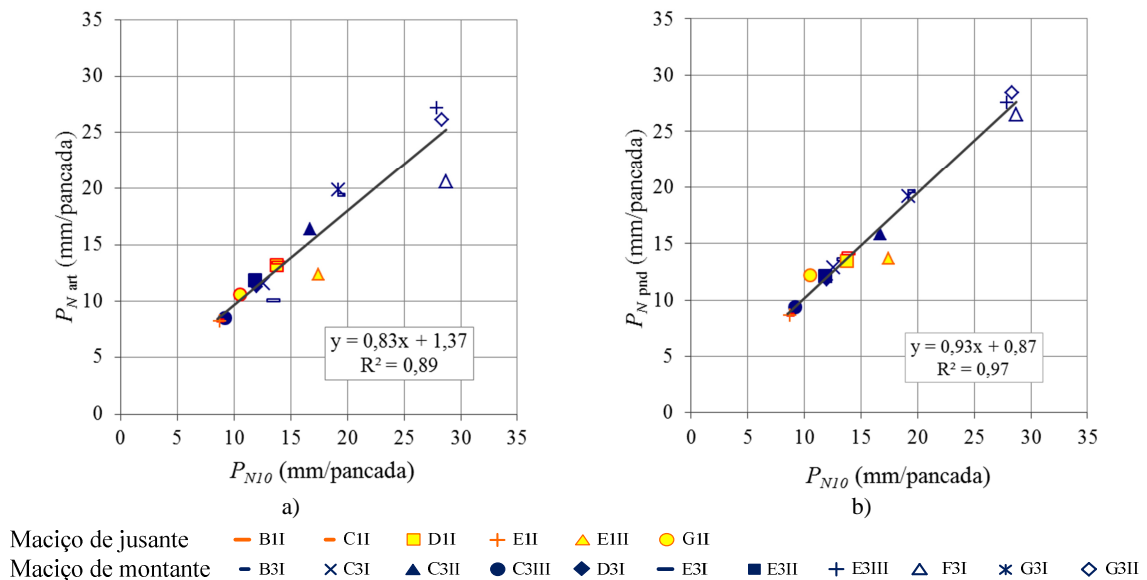
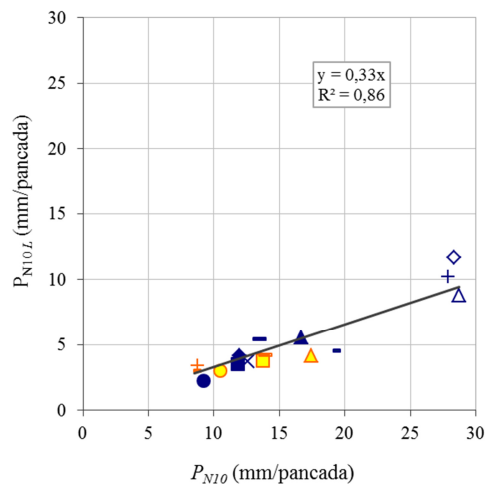


Figura 3.27 – Comparação entre o índice de penetração PDL determinado pela norma ASTM D6951 – 03 e pela norma EN ISO 22476: a) P_{N10} e $P_{N\ art}$; b) P_{N10} e $P_{N\ pnd}$.

A Figura 3.28 mostra a comparação entre os valores do índice de penetração determinados pelo PDL e pelo PDL_L . Os valores obtidos para P_{N10} são superiores aos P_{N10L} , sendo estes cerca de um terço de P_{N10} . Esta proporção é semelhante à existente entre as massas aplicadas por cada um dos equipamentos (10 e 2,650 kg para o PDL e para o PDL_L , respetivamente). A correlação obtida é linear e o coeficiente de determinação R^2 igual a 0,87. Apesar da correlação obtida ser bastante razoável, existe, em alguns pontos, uma pequena dispersão. Esta dispersão pode dever-se a dois fatores. Os ensaios são pontuais, embora realizados com grande proximidade não é possível fazê-los exatamente no mesmo ponto. Os equipamentos, por possuírem uma massa de queda diferente, apresentam para o mesmo terreno uma sensibilidade diferente.



Maciço de jusante — BII — CII ■ DII + EII ▲ EIII ● GII
 Maciço de montante — B3I × C3I ▲ C3II ● C3III ◆ D3I — E3I ■ E3II + E3III ▲ F3I * G3I ◇ G3II

Figura 3.28 – Comparação entre os valores do índice de penetração determinados pelo *PDL* e pelo *PDL_L*.

Penetrômetro Dinâmico Ligeiro

No Quadro 3.18 é apresentado o resumo dos resultados obtidos com o PDL nos maciços de montante e jusante de acordo com a norma EN ISO 22476, ou seja, P_{N10} determinado pela relação entre o número de pancadas do pilão necessário para registrar uma penetração de 10 cm. No núcleo não foram realizados ensaios com o equipamento PDL porque o ensaio consiste na queda de uma massa de 10 kg que implicaria, no terreno argiloso, valores do índice de penetração P_N muito elevados, que para a profundidade que se pretende atingir com a realização do ensaio (40 cm) não teria qualquer significado. No Quadro 3.18 são indicados o número de ensaios realizados em cada ponto e o número total de ensaios. São ainda apresentados os números mínimo e máximo de pancadas, para atingir a profundidade de 40 cm e os valores mínimo e máximo do índice de penetração, P_N , registados em cada um dos maciços.

No maciço de montante para ser atingida a profundidade de 40 cm foi registado um número mínimo de 16 pancadas e um número máximo de 48 pancadas correspondendo-lhe valores do índice de penetração entre 7,8 e 33,3 mm/pancada. Os valores homólogos para o maciço de jusante são 30 e 50 pancadas e 7,1 e 16,3 mm/pancada.

Quadro 3.18 – Resumo dos resultados obtidos com o *PDL*.

Local do ensaio	Nº de pontos de ensaio	Nº total de ensaios	Nº de Pancadas a 400 mm de profundidade		P_{N10} (mm/pancada)	
			Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Maciço de Montante	11	26	16	48	7,8	33,3
Maciço de Jusante	6	12	30	50	7,1	16,3

Os resultados do ensaio podem também ser representados graficamente, como mostra o exemplo da Figura 3.29, registrando o número de pancadas em função da profundidade (Figura 3.29 a)) ou o índice de penetração em função da profundidade (Figura 3.29 b)). A representação gráfica dos resultados permite observar com maior clareza a progressão do equipamento no interior da camada, pondo em evidência locais com compactação algo deficiente. A análise da Figura 3.29 a) mostra que o número acumulado de pancadas progride de forma linear resultando, por isso, em valores de P_{N10} aproximadamente constantes ao longo da profundidade da camada de ensaio (Figura 3.29 b)).

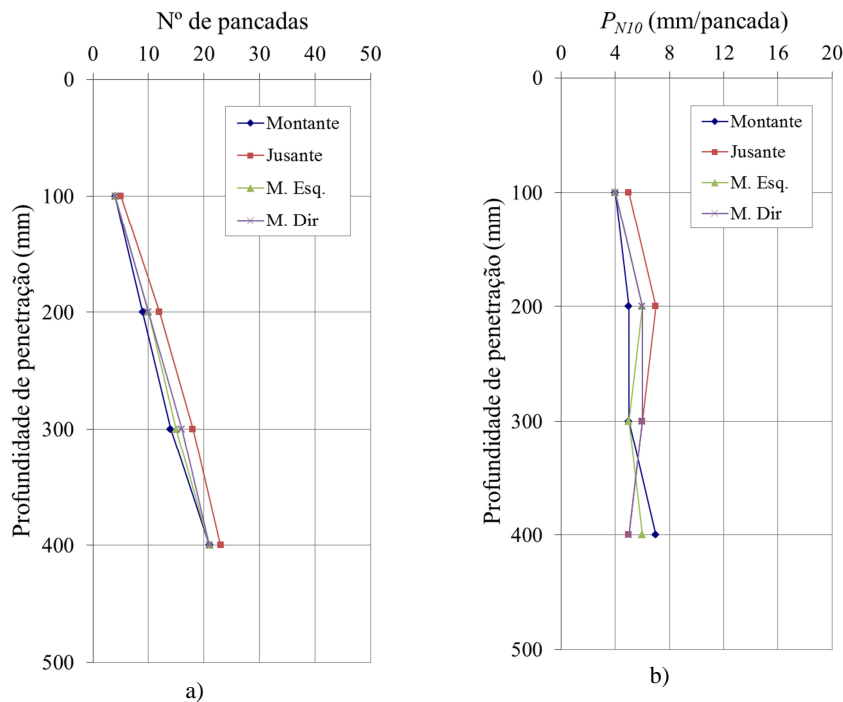


Figura 3.29 – Representação gráfica dos resultados do ensaio com o PDL, exemplo da série de ensaio do maciço de montante B3I: a) Número de pancadas em função da profundidade; b) Índice de penetração em função da profundidade.

A avaliação do desempenho do PDL na caracterização da compactação de camadas de aterro foi efetuada através do estabelecimento de relações entre os valores médios do índice de penetração P_{N10} e os parâmetros tradicionais de controlo da compactação: teor em água, desvio do teor em água, peso volúmico seco e grau de compactação.

É seguidamente avaliada a influência do teor em água nos resultados dos ensaios com o penetrómetro dinâmico ligeiro. O teor em água foi determinado através da secagem, em forno micro-ondas, de uma amostra de solo recolhida durante a realização do ensaio com a garrafa de areia, ou seja, a uma profundidade até 30 cm. Deste modo, foi determinado o valor médio do índice de penetração P_{N10} para as profundidades de 10, 20, 30 e 40 cm, tendo sido estabelecida a comparação com teor em água, para cada uma dessas profundidades.

A Figura 3.30 mostra a relação entre os valores médios do índice de penetração e o teor em água. Os valores médios do índice de penetração determinados para a profundidade de 10, 20, 30 e 40 cm, e estão representados na Figura 3.30 a), b), c) e d), respectivamente. A análise das figuras indica a existência de uma boa correlação linear entre os valores médios do índice de penetração e o teor em água, apresentando para as profundidades estudadas valores idênticos do coeficiente de determinação R^2 (entre 0,81 e 0,86). Na relação entre P_{N10} e w_{MO} as zonas não são distinguíveis em função do tipo de material. A análise da Figura 3.30 mostra o aumento do teor em água com P_{N10} , podendo concluir-se que o aumento do teor em água diminui o atrito entre as partículas e a sucção, que se traduz no material em perda de resistência à penetração.

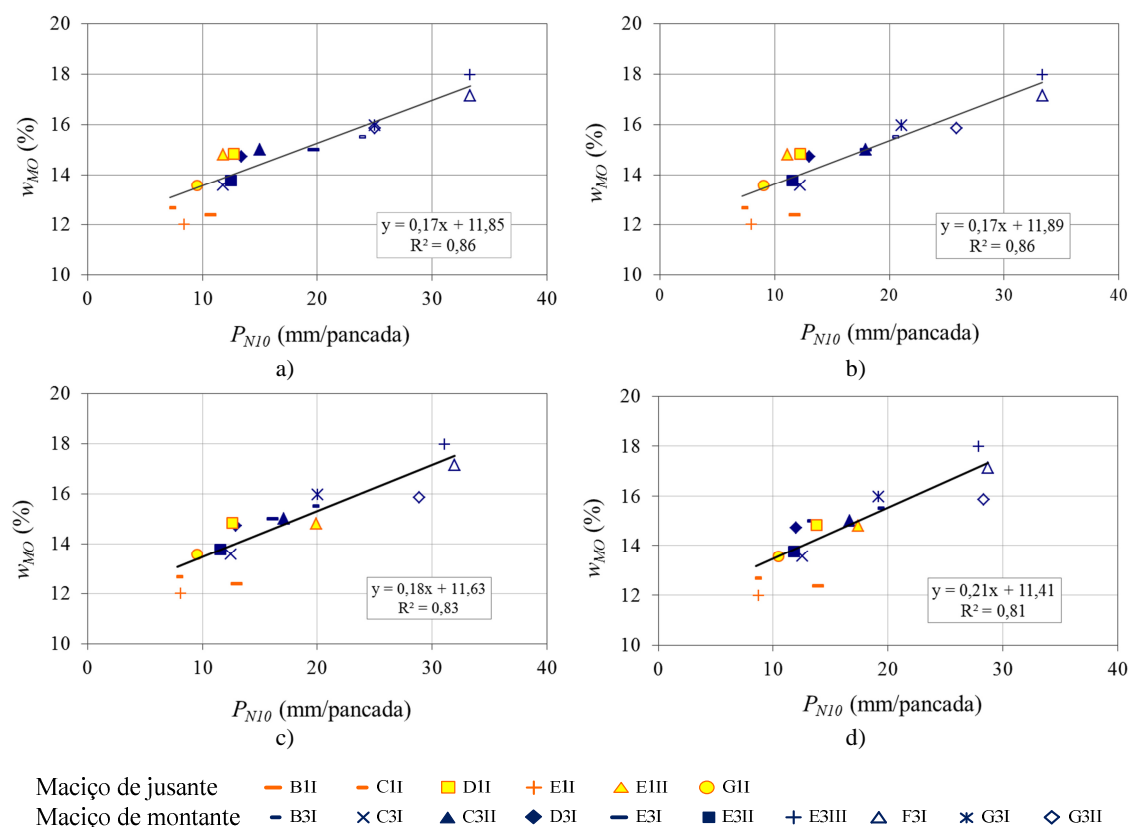


Figura 3.30 – Relação entre o índice de penetração P_{N10} e o teor em água w_{MO} a diferentes profundidades: a) 10 cm; b) 20 cm; c) 30 cm; d) 40 cm.

A correlação entre o teor em água e o índice de penetração mostrou que os valores de P_{N10} não apresentaram, para as diferentes profundidades estudadas, variação muito significativa. Deste modo, nas relações estabelecidas entre P_{N10} e o desvio do teor em água, o peso volúmico e o grau de compactação são apresentados os resultados obtidos, em cada um dos maciços, apenas para a profundidade de 30 cm, por ser esta a profundidade a que foi determinado o peso volúmico e o teor em água do solo.

A Figura 3.31 mostra a relação entre os valores médios do índice de penetração, determinados à profundidade de 30 cm, e os do desvio do teor em água, para os maciços de jusante e montante,

respetivamente na Figura 3.31 a) e Figura 3.31 b). No maciço de jusante a compactação é realizada do lado seco, os valores do índice de penetração são mais baixos, verificando-se um ligeiro acréscimo quando o teor em água se aproxima do seu valor ótimo. Do lado húmido, os valores do índice de penetração são mais elevados, apresentando uma tendência de aumentar com o aumento do desvio do teor em água em relação ao ótimo. A Figura 3.31 mostra ainda, uma maior dispersão dos resultados obtidos do lado húmido comparativamente ao lado seco.

Harison (1987), referido por Salgado e Yoon (2003), a partir de ensaios realizados em laboratório, estabeleceu uma relação entre os parâmetros da compactação e os resultados obtidos a partir do ensaio *PDL*, designadamente em termos de evolução do índice de penetração em relação aos valores do peso volúmico seco e do teor em água da curva de compactação. Com base nesse estudo, Harison (1987) concluiu que o índice de penetração diminui com o aumento do teor em água, até ser atingido o ponto correspondente ao teor em água ótimo, após o qual, os valores do índice de penetração aumentam com o teor em água. Nos resultados obtidos no presente estudo são obtidas conclusões idênticas, na relação entre o índice de penetração e o desvio do teor em água, para os valores correspondentes à realização da compactação do lado húmido, mas não do lado seco.

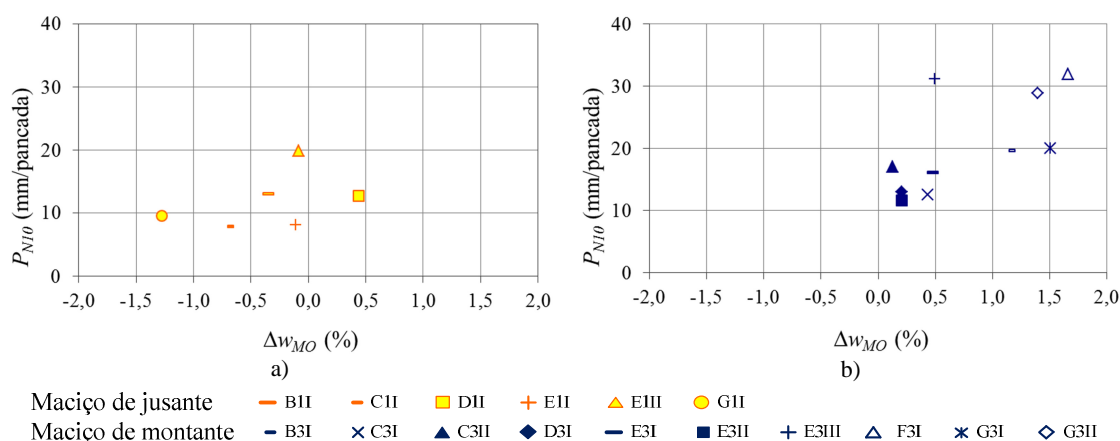


Figura 3.31 – Relação entre o índice de penetração P_{N10} , determinado à profundidade de 30 cm, e o desvio do teor em água Δw_{MO} : a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante.

A Figura 3.32 ilustra a relação entre o índice de penetração P_{N10} , determinado à profundidade de 30 cm, e o peso volúmico seco $\gamma_{d GA}$. Na Figura 3.32 a), correspondente ao maciço de jusante, verifica-se que o peso volúmico seco apresenta valores pouco variáveis, próximos de 18 kN/m^3 , não sendo possível por isso identificar qualquer tendência entre os valores de P_{N10} e $\gamma_{d GA}$. No maciço de montante apesar de não ser estabelecida correlação entre os valores de P_{N10} e $\gamma_{d GA}$, a análise da Figura 3.32 b) mostra uma tendência em que os valores do peso volúmico seco mais elevados correspondem a valores do índice de penetração mais baixos. O peso volúmico seco

mais elevado corresponde a maior adensamento das partículas, limitando a progressão da ponteira do *PDL* no terreno.

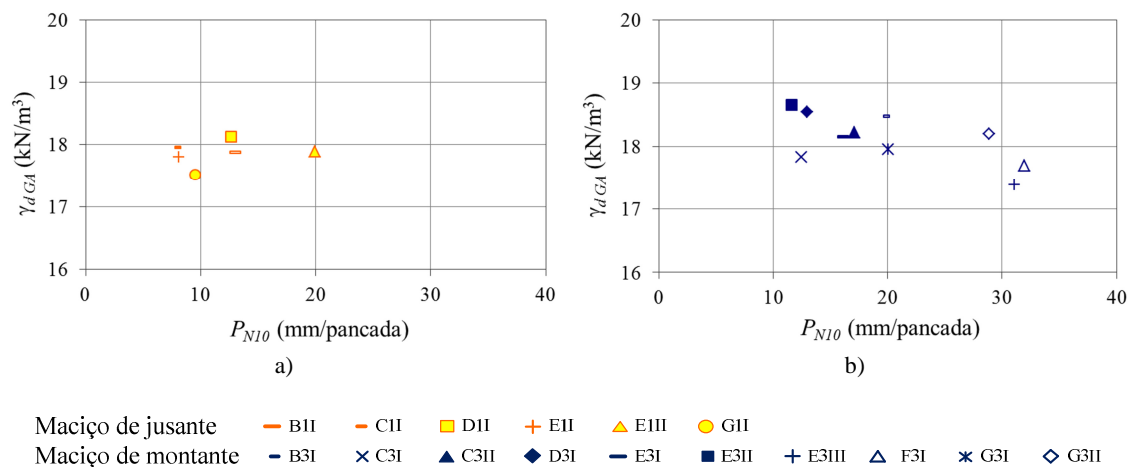


Figura 3.32 – Relação entre o índice de penetração P_{N10} , determinado à profundidade de 30 cm, e o peso volúmico seco γ_{dGA} : a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante.

A análise dos gráficos da Figura 3.33 mostra não existir tendência entre os valores de P_{N10} e de GC , não sendo por isso possível estabelecer correlação entre eles. Na Figura 3.33 a), correspondente ao maciço de jusante, verifica-se com exceção do ensaio designado por E1II, que os valores de GC variam numa nuvem. Enquanto no maciço de montante GC é invariável (Figura 3.33 b)). Estes resultados permitem concluir que GC é insensível ao P_{N10} , ou seja, ao desempenho de penetração (resistência).

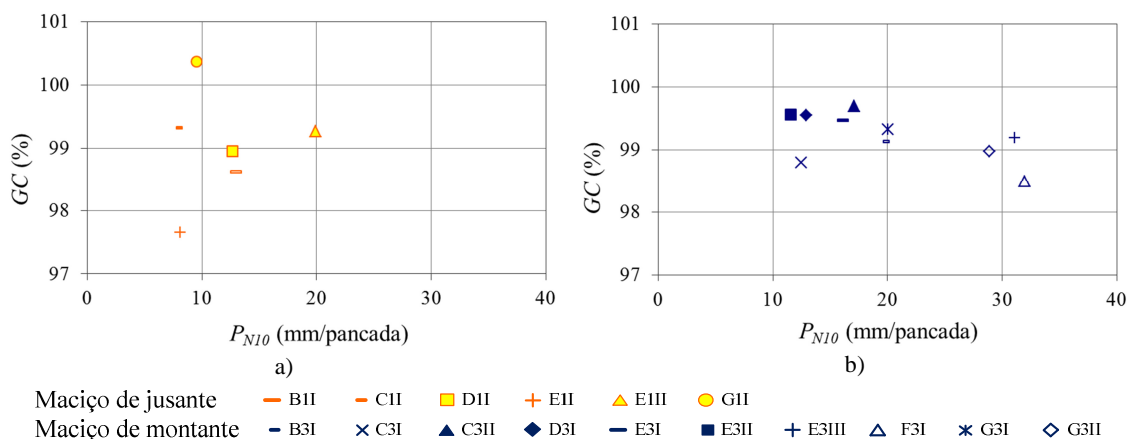


Figura 3.33 – Relação entre o índice de penetração P_{N10} , determinado à profundidade de 30 cm, e o grau de compactação GC : a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante.

Penetrómetro Dinâmico Ligeiro adaptado pelo LNEC

Os resultados do ensaio com o *PDL_L*, tal como para o equipamento *PDL*, foram também expressos em termos do número de pancadas necessário para atingir uma determinada profundidade e em função da profundidade de penetração por pancada.

No Quadro 3.19 é apresentado o número de ensaios realizados em cada ponto, o número total de ensaios e o resumo dos resultados obtidos com o PDL_L no maciço de montante, no maciço de jusante e no núcleo, tendo sido as leituras realizadas de acordo com a norma EN ISO 22476. Em relação ao resumo dos resultados, são indicados os números mínimo e máximo de pancadas para atingir a profundidade de 40 cm e os valores do índice de penetração P_{N10L} mínimo e máximo.

No maciço de montante para ser atingida a profundidade de 40 cm foi registado um número mínimo de 37 pancadas e um número máximo de 218 pancadas, tendo sido determinado um índice de penetração entre 2,1 e 12,0 mm/pancada, mínimo e máximo, respetivamente. Por sua vez, no maciço de jusante, o número de pancadas registado variou entre 101 e 159. O índice de penetração calculado variou entre 3,0 e 4,3 mm/pancada.

No núcleo central, até à profundidade de 40 cm, o número de pancadas registado variou entre 25 e 45 pancadas. O índice de penetração variou entre 10,6 e 23,3 mm/pancada.

Quadro 3.19 – Resumo dos resultados obtidos com o PDL_L .

Local do ensaio	Nº de pontos de ensaio	Nº total de ensaios	Nº de Pancadas a 40 cm de profundidade		P_{N10L} (mm/pancada)	
			Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Maciço de Montante	11	44	37	218	2,1	12,0
Maciço de Jusante	6	24	101	159	3,0	4,3
Núcleo Central	6	24	25	45	10,6	23,3

É seguidamente avaliada a influência das condições de compactação no campo com base nos resultados dos ensaios com o equipamento penetrómetro dinâmico ligeiro adaptado pelo LNEC. Esta influência foi avaliada estabelecendo relações entre os valores do índice de penetração P_{N10L} e os parâmetros tradicionais de controlo da compactação à semelhança do efetuado com os métodos anteriores.

O valor médio do índice de penetração P_{N10L} foi determinado para a profundidade de 10, 20, 30 e 40 cm, tendo sido estabelecida comparação entre P_{N10L} e os parâmetros tradicionais de controlo da compactação, para cada uma dessas profundidades. Tal como na análise dos resultados obtidos com o equipamento PDL , foram obtidos resultados idênticos em cada uma das profundidades. Deste modo, nas relações estabelecidas entre P_{N10L} e o teor em água, o desvio do teor em água, o peso volúmico e o grau de compactação são apresentados os resultados obtidos, em cada um dos maciços e no núcleo, apenas para os valores de P_{N10L} determinados à profundidade de 30 cm, por ser esta a profundidade a que foi determinado o peso volúmico e o teor em água do solo.

Na Figura 3.34 está representada a relação entre os valores médios do índice de penetração P_{N10L} com o teor em água em cada local de ensaio nos maciços de montante e jusante e no núcleo para a profundidade de 30 cm. A análise da Figura 3.34 mostra que em cada local de ensaios os resultados apresentam tendências distintas. No maciço do montante observa-se resultado idêntico ao obtido para o equipamento PDL, ou seja, o teor em água aumenta com o índice de penetração P_{N10L} , no entanto, a correlação linear estabelecida foi fraca, apresenta um coeficiente de determinação R^2 igual a 0,67. No maciço de jusante verifica-se insensibilidade do equipamento à variação do teor em água, ou seja, para os diferentes valores do teor em água, entre 12 e 14,8 %, P_{N10L} apresenta uma variação pouco significativa, entre 3 e 4,2 mm/pancada, pelo que não foi estabelecida correlação. No núcleo destaca-se uma variação muito significativa de P_{N10L} , entre 10,6 e 35,6 mm/pancada, apresentando os valores do teor em água, com exceção de F2I, uma variação pouco significativa, entre 17,7 e 18,5%, não sendo, por isso, possível estabelecer qualquer correlação.

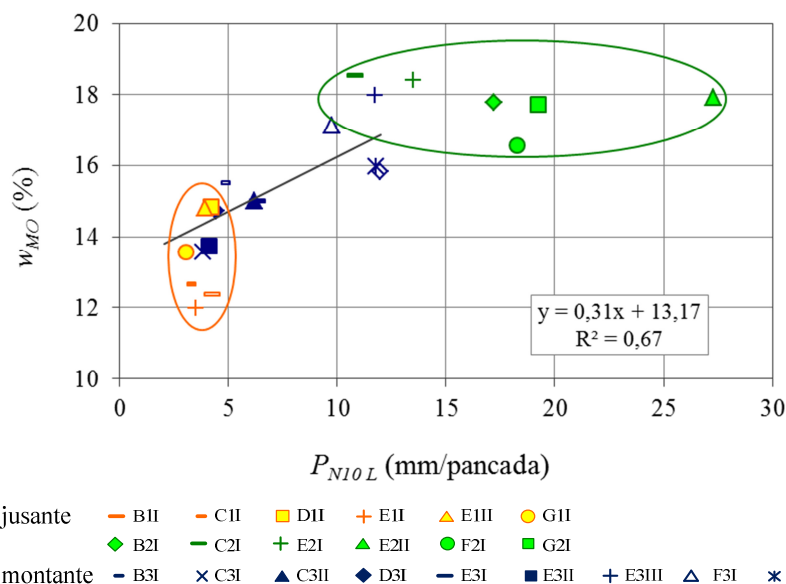


Figura 3.34 – Relação entre o índice de penetração P_{N10L} , determinado à profundidade de 30 cm, e o teor em água w_{MO} nos maciço de jusante e montante e no núcleo.

No maciço de jusante a compactação é realizada do lado seco, os valores constantes de P_{N10L} resultam de maior resistência do terreno devido à sucção e ao atrito entre o terreno e o equipamento, que para a profundidade de ensaio de 30 cm, tem uma influência constante nos resultados. Enquanto no maciço de montante a compactação é realizado do lado húmido, a água contribui a diminuição do atrito e da sucção, o que resulta no aumento do ter em água com P_{N10L} . Os resultados obtidos no núcleo serão devidos à compactação realizada do lado húmido e à sua natureza argilosa que confere ao solo baixa resistência. A análise da Figura 3.34 mostra que os resultados obtidos nestes ensaios são, não só, influenciados pelo teor em água, mas também pela natureza do terreno. Pela análise desta relação, pode concluir-se que o

equipamento PDL_L não ofereceu bom desempenho na caracterização da compactação sobretudo em camadas de aterro constituídas por materiais argilosos.

A Figura 3.35 apresenta a relação entre os valores médios do índice de penetração P_{N10L} , determinados à profundidade de 30 cm, e os do desvio do teor em água Δw_{MO} , nos maciços de jusante e montante e no núcleo. Na Figura 3.35 a) verifica-se que no maciço de jusante os valores de P_{N10L} não são sensíveis ao desvio do teor em água, permanecendo constantes para qualquer valor de Δw_{MO} . No maciço de montante, compactado do lado húmido, os valores de P_{N10L} tendem a aumentar com o aumento do desvio do teor em água em relação ao ótimo (Figura 3.35 b)). No núcleo, também compactado do lado húmido, os valores de P_{N10L} tendem a aumentar com o aumento do desvio do teor em água em relação ao ótimo, os resultados mostram, no entanto, maior dispersão em comparação com o maciço de montante (Figura 3.35 c)).

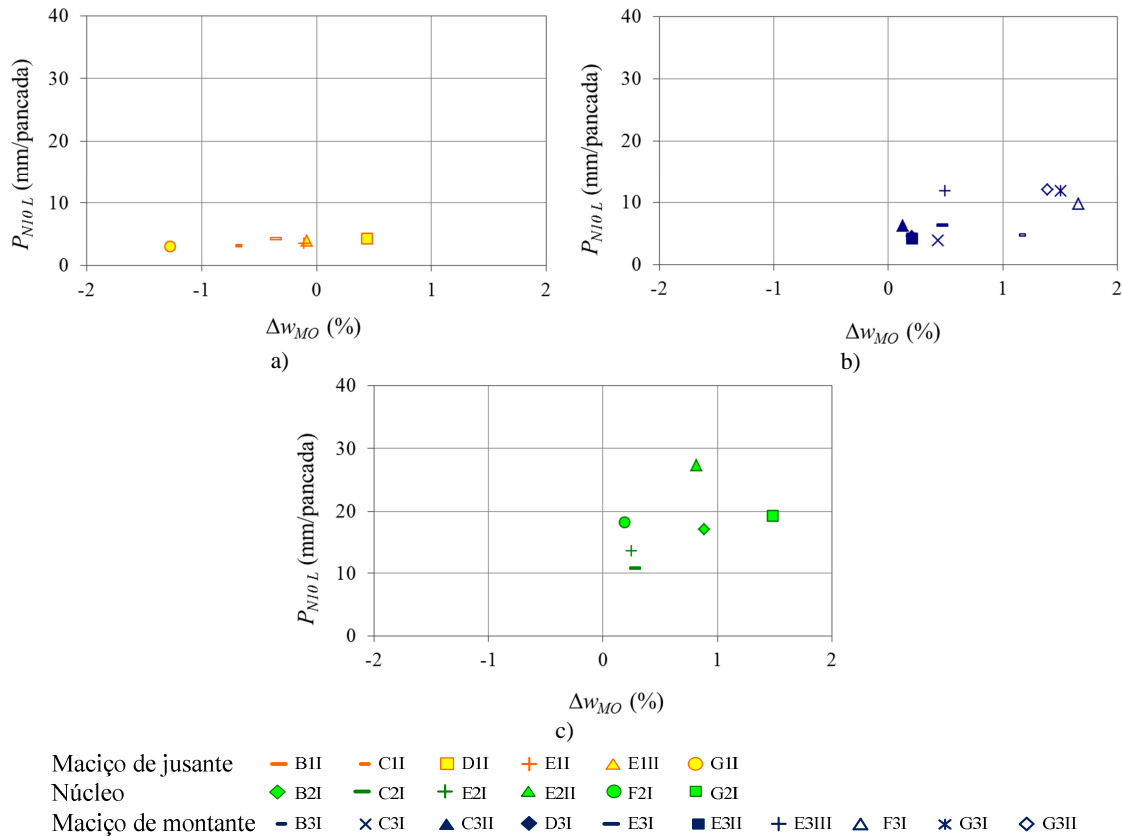


Figura 3.35 – Relação entre o índice de penetração P_{N10L} , à profundidade de 30 cm, e a variação do teor em água Δw_{MO} : a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante; e c) Núcleo.

A Figura 3.36 mostra a relação entre o índice de penetração P_{N10L} , determinado à profundidade de 30 cm, e o peso volúmico seco γ_{dGA} , nos maciços de jusante e montante e no núcleo. Na Figura 3.36 a) verifica-se que no maciço de jusante γ_{dGA} não é sensível a P_{N10L} , permanecendo os valores de P_{N10L} constantes para qualquer valor do peso volúmico seco. No maciço de

montante apesar de não ser estabelecida correlação entre os valores de P_{N10} e γ_{dGA} , a análise da Figura 3.36 b) mostra que os valores de γ_{dGA} tendem a diminuir com o aumento de P_{N10L} . No maciço de montante o solo é compactado do lado húmido e por isso apresenta valores do teor em água superiores que favorecem a redução da sucção e a cravação da ponteira no terreno. No núcleo, também compactado do lado húmido, os valores de γ_d permanecem constantes, próximos de 17 kN/m^3 , para os valores de P_{N10L} entre 10,6 e 27,3 mm/pancada (Figura 3.36 c)).

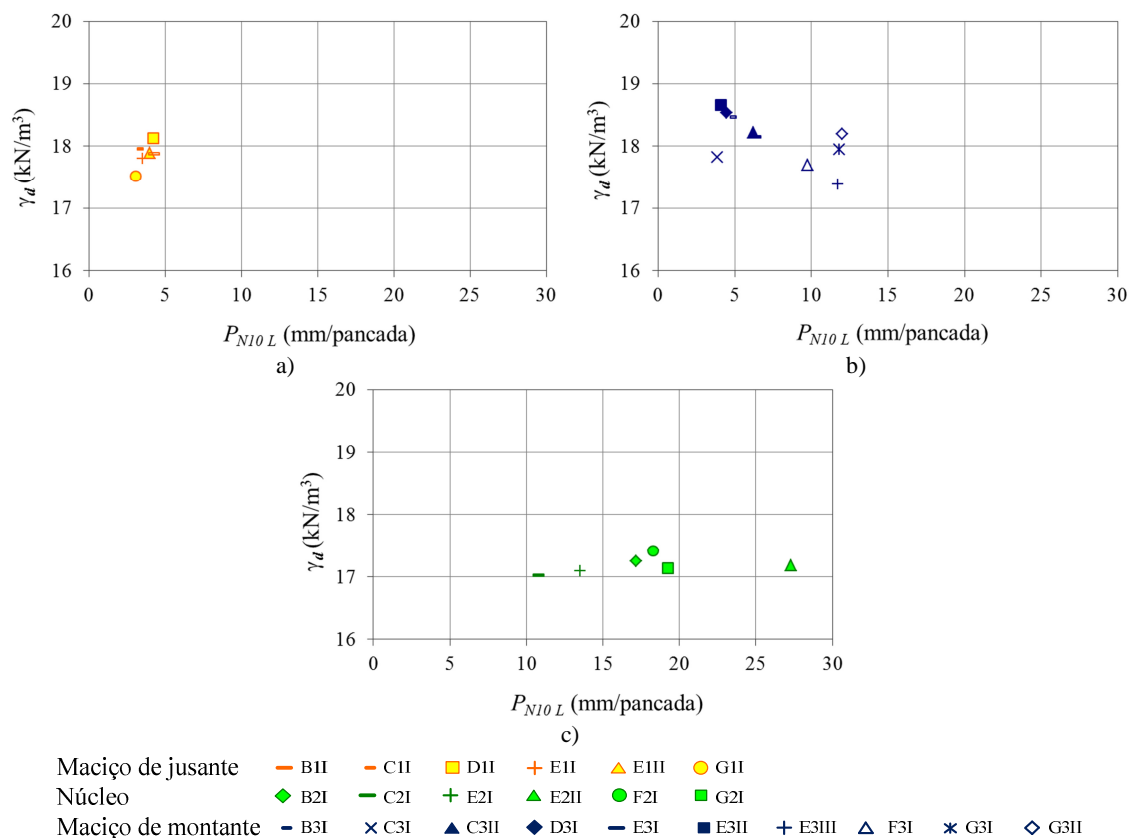


Figura 3.36 – Relação entre o índice de penetração, $P_{N10 LNEC}$, e o peso volúmico seco, γ_d , à profundidade de 30 cm a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante; e c) Núcleo.

A Figura 3.37 ilustra a relação entre o índice de penetração P_{N10L} , determinado à profundidade de 30 cm, e o grau de compactação GC nos maciços de jusante e montante e no núcleo. A Figura 3.37 a) corresponde ao maciço de jusante onde se verifica que os valores de P_{N10L} permanecem constantes para qualquer valor de GC . No maciço de montante e no núcleo, Figura 3.37 b) e c) respetivamente, GC permanece constante, não apresentando por isso sensibilidade à variação de P_{N10L} . Este resultado seria espectável uma vez que os valores de GC são constantes e próximos de 100 %.

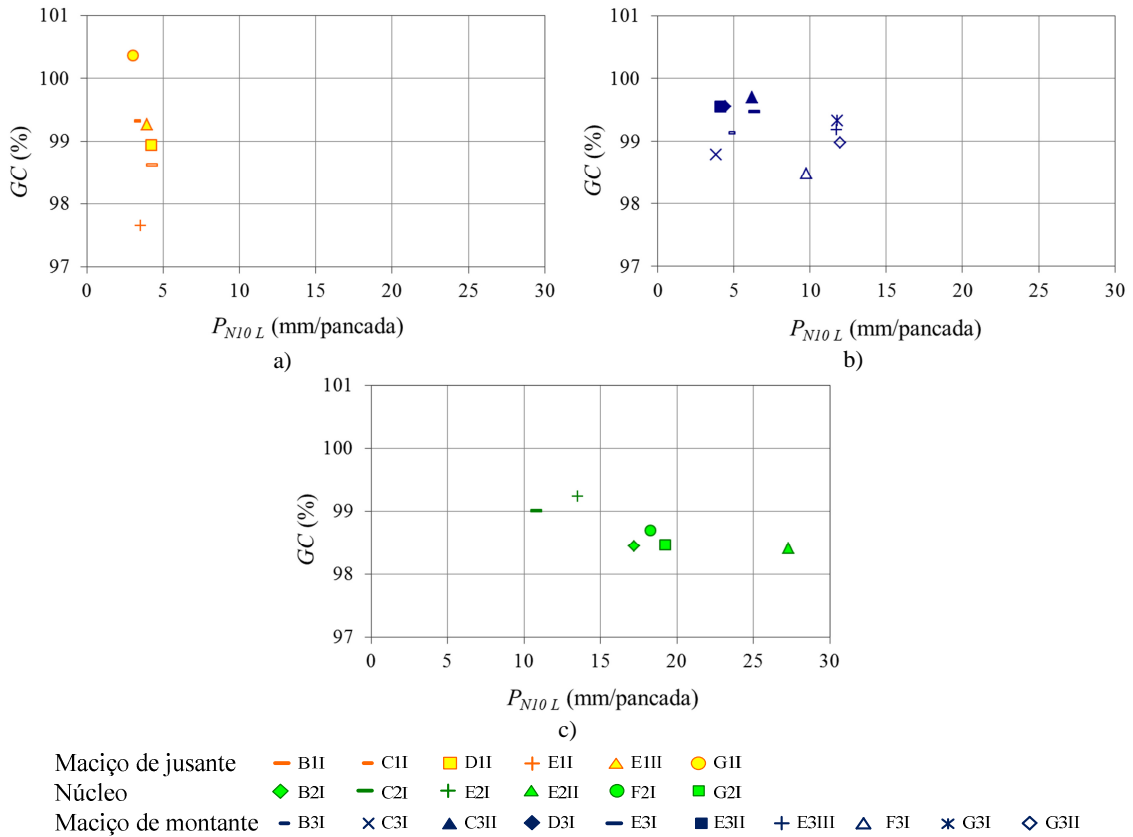


Figura 3.37 – Relação entre o índice de penetração P_{N10L} , à profundidade de 30 cm, e o grau de compactação GC a) Maciço de jusante; b) Maciço de montante; e c) Núcleo.

3.6 CONCLUSÕES

Neste capítulo foram descritos e apresentados os resultados dos ensaios realizados no trabalho experimental efetuado com o objetivo de avaliar a eficácia de novas metodologias de avaliação do desempenho em aterros viários, na ótica da deformabilidade e resistência. Os ensaios foram realizados no aterro de uma barragem em construção. Os solos utilizados na construção dos maciços estabilizadores correspondem segundo a Classificação Unificada de Solos (CUS) a uma areia siltosa (SM) não plástica. No núcleo os materiais correspondem a argilas de baixa plasticidade (CL, segundo a mesma classificação) com limite de liquidez de 33% e índice de plasticidade de 17%. No trabalho experimental foram utilizados os equipamentos não destrutivos *Geogauge* e *DIP* (deflectómetro de impacto portátil) para caracterizar a compacidade e a rigidez (deformabilidade) do meio, e também o equipamento *PDL* (penetrómetro dinâmico ligeiro), que embora seja um ensaio intrusivo, possibilitou a determinação de perfis de resistência à penetração indicadores da compacidade e resistência do terreno. Realizaram-se ainda os ensaios característicos do método clássico de controlo de aterros, nomeadamente os ensaios de compactação do tipo Proctor, os ensaios com garrafa de areia e os ensaios laboratoriais de determinação do teor em água de campo. A análise conjunta

dos dados recolhidos permitiram estabelecer correlações entre os índices clássicos referidos e os resultados dos ensaios obtidos com o *DIP*, *geogauge* e *PDL*.

A comparação entre os valores do teor em água determinados em micro-ondas com os valores obtidos no gamadensímetro permitiu observar que estes últimos são inferiores, sobretudo no núcleo e no maciço de montante. Estes resultados denotam por parte do gamadensímetro dificuldade em quantificar a água existente no solo, pelo que a sua utilização no controlo da compactação fica comprometida em camadas compactadas do lado húmido ou constituídas por solos com presença significativa de minerais de argila, onde devido à sua estrutura apresentam tendencialmente valores mais elevados do teor em água.

Nas correlações estabelecidas entre os valores da rigidez k_{GG} , determinados pelo *geogauge*, e o teor em água foi verificada, no maciço de jusante, tendência na diminuição do teor em água com o aumento da rigidez, expressa por uma relação linear com coeficiente de determinação baixo ($R^2 = 0,53$).

Nas correlações obtidas entre \bar{E}_{DIP} e o teor em água foi observado aumento do teor em água com a diminuição do \bar{E}_{DIP0} , traduzido por um ajustamento logarítmico, no entanto com coeficiente de determinação fraco ($R^2 = 0,60$), observando-se valores de \bar{E}_{DIP} superiores para teores em água correspondentes ao lado seco da compactação. No núcleo da barragem o ajustamento linear foi o que melhor expressou essa relação embora com R^2 igual a 0,76. Contrariamente ao esperado, no núcleo o teor em água aumentou com \bar{E}_{DIP} , no entanto, a variação do teor em água é pouco significativa, entre 16,5 e 18,5 %, pelo que seria necessário maior número de ensaios para confirmar esta tendência.

Com o equipamento *PDL* verificou-se aumento do teor em água com os valores médios de P_{N10} . Foi estabelecida uma boa correlação linear entre os valores de w_{MO} e P_{N10} , determinados à profundidade de 30 cm, com coeficiente de determinação R^2 igual a 0,83.

Para *PDL_L* verificou-se no maciço de montante aumento do teor em água com os valores médios de P_{N10L} , no entanto, a correlação linear estabelecida foi fraca, com R^2 igual a 0,67. No maciço de jusante e no núcleo não foram estabelecidas correlações entre os valores de P_{N10L} e w_{MO} . No maciço de jusante foram obtidos valores de P_{N10L} praticamente constante e por isso insensíveis à variação de w_{MO} . No núcleo foram os valores de w_{MO} que apresentaram variação pouco significativa, entre 17,7 e 18,5%.

Foram também comparados os valores de \bar{E}_{DIP} com os desvios do teor em água Δw_{MO} . Nos maciços de montante e jusante verificou-se que os valores \bar{E}_{DIP} mais elevados correspondem à compactação realizada do lado seco e os mais baixos à compactação realizada do lado húmido.

No núcleo foi verificada tendência idêntica à observada nos maciços, ou seja, diminuição de \bar{E}_{DIP} com o aumento do Δw_{MO} .

Na comparação entre os valores do desvio do teor em água Δw_{MO} com os índices de penetração P_{N10} e P_{N10L} foram obtidos resultados idênticos. No maciço de jusante, lado seco, foi verificado um ligeiro acréscimo de P_{N10} com a aproximação do teor em água ao seu valor ótimo, enquanto P_{N10L} permaneceu constante. No maciço de montante e no núcleo, lado húmido, foi observada maior dispersão dos valores de P_{N10} e P_{N10L} , apresentando a tendência de aumentar com o aumento do desvio do teor em água em relação ao ótimo.

Com os valores do peso volúmico seco γ_{gGA} apenas no maciço de montante, compactado do lado húmido, se observou tendência no aumento de γ_{gGA} com k_{GG} e \bar{E}_{DIP} , e no aumento de γ_{gGA} com diminuição de P_{N10} e P_{N10L} . Nas condições ensaiadas, os valores do peso volúmico seco γ_{gGA} determinados nos maciços e no núcleo apresentaram variação pouco significativa, entre 17 e 18,7 kN/m³, impedindo que fossem estabelecidas correlações entre γ_{gGA} e os resultados obtidos nos ensaios com o *geogauge*, o *DIP*, o *PDL* e o *PDL_L*.

Os valores do grau de compactação *GC*, determinados por aplicação do método de Hilf, apresentaram nos maciços e no núcleo uma gama de variação muito reduzida, entre 97,6 a 100,4%. Tal impediu que fossem estabelecidas correlações entre os valores de *GC* e os resultados obtidos com o *geogauge*, *DIP*, *PDL* e *PDL_L*.

A análise integrada destes resultados permitiu evidenciar algumas tendências estatísticas relacionando os índices clássicos com os resultados dos ensaios com os equipamentos *geogauge*, *DIP* e *PDL*, bem como afastar a possibilidade, para o solo estudado, de estabelecer outras.

Na interpretação dos resultados foi bem evidenciada a dualidade existente entre a compactação no lado seco e no lado húmido do ótimo Proctor. A interpretação desta dualidade conduziu à constatação do efeito do teor em água na compactação – logo da sucção então instalada – na fábrica e na estrutura do solo e, conseqüentemente, nas propriedades estimadas experimentalmente. Esta constatação, se conjugada com o sucesso somente parcial da correlação entre os índices experimentais clássicos e os obtidos com os novos métodos, frisou o interesse na abordagem do efeito da sucção na resposta hidromecânica do solo compactado.

4 SUCÇÃO NOS SOLOS

A sucção total nos solos não saturados, ψ , pode ser decomposta em duas parcelas – a sucção matricial, ψ_m , e a sucção osmótica, ψ_0 , de acordo com:

$$\psi = \psi_m + \psi_0 \quad (4.1)$$

A primeira resulta dos efeitos da capilaridade e da adsorção da água na superfície das partículas. É avaliada através de $\psi_m = u_a - u_w$, sendo u_a a pressão no ar dos poros e u_w a pressão na água dos poros. A segunda é o resultado da presença de sais na água. A componente osmótica da sucção resulta da presença de sais dissolvidos na água dos poros e depende da sua concentração, aumentando com esta (Lu e Likos, 2004). A sucção osmótica mantém-se aproximadamente constante, independentemente da variação do teor em água do solo, até que seja registada variação da concentração de sais dissolvidos (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Os efeitos da pressão capilar são gerados pela curvatura do menisco que se desenvolve na interface água-ar de solos não saturados (Figura 4.1). Ao longo da superfície de contacto entre a água, o ar e as partículas sólidas atua a resultante da tensão superficial σ_{aw} na água que equilibra a diferença de pressão entre o ar e a água ($u_a - u_w$), de que resulta o fenómeno de capilaridade. A sucção matricial depende da tensão superficial, do raio de curvatura do menisco e do ângulo de molhagem. Invocando o modelo de tubo capilar como representativo, a tensão superficial pode ser relacionada com a pressão capilar através da seguinte expressão

$$u_a - u_w = \frac{2 \sigma_{aw}}{R_s} = \frac{2 \sigma_{aw} \cos \alpha}{r} \quad (4.2)$$

onde u_a é a pressão no ar dos poros; u_w a pressão na água dos poros; σ_{aw} a tensão superficial na interface ar-água, α o ângulo de contacto entre a interface ar-água e a superfície do tubo capilar, R_s o raio de curvatura do menisco, m; e r o raio do tubo capilar, m.

Conforme referido por Ng e Menzies (2007) o ângulo de contacto entre a interface ar-água e a superfície do tubo capilar, para a água pura é zero ($\alpha = 0^\circ$), pelo que, a expressão (4.2) pode ser escrita da seguinte forma:

$$u_a - u_w = \frac{2\sigma_{aw}}{r} \quad (4.3)$$

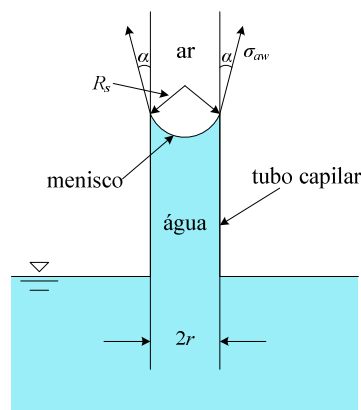


Figura 4.1 – Modelo físico do fenómeno de capilaridade (Li, 1999).

A dimensão dos poros condiciona os valores da sucção matricial, quando o grau de saturação diminui, o menisco retrai para poros mais pequenos reduzindo o raio de curvatura do menisco e, aumentando, deste modo, a sucção matricial. Por este motivo os valores de sucção são maiores nos solos argilosos, com poros de menor dimensão do que nos solos granulares.

Por sua vez, a adsorção corresponde a forças elétricas e forças de Van der Waals que ocorrem na interface sólido-líquido, com maior relevância nos solos finos. Estas forças, que contribuem para a atração/repulsão das moléculas de água, diminuem muito rapidamente de intensidade com o aumento da distância à superfície da partícula de solo (Lambe e Whitman, 1979).

A sucção num solo, enquanto sistema não saturado partículas sólidas-ar-água, depende da quantidade de água existente. Um teor em água baixo no solo argiloso corresponde a sucções elevadas, sendo o mecanismo gerador de sucção dominante o correspondente à adsorção, que se encontra relacionado com as propriedades superficiais das partículas do solo. Quando o teor em água é elevado, a sucção baixa, e a capilaridade constitui o mecanismo dominante induzido pelo arranjo de poros e partículas.

A Figura 4.2 mostra os valores da sucção total, matricial e osmótica de um tilito, em função do teor em água, bem como a comparação entre a primeira e a soma das componentes matricial e osmótica. A Figura 4.2 põe em evidência a importância relativa da sucção osmótica quando comparada com a sucção total e matricial, em função do teor em água.

Para os diferentes valores do teor em água as curvas de sucção total e matricial apresentam congruência entre si, registrando, como esperado, valores de sucção mais elevados quando o teor em água do solo é mais baixo e vice-versa. A componente osmótica, independentemente da variação do teor em água, mantém-se praticamente constante, fruto da quase invariância salina.

Nestas condições, Fredlund e Rahardjo (1993), com base na análise da Figura 4.2, concluíram que a variação registada na sucção total é essencialmente equivalente à variação da sucção matricial (i.e. $\Delta\psi \approx \Delta\psi_m$).

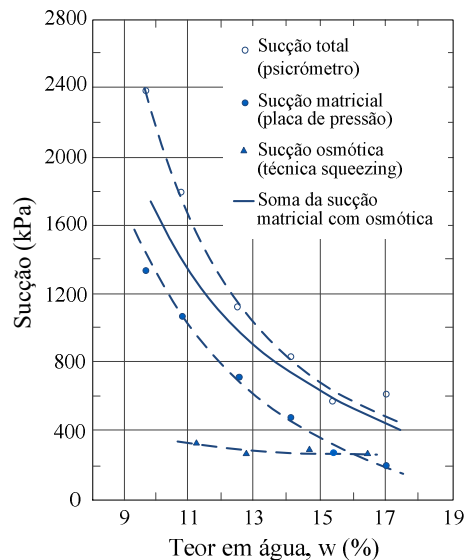


Figura 4.2 – Sucção total, matricial e osmótica de um tilito em função do teor em água, adaptado de Krahn e Fredlund (1972).

Em grande parte dos problemas geotécnicos, envolvendo solos não saturados, verifica-se que a evolução da sucção resulta da necessidade de equilíbrio com a humidade relativa da atmosfera e do próprio solo, o que resulta em variações do teor em água do solo. Estas variações devem-se sobretudo à água proveniente da chuva ou da oscilação do nível freático, onde a concentração de sais dissolvidos é, em geral, reduzida.

Tendo em conta o exposto, Fredlund e Rahardjo (1993) consideraram que as variações registadas na sucção matricial podem ser equiparadas às variações na sucção total. A componente osmótica além de permanecer quase constante apresenta valores, em geral, inferiores a 0,4 MPa. Deste modo, face aos valores que podem ser alcançados pela sucção matricial, a sucção osmótica apresenta pouca influência, podendo ser desprezada. Esta

circunstância permitiu a Fredlund e Xing (1994) considerarem que a sucção matricial e total podem ser consideradas equivalentes, para valores da sucção superiores a 1,5 MPa.

A lei psicométrica expressa pela equação (4.4) relaciona a sucção com a humidade relativa, definida pelo quociente entre a pressão parcial de vapor de água e a pressão de vapor de água saturado.

$$\psi = - \frac{RT \rho_w}{M_w} \ln(HR) \quad (4.4)$$

onde ψ é a sucção total; R a constante universal dos gases perfeitos, igual a $8,31432 \text{ J mol}^{-1} \text{ K}^{-1}$; T a temperatura absoluta ($T = 273,16 + t$); t a temperatura em $^{\circ}\text{C}$; ρ_w a massa volúmica da água à temperatura t ; M_w a massa molecular da água, igual a $18,016 \text{ kg/kmol}$; e HR a humidade relativa.

Nesta equação a humidade relativa refere-se ao ar dos vazios do solo, em equilíbrio com a água da fase líquida do mesmo. Esta equação, para uma temperatura de 20°C , toma a seguinte forma:

$$\psi = -135022 \ln(HR) \quad (4.5)$$

As trocas de água entre o solo e a atmosfera, tanto no estado líquido como gasoso (vapor), dependem da capacidade de retenção do solo. A água presente no solo na fase líquida (sob uma dada pressão, designada por pressão no líquido) depende de muitos fatores como seguidamente se descrevem. O conceito de curva característica, ou de retenção, representa o efeito aglutinado desses fatores quanto à capacidade de retenção de água de um dado solo.

4.1 CURVA DE RETENÇÃO DA ÁGUA NO SOLO

A curva de retenção da água descreve a relação entre a sucção e o teor em água do solo. A curva depende não só da textura mas também das condições físicas em que se encontra, designadamente do índice de vazios e da história hídrica do solo sendo por isso específica de cada solo e das suas circunstâncias reais.

A forma da curva reflete a capacidade de retenção da água nos poros do solo, sendo esta influenciada pelas propriedades do solo, algumas interdependentes, tais como a distribuição da dimensão dos poros, a granulometria, o peso volúmico, a percentagem de argila presente e a sua mineralogia. Nos solos compactados há ainda a assinalar as diferentes condições de compactação condicionantes da sua estrutura (Vanapalli *et al.*, 1999b).

Esta curva exprime a capacidade do solo reter água em função da aplicação de níveis crescentes ou decrescentes de sucção.

A sucção do solo pode variar entre 0 e 1 000 MPa, considerando-se ser a escala logarítmica a mais adequada para representar os resultados dos ensaios laboratoriais. Na curva de retenção a sucção pode corresponder à sucção matricial ou à sucção total. A opção pela sucção matricial ou total depende do equipamento utilizado na determinação e da gama de medição pretendida. Como referido, quando os valores da sucção são superiores a 1,5 MPa a sucção matricial e total podem ser consideradas equivalentes (Fredlund e Xing, 1994). Deste modo, os valores da sucção até 1,5 MPa não representam apenas a sucção matricial e acima deste valor confundem-se com a sucção total. Segundo Fredlund (2006), esta aparente inconsistência nas variáveis utilizadas não acarreta dificuldades na resolução de problemas geotécnicos, pois, a maior parte dos fenómenos estão relacionados com a sucção matricial na gama mais baixa de valores (por exemplo: condutividade hidráulica e resistência ao corte), e com a sucção total numa gama de valores mais elevados (por exemplo a evaporação).

A quantidade de água existente no solo pode ser expressa de diferentes formas: teor em água gravimétrico, $w = m_w/m_s$, teor em água volumétrico, $\theta = V_w/V$, ou grau de saturação, $S_r = V_w/V_v$. O teor em água gravimétrico é referenciado à massa de sólidos existente no solo, enquanto o teor em água volumétrico e o grau de saturação são referenciados a volumes. Se a variação de volume do provete de solo for muito pequena, apesar do aumento da sucção, w e θ são praticamente equivalentes.

Pontos característicos e regimes da curva de retenção

As condições notáveis para a caracterização da curva de retenção de um solo são: a saturação plena, a entrada de ar e a saturação residual. Estas condições podem ser determinadas a partir dos seguintes parâmetros: teor em água de saturação (θ_s), sucção no ponto de entrada de ar (ψ_a) e teor em água residual (θ_r) (Figura 4.3).

Ao ponto de entrada de ar corresponde o valor da sucção, ψ_a , acima do qual o solo não se encontra saturado, ou seja, dá-se início ao processo de drenagem de água nos poros de maior dimensão (Fredlund e Xing, 1994). Convenciona-se definir este ponto prolongando a parte da curva de retenção com inclinação constante, até interseção a linha horizontal que corresponde a 100 % de saturação.

O teor em água residual corresponde ao teor em água máximo a partir do qual a fase líquida deixa de ser contínua, permanecendo alguma água aprisionada nos poros. Não ocorre percolação de água, sendo então a condutividade hidráulica nula.

Na curva de retenção de um solo podem distinguir-se três regimes:

- Efeito de fronteira em que todos os poros do solo estão preenchidos por água, exceto os de fronteira, encontrando-se o teor em água muito próximo do saturado, onde os efeitos capilares são preponderantes. Durante este regime o troço da curva encontra-se com inclinação próxima da horizontal.
- Transição em que o solo inicia o processo de secagem, mediante fluxo de água na fase líquida à medida que aumenta a sucção aplicada. A água no interior dos poros continua a reduzir-se com o aumento da sucção. O declive da curva de retenção, em geral, apresenta uma diminuição acentuada da inclinação quando se aproxima do teor em água residual.
- Residual que corresponde à zona onde a fase líquida se torna descontínua, sendo muito difícil remover água do solo por drenagem.

A transição entre cada regime é definida pelos pontos notáveis, que permitem a caracterização da curva de retenção. O ponto de entrada de ar define a passagem entre os regimes de efeito de fronteira e de transição. O ponto de saturação residual define a passagem do regime de transição para o residual. Durante o regime residual o solo atinge valores de sucção muito elevados, podendo atingir até 1 000 MPa (Fredlund *et al.*, 2011).

A Figura 4.3 mostra a curva de retenção de um silte onde estão representados os diferentes regimes, durante a sua secagem. Na Figura 4.3 assinala-se também o ponto de inflexão, que corresponde à mudança no sinal da curvatura do gráfico.

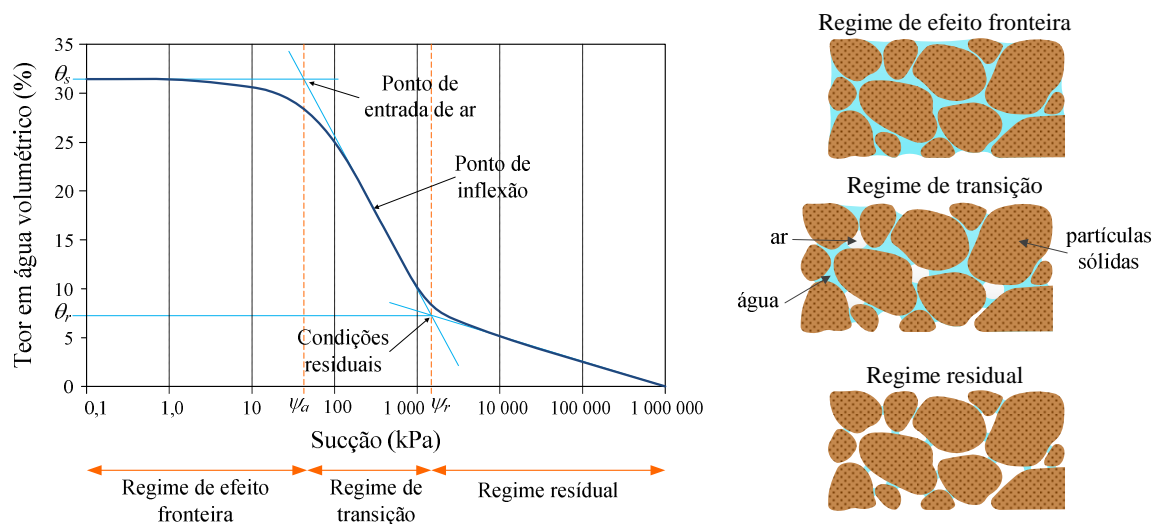


Figura 4.3 – Pontos caraterísticos e regimes da curva de retenção de um silte.

O teor em água de saturação e o valor da sucção no ponto de entrada de ar aumentam com a plasticidade do solo. A Figura 4.4 mostra a curva de retenção, obtida por secagem, para diferentes tipos de solo. As curvas de retenção apresentadas na Figura 4.4 são expressas em termos da variação do grau de saturação com a sucção. Esta representação é considerada a mais adequada quando se pretende determinar o valor da sucção no ponto de entrada de ar e as

condições residuais, mesmo nos solos que sofrem variação de volume quando submetidos a aumento de sucção (Fredlund *et al.*, 2011b). No Quadro 4.1 é apresentado um resumo com as diferentes frações granulométricas e as características de plasticidade dos solos cujas curvas de retenção são apresentadas na Figura 4.4.

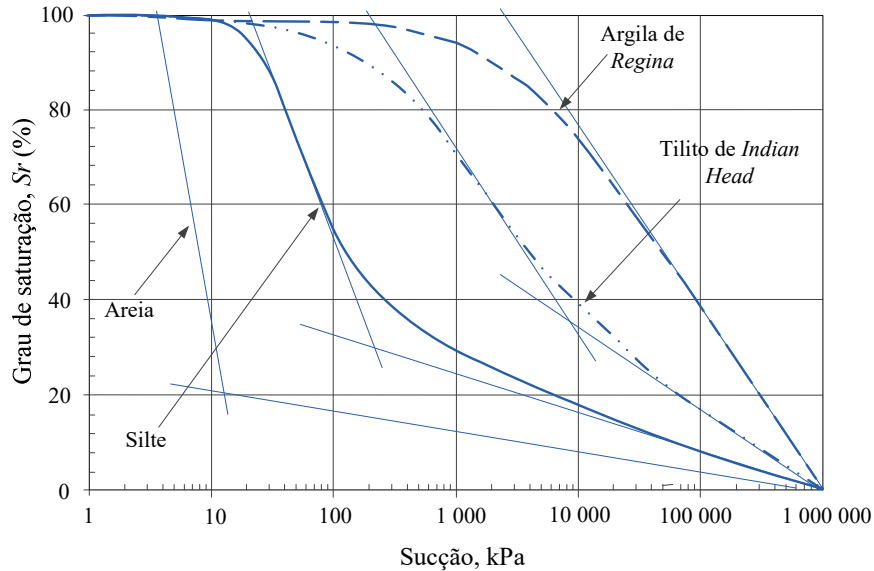


Figura 4.4 – Curva de retenção de quatro tipos de solos canadenses de características muito diferenciadas (Vanapalli *et al.*, 1999a)

Quadro 4.1 – Características dos solos da Figura 4.4 (adaptado de Vanapalli *et al.*, 1999a).

Tipo de solo	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	w_L (%)	w_P (%)	IP (%)	Referência
Areia	98	2	–	–	–	–	Laboratório da Universidade de Saskatchewan (1994)
Areia siltosa	52,5	37,5	10	22	16,6	5,4	Huang (1994)
Tilito de <i>Indian Head</i>	28	42	30	35,5	16,8	18,7	Vanapalli (1994)
Argila de <i>Regina</i>	8	41	51	75,5	24,9	50,6	Fredlund (1964)

Nas areias, o regime de adsorção, que ocorre para sucções elevadas, não tem significado prático devido a serem desprezáveis a superfície específica e a carga elétrica superficial. Assim, o mecanismo dominante é a capilaridade e a sucção de entrada de ar é muito baixa devido à dimensão dos poros. Por sua vez, os solos siltosos podem adsorver maior quantidade de água em gamas elevadas de sucção e, em geral, apresentam maiores valores da sucção de entrada de ar, dependendo da granulometria e da estrutura. Os solos argilosos apresentam percentagem mais elevada de partículas finas, proporcionando uma maior capacidade para armazenamento de água por adsorção, devido à elevada superfície específica conferida pela sua forma lamelar e às propriedades elétricas causadas pela presença de minerais de argila. Registam assim valores de

sucção ainda mais elevados no ponto de entrada de ar (Fredlund e Xing, 1994; Vanapalli *et al.*, 1998).

O teor em água residual de saturação também aumenta para solos com quantidade crescente de finos, sendo difícil, por vezes, definir o estado residual em solos expansivos (como é exemplo a argila de *Regina*, indicada na Figura 4.4) onde a curva de secagem não apresenta qualquer inflexão (Vanapalli *et al.*, 1999b).

Nos solos de granulometria uniforme, a curva de retenção caracteriza-se por uma inclinação muito acentuada do troço correspondente ao regime de transição (conforme Figura 4.4). Isto deve-se ao facto de a maioria dos poros drenarem numa gama estreita de sucções, apresentando a sucção, nos pontos de entrada de ar e de saturação residual, valores bem definidos (como a curva de retenção da areia apresentada na Figura 4.4).

Histerese da curva de retenção

A curva de retenção de um solo depende das condições hídricas associadas à sua determinação. Exibe, por isso, histerese hídrica no confronto entre o teor em água no decurso da secagem e da molhagem. Este fenómeno é característico dos meios porosos. Or e Tuller (2003) e Lu e Likos (2004) atribuem a resposta histerética dos solos aos seguintes fatores: (i) morfologia da rede de poros associada à heterogeneidade dimensional e da sua conectividade, efeito designado por gargalo (*ink-bottle*); (ii) condensação capilar, que está relacionada com a película de água adsorvida na superfície do solos finos, a qual constitui o único processo de molhagem do solo quando o teor em água é baixo; (iii) ar aprisionado no interior de poros oclusos durante a molhagem; (iv) variação de volume (empolamento/colapso) em solos finos, que quando sujeitos a ciclos de molhagem e secagem originam estruturas diferentes; e (v) variação do ângulo de molhagem, durante a alteração do estado hídrico do solo, seja por molhagem ou secagem.

Lu e Likos (2004) consideram o efeito gargalo e a variação do ângulo de contacto os mecanismos mais relevantes na interpretação da histerese em solos relativamente grosseiros, como é o caso de areias e siltes.

A Figura 4.5 e a Figura 4.6 mostram esquemas ilustrativos da influência da morfologia da rede de poros nos ramos de secagem e molhagem da curva de retenção, respetivamente. Na fase inicial o solo encontra-se saturado, Figura 4.5 a), durante o processo de secagem a água existente nos vazios é substituída por ar, permanecendo alguma água isolada, principalmente nos pontos de contacto entre as partículas sólidas (Figura 4.5 b) a d)). À medida que a quantidade de água no solo diminui, a amplitude da pressão negativa aumenta, este facto leva a que a água intersticial seja obrigada a recuar e a preencher os poros de dimensão mais reduzida.

Deste modo, o raio de curvatura da interface ar-água é cada vez menor e a sucção matricial aumenta, por consequência.

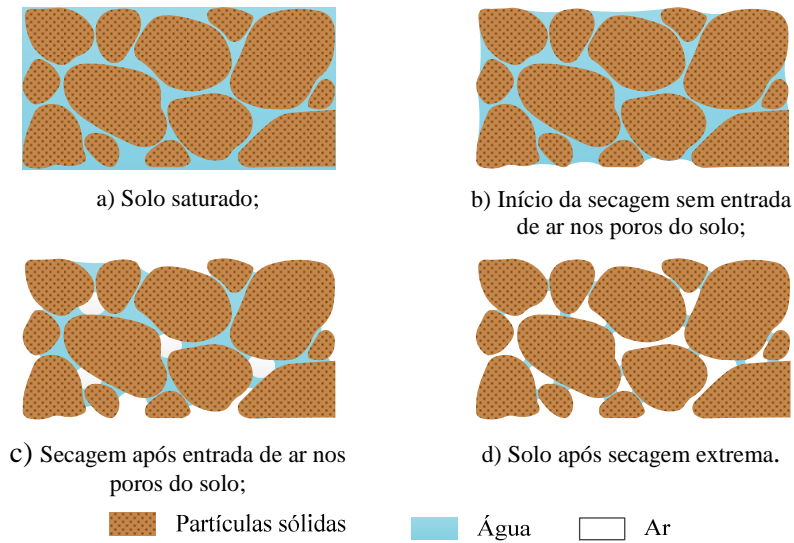


Figura 4.5 – Influência da morfologia dos poros no ramo de secagem da curva de retenção.

A Figura 4.6 mostra a molhagem do solo após secagem extrema. No processo de molhagem é a água que ocupa, progressivamente, os poros do solo expulsando o ar aí existente (Figura 4.6 b e c)). No entanto, alguns poros, de dimensão reduzida ou quando oclusos, dificultam a expulsão do ar e o seu total preenchimento por água. O aumento da quantidade de água nos poros do solo faz com que o raio de curvatura da superfície de interface ar-água seja progressivamente maior, o que contribui para a diminuição da sucção matricial. Os aspetos descritos levam a que quando, na curva de retenção de um solo, se compara o ramo de secagem com o de molhagem se verifique que, para um mesmo valor da sucção, o teor em água na secagem seja superior ao verificado na molhagem (Figura 4.9).

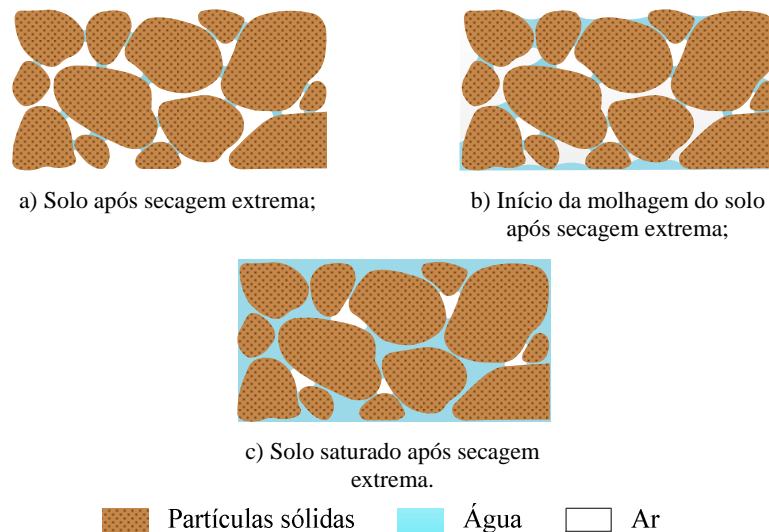


Figura 4.6 – Influência da morfologia dos poros no ramo de molhagem da curva de retenção.

A distribuição da dimensão e da forma dos poros de um solo não é uniforme, dando origem ao efeito designado por gargalo (*ink-bottle*). Este efeito é ilustrado na Figura 4.7 através da representação do menisco gerado no contato das partículas do solo durante a secagem ou molhagem, Figura 4.7 a) e b), respetivamente. Durante a molhagem do solo, considerando poros de igual dimensão e para um mesmo teor em água, verifica-se que durante o seu preenchimento se produz um aumento do raio do menisco ($r_f > r_i$), de que resulta uma sucção mais baixa ($\psi_f < \psi_i$). No processo de secagem, a sucção apresenta valores superiores ($\psi_f > \psi_i$), por depender do raio de curvatura dos poros na zona de contacto com as partículas, o qual diminui ($r_f < r_i$).

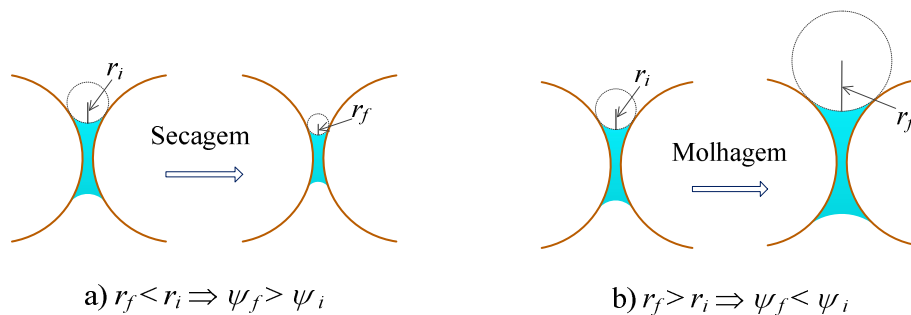


Figura 4.7 – Efeito gargalo (*ink-bottle*) como potencial mecanismo de histerese.

O ângulo de contacto entre o menisco e a superfície das partículas sólidas varia com a molhagem e secagem. É maior no menisco gerado pelo avanço da água, (molhagem, α_m) e menor no menisco gerado pelo seu recuo (secagem, α_s) (Figura 4.8). A expressão (4.2) mostra a influência do ângulo de contacto no valor da sucção matricial no modelo do tubo capilar, verificando-se a diminuição desta com o aumento do ângulo de molhagem e vice-versa.

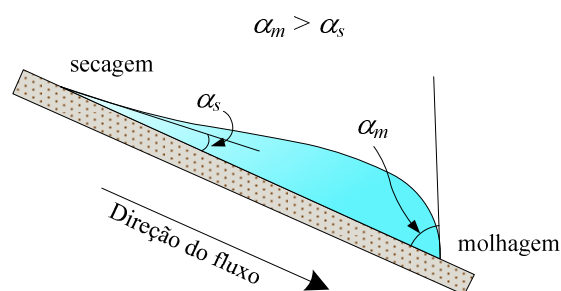


Figura 4.8 – Diferença entre o ângulo de contacto na molhagem, α_m , e na secagem, α_s .

Lu e Likos (2004) referem que, em solos não saturados, a diferença entre o ângulo de contacto durante a molhagem e a secagem pode ser significativa. Estudos experimentais mostraram que, em areias, o ângulo de molhagem pode variar entre 60° e 80° (Kumar e Malik, 1990; Letey *et al.*, 1962). Por outro lado, o ângulo de contacto na secagem assume valores entre 0° e 20° a 30° inferior ao ângulo de molhagem correspondente.

A Figura 4.9 ilustra uma representação típica da relação entre a sucção e o teor em água na secagem e na molhagem. As curvas apresentam um traçado muito semelhante na secagem e na molhagem, sendo aproximadamente paralelas.

É possível caracterizar de forma expedita a curva de retenção através de alguns pontos notáveis. Na Figura 4.3 foram já identificados os pontos que caracterizam o processo de secagem. A curva de molhagem é caracterizada pelo ponto de entrada de água, ψ_w , a que corresponde o valor da sucção a partir do qual o teor em água do solo aumenta mais rapidamente com o decrescimento da sucção. Pode ainda verificar-se, na Figura 4.9, a diferença, em termos de teor em água, entre o ponto inicial do ramo de secagem e o final do ramo de molhagem. Esta diferença corresponde à condição de ar residual, e resulta da existência de ar retido no interior dos poros.

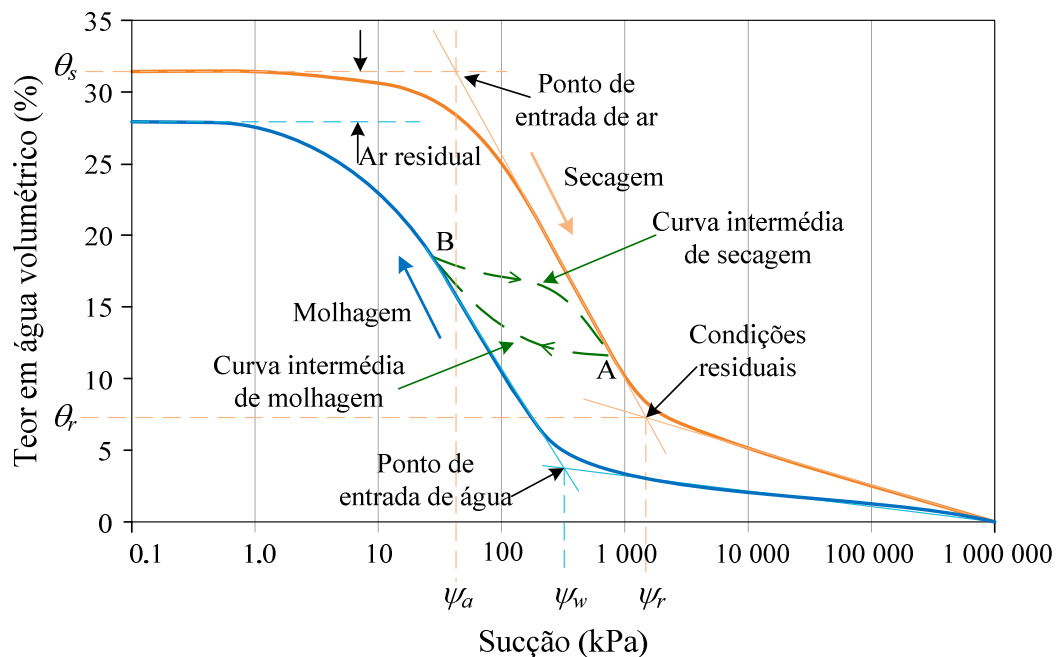


Figura 4.9 – Curva de retenção de um solo – percurso de secagem e de molhagem, adaptado de Yang *et al.* (2004).

Os ramos seco e húmido formam os limites extremos da curva de retenção do solo. Entre esses limites existe um número infinito de curvas intermédias de molhagem e secagem (curvas de varrimento) que se tornam assintóticas com as curvas delimitadoras. As curvas intermédias correspondem às condições reais do solo, surgem devido a variação na quantidade de água existente no solo. Na Figura 4.9 são indicados dois exemplos de curvas intermédias: a ascendente (A→B), cuja condição inicial coincide com o ramo de secagem da curva de retenção com subsequente humedecimento do solo, e a descendente (B→A), onde a condição inicial coincide com o ramo de molhagem e o solo sofre secagem até alcançar o ramo de secagem da curva de retenção. Deste modo, qualquer ponto entre os ramos de secagem e molhagem, após secagem ou humedecimento irá convergir para um dos ramos da curva de retenção do solo.

Historicamente, a curva de retenção do solo foi inicialmente pensada como uma forma de estimar a sucção do solo *in situ*, através da determinação do teor em água do solo e fazendo a sua correspondência com a curva de retenção. No entanto, o comportamento histerético da curva de retenção, associado ao percurso de molhagem e secagem, dificulta a estimativa rigorosa do valor da sucção *in situ*.

A diferença entre o percurso de secagem e de molhagem da curva de retenção torna necessário diferenciar as propriedades do solo associadas à curva de secagem e à curva de molhagem. Deste modo, é fundamental usar funções apropriadas para secagem ou molhagem estimadas pela curva completa de retenção do solo.

Pham *et al.* (2002, 2003) analisaram os dados bibliográficos, correspondentes às curvas de retenção de secagem e molhagem de 34 solos diferentes. Esta análise teve como principal objetivo compreender a natureza do ciclo de histerese.

A diferença entre a sucção no ramo de secagem e de molhagem, no ponto de inflexão da curva de retenção (Figura 4.3), pode ser utilizado como um indicador da magnitude da histerese, já que estes autores observaram que o traçado dos ramos de secagem e molhagem é aproximadamente paralelo. Verificaram também que o afastamento entre os ramos é maior nos solos argilosos e menor nos solos granulares, principalmente nos de granulometria uniforme (Figura 4.10). No Quadro 4.2 é apresentado um resumo das propriedades dos solos indicados na Figura 4.10.

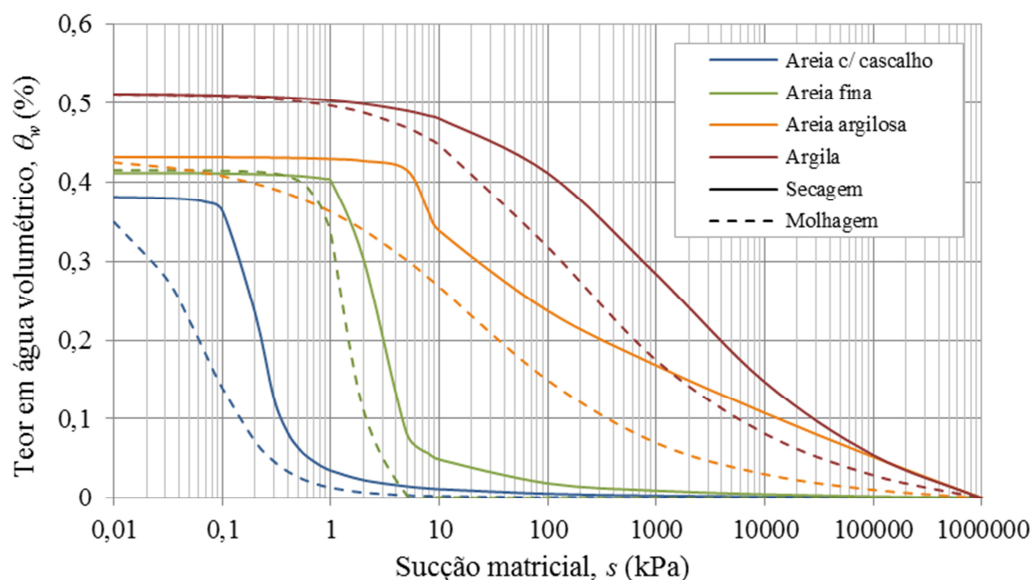


Figura 4.10 – Curvas de retenção de diferentes materiais – ramos de secagem e de molhagem.

Quadro 4.2 – Resumo das propriedades dos solos indicados na Figura 4.10.

Solo	Classificação USCS	G_s	% de finos	w_L (%)	IP (%)	Referência
Areia c/ cascalho	SP	2,62	0	–	–	Yang <i>et al.</i> (2004)
Areia fina	SP	2,65	0	–	–	Yang <i>et al.</i> (2004)
Areia argilosa	SC	2,59	38,9	48	21	Yang <i>et al.</i> (2004)
Argila	CH	2,80	–	85	53	Dye <i>et al.</i> (2008)

O Quadro 4.3 apresenta a gama de valores típicos e os valores médios do afastamento entre as curvas de secagem e de molhagem, sugeridos por Pham *et al.* (2002, 2003), para diferentes tipos de solo.

Quadro 4.3 – Afastamento entre as curvas de secagem e de molhagem, sugeridos por Pham *et al.* (2002, 2003), para diferentes tipos de solo.

Tipo de solo	Gama típica de afastamento ($\Delta \log s$, %)	Afastamento médio ($\Delta \log s$, %)
Areia	15 – 35	25
Silte	35 – 60	50
Argila	–	até 100

Quando uma amostra de solo é recolhida do terreno não se sabe em que ramo se encontra. A diferença entre os ramos de secagem e molhagem pode ser significativa, sendo, como já referido anteriormente, o tipo de solo um dos fatores de influência (Figura 4.11). Por exemplo, para um determinado teor em água, a diferença entre os valores da sucção na secagem e na molhagem podem variar entre 0,1 a 1 MPa. Por outro lado, pequenas variações na textura do solo podem produzir uma translação significativa na curva de retenção.

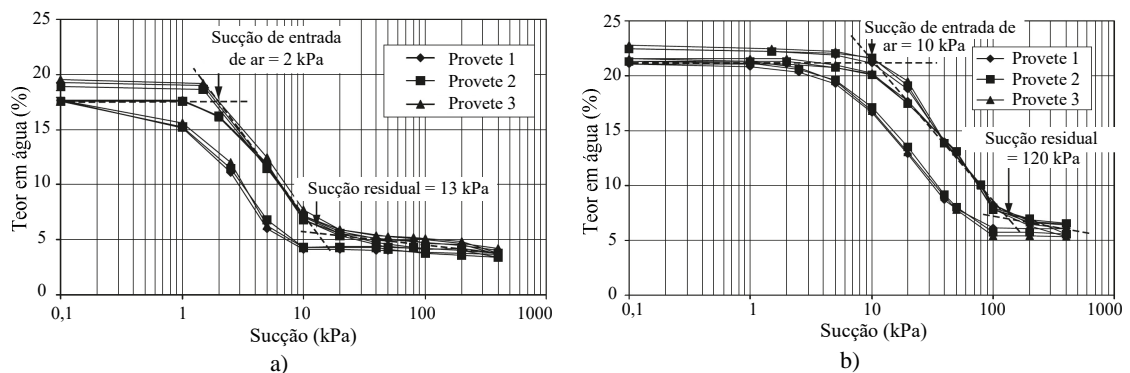


Figura 4.11 – Curvas de retenção – secagem e molhagem: a) areia, b) silte, segundo Phan (2002) referido por Fredlund *et al.* (2011a).

Fredlund (2006) refere a importância de usar modelos simples na resolução de problemas geotécnicos em detrimento de modelos mais elaborados que incluem a histerese e as curvas de varrimento. Fredlund (2006) propõe até que, em alguns casos, onde se pretende estimar propriedades dos solos não saturados, seja usada uma curva de retenção resultante da média entre as curvas de retenção de secagem e de molhagem.

4.2 MODELOS DE DEFINIÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO

São muitas as propostas na literatura de modelos matemáticos para descrever a curva de retenção de água no solo através de equações. Estes modelos matemáticos utilizam parâmetros que incluem pontos singulares com significados físicos relacionados com o teor em água ou a sucção presentes em determinadas condições (por exemplo: saturação, saturação residual ou a sucção de entrada de ar nos poros). Incluem também parâmetros empíricos ou semi-empíricos que permitem o ajuste da curva de retenção entre os pontos singulares. Estes estão frequentemente relacionadas com características físicas, tal como a distribuição da dimensão dos poros e a sucção de entrada de ar.

Os modelos podem ser diferenciados em função do número de parâmetros de ajuste usados, sendo o mais comum o recurso a dois ou a três. Fredlund *et al.* (2011a) agruparam as equações mais frequentemente usadas na determinação da curva de retenção do solo em três categorias em função da gama de valores da sucção que é definida pela equação (Figura 4.12).

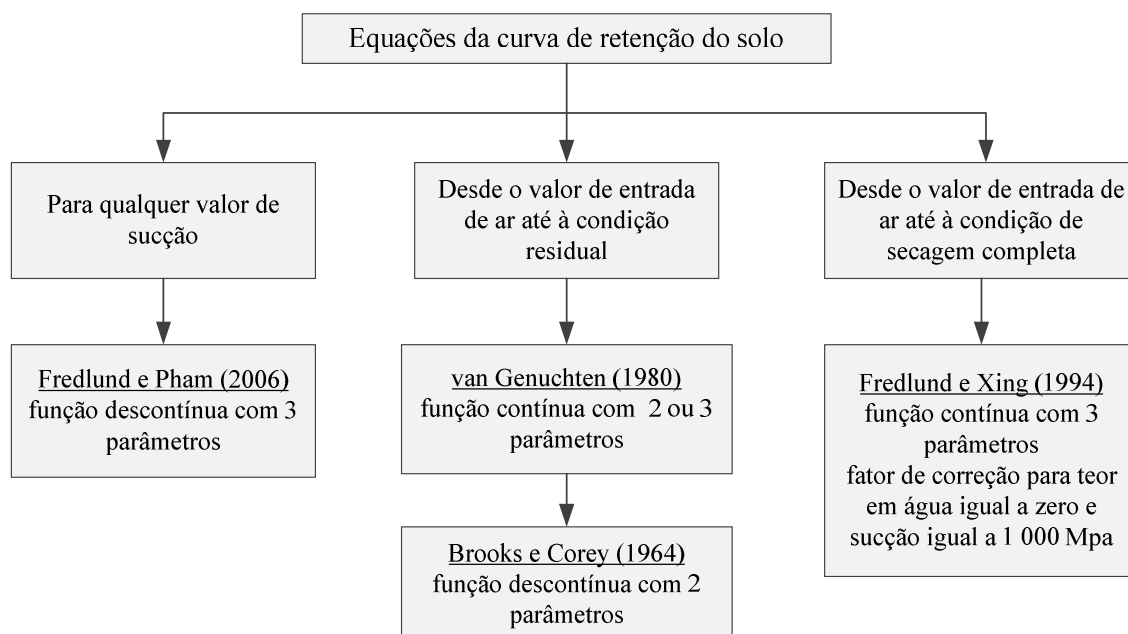


Figura 4.12 – Caracterização das equações da curva de retenção do solo baseada na gama da valores da sucção, adaptado de Fredlund *et al.* (2011).

Descrevem-se, seguidamente, quatro modelos frequentemente adotados em aplicações de engenharia geotécnica, especificamente: o modelo de Brooks e Corey (1964), o de van Genuchten (1980), o de Fredlund e Xing (1994) e o de Fredlund e Pham (2006). Lu e Likos (2004) referem que o modelo de Brooks e Corey (1964) é mais adequado para solos relativamente grosseiros, onde a variação do teor em água ocorre, não só para valores de sucção baixos, mas também numa estreita banda desses valores. Segundo Leong e Rahardjo (1997b), as equações desenvolvidas por van Genuchten (1980) e por Fredlund e Xing (1994) são as mais adequadas para a representação do comportamento de uma maior variedade de solos. O modelo de Fredlund e Pham (2006) faz parte do conjunto de modelos recentemente desenvolvidos no âmbito da engenharia geotécnica. Este modelo é constituído por três equações que abrangem todo o intervalo de teor em água desde, a condição do solo completamente saturado até à condição de completamente seco.

Modelo de Brooks and Corey (BC)

O modelo de Brooks e Corey (1964) constitui uma das primeiras abordagens usadas na definição da curva de retenção de um solo. Brooks e Corey (1964) definiram o modelo em duas partes: a primeira, constante, até ao valor da sucção no ponto de entrada de ar, ψ_{ea} , e a segunda, após ψ_{ea} , descrita através de uma função do tipo potência que integra o índice de distribuição da dimensão dos poros, λ , descrito através de:

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \begin{cases} 1 & \psi < \psi_{ea} \\ \left(\frac{\psi_{ea}}{\psi} \right)^\lambda & \psi \geq \psi_{ea} \end{cases} \quad (4.6)$$

onde, Θ é o teor em água normalizado, definido por $(\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$; θ o teor em água volumétrico (%); θ_r o teor em água volumétrico residual (%); θ_s o teor em água volumétrico de saturação (%); ψ a sucção no solo; ψ_{ea} a sucção no solo no ponto de entrada de ar; e λ o índice de distribuição da dimensão dos poros, definido por $\Delta \log \theta / \Delta \log \psi$. Neste caso considera-se que o valor de θ_r é igual a zero pelo que Θ é igual ao grau de saturação, S_r .

Modelo de van Genuchten (VG)

A equação de van Genuchten (1980) descreve a curva de retenção de água no solo entre o ponto de entrada de ar e as condições residuais. Esta equação envolve três parâmetros empíricos (a , m e n) e pode ser escrita da seguinte forma:

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + (a\psi)^n \right]^m} \quad (4.7)$$

onde, θ é o teor em água (%); θ_r o teor em água residual (%); θ_s o teor em água de saturação (%); ψ a sucção no solo; a , n e m são parâmetros de ajuste da curva de retenção.

O parâmetro a está relacionado com as condições de entrada de ar sendo expresso em MPa^{-1} . O parâmetro n está relacionado com a distribuição da dimensão dos poros do solo e o parâmetro m com simetria global da curva característica. O parâmetro m é frequentemente determinado a partir do parâmetro n , através de uma das seguintes relações:

$$m = 1 - \frac{1}{n} \quad (4.8)$$

ou

$$m = 1 - \frac{1}{2n} \quad (4.9)$$

Esta simplificação do parâmetro m reduz a flexibilidade do modelo de van Genuchten, permitindo, no entanto, uma simplificação significativa na otimização dos parâmetros (Lu e Likos, 2004).

Os solos que apresentam valores de sucção elevados no ponto de entrada de ar são caracterizados por apresentar valores baixos do parâmetro a . Quando os solos apresentam poros de maior dimensão (solos de granulometria mais grosseira e/ou uniforme) os valores do parâmetro n são mais elevados e o troço intermédio da curva de retenção, entre o ponto de entrada de ar e as condições residuais, apresenta uma inclinação próxima da vertical.

Modelo de Fredlund e Xing (FX)

A equação de Fredlund e Xing (1994) inclui um fator, $C(\psi)$, que permite obter valores da sucção superiores ao valor residual. Tal como a expressão proposta por Van Genuchten (1980), esta equação também envolve três parâmetros empíricos (a , m e n) e pode ser escrita da seguinte forma:

$$\theta(\psi) = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right\}^m} \quad (4.10)$$

onde, $C(\psi)$ é o fator de correção determinado pela expressão

$$C(\psi) = \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)} \quad (4.11)$$

ψ a sucção no solo; ψ_r a sucção correspondente ao teor em água residual θ_r ; θ_s o teor em água de saturação (%); e o número de Neper; e a , n , m são parâmetros de ajuste da curva de retenção.

O fator $C(\psi)$, quando a sucção, ψ , atinge o valor de 10^3 MPa, é igual a zero, levando a que o teor em água volumétrico, θ , determinado pela expressão (4.10), seja também nulo.

O parâmetro de ajuste a está relacionado com a sucção de entrada de ar, apresentando, em geral, valores superiores a esta (Figura 4.13a)). Os parâmetros n e m estão relacionados com distribuição da dimensão dos poros e com a simetria global da curva de referência, respetivamente. Os valores do parâmetro n mais elevados levam a curvas de retenção de curvatura muito pronunciada próximo do ponto de entrada de ar (Figura 4.13b)), como no caso de solos uniformes. O parâmetro m controla a inclinação da curva de retenção no troço correspondente à gama de sucção mais elevada. Quando os valores de m são pequenos esse declive é mais acentuado (Figura 4.13c)).

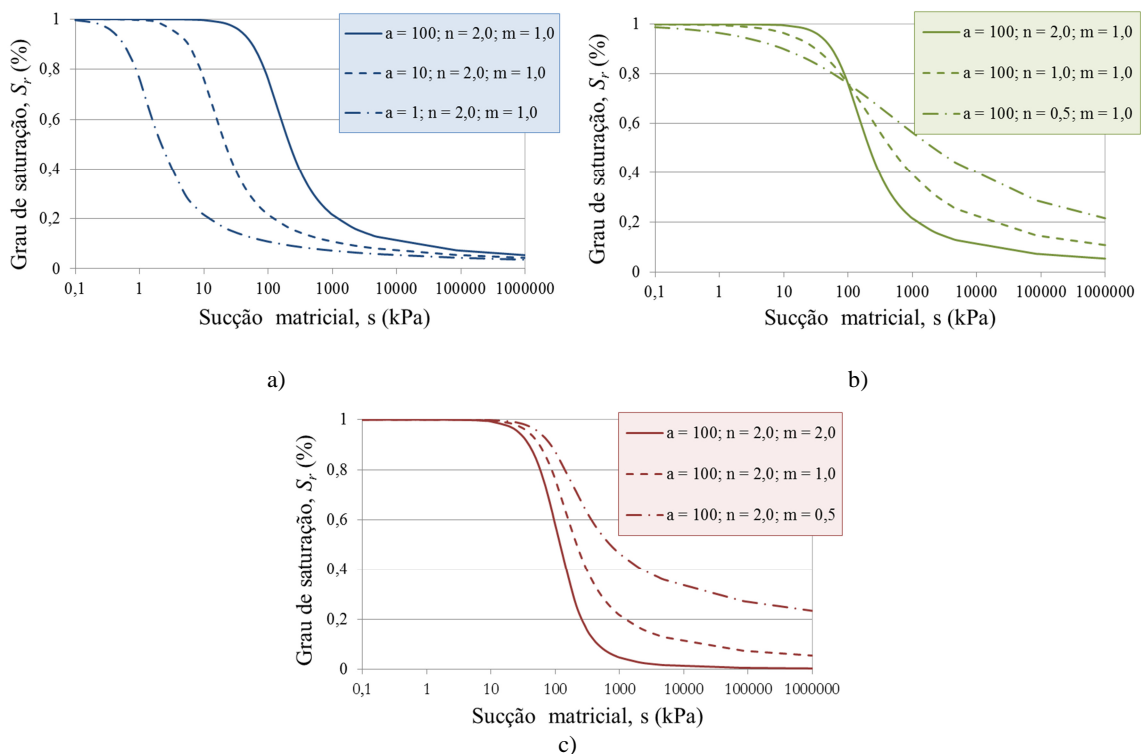


Figura 4.13 – Curvas de retenção do modelo de Fredlund e Xing (1984). Efeito da variação dos parâmetros de ajuste a) a, b) n e c) m (Lu e Likos, 2004).

Modelo de Fredlund e Pham (FP)

A curva de retenção de um solo não saturado definida por Fredlund e Pham (2006) é dividida em três troços lineares semi-logarítmicos: um troço inicial até ao valor da sucção no ponto de entrada de ar (ψ_{ae}); um troço intermédio desde o valor da sucção no ponto de entrada de ar (ψ_{ae})

até ao valor da sucção residual (ψ_r); e um troço final que corresponde aos valores da sucção mais elevados, desde o valor da sucção residual (ψ_r) até 10^6 kPa (Figura 4.14).

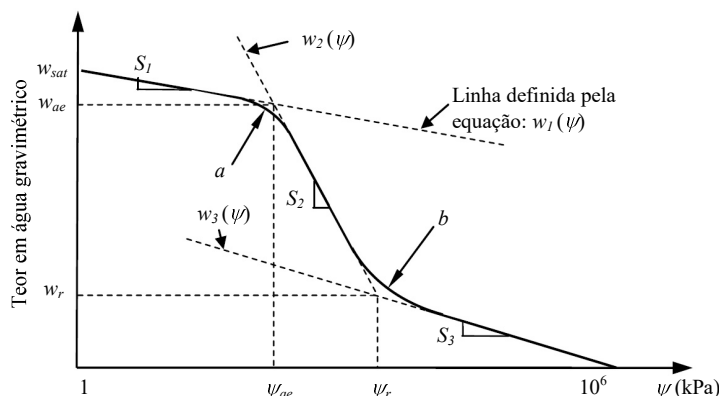


Figura 4.14 – Curva de retenção de um solo com identificação dos troços w_1 , w_2 e w_3 - estabelecidos pelas equações de Fredlund e Pham (2006).

Estas equações podem ser apresentadas da seguinte forma:

$$\begin{cases} w_1(\psi) = w_u - S_1 \log(\psi) & 1 \leq \psi < \psi_{ae} \\ w_2(\psi) = w_{ae} - S_2 \log\left(\frac{\psi}{\psi_{ae}}\right) & \psi_{ae} \leq \psi < \psi_r \\ w_3(\psi) = S_3 \log\left(\frac{10^6}{\psi}\right) & \psi_r \leq \psi < 10^6 \end{cases} \quad (4.12)$$

onde ψ é a sucção no solo; ψ_{ae} a sucção correspondente ao ponto de entrada de ar; ψ_r a sucção correspondente ao teor em água residual; w_u o teor em água para a sucção de 1 kPa; w_{ae} o teor em água no ponto de entrada de ar; e S_1 , S_2 e S_3 a inclinação dos diferentes troços da curva de retenção, desde a gama mais baixa de valores da sucção até aos valores mais elevados.

A utilização destas equações, para a gama de sucções entre 1 e 10^3 MPa, implica determinar os seguintes valores do teor em água: residual, no ponto de entrada de ar e de saturação. Pham (2005) refere que estas equações permitem ampliar o leque de previsão da sucção, desde valores inferiores ao ponto de entrada de ar até valores de sucção acima das condições residuais.

4.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

A condutividade hidráulica dum solo a um dado fluido traduz a facilidade com que ocorre a percolação desse fluido nos vazios desse solo. A condutividade hidráulica, k , depende das propriedades do fluido e das propriedades do meio poroso. Diferentes tipos de fluido (por exemplo água ou óleo) ou diferentes tipos de solo (por exemplo areia ou argila) correspondem a

diferentes valores da condutividade hidráulica (Fredlund e Rahardjo, 1993). As propriedades do fluido na percolação são geralmente consideradas constantes. As características do meio poroso são função das propriedades volumétricas do solo. Neste trabalho a água é o fluido que preenche os poros do solo, pelo que a condutividade hidráulica será identificada por k_w , e pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$k_w = \frac{\rho_w g}{\mu_w} k \quad (4.13)$$

onde k_w é a condutividade hidráulica (m/s); ρ_w a massa volúmica da água (kg/m^3); g a aceleração da gravidade (m/s^2); μ_w a viscosidade dinâmica da água (Ns/m^2); e k a permeabilidade intrínseca (m^2).

Admitindo a massa volúmica da água igual a 1000 kg/m^3 e a viscosidade dinâmica da água de $1,0 \times 10^{-3} \text{ Ns/m}^2$ a 20°C , a equação 4.13 pode ser simplificada:

$$k_w = 9,81 \times 10^6 k \quad (4.14)$$

A permeabilidade intrínseca, k , caracteriza o meio poroso, isto é, a dimensão, a geometria e a distribuição dos poros, sendo independente das propriedades do fluido (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A percolação de água no solo saturado ocorre através do espaço dos poros preenchido por água. O solo torna-se não saturado quando o ar substitui em parte a água existente nos poros de maior dimensão, fazendo com que a percolação se limite aos poros mais pequenos, aumentando a tortuosidade do fluxo, ou seja, a água apresenta maior dificuldade de movimento no interior dos poros. Como já se referiu na secção 4.1, a diminuição da quantidade de água no solo contribui para o aumento da sucção matricial e para a diminuição do volume de poros preenchidos por água, levando a que a interface ar-água seja atraída para cada vez mais perto das partículas do solo. Como resultado, a condutividade hidráulica diminui rapidamente quando o espaço disponível para a percolação de água no solo se reduz. A Figura 4.15 mostra os diferentes estágios (1 a 5) no desenvolvimento da interface ar-água de um solo não saturado quando se verifica a diminuição do volume de água nos poros do solo, admitindo a invariância da posição das partículas sólidas. No estágio 1 o solo encontra-se saturado e a sucção matricial é zero. A condutividade hidráulica apresenta o seu valor máximo e os poros do solo encontram-se totalmente preenchidos por água. Entre os estágios 1 e 2 o solo permanece saturado. No entanto, até alcançar o ponto de entrada de ar (estágio 2), o solo apresenta uma sucção diminuta e a sua condutividade hidráulica tende a diminuir. Como anteriormente referido, o estágio 2 corresponde ao ponto onde se inicia a drenagem do solo e o ar começa a preencher os poros de

maior dimensão. Consequentemente, a sucção aumenta, diminuindo o teor em água e a condutividade hidráulica do solo pelas razões atrás expostas.

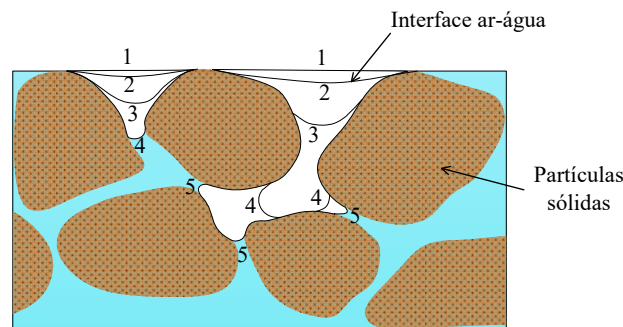


Figura 4.15 – Desenvolvimento da interface ar-água de um solo não saturado, segundo Childs (1969) referido por Fredlund e Rahardjo (1993).

Nos solos saturados, a condutividade hidráulica varia em função do índice de vazios (Fredlund e Rahardjo, 1993; Leong e Rahardjo, 1997a). Os vazios do solo encontram-se totalmente preenchidos por água (Fredlund, 1996).

Nos solos não saturados, a variação do grau de saturação e, em menor grau, do índice de vazios leva a que a condutividade hidráulica varie de forma significativa. A sucção matricial domina a quantidade de água existente no solo sendo, deste modo, o principal fator de influência (Fredlund, 2006). Assim, torna-se necessário estabelecer uma função que permita estimar a condutividade hidráulica dos solos não saturados dependendo do valor da sucção prevalente. Essa função representa a relação entre a condutividade hidráulica e a sucção do solo, $k_w(\psi)$, ou alternativamente entre a condutividade hidráulica e o teor em água volumétrico, $k_w(\theta)$.

A condutividade hidráulica para um dado valor da sucção $k_w(\psi)$ pode ser referenciada à condutividade hidráulica de saturação, k_s . Esta relação define a condutividade hidráulica relativa $k_r(\psi)$ e pode ser descrita pela seguinte expressão:

$$k_r(\psi) = \frac{k_w(\psi)}{k_w} \quad (4.15)$$

Esta pode ser definida também em função do teor em água volumétrico, $k_r(\theta)$.

A Figura 4.16 mostra as curvas de retenção de um silte argiloso e de uma areia e a sua relação com a condutividade hidráulica. A condutividade hidráulica, em ambos os solos, mantém-se constante, e essencialmente igual à condutividade hidráulica de saturação até ser atingido o valor da sucção no ponto de entrada de ar. Após este ponto, a condutividade hidráulica diminui em simultâneo com o teor em água do solo, até que seja alcançado o valor da sucção residual. A partir deste ponto, a condutividade hidráulica permanece constante (Fredlund, 1996). No

entanto, Fredlund (2002) refere a falta de dados para caracterizar a função que descreve a evolução da condutividade hidráulica no último segmento da curva de retenção do solo.

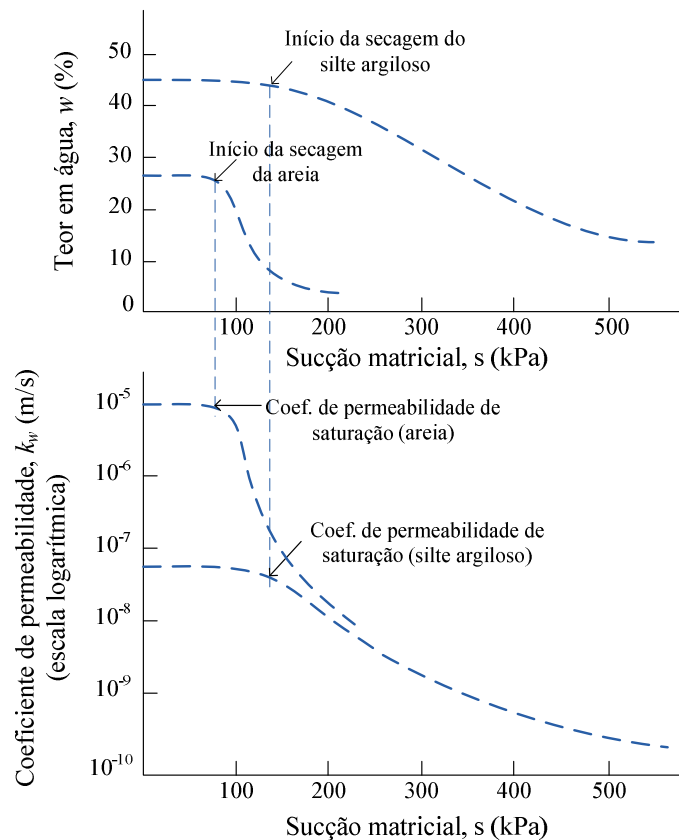


Figura 4.16 – Relação entre a curva de retenção e a condutividade hidráulica de um silte argiloso e de uma areia, adaptado de Fredlund, (1996).

A determinação da condutividade hidráulica nos solos não saturados é um processo demorado, com demora crescente à medida que o teor em água no solo diminui. Num solo não saturado os valores da condutividade hidráulica podem apresentar grande disparidade, o que dificulta a sua determinação direta por não existir equipamento capaz de medir, de forma eficiente, uma gama de valores tão ampla. Leong e Rahardjo (1997a) referem os seguintes problemas associados à medição direta da condutividade hidráulica:

1. necessidade de um período de tempo longo para concluir uma série de medições da permeabilidade, tanto mais longo quanto mais baixa for a condutividade hidráulica, especialmente para valores elevados da sucção matricial;
2. necessidade de grande precisão na determinação da variação do volume de água no solo devido à pequena expressão do fluxo; a perda de água pelo equipamento de medida ou a difusão do ar através da água pode introduzir erros sérios na determinação do volume de água;

3. em alguns casos, pode desenvolver-se um gradiente de sucção osmótica entre a água existente nos poros do solo e a água pura utilizada como fluido na realização do ensaio; este gradiente de sucção osmótica torna-se mais significativo à medida que o teor em água na amostra de solo diminui;
4. com o aumento da sucção matricial, o provete pode contrair, destacando-se da parede da célula e do disco poroso de elevada sucção de entrada de ar utilizados no ensaio; o espaço de ar criado pela diminuição de volume do provete pode gerar perturbação na continuidade do fluxo de água.

Devido às dificuldades mencionadas anteriormente a condutividade hidráulica nos solos não saturados é frequentemente determinada estabelecendo funções que relacionam a condutividade hidráulica com o teor em água ou com a sucção do solo. Na bibliografia (Leong e Rahardjo 1997a; Lu e Likos, 2004; Fredlund, 2006) são referidas três modelos possíveis para caracterizar a condutividade hidráulica dos solos não saturados: os empíricos, os macroscópicos e os estatísticos.

Os modelos empíricos recorrem a equações que integram a condutividade hidráulica de saturação e pelo menos um parâmetro de ajuste. Estas equações descrevem a variação da condutividade hidráulica em função da sucção matricial, ψ_m , ou do teor em água volumétrico, θ . As equações podem ser ajustadas a partir de pontos experimentais em número superior ao número de parâmetros de ajuste da equação adotada. O Quadro 4.4 apresenta algumas das equações empíricas mais frequentemente referenciadas na bibliografia (Fredlund, *et al.*, 1994; Leong e Rahardjo, 1997b; Fredlund, 2006), para a função condutividade hidráulica de solos não saturados em função da sucção, $k_w(\psi)$, ou do teor em água volumétrico, $k_w(\theta)$.

Os modelos macroscópicos têm como pressuposto assumir a semelhança entre o fluxo laminar e o escoamento em meios porosos, em ambos os casos. Estes modelos são expressos através de uma lei do tipo potência com a seguinte forma

$$k_r = S_e^\eta \tag{4.16}$$

onde k_r é a condutividade hidráulica relativa; S_e o grau de saturação efetivo ($S_e = (\theta - \theta_r)/(\theta_s - \theta_r)$); e η um parâmetro de ajuste.

O valor do expoente η depende dos pressupostos estabelecidos para a função condutividade hidráulica. Segundo dados de bibliografia, apresentados por (Fredlund, 2006), η situa-se entre 2 e 4.

Quadro 4.4 – Equações empíricas para a condutividade hidráulica de solos não saturados.

Tipo	Equação	Parâmetros	Referência
$k_w = f(\psi)$	$k_w = \alpha \psi^n$	α e n	Wind (1955)
	$k_w = k_s / (a\psi^m + 1)$ $k_w = k_s \exp(-\alpha\psi)$	a , n e α	Gardner (1958)
	$k_w = k_s$, para $\psi \leq \psi_{ea}$ $k_w = k_s (\psi_{ea}/\psi)^\eta$ para $\psi > \psi_{ea}$ $\eta = 2 + 3\lambda$	η e λ	Brooks e Corey (1964)
	$k_w = k_s$, para $\psi \leq \psi_{ea}$ $k_r = \exp[-\alpha(\psi - \psi_{ea})]$, para $\psi_r \leq \psi \leq \psi_{ea}$ $k_w = k_r(\psi / \psi_r)^{-n}$, para $\psi < \psi_r$	α e n	Rijtema (1965)
$k_w = f(\theta)$	$k_w = \Theta^n$	n	Averjanov (1950)
	$k_w = k_s \exp[\alpha(\theta - \theta_s)]$	α	Davidson <i>et al.</i> (1969)
	$k_w = k_s (\theta/\theta_s)^n$	n	Campbell (1974)

Os modelos estatísticos podem ser usados para prever a função condutividade hidráulica quando se conhece a condutividade hidráulica de saturação, k_s , e a curva de retenção do solo (Quadro 4.5). Esta abordagem baseia-se no facto de que, tanto a função condutividade hidráulica como a curva de retenção do solo, são condicionadas principalmente pela distribuição da dimensão dos poros do solo considerado (Fredlund, *et al.*, 1994).

Leong e Rahardjo (1997a) referem também os principais problemas associados à determinação indireta da condutividade hidráulica:

1. dificuldade na determinação do ponto a partir do qual, para uma dada sucção, o teor em água estabiliza;
2. tal como acontece no processo direto, a determinação da variação do teor em água deve ser muito precisa, em especial para valores da sucção matricial elevados;
3. a difusão de ar dificulta a precisão na determinação do volume de água no solo;
4. o uso de equipamentos com “sistema aberto”, ou seja, onde a água contacta o ar sob pressão atmosférica, pode levar à ocorrência de perdas de água por evaporação ou por evaporação no disco de cerâmica, o que leva a erros na determinação do teor em água do provete;
5. para valores elevados de sucção o provete do solo pode apresentar diminuição de volume, dificultando a determinação do seu volume, o que pode causar erros na determinação da curva de retenção do solo.

Quadro 4.5 – Funções estatísticas de condutividade hidráulica baseadas na condutividade hidráulica de saturação e na curva de retenção do solo (Fredlund *et al.*, 2011).

Modelos de condutividade hidráulica	Referência à curva de retenção do solo			
	van Genuchten (1980)	Fredlund e Xing (1994)	Brooks e Corey (1964)	Campbell (1974)
Childs e Collis-George (1950)	–	$k_r = \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_{ca})}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy}$ <p>$b = \ln(10^6)$; θ' = derivada da eq. (4.10) em relação a ψ</p>	–	$k_r = \left(\frac{\psi}{\psi_{\text{ave}}} \right)^{-2(2/b)}$
Burdine (1953)	$k_r(\psi) = \frac{1 - (\alpha\psi)^{n-2} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m}}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{2n}}$ $m = 1 - \frac{2}{n}$	–	$k_r(\psi) = (\alpha\psi)^{-2-3\lambda}$	–
Mualem (1986)	$k_r(\psi) = \frac{\left\{ 1 - (\alpha\psi)^{n-1} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m} \right\}^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{1,5}}$ $m = 1 - \frac{1}{n}$	–	–	–

A Figura 4.17 mostra a curva de retenção e a correspondente função condutividade hidráulica típica de um solo siltoso. Como já referido, a condutividade hidráulica diminui, numa escala logarítmica, com o aumento da sucção, após o valor de entrada de ar. A percolação de água no solo pode ocorrer para valores de sucção bastante elevados. A condutividade hidráulica diminui até ao ponto onde a percolação de água no estado líquido cessa. Nesse ponto ocorre a transferência entre a percolação de água no estado líquido para o estado de vapor. As funções propostas para determinar a condutividade hidráulica estabelecem a sua diminuição de uma forma indefinida, levando a que sejam atingidos valores muito reduzidos da condutividade hidráulica. A falta de um limite inferior para a condutividade hidráulica pode gerar dificuldades, tanto do ponto de vista da modelação numérica como do ponto de vista da compreensão do comportamento físico (Fredlund, 2006).

Ebrahimi-B. *et al.* (2004) efetuaram um estudo em solos de diversas características texturais, com o objetivo de determinar um limite inferior para a condutividade hidráulica. Na determinação desse limite foram aplicadas duas abordagens distintas: a adoção do ponto relativo às condições residuais da curva de retenção de um solo como sendo o ponto onde se atinge o limite inferior da condutividade hidráulica e a sua determinação com base na teoria do fluxo de vapor de água.

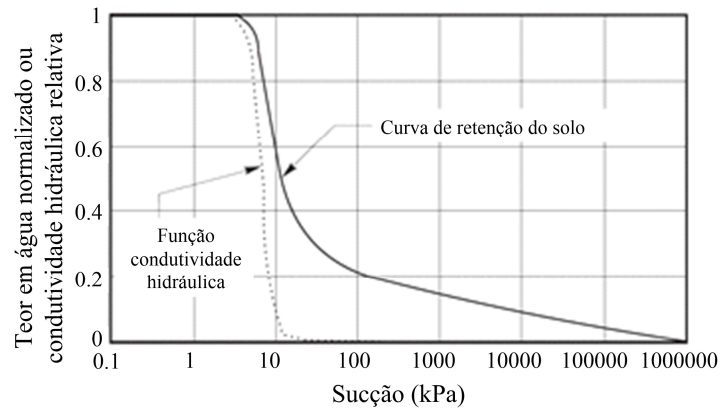


Figura 4.17 – Curva de retenção e respetiva função condutividade hidráulica típica de um solo siltoso (Fredlund *et al.*, 1994).

O estudo efetuado por Ebrahimi-B. *et al.* (2004) para determinar o limite inferior da condutividade hidráulica, a partir das condições residuais, envolveu 45 amostras de solo com diferente classificação granulométrica: areia, areia siltosa, silte arenoso e silte e foram aplicados diferentes modelos da função condutividade hidráulica (todos os indicados no Quadro 4.5), com o objetivo de estabelecer a sua relação com a sucção do solo e verificar qual a função que oferecia melhores resultados. A condutividade hidráulica do solo não saturado correspondente às condições residuais foi determinada de acordo com o procedimento indicado na Figura 4.18. Este procedimento consiste em estabelecer a curva de retenção do solo, determinando em seguida o ponto correspondente às condições residuais (ψ_r , θ_r), conforme indicado na Figura 4.18 a). O valor da sucção residual é transposto para o gráfico que relaciona a sucção com a condutividade hidráulica para as curvas definidas pelas diferentes funções de condutividade hidráulica. Os pontos assim obtidos quando projetados no eixo das ordenadas do gráfico da Figura 4.18 b), permitem calcular o valor da condutividade hidráulica nas condições residuais.

A Figura 4.19 mostra os valores da condutividade hidráulica correspondente às condições residuais, para os diferentes solos estudados. Estes valores foram obtidos a partir do modelo de condutividade hidráulica proposto por Fredlund *et al.* (1994). Em todos os tipos de solo foi obtida uma gama muito ampla de resultados. De acordo com Ebrahimi-B. *et al.* (2004), os valores obtidos para a condutividade hidráulica nas condições residuais afiguram-se elevados.

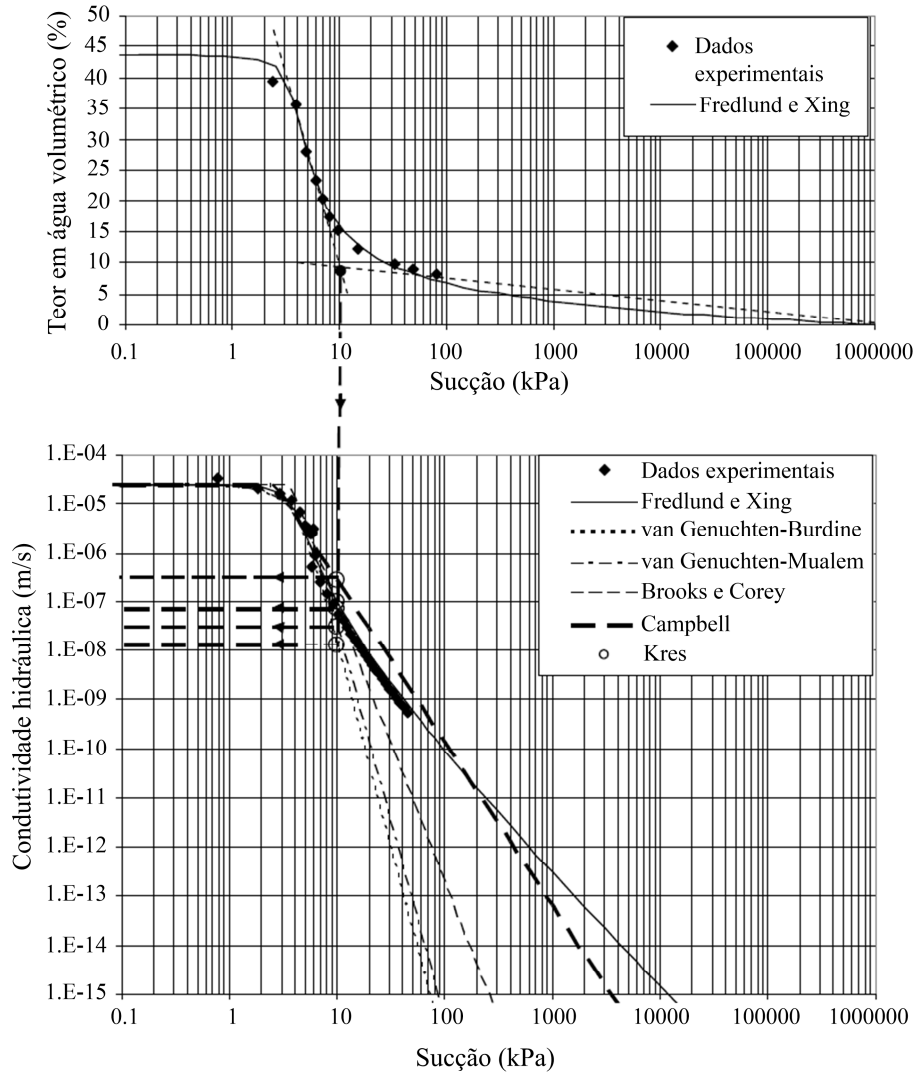


Figura 4.18 – Cálculo da condutividade hidráulica usando diferentes modelos preditivos para uma areia siltsosa: a) curva de retenção aplicando o ajustamento de Fredlund e Xing (1994); b) diferentes funções de condutividade hidráulica e a sua relação com as condições residuais (Ebrahimi-B *et al.*, 2004).

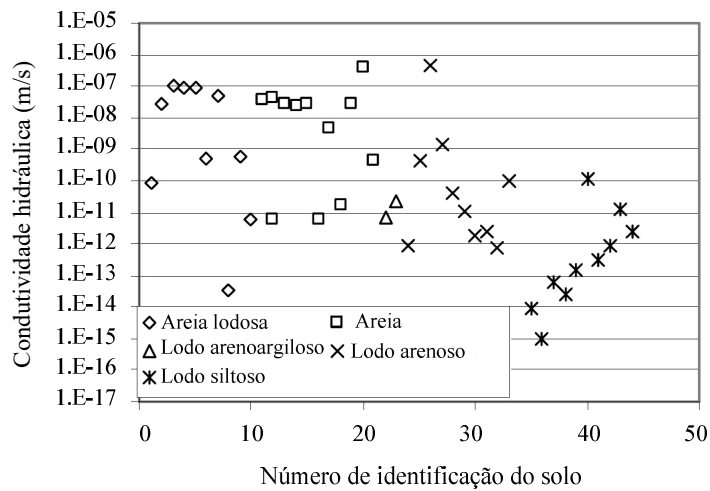


Figura 4.19 – Condutividade hidráulica correspondente às condições residuais para diferentes solos (Ebrahimi-B *et al.*, 2004).

A segunda abordagem para a determinação do limite inferior da condutividade hidráulica recorre à teoria do fluxo de vapor de água. Assim, quando a sucção no solo atinge valores elevados, a percolação de água no solo ocorre sob a forma de vapor. A condutividade hidráulica ao vapor, k_v , pode ser determinada pela seguinte expressão

$$k_v = \frac{\rho_v g}{\mu_v} k \quad (4.17)$$

onde k_v é a condutividade hidráulica ao vapor (m/s); ρ_v a massa volúmica do vapor de água (kg/m^3); g a aceleração da gravidade (m/s^2); μ_v a viscosidade dinâmica do vapor de água (Ns/m^2); e k a permeabilidade intrínseca (m^2).

Admitindo a massa volúmica do vapor de água igual a $0,017 \text{ kg/m}^3$ e a sua viscosidade dinâmica de $8,85 \times 10^{-6} \text{ Ns/m}^2$ a 20°C (Scanlon et al., 2002), a equação (4.17) pode ser simplificada para

$$k_v = 1,88 \times 10^4 k \quad (4.18)$$

A condutividade hidráulica ao vapor é desprezável quando a sucção apresenta valores baixos e a percolação de água no estado líquido é predominante. Na abordagem baseada na teoria de fluxo de vapor de água, Ebrahimi-B. *et al.* (2004) determinaram variações na condutividade hidráulica ao vapor com a sucção existente no solo. A Figura 4.20 mostra a variação da condutividade hidráulica à água e ao vapor com a sucção, numa areia siltosa.

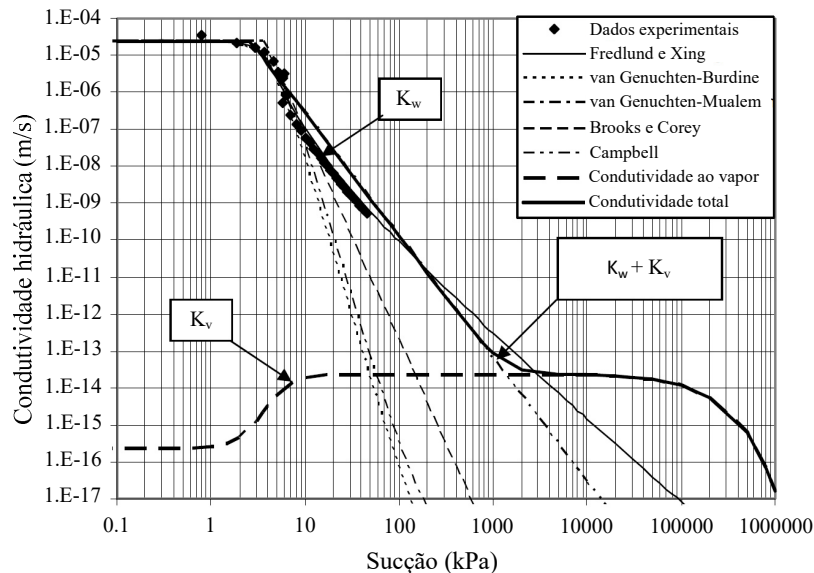


Figura 4.20 – Variação da condutividade hidráulica no estado líquido e de vapor para uma areia siltosa (Ebrahimi-B *et al.*, 2004).

A condutividade hidráulica ao vapor, k_v , apresenta um valor reduzido quando o solo se aproxima da saturação, começando a aumentar à medida que o ar entra nos poros do solo.

Quando a condutividade hidráulica no estado líquido, k_w , atinge um valor próximo das condições residuais (com a sucção igual a cerca de 10 kPa), a condutividade hidráulica ao vapor atinge o seu valor máximo. No entanto, a condutividade hidráulica k_w nas condições residuais ainda permanece acima de k_v em várias ordens de grandeza. O ponto em que se verifica a igualdade entre k_v e k_w corresponde ao ponto a partir do qual a condutividade hidráulica ao vapor começa a ser dominante. Ebrahimi-B. *et al.* (2004) propõem basear neste ponto a estimativa do valor mínimo para a condutividade hidráulica à água. Sugerem como razoável para este limite inferior o valor de 10^{-14} m/s, independentemente do tipo de solo (Figura 4.21).

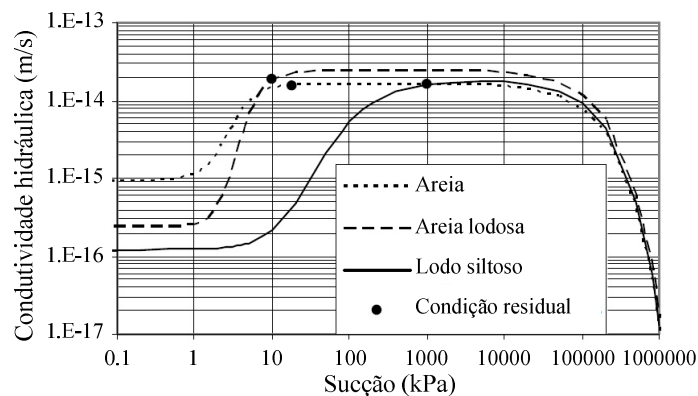


Figura 4.21 – Curvas da função de condutividade hidráulica ao vapor para diferentes solos (Ebrahimi-B *et al.*, 2004).

Como indicado na secção 4.1, a propósito da determinação da curva de retenção, os solos estão sujeitos a processos de secagem e de molhagem, causando histerese hídrica. A condutividade hidráulica está diretamente relacionada com o teor em água volumétrico (ou grau de saturação), pelo que a sua relação com a sucção também apresenta histerese. No entanto, quando se estabelece a relação entre a condutividade hidráulica e o teor em água volumétrico verifica-se que este comportamento histerético é menos significativo que a histerese hídrica propriamente dita (Figura 4.22). Por este motivo, Fredlund *et al.* (1994) propõem que a condutividade hidráulica seja calculada apenas para o ramo de secagem.

A Figura 4.23 mostra a relação entre a sucção e a condutividade hidráulica k_w (Figura 4.23 a)) e a relação entre a sucção e o grau de saturação (Figura 4.23 b)) em esferas de vidro, estudadas por Mulaem (1976), como referido por Fredlund (2006). Os resultados mostram que, quando é aplicada uma sucção tão pequena quanto 3 kPa, a condutividade hidráulica começa a diminuir, observando-se que essa diminuição tem início com a entrada de ar no empacotamento de esferas. Deste modo, pode concluir-se que a maior variação nos valores da condutividade hidráulica ocorre para valores da sucção imediatamente superiores ao ponto de entrada de ar.

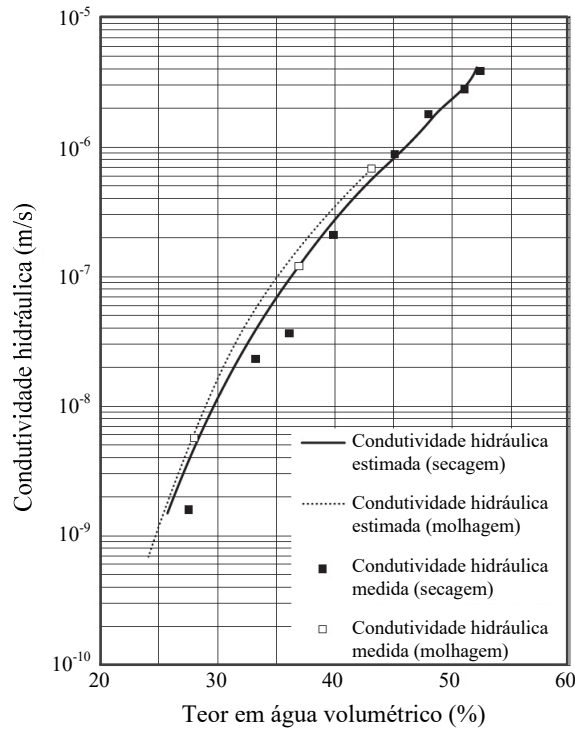


Figura 4.22 – Comparação entre os valores da condutividade hidráulica calculados durante a secagem e a molhagem, segundo Elrick e Bowman (1964) referido por Fredlund *et al.* (2012).

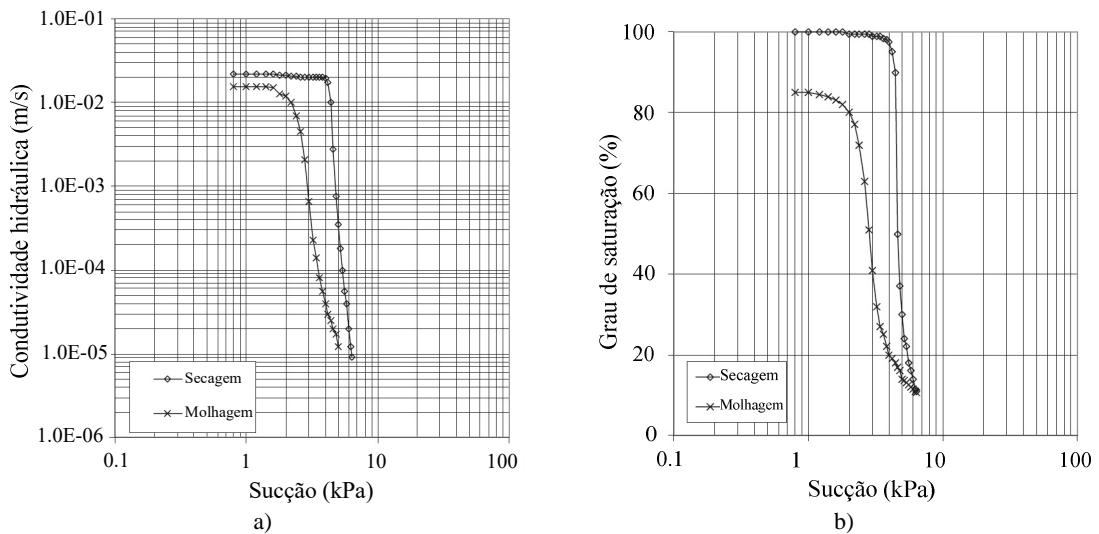


Figura 4.23 – Resultados de ensaios realizados por Mualem (1974) em esferas de vidro (Fredlund, 2006): a) variação da condutividade hidráulica em função da sucção; b) curva de retenção.

Fredlund *et al.* (1994) efetuaram um estudo comparativo entre os valores da condutividade hidráulica determinados a partir de ensaios e calculados pela função de condutividade hidráulica. A condutividade hidráulica relativa dos solos foi determinada pela expressão indicada no Quadro 4.5 que usa como referência a curva de retenção de Fredlund e Xing (1994) (equação (4.10)).

A Figura 4.24 mostra, como exemplo, os resultados obtidos para o solo siltoso de *Touchet*. Na Figura 4.24 a) mostra-se a curva de retenção do solo e na Figura 4.24 b) a comparação entre os

valores da condutividade hidráulica medidos e os calculados pela função condutividade hidráulica, usando os parâmetros de ajuste indicados na Figura 4.24 a). A análise das figuras mostra que os valores da condutividade hidráulica determinados pela função condutividade hidráulica e os medidos são bastante próximos, validando, deste modo, o procedimento de ajustamento de parâmetros e a própria forma da curva paramétrica.

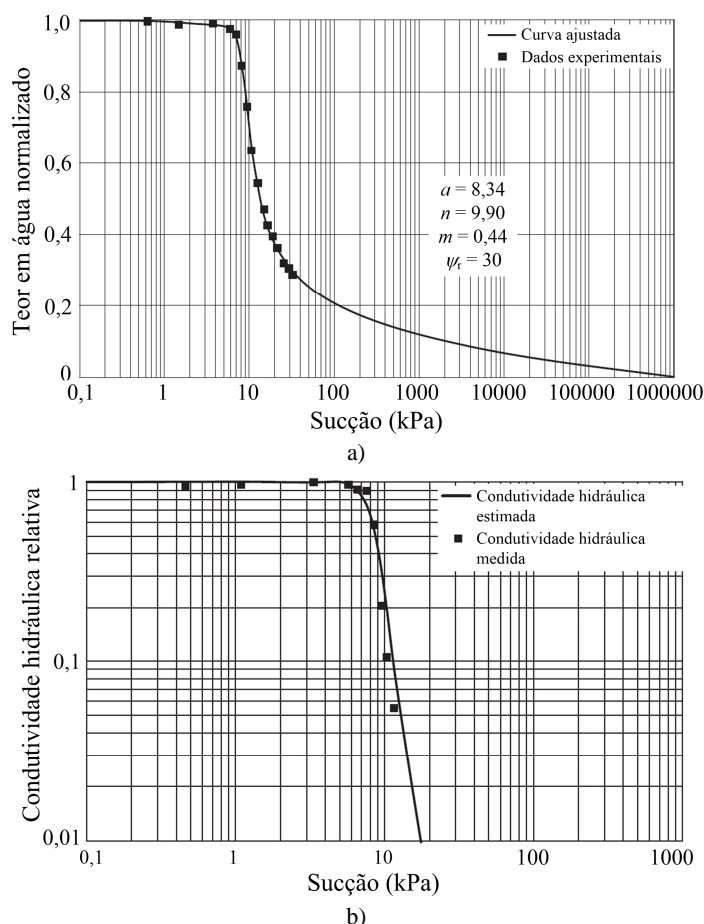


Figura 4.24 – a) Curva de retenção do solo siltoso de *Touchet*; b) Comparação entre os valores da condutividade hidráulica medidos e calculados para o mesmo solo (Fredlund *et al.*, 1994).

A Figura 4.25 mostra, como exemplo, os resultados obtidos para uma argila magra de *Yolo*, representando-se, na Figura 4.25 a), a curva de retenção do solo e, na Figura 4.25 b), a comparação entre os valores da condutividade hidráulica medidos e os calculados pela função condutividade hidráulica usando os parâmetros de ajuste indicados na Figura 4.25 a). A Figura 4.25 b) mostra que os valores da condutividade hidráulica medidos se encontram coerentes com os determinados pela função condutividade hidráulica para os valores da sucção inferiores a 4 kPa. A partir deste ponto os valores divergem. Fredlund *et al.* (1994) sugerem a hipótese de ter ocorrido erros nos dados medidos para valores da sucção superiores a 4 kPa. Os autores referem, ainda, que a determinação dos valores da condutividade hidráulica em solos argilosos é, geralmente, menos precisa do que em solos arenosos. Há ainda a referir que o estudo foi realizado utilizando na determinação da curva de retenção uma gama de valores de sucção

baixos (limite superior 60 kPa). No entanto, é recomendável que, na determinação da curva de retenção de um solo, também sejam medidos valores elevados de sucção, para que aumente a precisão na determinação dos valores da condutividade hidráulica.

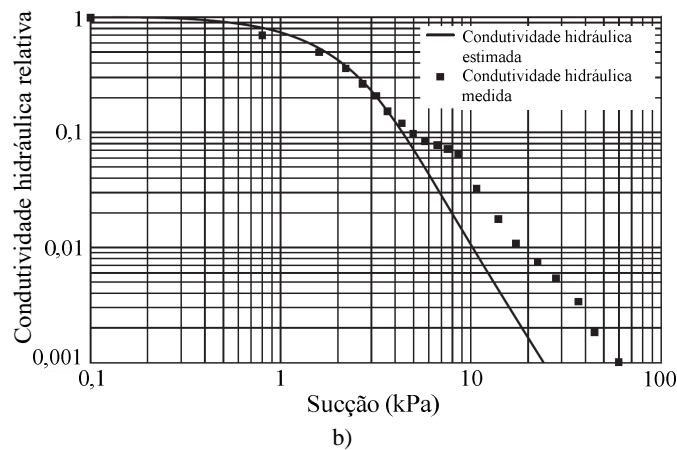
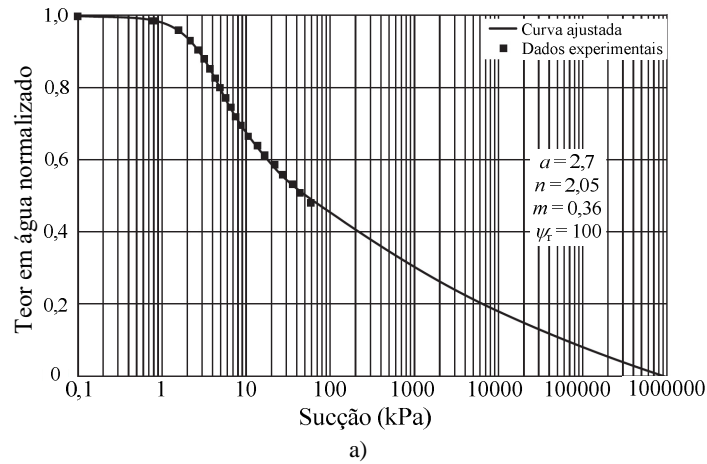


Figura 4.25 – a) Curva de retenção de uma argila magra de Yolo; b) Comparação entre os valores da condutividade hidráulica medidos e calculados para o mesmo solo (Fredlund *et al.*, 1994).

Como concluiu Mualem (1986), referido por Fredlund *et al.* (1994), não existe um único modelo que possa ser adotado para todos os tipos de solo. O modelo proposto por Fredlund *et al.* (1994) revelou resultados mais satisfatórios em solos arenosos do que em solos argilosos. Meerdink *et al.* (1996) atribuíram a existência de uma fraca correlação entre os valores da condutividade hidráulica relativa do solo medidos e os determinados a partir dos modelos à incapacidade das funções de condutividade hidráulica, baseadas em modelos de tubo capilar, captar a complexidade da percolação em solos argilosos. Como anteriormente referido, a sucção nos poros do solo combina os efeitos capilares e a adsorção, sendo que nos solos argilosos este último tem um efeito preponderante.

O caráter anisotrópico dos solos, devida à dimensão, à forma e ao arranjo entre as suas partículas, bem como à história geológica, condiciona a percolação de água. Deste modo,

Frendlund (2006) considera a anisotropia como outro fator que condiciona a função condutividade hidráulica. Segundo Freeze e Cherry (1979), referido por Frendlund (2006), a anisotropia do solo proporciona variação nas funções de condutividade hidráulica devido a variações na condutividade hidráulica de saturação. Esta variação pode oscilar entre uma direção onde são registados valores mínimos da condutividade hidráulica e outra onde são registados os valores máximos (Figura 4.26). Apesar da variação na função de condutividade hidráulica, o valor da sucção de entrada de ar observado na curva de retenção, corresponde ao ponto onde ambas as funções de condutividade hidráulica começam a diminuir.

A estrutura induzida no processo de compactação afeta o comportamento hidráulico do solo, que se traduz através da sua condutividade hidráulica e da sua curva de retenção. Como já foi descrito anteriormente, um solo compactado do lado seco apresenta uma estrutura floclada, que se caracteriza pela presença de poros de maior dimensão, enquanto um solo compactado do lado húmido apresenta uma estrutura dispersa e os seus poros possuem menores dimensões. Tendo em conta o exposto, espera-se que o solo compactado do lado seco apresente valores da condutividade hidráulica superiores aos que seriam obtidos quando compactado do lado húmido. A estrutura dispersa confere ao solo maior anisotropia fazendo induzir maior condutividade hidráulica na direção paralela à orientação das partículas do solo, quando comparada com a direção perpendicular.

A Figura 4.26 também caracteriza a capacidade de armazenamento de água no solo associada à percolação num solo não saturado, m_2^w . A capacidade de armazenamento de água no solo corresponde ao declive da curva de retenção e pode ser obtida a partir da derivada da equação proposta para a curva de retenção. A função derivada apresenta, em geral, um ponto máximo que corresponde ao ponto de inflexão da curva de retenção. A forma da função mostra a diferença entre a capacidade de armazenamento dos solos arenosos e argilosos. Nos solos arenosos esse ponto é mais pronunciado, o que reflete uma gama de distribuição da dimensão dos poros estreita, onde a percolação ocorre numa gama também estreita de sucção. Nos solos argilosos a curva é menos pronunciada, a gama de distribuição da dimensão dos poros é mais ampla, assim como a gama de valores da sucção onde se regista a percolação de água no solo (Figura 4.27).

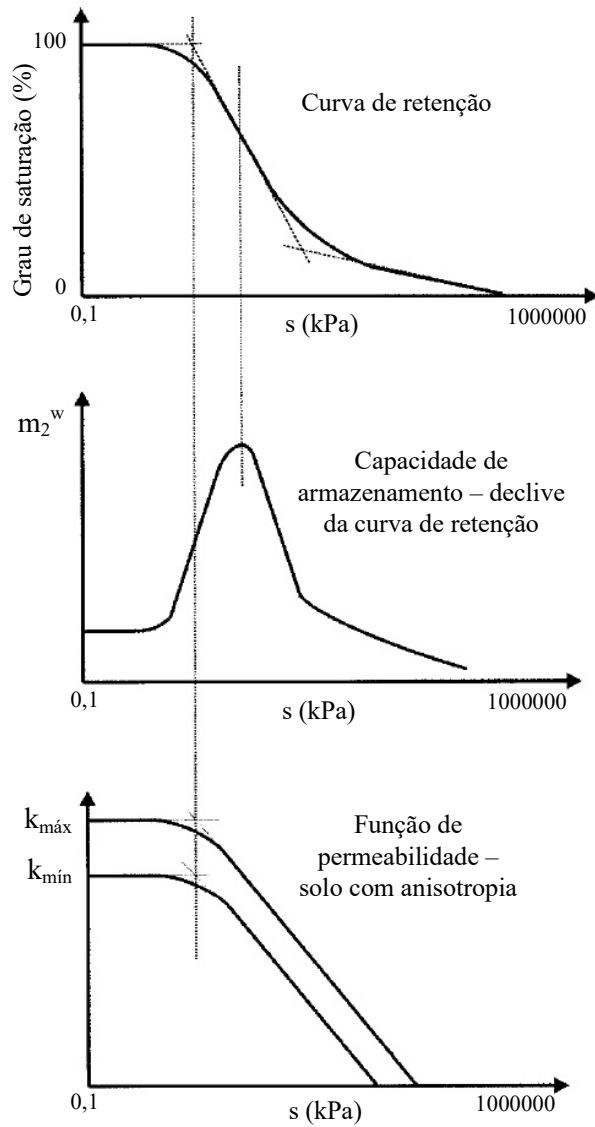


Figura 4.26 – Exemplo de funções de retenção, de armazenamento de água e de condutividade hidráulica num solo anisotrópico, adaptado de Fredlund *et al.* (2012).

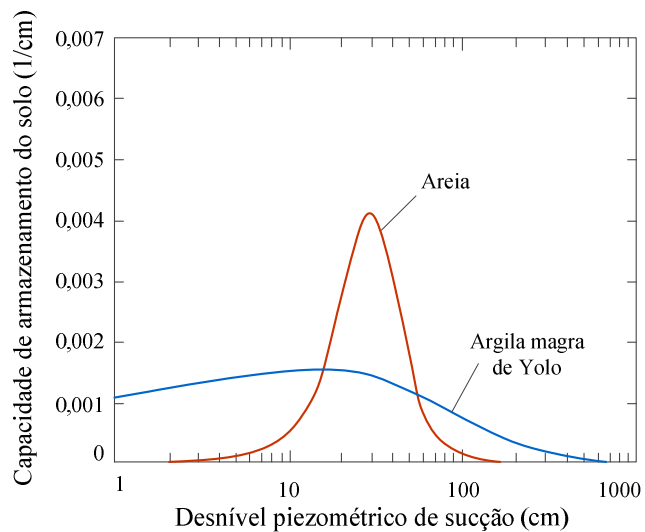


Figura 4.27 – Exemplo de funções da capacidade de armazenamento de uma areia e de uma argila (Lu e Likos, 2004).

4.4 SOLOS COMPACTADOS

No capítulo 2 deste estudo foi descrito o processo de compactação segundo a abordagem clássica da mecânica dos solos referindo nomeadamente, as principais variáveis que influenciam o procedimento de compactação e a resposta dos aterros em serviço.

Tal como referido, a compactação é um processo mecânico e dinâmico de adensamento do solo que reduz o volume de vazios, expulsando o ar aí existente, produzindo, em simultâneo, um novo arranjo estrutural das partículas sólidas. No entanto, dado que o processo de compactação não elimina todo o ar existente nos vazios do solo, resulta para este um estado não saturado.

Seguidamente, aborda-se o tema da compactação de solos no âmbito da mecânica de solos não saturados, salientando a influência da sucção no processo de compactação e no comportamento dos solos após a sua compactação. Serão tidos em conta fatores como o teor em água, o tipo de solo, a energia de compactação e a estrutura do solo.

Teor em água

A compactação modifica o posicionamento relativo das partículas do solo, dando origem a um novo arranjo, mais denso e estável. A quantidade de água presente no solo, durante a compactação, influencia a distribuição espacial das partículas e os seus contactos, ou seja, o tipo de estrutura obtida (Vanapalli *et al.*, 1999b). O teor em água é então fundamental na interpretação da resposta do solo ao processo de compactação.

No capítulo 2 foi referida a importância de aumentar o teor em água do solo no estado seco até alcançar um valor ótimo, como forma de diminuir o atrito entre as partículas sólidas, permitindo o seu movimento e, em simultâneo, forçar a expulsão do ar existente nos vazios. No entanto, quando a compactação é realizada no ramo seco da curva de compactação, a aproximação das partículas do solo é dificultada, não só pelo atrito entre as partículas, mas também devido à sucção que afeta as partículas do solo, crescente com a diminuição do teor em água. O desenvolvimento de sucções elevadas no solo contribui para o aumento da sua rigidez, tendendo a que as deformações por corte sejam dificultadas.

O aumento do teor em água no solo favorece a diminuição da sucção permitindo, assim, o aumento do peso volúmico seco do solo até ao seu valor máximo. No ponto em que o solo atinge o peso volúmico seco máximo o grau de saturação está em geral compreendido entre 80% e 90% (Figura 2.1). Deste modo, após este ponto, os vazios do solo encontram-se predominantemente preenchidos por água, pelo que o efeito da capilaridade não se faz

praticamente sentir, e a sucção é reduzida, assim como a rigidez, levando a que o solo seja mais deformável ao corte.

A Figura 4.28 mostra a curva de compactação para uma argila siltosa vermelha de Barcelona ($w_L = 30,5\%$; $IP = 11,8\%$; percentagem de finos igual a 75% e percentagem de partículas de argila igual a 22%), adensada estaticamente, bem como diversas curvas de sucção constante. Quando o teor em água do solo se encontra acima do seu valor ótimo, as curvas de sucção e de saturação constantes apresentam-se aproximadamente paralelas. Com a diminuição do teor em água, para valores inferiores ao valor ótimo, esta tendência deixa de se verificar, e as curvas de igual sucção aproximam-se da vertical. O aumento do peso volúmico seco do solo provoca diminuição do volume de vazios e um conseqüente aumento do grau de saturação.

Deste modo, quando o solo é compactado com teor em água superior ao ótimo, os fenômenos de capilaridade apresentam-se reduzidos correspondendo a valores reduzidos da sucção. Quando a compactação é realizada do lado seco, para o mesmo teor em água a sucção tende a manter-se constante. Pela análise da figura, pode concluir-se que, quando a compactação é realizada do lado seco e afastada do teor em água ótimo, os valores da sucção se encontram dependentes do teor em água e independentes do peso volúmico seco do solo.

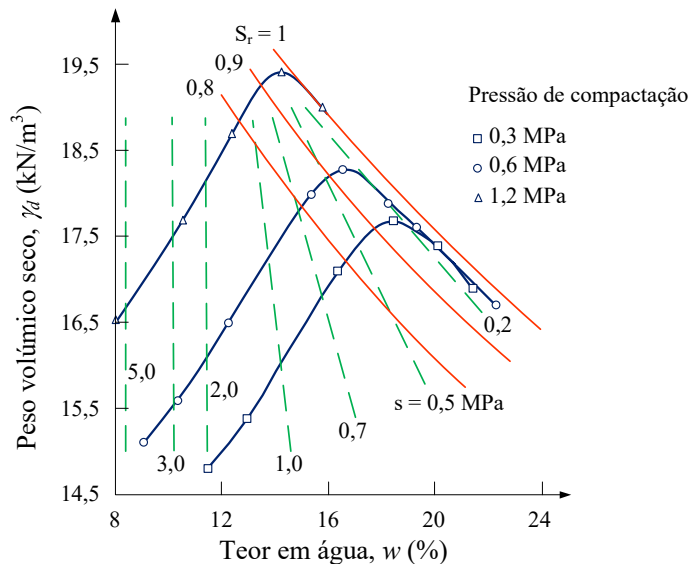


Figura 4.28 – Curva de compactação de uma argila siltosa de Barcelona ($w_L = 30,5$; $IP = 11,8\%$) compactada estaticamente e a sua relação com a sucção (Alonso, 2004).

Vanapalli *et al.* (1999b) determinaram a curva de retenção, no ramo de secagem, de um tilito de *Indian Head*, classificado como *CL*, de acordo a Classificação Unificada de solos. As propriedades granulométricas e os limites de consistência são os indicados no Quadro 4.1. No ensaio de compactação normal foi obtido um peso volúmico seco máximo de 18 kN/m^3 e um teor em água ótimo de 16,3%. Com o objetivo de avaliar a influência do teor em água de

compactação na curva de retenção foram realizados ensaios em provetes compactados com teor em água diverso: inferior ao ótimo, ótimo e superior ao ótimo.

Vanapalli *et al.* (1999b) verificaram que a curva de retenção, obtida por secagem, quando o solo é compactado do lado seco é nitidamente diferente da observada quando este é compactado do lado húmido (Figura 4.29). Para o mesmo valor da sucção, o grau de saturação do solo compactado do lado seco é menor do que desse solo compactado com teor em água igual ou superior ao ótimo. Para um mesmo grau de saturação os solos compactados do lado seco apresentam valores mais baixos de sucção, os vazios apresentam-se com maiores dimensões. Contrariamente, nos solos compactados do lado húmido, os vazios, além de apresentarem menor dimensão, em geral, não se encontram ligados entre si, produzindo resistência à saída da água. Na Figura 4.29, pode também observar-se que a curva de retenção, obtida a partir do solo compactado com teor em água ótimo, se encontra entre as curvas de retenção obtidas com teor em água inferior e superior ao ótimo.

Marshall (1979), referido por Vanapalli *et al.* (1999a), justifica a posição intermédia da curva de retenção para os solos compactados com o teor em água ótimo, com a circunstância de a fronteira entre a existência de vazios de maior dimensão e de vazios de menor dimensão oclusos, acontecer quanto o teor em água do solo se encontra aproximadamente igual ao seu valor ótimo. Assim, a água começa por fluir através dos vazios de maior dimensão e posteriormente, com sucções mais elevadas, através dos vazios de menor dimensão. Este aspeto fundamenta a aproximação entre as curvas de retenção do solo compactado com teor em água ótimo e superior ao ótimo. Deste modo, pode concluir-se que são os vazios de menor dimensão que influenciam o comportamento da curva de retenção, quando os solos são compactados com teor em água igual ou superior ao ótimo. Na Figura 4.29 pode verificar-se ainda que a sucção no ponto de entrada de ar aumenta com o teor em água de compactação.

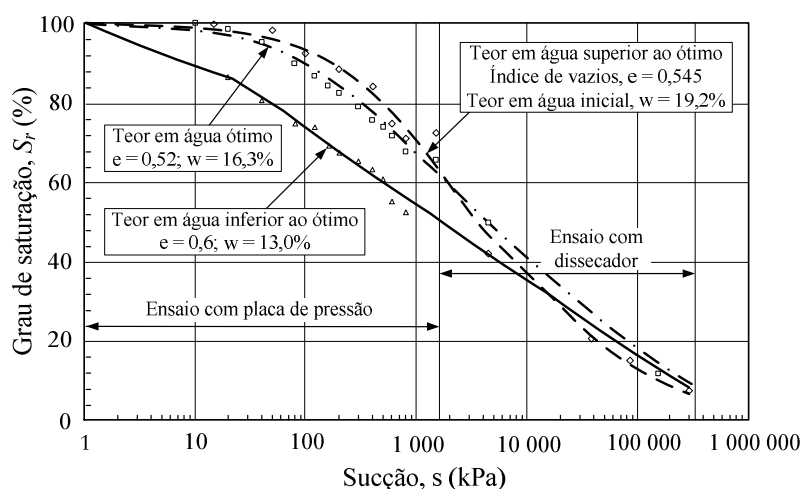


Figura 4.29 – Curvas de retenção de uma argila compactada com diferentes teores em água, (Vanapalli *et al.*, 1999a).

Textura do solo

A textura do solo, nomeadamente a forma e a distribuição da dimensão das partículas e a percentagem e tipo de minerais de argila presentes, são elementos que influenciam os resultados do processo de compactação.

Nos solos finos estão presentes minerais de argila, em partículas lamelares, com superfície específica elevada e carregada eletricamente na sua superfície, onde a água, devido à sua polaridade, é adsorvida. A adsorção resulta das forças elétricas prevaletentes na interface sólido-líquido, as quais diminuem com o aumento da distância à superfície das partículas do solo. Deste modo, quando o teor em água do solo é baixo, a atração da água à superfície das partículas é maior, o que contribui para o aumento da sucção matricial no solo. O aumento do teor em água diminui o poder atrativo das partículas, diminuindo a sucção.

Os solos granulares, areias e cascalhos, durante a compactação denotam menor sensibilidade à variação do teor em água. A Figura 4.30 esquematiza uma curva de compactação de um solo granular. Na análise da figura, identificam-se dois pontos (*A* e *C*) onde o peso volúmico seco atinge o valor máximo e a sucção do solo é nula. No ponto *A* o solo encontra-se seco – grau de saturação, $S_r = 0\%$ – no ponto *C* o solo está saturado – grau de saturação, $S_r = 100\%$. Nesta figura é também identificado um ponto, *B*, onde, para um determinado teor em água, o peso volúmico seco do solo apresenta um valor mínimo. A morfologia da curva de compactação, entre os pontos *A* e *B*, está relacionada com o facto de, à medida que o teor em água aumenta, o ar existente nos vazios do solo vai sendo substituído por água, desenvolvendo, no contacto entre as partículas, fenómenos de capilaridade e o aumento da sucção matricial. A pressão aplicada pelo equipamento de compactação não é suficiente para vencer a sucção desenvolvida no solo, não permitindo, assim, a aproximação das partículas sólidas e o conseqüente aumento do peso volúmico seco do solo. Após o ponto *B* o aumento do teor em água promove a diminuição dos fenómenos de capilaridade entre as partículas do solo e permite que a energia aplicada pelo equipamento de compactação seja suficiente para vencer a sucção instalada, possibilitando a aproximação das partículas sólidas e o conseqüente aumento do peso volúmico seco até um valor máximo, no ponto *C*.

Como já foi referido, na análise da Figura 4.4, os diferentes tipos de solo apresentam curvas de retenção distintas. Os solos finos apresentam valores superiores de sucção no ponto de entrada de ar, a inclinação do troço de transição é pouco acentuada e o ponto correspondente às condições residuais pode não se encontrar bem definido. Pelo contrário, os solos granulares apresentam reduzidos valores de sucção no ponto de entrada de ar, a inclinação do troço de transição é, em geral, bastante acentuada e o ponto correspondente às condições residuais pode ser bem definido.

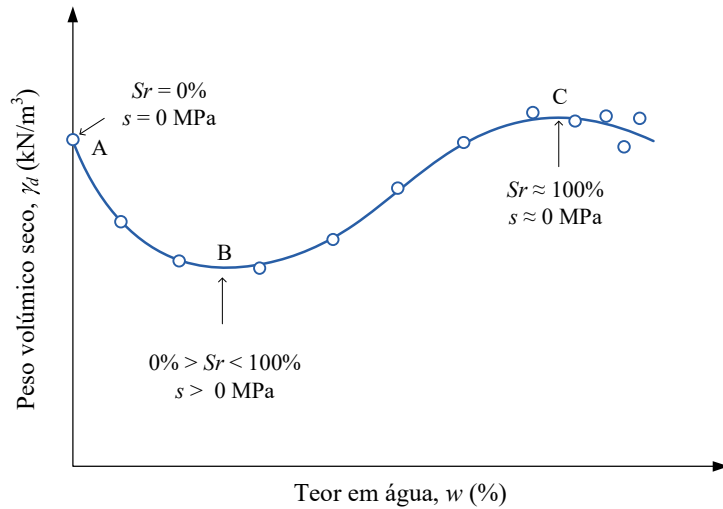


Figura 4.30 – Curvas de compactação de um solo granular, adaptado de Lambe e Whitman (1979).

Os valores da sucção obtidos para um estado de compactação semelhante (por exemplo, no ótimo do ensaio Proctor) dependem em grande parte das características do solo, em particular da sua granulometria e do índice de plasticidade.

Marinho e Chandler (1993) determinaram a sucção usando a técnica de papel de filtro, em misturas com proporção variável de areia e de argila de Londres e diferentes teores em água de compactação (Figura 4.31). Na mesma figura estão ainda indicadas as condições correspondentes ao teor em água ótimo, onde se pode verificar que pequenas modificações no teor em água correspondem a variações importantes nos valores da sucção no final da compactação.

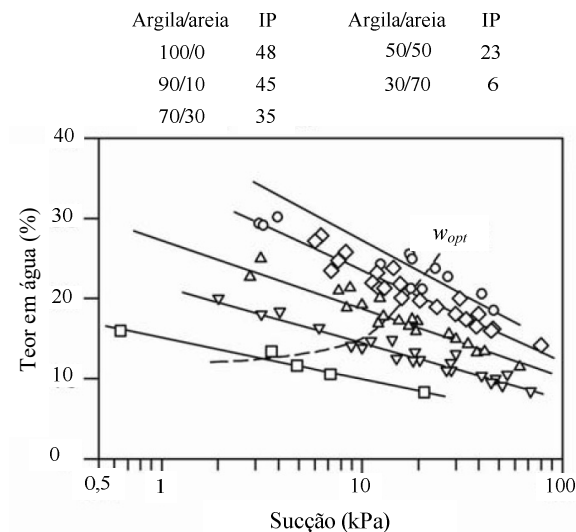


Figura 4.31 – Relação entre o teor em água e a sucção para misturas de solo compactado (Marinho e Chandler, 1993)

Energia de compactação

Do exposto na secção 2.3, a energia de compactação e a forma como essa energia é transmitida ao terreno influencia a compactação. Quando um solo é compactado usando um mesmo processo de compactação, mas diferentes níveis de energia, verifica-se um aumento do peso volúmico seco máximo e uma diminuição do teor em água ótimo. Durante o processo de compactação a pressão aplicada pelo equipamento induz um novo arranjo entre as partículas sólidas, diminuindo o volume de vazios e o volume de ar que os preenche, mantendo constante o teor em água. Mas, para que tal se possa verificar, é necessário que o equipamento de compactação aplique a energia necessária para vencer a sucção instalada. Deste modo, para o mesmo teor em água de compactação, o aumento da energia permite superar com maior eficiência a sucção, aumentando, assim, o peso volúmico seco do solo.

Em solos argilosos, a energia aplicada durante o processo de compactação favorece a reorientação das partículas. Essa reorientação é mais evidente nos solos compactados do lado húmido, onde o teor em água é mais elevado (Figura 2.5).

Estrutura do solo

O conhecimento das interações entre as três fases do sistema solo constitui um ponto importante na interpretação do comportamento do solo não saturado. Este conhecimento traduz-se na compreensão da estrutura do solo, que engloba a distribuição e orientação das suas partículas sólidas (fábrica) e os contactos e as ligações existentes entre estas. A estrutura do solo, como se verá, afeta de forma significativa as suas propriedades mecânicas e hidráulicas.

A interpretação original de Lambe (1958), referida no capítulo 2, evoluiu para conceitos baseados na formação de “agregados” constituídos pelas partículas de argila que, se forem suficientemente rígidos, podem conferir a um solo argiloso a aparência granular (Alonso, 2004). Num estudo realizado por Alonso *et al.* (1987), os autores consideraram que a estrutura de um solo engloba, de forma simplificada, os três elementos seguintes: as partículas elementares, os agregados de partículas e os poros. Quando as partículas elementares se encontram distribuídas de forma homogénea, considera-se que a estrutura é do *tipo matricial*, os grãos de areia, se existentes, encontram-se então rodeados por partículas elementares de argila, formando uma matriz (Figura 4.32 a). Quando as partículas argilosas se agrupam formando um grão de maior dimensão, a estrutura é designada por *microestrutura de agregados* (Figura 4.32 b). Finalmente, quando os grãos de areia estão ligados entre si por contacto direto e/ou através de partículas de argila, a estrutura é designada por *microestrutura com matriz de areia e ligações com partículas de argila* (Figura 4.32 c). Esta interpretação permite também a distinção entre diversos tipos de poros: os intra-matriciais, os inter-agregados e os intra-agregados.

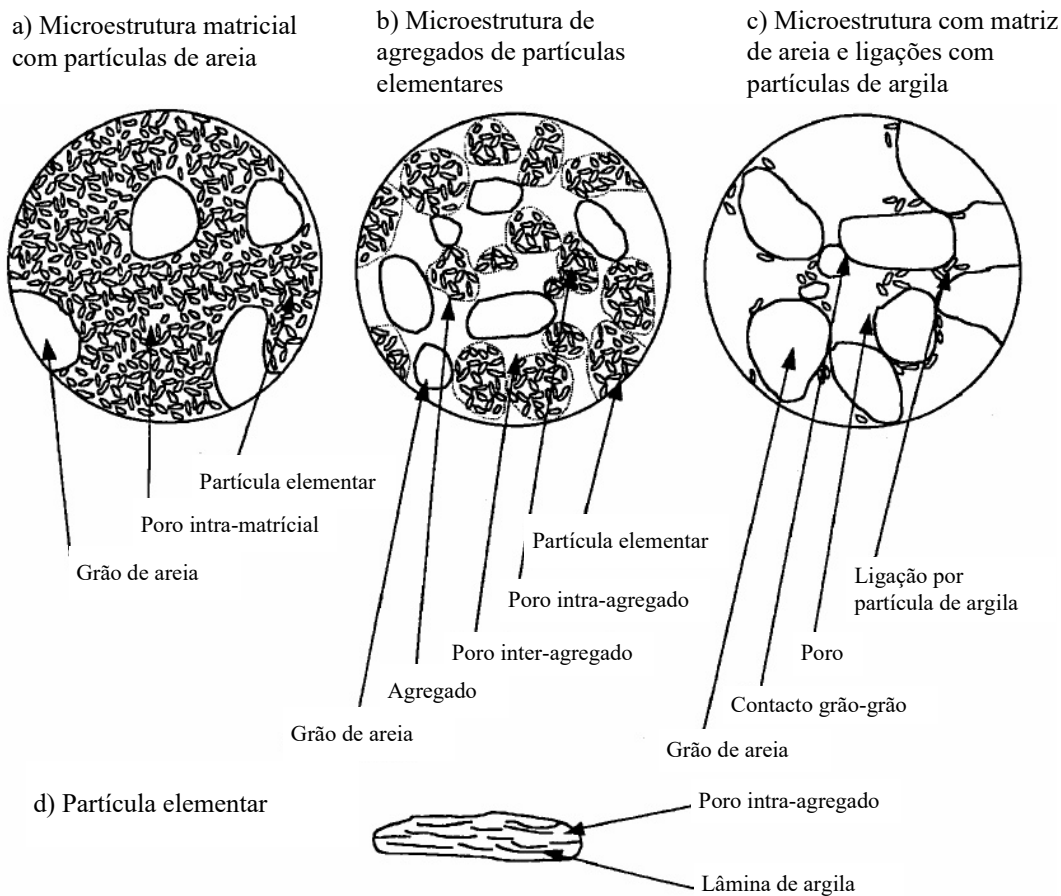


Figura 4.32 – Estrutura do solo (Alonso *et al.*, 1987).

A estrutura de um solo no estado não saturado depende do processo pelo qual este passou (por exemplo secagem em depósito natural ou compactado em aterro). Nos solos compactados, a estrutura é francamente influenciada pelo método de compactação, pela energia de compactação e pelo teor em água (Delage *et al.*, 1996; Vanapalli *et al.*, 1999a).

Os solos compactados do lado húmido e os solos expansivos apresentam, em geral, uma microestrutura predominantemente matricial. Os solos compactados do lado seco ou os com tendência para o colapso apresentam microestrutura de agregados de partículas elementares ou uma matriz de grãos de areia ligados por partículas de argila.

O estudo da estrutura dos solos tem sido realizado recorrendo a microscopia eletrónica de varrimento, que permite a avaliação qualitativa da mesma, ou através de estudos de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP), que permite determinar a distribuição da dimensão dos poros no solo, abrangendo estes ensaios dimensões entre 10^{-6} e 1 mm.

A observação, com microscópio eletrónico, de uma argila siltosa compactada permitiu a Delage *et al.* (1996) concluir que quando a compactação é realizada do lado seco, as partículas finas

formam agregados, no interior dos quais se encontram poros de dimensão reduzida (micróporos) denominados por poros intra-agregados. Os poros entre os agregados têm maior dimensão (macroporos) e designam-se por poros inter-agregados. Por outro lado, na compactação realizada do lado húmido forma-se uma matriz, onde os grãos de silte preenchem os vazios entre os agregados de partículas finas, resultando, deste modo, uma estrutura mais uniforme, constituída principalmente por micróporos. Esta descrição corrobora os resultados já referidos do estudo realizado por (Alonso, 2004) (Figura 4.32).

A Figura 4.33 mostra as fotografias, obtidas por microscópio eletrónico, da argila siltosa de Barcelona, compactada do lado seco (Figura 4.33 a)) e do lado húmido (Figura 4.33 b)) Alonso (2004). O autor refere que quando a compactação é realizada do lado seco são observados poros de grande dimensão entre os “agregados” constituídos pela ligação entre partículas de menor dimensão (Figura 4.33 a)). No lado húmido, considera-se a estrutura mais uniforme, não se distinguindo poros com grande dimensão.

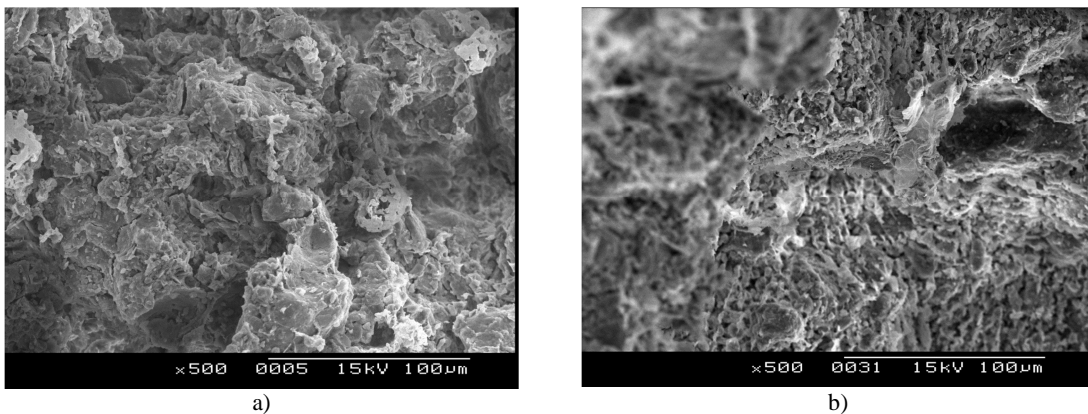


Figura 4.33 – Microfotografia da argila siltosa de Barcelona: (a) compactada do lado seco; (b) compactada do lado húmido (Alonso, 2004).

Foi também determinada, através do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio (*MIP*), a distribuição da dimensão dos poros. Na Figura 4.34 pode verificar-se a diferença entre o solo compactado do lado seco e do lado húmido no que respeita à distribuição da dimensão dos poros. Na compactação do lado seco (referenciada nesta figura como *DD*) existe uma proporção significativa de poros de grande dimensão (5 a 100 μm), ao contrário do que ocorre no solo compactado do lado húmido (referenciado como *WW*). Os gráficos que representam a porosimetria dos solos compactados do lado seco mostram, em geral, dois picos distintos. Este tipo de distribuição tem a designação de bimodal e é explicado pela existência de poros de maior dimensão entre os agregados de partículas (poros inter-agregados) e de poros de dimensão mais reduzida que se encontram no interior dos agregados (poros intra-agregados). O

solo é compactado do lado húmido apresenta porosimetria unimodal, correspondendo-lhe uma distribuição porosimétrica mais distribuída.

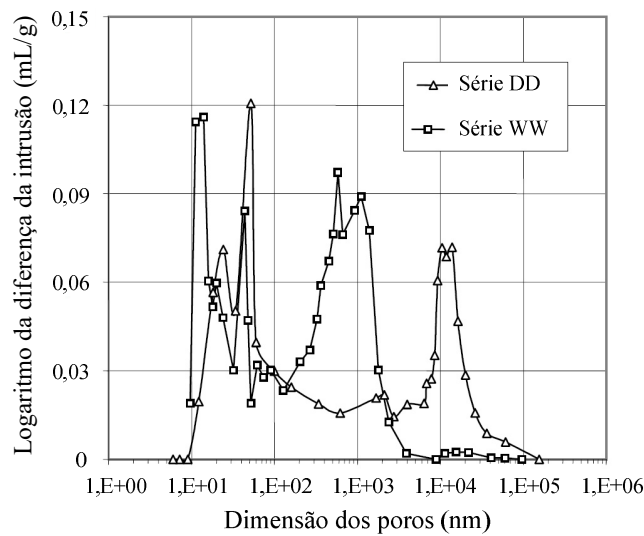


Figura 4.34 – Porosimetria de amostras de argila siltosa de Barcelona compactada do lado seco (DD) e do lado húmido (WW) (Alonso, 2004).

Barden e Sides (1970), referidos por Barrera *et al.* (2002), analisaram o efeito da estrutura na resposta de solos não saturados, e concluíram que os solos compactados do lado seco quando sujeitos à aplicação de carregamento apresentam baixa deformação, mostrando maior relevância as deformações associadas a um processo de molhagem - colapso ou expansão (consoante o seu estado de adensamento e de confinamento). Ao invés, os solos compactados do lado húmido apresentam maior deformação durante o carregamento acontecendo que durante a molhagem, os fenómenos de colapso ou expansão se revelam pouco significativos.

A diferente estrutura (bimodal ou unimodal) formada durante a compactação influencia o comportamento mecânico dos solos.

Expansibilidade

A expansibilidade manifesta-se pelo aumento de volume quando o solo é submetido a molhagem. A sua amplitude traduz o potencial expansivo do solo. Este pode ser antecipado através da sua análise mineralógica, que permite identificar a presença de minerais expansivos ou, em alternativa, através da determinação dos limites de consistência. O Quadro 4.6 refere a correlação entre a plasticidade do solo e o potencial de expansibilidade expectável sugerida por vários autores.

Quadro 4.6 – Propostas de correlações entre os limites de consistência e o potencial de expansibilidade.

Autores	Limites de consistência		Potencial de expansibilidade
Holtz e Gibbs (1956)	$IP < 18\%$		Baixo
	$15\% < IP < 28\%$		Médio
	$25\% < IP < 41\%$		Alto
	$IP > 35\%$		Muito alto
Seed <i>et al.</i> (1962)	$IP < 15\%$		Baixo
	$10\% < IP < 30\%$		Médio
	$20\% < IP < 55\%$		Alto
	$IP > 40\%$		Muito alto
USDA (1983)	$w_L < 50\%$	$IP < 25\%$	Baixo
	$50\% < w_L < 60\%$	$25\% < IP < 35\%$	Médio
	$w_L > 60\%$	$IP > 35\%$	Alto

Além do fenómeno da expansibilidade associado a efeitos mineralógicos próprios das partículas com elevada superfície específica, os solos usados na construção de aterros podem, em geral, sofrer variações de volume devido a molhagem. Em aterros viários pode ocorrer molhagem por insuficiência de drenagem, ascensão do nível freático ou infiltração de água no solo compactado provocando deformações irreversíveis. No caso das barragens, o seu dimensionamento já prevê esse efeito e o solo nas zonas acessíveis à percolação é compactado do lado húmido para que o efeito da molhagem não provoque efeitos indesejáveis.

Nos solos compactados, o modo como ocorre a variação de volume depende da tensão instalada, da energia e do teor em água de compactação (logo da sucção prevalecente). A variação de volume pode manifestar-se como expansão/empolamento (aumento de volume sob baixa tensão) ou colapso (diminuição de volume sob tensão elevada).

Na Figura 4.35 está representada a carta de deformações volumétricas de uma areia argilosa de média plasticidade (SC) ($w_L = 34\%$; $IP = 15\%$; percentagem de argila = 15%). Os provetes adensados sob diferentes condições foram saturados e sujeitos a uma tensão vertical, aplicada em edómetro, de 400 kPa (Lawton *et al.*, 1989). Neste gráfico pode apreciar-se a transição entre o comportamento expansivo, associado aos estados mais densos, e o colapso na situação de menor densidade. Esta transição encontra-se associada a valores do peso volúmico seco ligeiramente inferiores ao do ponto ótimo do Proctor normal. Por sua vez, o ponto representativo do peso volúmico seco do Proctor modificado encontra-se na zona expansiva. Em relação ao comportamento volumétrico de um solo compactado, Alonso (2004) destaca os seguintes factos:

- para um determinado peso volúmico seco, quando o solo é saturado a deformação por expansão ou por colapso aumenta com o aumento da sucção instalada;

- para um determinado teor em água de compactação, a deformação por expansão aumenta com o peso volúmico seco; porém, se o peso volúmico seco de compactação for inferior a um valor crítico, a saturação do solo traduz-se em deformação por colapso, a qual é tanto maior quanto menor for o peso volúmico seco;
- a pressão resultante da expansão depende essencialmente do peso volúmico seco alcançado sendo menor a relevância do seu teor em água inicial, a não ser que sejam alcançados teores em água próximos da saturação.

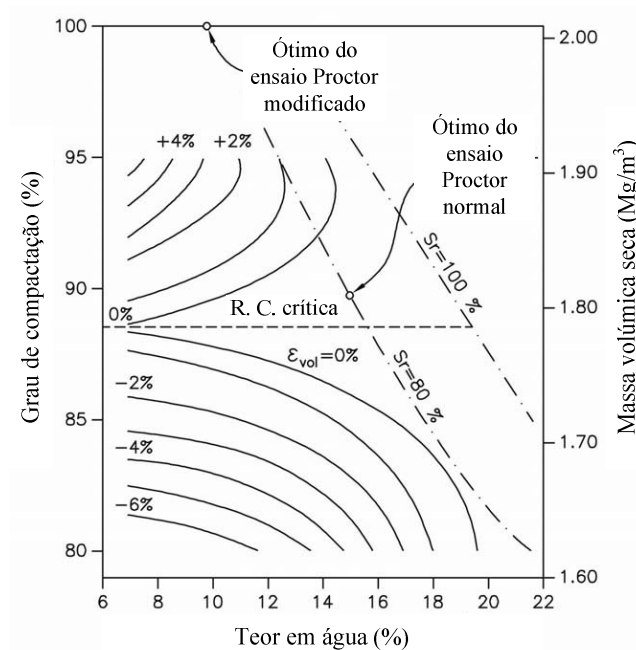


Figura 4.35 – Deformações volumétricas de uma areia argilosa de média plasticidade (SC), saturada sob diferentes condições de adensamento e sujeita a uma tensão vertical de 400 kPa, em edômetro (Lawton *et al.*, 1989)

Suriol *et al.* (2002), analisaram a resposta volumétrica do solo submetido à influência da tensão de confinamento, através da realização de ensaios numa argila siltosa de Barcelona adensada estaticamente. Os provetes de solo, após adensamento, foram submetidos a um carregamento instantâneo, em edômetro, de 100, 300 e 600 kPa, seguido de saturação. A Figura 4.36, utilizando a convenção de sinais de mecânica de sólidos, ilustra as variações volumétricas registadas tendo em conta as condições de compactação e a aplicação dos diferentes carregamentos verticais. Nos gráficos da Figura 4.36 está também indicado o ponto ótimo determinado em ensaio Proctor normal. Os mesmos autores referem, como conclusões do estudo, que as deformações devidas à carga vertical foram reduzidas e que os gráficos da Figura 4.36 traduzem essencialmente o efeito das condições iniciais. Neste estudo os autores concluíram ainda que o valor do peso volúmico seco, associado à transição entre a expansão e o colapso, está bem definido em todos os casos e depende da tensão vertical aplicada.

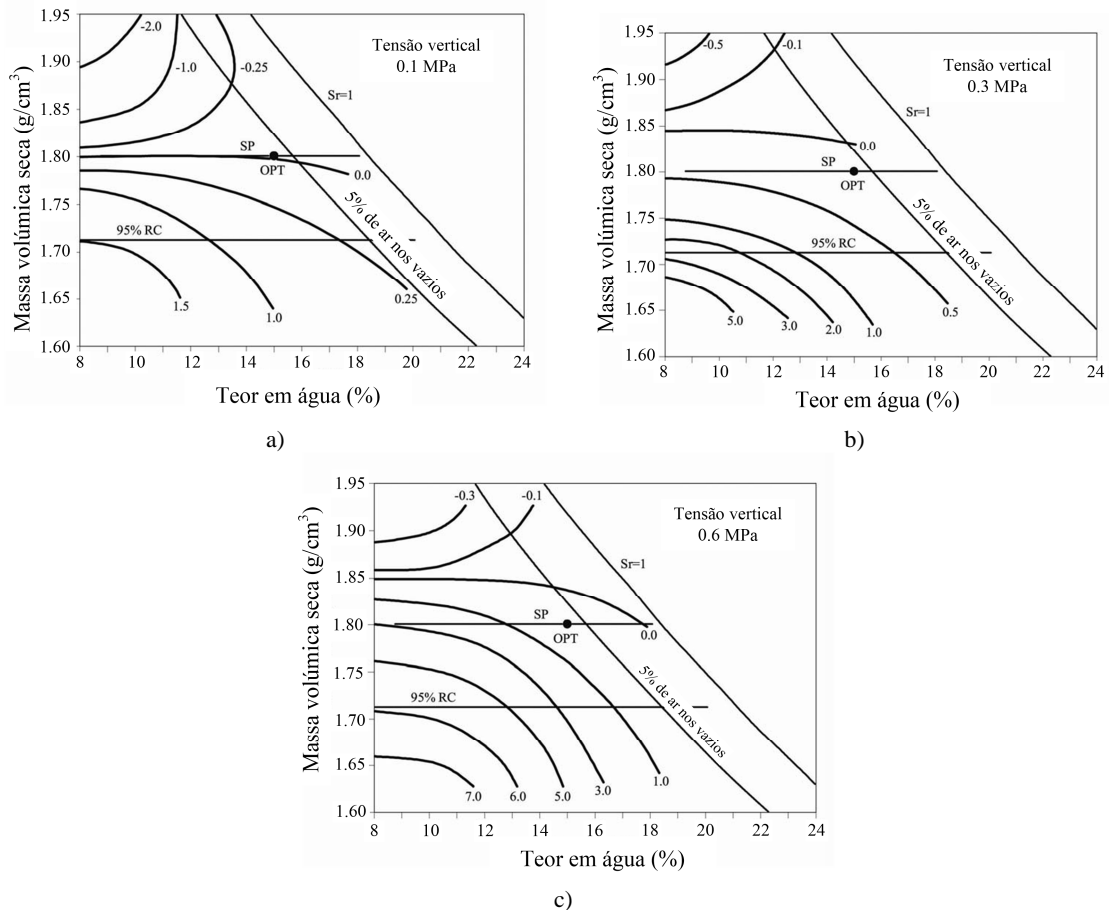


Figura 4.36 – Deformações volumétricas da argila siltosa de Barcelona (CL) submetida a tensão vertical, em edómetro, de: a) 0,1; b) 0,3 e c) 0,6 MPa, seguida de saturação (Suriol *et al.*, 2002).

A Figura 4.37 mostra as deformações volumétricas de margas adensadas, medidas em situação edométrica após embebição dos provetes, sob diferentes tensões verticais (Neves e Cardoso, 2008). Da análise da figura os autores concluíram que:

- quanto maior for a tensão vertical instalada, menor a extensão volumétrica para empolamentos e maior a amplitude da extensão volumétrica para colapsos; não obstante, realça-se que, num dado intervalo para o teor em água, a gama de valores da expansibilidade tende a diminuir com o aumento da tensão vertical;
- solos com maiores energias de compactação são mais sensíveis a variações do teor em água em termos de expansibilidade;
- a expansibilidade tem menor expressão no ramo húmido da curva de compactação, dado que a sucção inicial é baixa, sendo por isso menores, ou não se notando, mudanças significativas com o teor em água aquando da saturação (Alonso, 2004).

As conclusões obtidas pelos autores na análise da Figura 4.37 corroboram as conclusões obtidas na análise da Figura 4.35 e da Figura 4.36. No entanto, na Figura 4.37 não se evidencia um

valor do peso volúmico seco que delimite a transição entre a variação de volume por empolamento e por colapso.

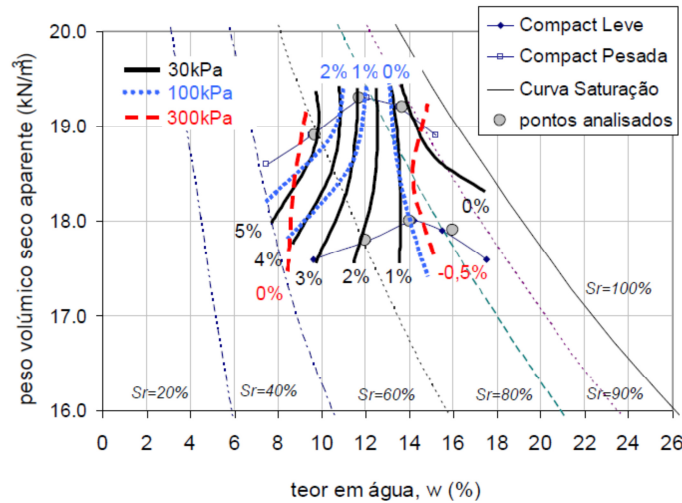


Figura 4.37 – Deformação volumétrica de margas compactadas medidas na embebição sob diferentes tensões verticais (Neves e Cardoso, 2008).

A Figura 4.38 ilustra o esboço da curva de compactação de um solo (a) e a influência da tensão vertical na variação de volume do solo, após saturação, quando compactado do lado seco (b). A figura mostra que, para a mesma tensão vertical, a deformação por empolamento ou colapso é o resultado do peso volúmico seco alcançado. Quando o peso volúmico é elevado (ponto A) o volume de vazios do solo é baixo, e a sua saturação provoca empolamento. O aumento da tensão vertical contribui para a diminuição do empolamento, podendo até, para valores elevados da tensão vertical, gerar-se colapso. Quando o peso volúmico é baixo (ponto C) o solo apresenta um volume de vazios elevado, pelo que quando é saturado, numa fase inicial e para valores da tensão vertical muito baixos o solo pode sofrer empolamento. O aumento da tensão vertical inverte essa tendência registando-se colapso. No entanto, quando a tensão aplicada for suficientemente grande, a deformação por colapso tende a desaparecer, pois essa tensão provoca adensamento adicional relativamente ao causado pela compactação, independente do seu estado inicial, dificultando, assim, variação adicional de volume após saturação. No ponto B a trajetória descrita pela variação de volume em função da tensão vertical é idêntica à descrita no ponto C. No ponto B o peso volúmico seco do solo encontra-se mais próximo do valor máximo, o que contribui para que a variação de volume, após saturação, seja pouco significativa.

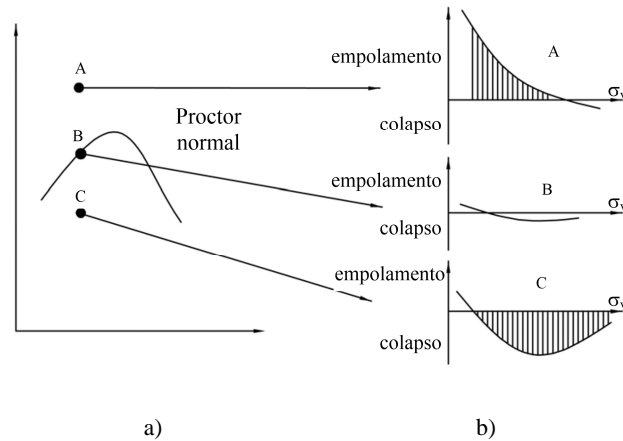


Figura 4.38 – a) Esboço da curva de curva de compactação de um solo; b) influência da tensão vertical na variação de volume do solo, após saturação, quando compactado do lado seco (Alonso, 2004).

Compactação do lado seco e do lado húmido

Embora um solo possa apresentar valores idênticos do peso volúmico seco/índice de vazios quando compactado do lado seco ou do lado húmido, as características de resistência, deformabilidade, permeabilidade e retenção de água podem ser bastante diferentes. Na primeira parte deste trabalho, esse contraste de comportamento foi justificado pela diferença que ocorre na estrutura do solo. Na abordagem dos solos compactados com consideração da não saturação a diferenciação do comportamento entre o lado seco e o lado húmido, é fundamentada não só no tipo de estrutura que se desenvolve na compactação, mas também na sucção instalada no solo.

Quando os solos são compactados do lado seco surgem fenómenos de capilaridade causadores de sucção, contribuindo para que ocorra uma forte atração entre as partículas sólidas e conseqüentemente um aumento da resistência do solo. Na compactação realizada do lado húmido, a sucção assume menor importância, podendo anular-se quando o solo se aproxima da saturação, não contribuindo, por isso, para um acréscimo de resistência.

Em relação à deformabilidade, como é conhecido, o aumento do teor em água torna os materiais mais deformáveis. Quando o solo é compactado do lado seco, a sucção aumenta o confinamento eficaz, tornando o solo menos compressível, sendo, nestas circunstâncias, menos deformável que quando compactado do lado húmido.

O comportamento hidráulico do solo compactado, descrito através da condutividade hidráulica, é igualmente afetado pela estrutura desenvolvida durante o processo de compactação. O solo compactado do lado seco, como foi descrito, forma uma estrutura composta por agregados de partículas finas com poros intra-agregados, onde a água é afetada, principalmente por fenómenos de natureza físico-química de interação entre a argila e a água. Estes poros tendem a

saturar, sendo necessário valores de sucção muito elevados para diminuir o teor em água. Nos poros inter-agregados, por sua vez, a água é influenciada pelas forças capilares e, em geral, os poros encontram-se parcialmente saturados (Alonso *et al.*, 1990). Dada a diferença entre a estrutura no lado seco e no lado húmido, é de esperar que a condutividade hidráulica no lado húmido seja inferior à do lado seco.

O solo, após a compactação, para além de sofrer influência das condições iniciais, é condicionado por variações do teor em água e da humidade relativa nos seus poros. A resposta dum solo compactado a variações de humidade é muito importante na avaliação do desempenho de aterros a longo prazo.

Com o objetivo de avaliar as modificações que ocorrem nas propriedades do solo e na sua estrutura, quando este é submetido a variações do teor em água, ou seja, da sucção, Alonso (2004) efetuou ensaios de porosimetria em solos compactados do lado seco (*DD*), que posteriormente foram humedecidos até alcançarem o teor em água correspondente ao mesmo γ_d no lado húmido (*DW*), e em solos compactados do lado húmido (*WW*), que em seguida foram sujeitos a secagem (*WD*). Embora com percursos diferentes na compactação, as amostras *WW* e *DW* ou as *DD* e *WD*, correspondem ao mesmo estado final (γ_d, w).

A análise dos resultados permitiu observar que o solo compactado do lado húmido, devido ao efeito da secagem, desenvolveu uma porosidade de grande dimensão ou macroporos, que não existia no estado *WW*. No entanto, esta porosidade do tipo macroporos do provete *WD* é inferior à observada após compactação do lado seco (*DD*), Figura 4.39.

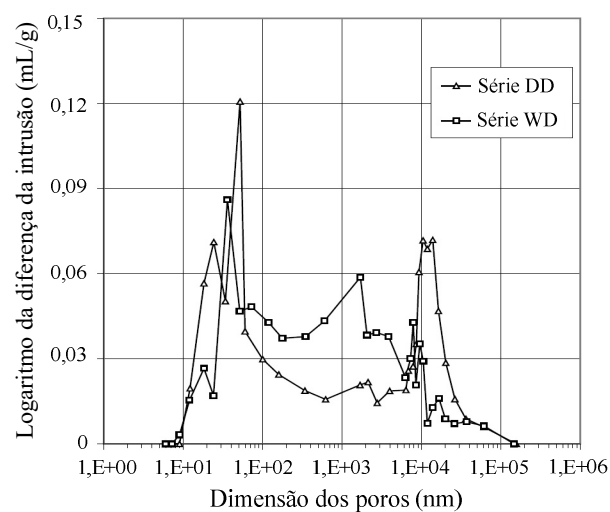


Figura 4.39 – Comparação entre a porosimetria de provetes de argila siltosa de Barcelona compactados do lado seco e posteriormente humedecidos (*WD*) e compactados do lado seco (*DD*) (Alonso, 2004)

O solo humedecido, após a compactação do lado seco (*DW*), perdeu parte dos poros de dimensão macro que tinha inicialmente, mantendo, no entanto, uma porção considerável de vazios com dimensão entre 5 e 100 μm (Figura 4.40).

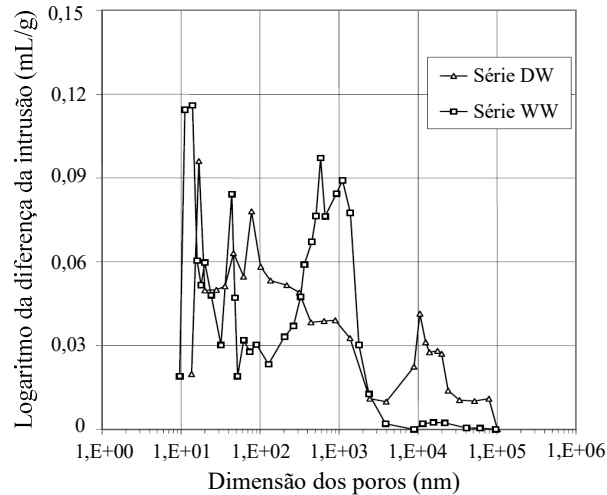


Figura 4.40 – Comparação entre a porosimetria de provetes de argila siltosa de Barcelona compactados do lado seco e posteriormente humedecidos (*DW*) e compactados do lado húmido (*WW*) (Alonso, 2004).

Alonso (2004) concluiu ainda que, em ambos os casos, a distribuição dos poros pequenos, ou microporos, é pouco afetada pelo processo de compactação e posterior secagem ou humedecimento.

A Figura 4.41 mostra a distribuição da dimensão dos poros de uma argila de Boom compactada do lado seco, onde se verifica a existência da porosidade bimodal. A Figura 4.41 mostra também a variação na distribuição da dimensão dos poros induzida pelo ciclo de humedecimento e secagem. Pela análise da figura verifica-se que os poros de maior dimensão (macroporos) reduzem consideravelmente, passando a dimensão máxima dos poros inter-agregados de 250 para 10 μm . Os poros intra-agregados, além de aumentarem em quantidade, duplicam a sua dimensão máxima (passarem de 300 para 600 nm). No gráfico da Figura 4.41 pode observar-se que subsiste o tipo de porosidade bimodal. No entanto, existe uma aproximação, em termos de dimensão, dos poros intra-agregados e inter-agregados. Assim, um solo que contém partículas finas, quando compactado, forma uma estrutura constituída por agregados, mas, se o solo for sujeito a ciclos de molhagem e secagem, a dimensão dos poros tende a homogeneizar, podendo a estrutura transformar-se no tipo matricial, onde o gráfico que representa a porosimetria tenderá a exibir apenas um único pico.

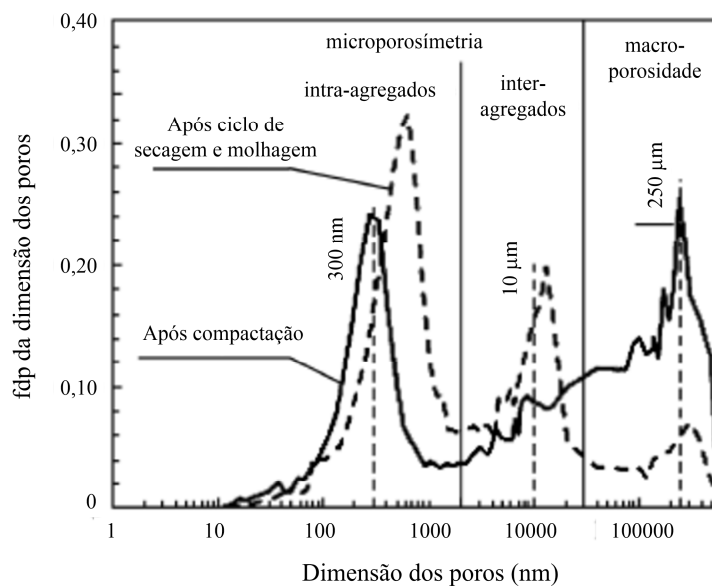


Figura 4.41 – Diferente dimensão dos poros (Romero *et al.*, 1999).

O conhecimento da microestrutura do solo ajuda a interpretar o seu comportamento mecânico. Alonso (2004) refere que a importância da microestrutura do solo compactado não pode ser minimizada, devido ao facto de a fração de poros pequenos estar relacionada com fenómenos de expansão e colapso. Os poros de grande dimensão encontram-se associados a fenómenos de instabilidade volumétrica por compressão ou colapso. Deste modo, o solo compactado do lado húmido, que posteriormente sofre secagem, pode experimentar colapso, por ter desenvolvido macroporosidade.

No entanto, a microestrutura não é a única informação relevante. O projeto de compactação prescreve sempre as duas variáveis fundamentais na compactação: o peso volúmico seco e o teor em água. Uma forma de investigar o efeito da microestrutura é analisar propriedades do solo compactado com o mesmo estado (γ_d , w) mas com estrutura diferente, como referido anteriormente. Assim, seria possível determinar quais as propriedades mecânicas que permanecem num solo compactado do lado húmido e que posteriormente sofre secagem. Ou o processo inverso, o solo compactado de lado seco e posteriormente humedecido. Estas são situações muito comuns em obra.

Nos últimos anos foram desenvolvidos modelos constitutivos com o objetivo de compreender o comportamento dos solos não saturados, onde o modelo de Alonso *et al.* (1990) é considerado uma referência importante. Estes modelos constitutivos para solos não saturados oferecem uma perspetiva para a compreensão dos solos compactados.

4.5 RESUMO DO CAPÍTULO

Neste capítulo foram revistos conceitos elementares que explicam a resposta dos solos não saturados onde a sucção desempenha um papel fundamental. A sucção é influenciada pelo teor em água do solo sendo a sua interdependência descrita pela curva característica, também designada por curva de retenção do solo. Foram referidos alguns dos modelos matemáticos que descrevem a curva de retenção. Foram também abordados aspectos relacionados com as propriedades do solo que condicionam a forma da curva de retenção do solo, tais como a distribuição da dimensão dos poros, a granulometria, o peso volúmico, a percentagem de argila presente e a sua mineralogia. Foi também dada relevância à condutividade hidráulica dos solos não saturados, onde a existência de ar nos vazios dificulta a percolação da água e condiciona os valores da sucção no solo, indicando alguns dos modelos matemáticos que descrevem a condutividade hidráulica do solo com a sucção.

Foi ainda focado o tema da compactação no âmbito da mecânica dos solos não saturados, salientando a influência da sucção no processo de compactação e na resposta dos solos após a sua compactação, onde foram tidos em conta fatores como o teor em água, a textura do solo, a energia de compactação e a estrutura do solo.

5 MODELO CONSTITUTIVO E ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS

Para a modelação do comportamento de geomateriais através de modelos constitutivos é necessário efetuar uma estimativa precisa dos parâmetros, de modo a viabilizar a reprodução da resposta experimental dos materiais em estudo. Apresenta-se, seguidamente, o modelo constitutivo *Barcelona Basic Model*, que será utilizado nas análises numéricas, bem como a estimativa dos parâmetros com base nos ensaios realizados.

5.1 MODELO CONSTITUTIVO *BBM*

O modelo constitutivo *Barcelona Basic Model*, *BBM*, desenvolvido por Alonso *et al.* (1990), é considerado uma referência importante no âmbito da modelação dos solos não saturados. Trata-se de um modelo constitutivo elastoplástico com endurecimento, que se reduz ao modelo Cam-Clay modificado quando o solo atinge a saturação. Segundo os autores, o modelo foi desenvolvido com o objetivo de reproduzir a resposta sob solicitação de solos parcialmente saturados, pouco ou moderadamente expansivos, tais como areias, siltes, areias argilosas, argilas arenosas e argilas de baixa plasticidade.

Neste capítulo é feita a interpretação da formulação matemática do modelo *BBM*, com vista à utilização no programa de cálculo automático Code_Bright (2014).

5.1.1 FORMULAÇÃO DO MODELO PARA ESTADOS ISOTRÓPICOS DE TENSÃO.

Um estado isotrópico de tensão é definido no espaço de tensões (p, s) , onde $p (= \sigma_m - u_a)$, designada na língua inglesa por “*net pressure*”, será aqui designado por tensão média útil, e

corresponde ao excesso de tensão média σ_m ($\sigma_m = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$) relativamente à pressão do ar nos poros, u_a . Admitindo a pressão do ar nos poros igual à pressão atmosférica, p é igual a σ_m . Por sua vez, s representa a sucção matricial e, por simplificação, será referida apenas por sucção, pois neste estudo a variação na sucção total corresponde à variação na sucção matricial, permanecendo constante a sucção osmótica.

Num ensaio em compressão isotrópica realizado numa amostra de solo sob sucção constante e submetida a incrementos de carga p em carregamento virgem, o volume específico do solo, v , pode ser representado pela seguinte equação:

$$dv = -\lambda(s) \frac{dp}{p} \quad (5.1)$$

onde p é a tensão média aplicada; e $\lambda(s)$ a inclinação da linha de compressão normal sob uma dada sucção.

Num ciclo de descarga-recarga, sob sucção constante, o solo apresenta um comportamento elástico, regido por uma equação do mesmo tipo, onde se considera que o declive da linha de descarga-recarga κ é constante, ou seja, o modelo *BBM* considera-o como independente da sucção (Figura 5.1). A variação incremental de volume específico durante o ciclo de descarga-recarga é dada pela expressão:

$$dv = -\kappa \frac{dp}{p} \quad (5.2)$$

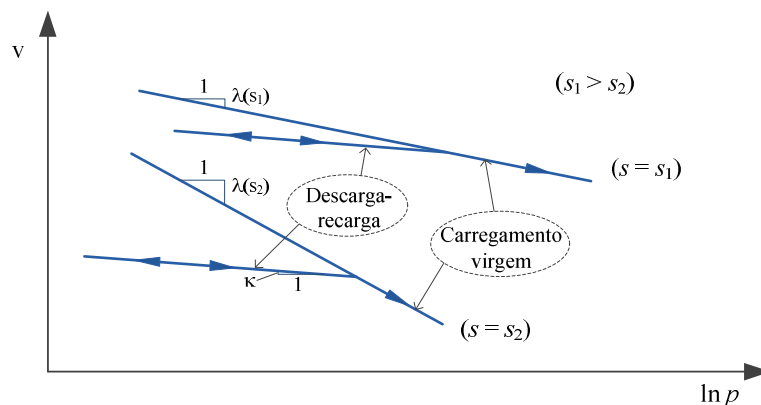


Figura 5.1 – Variação do volume específico com a tensão média e a sucção, em compressão isotrópica (Alonso *et al.*, 1990).

A Figura 5.2 a) apresenta as linhas de compressão normal de dois estados do mesmo solo, um no estado saturado ($s = 0$) e o outro não saturado ($s > 0$), sob compressão isotrópica.

Alonso *et al.* (1990) admitem que os pontos 1 e 3 pertencem à mesma superfície de cedência no espaço (p, s) (Figura 5.2 b), e que a relação entre as tensões de cedência p_0 e p_0^* pode ser obtida

relacionando o volume específico nesses pontos através de uma trajetória que envolve uma descarga (1→2) de p_0 para p_0^* , sob sucção constante seguida de uma redução da sucção de s para zero (2→3), mantendo a tensão p_0^* constante. O solo, inicialmente nas condições do ponto 1 do plano (p, s), segue o percurso 1→2→3 (Figura 5.2 a) e b)). Deste modo, pode ser estabelecida a relação

$$v_3 = v_1 + \Delta v_p + \Delta v_s \quad (5.3)$$

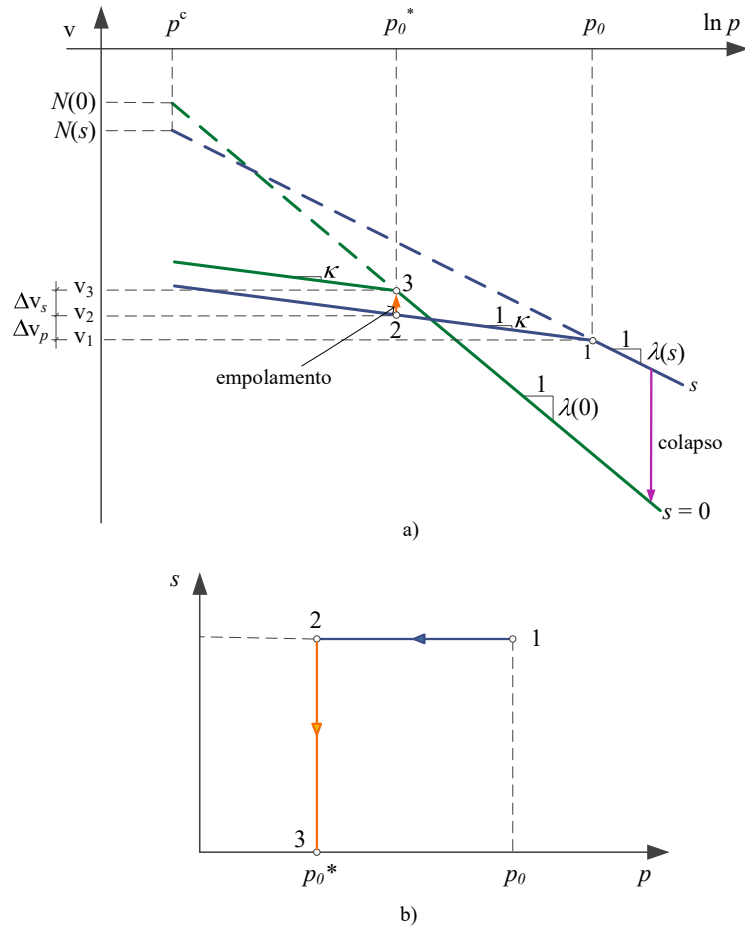


Figura 5.2 – Influência da sucção: a) curvas de compressão normal para o solo saturado e não saturado; b) trajetórias de tensão (Alonso *et al.*, 1990).

A saturação do solo, de 2 para 3, dá-se no domínio elástico. Neste caso, o empolamento Δv_s pode ser quantificado pela seguinte equação incremental

$$dv_s = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (5.4)$$

onde κ_s representa a inclinação da linha de descarga-recarga por variação de s no domínio elástico e p_{atm} é a pressão atmosférica. A adoção da pressão absoluta, em detrimento da pressão

relativa barométrica, tem como objetivo evitar valores infinitos de dv_s quando s se aproxima de zero.

Considerando as equações (5.1), (5.2) e (5.4), a equação (5.3) pode ser escrita da seguinte forma:

$$N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p_0}{p^c} + \kappa \ln \frac{p_0}{p_0^*} + \kappa_s \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} = N(0) - \lambda(0) \ln \frac{p_0}{p^c} \quad (5.5)$$

onde $N(s)$ é volume específico de referência, ou seja, quando p é igual a uma tensão média de referência p^c ; $N(0)$ o volume específico de referência do solo saturado quando $p = p^c$; e $\lambda(0)$ o declive da linha de compressão normal do solo saturado.

A equação (5.5) relaciona p_0 e s em função de valores de tensão de referência p^c e p_0^* e os parâmetros $N(s)$, $\lambda(s)$, κ e κ_s . A equação (5.5) pode ser simplificada tomando como tensão média de referência o valor de p_0^* , isto é $p^c = p_0^*$. O parâmetro p^c representa a tensão média que se pode alcançar no estado saturado virgem, partindo de uma condição não saturada, através de uma trajetória de humedecimento, que envolva empolamento em regime elástico. Deste modo, a equação (5.5) pode ser escrita do seguinte modo:

$$\Delta v_s(p^c) \Big|_s^0 = N(0) - N(s) = \kappa_s \ln \frac{s + p_{atm}}{p_{atm}} \quad (5.6)$$

Substituindo a equação (5.6) em (5.5) obtém-se a seguinte relação

$$\left(\frac{p_0}{p^c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{[\lambda(0) - \kappa] / [\lambda(s) - \kappa]} \quad (5.7)$$

Esta equação define a curva de cedência, designada por *Loading Collapse* (LC), representada na Figura 5.4, sendo p_0^* adotada como parâmetro de endurecimento.

Alonso *et al.* (1990) referem que a equação (5.7) apresenta grande relevância no modelo, pois permite reproduzir, não só, o aumento na tensão de cedência associado ao aumento da sucção, mas também, os fenómenos de colapso observados na trajetória de molhagem. Quando a tensão de cedência p_0^* é igual a p^c , a curva de cedência LC é representada por uma linha vertical. Neste caso, a variação da sucção não produz deformações plásticas, nem influencia o valor da tensão de cedência. A curva LC é bastante influenciada pelo valor de p^c , pelo que uma estimativa errada deste parâmetro pode levar a uma curva com forma não convexa.

A compressibilidade do solo diminui com o aumento da sucção, não sendo, porém, essa diminuição ilimitada. A equação (5.8) permite estimar um valor assintótico, mínimo de $\lambda(s)$, a partir de

$$\lambda(s) = \lambda(0)[(1-r)\exp(-\beta s) + r] \quad (5.8)$$

onde β é o parâmetro que controla o aumento da rigidez volumétrica do solo com a sucção (MPa^{-1}); e r uma constante adimensional relacionada com a máxima rigidez do solo,

$$\left(r = \lim_{s \rightarrow \infty} \frac{\lambda(s)}{\lambda(0)} \right).$$

Esta relação implica que a compressibilidade do solo diminua com o aumento da sucção até um valor limite de λ (Figura 5.3), $\lambda(s \rightarrow \infty)$.

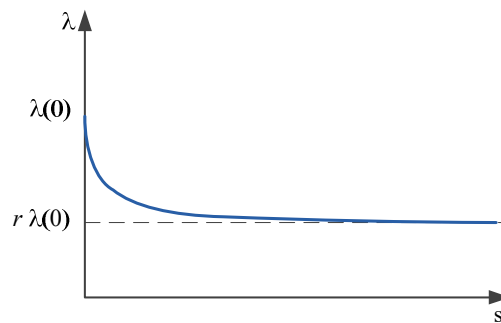


Figura 5.3 – Variação de λ em função de s .

O modelo *BBM* considera também a possibilidade de o solo apresentar deformações volumétricas plásticas devido apenas ao aumento de sucção, propondo, para tal, uma segunda função de cedência denominada *SI* (*Suction Increase*), representada na Figura 5.4. Esta superfície é representada por uma reta paralela ao eixo p , no plano (p, s) , e é definida pela equação

$$s = s_0 \quad (5.9)$$

sendo s_0 o maior valor de sucção a que o solo esteve submetido.

Na Figura 5.4 está representado o domínio elástico do solo, no plano (p, s) , delimitado pelas funções de cedência *LC* e *SI*. A curva *LC* representa o conjunto de estados de cedência p_0 associados a diferentes valores de p e s .

A variação do volume específico do solo devida apenas ao aumento da sucção ds (Figura 5.5), quando $s \geq s_0$, é expressa pela equação

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{(s + p_{am})} \quad (5.10)$$

onde λ_s é a inclinação da linha correspondente a estados de sucção virgens. Quando $s < s_0$ a variação do volume é determinada por:

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (5.11)$$

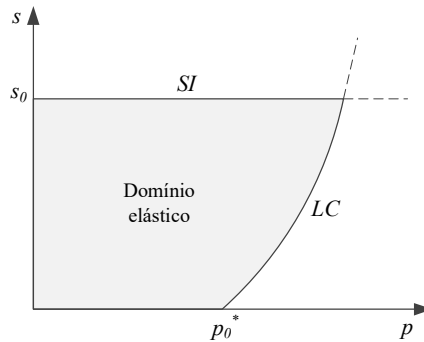


Figura 5.4 – Domínio elástico do solo, delimitado pelas superfícies de cedência LC e SI no plano (p, s) (Alonso *et al.*, 1990).

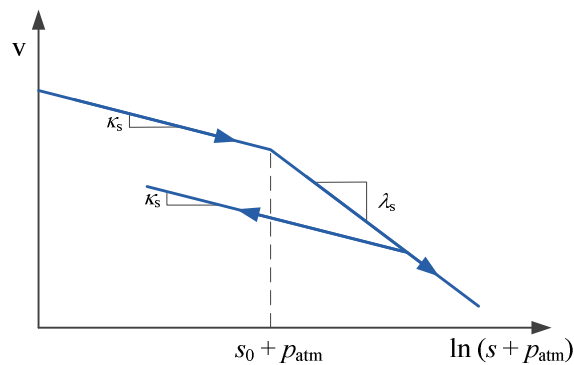


Figura 5.5 – Variação do volume específico, v , com a sucção, s (Alonso *et al.*, 1990).

Com o intuito de simplificação, o modelo admite independência de λ_s e κ_s em relação a p , considerando-os como constantes, isto é, como parâmetros fixos do solo.

A posição de cada uma das superfícies de cedência LC e SI é controlada pela deformação volumétrica plástica decorrente tanto do aumento da tensão p como do aumento da sucção s (Figura 5.6). Atendendo à equação (5.2), a deformação volumétrica elástica produzida por aumento de tensão média no domínio elástico, $d\varepsilon_{vp}^e$, é expressa pela seguinte equação:

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa}{v} \frac{dp}{p} \quad (5.12)$$

Quando a tensão p atinge o valor de cedência p_0 , o incremento de deformação volumétrica total (elastoplástica) é definida por:

$$d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (5.13)$$

A componente plástica da deformação volumétrica por aumento de p é, então, dada pela diferença relativamente à componente elástica

$$d\varepsilon_{vp}^p = d\varepsilon_{vp} - d\varepsilon_{vp}^e \quad (5.14)$$

Considerando as equações (5.12) e (5.13), a equação (5.14) pode ser escrita da seguinte forma:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_0} \quad (5.15)$$

ou, considerando a equação (5.7), que define a superfície de cedência LC, pode expressar-se a deformação volumétrica plástica pela seguinte equação:

$$d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (5.16)$$

De forma idêntica, o aumento da sucção no domínio elástico origina incremento de deformação volumétrica elástica, $d\varepsilon_{vs}^e$, o qual, considerando a equação (5.17), é dado por:

$$d\varepsilon_{vs}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds}{(s + p_{atm})} \quad (5.17)$$

Quando o aumento da sucção s conduz o solo à cedência, isto é, se atinge a superfície de cedência ($s = s_0$), o incremento de deformação volumétrica total (elastoplástica) é dado pela equação seguinte:

$$d\varepsilon_{vs} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (5.18)$$

Dado que a componente plástica da deformação volumétrica por aumento de s é determinada pela diferença relativamente à parcela elástica

$$d\varepsilon_{vs}^p = d\varepsilon_{vs} - d\varepsilon_{vs}^e, \quad (5.19)$$

substituindo as equações (5.17) e (5.18) $d\varepsilon_{vs}^p$ pode ser escrita da seguinte forma:

$$d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} \quad (5.20)$$

As deformações plásticas, definidas pelas equações (5.15) e (5.20) controlam a posição das superfícies de cedência LC e SI , respetivamente. Esta abordagem configura a inexistência de inter-dependência entre as superfícies de cedência LC e SI no espaço de tensões (p, s). Importa, porém, referir a existência de evidência experimental contrária a esta assunção (Josa *et al.*,

1987). A Figura 5.6 mostra a expansão das superfícies de cedência LC e SI por aumento da tensão p e por aumento da sucção s .

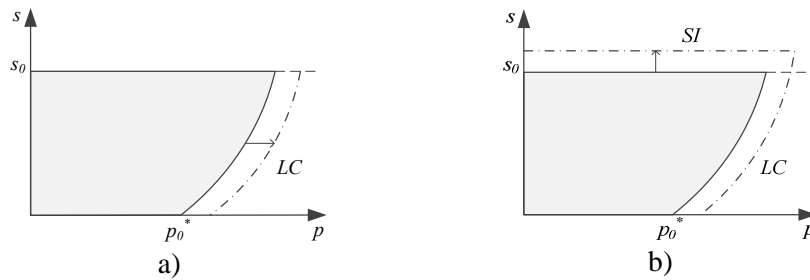


Figura 5.6 – Expansão das superfícies de cedência LC e SI : a) por aumento da tensão p ; b) por aumento da sucção s (Alonso *et al.*, 1990).

Uma forma simples de acoplar as duas curvas de cedência passa por, considerando a semelhança dos efeitos das deformações plásticas, adotar como parâmetro de controle a deformação volumétrica plástica total resultante

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_{vp}^p + d\varepsilon_{vs}^p \quad (5.21)$$

Com base nas equações (5.16) e (5.20) são propostas as seguintes leis de endurecimento:

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (5.22)$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (5.23)$$

5.1.2 MODELO PARA ESTADOS TRIAXIAIS DE TENSÃO

Na modelação da resposta do solo quando submetido a corte é considerada como variável adicional de tensão a tensão deviatória, q . O estado de deformação pode ser caracterizado pela deformação volumétrica, ε_v , e pela deformação distorcional, ε_s , definidas a partir das deformações principais como:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \quad (5.24)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \quad (5.25)$$

Sob um valor constante de sucção, a superfície de cedência, proposta por Alonso *et al.* (1990) no espaço tridimensional (p, q, s) , é dada pela seguinte equação:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0 \quad (5.26)$$

onde q é a tensão deviatória, $q = \sigma_1 - \sigma_3$; M a inclinação da linha dos estados críticos; p a tensão média; p_s a máxima tensão média de tração para um dado valor de sucção; e p_0 a tensão média de cedência.

A equação (5.26) é a equação de uma elipse e descreve a fronteira de cedência elasto-plástica do solo submetido a um dado valor de sucção (Figura 5.7). Quando o solo se encontra no estado saturado, a equação (5.26) reduz-se à equação da curva de cedência do modelo *Cam-Clay* Modificado.

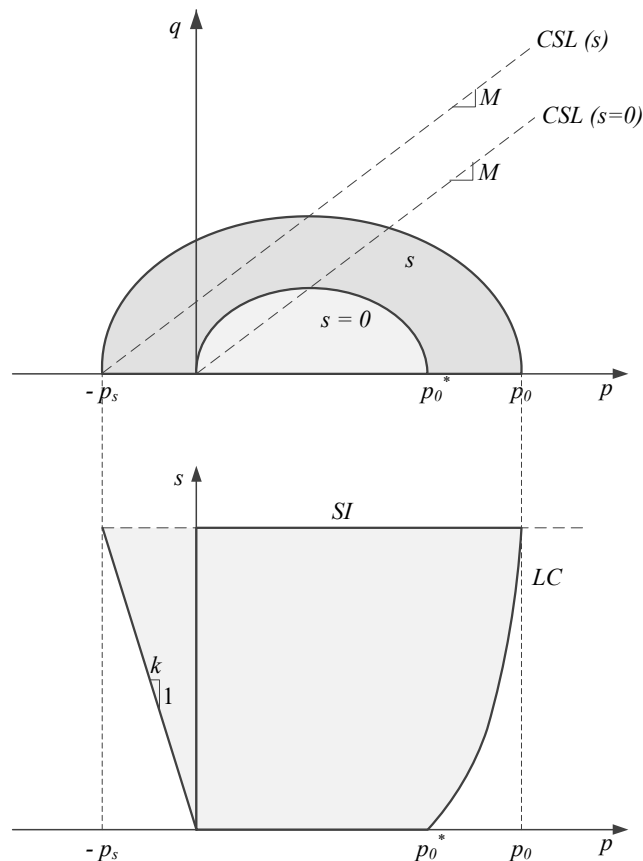


Figura 5.7 – Representação da superfície de cedência nos espaços (p, q) e (p, s) (Alonso *et al.*, 1990).

O modelo *BBM* admite que M é invariável com a sucção, sendo este portanto, sempre expresso, em compressão triaxial, em função do ângulo de atrito interno no estado crítico φ'_c através da equação:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi'_c}{3 - \operatorname{sen} \varphi'_c} \quad (5.27)$$

O modelo considera também que a máxima tensão média de tração p_s é uma função linear da sucção de acordo com a equação:

$$p = -p_s = -ks, \quad (5.28)$$

onde k é uma constante do modelo. Esta constante influencia ainda a dimensão da superfície de cedência.

De acordo com o modelo proposto, a função de cedência SI é um plano perpendicular ao eixo s . A Figura 5.8 representa a superfície de cedência no espaço tridimensional (p, q, s) .

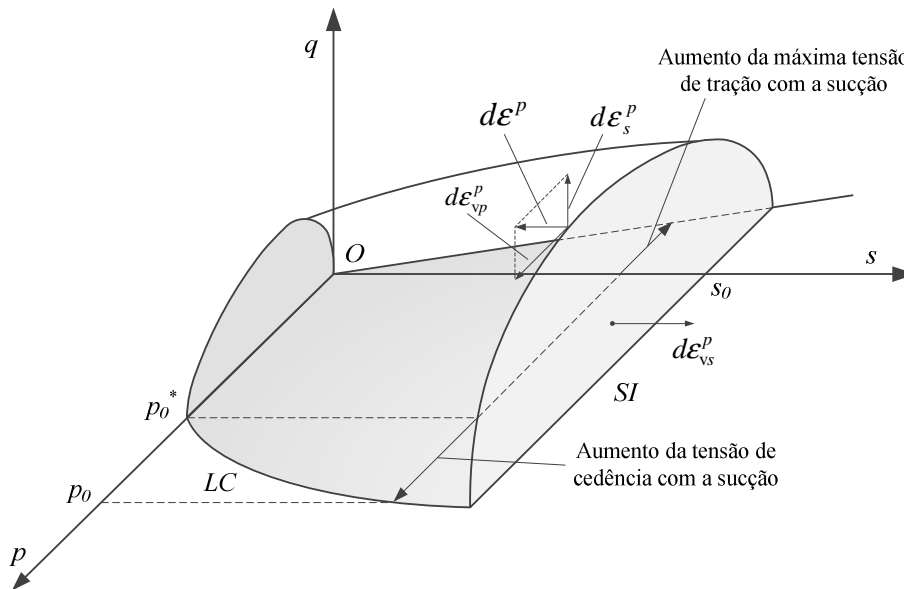


Figura 5.8 – Representação da superfície de cedência no espaço tridimensional (p, q, s) (Alonso *et al.*, 1990).

A direção dos incrementos de deformação plástica associados à superfície de cedência identificada pela equação (5.26), é definida por uma lei de fluxo não associada nos planos s perpendiculares ao eixo Os . Alonso *et al.* (1990), referindo Gens e Potts (1982), consideram que os modelos convencionais de estados críticos sobrestimam o coeficiente de impulso em repouso k_0 . Com o objetivo de evitar este inconveniente, os autores modificam a expressão da lei de fluxo associada introduzindo um parâmetro, α , resultando na seguinte relação de deformação plástica

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)} \quad (5.29)$$

em que o parâmetro α é definido por

$$\alpha = \frac{M(M-9)(M-3)}{9(6-M)} \left[\frac{\lambda(0)}{1-\kappa} \right] \quad (5.30)$$

É estimado de forma a que a lei de fluxo se traduza numa deformação lateral nula para estados de tensão compatíveis com o valor de k_0 dado pela expressão de Jaky (1948)

$$k_0 = 1 - \text{sen } \varphi'_c = \frac{6 - 2M}{6 + M} \quad (5.31)$$

Lee *et al.* (2013) realizaram um estudo em materiais granulares onde concluíram que, numa areia densa, os valores de k_0 determinados pela relação de Jaky são próximos dos valores de k_0 obtidos experimentalmente.

Dada a relação entre k_0 e M , a lei de fluxo proposta não introduz qualquer parâmetro constitutivo adicional.

Na superfície de cedência SI o incremento de deformação plástica induzido pelo aumento de sucção será $(d\varepsilon_{vs}^p, 0)$, onde $d\varepsilon_{vs}^p$ é dado pela equação (5.20) e a deformação distorcional plástica por incremento de sucção é nula.

A deformação distorcional elástica induzida pela variação de q é determinada através do módulo de distorção G , a partir da seguinte equação

$$d\varepsilon_s^e = \left(\frac{1}{3G} \right) dq \quad (5.32)$$

A deformação elástica produzida por incrementos de tensão e sucção é quantificada através da soma das parcelas elásticas $d\varepsilon_v^e$ e $d\varepsilon_s^e$. A parcela $d\varepsilon_v^e$ é determinada pelas equações (5.12) e (5.17), apresentadas na descrição do modelo para estados de tensão isotrópicos, as quais quantificam a variação da deformação elástica devido a incrementos de tensão, p , e de sucção, s , respetivamente.

5.1.3 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO MODELO BÁSICO DE BARCELONA (BBM)

Alonso *et al.* (1990) propõem que a estimativa dos parâmetros do modelo *BBM* seja, em geral, efetuada a partir de ensaios de laboratório com controlo de sucção e de tensão. Na Figura 5.9 encontram-se esquematizadas as trajetórias de base de tensão/sucção propostas pelos autores para a realização destes ensaios. Assim, com vista à estimativa dos parâmetros do modelo, as trajetórias dos ensaios, devem ser construídas combinando as trajetórias de base de modo a obter a totalidade dos parâmetros do modelo. Essas trajetórias são caracterizadas por: (i) variação de p , sob s constante e q nula (Figura 5.9 a); (ii) variação de s , mantendo p constante e q nula (Figura 5.9 b); e (iii) variação de p e q , mantendo s constante (Figura 5.9 c).

Na estimativa dos parâmetros através das trajetórias do primeiro tipo podem ser considerados dois grupos: variação de p com $s = 0$ e variação de p com $s \neq 0$. As trajetórias com s nula permitem estimar o valor de p_0^* , $\lambda(0)$ e κ . O valor de p_0^* corresponde ao valor de p na mudança

da inclinação da trajetória dos resultados no espaço $(\ln p, v)$. As trajetórias com s não nulo permitem estimar o valor de p^c , r e β .

Por sua vez, as trajetórias associadas a variações de s , mantendo p constante e $q = 0$, permitem estimar o valor de s_0 , λ_s e κ_s , desde que haja endurecimento por aumento de s . No caso contrário, apenas se poderá estimar o valor de κ_s . O valor de s_0 corresponde ao valor da sucção em que se deteta a mudança na inclinação da trajetória no espaço $(\ln s, v)$. A observação de alguns resultados práticos apresentados por Alonso *et al.* (1990) mostra não existir um ponto onde ocorra alteração da inclinação, mas antes uma mudança progressiva ao longo de um intervalo de valores. Os autores sugerem, como alternativa, determinar s_0 graficamente no plano $(s, 1/\lambda_s)$, sendo o seu valor estimado no ponto onde se verifica uma mudança súbita de $1/\lambda_s$ com s .

As trajetórias de tensão do terceiro tipo (variações de q e p , mantendo s constante) podem também ser divididas em dois grupos: variação de q com $s = 0$ e variação de q com $s \neq 0$. No primeiro caso, é possível estimar a variação de G , associado a uma trajetória de carga/descarga sem atingir o estado crítico, ou G e M num ciclo de carga-descarga atingindo o estado crítico. A variação de q e p com s não nulo, numa trajetória de carga até ao estado crítico, permite determinar o valor de k , desde que seja conhecido o valor de M .

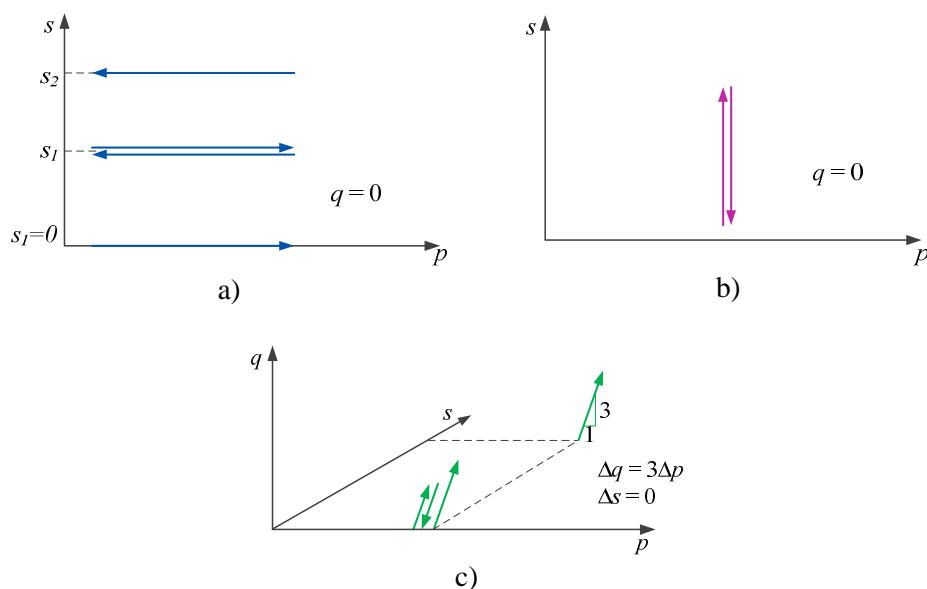


Figura 5.9 – Trajetórias de tensão/sucção adequadas à determinação dos parâmetros do modelo *BBM*, adaptado de Alonso *et al.*(1990): a) a s constante; b) a p constante; e c) triaxiais sob s constante.

O Quadro 5.1 resume as trajetórias de tensão e de sucção associadas à estimativa dos parâmetros do modelo *BBM*.

Quadro 5.1 – Trajetórias com variação de p , q e s para estimativa dos parâmetros do modelo *BBM*.

Trajetórias de tensão e de sucção	Parâmetros
Variação de p , mantendo s constante e $q = 0$	p_c , p_0^* , $\lambda(0)$, κ , r e β
Variação de s , mantendo p constante e $q = 0$	s_0 , λ_s e κ_s
Variação de q , mantendo s constante e $\Delta q = 3\Delta p$	G , M e k

5.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO ESTUDADO

O solo utilizado neste estudo foi proveniente de uma zona de empréstimo para os aterros da Linha de Alta Velocidade Poceirão-Caia. As características físicas do solo foram determinadas com recurso a ensaios de laboratório que permitiram determinar as propriedades-índice, a classificação do solo e as características após compactação. Assim, foram realizados os ensaios para determinação da curva granulométrica, da densidade das partículas sólidas, da composição mineralógica e dos índices de vazios mínimo e máximo, e o ensaio de compactação Proctor modificado. A Figura 5.10 ilustra a textura do solo utilizado no presente estudo.



Figura 5.10 – Textura do solo estudado.

Análise granulométrica

A análise granulométrica do solo foi efetuada pelo método de peneiração por via húmida, segundo a especificação LNEC E-239 (1970), conduzindo à curva granulométrica que se apresenta na Figura 5.11. A sua análise permite verificar que o solo é constituído predominantemente pela fração areia, e que a percentagem de finos corresponde somente a 4,3 %.

A curva granulométrica permite estimar algumas grandezas relevantes para a caracterização do solo em estudo. Essas grandezas são o diâmetro efetivo, D_{10} , o coeficiente de uniformidade, C_u , e o coeficiente de curvatura, C_c . No Quadro 5.2 estão indicados os valores destas grandezas. O coeficiente de uniformidade e de curvatura apresentaram valores dentro dos intervalos $C_u > 6$ e $1 \leq C_c \leq 3$, pelo que se trata de uma areia bem graduada.

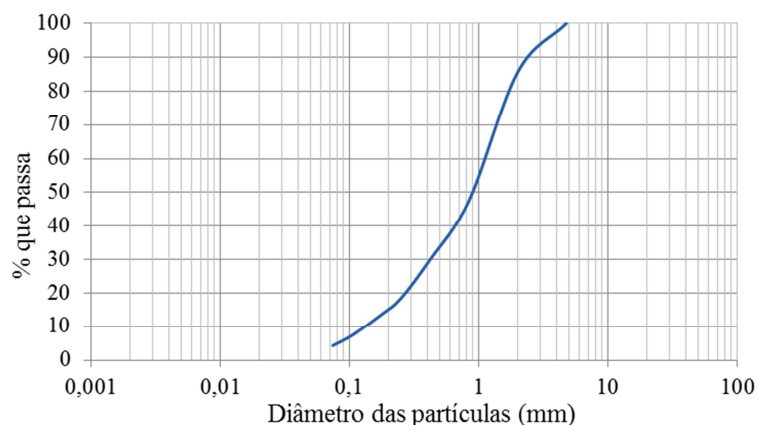


Figura 5.11 – Curva granulométrica do solo.

Quadro 5.2 – Grandezas que caracterizam a granulometria do solo estudado.

D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	C_u	C_c
0,14	0,42	1,2	8,6	1,05

Densidade das partículas sólidas

A densidade das partículas sólidas, G_s , por se tratar de um solo com dimensão das partículas inferior a 4,76 mm (#4), foi determinada pelo método do picnómetro. O ensaio foi realizado segundo a norma NP-83 (1965), tendo sido obtido o valor de 2,77. Este valor é, em parte, justificado pela análise do registo difratométrico do solo, apresentado na Figura 5.12, que identifica a presença de minerais da família das anfíbolos. Estes minerais apresentam valores de densidade de cerca de 3,3. Por isso, a sua presença confere ao solo um valor da densidade das partículas sólidas, G_s , considerado elevado relativamente ao mais corrente (2,65), característico das areias siliciosas.

Composição mineralógica das partículas

A composição mineralógica do solo usado neste trabalho foi avaliada experimentalmente usando a técnica de difratometria de raios X (DRX) na Unidade de Metais e Revestimentos Inorgânicos do LNEC. A realização do ensaio seguiu um método interno baseado na Especificação LNEC E-403 (1993).

A Figura 5.12 apresenta o registo difratométrico do solo. A análise deste registo permitiu identificar os seguintes compostos cristalinos: feldspato sódico (albite - $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$), quartzo (SiO_2) e vermiculite ($\text{Mg}_3\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2$), que correspondem aos compostos presentes em maior proporção, e ainda anfíbola ($(\text{Na,Ca})_2(\text{Mg,Fe})_5\text{Si}_8\text{O}_{22}(\text{OH})_2$), mica ($\text{KAl}_3\text{Si}_3\text{O}_{10}(\text{OH})_2$), feldspato potássico (microclina - KAlSi_3O_8) e caulinite ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$).

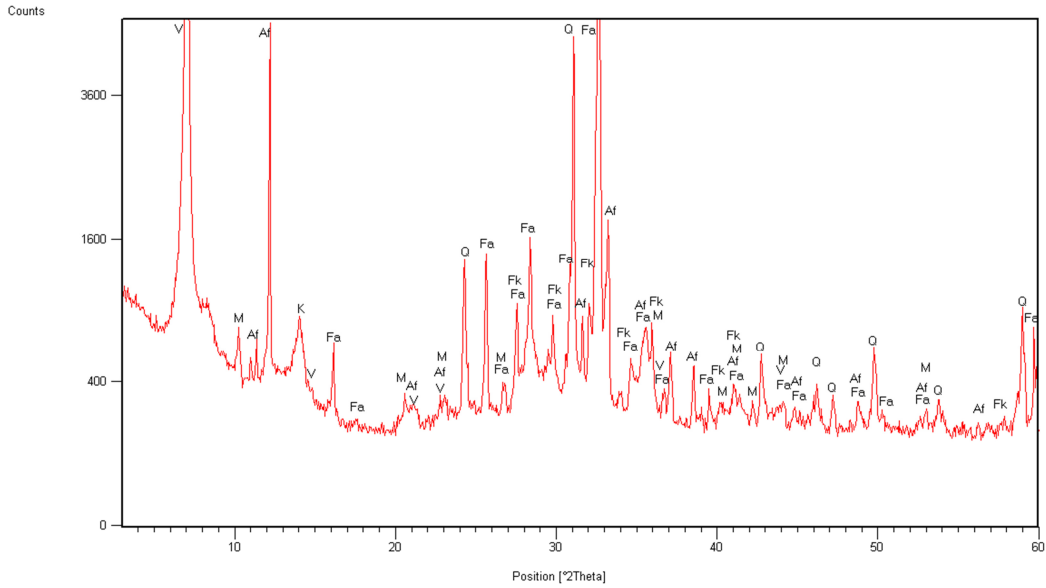


Figura 5.12 – Registo difratométrico do solo: V – Vermiculite; M – Mica; Af – Anfibola; K – Caulinite; Fa – Feldspato sódico; Q – Quartzo; Fk – Feldspato potássico.

Ensaio de compactação Proctor

O ensaio de compactação Proctor foi realizado segundo o procedimento descrito na especificação LNEC E-197 (1966). Na realização do ensaio Proctor foi adotado o tipo de compactação pesada em molde pequeno, pelo facto de, no estudo que se pretende realizar, os materiais se destinarem à construção de aterros de infra-estruturas de transporte.

A Figura 5.13 mostra a curva de compactação obtida no ensaio Proctor, com um teor em água ótimo de 9,4 % e um peso volúmico seco máximo de 18,7 kN/m³.

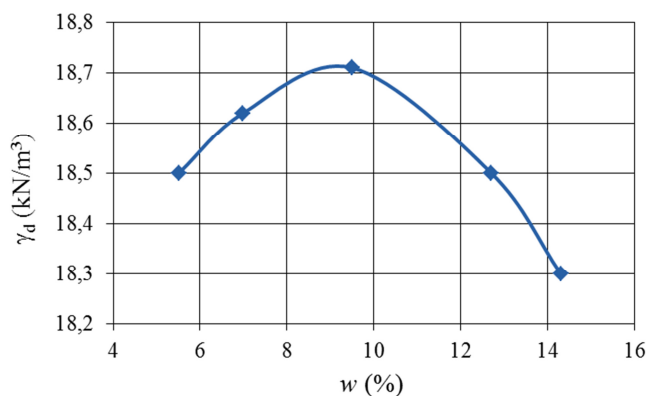


Figura 5.13 – Curva de compactação.

Com o objetivo de despistar um eventual comportamento evolutivo do solo com a compactação foi determinada a curva granulométrica do solo após o ensaio. A Figura 5.14 mostra as curvas granulométricas do solo antes e após a realização do ensaio Proctor. A sua comparação

possibilita verificar uma ligeira translação da curva granulométrica no sentido dos menores diâmetros, embora sem expressão significativa. Permite concluir que a granulometria do solo não é evolutiva com a compactação do tipo Proctor pesado.

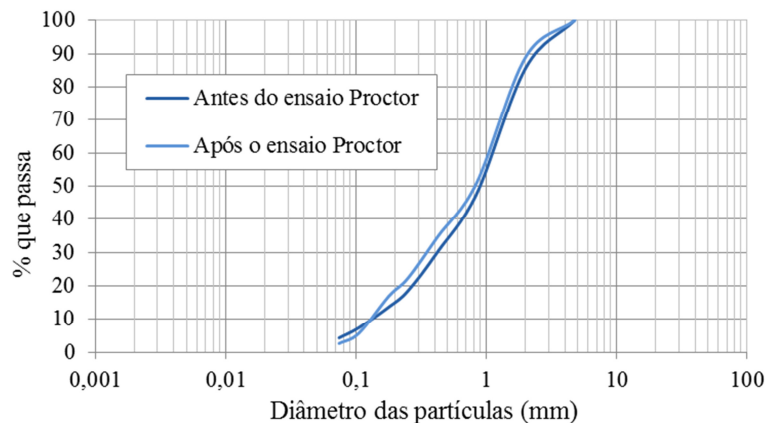


Figura 5.14 – Curvas granulométricas do solo antes e após a realização do ensaio Proctor.

Compacidade relativa

Nas areias, em alternativa ao tradicional ensaio de compactação, são realizados ensaios para determinação da compacidade relativa, D_r , com base na determinação experimental dos índices de vazios máximo (material solto) e mínimo (material denso).

O índice de vazios máximo, $e_{máx}$, e o índice de vazios mínimo, $e_{mín}$, foram determinados considerando o procedimento de ensaio descrito nas normas ASTM D4253-06 e D4254-06, respetivamente. No Quadro 5.3 estão indicados os valores de $e_{máx}$ e $e_{mín}$ e os respetivos pesos volúmicos secos, determinados experimentalmente, com mesa vibrante específica.

Quadro 5.3 – Valores de $e_{máx}$ e $e_{mín}$ e respetivos $\gamma_d^{mín}$, e , $\gamma_d^{máx}$.

$e_{máx} = 1,10$	$\gamma_d^{mín} = 12,9 \text{ kN/m}^3$
$e_{mín} = 0,56$	$\gamma_d^{máx} = 17,39 \text{ kN/m}^3$

Classificação do solo

A partir dos resultados obtidos experimentalmente, nomeadamente da curva granulométrica, o solo estudado foi classificado como uma areia bem graduada (SW), segundo os critérios da classificação unificada de solos (USCS), incluídos na norma ASTM D2487-11 e como A-1-b, segundo a classificação AASHTO.

O Quadro 5.4 apresenta um resumo dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização física do solo.

Quadro 5.4 – Resultados da caracterização física e da classificação do solo.

% finos	G_s	C_u	C_c	$e_{mín}$	$e_{máx}$	Classificação	
						AASHTO	Unificada
4,3	2,77	8,6	1,05	0,56	1,1	A-1-b	SW – areia bem graduada

5.3 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA DE RETENÇÃO DO SOLO

Apresenta-se, seguidamente, os métodos experimentais adotados para a determinação da curva de retenção da água no solo e os respetivos resultados. No presente estudo, a curva foi determinada com base nos resultados obtidos por dois equipamentos: a placa de pressão e o WP4. A placa de pressão abrange a gama de sucção entre 0 e 1,5 MPa, enquanto o WP4 a gama entre 0 e 300 MPa. No entanto, diversos autores (Campbell *et al.*, 2007; Shah *et al.*, 2006; Sreedeeep e Singh, 2011) consideram que para o WP4 somente os valores de sucção determinados acima de 1 MPa correspondem à gama de valores mais fiável.

Os ensaios com a placa de pressão e o WP4 foram realizados seguindo, respetivamente, os métodos C e D da norma ASTM D6836-02.

5.3.1 PLACA DE PRESSÃO

As placas de pressão baseiam-se na técnica de translação do eixo (Hilf, 1956). Esta técnica consiste em aplicar uma pressão sobre-atmosférica no ar (u_a), mantendo constante, em simultâneo, a pressão na água nos poros (u_w). A sucção matricial aplicada é dada pela diferença entre estas duas pressões ($u_a - u_w$).

Descrição do equipamento

O elemento essencial de uma placa de pressão é a placa de cerâmica porosa de elevada pressão de entrada de ar, cujo valor é sempre folgadoamente superior ao valor mais elevado de pressão que se pretende aplicar no ar durante um ensaio. Esta especificação pretende assegurar que, durante a realização do ensaio, a placa porosa permite o fluxo da água, sem permitir a passagem do ar.

A Figura 5.15 mostra a secção transversal de uma placa de pressão, colocada no interior da câmara de pressão e assente sobre um espaçador. Cada placa de pressão é constituída por uma placa de cerâmica porosa de forma circular, coberta, apenas de um lado, por uma membrana fina de neoprene selada na periferia da placa. Entre a placa de cerâmica e a membrana encontra-se uma tela que permite o fluxo de água. Uma haste, que atravessa a placa de cerâmica, é ligada a

um tubo de saída que conduz a água, proveniente do solo, para o exterior da câmara. Durante a realização do ensaio os provetes de solo, envolvidos pelo anel de retenção, permanecem em contacto com a superfície superior da placa de cerâmica.

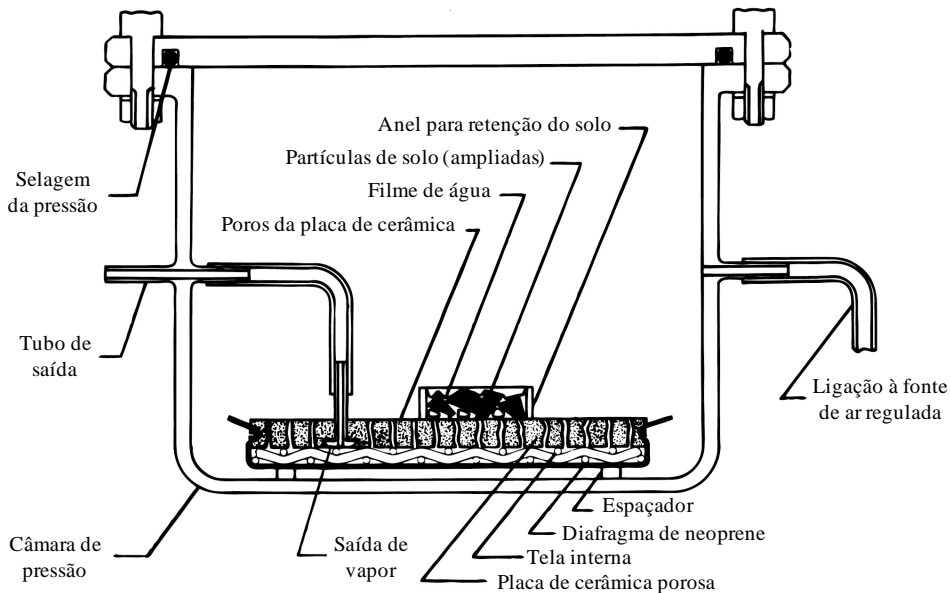


Figura 5.15 – Secção transversal da placa de pressão e da câmara (Soilmoisture, 2008).

A placa de pressão para extrair água do solo exige a utilização de uma fonte regulada de ar sob pressão. Pode ser utilizado ar comprimido proveniente de um compressor, ou ar comprimido ou azoto de botija de alta pressão, opção esta que foi adotada neste estudo, conforme o esquema de instalação representado na Figura 5.16 a). A figura mostra também o equipamento existente no Departamento de Geotecnia do LNEC que foi utilizado no presente estudo (Figura 5.16 b)).

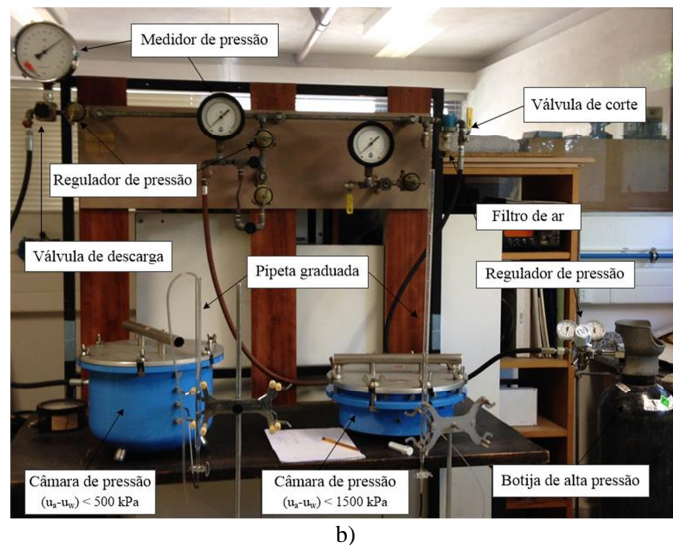
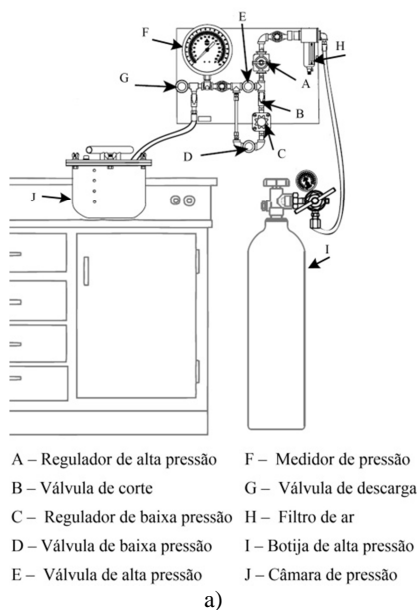


Figura 5.16 – Ensaio com placa de pressão: a) esquema de instalação com azoto em botija de alta pressão; b) equipamento utilizado no presente estudo.

A regulação da pressão determina a precisão dos valores de equilíbrio, sendo que o rigor da pressão aplicada depende não só da precisão do próprio regulador, mas também das oscilações da fonte de pressão. Para alcançar a precisão necessária foi adotado um sistema de dupla regulação, com dois reguladores em série. O primeiro foi colocado à saída da botija de alta pressão e o segundo imediatamente antes da ligação à câmara. O primeiro regulador foi ajustado para uma pressão ligeiramente superior à do segundo, de modo a assegurar que este recebesse uma pressão estável superior ao valor da pressão a aplicar.

O ensaio consiste em elevar a pressão no interior da câmara acima da pressão atmosférica, obrigando a água em excesso no solo a fluir através dos poros microscópicos das placas de cerâmica. A pressão do ar é suportada pela tensão superficial da interface gás-líquido nos poros da placa, e pelo diafragma de borracha flexível. A água existente no solo vai percolar em sentido descendente, sendo conduzida através da placa porosa e, em seguida, até ao exterior da câmara pela haste ligada ao tubo de saída. A percolação da água no solo permanece até que a curvatura dos meniscos no solo seja idêntica à curvatura dos meniscos gerados nos poros da placa porosa. O fluxo de água proveniente do solo é avaliado através da leitura da altura da água no interior de uma pipeta de muito pequena secção transversal ligada ao tubo de saída da câmara, a qual se encontra devidamente protegida para evitar a evaporação da água no seu interior.

Quando a pressão do ar no interior da câmara aumenta, retoma-se o fluxo de água e este continua até que um novo ponto de equilíbrio seja alcançado. Em condições de equilíbrio, dá-se a igualdade entre a pressão do ar na câmara e a sucção do solo.

Saturação das placas de cerâmica porosa

A saturação das placas de cerâmica porosa foi realizada com recurso à aplicação de vácuo e efetuada com base nos seguintes procedimentos:

1. embebição da placa porosa com água dearificada, colocando-a num exsiccador durante 1 h
2. aplicação de vácuo, de pelo menos 75 kPa, durante 24 h
3. remoção e re-aplicação do vácuo;
4. inspeção da placa para verificar a existência de bolhas de ar na superfície
5. repetição dos procedimentos indicados nos pontos 3 e 4 até não se observarem bolhas de ar durante, pelo menos, duas aplicações consecutivas de vácuo.

Preparação dos provetes

Os provetes de ensaio foram preparados num molde anelar de PVC com 46,5 mm de diâmetro e 10 mm de altura. A massa de solo, necessária para o preenchimento do molde, foi estabelecida considerando um índice de vazios e de 0,73 e uma compactidade relativa D_r de 68,5 %, que corresponde à massa total de 27,18 g. Na preparação dos provetes os anéis foram colocados sobre um papel de filtro e solidarizados com este através de uma película de vaselina aplicada na base da parede do molde. Este procedimento teve como objetivo evitar perdas de solo entre o papel de filtro e o anel durante o manuseio dos provetes. O solo, após 48 h na estufa a 45°C, foi colocado no interior dos anéis de retenção e adensado por pressão, utilizando um dispositivo, composto por um cilindro e um pistão, desenvolvido para o efeito. O cilindro tem como função alojar, numa das extremidades, o anel de PVC e servir de guia ao pistão durante o adensamento do solo no interior do anel (Figura 5.17).

Depois de preparados, os provetes foram colocados sobre a placa porosa, já saturada. Cada placa tem capacidade para oito a dez provetes (Figura 5.18). A placa porosa foi colocada no interior da câmara e, em seguida, procedeu-se à saturação dos provetes, por capilaridade, colocando uma lâmina de água sobre a placa porosa sob pressão atmosférica no ar. A fase de saturação dos provetes decorreu durante um período de 24 h, renovando-se, quando necessário, a película de água sobre a placa porosa.

Após a saturação dos provetes foi estabelecida a ligação entre a placa porosa e o tubo de saída, e entre este e a pipeta graduada.

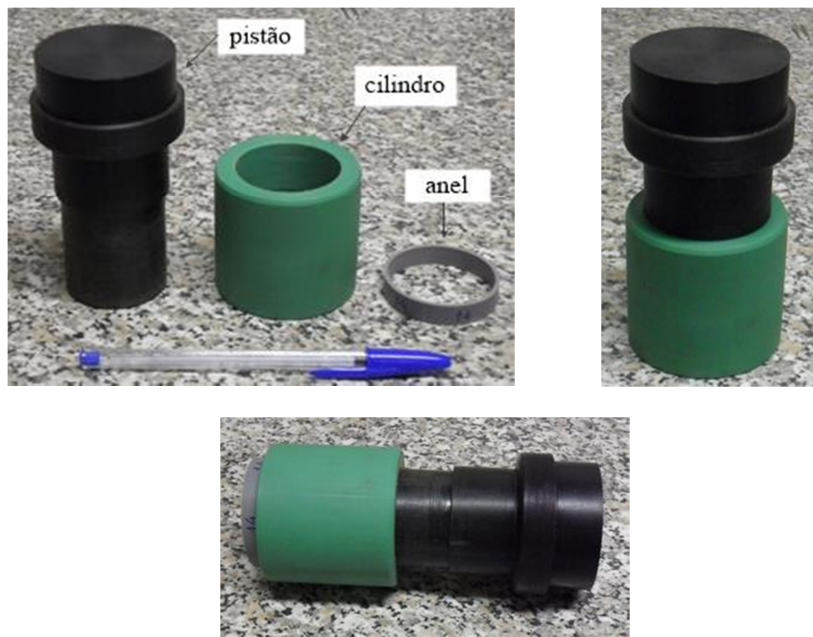


Figura 5.17 – Dispositivo para adensar o solo no interior dos anéis.

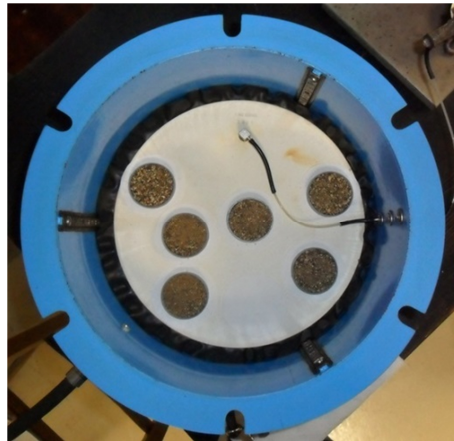


Figura 5.18 – Interior da câmara com os provetes sobre a placa porosa.

Procedimento de ensaio

Os ensaios foram realizados em duas câmaras de pressão: uma com pressão máxima nominal de 500 kPa e outra de 1500 kPa. No estabelecimento do ramo de secagem da curva de retenção do solo foram considerados os seguintes patamares de pressão: 1, 3, 5, 7, 10, 20, 30, 40, 50, 75, 100, 150, 200, 250 e 300 kPa na câmara de 5 bar, utilizando uma placa porosa de 300 kPa, e 150, 200, 300, 500, 1000 e 1500 kPa na câmara de 1500 kPa, com uma placa porosa de 1500 kPa. Portanto, os escalões de pressão 150, 200 e 300 kPa foram comuns a ambas as câmaras. Este procedimento teve como objetivo averiguar a compatibilidade entre as câmaras e, por conseguinte, garantir a continuidade dos resultados obtidos dentro da gama de valores pretendida (0 e 1500 kPa).

Para a realização do ensaio, a câmara foi fechada, durante um período de 48 horas, para equilíbrio da pressão dos provetes. Findo este período, foram retirados dois provetes, para determinação do teor em água de saturação, e, em seguida, procedeu-se à aplicação sucessiva de cada um dos patamares de pressão. Em cada patamar, a pressão permaneceu constante durante um intervalo de tempo necessário para o sistema alcançar o equilíbrio. Durante esse intervalo, 10 a 15 dias, foi registada a altura da água no interior da pipeta graduada com precisão de 0,1 ml. O sistema era considerado em equilíbrio quando a altura da água na pipeta estabilizava, ou seja, quando, em leituras consecutivas, se registava uma variação na altura da água máxima de $\pm 0,1$ ml. A passagem para o patamar de pressão seguinte era efetuada quando o registo da variação de água na pipeta permanecia estável durante 24 h, nas pressões até 500 kPa, 48 h, nas pressões entre 500 e 1000 kPa, e 96 h, nas pressões superiores a 1000 kPa. Após o equilíbrio, em cada patamar de pressão, eram retirados da câmara dois provetes em posições diametralmente opostas. Os provetes eram pesados e colocados em estufa para determinar o teor em água do solo, obtendo-se, deste modo, pares de valores de pressão e de teor em água para a determinação da curva de retenção.

A pesagem dos provetes foi realizada juntamente com os anéis e com o papel de filtro. O peso do anel permanece constante, enquanto o peso do papel de filtro varia em função do teor em água resultante das diferentes pressões aplicadas. Com o objetivo de determinar o peso do papel de filtro em cada patamar de pressão aplicada, foi colocado, juntamente com os provetes sobre a placa porosa, um papel de filtro de dimensão e características idênticas.

5.3.2 WP4

O WP4 determina a sucção total do solo aplicando a técnica do ponto de orvalho. Segundo o fabricante, *Decagon Devices*, este equipamento tem capacidade para medir a sucção do solo, entre 0 e 300 MPa, com uma precisão de $\pm 0,1$ MPa, de 0 a 10 MPa, e 1 % de 10 a 300 MPa. O tempo de medida varia entre 10 e 15 minutos, apresentando, deste modo, como principal vantagem a rapidez de operação. Neste estudo os ensaios com o WP4 foram realizados seguindo o método D definido pela norma ASTM D 6836 – 02. Esta norma considera, para este equipamento, um campo de medida mais restrito, para valores de sucção entre 500 kPa e 100 MPa.

Descrição do equipamento

O equipamento WP4 consiste numa câmara selada equipada no interior com os seguintes elementos: um espelho, um sensor fotoelétrico, um par termoelétrico, um termómetro de infravermelhos e uma ventoinha. A Figura 5.19 mostra o equipamento WP4 utilizado no presente estudo e a representação esquemática do equipamento.

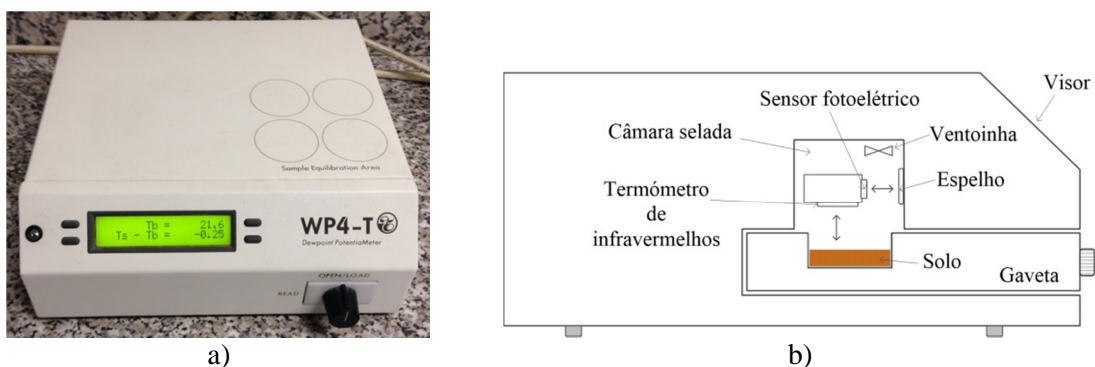


Figura 5.19 – a) Equipamento usado no presente estudo; b) Representação esquemática do equipamento (Leong *et al.*, 2003).

A sucção total é estimada com base no equilíbrio alcançado no interior da câmara selada entre a fase líquida da água da amostra de solo e a fase de vapor de água no ar da câmara. O provete de solo, que preenche cerca de metade da capacidade de uma cápsula, é colocado no interior da câmara através da gaveta. A deteção do ponto de orvalho, em que ocorre a condensação no

espelho, é detetada por um feixe de luz dirigido para o espelho e refletido para o sensor fotoelétrico. Um termopar ligado ao espelho regista a temperatura a que ocorre a condensação (Leong *et al.*, 2003). A ventoinha colocada no interior da câmara selada tem como função reduzir o tempo de equilíbrio entre a amostra e o ar, através da homogeneização da humidade no ar. A humidade relativa é calculada usando a temperatura do ponto de orvalho e a temperatura no provete de solo, que é determinada por um termómetro de infravermelhos.

O princípio de funcionamento do equipamento é baseado na relação termodinâmica entre a humidade relativa, a temperatura e a sucção total, de acordo com a equação psicrométrica (4.14). Esta equação é utilizada pelo *software* instalado no equipamento, para calcular a sucção total do provete de solo. Os cálculos efetuados são visualizados no visor de LCD, em MPa, conjuntamente com a temperatura.

Preparação dos provetes

Os provetes foram preparados colocando o solo em cápsulas de plástico, com cerca de 38 mm de diâmetro e 10 mm de altura. Na fase de preparação dos provetes o solo apresentava um teor em água aproximadamente igual a 2,1 %, resultante da humidade ambiente, e uma compacidade relativa, D_r , de 68,5 %.

As cápsulas foram preparadas compactando, no interior de um molde cilíndrico, com cerca de 75 mm de diâmetro, uma massa de solo de 1,06 kg, correspondente àquele valor de compacidade relativa. A massa de solo foi dividida em três partes, sendo o provete preparado em três camadas compactadas com recurso à mesa vibratória específica para a norma ASTM D4253-06. Em cada camada foi colocada uma cápsula, para que, durante a compactação ficasse preenchida por solo com a compacidade requerida (Figura 5.20 a) e b)). Depois de concluída a compactação das três camadas, o molde foi retirado e o provete de solo compactado foi cuidadosamente desagregado recuperando do seu interior as cápsulas preenchidas com o solo (Figura 5.20 c)). Foi, então, retirado o excesso de solo de cada uma das cápsulas, para desocupar a metade superior da altura da cápsula, pesando-se, em seguida, o solo com a cápsula (Figura 5.20 d)).

Procedimento de ensaio

O procedimento de ensaio para determinar a sucção com o WP4 inicia-se pela calibração do equipamento com uma solução salina saturada, com uma concentração de KCl de 0,5 mol/kg a qual à temperatura de 20°C, corresponde uma sucção de $2,19 \pm 0,05$ MPa. Para assegurar a fiabilidade da calibração foi também determinada a sucção de água destilada, com um valor de

referência de 0 MPa. A calibração foi realizada colocando uma cápsula com a solução de KCl na gaveta do equipamento. Procedimento idêntico foi realizado para a cápsula com água destilada. A calibração do equipamento foi verificada, em cada dia de ensaio, medindo a sucção da solução de KCl e da água destilada.

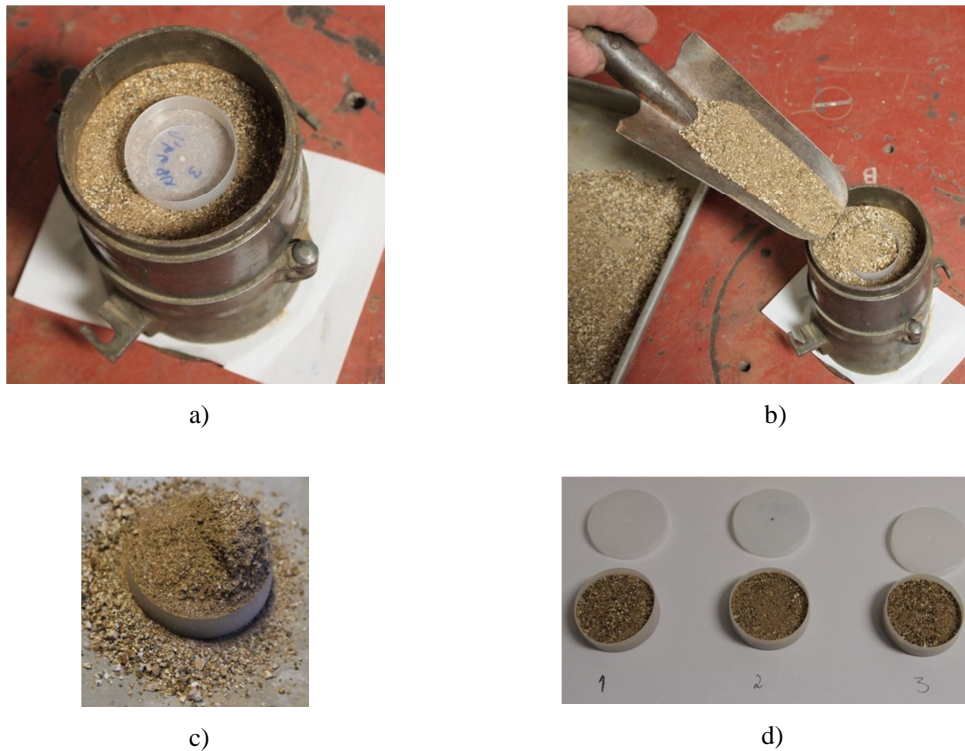


Figura 5.20 – Aspectos relevantes na preparação dos provetes de ensaio com o WP4: a) cápsula no interior do molde; b) preenchimento do molde; c) cápsula recuperada; e d) cápsulas para o início do ensaio.

Depois de completada a calibração, cada cápsula contendo o solo foi colocada na gaveta, e determinada a sucção total de cada corpo de prova.

O equipamento WP4 permite realizar os ramos de secagem e de molhagem da curva de retenção do solo. Para se obter três medições em cada ponto de ensaio foram preparadas três cápsulas com solo. Em cada uma das cápsulas, a sucção foi calculada continuamente, impondo uma variação de teor em água em cada determinação. Como referido, o solo utilizado na preparação dos provetes apresentava um teor em água de 2,1 %, este facto levou a que o ensaio tivesse sido iniciado pela determinação do ramo de molhagem.

Nesta determinação depois de cada leitura da sucção, foi feita a pesagem do solo e calculado o teor em água. Em seguida, foi adicionada ao solo uma quantidade predeterminada de água destilada. Seguidamente as cápsulas com o solo voltaram a ser pesadas, foram fechadas e colocadas numa caixa hermética. Até à leitura seguinte da sucção, os provetes permaneceram

em equilíbrio durante 24 horas. Para tal, a caixa hermética foi resguardada no interior de uma caixa de esferovite de modo a garantir a homogeneização e o equilíbrio da fase líquida num ambiente protegido de variações da temperatura e da humidade. Após o período de equilíbrio, as cápsulas com o solo foram novamente pesadas e realizada uma nova leitura do valor da sucção. Estas operações foram repetidas até o valor da sucção medida se anular.

Concluído o ramo de molhagem foi dado início ao ramo de secagem. Este ramo da curva foi determinado mediante a secagem do solo entre cada uma das leituras de sucção. Esta operação foi realizada deixando destapadas as cápsulas com o solo, permitindo assim a secagem do solo ao ar. O tempo de secagem dependia da variação da quantidade de água. Esta variação foi controlada através da pesagem do solo enquanto permanecia ao ar. Após a secagem do solo até ao valor de massa pretendido, as cápsulas eram fechadas, acondicionadas e deixadas em equilíbrio durante 24 horas, como descrito para o ramo de molhagem. Depois do equilíbrio, as cápsulas com o solo foram pesadas, e foi realizada uma nova leitura do valor da sucção e calculado o teor em água do solo. O procedimento descrito foi repetido até a massa do solo, depois de exposta ao ar, permanecer constante.

Na determinação dos dois ramos, a leitura da sucção, em cada uma das cápsulas, foi realizada duas vezes para assegurar a reprodutibilidade dos resultados. Os teores em água, para cada valor de sucção, foram calculados com base nas variações medidas de peso.

5.3.3 CURVA DE RETENÇÃO

Os valores da sucção e os correspondentes teores em água obtidos experimentalmente permitiram determinar os ramos de secagem e de molhagem da curva de retenção do solo estudado. Na Figura 5.21 e na Figura 5.22 são indicados os resultados experimentais obtidos com cada equipamento utilizado (placa de pressão e WP4) e os ramos da curva de retenção obtidos através do ajuste dos resultados experimentais a um modelo matemático. Neste estudo os resultados experimentais foram ajustados aos modelos de van Genuchten (1980) e de Fredlund e Xing (1994), conforme apresentado na Figura 5.21 e na Figura 5.22, respetivamente. Estes modelos foram adotados em alguns estudos realizados em areias, nomeadamente Yang *et al.* (2004) e Gomes (2008), com resultados satisfatórios. O modelo de van Genuchten (1980) é também um dos modelos matemáticos incluídos no *Code_Bright* para definir a curva de retenção da água no solo.

No ramo de secagem da curva de retenção foi efetuado o ajuste aos resultados obtidos através da placa de pressão, na gama de valores de sucção entre 0 e 1500 kPa, e do WP4, para valores de sucção superiores a 100 KPa. A análise dos resultados permite verificar que valores idênticos

de teor em água no solo resultaram em valores de sucção também idênticos, independentemente da metodologia utilizada na determinação da sucção no solo o que atesta a compatibilidade dos dois métodos na gama comum de sucção. Relativamente aos resultados obtidos com o WP4 verificou-se que o equipamento revelou resultados aceitáveis, apesar de, em muitos estudos (Campbell *et al.*, 2007; Leong *et al.*, 2003; Maček *et al.*, 2013), ser referida a sua aplicação somente para valores de sucção superiores a 1 MPa.

O ramo de molhagem foi determinado pelo ajuste dos resultados obtidos apenas a partir do equipamento WP4, pois o modo de operação da placa de pressão não permite obter dados para este ramo da curva.

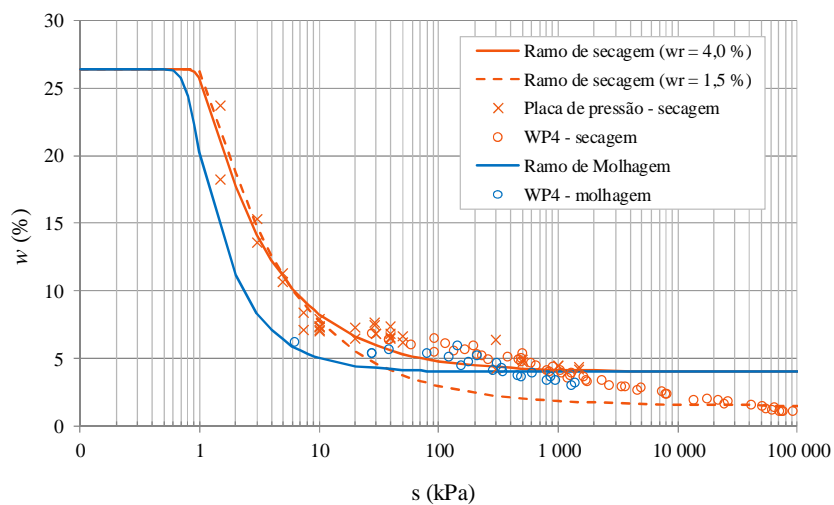


Figura 5.21 – Ramos de secagem e molhagem da curva de retenção do solo estudado: modelo de van Genuchten (1980).

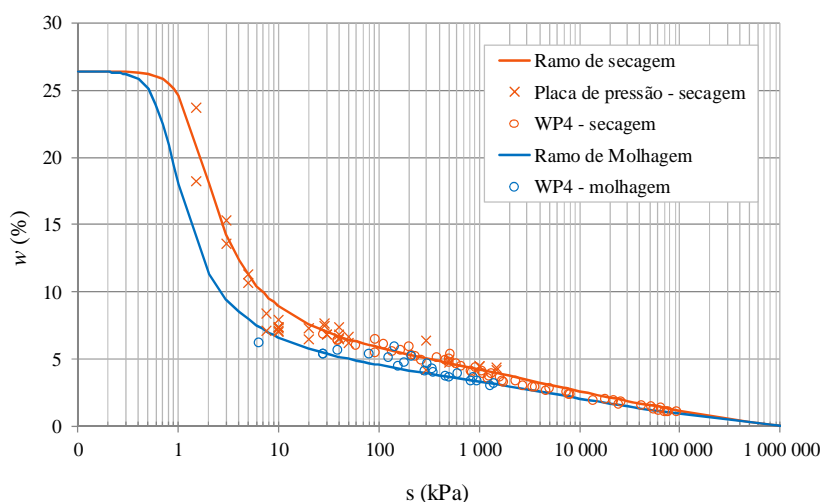


Figura 5.22 – Ramos de secagem e molhagem da curva de retenção do solo estudado: modelo de Fredlund e Xing (1994).

A comparação entre as curvas de retenção, obtidas por ajuste dos modelos atrás referidos, permite verificar que o modelo de Fredlund e Xing (1994) se mostra mais adequado para um melhor ajuste dos resultados. O modelo de van Genuchten (1980) revelou dificuldade em ajustar os valores de sucção, devido à necessidade de se estabelecer um valor de teor em água residual (w_r). No entanto, pela necessidade de utilizar o modelo de van Genuchten (1980) na modelação numérica, foram comparados os resultados do ajuste deste modelo considerando dois valores diferentes de w_r , 4 e 1,5 % (Figura 5.21). Com w_r igual a 4 % foi obtido um bom ajuste dos resultados na gama de valores de sucção inferior a 1 MPa. Para o solo estudado, as variações de teor em água que possam ocorrer correspondem a valores de sucção compreendidos nessa gama. Contrariamente, com w_r igual a 1,5 % ocorreu dificuldade no ajuste dos valores de sucção entre 0,02 e 10 MPa.

O ajuste de ambos os modelos permitiu obter um valor de sucção de entrada de ar idêntico de cerca de 1 kPa que, para o solo estudado, é um valor considerado adequado (Lins e Schanz, 2005; Yang *et al.*, 2004).

No Quadro 5.5 são indicados o valor dos parâmetros de ajuste, obtidos para cada um dos modelos matemáticos, aos resultados experimentais. São também indicados os valores do coeficiente de determinação ajustado, R^2_{aj} , associado a cada um dos ajustes.

Quadro 5.5 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção e coeficiente de determinação ajustado associado a cada um dos ajustes.

Modelo	Ramo	a (MPa ⁻¹)	n	m	w_s (%)	w_r (%)	R^2_{aj} (%)
Van Gnuchten (1980)	Secagem	1,0	14,5	0,05	26,4	4,0	76,8
	Molhagem	1,3	12	0,1	26,4	-	72,4
Fredlund e Xing (1994)	Secagem	1,3	3,5	0,55	26,4	5,0	92,8
	Molhagem	0,7	4,6	0,6	26,4	-	86,1

O modelo de van Genuchten (1980), incluído em *Code_Bright* (2014) e que mais tarde será descrito, é definido pela equação (6.28) onde a curva de retenção é expressa pela variação da fracção volumétrica de vazios acupada pela fase líquida S_l em função da sucção s . A Figura 5.23 mostra o ramo de secagem da curva de retenção de água no solo, determinada pelo ajuste dos resultados experimentais, obtidos com as placas de pressão e o WP4, ao modelo de van Genuchten (1980) definido pela equação (6.28). Na Figura 5.23 verifica-se maior dificuldade no ajuste dos resultados experimentais ao modelo de van Genuchten (1980), que resulta de a equação (6.28) incluir apenas dois parâmetros, P e λ , tornando, por isso, o ajuste dos resultados mais rígido.

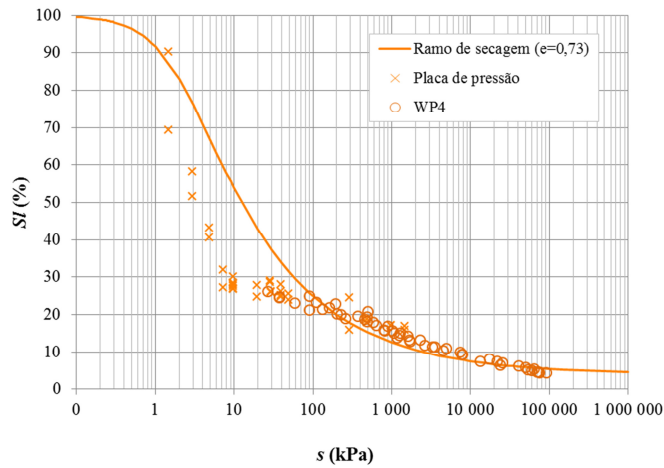


Figura 5.23 – Ramo de secagem da curva de retenção do solo.

Na modelação do aterro admite-se o solo com um peso volúmico seco correspondente ao valor do $w_{opt-2\%}$ da curva Proctor (Figura 5.13). Neste ponto o índice de vazios do solo é igual a 0,48, muito inferior ao admitido nos ensaios triaxiais e de determinação da curva de retenção que corresponde a 0,73. Como referido no capítulo 4, a diminuição do índice de vazios corresponde a um valor superior da sucção de entrada, o que justificou a estimativa de uma curva de retenção a utilizar na modelação do aterro. Esta curva de retenção foi estimada com o ajuste dos valores obtidos apenas no ensaio com o equipamento WP4, pois segundo Salager *et al.* (2010) a curva de retenção de um solo mantém-se constante quando os valores da sucção são superiores a 100 kPa. A Figura 5.24 ilustra a curva de retenção a utilizar na modelação do aterro.

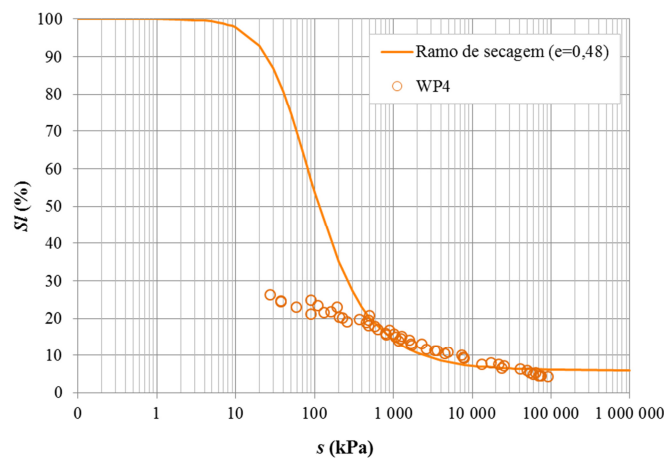


Figura 5.24 – Ramo de secagem da curva de retenção usada na modelação do aterro.

No Quadro 5.5 estão indicados os parâmetros das curvas de retenção P , λ , S_{rl} e S_{ls} , estimadas para o índice de vazios do solo igual a 0,73 e 0,48.

Quadro 5.6 – Parâmetros da curva de retenção.

e_0	P (MPa)	λ	S_{rl} (%)	S_{ls} (%)
0,73	0,002	0,46	4	100
0,48	0,07	0,46	6	100

5.4 ENSAIOS REALIZADOS PARA CALIBRAÇÃO DO MODELO *BBM*

5.4.1 PROGRAMA DE ENSAIOS

A estimativa dos parâmetros do modelo *BBM* foi efetuada através de ensaios em laboratório. Para tal, foram realizados ensaios de corte em compressão triaxial com o solo em condições saturadas e também com imposição de sucção através da técnica de equilíbrio de vapor. Os provetes foram sujeitos a compressão isotrópica, com imposição de fases de carga e de descarga e ao corte.

Na elaboração do programa de ensaios triaxiais, as trajetórias de tensão/sucção adotadas foram estabelecidas pela combinação das trajetórias de base propostas por Alonso *et al.* (1990) e apresentadas na Figura 5.9.

O Quadro 5.7 apresenta o resumo das trajetórias de tensão/sucção implementadas nos ensaios triaxiais. As trajetórias estão identificadas por letras e, para cada uma, são referidos os valores da sucção no solo, da tensão durante a compressão isotrópica, e da pressão de confinamento no início do corte.

Quadro 5.7 – Resumo das trajetórias de tensão implementadas na fase de consolidação nos ensaios triaxiais.

Trajetórias	s (MPa)	Compressão isotrópica		Corte
		p (kPa)		σ_3 (kPa)
ABC	s_1	0	20→300→60	60
		0	20→180→60→300→60→100	100
		0	20→300→60→150	150
DEF	s_2	39,0	20→180→60→300→60→100	100
		38,0	20→300→60→150	150
GHI	s_3	87,0	20→180→60→300→60→100	100
		81,0	20→300→60→150	150
JK	$s_3 \rightarrow s_2$	82,0→41,0	60	-

Os valores da sucção, identificados por s_2 e s_3 , foram obtidos por equilíbrio de duas soluções salinas saturadas distintas. Na secção 5.4.2.2, será descrita a técnica de equilíbrio de vapor utilizada para impor a sucção durante os ensaios triaxiais realizados em solo não saturado.

Da Figura 5.25 à Figura 5.27 são representados os esquemas das trajetórias de tensão/sucção adotadas no presente estudo. Na Figura 5.25 estão esquematizadas as trajetórias, nos planos (p, s) e $(\ln p, v)$, associadas à variação de p , mantendo s constante e $q = 0$.

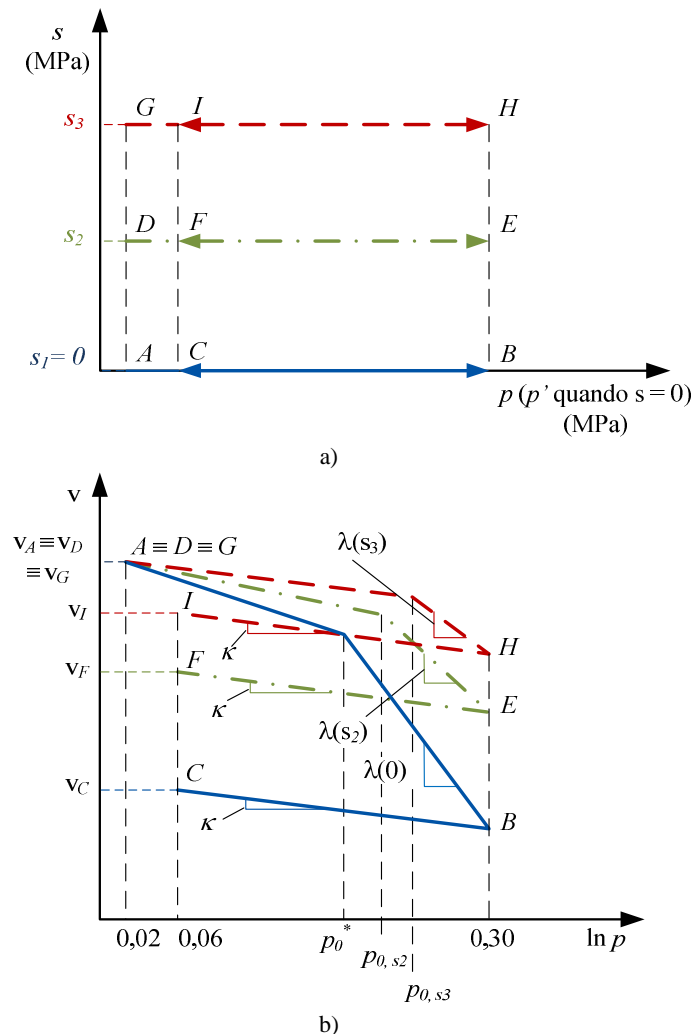


Figura 5.25 – Trajetórias associadas a variação de p , mantendo s constante e $q = 0$: a) no plano (p, s) ; b) no plano $(\ln p, v)$.

Na Figura 5.26 estão esquematizadas as trajetórias, nos planos (s, p) e $(\ln s, v)$, associadas a variação de s , mantendo p constante e $q = 0$. Estas trajetórias permitiram determinar os parâmetros s_0 , λ_s e κ_s , num ensaio onde o solo sob uma pressão de confinamento constante, foi submetido a variação do nível de sucção, através da técnica de equilíbrio de vapor de uma solução salina. Neste caso, a variação da sucção foi conseguida através da utilização de duas soluções salinas distintas, para imposição de uma sucção s_3 e, após equilíbrio da primeira solução, a substituição por outra que permitiu a imposição de uma sucção s_2 . Na Figura 5.27

estão representadas as trajetórias associadas a variações de q e p com $\Delta q = 3\Delta p$, mantendo s constante.

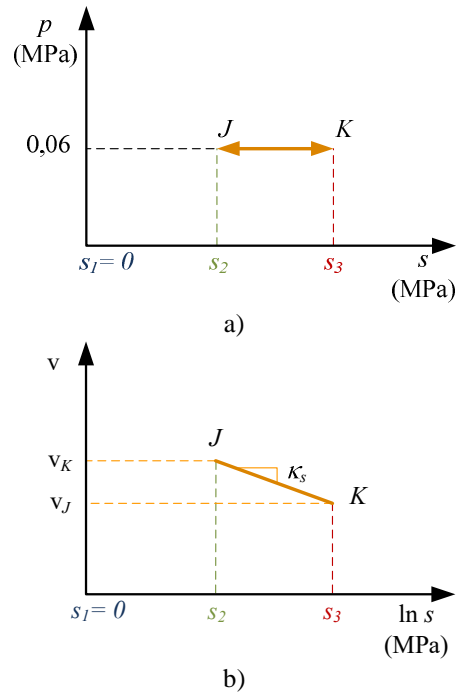


Figura 5.26 – Trajetórias associadas a variação de s , mantendo p constante e $q = 0$: a) no plano (s, p) ; b) no plano $(\ln s, v)$.

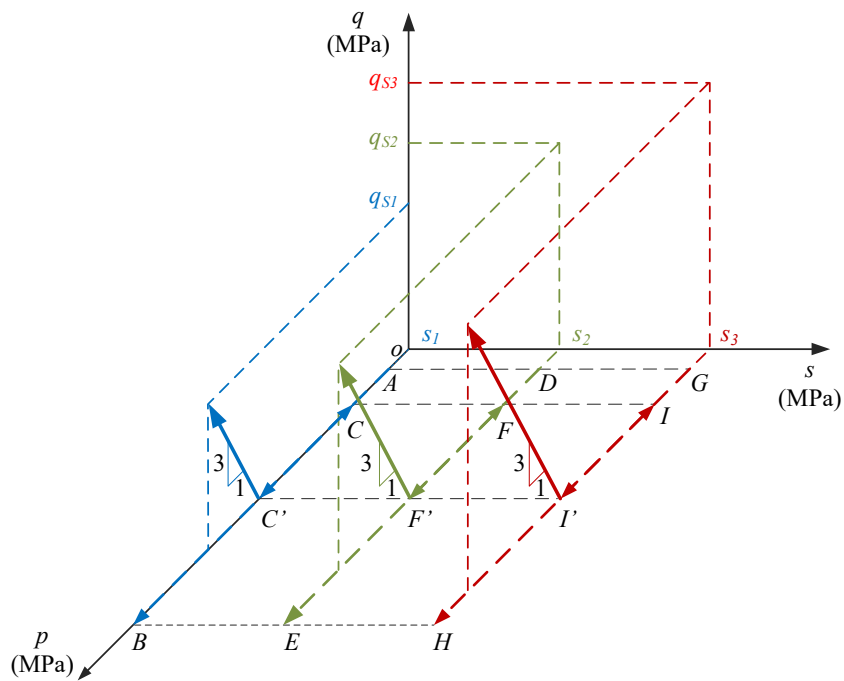


Figura 5.27 – Trajetórias associadas a variações de q , mantendo s constante e $\Delta q = 3\Delta p$.

5.4.2 ENSAIOS REALIZADOS

Os ensaios triaxiais foram realizados em provetes saturados e não saturados. Estes ensaios permitiram avaliar a resposta do solo em termos de variação volumétrica, quando submetidos a estados isotrópicos de tensão, e o comportamento ao corte, quando submetido a diferentes pressões de confinamento e a níveis de sucção distintos.

5.4.2.1 Ensaio triaxiais em provetes saturados

Descrição do equipamento

Na realização dos ensaios foi utilizado um equipamento constituído pelos seguintes elementos: câmara triaxial, dois controladores digitais de volume-pressão e equipamento de controlo e de aquisição de dados.

A aplicação de pressões e a medição da variação de volume da câmara triaxial e do provete foi feita com recurso a dois controladores de volume-pressão GDS Advanced Digital Controllers: um para a variação de volume-pressão da câmara e outro para a variação de pressão-volume no provete através da linha de contra-pressão.

O equipamento de aquisição é composto por três transdutores, um interface analógico/digital (A/D) e por um computador. o conjunto de transdutores permite efetuar as medições seguintes: da força aplicada no provete na direção vertical, através da célula de carga, da pressão da água no interior do provete e da variação de comprimento do provete através de um LVDT colocado externamente à câmara. Os dados dos controladores de volume-pressão e os recebidos pelos transdutores são enviados, através do interface A/D, para um computador, que, de modo contínuo e utilizando o *software* GDSLAB, efetua leituras e elabora representações gráficas do ensaio em tempo real.

Preparação e montagem dos provetes

Todos os ensaios foram realizados em idênticas condições de compacidade relativa ($D_r = 68,5\%$) e de teor em água inicial ($w = 2,1\%$). O valor da compacidade relativa adotada corresponde a uma areia densa. O teor em água corresponde ao valor da humidade ambiente do laboratório.

No Quadro 5.8 estão indicadas as características geométricas dos moldes utilizados na preparação dos provetes.

Quadro 5.8 – Características geométricas dos moldes utilizados na preparação dos provetes.

Elemento	Dimensão
Diâmetro, D (mm)	101,6
Altura, H (mm)	177,7
Volume, V (mm ³)	1441×10 ³

No Quadro 5.9 estão indicadas as características do solo após a preparação dos provetes de ensaio, bem como a massa seca e total utilizadas.

Quadro 5.9 – Características do solo após montagem dos provetes.

Grandeza	Valor
Diâmetro, D (mm)	101,6
Altura, H (mm)	177,7
Compacidade relativa, D_r (%)	68,5
Índice de vazios inicial, e_0	0,73
Peso volúmico seco, γ_d (kN/m ³)	15,69
Grau de compactação, G_c (%)	83,9
Teor em água inicial, w (%)	2,1
Massa seca (g)	2262,5
Massa total (g)	2310,0

Os provetes foram preparados, recorrendo à mesa vibratória. Os procedimentos adotados na preparação dos provetes compreenderam as seguintes etapas:

1. Um molde metálico, com a forma cilíndrica, apoiado sobre uma base rígida, foi revestido internamente por uma membrana. Em seguida, foi aplicado vácuo entre o molde e a membrana, para ajustar esta àquele (Figura 5.28 a).
2. A massa de solo necessária para a preparação do provete foi dividida em 5 partes, permitindo a sua preparação em camadas de espessura final aproximada de 35 mm.
3. Cada uma das partes do solo foi colocada no interior do molde e acionada a mesa vibratória. Após a preparação de cada camada, foi efetuado o controlo da espessura através da medição da altura livre do molde (Figura 5.28 b).
4. Após o preenchimento do molde (Figura 5.28 c) foi colocado, na base e no topo do provete, papel de filtro e pedras porosas e instalado o conjunto sobre o pedestal.
5. A membrana, que envolve o provete, foi presa ao pedestal, colocando dois *o-rings*. No topo do provete foi colocado o encabeçamento, e a membrana ajustada a este, por intermédio de dois *o-rings*.
6. Foi alterada a aplicação do vácuo, passando este a atuar o interior do provete, com um valor de cerca de 20 kPa. Esta aplicação de vácuo pela base do provete permitiu, não só retirar o

molde, mas também prosseguir a montagem do provete, nomeadamente a instalação dos medidores locais, minimizando a perturbação do solo e evitando alterações na fábrica do solo após montagem.

7. Terminada a montagem do provete, a câmara foi fechada e cheia com água. Em seguida, foi estabelecida a ligação entre a câmara e o controlador GDS, aplicando-se uma pressão de confinamento igual a 20 kPa, com o intuito de suportar o solo e lhe ajustar a membrana.
8. Depois de estabilizar a pressão de confinamento, foi desligado o vácuo. Posteriormente foi efetuada a ligação entre a base do provete e o controlador GDS para inundação do provete e saturação por aplicação controlada da contra-pressão.



Figura 5.28 – a) Ajuste da membrana ao molde; b) controlo da espessura de cada camada; c) preenchimento total do molde.

A variação volumétrica do provete é medida através da variação do volume da água do provete. No entanto, nos ensaios não saturados, este procedimento não pode ser adotado. Neste caso, a variação volumétrica do solo pode ser quantificada, diretamente, por meio de medidores locais instalados no provete ou, indiretamente, através da variação do volume da câmara. Os medidores locais permitem, em qualquer caso, medir os deslocamentos radial e axial na zona central do provete, possibilitando estimar as variações volumétricas com base numa geometria

cilíndrica assumida como válida nas diferentes etapas de ensaio, independentemente do grau de saturação do provete. Deste modo, nos provetes não saturados foram instalados medidores locais. Foi também tomada a opção de colocar medidores locais num dos provetes saturados com o objetivo de comparar os resultados obtidos a partir da variação de volume de água no provete com os resultados obtidos através dos medidores locais.

A operação de montagem dos medidores locais precedeu imediatamente a colocação da campânula na câmara triaxial. Foi conduzida seguindo as seguintes operações:

1. Realização das marcas de orientação na membrana para garantir o posicionamento correto dos dois medidores axiais (em posições diametralmente opostas) e do medidor radial, todos com a posição central colocada a meia altura do provete (Figura 5.29 a)).
2. Fixação dos medidores ao provete, através da cravação dos alfinetes (Figura 5.29 b)). Como a colocação dos alfinetes obrigou à perfuração da membrana, foi necessário, em seguida, proceder à selagem da mesma, com cola flexível, de forma a garantir a sua estanqueidade.

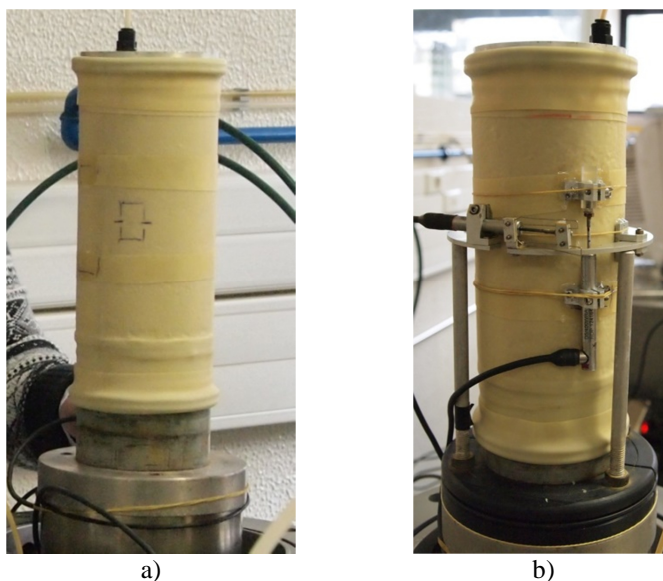


Figura 5.29 – Montagem dos medidores locais: a) marcas de orientação para o posicionamento; b) fixação ao provete.

Na realização dos ensaios triaxiais foram consideradas três fases distintas: (i) saturação, (ii) compressão isotrópica e (iii) corte. Cada uma destas fases é descrita nas secções seguintes.

Fase de saturação

A saturação do provete desenvolve-se em duas etapas. A primeira corresponde à inundação do provete. Tem como objetivo preencher os vazios do solo com água, expulsando o gás neles

existente. Este objetivo é conseguido introduzindo água no provete a partir da base sob a ação de uma contra-pressão, relativamente baixa, de cerca de 20 kPa. Na etapa seguinte, que corresponde à dissolução do ar contido nos vazios e na água, foram feitos incrementos de igual valor da pressão na câmara e da contra-pressão, mantendo uma diferença de 20 kPa entre estas pressões. Estes incrementos de pressão foram efetuados muito lentamente, para impedir a variação do volume do provete, ou seja, a variação do índice de vazios. As pressões, tanto a do interior da câmara como a contra-pressão, foram aplicadas através dos controladores GDS.

Com o objetivo de agilizar a etapa de saturação, antes da inundação do provete, fez-se passar CO₂ pelo seu interior no sentido ascendente. Este procedimento permitiu substituir o ar por CO₂, facilitando a saturação, pois este gás é mais denso que o ar. Tem a vantagem de se dissolver na água mais facilmente que o ar. A operação de passagem do CO₂ teve uma duração aproximada de 3 horas. A pressão a que o CO₂ foi colocado no interior do provete foi inferior a 20 kPa. O CO₂ foi injetado na base e percorreu o provete até ao topo, verificando-se a sua saída pelo borbulhar através da extremidade mergulhada em água do tubo de saída.

A fase de saturação foi iniciada com uma pressão na câmara de 40 kPa e uma contra-pressão de 20 kPa. A saturação do solo foi alcançada com 420 kPa e 400 kPa de pressão de confinamento e de contra-pressão, respetivamente. A verificação do grau de saturação foi realizada através da determinação do parâmetro B de Skempton (Skempton, 1954).

Depois de atingidos os valores pretendidos de pressão de confinamento e de contra-pressão, fecharam-se as válvulas de contra-pressão e a jusante do transdutor de pressão intersticial. Em seguida, foi aplicado um incremento de 20 kPa de pressão da câmara. O fecho das válvulas permite ao transdutor registar o excesso de pressão intersticial resultante do incremento de pressão na câmara. Após a estabilização do acréscimo da pressão intersticial, Δu , foi registado e calculado o valor de B. Seguidamente, foi aberta a válvula de contra-pressão e reposta a diferença de pressão no valor anterior ao incremento de pressão (20 kPa), através do aumento da contra-pressão. O procedimento descrito foi repetido até se obter um valor de B suficientemente elevado. De acordo com a classificação de Black e Lee (1973), o solo estudado enquadra-se na classe dos solos rijos (areias medianas com $e \approx 0,6$) e, por isso, foi adotado como critério de aceitação um valor mínimo de B de 0,95, que corresponde, segundo aqueles autores, a um grau de saturação de pelo menos 99,9 %.

Fase de compressão isotrópica

Esta fase de ensaio corresponde a um aumento da tensão de confinamento, sob contra-pressão constante (com o valor de 420 kPa atingido na fase final da saturação). A consolidação foi

realizada com incrementos de pressão de confinamento aplicados muito lentamente ($\cong 2$ kPa/h), para garantir a inexistência de excesso de pressão intersticial.

Fase de Corte

Os ensaios foram realizados para três níveis de tensão efetiva de confinamento, a saber: 60, 100 e 150 kPa. Estes valores foram considerados como relevantes para a construção de um aterro com 10 m de altura.

A fase de corte foi realizada sob condições drenadas, com imposição do encurtamento do provete sob pressão radial constante. Decorreu com taxa de deslocamento axial constante e muito baixa (0,015 mm/min).

Nos ensaios com medidores locais, foi imposta uma limitação à deformação axial dos provetes, coincidente com o campo de medida dos transdutores de 7 %. Os restantes ensaios (sem medidores locais) foram conduzidos até uma deformação axial de 25 %.

A variação do volume do provete é igual à variação de volume de água registada na linha de contra-pressão, ΔV . A deformação volumétrica do provete foi determinada pela equação (5.1).

$$\delta\varepsilon_v = -\frac{\Delta V}{V_0} \quad (5.33)$$

em que V_0 é o volume do provete após a fase de compressão isotrópica.

Durante o ensaio foi também registada a variação imposta de altura do provete, ΔH , o que permitiu determinar a deformação axial, $\delta\varepsilon_a$, através da equação (5.34).

$$\delta\varepsilon_a = -\frac{\Delta H}{H_0} \quad (5.34)$$

em que H_0 é a altura do provete após a fase de compressão isotrópica.

Quando a deformação axial, $\delta\varepsilon_a$, é determinada a partir do encurtamento do provete registado pelos medidores locais, na equação (5.34), ΔH e H_0 , são substituídos respetivamente por Δl , distância vertical entre os pontos de fixação dos medidores, e pelo seu valor inicial l_0 (comprimento de referência).

5.4.2.2 *Ensaio triaxiais em provetes de solo não saturado*

Quanto à realização dos ensaios em provetes de solo não saturado, previamente à decrição do equipamento utilizado, da preparação dos provete e das fases do ensaio, referem-se algumas

particularidades, nomeadamente, a técnica utilizada para impor os diferentes níveis de sucção e a forma de quantificar a variação de volume do solo durante as diferentes fases do ensaio.

Imposição da sucção

Nestes ensaios a sucção foi imposta através da circulação de vapor produzido por uma solução salina saturada. A técnica de equilíbrio de vapor foi implementada impondo num sistema fechado que incluía o interior do provete a humidade relativa correspondente ao vapor da solução salina utilizada. Deste modo, a água é introduzida no solo através da migração de moléculas de água na fase de vapor, a partir da solução salina de humidade relativa conhecida, até à obtenção do equilíbrio. A relação termodinâmica entre a sucção total, correspondente ao teor em água do solo, e a humidade relativa no vapor do sistema de referência, *HR*, é dada pela lei psicrométrica (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A humidade relativa do sistema de referência pode ser controlada pela variação do potencial químico de diferentes tipos de soluções aquosas salinas. Dois procedimentos podem ser aplicados para variar a sucção total, nomeadamente o uso de diferentes soluções salinas saturadas (variação discreta) ou a seleção de um tipo de solução (variação suave) na qual a molalidade do sal é progressivamente modificada, com o objetivo de alcançar os valores pretendidos de humidade relativa. No presente estudo, adotou-se o primeiro procedimento.

O vapor pode ser transportado por difusão simples ou usando um circuito com convecção forçada, utilizando uma bomba de ar, solução que foi aqui adotada. A técnica de transporte de vapor por convecção forçada é considerada mais eficiente, pois permite encurtar o tempo para equilíbrio.

Romero (2001) refere ainda que, no transporte do vapor, podem ser considerados dois procedimentos: ao longo dos limites do provete ou através do interior do provete. Este último é considerado vantajoso pela maior rapidez. No entanto, a sua aplicação encontra-se limitada a solos onde se verifique continuidade da fase gasosa, geralmente associada a valores do grau de saturação S_r inferiores a 0,90.

No presente trabalho, foram adotados dois sais, para imposição de dois valores diferentes de sucção. No Quadro 5.10 estão indicados a composição química e os valores de referência da humidade relativa, da sucção e da máxima solubilidade, para as temperaturas indicadas, dos sais usados neste estudo. Segundo Romero (2001) a dependência entre a humidade relativa e a temperatura e da expressão pela seguinte equação

$$HR = A \exp^{B/T} \quad (5.35)$$

onde T é a temperatura, A e B são parâmetros com valor constante para um determinado intervalo de temperatura. Os valores de A , de B e do intervalo de temperatura para o qual são válidos estão indicados no Quadro 5.10.

Quadro 5.10 – Propriedades das soluções saturadas, adaptado de Romero (2001).

Designação	Fórmula química	T (°C)	A (%)	B (K)	RH (%) a 25°C	s (MPa) a 25°C	Solubilidade (g/100g H ₂ O) a 30°C
Cloreto de sódio	NaCl	10-40	69,20	25	75	39	36
Nitrato de cálcio tetrahidratado	Ca(NO ₃) ₂ ·4H ₂ O	10-30	1,89	981	51	92	156

Variação volumétrica dos provetes

A quantificação precisa da variação volumétrica de um provete de solo não saturado, sem recorrer a medições externas, é virtualmente impossível. No provete saturado, a variação do volume é considerada como sendo igual à variação do volume de água no interior do provete (assumindo a água como incompressível). No entanto, num provete não saturado, a variação total de volume compreende duas componentes: a variação do volume de água e a variação do volume de ar. Calcular estas variações separadamente é uma operação difícil de realizar, tanto mais que a própria água contém ar dissolvido e o ar contém vapor de água.

Assim, no presente estudo, a variação volumétrica dos provetes foi quantificada segundo duas metodologias baseadas em medições externas: (i) leitura dos deslocamentos axial e radial do provete, através de medidores locais e (ii) variação do volume da água deaerificada na câmara de ensaio.

O cálculo da extensão volumétrica é baseado na determinação da extensão radial $\delta\epsilon_r$ e da extensão axial $\delta\epsilon_a$ do provete através de

$$\delta\epsilon_v = \delta\epsilon_a + 2\delta\epsilon_r \quad (5.36)$$

O incremento de extensão radial é determinado pela equação

$$\delta\epsilon_r = -\frac{\Delta r}{r_0} \quad (5.37)$$

onde Δr é a variação do raio do provete (medida no medidor local radial) e r_0 o raio inicial do provete, após compressão isotrópica.

O incremento da extensão axial é calculado por

$$\delta\epsilon_a = -\frac{\Delta l}{l_0} \quad (5.38)$$

em que l_0 é a distância de referência entre pontos de fixação dos medidores, após compressão isotrópica, e Δl é a correspondente variação.

A variação de volume ΔV do provete é, então, calculada pela equação:

$$\Delta V = -\delta \epsilon_v V_0 \quad (5.39)$$

onde V_0 é o volume do provete no final da compressão isotrópica, o que pressupõe um campo homogêneo de deformações.

Outro processo de avaliar a variação de volume do solo durante um ensaio não saturado é o registo da variação de volume da água na câmara vulgarmente designado por “volume da câmara”. Este método, embora simples, tem associado à sua implementação alguns problemas, tais como: expansão-contração da parede da câmara devido a variações de pressão e temperatura e possível fuga de água (Ng *et al.*, 2002). A realização de ensaios triaxiais em solos não saturados, utilizando uma câmara de ensaio convencional, requer, por isso, uma calibração cuidadosa da sua variação de volume-pressão, que na prática deixa sempre reservas quanto à sua fiabilidade. Por este motivo, recorre-se preferencialmente às câmaras duplas (double cell) para minimizar o volume de água a medir.

A calibração da câmara foi realizada com a trajetória de tensões mais longa adotada na realização dos ensaios de compressão isotrópica ($p = 20 \rightarrow 180 \rightarrow 60 \rightarrow 300 \rightarrow 60 \rightarrow 150$ kPa), e uma taxa cronológica de pressão também idêntica à seguida nos ensaios (2 kPa/h).

A variação de volume do provete, ΔV , é determinada pela diferença entre a variação de volume de água na câmara ΔV_w , e a variação de volume da câmara, ΔV_c , determinada pela calibração (equação (5.40)).

$$\Delta V = \Delta V_w - \Delta V_c \quad (5.40)$$

Descrição do equipamento

Na realização dos ensaios não saturados, o equipamento utilizado resulta de complementar o dos saturados com uma bomba de ar e duas sondas para medir a humidade relativa imposta ao solo, e retirar o controlador da contra-pressão, cuja linha serviu, neste caso, para a circulação do vapor salino. Relativamente à bomba de ar e às sondas para medição da humidade relativa imposta ao solo, serão descritas as suas características mais adiante, na fase do ensaio correspondente ao equilíbrio de vapor de uma solução salina.

Preparação dos provetes

No Quadro 5.11 estão indicadas as características do molde utilizado na preparação dos provetes de ensaio. Foi adotado um molde mais pequeno do que o utilizado nos ensaios em provetes saturados, para diminuir o volume de vazios e facilitar a circulação da atmosfera salina. Deste modo, reduziu-se o tempo de equilíbrio da solução salina e, conseqüentemente, a duração dos ensaios. A massa total de solo necessária para a preparação de cada provete foi de 739 g (massa seca igual a 724 g). As características do solo são idênticas às adotadas na preparação dos provetes com o solo saturado e estão indicadas no Quadro 5.9.

Quadro 5.11 – Características dos moldes utilizados na preparação dos provetes.

Molde	Dimensão
Diâmetro, D (mm)	69
Altura, H (mm)	121
Volume, V (mm ³)	452,45×10 ³

O procedimento adotado para a preparação dos provetes foi idêntico ao descrito na secção 5.4.2.1 para os provetes saturados, com exceção para o volume de solo e, conseqüentemente, para o número de camadas de solo usadas na preparação do provete, que, neste caso, foi de três. Na montagem dos provetes para os ensaios em solo não saturado a placa porosa foi substituída por uma placa de aço perfurada (Figura 5.30). A Figura 5.30 b) e c) mostra o aspeto da superfície de cada uma das faces da placa. A perfuração da placa e as ranhuras, numa das faces, facilitam a passagem e a circulação, pelo interior do provete, do vapor produzido pela solução salina.

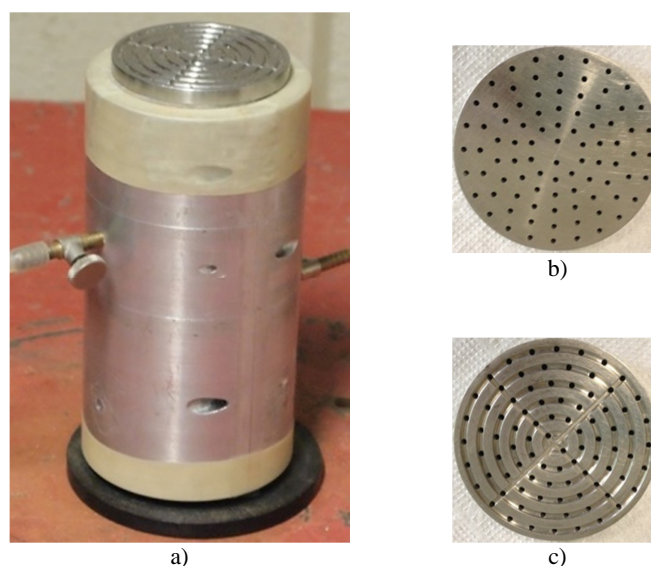
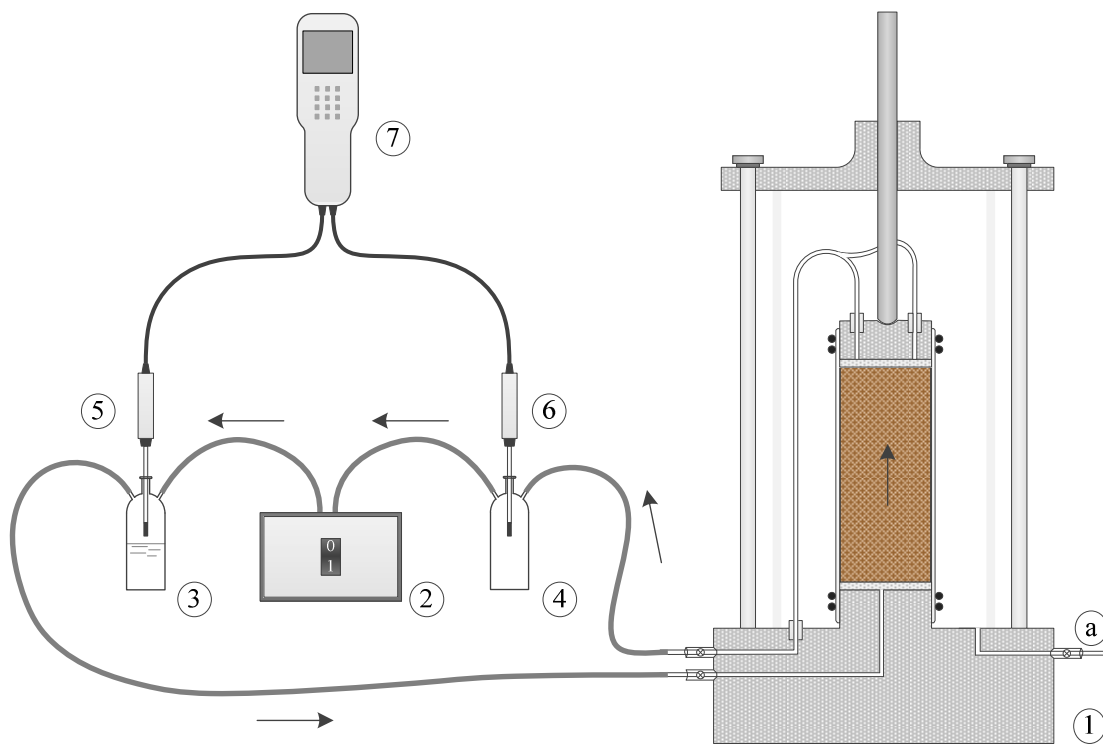


Figura 5.30 – Placa perfurada: a) montagem; b) face lisa; c) face com ranhuras.

Na realização dos ensaios triaxiais em provetes não saturados foram, consideradas três fases: (i) equilíbrio da solução salina; (ii) compressão isotrópica; e (iii) corte.

Equilíbrio da solução salina

Na Figura 5.31 é apresentado o esquema de montagem do ensaio triaxial com imposição de sucção através da técnica de equilíbrio de vapor. A solução salina saturada foi colocada no recipiente 3. A circulação do vapor foi forçada pela bomba 2 a atravessar o provete a partir da base até ao topo, conforme o sentido das setas representadas no esquema. A humidade relativa do sistema foi avaliada a partir da leitura de duas sondas Vaisala Modelo HMP75 intercaladas no circuito: uma (5) no recipiente com a solução e outra (6) no recipiente que recebe o ar após circulação pelo interior do provete. Considerou-se a solução em equilíbrio quando os valores da humidade relativa registados no topo e na base do provete eram idênticos.



- 1 – Câmara triaxial com ligação ao sistema GDS (a);
- 2 – Bomba de ar;
- 3 – Recipiente com solução salina sobressaturada;
- 4 – Recipiente coletor do ar após circulação pelo interior do provete;
- 5 – Sonda Vaisala para medição da humidade relativa imposta pela solução salina;
- 6 – Sonda Vaisala para medição da humidade relativa do ar após circulação pelo interior do provete;
- 7 – Equipamento de leitura das sondas;
- Sentido de circulação do ar.

Figura 5.31 – Esquema do ensaio triaxial com imposição de sucção através da técnica de equilíbrio de vapor.

Durante a fase de equilíbrio da solução salina, foi mantida, na câmara, uma pressão de confinamento constante, σ_r , igual a 20 kPa.

Uma vez atingido o equilíbrio, os ensaios prosseguiram com a fase de compressão isotrópica e, posteriormente, com o corte. Durante estas fases, os valores da humidade relativa na base e no topo do provete foram registados, de modo a verificar o equilíbrio da sucção no sistema e, caso necessário, a correção da concentração salina para assegurar a sobressaturação da solução.

Fase de compressão isotrópica

Nesta fase, foi avaliada a resposta do material sob acréscimos isotrópicos de tensão, sob sucção constante. A taxa de variação da pressão na câmara (carga e descarga) foi de 2 kPa/h. Durante toda a fase foi mantida a circulação do vapor produzido pela solução salina.

Fase de corte

Na fase de corte, foi avaliada a resposta do material quando submetido a uma tensão deviatória, sob pressão de confinamento e sucção constantes.

Nestes ensaios foi adotada uma taxa de deslocamento axial suficientemente baixa (0,015 mm/min) para permitir o equilíbrio da humidade relativa no interior do provete. Para o verificar, durante a fase de corte, tal como durante a fase de compressão isotrópica, os valores da sucção na base e no topo do provete continuaram a ser observadas.

Nos ensaios com medidores locais, foi imposto um limite para o deslocamento axial dos provetes, que coincidia com o limite máximo do campo de medida dos transdutores. Nestes casos, a deformação axial máxima permitida variou entre 6 e 8 %. Apenas um dos ensaios (sem medidores locais) foi conduzido até uma deformação axial máxima de 25 %.

5.5 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

Nesta secção são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios triaxiais realizados no âmbito do programa experimental estabelecido. Os resultados obtidos foram agrupados e são apresentados de acordo com:

1. Fase de equilíbrio da solução salina;
2. Fase de compressão isotrópica;
3. Fase de corte.

5.5.1 EQUILÍBRIO DA SOLUÇÃO SALINA

Durante a fase de equilíbrio da solução salina foi mantida na câmara uma pressão de confinamento constante e igual a 20 kPa.

A Figura 5.32 mostra, como exemplo, a evolução da sucção na base e no topo dos provetes de ensaio, durante as fases de equilíbrio da solução salina e de compressão isotrópica. Na Figura 5.32 é também apresentado o registo da temperatura ambiente durante as fases referidas. Foi considerado atingido o equilíbrio da solução salina quando os valores da sucção na base e no topo do provete permaneciam idênticos ou oscilavam entre valores idênticos e de forma repetida.

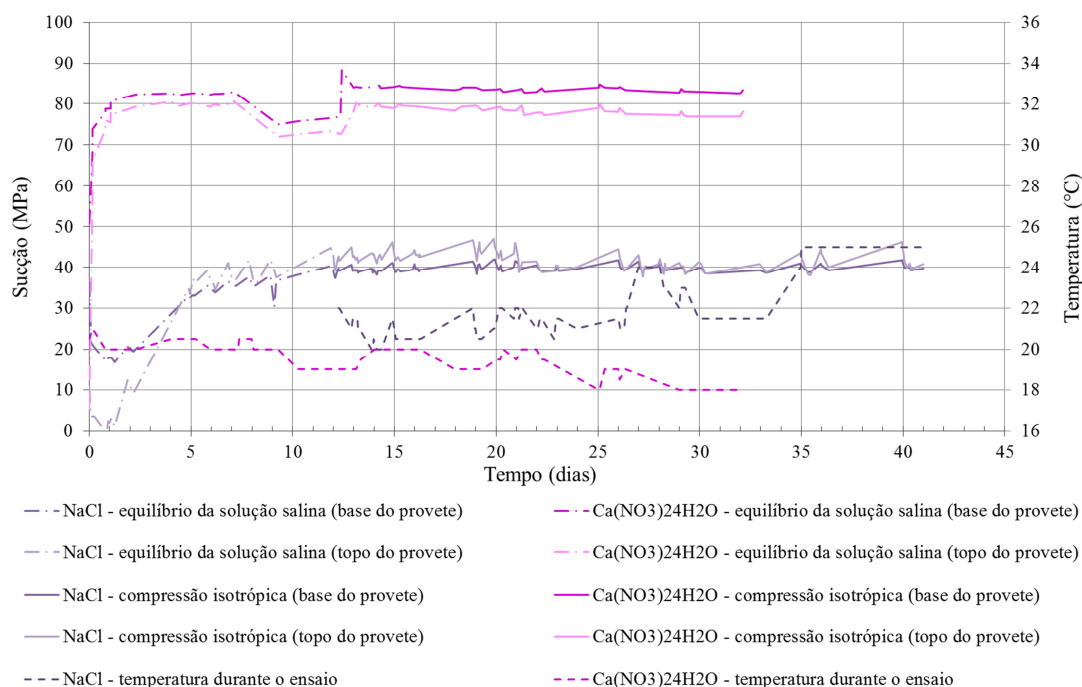


Figura 5.32 – Evolução da sucção imposta e da temperatura ambiente durante as fases de equilíbrio e de compressão isotrópica.

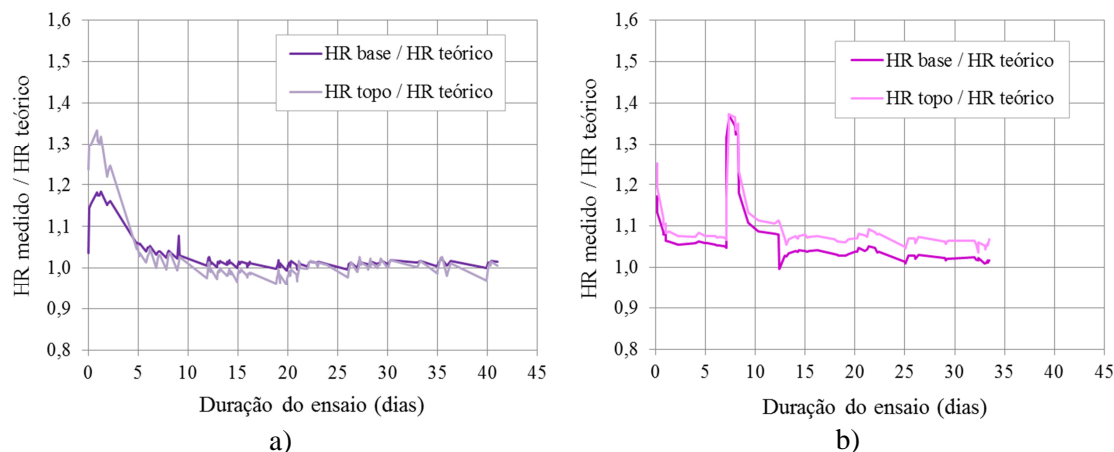


Figura 5.33 – a) solução de NaCl; b) solução de Ca(NO₃)₂.4H₂O.

O registo da evolução da sucção permite verificar que, na base dos provetes, os respetivos valores apresentam maior estabilidade comparativamente aos obtidos no topo. Os valores da humidade relativa, usados no cálculo da sucção na base do provete, conforme mostra o esquema da Figura 5.31, são lidos pela sonda colocada no recipiente que contém a solução salina, enquanto os valores de topo são lidos pela sonda colocada no recipiente após a circulação pelo interior do provete. Este aspeto leva a que a variação da temperatura e da humidade ambiente possa influenciar de forma mais significativa os valores do topo, pois estão mais longe do recipiente que contém a solução salina. Na Figura 5.32 é de notar que no provete onde foi imposta a circulação do vapor produzido pela solução de $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ a sucção no topo do provete, comparativamente à base, é mais baixa o que corresponde a um aumento da humidade relativa da base para o topo do provete. Este aspeto é justificado pelo facto de o vapor produzido pela solução de $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ gerar uma humidade relativa estimada em 55 % que é inferior à humidade existente na sala de ensaio de cerca de 60 %. No provete com vapor produzido pela solução salina de NaCl verificou-se uma tendência para o valor da sucção ser superior no topo, isto é, a humidade relativa diminuiu da base para o topo do provete. No caso da solução de NaCl o vapor gera uma humidade relativa de cerca de 75 %, superior à humidade ambiente. É de notar uma maior sensibilidade da solução salina de $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$, comparativamente à solução de NaCl, tendo-se observado uma maior variação dos valores da sucção entre a base e o topo do provete.

A fase de equilíbrio teve uma duração entre 12 e 24 dias nos ensaios em que a sucção foi imposta através da circulação do vapor produzido pelo cloreto de sódio. Nos ensaios em que foi utilizada a solução salina de nitrato de cálcio tetrahidratado a fase de equilíbrio foi mais demorada (entre 14 e 37 dias).

Durante o período de realização dos ensaios, como se verifica na Figura 5.32, foi registada variação da temperatura o que condicionou os valores da sucção obtidos em cada ensaio (Quadro 5.7). Nos gráficos da Figura 5.33 está representada, para cada um dos sais, a relação entre o valor medido e valor teórico da humidade relativa, na base e no topo dos provetes. O valor teórico corresponde ao valor humidade relativa calculada através da equação (5.35), considerando a variação da temperatura registada durante o período de ensaio. A análise dos gráficos mostra que durante os ensaios foi observada uma variação entre a humidade relativa medida e teórica de cerca de 3 e de 7 % para as soluções salinas de NaCl e $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$, respetivamente.

5.5.2 COMPRESSÃO ISOTRÓPICA

Durante a fase de compressão isotrópica foi avaliada a variação de volume dos provetes, quando sujeitos a diferentes sequências de aplicação de pressão isotrópica. A variação de volume do solo ΔV registada durante esta fase é expressa na variação do volume específico Δv através da equação

$$\Delta v = \frac{\Delta V}{V_s} \quad (5.41)$$

onde V_s é o volume das partículas sólidas.

Os ensaios de compressão isotrópica permitiram a determinação dos seguintes parâmetros: a inclinação da linha de compressão normal (LCN) λ , o declive do ciclo de descarga-recarga κ ; e a tensão de cedência p_0 .

A tensão média de cedência p_0 foi determinada graficamente no plano $(\ln p, v)$ aplicando o método de Casagrande.

Alonso *et al.* (1990) sugerem, como alternativa, determinar λ e a tensão de cedência a partir da representação gráfica do inverso da inclinação de LCN em função de p . O parâmetro λ é determinado a partir do valor da ordenada da assíntota da referida curva, enquanto a tensão de cedência pode ser estimada com base no ponto onde se regista uma mudança súbita da variação do inverso da inclinação de LCN com p .

O Quadro 5.12 especifica, para cada trajetória considerada na fase de compressão isotrópica, a identificação de cada um dos ensaios, o nível de sucção, os níveis de tensão e a duração.

Quadro 5.12 – Especificação de cada trajetória considerada na fase de compressão isotrópica.

Trajetórias	Identificação do ensaio	s (MPa)	Compressão isotrópica	Duração (dias)
			p (kPa)	
ABC	Sat_02	0	20→180→60→300→60	19
	Sat_06	0	20→300→60→100	14
DEF	NaCl_03	39,0	20→180→60→300→60→100	20
	NaCl_04	38,0	20→300→60→150	15
GHI	Ca(NO ₃) ₂ 4H ₂ O_05	87,0	20→180→60→300→60→100	20
	Ca(NO ₃) ₂ 4H ₂ O_09	81,0	20→300→60→150	15

Durante a fase de compressão isotrópica nos ensaios realizados em provetes de solo saturado, a pressão intersticial, u_w , permaneceu constante e igual a 420 kPa (valor alcançado no final da

fase de saturação por imposição na linha de contra-pressão), enquanto a pressão isotrópica foi incrementada a uma taxa de 2 kPa/h, seguindo as trajetórias isotrópicas de tensão estabelecidas para cada ensaio (Quadro 5.12).

A Figura 5.34 mostra a variação do volume específico do solo, v , com a tensão média efetiva, obtida nos ensaios em provetes de solo saturado. A observação dos gráficos permite verificar que, durante a trajetória de carga, a evolução do volume específico em função da carga aplicada segue uma evolução idêntica, tendo-se obtido valores semelhantes para a inclinação da linha de compressão normal, $\lambda(0)$ (Quadro 5.13). No ensaio com a identificação Sat_06, verifica-se, na fase inicial de descarga, um aumento do volume específico, apesar da diminuição da carga. Embora nesta fase do ensaio as trajetórias dos gráficos não sejam coincidentes, em ambos os ensaios os troços retos homólogos permanecem aproximadamente paralelos o que permite obter resultados idênticos para os gradientes das linhas LCN λ , e de descarga-recarga κ (Quadro 5.13).

Os valores da tensão de cedência, obtidos pelo método de Casagrande, em ambos os ensaios os valores são idênticos: 98 e 99 kPa (Quadro 5.13). Estes resultados sugerem que o processo utilizado na preparação dos provetes, nomeadamente a compactação do solo, terá permitido produzir amostras com suficiente repetibilidade.

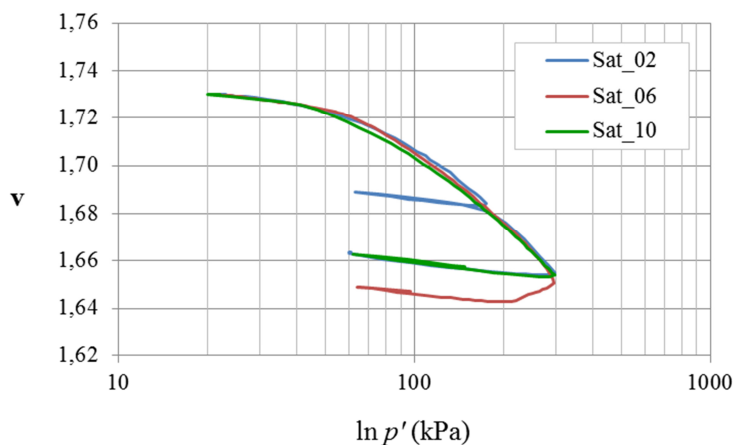


Figura 5.34 – Evolução do volume específico, v , com a tensão média efetiva, p' , e obtida nos ensaios de compressão isotrópica em provetes de solo saturado.

Quadro 5.13 – Resultados obtidos nos ensaios realizados em provetes de solo saturado.

Ensaio	$\lambda(0)$	κ	p_o^* (kPa)
Sat_02	0,0533	0,0052	98
Sat_06	0,0563	0,0057	99
Sat_10	0,0540	0,0058	98

Como referido na secção 5.4.2.2, a variação de volume dos provetes de solo não saturado foi quantificada através das variações do volume de água no interior câmara e do comprimento medido pelos medidores locais. Com o objetivo de avaliar a fiabilidade das leituras efetuadas pelos medidores locais, estes foram também usados num ensaio com provete de solo saturado.

A Figura 5.35 mostra a variação do volume específico v com a tensão média efetiva p' obtida no ensaio realizado em provete de solo saturado. Os gráficos apresentam a comparação entre os resultados obtidos a partir da variação do volume do controlador de contra-pressão (VB) e da leitura dos medidores locais (ML).

No Quadro 3.14 são apresentados os valores de $\lambda(0)$, de κ e de p_0^* determinados a partir da variação do volume do controlador de contra-pressão (VB) e a partir da leitura dos medidores locais (ML). A inclinação λ apresenta, em ambos os casos, valores idênticos, facto também demonstrado na Figura 5.35 pelo traçado praticamente coincidente das duas curvas nos ramos correspondentes à fase de carga. A inclinação da curva de descarga-recarga, quando determinada a partir da leitura dos medidores locais, apresenta um valor inferior ao obtido a partir da variação do volume do controlador de contra-pressão. Esta discrepância é atribuída ao funcionamento deficiente do medidor de deformação radial em descarga, o qual permaneceu quase imóvel durante esta fase.

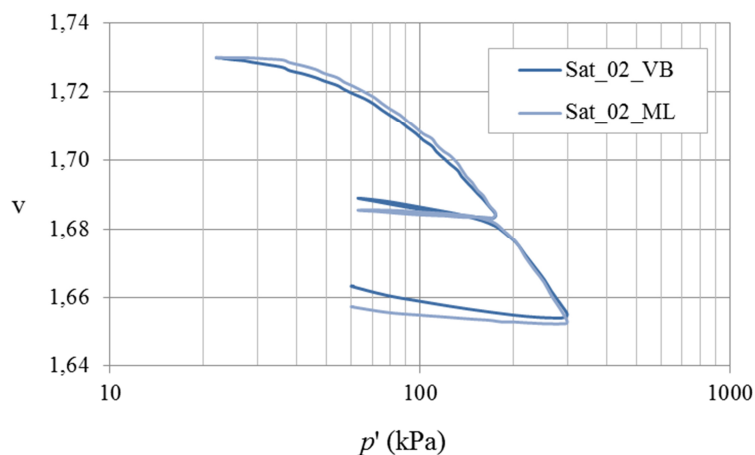


Figura 5.35 – Variação do volume específico, v , com a tensão média efetiva, p' . Comparação entre os valores obtidos pelo controlador de contra-pressão (VB) e pelos medidores locais (ML).

Quadro 5.14 – Comparação entre os resultados obtidos pelo controlador de contra-pressão (VB) e pelos medidores locais (ML).

Ensaio	$\lambda(0)$	κ	p_0^* (kPa)
Sat_02_VB	0,0533	0,0052	98
Sat_02_ML	0,0582	0,0014	100

Relativamente à tensão de cedência, os valores, estimados pelo método de Casagrande, a partir da variação do volume do controlador de contra-pressão (VB) e da leitura dos medidores locais (ML) são idênticos.

A Figura 5.36 mostra, como exemplo, o processo alternativo, sugerido por Alonso *et al.* (1990), para determinar o valor de λ , através da variação $1/m$ com p' , onde m representa a variação da inclinação da LCN. Na figura é representado o gráfico que descreve a variação de $1/m$ em função de p' , e é identificada a ordenada $1/\lambda$, que corresponde à ordenada da assíntota horizontal e permite estimar λ . Na Figura 5.36 são também comparados os resultados obtidos pela variação do volume do controlador de contra-pressão (VB) com as leituras obtidas pelos medidores locais (ML). No Quadro 5.15 estão indicados os valores de $\lambda(0)$ estimados através da variação de $1/m$ com p' . Verifica-se que os resultados obtidos são idênticos aos calculados pela equação (5.1).

Alonso *et al.* (1990) também sugerem estimar a tensão de cedência através do gráfico que descreve a variação de $1/m$ em função de p' , correspondendo esta ao ponto onde se regista uma mudança súbita da variação do inverso da inclinação da LCN com p' . No entanto, nos resultados obtidos no presente estudo não se mostrou evidente a localização desse ponto, não se apresentando, por isso, valores da tensão de cedência estimados por esta metodologia. A dificuldade em determinar com rigor a posição do ponto correspondente à cedência foi também expressa pelos autores.

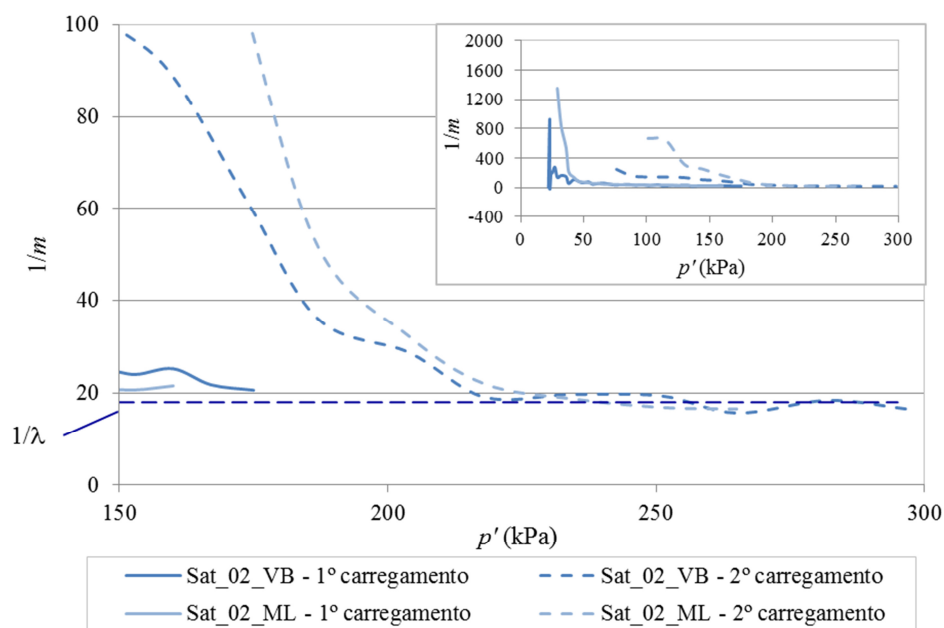


Figura 5.36 – Variação de $1/m$ em função de p' : comparação entre os valores obtidos pelo controlador de contra-pressão (VB) e pelos medidores locais (ML).

Quadro 5.15 – Valores de $\lambda(0)$ estimados através da variação de $1/m$ com p' .

Ensaio	$\lambda(0)$ - VB	$\lambda(0)$ - ML
Sat_02	0,0542	0,0539
Sat_06	0,0538	-

Nos ensaios realizados em provetes de solo não saturado, a pressão isotrópica foi incrementada com uma taxa de 2 kPa/h, desde 20 kPa (valor instalado no início da fase de equilíbrio da solução salina), seguindo as trajetórias de carga estabelecidas para cada ensaio (Quadro 5.12). Simultaneamente, foi mantida a circulação do vapor, garantindo-se o seu equilíbrio durante toda a fase de consolidação.

Na Figura 5.37 são apresentados os resultados dos ensaios de compressão isotrópica realizados no solo submetido a diferentes níveis de sucção. Os gráficos mostram a evolução do volume específico v do solo em função da tensão média, p . Os valores do volume específico apresentados foram determinados com base na calibração da câmara (VC). A comparação entre os gráficos obtidos permite verificar uma diferença pouco significativa na estimativa da variação de volume do solo, sobretudo na fase de carga. Na fase de descarga, principalmente nos ensaios NaCl_03 e 04, verifica-se diminuição do volume de vazios, apesar da diminuição da carga aplicada, tal como já referido a propósito dos ensaios em solo saturado. Na fase de recarga, para os ensaios realizados, os gráficos apresentam uma inclinação aproximadamente idêntica.

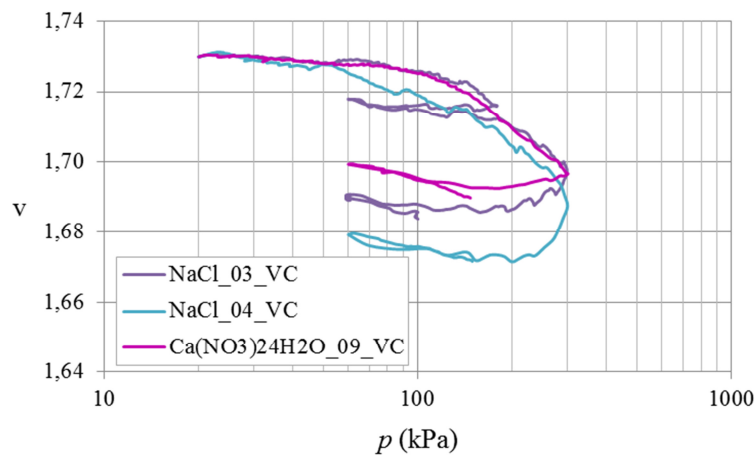


Figura 5.37 – Relação entre a tensão média, p , e o volume específico, v , obtida nos ensaios em provetes de solo submetido a diferentes níveis de sucção.

No Quadro 5.16 estão indicados os valores da sucção aplicada em cada um dos ensaios e os valores de $\lambda(s)$, de κ e de p_0 obtidos nos ensaios realizados em provetes de solo não saturado. Relativamente aos parâmetros $\lambda(s)$ e p_0 foram obtidos valores idênticos, conforme resulta do andamento aproximadamente paralelo dos gráficos da Figura 5.37 durante a fase de carga.

Relativamente ao ensaio $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}_{09}$ seria de esperar, pelo nível de sucção instalado igual a 81 MPa, que a inclinação da LCN apresentasse um valor inferior e a tensão de cedência um valor superior. A inclinação da linha de descarga-recarga κ apresenta valores idênticos nos ensaios realizados com NaCl, e, embora da mesma ordem de grandeza, um pouco superiores no ensaio realizado com $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$.

Quadro 5.16 – Resultados obtidos nos ensaios realizados em provetes de solo não saturado.

Ensaio	s (MPa)	$\lambda(s)$	κ	p_0 (kPa)
NaCl_03_VC	39,0	0,0314	0,0050	123
NaCl_04_VC	38,0	0,0299	0,0062	122
$\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}_{09_VC}$	81,0	0,0300	0,0078	121

A Figura 5.38 e a Figura 5.39 mostram a evolução do volume específico, v , com a tensão média, p , nos ensaios realizados em provetes de solo não saturado, sendo feita a comparação entre os resultados obtidos a partir da variação do volume de água na câmara (VC) e os resultados obtidos pelas leituras dos medidores locais (ML). Na Figura 5.38 pode observar-se que, na fase inicial do ensaio, os medidores locais não responderam. Este efeito é evidenciado no troço inicial do gráfico que permanece horizontal até ser atingida uma tensão de cerca de 100 kPa. Na Figura 5.39 verifica-se um bom ajuste entre os resultados obtidos pelas duas técnicas até a uma tensão de aproximadamente de 180 kPa. Durante a fase de carga, de modo geral, os medidores locais mostram dificuldade em quantificar a variação do volume do solo. Esta dificuldade resulta numa inclinação inferior do troço de carga, que se traduz em valores de $\lambda(s)$ inferiores aos obtidos através da variação de volume de água na câmara.

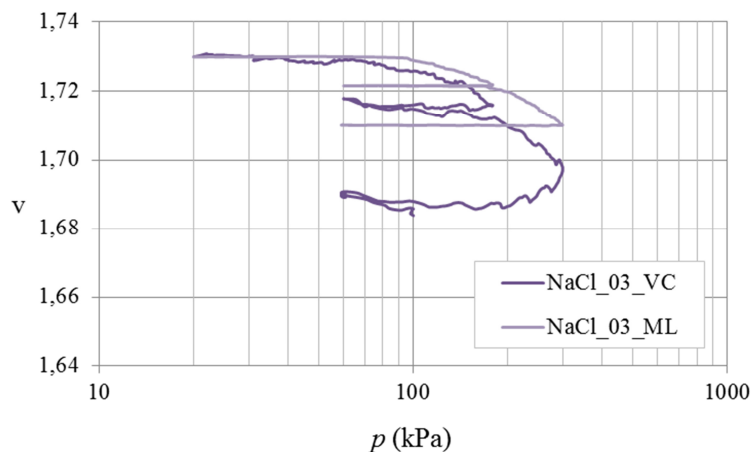


Figura 5.38 – Ensaio NaCl_03: relação entre a tensão média, p , e o volume específico, v . Comparação entre os valores obtidos pela variação do volume de água na câmara (VC) e pelos medidores locais (ML).

Nos resultados obtidos pela leitura dos medidores locais, a fase de descarga encontra-se representada, tanto na Figura 5.38 como na Figura 5.39, por uma reta horizontal. Este resultado deve-se ao facto de os medidores locais, tanto radial como axial, não reagirem e, por isso, não ter sido possível registar a variação de volume do solo. Por outro lado, nos resultados obtidos pela variação do volume de água na câmara (VC) foi verificada uma diminuição significativa do volume específico calculado por esta via, apesar de diminuição da carga aplicada.

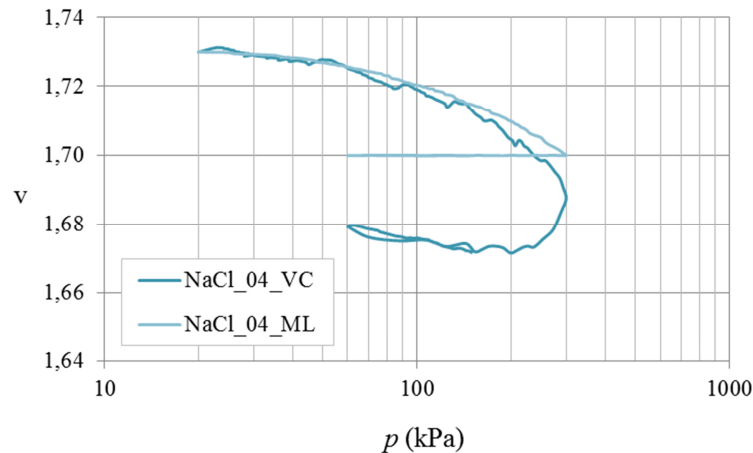


Figura 5.39 – Ensaio NaCl_04: relação entre a tensão média, p , e o volume específico, v . Comparação entre os valores obtidos pela variação do volume de água na câmara (VC) e pelos medidores locais (ML).

No Quadro 5.17 estão resumidos os resultados obtidos pelas formas alternativas de medição da variação do volume com diferentes níveis de sucção imposta. A tensão de cedência foi estimada pelo método de Casagrande. A comparação entre os resultados obtidos mostra coerência entre os valores de $\lambda(s)$. Verifica-se, que os valores de $\lambda(s)$ estimados pela variação do volume de água na câmara são superiores aos obtidos pelas leituras dos medidores locais. Relativamente aos valores da tensão de cedência foram obtidos valores idênticos, independentemente da metodologia de cálculo usada para quantificar a variação de volume do solo, no ensaio NaCl_04_ML. Verifica-se uma diferença não desprezável no valor de p_0 no ensaio NaCl_03_ML, o que poderá estar relacionado com a circunstância, já referida, de, na fase inicial deste ensaio, os medidores locais não terem respondido prontamente à carga aplicada.

No Quadro 5.17 estão também indicados os valores de $\lambda(s)$ calculados no plano $(p, 1/m)$. A análise destes valores e a sua comparação com os valores de $\lambda(s)$ apresentados no mesmo quadro, permite verificar que foram obtidos valores de $\lambda(s)$ idênticos, quando estimados a partir da variação do volume de água na câmara (VC), enquanto relativamente aos valores determinados pelas leituras dos medidores locais (ML), no plano $(p, 1/m)$, foram obtidos valores inferiores.

No Quadro 5.17 é ainda apresentado um resumo dos resultados obtidos em cada um dos ensaios em função da metodologia de cálculo seguida. A comparação entre os valores obtidos a partir de cada uma das metodologias levou à opção pelos resultados determinados a partir da variação do volume de água no solo, nos ensaios com o solo saturado, e a partir da variação do volume de água na câmara (VC), nos ensaios realizados no solo não saturado. Esta opção é a mais conservativa, em termos de deformação. Os resultados selecionados (a sombreado no Quadro 5.17) são utilizados, na secção 0, para estimar os restantes parâmetros do modelo *BBM*.

Quadro 5.17 – Resumo dos valores obtidos em função da metodologia.

Ensaio	s (MPa)	Medidores Locais			ΔV água provete ou câmara			Plano (p , 1/m)	
		λ	κ	p_0 (kPa)	λ	κ	p_0 (kPa)	ML	Δv água
								λ	
Sat_02	0	0,0582		100	0,0533	0,0052	98	0,0539	0,0542
Sat_06	0	-	-	-	0,0563	0,0057	99	-	0,0538
Sat_10	0	-	-	-	0,0540	0,0058	98	-	
NaCl_03	40,7	0,0243	-	142	0,0314	0,0050	123	0,0179	0,0336
NaCl_04	37,9	0,0239	-	123	0,0299	0,0062	122	0,0219	0,0332
Ca(NO ₃) ₂ ·4H ₂ O_09	81,0	-	-	-	0,0300	0,0078	121	-	0,0259

A Figura 5.40 mostra a relação entre os valores de λ e de κ , no plano ($\ln p$, v), em função dos níveis de sucção imposta. A inclinação da linha de compressão normal para os materiais saturados e não saturados, respetivamente, assume valores de $0,0548 \pm 0,0015$ e $0,0307 \pm 0,007$, enquanto a inclinação da linha descarga-recarga para os materiais saturados e não saturados, respetivamente assume valores de $0,0055 \pm 0,0003$ e $0,0064 \pm 0,0014$. Em ambos os casos com dispersão pouco significativa. Como esperado, o solo saturado apresenta valores de λ superiores aos obtidos no solo em estado não saturado. Os valores de λ nos ensaios em solo não saturado mostram uma tendência assintótica com o aumento da sucção. O modelo *BBM* prevê que o gradiente da linha κ seja independente da variação da sucção. Esta hipótese é confirmada, ainda que de forma aproximada, pelos resultados obtidos no presente estudo e indicados no gráfico da Figura 5.40.

Nos ensaios realizados foram obtidos valores da tensão de cedência próximos de 99 kPa, nos ensaios com provetes de solo saturado, e próximos de 122 kPa, nos ensaios com provetes de solo não saturado (Figura 5.41). O aumento da sucção provoca um aumento da tensão de cedência e consequentemente do campo de deformações elásticas do solo.

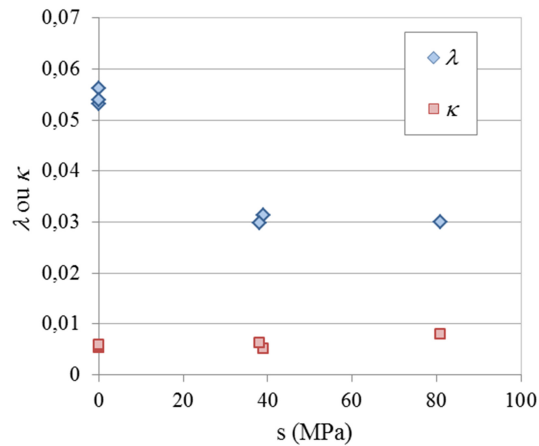


Figura 5.40 – Relação entre os valores de λ e de κ , em função dos níveis de sucção imposta.

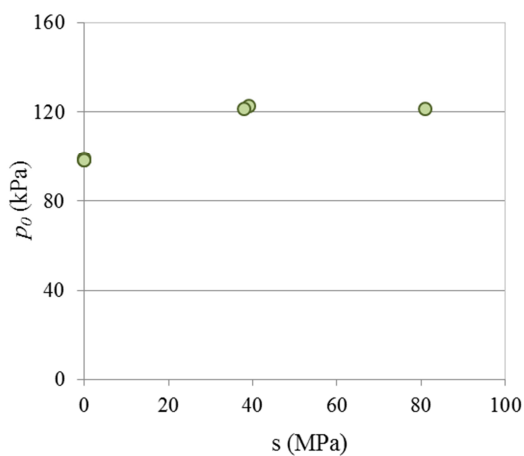


Figura 5.41 – Variação da tensão de cedência, p_0 , em função dos níveis de sucção imposta.

5.5.3 FASE DE CORTE

A fase de corte dos ensaios triaxiais permitiu avaliar a resposta do solo ao corte, quando sujeito a diferentes pressões de confinamento e níveis de sucção.

Os resultados obtidos nesta fase dos ensaios tiveram também como objetivo determinar os parâmetros do modelo *BBM* associados a trajetórias de corte – o módulo de distorção G , a inclinação M da linha dos estados críticos e a constante do modelo k .

A fase de corte dos ensaios triaxiais, como referido em 5.4.2, foi realizada sequencialmente à fase de compressão isotrópica. Deste modo, os provetes de solo, no início da fase de corte e para cada nível de pressão de confinamento adotado apresentam um grau de sobreconsolidação diferente. Na nomenclatura adotada para identificar cada um dos ensaios em solo saturado são indicados, entre parêntesis, a pressão de confinamento seguido do valor do grau de sobreconsolidação (razão entre os valores da pressão efetiva de confinamento no final e o máximo ocorrido durante a fase de compressão isotrópica). Relativamente aos ensaios em solo

não saturado a nomenclatura adotada inclui a fórmula química do sal utilizado na solução e, entre parêntesis, a pressão de confinamento durante a realização do ensaio.

Na análise dos resultados dos ensaios realizados no solo não saturado são feitas comparações entre os resultados obtidos com cada nível de sucção imposta e, em simultâneo, com os resultados obtidos no solo saturado.

Na Figura 5.42 são apresentados os resultados da fase de corte dos ensaios de compressão triaxial realizados no solo saturado sujeito a diferentes valores de pressão de confinamento. Na Figura 5.42 a) a evolução da tensão deviatórica, q , com a deformação distorcional, $\delta\varepsilon_s$, mostra o contributo da pressão de confinamento no aumento da tensão deviatórica mobilizada. Este aspeto é também evidenciado pela trajetória de tensões, Figura 5.42 b), onde são alcançados valores superiores de q nos ensaios realizados com maior pressão de confinamento.

A análise da Figura 5.42 permite aferir o comportamento dilatante do solo estudado, típico de uma areia densa. Este comportamento é caracterizado pela existência de um ponto máximo da tensão deviatórica (pico), onde o solo, num patamar de deformação mais baixo, mobiliza valores de q superiores aos registados na rotura (Figura 5.42 a)). De uma forma geral, a tensão deviatórica de pico é registada para valores de deformação até 2 % o que é suportado por considerações teóricas. No entanto, no presente estudo, a tensão deviatórica de pico foi verificada para valores de deformação entre 7,7 e 13,2 %. Considerando a Figura 5.42 c), a evolução da deformação volumétrica, $\delta\varepsilon_v$, em função da deformação distorcional, $\delta\varepsilon_s$, mostra que, na fase inicial do ensaio de corte, o solo diminui de volume, ou seja, revela uma resposta contrátil, após o que passa a dilatante. O aumento da pressão de confinamento contribui para retardar o desenvolvimento do comportamento dilatante, contrariando, deste modo, o aumento de volume deste. Nos ensaios realizados no solo saturado, o comportamento dilatante manifesta-se para valores de deformação deviatórica de 2, 5 e 7,7 % para a pressão de confinamento de 60, 100 e 150 kPa, respetivamente.

A Figura 5.42 d) apresenta a variação da dilatância, $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$, com a deformação distorcional $\delta\varepsilon_s$, onde se verifica que a tendência dilatante de volume do solo é contrariado pela pressão de confinamento. Esta resposta do solo pode também ser observada na Figura 5.42 c), referente ao ensaio Sat_10 (150, 2) o qual apresenta, na fase dilatante, a menor variação de volume. Na Figura 5.42 d) pode ainda observar-se que, como esperado, os valores mais elevados da dilatância positiva foram obtidos para valores da deformação distorcional idênticos aos obtidos para a tensão de pico.

Na análise da Figura 5.42 d) pode também observar-se que durante a fase de corte dos ensaios realizados no solo saturado, apesar de serem alcançados valores de deformação distorcional superiores a 10 %, foi atingido o estado crítico apenas no ensaio Sat_6 (100, 3). Neste ensaio a partir da deformação distorcional de 19,7 % os valores da tensão e da variação do volume permanecem constantes e a dilatância nula.

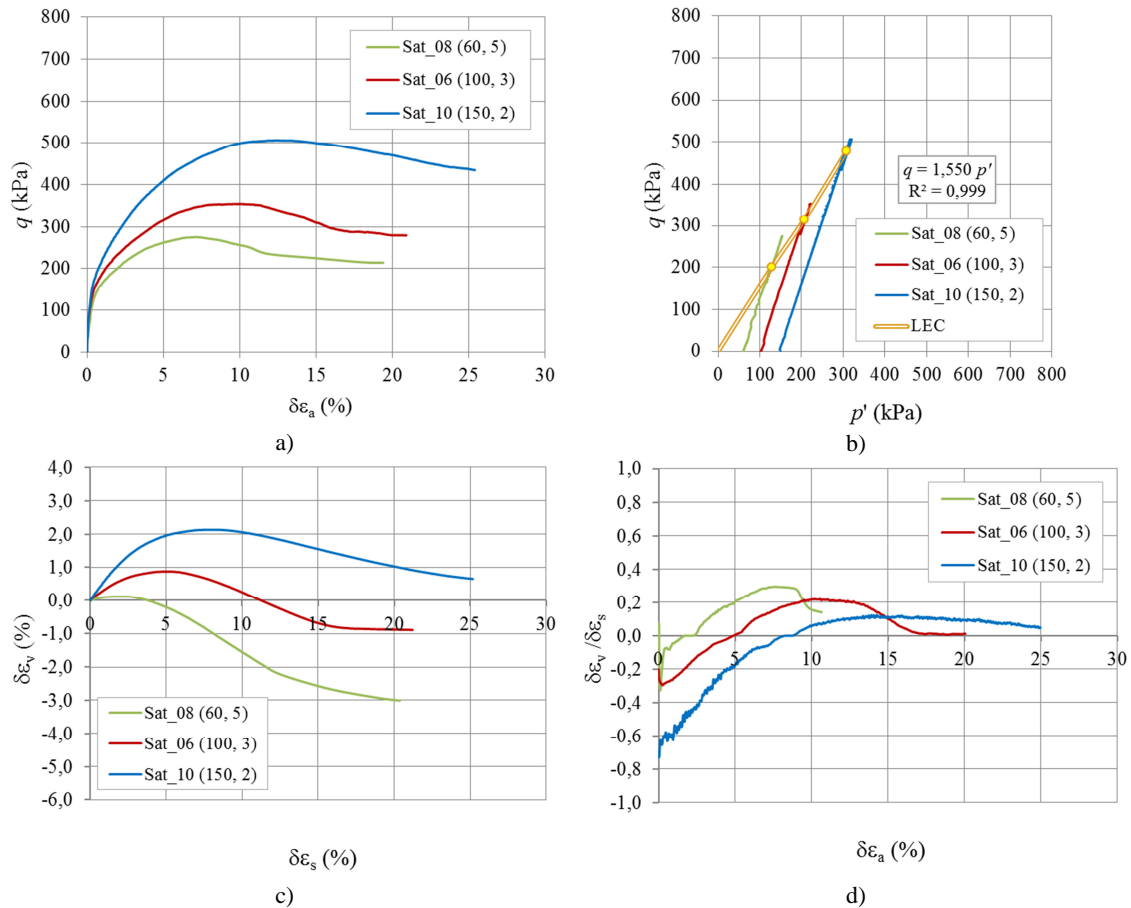


Figura 5.42 – Ensaio em solo saturado: a) evolução da tensão deviatória, q , com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajetórias de tensão e linha dos estados críticos (LEC); c) evolução da deformação volumétrica $\delta\epsilon_v$ com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$ e d) variação da dilatância, $\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$, com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$.

No âmbito da mecânica de solos dos estados críticos, o comportamento resistente dos solos densos abrange uma componente com origem no atrito (M) e outra devida à dilatância ($\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$), conforme expressa a equação

$$\frac{q}{p} = M - \frac{\delta\epsilon_v}{\delta\epsilon_s} \quad (5.42)$$

Considera-se atingido o estado crítico quando, durante a realização do ensaio, não se verifica variação das tensões nem alteração volumétrica do solo, por isso, na equação (5.42) a componente relativa à dilatância é nula. Os solos densos, como referido na análise da Figura 5.42 c), começam por se apresentar contráteis e com o aumento da tensão axial, passam a

apresentar-se como dilatantes. Esta transição ocorre num ponto onde a variação instantânea de volume do solo e, por conseguinte, a dilatância são nulas. As tensões observadas nesse ponto de dilatância nula, ainda que atingidas para níveis de deformação bastante inferiores, são tomadas como equivalentes às ocorridas no estado crítico. Este aspeto é de grande importância, pois permite ultrapassar as dificuldades frequentemente observadas em atingir os estados críticos durante ensaios triaxiais, e permite também caracterizar o solo para esse estado sem de facto o atingir.

Apesar de o estado crítico ter sido verificado apenas no ensaio Sat_06 (100, 3), tratando-se de um solo denso, os níveis de deformação atingidos durante a fase de corte foram suficientes para desenvolver superfícies de deslizamento. A Figura 5.43 mostra, como exemplo, o provete do ensaio Sat_08 (60, 5) após a fase de corte. Na figura é possível identificar a formação da superfície de deslizamento, com inclinação idêntica à calculada com base nos resultados experimentais obtidos no ponto de dilatância nula.



Figura 5.43 – Provete com formação da superfície de rotura produzida durante a fase de corte: exemplo do ensaio Sat_08 (60, 5).

No Quadro 5.18 estão indicados os valores das tensões estimados, em cada ensaio, no ponto de dilatância nula. Estes valores permitiram, a partir da equação (5.42), determinar a inclinação da linha dos estados críticos, M . Na Figura 5.42 b), além das trajetórias de tensão em cada ensaio, foi também representada a linha dos estados críticos (LEC).

Quadro 5.18 – Valores das tensões no ponto de dilatância nula.

Ensaio	p (kPa)	q (kPa)
Sat_08	129	201
Sat_06	206	315
Sat_10	308	480

Na Figura 5.44 e na Figura 5.45 são apresentados os resultados da fase de corte dos ensaios de compressão triaxial para o solo submetido a diferentes níveis de sucção e de pressão de confinamento. Tal como nos ensaios realizados no solo saturado estes ensaios foram também realizados na sequência da fase de compressão isotrópica. Os resultados obtidos para os níveis de sucção impostos pelo vapor de NaCl e de $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ estão representados, respetivamente, na Figura 5.44 e na Figura 5.45.

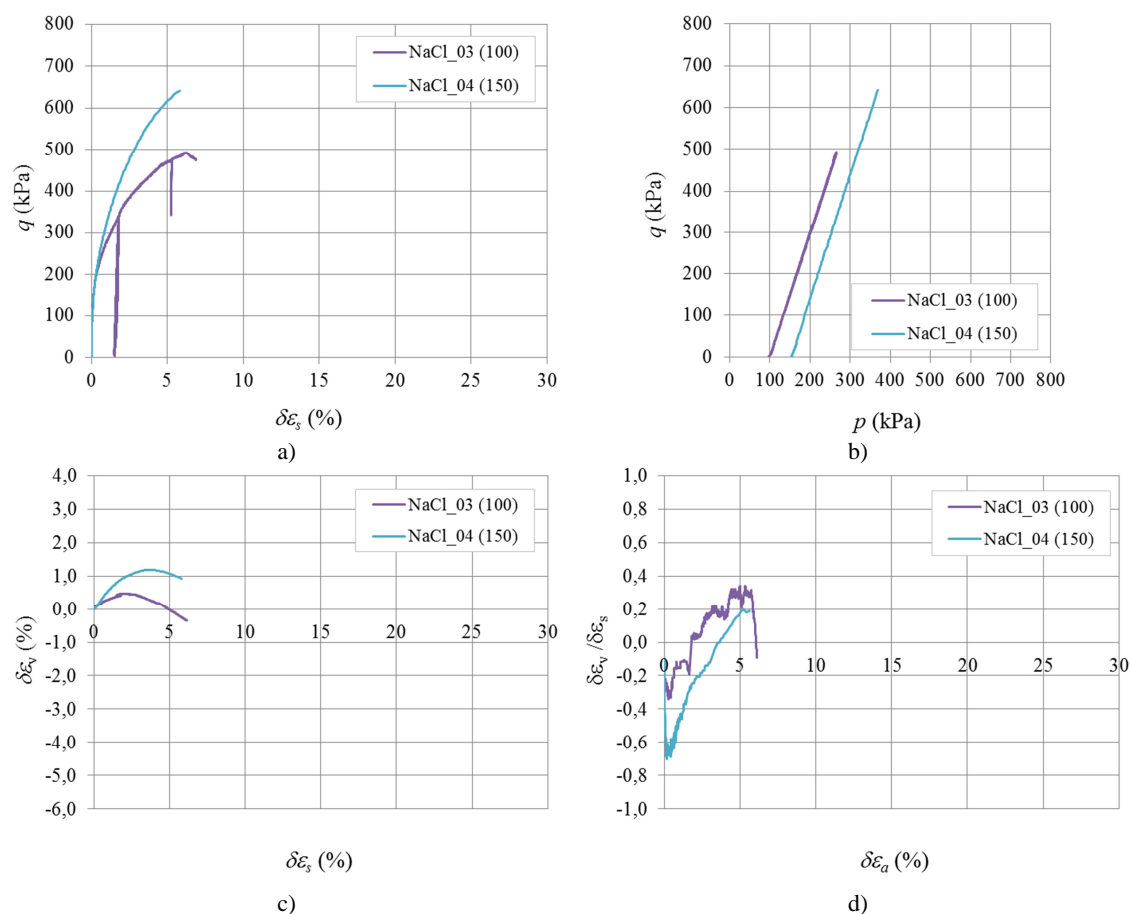


Figura 5.44 – Ensaios em solo com vapor de NaCl: a) evolução da tensão deviatórica, q , com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajectórias de tensão; c) evolução da deformação volumétrica, $\delta\epsilon_v$, com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$ e d) evolução da dilatância, $\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$, com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$.

Nos ensaios realizados com o solo não saturado, com exceção do ensaio designado por $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4(\text{H}_2\text{O})_{09}$ (150), foram utilizados os medidores locais, o que limitou os valores de

deformação axial alcançados a 7,3, 6,6 e 8,1 %, tendo sido atingida a tensão deviatória de pico apenas no ensaio NaCl_03 (100).

A análise dos resultados permite verificar, tal como se observou para o solo saturado, o contributo da pressão de confinamento no aumento da tensão deviatória mobilizada.

Considerando os ensaios realizados à mesma pressão de confinamento mas com níveis de sucção diferentes, os resultados mostram andamentos praticamente coincidentes, permitindo concluir que, no solo estudado, a sucção imposta por ambos os vapores não induziu um aumento significativo da tensão deviatória mobilizada. No entanto, a comparação com os resultados dos ensaios em solo saturados pode observar-se um acréscimo da tensão deviatória no solo causado pela sucção.

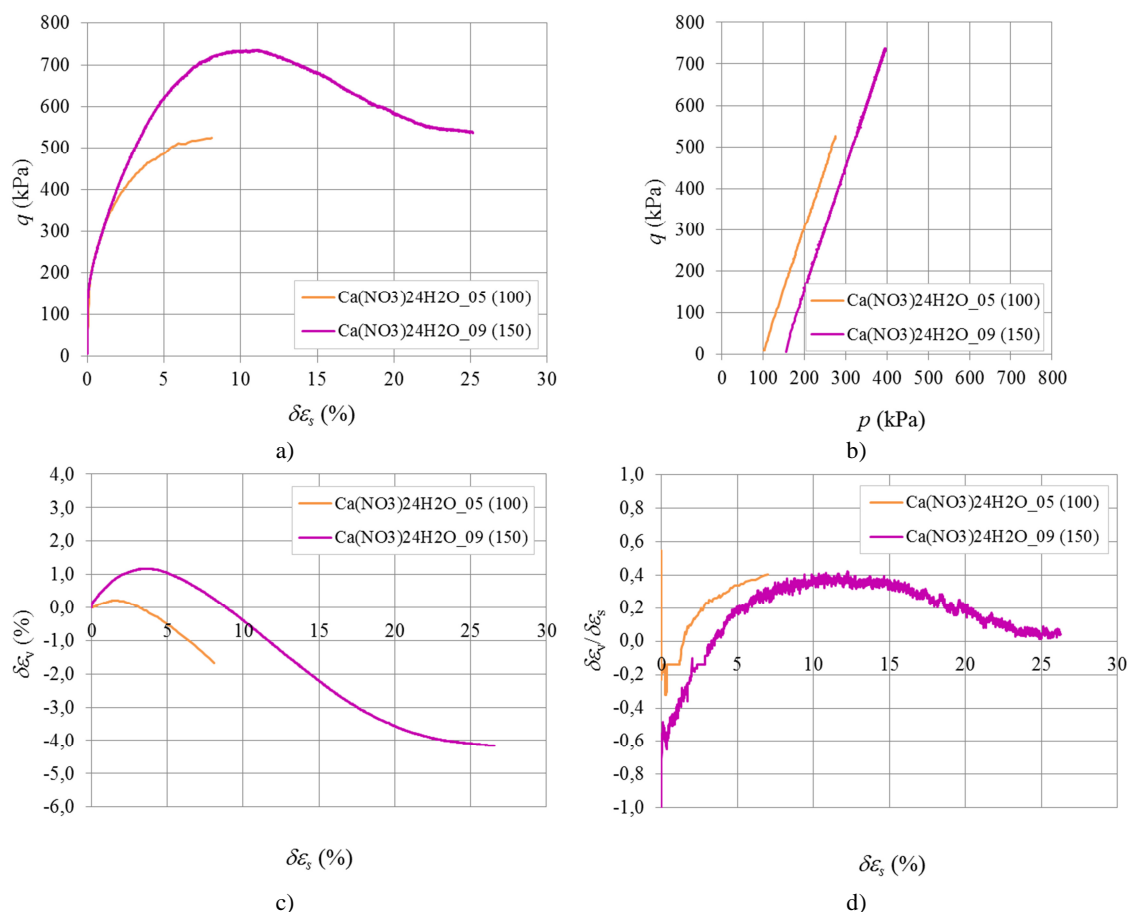


Figura 5.45 – Ensaio em solo com vapor de Ca(NO₃)₂·4H₂O: a) evolução da tensão deviatória, q , com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajectórias de tensão; c) evolução da deformação volumétrica $\delta\epsilon_v$ com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$ e d) evolução da dilatância, $\delta\epsilon_v / \delta\epsilon_s$, com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$.

Como nos resultados dos ensaios realizados no solo saturado, a análise da Figura 5.44 e da Figura 5.45 evidencia o comportamento dilatante do solo estudado. Tal como sucede com o solo saturado, o aumento da pressão de confinamento contribui para retardar o desenvolvimento da

resposta dilatante. Na fase contrátil o solo não saturado, para a mesma pressão de confinamento, apresenta menor variação de volume. Nesta fase, a comparação entre os resultados dos ensaios, com pressão de confinamento de 100 kPa, permite observar que o solo sob sucção superior (ensaio Ca(NO₃)₂4H₂O_05 (100)) apresenta menor variação de volume. Por sua vez, nos ensaios com pressão de confinamento de 150 kPa os provetes, embora atuados por níveis de sucção diferentes, desenvolveram idêntica variação de volume. Por outro lado, nos ensaios em que o solo sofreu menor contração do volume a fase dilatante desenvolve-se para níveis de deformação distorcional menor, registrando-se maior deformação volumétrica negativa (expansão do solo).

No Quadro 5.19 é apresentado o resumo dos resultados dos ensaios de corte. Estão indicados os valores da pressão de confinamento e os níveis de sucção considerados em cada um dos ensaios. São apresentados os resultados de pico da tensão deviatória, da tensão média, da deformação volumétrica, da deformação axial, da dilatância e os valores da relação q/p em cada um dos ensaios.

Quadro 5.19 – Resumo dos resultados dos ensaios de corte.

Ensaio	σ_r (kPa)	s (MPa)	q_D (kPa)	p_D (kPa)	$\delta\epsilon_{vp}$ (%)	$\delta\epsilon_{ap}$ (%)	$\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$	q_D/p_D
Sat_08 (60, 5)	60	0	275	154	-0,80	7,4	0,29	1,79
Sat_06 (100, 3)	100	0	354	222	0,3	10,2	0,22	1,59
Sat_10 (150, 2)	150	0	505	319	1,8	13,7	0,12	1,58
NaCl_03 (100)	100	39,0	492	266	-0,3	6,0	0,32	1,85
NaCl_04 (150)	150	38,0	-	-	-	-	-	-
Ca(NO ₃) ₂ 4H ₂ O_05 (150)	100	87,0	-	-	-	-	-	-
Ca(NO ₃) ₂ 4H ₂ O_09 (150)	150	81,0	735	396	-0,6	10,4	0,39	1,86

5.6 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO MODELO *BBM*

Nesta secção são calculadas as estimativas de cada um dos parâmetros do modelo *BBM* com base nos resultados experimentais. Os cálculos realizados e os valores de cada parâmetro são apresentados considerando dois grupos: (i) parâmetros associados à compressão isotrópica e (ii) parâmetros associados ao corte triaxial axissimétrico.

5.6.1 PARÂMETROS ASSOCIADOS À COMPRESSÃO ISOTRÓPICA

Os ensaios de compressão isotrópica, com ciclo de descarga-recarga, realizados em provetes de solo saturado e com imposição de diferentes níveis de sucção permitiram determinar os

parâmetros $\lambda(0)$, κ , p_0^* , p^c , r e β . Os parâmetros s_0 , λ_s e κ_s foram determinados num ensaio onde o solo foi subtido a um estado de tensão isotrópico, com tensão constante, e variação dos níveis de sucção.

Os parâmetros $\lambda(0)$ e κ foram determinados através das equações (5.1) e (5.2), respectivamente. Os valores de p_0^* foram estimados graficamente pelo método de Casagrande. Estes parâmetros foram calculados em cada um dos ensaios realizados em provetes de solo saturado, por este motivo, foi adotado como valor de cada um desses parâmetros, a média dos valores obtidos em cada ensaio. Deste modo, foram obtidos os valores médios de 0,0548, 0,0055 e 99 kPa para os parâmetros $\lambda(0)$, κ e p_0^* , respetivamente.

O cálculo dos parâmetros r e β foi iniciado com a representação gráfica, num sistema de eixos (s, λ) , dos valores de λ determinados a partir dos ensaios de compressão isotrópica, realizados no solo saturado e para os dois níveis de sucção considerados ($s=38$ e 81 MPa). Os valores de r e β foram estimados através do ajuste dos valores obtidos experimentalmente à curva dada pela equação (5.8).

A Figura 5.46 mostra a variação do coeficiente de compressibilidade do solo, λ , em função da sucção, s . Na figura estão indicados os resultados experimentais e a curva obtida por ajuste da equação (5.8). Com o ajuste da equação foram obtidos os valores de 0,551 e 0,108 MPa para os parâmetros r e β , respetivamente.

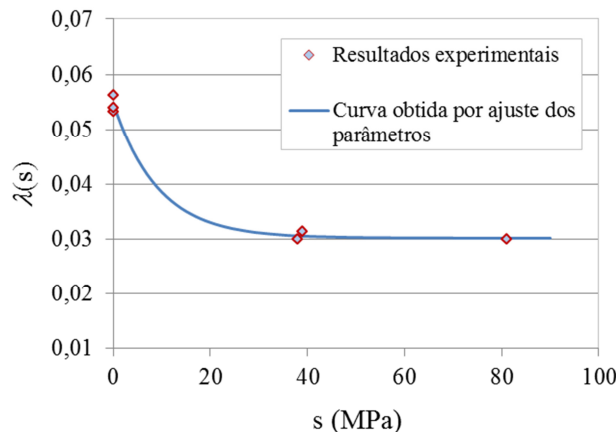


Figura 5.46 – Variação do coeficiente de compressibilidade do solo, λ , em função da sucção, s .

A tensão de referência, p^c , foi estimada através do ajuste dos valores de p_0 e p_0^* , obtidos experimentalmente, à equação (5.7) tendo obtido um valor de p^c igual a 79 KPa. Esta equação define a curva LC, que considera a variação da sucção, s , com a tensão média de cedência, p_0 , no plano (p, s) .

Na Figura 5.47 está representada a variação da sucção, s , em função da tensão média de cedência, p_0 . Na figura estão indicados os resultados experimentais e a curva LC definida pela equação (5.7).

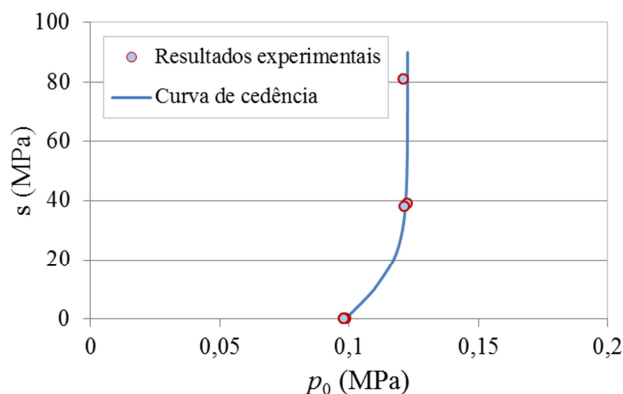


Figura 5.47 – Variação da sucção, s , com a tensão média de cedência, p_0 .

Conforme o exposto na secção 5.1.3 os parâmetros s_0 , λ_s e κ_s são determinados experimentalmente recorrendo a trajetórias de tensão com variação de sucção mantendo p constante. No presente estudo, no ensaio realizado nas condições referidas, não foi alcançado o valor de s_0 , pelo que só foi possível estimar o valor de κ_s . Esse ensaio foi realizado sujeitando o provete a uma tensão isotrópica constante de 60 kPa, enquanto, pelo interior do provete, foi circulado o vapor produzido por uma solução salina. Na fase inicial foi utilizada uma solução de $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$, que submeteu o solo a uma sucção aproximada de 82 MPa. Posteriormente, a solução foi substituída por NaCl fazendo baixar a sucção para cerca de 41 MPa. No decorrer do ensaio foi controlada a aplicação da tensão isotrópica, foi verificado e mantido o equilíbrio das soluções salinas e registada a variação de volume do provete. Para a sucção de 82 MPa o provete apresentava um volume específico de 1,711, e para a sucção de 41 MPa um volume específico de 1,708. O Quadro 5.20 resume os parâmetros estimados associados ao comportamento isotrópico.

Quadro 5.20 – Valores dos parâmetros do modelo *BBM* associado ao comportamento isotrópico.

$\lambda(0)$	κ	p_0^* (kPa)	p^c (kPa)	r	β (MPa)	κ_s
0,0548	0,0055	99	79	0,551	0,108	7,4E-5

5.6.2 PARÂMETROS ASSOCIADOS AO CORTE TRIAXIAL AXISSIMÉTRICO

Os resultados obtidos nos ensaios de corte permitiram a estimativa dos parâmetros M , G e k .

Como apresentado em 5.1.2 o parâmetro M corresponde à inclinação da linha dos estados críticos e, em compressão, relaciona-se com o ângulo de atrito interno φ'_c através da equação (5.27). A partir dos resultados dos ensaios de corte, apresentados na secção 5.5.3, foi obtido φ'_c igual a 38° e conseqüentemente um valor de M de 1,55.

O módulo de distorção G foi determinado pela equação (5.32), utilizando os resultados produzidos durante o ciclo de descarga-recarga do ensaio de corte NaCl_03. No Quadro 5.21 são apresentados os parâmetros do modelo BBM associados ao corte.

Quadro 5.21 – Valores dos parâmetros do modelo BBM associado ao corte.

M	κ	G (MPa)
1,55	0,002	97

A Figura 5.48 mostra a superfície de cedência no espaço (p, q) e (p, s) , construída com base nos parâmetros estimados a partir dos resultados dos ensaios.

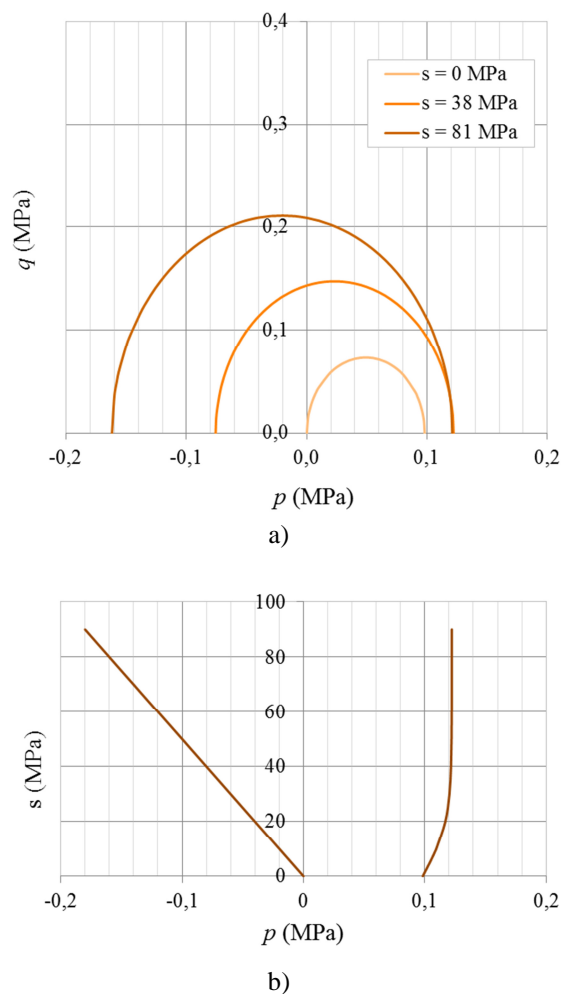


Figura 5.48 – Representação da superfície de cedência: a) no espaço (p, q) e b) no espaço (p, s) .

5.7 RESUMO DO CAPÍTULO

Neste capítulo foi interpretada a formulação matemática do modelo constitutivo *BBM*, para os estados isotrópicos e triaxiais de tensão, com vista à sua utilização na análise numérica realizada com o programa de cálculo *Code-Bright*. Descreveram-se e esquematizaram-se as trajetórias de base de tensão/sucção, propostas pelos autores do modelo, para a realização dos ensaios que conduzem à estimativa dos parâmetros do modelo.

Neste capítulo foi descrito o programa de ensaios laboratoriais que conduziram à estimativa dos parâmetros. No programa de ensaios foram incluídos ensaios de caracterização física, determinação da curva característica e da sua histerese, ensaios de compressão isotrópica e triaxial axi-simétrica com ciclos de descarga-recarga.

O solo utilizado foi proveniente de uma zona de empréstimo para os aterros da Linha de Alta Velocidade Poceirão-Caia e na sua caracterização física foram realizados os ensaios para determinação da curva granulométrica, da densidade das partículas sólidas, da composição mineralógica e dos índices de vazios mínimo e máximo, e o ensaio de compactação Proctor modificado.

A curva característica do solo foi determinada com base nos resultados obtidos por dois equipamentos: a placa de pressão, na gama de sucção entre 0 e 1,5 MPa, e o WP4, na gama entre 0 e 300 MPa. Os valores da sucção e os correspondentes teores em água obtidos experimentalmente permitiram determinar os ramos de secagem e molhagem do solo estudado. Os resultados experimentais foram ajustados aos modelos de van Genuchten (1980) e de Fredlund e Xing (1984), tendo este revelado maior adequabilidade no ajuste.

Os ensaios de compressão isotrópica e triaxial axi-simétrica com ciclos de descarga-recarga foram realizados em condições saturadas e também com imposição de sucção através da técnica de equilíbrio de vapor.

Nos ensaios saturados a fase de saturação foi iniciada com uma pressão na câmara de 40 kPa e uma contra-pressão de 20 kPa. A saturação foi alcançada com 420 kPa e 400 kPa de pressão de confinamento e de contrapressão, respetivamente. Na fase de compressão isotrópica a consolidação foi alcançada com incrementos de pressão de confinamento de cerca de 2kPa/h até ser alcançada uma tensão efetiva de confinamento de 300 kPa. A fase de corte foi efetuada para três níveis de tensão efetiva de confinamento: 60, 100 e 150 kPa. Os ensaios foram realizados em condições não drenadas, com pressão radial constante e imposição de encurtamento do provete à taxa de 0,015mm/min.

Nos ensaios em provetes de solo não saturado a sucção foi imposta através da circulação de vapor produzido por uma solução salina saturada. Foram adotados dois sais para imposição de valores diferente de sucção: o cloreto de sódio (NaCl) que permitiu impor uma sucção de 38 e 39 MPa e o nitrato de cálcio tetrahidratado ($\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$) uma sucção de 81 e 87 MPa. A circulação do vapor foi forçada por uma bomba a atravessar o provete a partir da base até ao topo. A umidade relativa do sistema, que se traduz na sucção, foi medida por duas sondas Vaisala Modelo HMP75 intercaladas no circuito. Considerou-se a solução em equilíbrio quando os valores da humidade relativa registados na base e no topo do provete eram idênticos. Durante a fase de equilíbrio da solução salina foi mantida, na câmara, uma pressão de confinamento constante igual a 20 kPa. Depois de atingido o equilíbrio, os ensaios prosseguiram coma fase de compressão isotrópica e, posteriormente, com o corte. Durante estas fases foram verificados os valores da humidade relativa, de modo a verificar o equilíbrio do sistema. As trajetórias de carga na fase de compressão isotrópica e a taxa de deformação axial aplicada foram idênticas às admitidas nos ensaios de com o solo saturado.

Na fase final do capítulo foram estimados com base nos resultados dos ensaios de compressão isotrópica e de corte os parâmetros do modelo *BBM*. No Quadro 5.22 é apresenta um resumo dos valores dos parâmetros estimados.

Quadro 5.22 – Valores dos parâmetros do modelo *BBM* estimados a partir dos ensaios de compressão isotrópica e corte.

Associados ao comportamento isotrópico							Associado ao corte		
$\lambda(0)$	κ	p_0^* (kPa)	p^c (kPa)	r	β (MPa)	κ_s	M	κ	G (MPa)
0,0548	0,0055	99	79	0,551	0,108	7,4E-5	1,55	0,002	97

6 MODELAÇÃO DE SOLOS NÃO SATURADOS

Neste capítulo pretende-se avaliar os efeitos quando um aterro é submetido à variação do seu estado hídrico por ação de agentes atmosféricos, nomeadamente, da variação da humidade relativa, da precipitação e da temperatura.

O desempenho das camadas de solo compactado é diretamente afetado pela variação da humidade relativa, exercendo, assim, a água um papel fundamental neste tipo de estrutura, originando fenómenos complexos, condicionados pelo clima local e pelas propriedades dos materiais utilizados (Alonso, 1998). Deste modo, a análise e a consideração dos fatores climatológicos são de grande utilidade para a compreensão do comportamento dos aterros, uma vez que os solos constituintes se encontram, em geral, no estado não saturado, situação em que a sucção pode revelar-se um fator primordial.

O estudo realizado compreende a evolução do estado hídrico e do comportamento tensão-deformação de um aterro, durante a fase de construção e por um período subsequente de cerca de 15 anos, através de cálculos termo e hidromecânicos que permitem considerar a influência dos fatores atmosféricos. Para tal, foi implementado um modelo temporal de elementos finitos calculado no *Code_Bright*.

O programa *Code_Bright*, desenvolvido por Olivella (1995), permite realizar uma análise acoplada de fenómenos termo-hidro-mecânicos, *THM*, de problemas geotécnicos correntes (*Code_Bright*, 2014). O *Code_Bright* utiliza o sistema *GiD* para efetuar o pré e o pós-processamento. O *GiD*, desenvolvido pelo Centro Internacional de Métodos numéricos em Engenharia (CIMNE) na Universidade Politécnica de Catalunya (UPC), é a ferramenta de interface gráfica utilizada para definir, preparar e visualizar todos os dados relacionados com a simulação numérica. Na secção seguinte são descritos os princípios básicos da formulação de

problemas *THM* utilizada na modelação com o *Code_Bright*. O programa oferece diferentes metodologias de cálculo, sendo a metodologia aqui apresentada a considerada mais adequada ao tipo de problema estudado na presente dissertação.

6.1 DEFINIÇÕES GERAIS

Os solos não saturados são considerados um meio poroso composto por três espécies: mineral, água e ar distribuídas por três fases: sólida, líquida e gasosa (Figura 6.1). A fase líquida contém água no estado líquido e o ar dissolvido, enquanto a fase gasosa é uma mistura de ar seco e vapor de água. Na formulação apresentada em Olivella (1995) o sal corresponde à espécie mineral. No entanto, para o tipo de problema abordado no presente estudo a espécie mineral é constituída pelas partículas sólidas que constituem o esqueleto do solo. O Quadro 6.1 apresenta as fases e as espécies consideradas, indicando os índices atribuídos a cada uma.

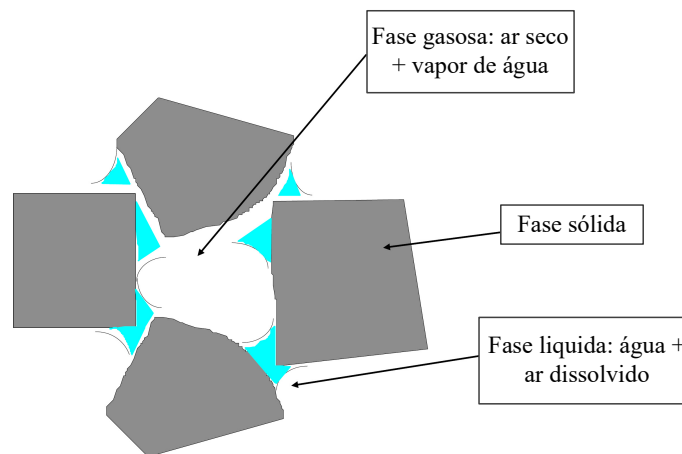


Figura 6.1 – Representação esquemática de um meio poroso não saturado (*Code_Bright*, 2014).

Quadro 6.1 – Fases e espécies consideradas na formulação matemática do *Code_Bright*.

Fases consideradas	Índice	Descrição
Sólida	(<i>s</i>)	Minerais
Líquida	(<i>l</i>)	Água com ar dissolvido
Gasosa	(<i>g</i>)	Ar com vapor de água
Espécies consideradas		
Partículas sólidas	(<i>ps</i>)	Única espécie na fase sólida
Água	(<i>w</i>)	No estado líquido e evaporada na fase gasosa
Ar	(<i>a</i>)	Ar seco, como gas ou dissolvido na fase líquida

Os solos quando submetidos a variação das condições térmicas, hidráulicas e mecânicas desenvolvem processos de interacção do tipo *THM*. Os processos *THM* no meio poroso são

acoplados através de alguns parâmetros. Por exemplo, o transporte de calor (térmica) provoca alterações da pressão nos poros e na viscosidade do fluido, influenciando o fluxo de água e de gás (hidráulico).

Segundo Olivella (1995), as equações que regem os problemas do tipo *THM* podem ser agrupadas quatro conjuntos: (i) equações de conservação da massa, equilíbrio e energia, (ii) equações constitutivas, (iii) restrições de equilíbrio e (iv) restrições físicas.

6.1.1 LEIS DE CONSERVAÇÃO DE MASSA, EQUILÍBRIO E ENERGIA

As leis de conservação de massa são equações diferenciais que representam a conservação da energia e da massa das espécies partículas sólidas, água e ar seco nas fases sólida, líquida e gasosa (Olivella, 1995). Essas equações apresentam a seguinte estrutura

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\begin{array}{c} \text{massa ou energia por unidade} \\ \text{de volume do meio poroso} \end{array} \right) + \nabla \cdot \left(\begin{array}{c} \text{fluxo de massa} \\ \text{ou energia} \end{array} \right) = \left(\begin{array}{c} \text{produção ou consumo} \\ \text{de massa ou energia} \end{array} \right) \quad (6.1)$$

De acordo com *Code_Bright* (2014), este conjunto de equações é caracterizado pelas seguintes variáveis de estado: vetor deslocamento das partículas sólidas (u), pressão da fase líquida (P_l), pressão da fase gasosa (P_g), e temperatura (T).

Lei de conservação da massa da espécie partículas sólidas

A lei que representa a conservação da massa da espécie partículas sólidas é dada pela equação

$$\frac{\partial}{\partial t} [\theta_s^{ps}(1-\phi)] + \nabla \cdot j_s = f^{ps} = 0 \quad (6.2)$$

onde θ_s^{ps} representa a massa de partículas sólidas por unidade de volume da fase sólida e é determinada pela equação

$$\theta_s^{ps} = \omega_s^{ps} \rho_s \quad (6.3)$$

ω_s^{ps} representa a fração de massa das partículas sólidas na fase sólida e é igual a um, pois as partículas sólidas são, neste caso, a única espécie presente na fase sólida. ρ_s corresponde à massa volúmica da fase sólida.

A massa das partículas sólidas por unidade de volume total, θ^{ps} , é determinada pela equação (6.4), onde ϕ representa a porosidade.

$$\theta^{ps} = \theta_s^{ps}(1-\phi) = \rho_s(1-\phi) \quad (6.4)$$

j_{ps} é o fluxo de massa total de partículas sólidas no volume controlado; e f^{ps} a massa de partículas sólidas fornecida ou consumida pelo meio. Neste caso não existe produção/consumo de θ^{ps} por unidade de volume e a equação (6.2) é igual a zero.

Lei de conservação da massa da espécie água

Considera-se que a espécie água pode estar presente na fase líquida e na fase gasosa quando sob a forma de vapor. O equilíbrio da espécie da massa de água é expresso pela equação

$$\frac{\partial}{\partial t} [\phi (\theta_l^w S_l + \theta_g^w S_g)] + \nabla (j_l^w + j_g^w) = f^w \quad (6.5)$$

onde θ_l^w e θ_g^w são a massa da espécie água por unidade de volume da fase líquida e gasosa, determinadas pelas equações seguintes

$$\theta_l^w = \omega_l^w \rho_l \quad (6.6)$$

$$\theta_g^w = \omega_g^w \rho_g \quad (6.7)$$

em que ω_l^w e ω_g^w são a fração de massa da água na fase líquida e gasosa; e ρ_l e ρ_g a massa volúmica da fase líquida e gasosa;

A porosidade ϕ representa a fração volumétrica de vazios, S_l corresponde à fração volumétrica de vazios ocupada pela fase líquida e S_g a fração volumétrica de vazios ocupada pela fase gasosa. Por definição, a soma das frações S_l e S_g é igual à unidade. A massa de água por unidade de volume total, θ^w , é determinada pela equação

$$\theta^w = \phi (\theta_l^w S_l + \theta_g^w S_g) \quad (6.8)$$

j_l^w e j_g^w são os fluxos de massa total de água na fase líquida e gasosa; e f^w a massa de água fornecida ou consumida pelo meio.

Lei de conservação da massa da espécie ar

A espécie ar é o constituinte principal da fase gasosa, podendo também ser encontrada na fase líquida como ar dissolvido. O equilíbrio da massa da espécie ar é traduzido pela seguinte equação

$$\frac{\partial}{\partial t} [\phi (\theta_l^a S_l + \theta_g^a S_g)] + \nabla (j_l^a + j_g^a) = f^a \quad (6.9)$$

onde θ_l^a e θ_g^a são a massa da espécie ar por unidade de volume da fase líquida e gasosa, determinadas pelas equações seguintes

$$\theta_l^a = \omega_l^a \rho_l \quad (6.10)$$

$$\theta_g^a = \omega_g^a \rho_g \quad (6.11)$$

onde ω_l^a e ω_g^a representam a fração de massa da ar na fase líquida e gasosa, respe.

Recorrendo à definição de porosidade do meio, a massa de ar por unidade de volume total, θ^a , é calculada pela equação

$$\theta^a = \phi (\theta_l^a S_l + \theta_g^a S_g) \quad (6.12)$$

j_l^a e j_g^a são os fluxos de massa total de ar nas fases líquidas e gasosa; e f^a o fluxo de massa de ar fornecida ou consumida pelo meio. Nos casos em que a pressão do gás for considerada constante, a equação (6.9) não é incluída no cálculo.

Lei de equilíbrio estático

A lei de equilíbrio estático é expressa pela equação

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = 0 \quad (6.13)$$

onde $\boldsymbol{\sigma}$ representa o tensor de tensão, e \mathbf{b} o vetor das forças volúmicas.

Lei de conservação da energia interna

A lei de conservação da energia interna de um meio poroso é estabelecida considerando a energia interna em cada fase, através da seguinte equação

$$\frac{\partial}{\partial t} [E_s \rho_s (1 - \phi) + \phi (E_l \rho_l S_l + E_g \rho_g S_g)] + \nabla \cdot (\mathbf{i}_c + \mathbf{j}_{Es} + \mathbf{j}_{El} + \mathbf{j}_{Eg}) = f^E \quad (6.14)$$

onde E_s , E_l e E_g representam as energias internas específicas das fases sólida, líquida e gasosa. A energia interna da fase líquida é expressa pela equação

$$E_l \rho_l = (E_l^w \omega_l^w + E_l^a \omega_l^a) \rho_l = E_l^w \theta_l^w + E_l^a \theta_l^a \quad (6.15)$$

E_l^w e E_l^a exprimem a energia interna específica das espécies água e ar na fase líquida. De forma análoga à fase líquida, a energia interna da fase gasosa é calculada pela equação

$$E_g \rho_g = (E_g^w \omega_g^w + E_g^a \omega_g^a) \rho_g = E_g^w \theta_g^w + E_g^a \theta_g^a \quad (6.16)$$

E_g^w e E_g^a correspondem à energia interna específica das espécies água e ar na fase gasosa.

i_c representa o fluxo térmico através do meio poroso, quantificado pela lei de *Fourier*; j_{Es} , j_{El} e j_{Eg} representam o fluxo advectivo de calor originado por cada uma das fases, sendo os mais importantes os que correspondem ao movimento de água no estado gasoso (vapor) ou líquido; e f^E a energia fornecida ou consumida pelo meio.

6.1.2 EQUAÇÕES CONSTITUTIVAS

As equações constitutivas permitem quantificar as variáveis necessárias ao equilíbrio de massa das espécies ar, água e partículas sólidas. Nos pontos seguintes são apresentadas as equações constitutivas e a variável que cada equação permite estimar. Esta associação entre equação e variável não é estanque pois existem equações que relacionam várias variáveis.

Lei de Fick

Os fluxos não advectivos de uma espécie no interior das fases líquida e gasosa são obtidos através da lei de *Fick*. Olivela (2005) define o fluxo não advectivo da massa de água (vapor) na fase gasosa, i_g^w , de acordo com a equação

$$i_g^w = -(\phi \tau \rho_g S_g D_g^w \mathbf{I}) \nabla \omega_g^w \quad (6.17)$$

onde τ é o coeficiente de tortuosidade do meio, D_g^w o coeficiente de difusão molecular do vapor de água na fase gasosa, e \mathbf{I} o tensor identidade.

O *Code_Bright* (2014) admite duas possibilidades para o coeficiente de tortuosidade, τ : (i) um valor constante, tal que $\tau = \tau_0$, ou (ii) através da equação

$$\tau = \tau_0 (S_g)^m \quad (6.18)$$

onde m é um parâmetro do modelo.

O programa propõe $\tau_0 = 1$ mas não indica nenhum valor para m .

O coeficiente de difusão molecular do vapor de água no ar, D_g^w , é determinado pela equação

$$D_g^w = D \left[\frac{(273,15 + T)^n}{P_g} \right] \quad (6.19)$$

onde D e n são parâmetros do modelo, T a temperatura; e P_g a pressão da fase gasosa. O programa adopta $D = 5,9 \times 10^{-6}$ e $n = 2,3$.

Lei de Darcy

Olivella (1995), citando Bear (1972), considera que os fluxos volumétricos das fases líquida e gasosa podem ser determinados de acordo com a lei de Darcy, expressa pela equação (6.20), onde os índices l e g indicam a alternativa de utilizar esta formulação para a fase líquida e gasosa, respectivamente.

$$q_{l,g} = -\frac{\mathbf{k} k_{r,l,g}}{\mu_{l,g}} (\nabla P_{l,g} - \rho_{l,g} \mathbf{g}) \quad (6.20)$$

onde $k_{r,l,g}$ representa a permeabilidade relativa da fase líquida ou gasosa (m/s); \mathbf{k} é o tensor da permeabilidade intrínseca (m^2); e $\mu_{l,g}$ a viscosidade da fase líquida ou gasosa (MPa.s).

O *Code_Bright Code_Bright* (2014) admite que a permeabilidade relativa da fase líquida, k_{rl} , pode ser estimada por quatro modelos diferentes. No entanto, a aplicação do modelo de van Genuchten (1980) na modelação da curva de retenção (aspecto abordado mais adiante), impõe a utilização do modelo representado pela equação (6.21) na obtenção de k_{rl} .

$$k_{rl} = \sqrt{S_e} \left[1 - \left(1 - S_e^{1/2} \right)^\lambda \right]^2 \quad (6.21)$$

onde S_e representa o grau de saturação efectiva, obtido a partir desta curva de retenção e λ o parâmetro que controla a geometria da curva de retenção.

No cálculo da permeabilidade relativa da fase gasosa, k_{rg} , o *Code_Bright* (2014) permite adoptar a equação

$$k_{rg} = 1 - k_{rl} \quad (6.22)$$

O tensor da permeabilidade intrínseca, \mathbf{k} , é determinado recorrendo ao modelo de Kozeny's pela equação

$$\mathbf{k} = \mathbf{k}_0 \frac{\phi^3}{(1-\phi)^2} \frac{(1-\phi_0)^2}{\phi_0^3} \quad (6.23)$$

onde ϕ_0 representa a porosidade de referência; e \mathbf{k}_0 o tensor da permeabilidade intrínseca correspondente a ϕ_0 .

A viscosidade da fase líquida, μ_l , é determinada pela seguinte equação

$$\mu_l = A \exp\left(\frac{B}{273,15 + T}\right) \quad (6.24)$$

onde A e B são parâmetros do modelo (por omissão o programa adopta $A = 2,1 \times 10^{-12}$ Mpa.s e $B = 1808,5$ K⁻¹).

A viscosidade da fase gasosa, μ_g , segundo Olivella (1995) é determinada pela equação

$$\mu_g = \frac{A\sqrt{273,15+T}}{\left(1 + \frac{B}{273,15+T}\right)} \frac{1}{1 + \frac{C-Dk_g}{P_g}} \quad (6.25)$$

onde A , B , C e D são parâmetros do modelo (o programa adopta, por omissão, $A = 1,48 \times 10^{-12}$ Mpa.s, $B = 119,4^\circ \text{K}^{-1}$, $C = 0,14$ e $D = 1,2 \times 10^{15}$); e k_g a permeabilidade intrínseca da fase gasosa.

Lei de Fourier

A condução do fluxo de calor (energia) é descrita pela lei de *Fourier*. A lei de *Fourier* permite relacionar, através da equação (6.26), o fluxo de calor com o gradiente de temperatura.

$$\mathbf{i}_c = -\lambda \nabla(T) \quad (6.26)$$

onde λ representa a condutividade térmica do meio poroso determinada por

$$\lambda = \lambda_{sat} \sqrt{S_l} + \lambda_{dry} (1 - \sqrt{S_l}) \quad (6.27)$$

onde λ_{sat} e λ_{dry} corresponde à condutividade térmica para o meio saturado e seco, respetivamente.

Curva de retenção

No capítulo 5 foi já referida a utilização do modelo de van Genuchten (1980) para descrever a curva de retenção da água no solo, por se tratar de um dos modelos incluídos no *Code-Bright*. No entanto, é necessário definir a curva de retenção em termos de grau de saturação efectivo, S_e , pois a permeabilidade relativa das fases líquida e gasosa dependem desta grandeza, de acordo com as equações (6.21) e (6.22). A curva de retenção expressa em termos de S_e é representada pela equação

$$S_e = \frac{S_l - S_{rl}}{S_{ls} - S_{rl}} = \left[1 + \left(\frac{P_g - P_l}{P} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right]^{-\lambda} \quad (6.28)$$

onde S_l corresponde à fracção volumétrica de vazios ocupada pela fase líquida; S_{rl} e S_{ls} o grau de saturação mínimo e máximo; e P e λ são parâmetros do modelo, estimados de modo a permitir o melhor ajuste do modelo aos resultados experimentais, λ controla a forma da curva de retenção, enquanto P é considerado a medida da pressão capilar necessária para iniciar o estado não saturação do solo. O parâmetro P e a tensão superficial, σ , estão relacionados de acordo com a equação

$$P = P_0 \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (6.29)$$

onde σ_0 é a tensão superficial à temperatura que P_0 foi medido (frequentemente adopta-se $\sigma_0 = 0,072$ N/m a 20 °C). A variação de σ com T , segundo Olivella (1995) citando Horvath (1985), pode ser determinada pela equação

$$\sigma = 0,03059 \exp\left(\frac{252,93}{273,15 + T}\right) \quad (6.30)$$

A equação (6.29) permite considerar a variação da temperatura no traçado da curva de retenção. A tensão superficial diminui com a temperatura, e conseqüentemente, para um determinado grau de saturação, a pressão capilar também diminui.

Modelo constitutivo da resposta mecânica

O programa *Code_Bright* considera o modelo *BBM* incluído em diferentes modelos constitutivos, nomeadamente: visco-elastoplástico (*VP*), termo-elastoplástico (*TEP*), Barcelona expansivo (*BE \times M*); elastoplástico de dano para rochas argilosas (*Argilito*) e modelo para argila e areia (*CASM*) (*Code_Bright*, 2013).

No modelo termo-elastoplástico a resistência do solo depende da sucção e da temperatura, incluindo também alguns aspetos relacionados com o comportamento de solos expansivos. Na modelação numérica será utilizado o modelo termo-elastoplástico, assumindo como nulos todos os parâmetros relacionados com a resposta térmica e com a expansibilidade do solo.

Massa volúmica da fase líquida

A massa volúmica da fase líquida é determinada pela equação

$$\rho_l = \rho_{l0} \exp[\beta(P_l - P_{l0}) + \alpha T + \gamma \omega_l^h] \quad (6.31)$$

onde ρ_{l0} representa a massa volúmica de fase líquida de referência, igual a 1002,6 kg.m⁻³; β a compressibilidade da água, igual a $4,5 \times 10^{-4}$ MPa⁻¹; P_{l0} a pressão de referência, igual a 0,1 MPa; α o coeficiente de expansão térmica para a água, igual a $-3,4 \times 10^{-4}$ °C⁻¹; e γ a variação da solução (no âmbito do presente estudo a última parcela não é aplicada).

Lei dos Gases

A massa volúmica da fase gasosa ρ_g é obtida através da soma da massa volúmica das espécies pertencentes à fase gasosa

$$\rho_g = \theta_g^a + \theta_g^w \quad (6.32)$$

A equação (6.32) resulta de substituir (6.7) e (6.11) na seguinte expressão

$$\omega_g^a + \omega_g^w = 1 \quad (6.33)$$

Lei de Henry

A massa de ar dissolvida na fase líquida é determinada pela lei de *Henry*, através da equação

$$\theta_l^a = \frac{P_a M_a}{H M_w} \rho_l \quad (6.34)$$

onde M_a é a massa molecular do ar, igual a 0,02895 kg/mol; e H a constante de Henry, igual a 1000 Mpa.

Lei psicrométrica

A lei psicrométrica define a fração da massa de água na fase gasosa, ω_g^w , de acordo com a equação

$$\theta_g^w = \omega_g^w \rho_g = (\theta_g^w)^0 \exp \left[\frac{-(P_g - P_l) M_w}{R (273,15 + T) \rho_l} \right] \quad (6.35)$$

onde $(\theta_g^w)^0$ é a massa volúmica do vapor de água na fase gasosa quando $P_g - P_l = 0$, e M_w a massa molecular da água.

A lei de gases perfeitos permite o cálculo de $(\theta_g^w)^0$ através das equações (6.36) e (6.37).

$$(\theta_g^w)^0 = \frac{M_w P_v}{R (273,15 + T)} \quad (6.36)$$

$$P_v = 136075 \exp \left(\frac{-5239,7}{273,15 + T} \right) \quad (6.37)$$

O Quadro 6.2 apresenta a síntese das equações e das variáveis envolvidas na resolução de problemas acoplados do tipo *THM* e *HM*. Estes últimos acontecem quando são efetuados estudos onde não são considerados o efeito da temperatura, T , e das variações de pressão na fase gasosa, P_g . A modelação numérica dos ensaios triaxiais, que será apresentada na próxima secção, foi efetuada considerando um problema do tipo *HM*.

Quadro 6.2 – Síntese das equações e das variáveis dos problemas acoplados do tipo *THM* e *HM*.

Conjunto	Equações	Variáveis	Equação	Tipo de Problema	
				THM	HM
Equações de conservação	Lei de conservação de massa da espécie partículas sólidas	ϕ	(6.2)	×	×
	Lei de conservação de massa da espécie água	P_l	(6.5)	×	×
	Lei de conservação de massa da espécie ar	P_g	(6.9)	×	-
	Equação de equilíbrio	u	(6.13)	×	×
	Lei de conservação de energia interna	T	(6.14)	×	-
Equações constitutivas	Lei de Fick	i_g^w	(6.17)	×	-
	Lei de Darcy	q_l e q_g	(6.20)	×	×
	Lei de Fourier	i_c	(6.26)	×	-
	Curva de retenção	S_l		×	×
	Modelo constitutivo mecânico	σ		×	×
	Massa volúmica da fase líquida	ρ_l		×	×
	Lei dos gases	ρ_g		×	-
Restrições de equilíbrio	Lei de Henry	ω_l^a		×	-
	Lei psicrométrica	ω_g^w		×	-
Restrições físicas		ω_l^w	$\omega_l^w + \omega_l^a = 1$	×	×
		ω_g^a	$\omega_g^w + \omega_g^a = 1$	×	-
		i_l^w	$i_l^w + i_l^a = 0$	×	×
		i_g^a	$i_g^w + i_g^a = 0$	×	-

6.2 MODELAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

A modelação numérica dos ensaios triaxiais teve como objetivo averiguar a aplicabilidade do modelo *BBM* e validar os parâmetros de calibração, com vista à sua utilização na modelação numérica da resposta de um aterro com os materiais ensaiados. A validação dos parâmetros foi efetuada comparando os resultados da modelação com os obtidos experimentalmente.

Os ensaios foram simulados utilizando o modelo *BBM*, desenvolvido por Alonso *et al.* (1990), e que se encontra implementado no código de elementos finitos *Code_Bright*.

A modelação numérica cingiu-se, tanto quanto possível, às circunstâncias reais dos ensaios realizados, nomeadamente a geometria considerada para modelo dos provetes, as condições de contorno, os valores da sucção aplicada e a amplitude e os incrementos das cargas aplicadas.

6.2.1 MODELAÇÃO DA FASE DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA

Geometria do modelo e malha de elementos finitos

Os provetes têm a forma cilíndrica com 101,6 mm de diâmetro e 177,7 mm de altura. A forma cilíndrica dos provetes permitiu adotar a modelação em condições de axissimetria através da consideração de um retângulo com altura igual à do provete e largura igual ao raio.

Condições de fronteira e iniciais

Na Figura 6.2 a) está representado o domínio geométrico considerado na modelação dos ensaios. No modelo numérico foram consideradas condições de fronteira mecânicas com impedimento de deslocamentos, e condições hidráulicas, através da imposição de um fluxo ou pressão na água. Assim, foram impedidos os deslocamentos horizontais no bordo esquerdo ($x = 0$) e os deslocamentos verticais na base da secção axissimétrica ($y = 0$). Relativamente às condições hidráulicas foram aplicadas condições de fluxo de água na base e no topo do domínio, com o objetivo de simular a entrada e saída de água no provete na fase de compressão isotrópica. Na base e no topo da secção foi também aplicada uma pressão na água. Na simulação dos ensaios saturados foi aplicada uma pressão nula, enquanto na simulação dos ensaios não saturados foi aplicada uma pressão na água igual aos valores da sucção imposta em cada um dos ensaios realizados e referidos no Quadro 5.7.

A malha de elementos finitos adotada é composta por 150 elementos com forma retangular, e 186 nós (Figura 6.2 b)).

Modelo constitutivo

O modelo constitutivo utilizado foi o modelo *BBM*, descrito em 5.1. A modelação numérica dos ensaios foi efetuada considerando a resolução de um problema do tipo Hidro-Mecânico (HM), através da aplicação das equações e a determinação das variáveis indicadas no Quadro 6.2.

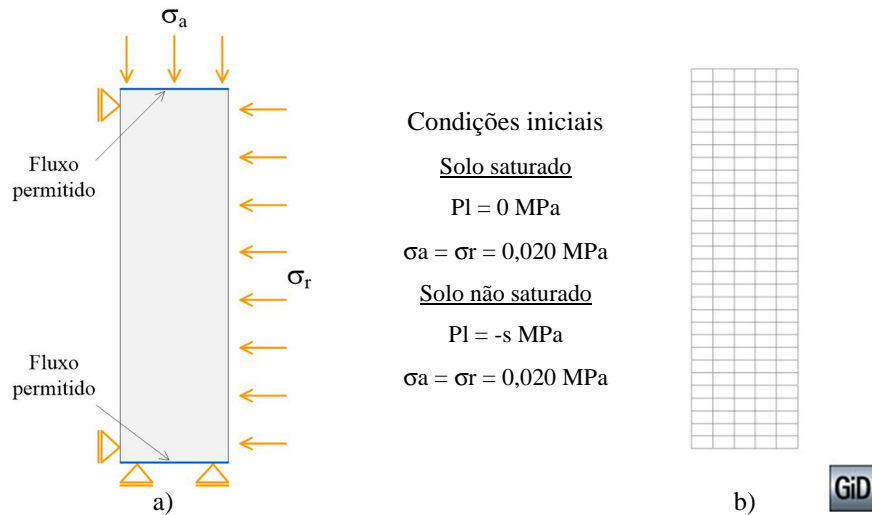


Figura 6.2 – a) Condições iniciais e de fronteira; b) Malha de elementos finitos.

No Quadro 6.3 estão indicados os valores dos parâmetros mecânicos do modelo *BBM*, calculados na secção 5.6, e que foram utilizados como *input* no programa de cálculo *Code_Bright* (2014). No Quadro 6.4 são indicados os valores estimados dos parâmetros hidráulicos adotados. Do ponto de vista hidráulico, a curva de retenção aqui adotada é a indicada na Figura 5.23.

Quadro 6.3 – Parâmetros mecânicos do solo inseridos no *Code_Bright*.

Modelo BBM – componente elástica	Parâmetro	Unidades	Valor
Gradiente da linha carga/descarga para variações de p	κ		0,0055
Gradiente da linha secagem /molhagem para variações de s no domínio elástico	κ_s		0,0073
Valor mínimo do módulo de elasticidade volumétrico	K_{min}	(MPa)	0,1
Coefficiente de <i>Poisson</i>	ν		0,35
Modelo BBM – componente plástica			
Gradiente da linha de compressão normal para o estado saturado	$\lambda(0)$		0,0548
Parâmetro que define a rigidez máxima do solo	r		0,551
Parâmetro que controla o incremento de rigidez do solo com a sucção	β	(MPa-1)	0,108
Parâmetro que descreve o aumento da coesão com a sucção	K		0,002
Tensão média de tração quando a sucção é nula	p_{s0}	(MPa)	0
Tensão média de referência	p^c	(MPa)	0,079
Declive da linha dos estados críticos	M		1,55
Parâmetro responsável pelo caracter não associativo da lei de potencial plástico	α		0,4651
Índice de vazios inicial	e_0		0,73
Tensão de cedência no estado saturado	p_0^*	(MPa)	0,099

Quadro 6.4 – Parâmetros hidráulicos do solo inseridos no *Code_Bright*.

Curva de retenção – Modelo de Van Genuchten	Parâmetro	Unidades	Valor
Parâmetro do modelo a 20 °C	P_0	(MPa)	0,002
Tensão superficial a 20 °C	σ_0	(N m ⁻¹)	0,072
Parâmetro do modelo	λ	(MPa ⁻¹)	0,46
Limite inferior do grau de saturação	S_{rl}		0,04
Limite superior do grau de saturação	S_{ls}		1
Permeabilidade intrínseca – Lei de Darcy e Modelo de Kozeny			
Permeabilidade intrínseca na direção principal 1	K_{11}	(m ²)	1,02 e ⁻¹²
Permeabilidade intrínseca na direção principal 2	K_{22}	(m ²)	1,02 e ⁻¹²

Fases considerados

Na modelação numérica da fase de compressão isotrópica dos ensaios triaxiais foram estabelecidos dois estágios. O primeiro corresponde ao equilíbrio com estabelecimento das condições iniciais e de fronteira. O segundo corresponde à aplicação direta dos incrementos das tensões σ_r e σ_a , conforme as trajetórias de carga adotadas em cada ensaio e indicadas no Quadro 5.7. A modelação dos ensaios foi ainda efetuada através do controlo das deformações obtidas em cada ensaio. Neste caso, no segundo estágio os incrementos de carga, na direção radial e axial, foram substituídos por uma taxa de deformação.

Análise dos resultados da modelação da fase de compressão isotrópica

Da Figura 6.3 à Figura 6.8 são mostrados os resultados obtidos na modelação numérica da fase de compressão isotrópica dos ensaios triaxiais. Nos gráficos estão indicados os resultados da modelação onde foi considerada a variação do volume específico do solo por aplicação de incrementos de tensão e por controlo dos deslocamentos.

Nos ensaios realizados em condições saturadas (Figura 6.3 a Figura 6.5) verificou-se existir concordância entre os resultados experimentais e os obtidos pela modelação, em especial na fase de carga, onde, com exceção do ensaio designado por sat_06, se verificou uma resposta idêntica do modelo quer no caso da modelação realizada considerando incrementos de tensão quer na modelação realizada por controlo dos deslocamentos. No final da fase de carga do ensaio designado por sat_06 (Figura 6.4) verificou-se que no caso da modelação realizada por incrementos de tensão os valores do volume específico foram subestimados relativamente aos resultados obtidos experimentalmente. Na simulação realizada por controlo dos deslocamentos os valores de tensão ultrapassaram a tensão de confinamento aplicada durante o ensaio de compressão isotrópica. Este resultado, menos coerente com o resultado experimental, é

atribuído ao facto de o ensaio identificado por sat_06 apresentar, na fase inicial de descarga, um aumento do volume específico, apesar da diminuição da carga. Relativamente à fase de descarga verifica-se que na simulação numérica a variação de volume é subestimada em particular no caso do ensaio sat_06. No entanto, verifica-se que a inclinação do troço do gráfico que correspondentes à fase de descarga é paralelo ao resultados experimentais.

O ajuste que se verificou entre os resultados da simulação numérica e os resultados experimentais dos ensaios de compressão isotrópica realizados no solo saturado, permite concluir que os valores da tensão de cedência, p_0^* , do declive da linha de compressão normal, $\lambda(0)$, e do gradiente da linha de descarga, κ , foram estimados de forma adequada a partir dos resultados experimentais.

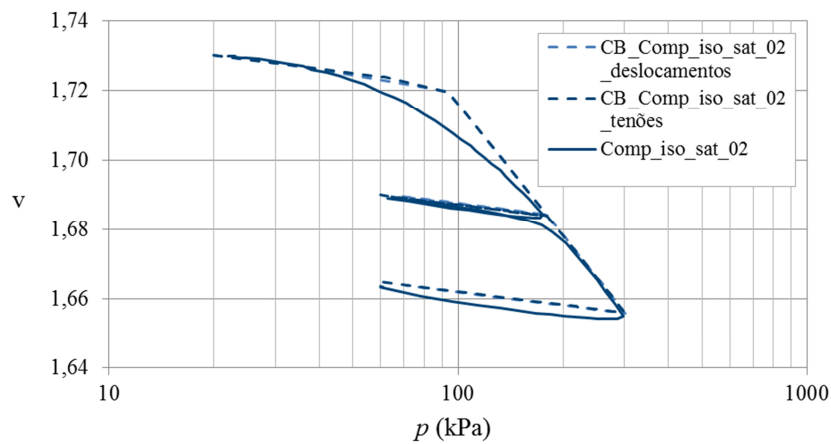


Figura 6.3 – Ensaio de compressão isotrópica sat_02.

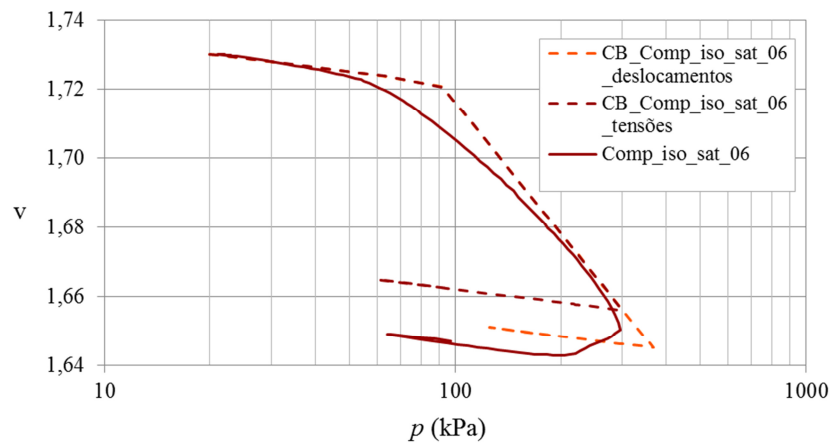


Figura 6.4 – Ensaio de compressão isotrópica sat_06.

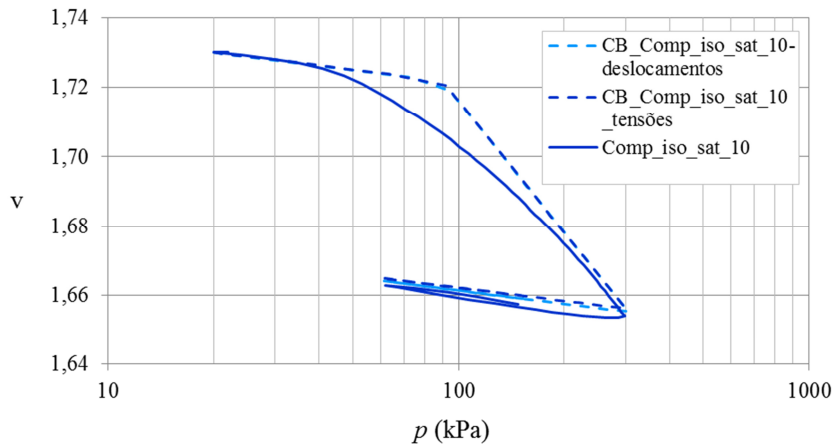


Figura 6.5 – Ensaio de compressão isotrópica sat_10.

Na modelação dos ensaios realizados com o solo em condições não saturadas (Figura 6.6 a Figura 6.8) foi obtida uma correspondência bastante satisfatória entre os resultados obtidos na modelação e experimentalmente.

Na fase de carga dos ensaios designados por NaCl_03 e Ca(NO₃)₂4H₂O_09 verifica-se existir um pequeno desfasamento entre os resultados obtidos na modelação e os resultados experimentais, este desfasamento indica que para estes ensaios o valor da tensão de cedência foi subestimado. No entanto, na modelação o declive da linha de compressão normal para os diferentes valores de sucção, $\lambda(s)$, apresenta um andamento aproximadamente paralelo ao alcançado durante os ensaios. O valor do parâmetro $\lambda(s)$ é controlado pelo declive da linha de compressão normal obtido para o solo saturado, $\lambda(0)$, e pelas constantes de solo r e β , sendo importante a estimativa adequada destes parâmetros pois além de controlarem os gradientes e as posições de linhas de compressão normal, para diferentes valores de sucção, controlam a forma da superfície de cedência LC e o modo como esta se expande quando é ultrapassado o domínio elástico.

Na fase de descarga e recarga a simulação numérica do ensaio designado por NaCl_03 mostra que neste ramo a variação de volume é ligeiramente superestimada, no entanto, a inclinação do troço correspondente à fase de descarga e recarga mantém-se aproximadamente paralela à obtida nos resultados experimentais. Os resultados da modelação que correspondem à fase de descarga no final dos ensaios, em particular nos ensaios designados por NaCl_03 e NaCl_04, mostram que a variação de volume obtida no final subestimou os valores da variação de volume calculados experimentalmente. Esta discrepância nos valores obtidos para o volume final pode ser devida ao facto de na fase de descarga dos ensaios NaCl_03 e 04 ter sido registado um decréscimo do volume de vazios, apesar da diminuição da carga aplicada.

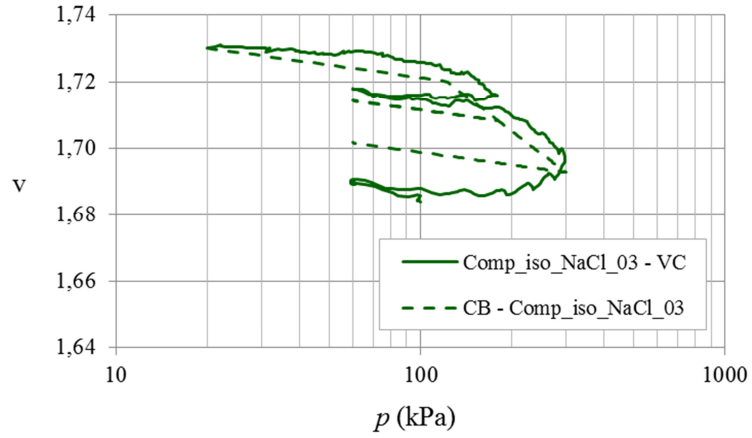


Figura 6.6 – Ensaio de compressão isotrópica NaCl_03.

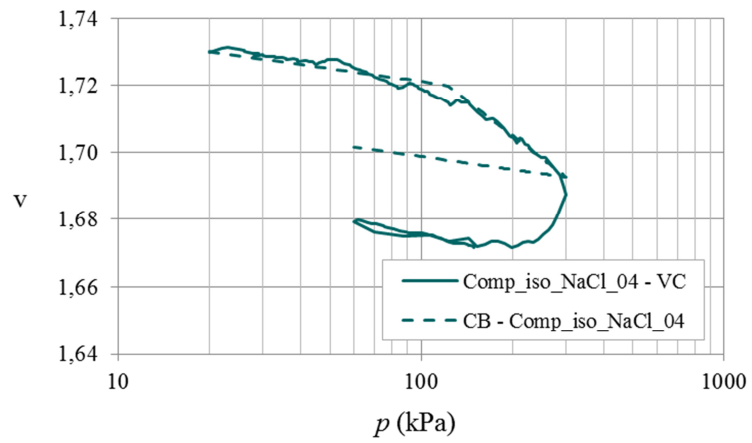


Figura 6.7 – Ensaio de compressão isotrópica NaCl_04.

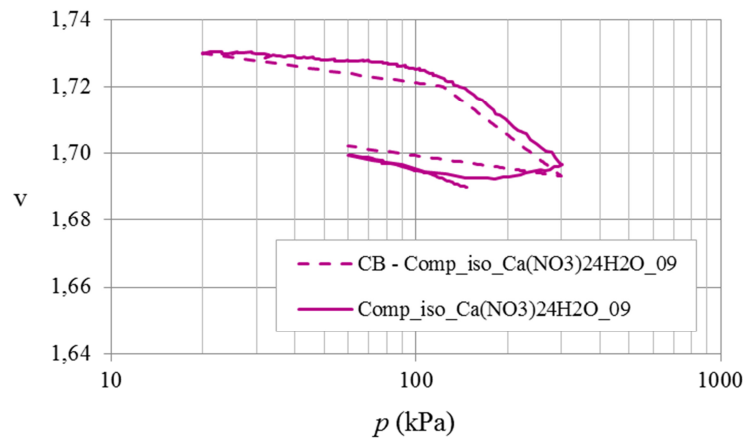


Figura 6.8 – Ensaio de compressão isotrópica Ca(NO3)2 4H2O_09.

6.2.2 MODELAÇÃO DA FASE DE CORTE

A modelação da fase de corte dos ensaios triaxiais permitiu calibrar os parâmetros do modelo BBM associados a trajetórias de corte – o módulo de distorção G , a inclinação M da linha dos estados críticos e a constante do modelo k .

Na modelação da fase de corte foi adotado um modelo de cálculo idêntico ao estabelecido para a fase de compressão isotrópica, com exceção do topo do provete, onde, durante o cálculo foi simulado o incremento de tensão vertical impondo uma taxa de deslocamento, idêntica à aplicada nos ensaios em laboratório, igual a 0,015 mm/min. Na direção radial foi imposta uma pressão de confinamento em função do valor estipulado para cada ensaio na direção radial.

Análise dos resultados da modelação da fase de corte

Na Figura 6.9 são apresentados os resultados da modelação da fase de corte dos ensaios de compressão triaxial realizados no solo saturado e sob diferentes valores de pressão de confinamento. São também representados os resultados obtidos na fase de corte dos ensaios realizados no solo saturado.

A análise da Figura 6.9 permite observar que o modelo não traduziu o comportamento dilatante do solo observado nos resultados dos ensaios de laboratório, caracterizado pela existência de um ponto máximo da tensão deviatória q superior ao registado na rotura. O ensaio designado por CB_Sat_08, com pressão de confinamento inferior, e por isso maior grau de sobreconsolidação, foi o que apresentou maior desvio face ao resultado experimental. Enquanto o ensaio designado por CB_Sat_10 com menor grau de sobreconsolidação se apresenta mais próximo do resultado experimental.

Na Figura 6.9 c) a evolução da deformação volumétrica, $\delta\varepsilon_v$, em função da deformação distorcional, $\delta\varepsilon_s$, mostra que, na fase inicial do ensaio de corte, o solo diminui de volume, ou seja, revela uma resposta contrátil, após o que passa a dilatante. Com exceção do ensaio CB-Sat_08, nos resultados obtidos na modelação é também observada diminuição de volume, no entanto, para valores da deformação distorcional superiores a 10%, essa variação volumétrica permanece constante sem que se observe comportamento dilatante. No ensaio CB-Sat_08, tal como no ensaio de laboratório, observa-se inicialmente comportamento contrátil seguido de comportamento dilatante, no entanto a partir de 5% da deformação distorcional a variação volumétrica permanece constante não acompanhando, por isso, a trajetória dilatante obtida experimentalmente.

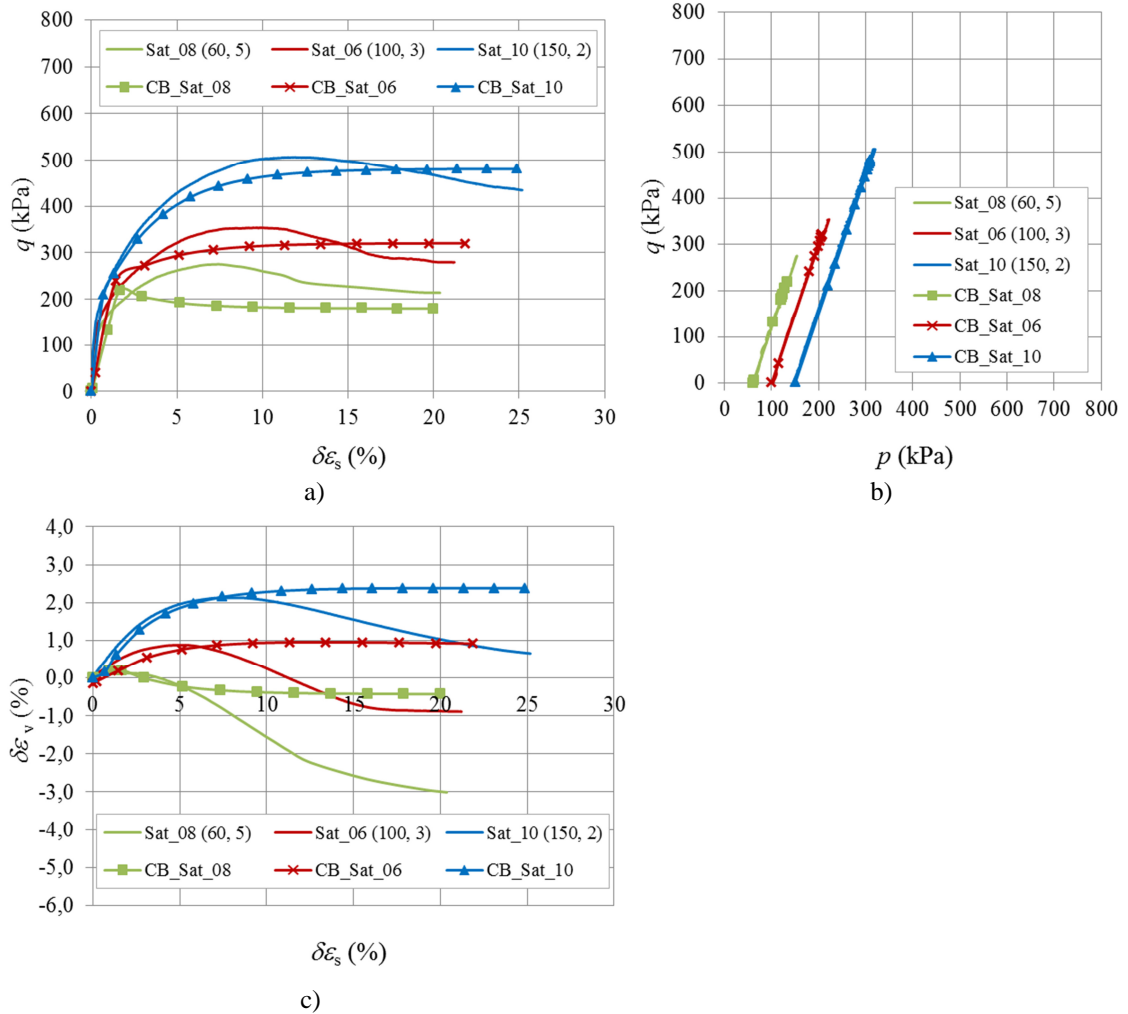


Figura 6.9 – Fase de corte em solo saturado: a) evolução da tensão deviatórica q com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajetórias de tensão; c) evolução da deformação volumétrica $\delta\epsilon_v$ com a deformação distorcional $\delta\epsilon_s$.

Na Figura 6.10 são apresentados os resultados da modelação da fase de corte dos ensaios de compressão triaxial designados por NaCl, onde se admitiu o solo não saturado e sob diferentes valores de pressão de confinamento. São também representados os resultados obtidos na fase de corte dos ensaios realizados no solo não saturado. De forma análoga na Figura 6.11 são apresentados os resultados da modelação da fase de corte dos ensaios de compressão triaxial designados por $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$.

A análise da Figura 6.10 e da Figura 6.11 mostra que os resultados obtidos na modelação da fase de corte onde se admitiu o solo em estado não saturado são idênticos aos observados na modelação dos ensaios em condições saturadas.

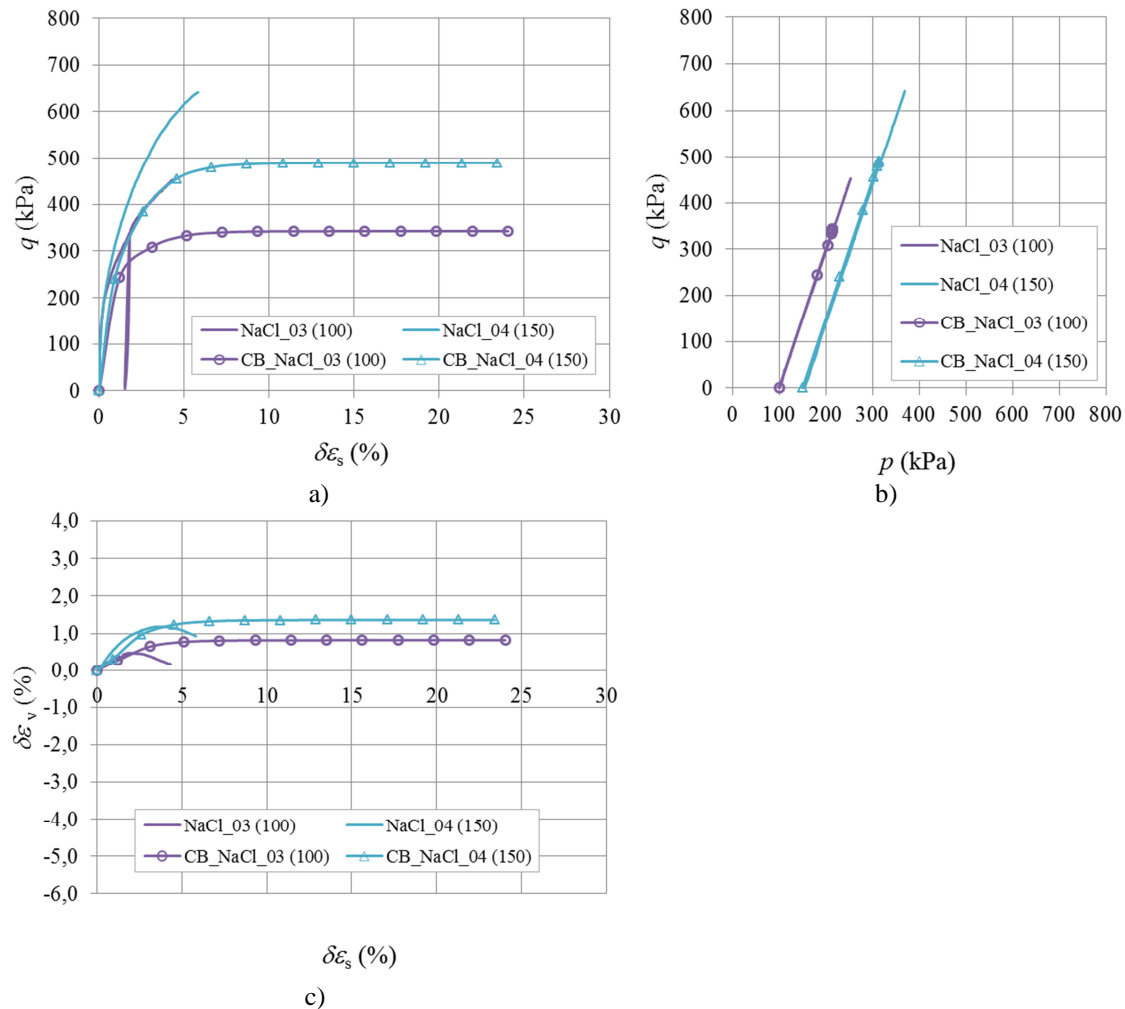


Figura 6.10 – Ensaio em solo não saturado NaCl: a) evolução da tensão deviatória q com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajetórias de tensão; c) evolução da deformação volumétrica $\delta\epsilon_v$ com a deformação distorcional $\delta\epsilon_s$.

Os resultados obtidos na modelação da fase de corte dos ensaios triaxiais revelam dificuldade por parte do modelo BBM em traduzir a resposta dilatante do solo observada nos resultados experimentais.

Num estudo realizado por Macari e Arduino (1995) é referido pelos autores que o modelo Cam Clay não reproduz adequadamente a resposta de solos fortemente sobreconsolidados. Por conseguinte, sendo o modelo Cam Clay a base do modelo BBM, poderá ser admitido que este também não reproduza adequadamente a resposta do solo quando em condições sobreconsolidadas como é o caso dos ensaios aqui apresentados com grau de consolidação entre 2 e 5.

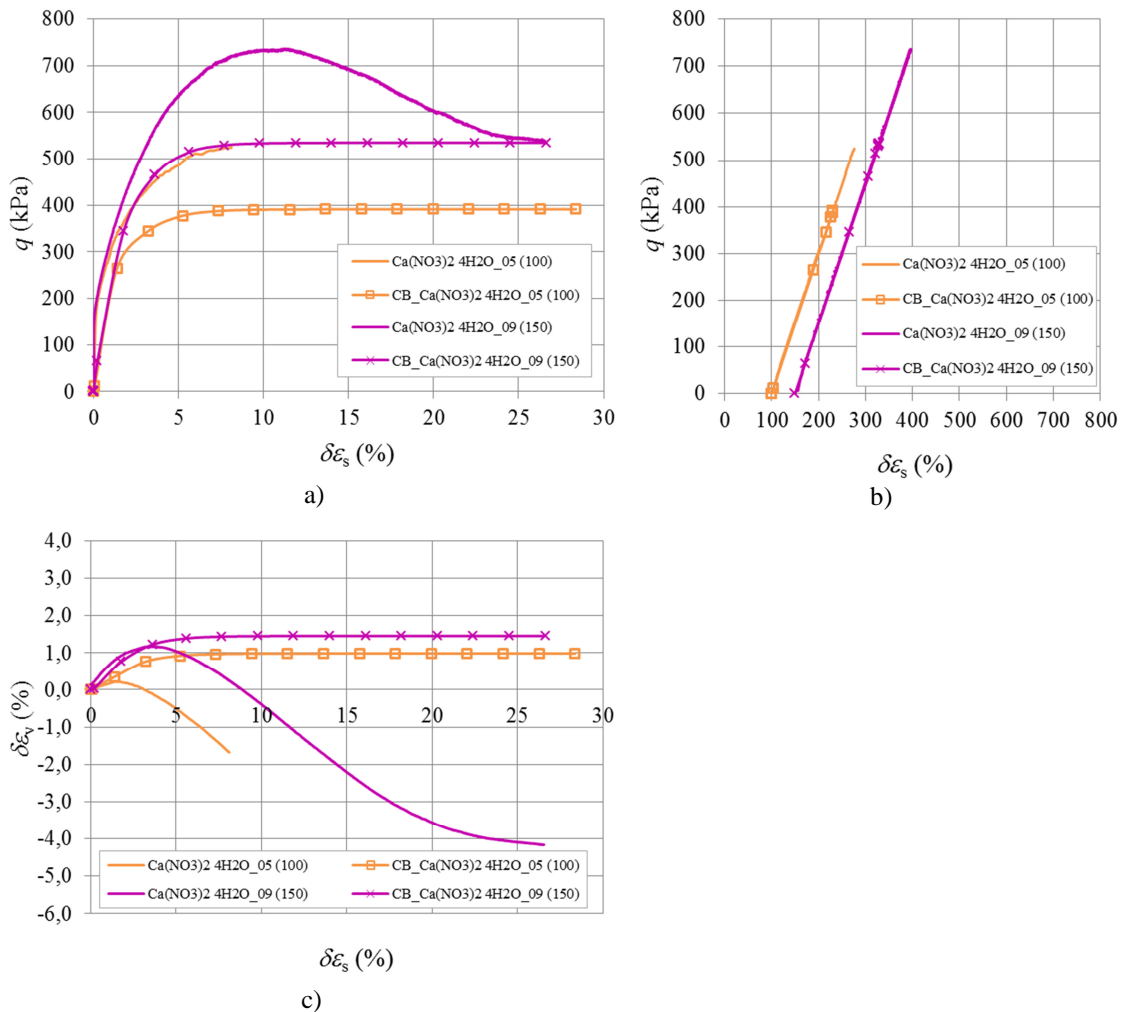


Figura 6.11 – Ensaio em solo em solo não saturado $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$: a) evolução da tensão deviatórica q com a deformação distorcional, $\delta\epsilon_s$; b) trajectórias de tensão; c) evolução da deformação volumétrica $\delta\epsilon_v$ com a deformação distorcional $\delta\epsilon_s$.

6.3 MODELAÇÃO DOS EFEITOS CLIMÁTICOS NUM ATERRO VIÁRIO

6.3.1 AÇÕES E PROPRIEDADES DO MODELO

Considera-se um aterro viário analisado sob a ação do peso próprio e dos efeitos climáticos correspondentes a duas localidades de Portugal Continental.

O peso próprio evoluiu durante o processo construtivo de acordo com a geometria correspondente a cada fase construtiva. As ações climáticas consideradas correspondem aos valores médios diários da humidade relativa, da temperatura e da precipitação atmosférica.

A Figura 6.12 representa a distribuição climática em Portugal Continental segundo a classificação de Köppen – Geiger, estabelecida a partir dos resultados das normais climatológicas entre 1971 e 2000. Ilustra que, na maior parte do território continental, o clima é

temperado (tipo *C*), com a exceção de uma pequena região do Baixo Alentejo, no distrito de Beja, onde o clima é árido (tipo *B*) de estepe (subtipo *BS*) fria associado a latitudes médias (variedade *BSk*). As zonas de clima temperado apresentam um verão seco (subtipo *Cs*), mas este pode ser quente (variedade *Csa*), como o que ocorre nas regiões interiores do vale do Douro e em parte do distrito de Bragança e a sul do sistema montanhoso Montejunto-Estrela (exceto no litoral oeste do Alentejo e Algarve), ou suave (variedade *Csb*), característico de quase todas as regiões a norte do sistema montanhoso Montejunto-Estrela e nas regiões do litoral oeste do Alentejo e Algarve (IPMA, 2016).

Para a modelação numérica foram selecionadas duas regiões de Portugal – o Minho e o Alentejo – e as localidades de Ponte da Barca (no Minho) e de Alcáçovas (no Alentejo), por apresentarem, segundo a classificação de Köppen-Geiger, características climáticas significativamente contrastantes. O clima de Ponte da Barca é caracterizado por um período marcadamente seco, no verão, com a temperatura média do mês mais quente menor ou igual a 22°C e com pelo menos quatro meses com uma temperatura média superior a 10°C. Alcáçovas tem um período marcadamente seco no verão com uma temperatura média no mês mais quente superior a 22°C, IM e AEM, (IM/AEM, sem data). No mapa da Figura 6.12 está indicada, de forma aproximada, a localização de Ponte da Barca e de Alcáçovas.

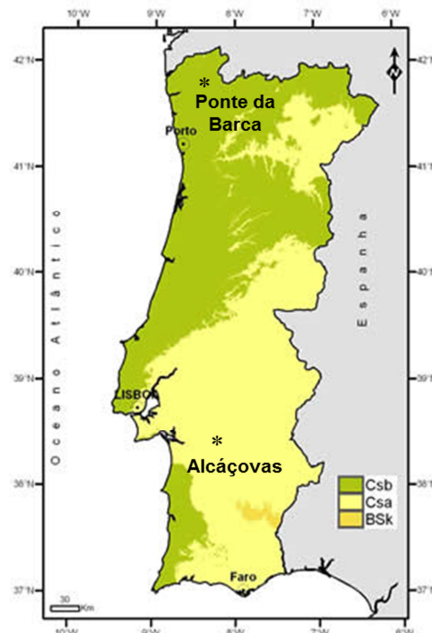


Figura 6.12 – Distribuição climática em Portugal Continental segundo a classificação de Köppen-Geiger, IPMA (2016).

Os registos meteorológicos utilizados neste estudo fazem parte da base de dados disponibilizada pelo *SNIRH* (2015) e foram registados na estação meteorológica de Alcáçovas, no concelho de Viana do Alentejo, distrito de Évora, e na estação meteorológica de Ponte da Barca, no distrito

de Viana do Castelo. A Figura 6.13 mostra os valores médios diários da precipitação, da humidade relativa e da temperatura registados na estação meteorológica de Alcáçovas entre outubro de 2004 e outubro de 2009 e a Figura 6.14 os mesmos valores médios diários registados na estação meteorológica de Ponte da Barca entre fevereiro de 2003 e fevereiro de 2008.

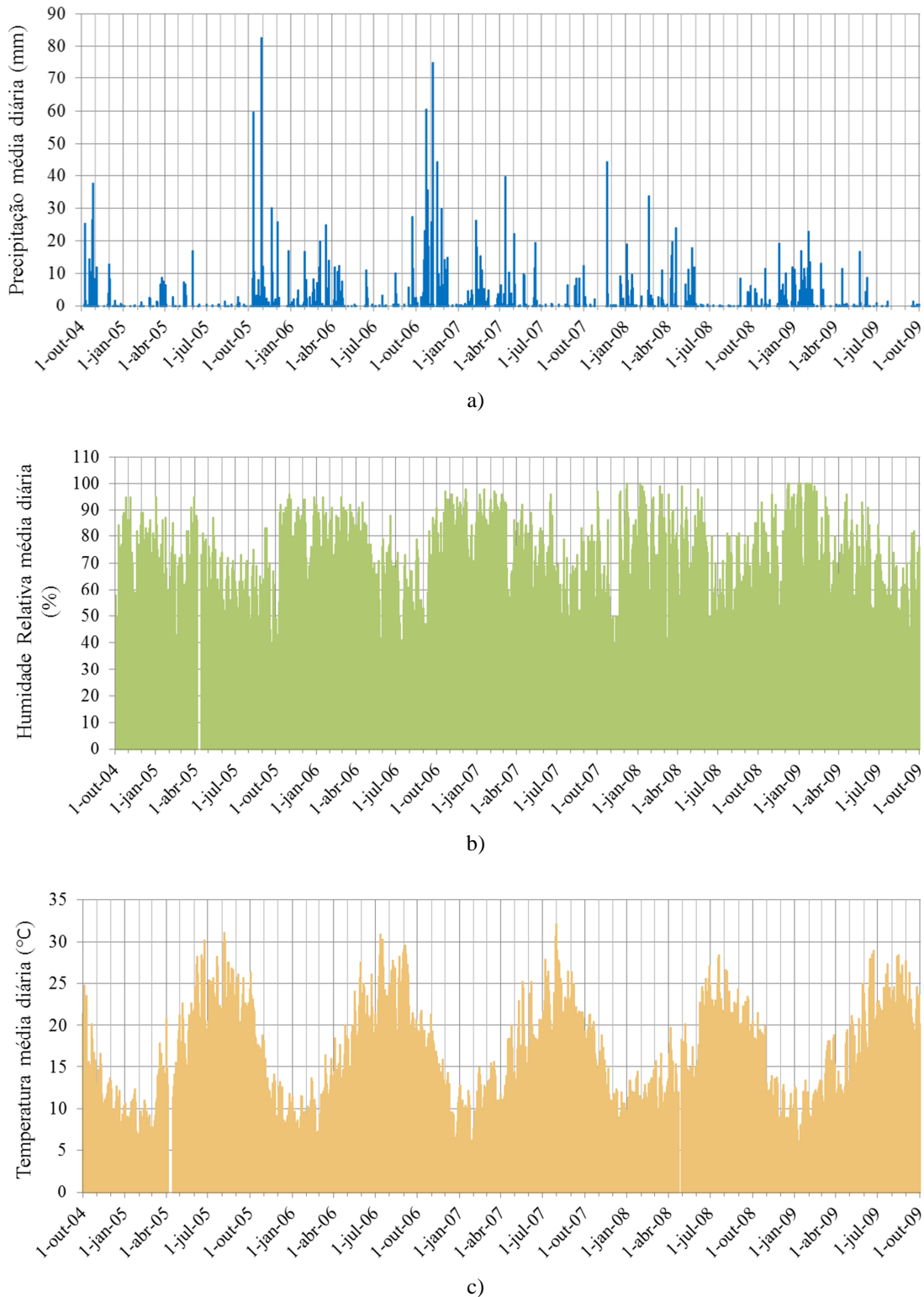
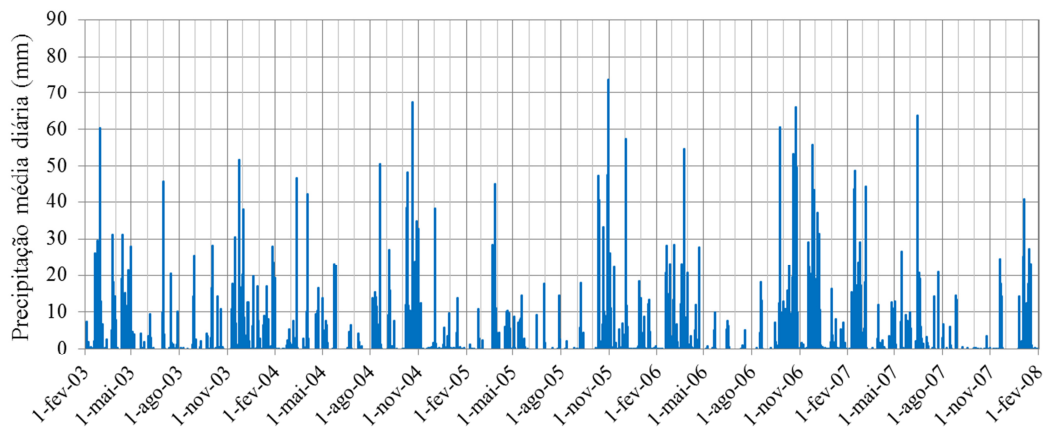
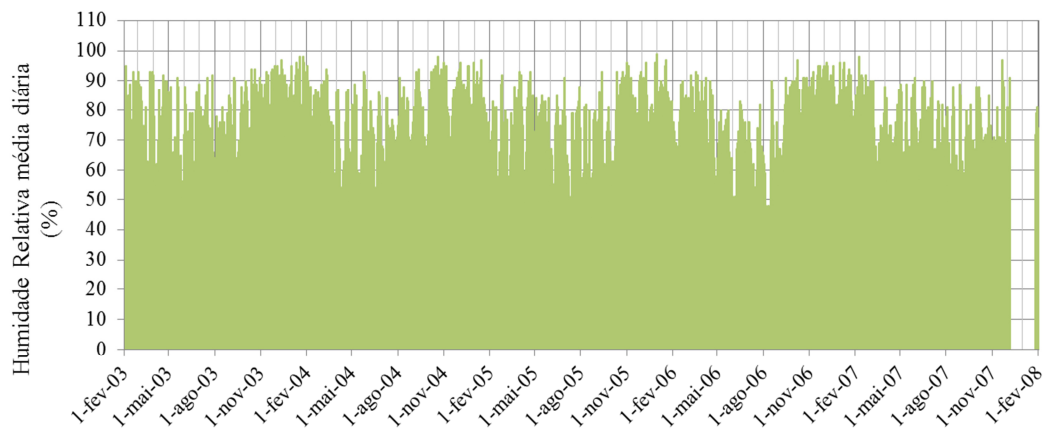


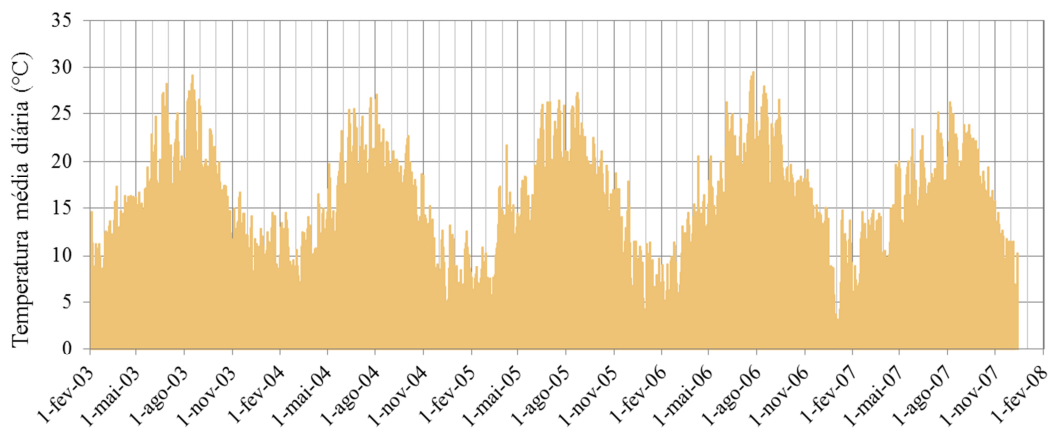
Figura 6.13 – Estação meteorológica de Alcáçovas: a) precipitação; b) humidade relativa; e c) temperatura média diária registada entre outubro de 2004 e outubro de 2009.



a)



b)



c)

Figura 6.14 – Estação meteorológica Ponte da Barca: a) precipitação; b) humidade relativa; e c) temperatura média diária registada registadas entre fevereiro de 2003 e fevereiro de 2008.

Geometria do aterro e malha de elementos finitos

O aterro, de fundação horizontal, tem altura e largura de coroamento iguais a vinte metros e taludes com uma inclinação de 1(V):1,5(H). A Figura 6.15 mostra a metade direita da secção

transversal do aterro, dada a simetria do aterro. Inclui também o terreno de fundação, admitido com uma profundidade de 50 m, de modo a limitar os efeitos das condições de fronteira na resposta do aterro sob as ações atmosféricas.

Na modelação numérica, em estado plano de deformação, foram consideradas duas fases: a primeira corresponde à construção do aterro e a segunda à fase de serviço após a construção. Na simulação foi adotado um faseamento construtivo com 20 camadas (cada uma com 1 m de espessura). Para a construção de cada camada foi considerado um período de três dias, perfazendo o período de construção do aterro um total de sessenta dias.

A malha de elementos finitos foi gerada de forma automática pelo programa de cálculo e é constituída por 2380 elementos triangulares e 1263 nós (Figura 6.16).

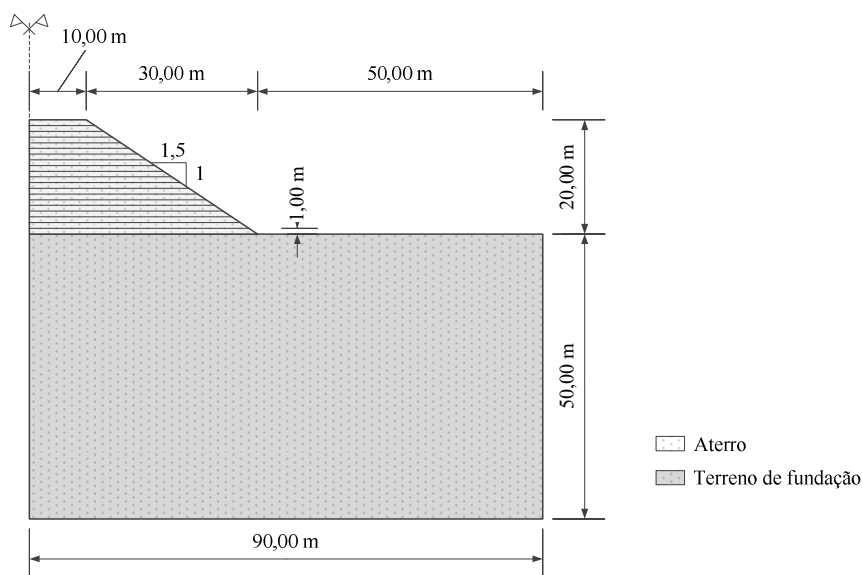


Figura 6.15 – Geometria da secção transversal do aterro (dimensões em m).

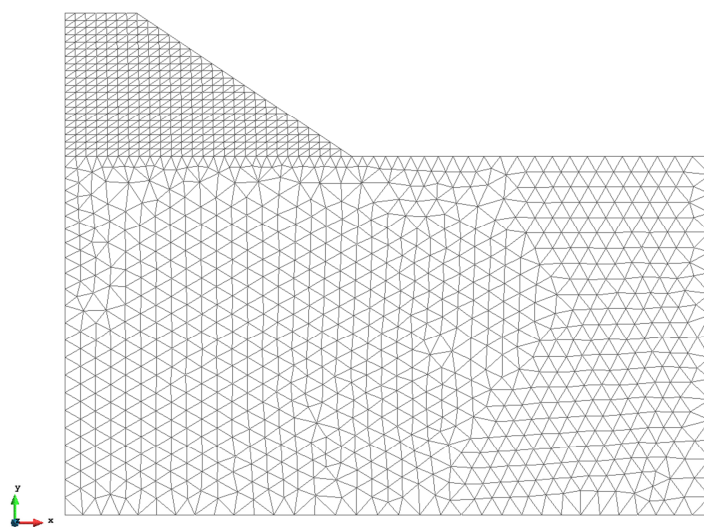


Figura 6.16 – Malha de elementos finitos.

Condições de fronteira e iniciais

No modelo numérico foram consideradas condições de fronteira de deslocamentos e hidráulicas. Relativamente às primeiras, foram impedidos os deslocamentos horizontais na fronteira esquerda da fundação e do aterro ($x=0$) e na fronteira direita da fundação ($x=90\text{ m}$), e os deslocamentos horizontais e verticais na base da fundação ($y=0$). Em termos hidráulicos, na base da fundação foi aplicada uma pressão na água e no eixo de simetria do modelo foi impedido o fluxo horizontal.

Na fundação foi adotada uma sucção inicial constante, estimada a partir dos valores médios mensais da temperatura e da humidade relativa registados no mês anterior ao início da construção. No aterro, foi adotada uma sucção inicial constante de 100 kPa , calculado a partir da curva de retenção do solo e do teor em água de colocação do material na fase de construção.

Os dados relativos ao clima foram introduzidos em todas as etapas de cálculo, com uma discretização diária, como uma condição de fronteira hidráulica. O programa *Code_Bright* considera a precipitação através de um fluxo de uma massa de água j_1^w na fronteira entre o aterro e a atmosfera. Esse fluxo é calculado pela expressão

$$j_1^w = \frac{P}{\Delta t} \rho_w \quad (6.38)$$

onde P é a precipitação volumétrica, Δt o intervalo de tempo considerado e ρ_w a massa volúmica da água no estado líquido.

A humidade relativa foi integrada através de aplicação de uma massa de água na fase gasosa ω_g^w estimada pela equação

$$\omega_g^w = \frac{HR \rho_v}{\rho_g} \quad (6.39)$$

onde HR é a humidade relativa; ρ_g a massa volúmica do gás ($1,12\text{ kg/m}^3$) e ρ_v a massa volúmica do vapor dada pela equação (6.36).

Na fronteira entre o aterro e a atmosfera foi considerada uma condição de fluxo variável no tempo. Para tal foi criado e incluído na pasta dos ficheiros *GID* um ficheiro auxiliar de dados *ASCII*, com a variação no tempo das variáveis de fluxo utilizadas na modelação. As condições atmosféricas foram aplicadas nas fronteiras expostas, as quais variam à medida que é construído o aterro. Como condições iniciais do problema, para cada camada do aterro, foram admitidos valores da sucção de 100 kPa e de temperatura de 10°C .

Modelo constitutivo

O modelo constitutivo utilizado foi o *BBM*, descrito em 5.1, que possibilita avaliar a resposta do aterro devido à variação do seu estado hídrico, ou seja, variação da sucção.

No Quadro 6.5 estão indicados os valores dos parâmetros mecânicos do modelo *BBM*, estimados na secção 5.6, e que foram utilizados no programa de cálculo *Code_Bright* (*Code_Bright*, 2014). No Quadro 6.6 são indicados os valores estimados dos parâmetros hidráulicos adotados nas análises.

Quadro 6.5 – Parâmetros mecânicos do aterro.

Modelo BBM – componente elástica	Parâmetro	Unidades	Valor
Gradiente da linha recarga/descarga para variações de p	κ		0,0055
Gradiente da linha secagem /molhagem para variações de s no domínio elástico	κ_s		0,0073
Valor mínimo do módulo de elasticidade volumétrico	K_{min}	(MPa)	0,1
Coefficiente de <i>Poisson</i>	ν		0,35
Modelo BBM – componente plástica			
Gradiente da linha de compressão normal para o estado saturado	$\lambda(0)$		0,0548
Parâmetro que define a rigidez máxima do solo	r		0,551
Parâmetro que controla o incremento de rigidez do solo com a sucção	β	(MPa ⁻¹)	0,108
Parâmetro que descreve o aumento da resistência à tração com a sucção	k		0,002
Tensão média de tração quando a sucção é nula	p_{s0}	(MPa)	0
Tensão média de referência	p^c	(MPa)	0,079
Declive da linha dos estados críticos	M		1,55
Parâmetro da lei de potencial plástico	α		0,4651
Índice de vazios inicial	e_0		0,327
Tensão de cedência no estado saturado	p_0^*	(MPa)	0,099

Quadro 6.6 – Parâmetros hidráulicos do aterro.

Curva de retenção – Modelo de Van Genuchten	Parâmetro	Unidades	Valor
Parâmetro do modelo a 20 °C	P_0	(MPa)	0,07
Tensão superficial a 20 °C	σ_0	(N m ⁻¹)	0,072
Parâmetro do modelo	λ	(MPa ⁻¹)	0,46
Limite inferior do grau de saturação	S_{rl}		0,06
Limite superior do grau de saturação	S_{ls}		1
Permeabilidade intrínseca – Lei de Darcy e Modelo de Kozeny			
Permeabilidade intrínseca na direção principal 1	K_{11}	(m ²)	$1,02 \times 10^{-12}$
Permeabilidade intrínseca na direção principal 2	K_{22}	(m ²)	$1,02 \times 10^{-12}$

No terreno de fundação foi adotado o modelo elástico linear, com um módulo de deformabilidade de 120 MPa e um coeficiente de Poisson igual a $0,35$, compatível com solos muito compactos. Do ponto de vista hidráulico, a curva de retenção aqui adotada é a da Figura 5.24.

6.3.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA MODELAÇÃO

Para ambas as regiões foi avaliada a influência do clima sobre o aterro durante a fase de construção e a longo prazo, considerando um período de 15 anos subsequente à construção. Como não se dispunha dos dados correspondentes a este período de tempo, foram aplicados três ciclos de dados de um período de cinco anos. Na região de Alcáçovas foi repetido o período entre outubro de 2004 e outubro de 2009 e na região de Ponte da Barca foi repetido o período entre fevereiro de 2003 e fevereiro de 2008. Adicionalmente, foi simulada a construção do aterro durante um período sem precipitação ou com valores reduzidos, designado por período de estio, e em período de precipitação intensa, designado por período chuvoso.

A resposta do aterro a longo prazo foi também avaliada, com os dados recolhidos na região de Alcáçovas, onde o clima tem características mais contrastantes, mediante a imposição de um conjunto de três anos consecutivos de precipitação intensa (valores correspondentes ao período entre outubro de 2006 e outubro de 2007), seguidos de três anos consecutivos de reduzida precipitação (período entre outubro de 2008 e outubro de 2009). Estes ciclos de três anos são repetidos até perfazer um período de simulação de 15 anos, pretendendo-se avaliar a influência nas deformações do aterro de anos atípicos, ou muito secos ou muito húmidos. Na Figura 6.17 está representada esta sequência de precipitação atmosférica.

Na Figura 6.18 estão indicados os perfis e os pontos escolhidos para a análise e a comparação de resultados. Os perfis 1 e 2 foram adotados para análise dos resultados após a construção do aterro. Os pontos A, B, C, D e E foram selecionados para evidenciar a influência das ações climáticas em diferentes locais do aterro. No perfil 1, o ponto A localiza-se no coroamento do aterro na zona central, o ponto C à profundidade de 3 m, na qual se antecipa que os efeitos climáticos se manifestem de forma mais suave e diferida, e o ponto D (à profundidade de 11 m) na zona de maiores assentamentos na fase construtiva dos aterros. Os pontos B e E encontram-se à superfície do talude, o primeiro à cota do ponto C e o segundo próximo do pé do talude.

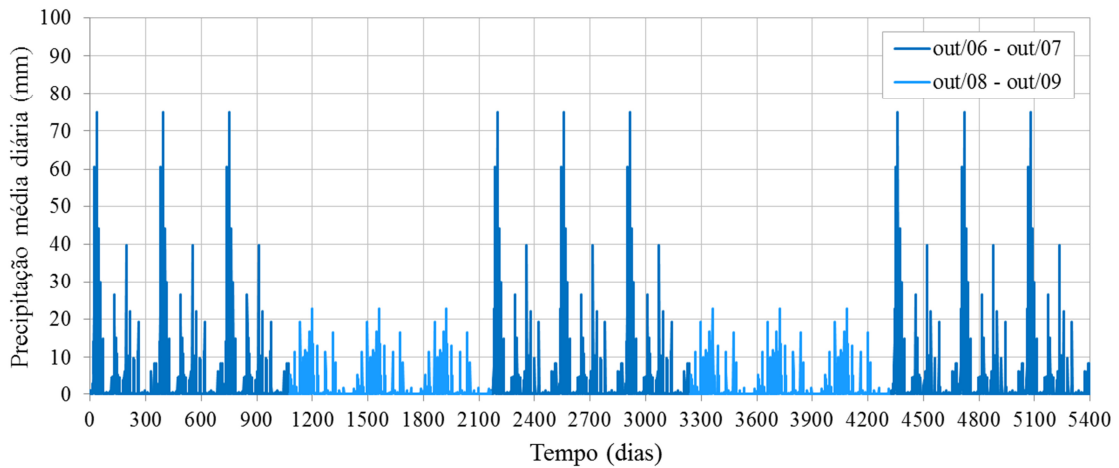


Figura 6.17 – Dados de precipitação compostos através da repetição dos intervalos entre out/06 a out/07 e out/08 a out/09.

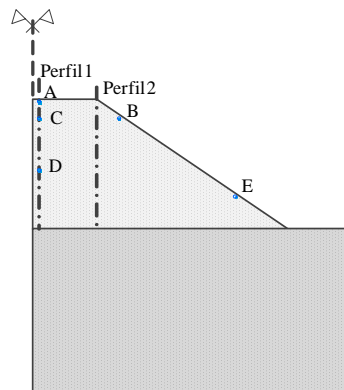


Figura 6.18 – Localização e identificação dos perfis e pontos de análise.

Construção do aterro em região de clima temperado do tipo Csa – Região de Alcáçovas

A situação de projeto correspondente à construção do aterro durante um período com precipitação pouco significativa foi identificada na modelação por *Alcáçovas jul-05* e o que se refere à construção do aterro num período com precipitação elevada foi identificado por *Alcáçovas out-05*. Na Figura 6.19 são apresentados os valores médios diários da precipitação durante o período de construção do aterro em cada uma das situações referidas.

Para a fundação foi assumido um valor inicial de sucção estimado com base nos valores médios mensais da temperatura e da humidade relativa registados no mês anterior ao início da construção. Deste modo, sendo os valores representativos da humidade relativa, respetivamente, em *Alcáçovas jul-05* e em *Alcáçovas out-05*, de 55% e 51%, foram adotados valores de sucção inicial, respetivamente, iguais a 81 e 92 kPa.

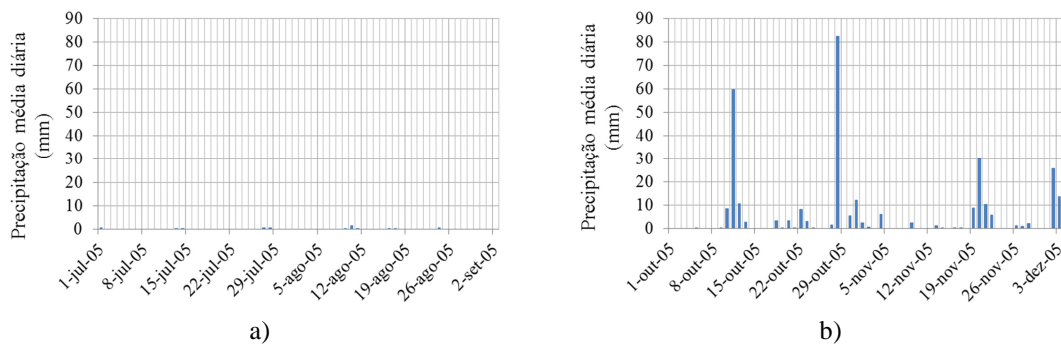


Figura 6.19 – Valores da precipitação média diária na fase de construção do aterro: a) *Alcáçovas jul-05*, b) *Alcáçovas out-05*.

Na Figura 6.20 é mostrada a evolução dos deslocamentos verticais no final da construção nos perfis P1 e P2. A amplitude dos assentamentos no perfil P2 é menor que no perfil P1, conforme seria de esperar atendendo às suas posições. A máxima deformação vertical ocorre a cerca de 60% da altura do aterro, com máximos de 1,7% e 2%, respetivamente. A forma dos perfis de assentamento corresponde ao habitualmente observado em aterros instrumentados.

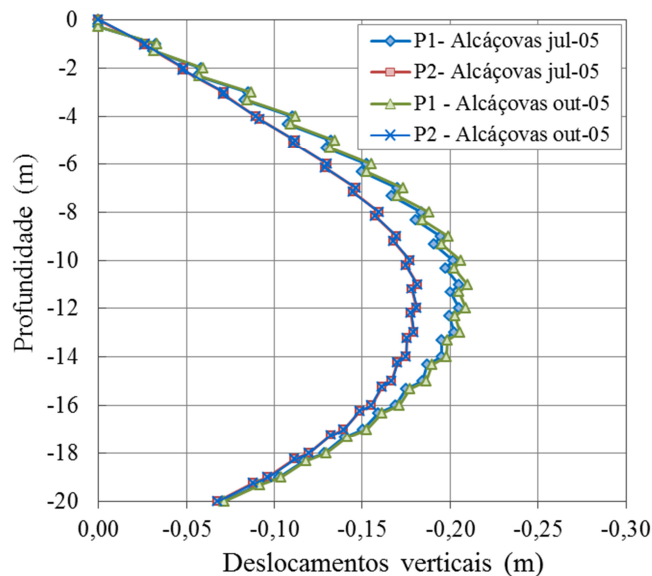


Figura 6.20 – Comparação dos deslocamentos verticais registados no final da construção do aterro ao longo dos perfis P1 e P2 em *Alcáçovas jul-05* e *Alcáçovas out-05*.

A comparação entre os resultados obtidos mostra que os deslocamentos no perfil P1 são praticamente coincidentes nas duas situações de projeto, verificando-se uma variação pouco significativa entre as profundidades 8 e 14 m, tendo na situação *Alcáçovas out-05* sido observado maior deslocamento vertical por efeito das condições climáticas. No perfil P2 o efeito climático da época de construção nos deslocamentos verticais não é visível.

Estes resultados permitem concluir que, para as situações estudadas, não se observou influência significativa da ação do clima durante a fase de construção do aterro.

A Figura 6.21 mostra a variação dos valores da sucção (pressão na fase líquida) no final da construção do aterro em *Alcáçovas jul-05* e em *Alcáçovas out-05*.

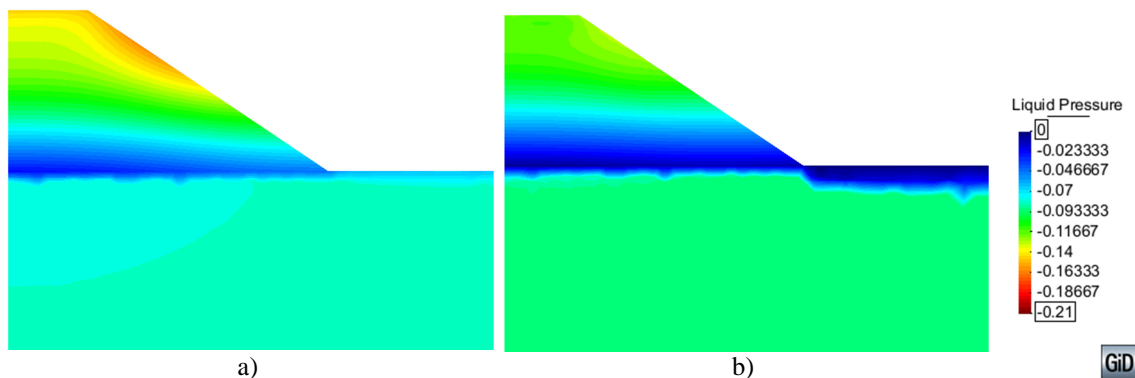


Figura 6.21 – Isolinhas de sucção (em MPa) no final da construção do aterro: a) *Alcáçovas jul-05* e b) *Alcáçovas out-05*.

No cálculo referente à construção do aterro em período de estio verifica-se um aumento da sucção, relativamente ao valor inicial de 100 kPa , sobretudo nas áreas próximas da superfície. A ausência de precipitação, a humidade relativa baixa e as temperaturas mais elevadas favorecem a evaporação da água.

O padrão das isolinhas de sucção reflete a influência conjunta da proximidade da fronteira atmosférica e o processo de secagem do terreno. Este processo conduz a que o grau de saturação do aterro diminua em profundidade, com uma menor diminuição nas zonas mais profundas, contribuindo assim para valores de sucção mais elevados à superfície. Os valores da sucção na superfície do talude mais afastada da fundação (ponto B) são mais elevados comparativamente aos obtidos no coroamento, pelo facto de ser aí maior a área unitária de exposição climática (área por unidade de volume do aterro) devido à inclinação do talude.

Na área de contacto com a fundação, a sucção no aterro diminui, relativamente ao valor de colocação, em resultado do processo de equilíbrio hídrico com a fundação. Constata-se que este processo, tanto na zona de contacto com o aterro como na zona exposta ao clima, foi relativamente rápido. De facto, durante o curto tempo de construção, regista-se um aumento, desde o valor inicial (de 81 kPa), da humidade relativa em ambas as zonas. Na primeira zona, com menor expressão (sucção próxima de 70 kPa , ligeiramente abaixo do inicial) e na segunda ocorre aumento da humidade relativa, com a sucção a aproximar-se de 55 kPa .

Na zona inicial de construção do aterro, de interface com a fundação, verifica-se a maior humidade relativa (sucção próxima de 40 kPa) presumivelmente devida à retenção da humidade inicial fruto de pluviosidade, muito reduzida, nos primeiros dias de julho. Sendo esta zona

praticamente insensível aos efeitos climáticos, não ocorreu a secagem que se identifica nas zonas mais próximas da superfície.

Em *Alcáçovas out-05*, a fase de construção decorreu em período chuvoso, pelo que comparativamente a *Alcáçovas jul-05*, os valores da sucção são mais baixos no aterro e no terreno de fundação na área exposta à atmosfera.

O padrão geométrico das isolinhas é semelhante ao caso anterior, mas com valores de sucção inferiores. As ocorrências pluviométricas nas segunda e quarta semanas de construção são determinantes na concentração de menores valores de sucção nos primeiros sete metros de aterro, mesmo na zona periférica do aterro, em que as isolinhas apresentam uma pequena curvatura convexa (reduzida influência da troca hídrica com a atmosfera).

Na zona exposta da fundação, o contacto com a atmosfera é determinante no aumento da humidade relativa nos primeiros metros de profundidade, comparativamente com o valor inicial de 92 kPa da sucção imposta.

Ação climática na Região de Alcáçovas (Alcáçovas out-05)

Na Figura 6.22 a) está representada para os pontos A, B, C, D e E a variação da tensão deviatória, q , com a tensão média, p , durante a construção do aterro, e, na Figura 6.22 b), a variação da sucção, s , com a tensão média, p , durante todo o período de análise. A Figura 6.23 mostra as trajetórias de tensão dos mesmos pontos no espaço (p, q, s).

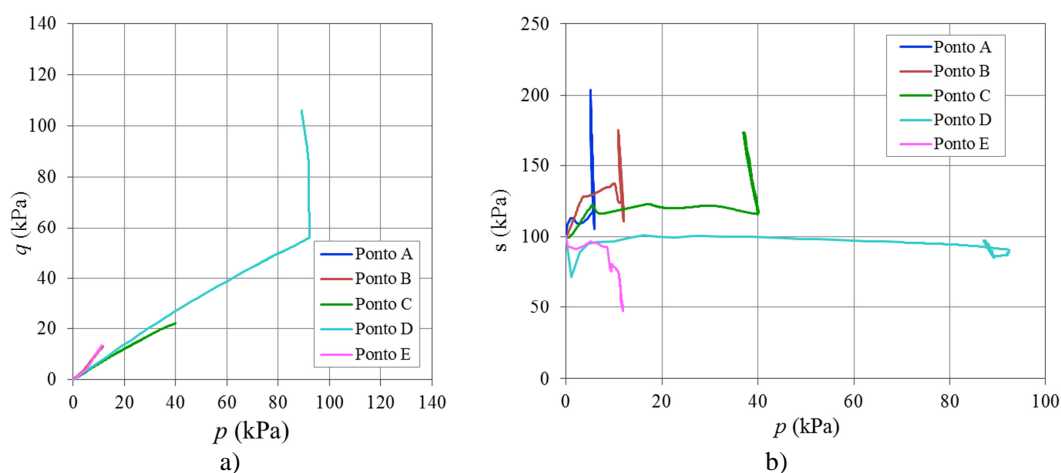


Figura 6.22 – *Alcáçovas out-05*: a) trajetórias de tensão durante a construção do aterro; b) variação da sucção s com p durante a construção do aterro e na fase posterior à construção.

A análise em conjunto das trajetórias, representadas na Figura 6.22 e na Figura 6.23, indica que a variação do estado de tensão acontece, sobretudo, durante o período de construção do aterro e

que, após a construção, essa variação é pouco significativa, havendo variação da sucção como resultado das ações climáticas, principalmente nos pontos A, B e C, que por estarem localizados mais próximos da superfície, apresentam variação da sucção com maior amplitude.

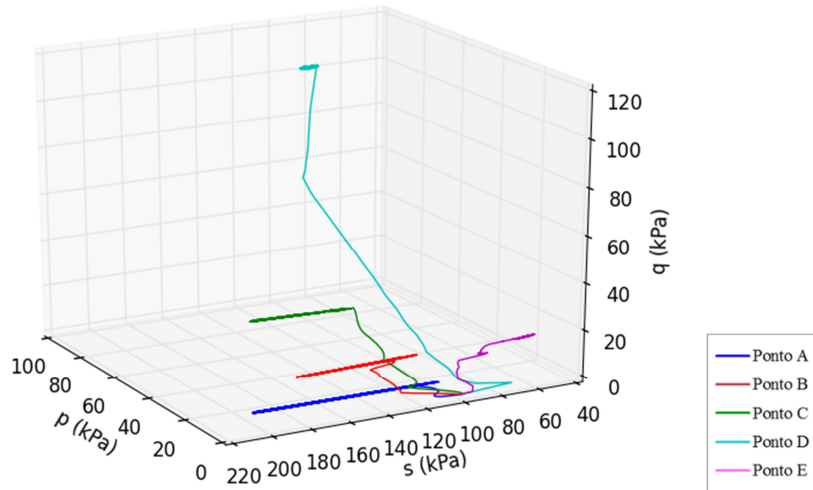


Figura 6.23 – Alcáçovas out-05: trajetórias de tensão dos pontos A, B, C, D e E no espaço (p, q, s) .

Na fase de construção, verifica-se que os valores da sucção nos pontos A, B e C registam um ligeiro acréscimo, justificado pelo facto de o período de construção das camadas que contém os pontos A, B e C acontecer após o dia 18 de novembro, onde a precipitação registada foi pouco significativa (Figura 6.19).

O ponto D pertence à camada de aterro construída entre os dias 24 e 27 de outubro, registando-se, em 28 de outubro de 2005, um episódio de elevada precipitação, cerca de 82,5 mm (Figura 6.19 b)). Este episódio contribuiu para a diminuição brusca no valor da sucção, de 100 para 70 kPa, no final da construção desta camada. Algum tempo após este evento, o valor da sucção foi recuperado para 100 kPa devido a duas circunstâncias – a ocorrência de precipitação com valores pouco significativos nos dias seguintes e a construção de novas camadas que impediram o contacto direto desta camada com a atmosfera, promovendo o equilíbrio dos valores da sucção com as camadas construídas nas fases seguintes.

A construção da camada de aterro que inclui o ponto E teve lugar entre os dias 15 e 18 de outubro. No ponto E, após a construção, a sucção diminuiu, dado que este ponto se localiza na superfície do talude e está sob a ação direta do clima. No entanto, será a proximidade à fundação que vai contribuir para que o valor da sucção no final da construção do aterro tenha atingido um valor de equilíbrio próximo de 55 kPa.

Na Figura 6.24 está representada a evolução da superfície de cedência no espaço (p, q, s) para determinados estados de tensão no ponto D. A Figura 6.24 a) mostra a trajetória de tensões no

ponto D em regime elástico, com p_0^* igual ao valor inicial de 99 kPa , bem como a superfície de cedência inicial. Na Figura 6.24 b) observa-se um aumento da tensão deviatória ainda durante a fase de construção que provoca a plastificação do solo, do que resulta um aumento da tensão de cedência p_0^* e, conseqüentemente, a expansão da superfície de cedência. A Figura 6.24 c) corresponde ao final da construção do aterro, onde o aumento da tensão deviatória continua a contribuir para o endurecimento da superfície de cedência. A Figura 6.24 d) refere-se ao período após a construção. Nesta fase, a superfície de cedência não sofre evolução e a tensão de cedência p_0^* permanece constante e igual a 114 kPa , uma vez que há uma pequena variação da sucção que faz deslocar o ponto de tensão no interior da superfície de cedência.

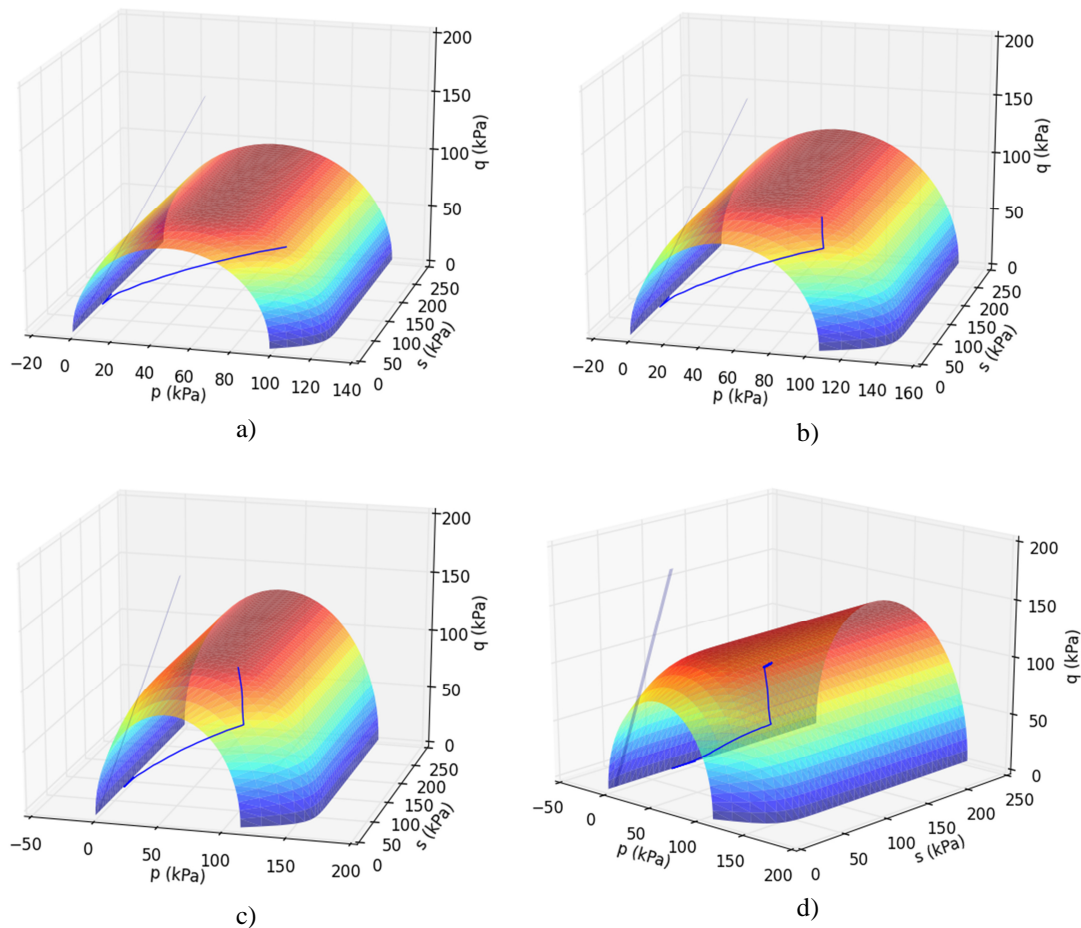


Figura 6.24 – Alcáçovas out-05: evolução da superfície de cedência e trajetória do ponto D no espaço (p, q, s) : a) durante a construção (regime elástico); b) durante a construção (regime plástico); c) final da construção; d) após 15anos.

O solo após a construção altera o seu estado hídrico resultando em variações de volume, por estar sujeito à ação do clima. Estas variações podem ser observadas através da análise dos cronogramas dos deslocamentos verticais representados na Figura 6.25 para os pontos A, B, C, D e E, durante de 15 anos, para o cenário *Alcáçovas out-05*. Na simulação, a construção do

aterro decorreu ao longo de 60 dias com início em outubro de 2005, pelo que os deslocamentos apresentados na Figura 6.25 retratam a ação do clima após dezembro de 2005.

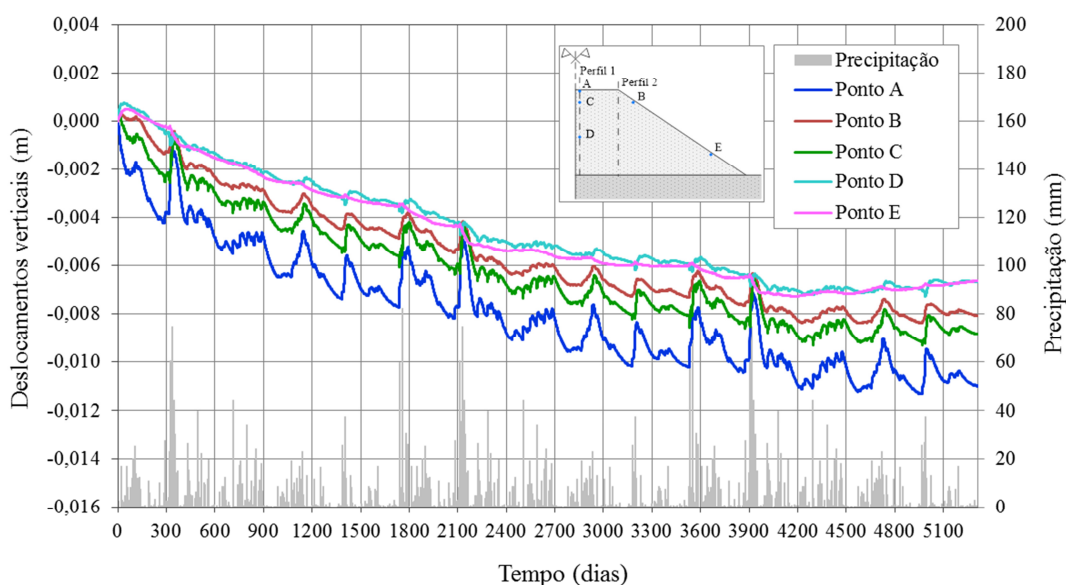


Figura 6.25 – Alcáçovas out-05: variação dos deslocamentos verticais com a precipitação nos pontos de observação.

A Figura 6.26 apresenta a variação da sucção e os valores da precipitação no mesmo período, sendo possível observar o efeito direto da precipitação nos valores da sucção.

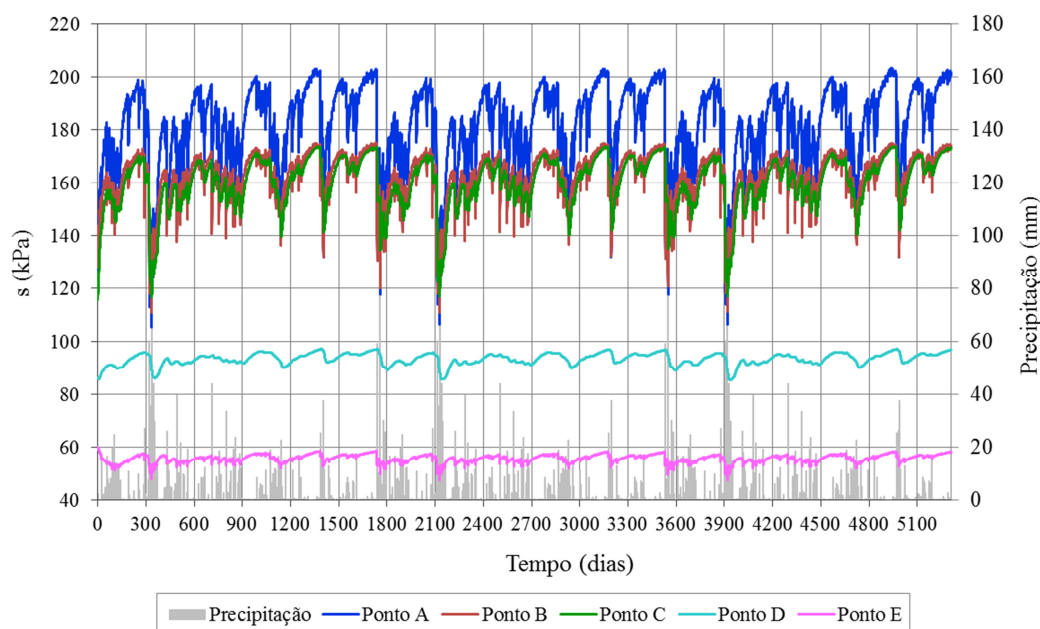


Figura 6.26 – Alcáçovas out-05: variação da sucção com os valores médios diários de precipitação.

O ponto A, no coroamento do aterro, apresenta maior amplitude na variação valores da sucção, que oscila entre 105 e 200 kPa. Em cada episódio de precipitação, o aterro diminui bruscamente

o valor da sucção, sendo os seus efeitos mais notórios à superfície. Quando se verifica diminuição ou ausência de precipitação a sucção aumenta, até um novo episódio de precipitação, em que a sucção volta a diminuir.

Os pontos B e C, construídos quase em simultâneo, apresentam evolução distinta da sucção devido à sua posição. O ponto B, por estar na superfície do talude, tem maior exposição à variação do clima, o que justifica a maior amplitude nos valores da sucção comparativamente ao ponto C, onde a variação da sucção resulta da infiltração da água a partir da superfície.

O ponto D no interior do aterro, apresenta uma variação pouco significativa dos valores da sucção, registando-se a variação de somente 10 kPa após os episódios de precipitação mais significativa. No ponto D verifica-se também a existência de um pequeno desfasamento entre o episódio de precipitação e o valor mínimo da sucção registado. O intervalo de tempo que decorre entre a ocorrência de precipitação e o registo de um valor mínimo de sucção no ponto D é de cerca de 7 dias.

No ponto E os valores da sucção apresentam-se praticamente constantes, apesar de ser um ponto na superfície do talude, também está próximo da fundação e, por isso, a sua sucção é menor e em torno dos valores que se registaram após a construção.

Os deslocamentos verticais dos diferentes pontos mostram que o seu aumento ocorre em períodos de reduzida pluviosidade, e a sua recuperação em períodos de intensa pluviosidade devido à diminuição brusca da sucção e ao conseqüente aumento de volume. A amplitude de variação destes deslocamento é também proporcional à variações da sucção. No entanto, verifica-se que, em termos médios, há uma tendência para o aumento dos assentamentos ao longo do tempo, devido a sucessivas plastificações do solo devido às ações climáticas. Apenas os pontos D e E parecem ter estabilizado e apenas registarem deformações elásticas.

A Figura 6.27 representa a variação da sucção no aterro e no terreno de fundação correspondente à ocorrência de precipitação intensa entre os dias 371 e 386. É nela possível observar a relativa rapidez da troca hídrica entre a atmosfera e o aterro num processo de humidificação nos primeiros seis a sete metros de profundidade, pela conjugação da infiltração da água (predominante) e da troca gasosa nas zonas mais superficiais (de reduzida expressão a distâncias da superfície superiores a 2 a 3 metros).

A Figura 6.27 a) mostra os valores da sucção no aterro e na fundação antes do registo do episódio de precipitação, onde se verifica que o seu valor máximo ocorre na zona do coroamento e é igual a cerca de 200 kPa . As Figura 6.27 b) a d) ilustram a variação da sucção devido à precipitação. A precipitação aumenta progressivamente o grau de saturação da

superfície para o interior do aterro, resultando na diminuição gradual da sucção. No entanto, durante o tempo de análise, estas trocas de água só foram capazes de atingir zonas relativamente superficiais. Consequentemente, após o episódio de precipitação intensa, o valor máximo da sucção regista-se no interior do aterro.

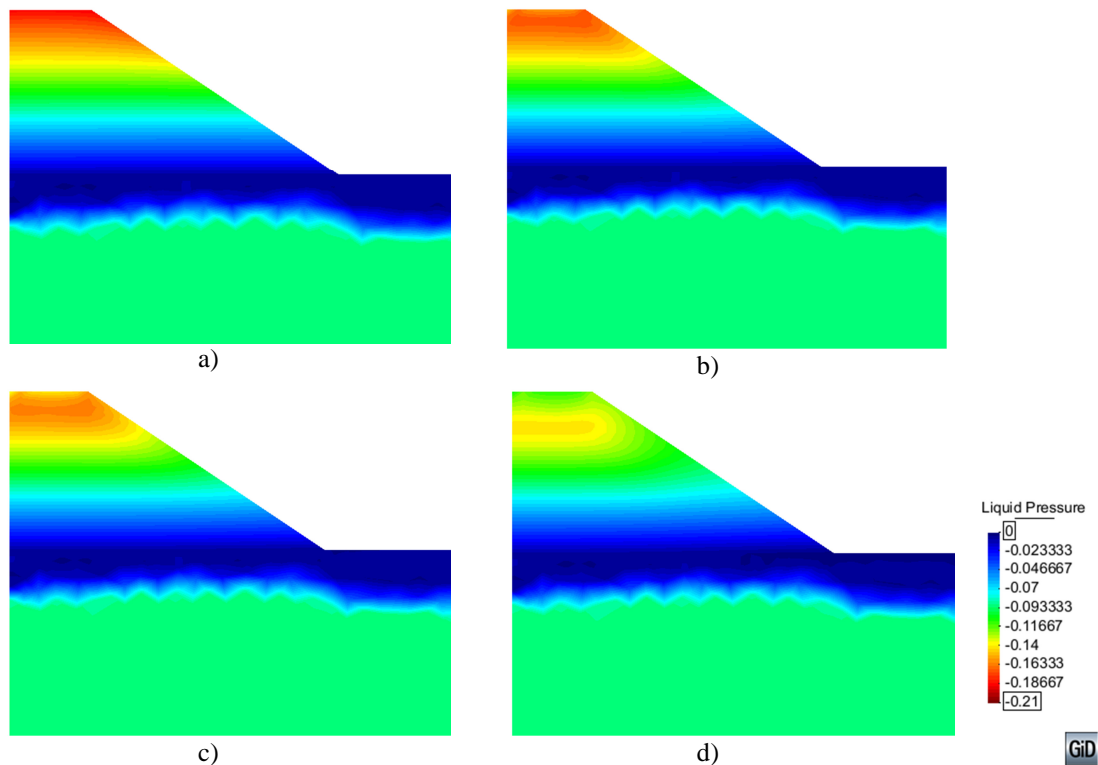


Figura 6.27 – Alcáçovas out-05: variação da sucção devida a episódio de precipitação intensa. Antes da precipitação: a) dia 371. Após início da precipitação: b) dia 379; c) dia 381; d) dia 386.

Ação climática na Região de Alcáçovas (Alcáçovas jul-05)

Na Figura 6.28 a) está representada para os pontos A, B, C, D e E a variação da tensão deviatória q com a tensão média p , durante a construção do aterro, e na Figura 6.28 b) a variação da sucção, s , com a tensão média, p , durante construção do aterro e na fase posterior à construção. A Figura 6.29 mostra as trajetórias de tensão dos pontos A, B, C, D e E no espaço (p, q, s) .

Tal descrito para *Alcáçovas out-05*, também na análise da Figura 6.28 e da Figura 6.29 se verifica que a variação do estado de tensão decorre no período de construção e que, na fase subsequente, essa variação é pouco significativa, registando-se, sobretudo, uma variação da sucção resultante da ação climática, principalmente nos pontos A, B e C, por estarem localizados mais próximos da superfície.

Durante a fase de construção, destaca-se em todos os pontos observados um acréscimo nos valores da sucção relativamente ao valor inicial de 100 kPa . Com a exceção dos pontos D e E, mais próximos da fundação, a sucção estabiliza para valores superiores ao inicial. Este aspeto é justificado pelo facto de a fase de construção ter ocorrido nos meses de julho e agosto caracterizados por ausência de precipitação, humidade relativa baixa e temperaturas elevadas.

No ponto D, a sucção estabiliza num valor próximo do valor de construção. No ponto E, a sucção estabiliza num valor próximo de 50 kPa pela sua proximidade ao terreno de fundação.

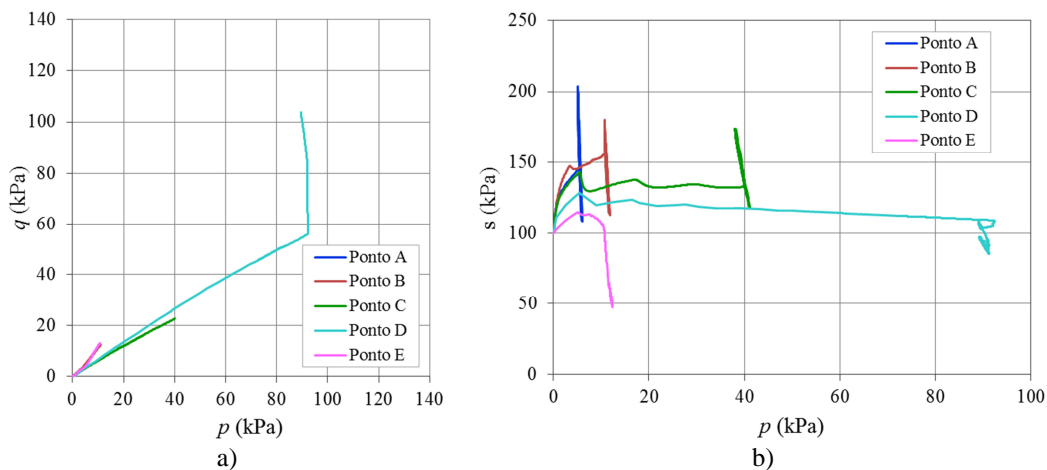


Figura 6.28 – Alcáçovas jul-05: a) trajetórias de tensão durante a construção do aterro; b) variação da sucção s com a tensão média p durante a construção do aterro e na fase posterior à construção.

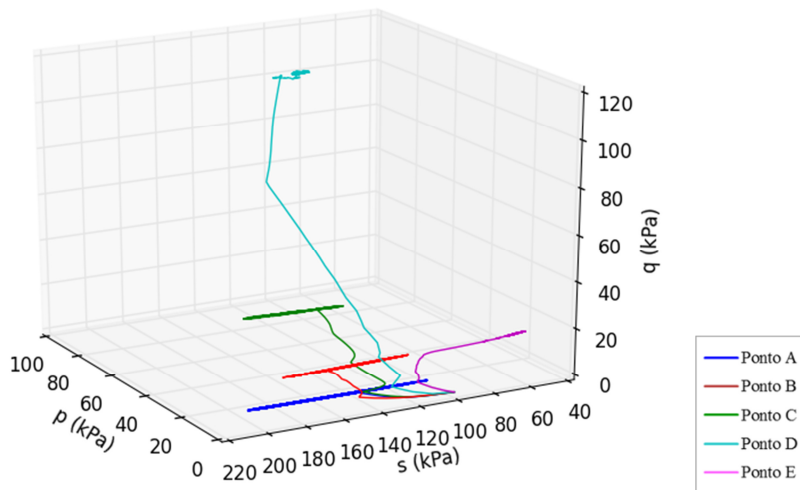


Figura 6.29 – Alcáçovas jul-05: Trajetórias de tensão no espaço (p, q, s) .

Na Figura 6.30 está representada a evolução da superfície de cedência no espaço (p, q, s) resultante da trajetória de tensões no ponto D, em tudo semelhante à Figura 6.24, incluindo a tensão de cedência p_0^* no final do período em análise que também toma o valor de 114 kPa .

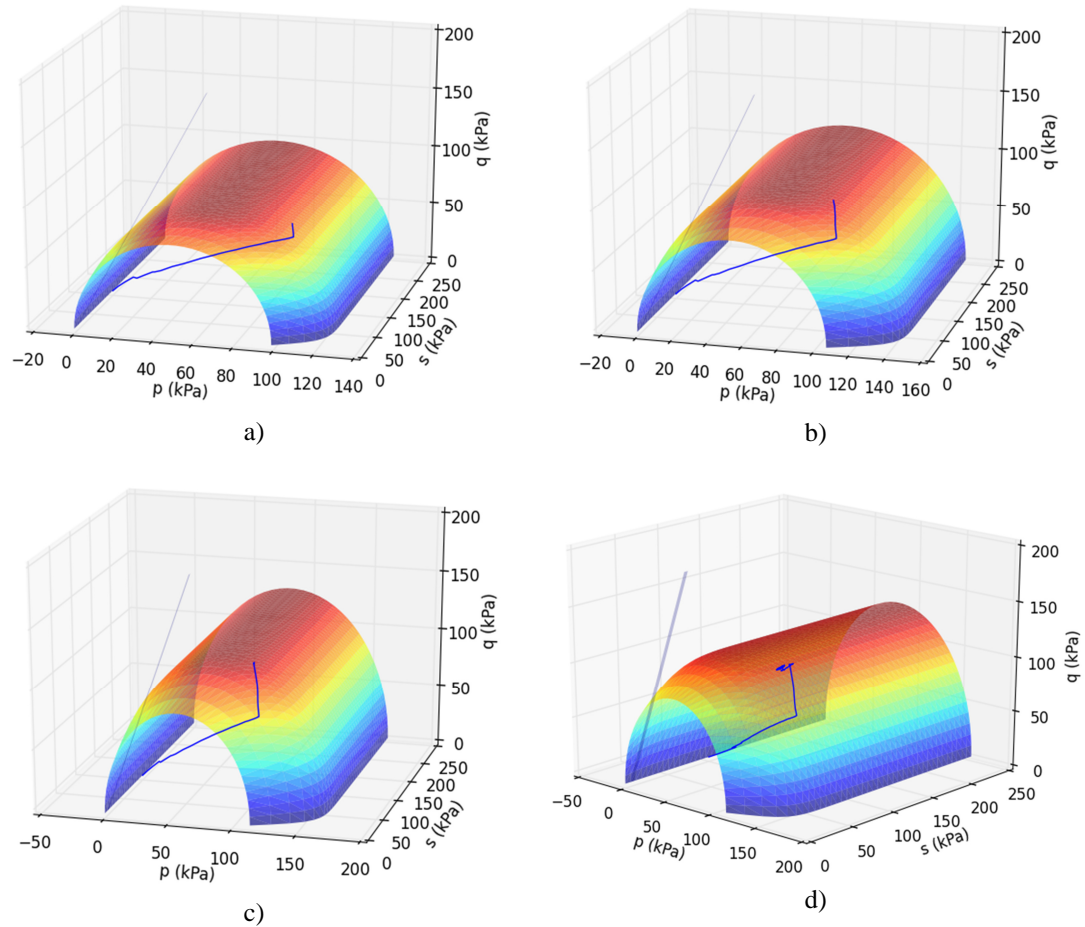


Figura 6.30 – *Alcáçovas jul-05*: evolução da superfície de cedência e trajetória do ponto D no espaço (p, q, s) : a) durante a construção (regime elástico); b) durante a construção (regime plástico); c) final da construção; d) após 15anos.

A Figura 6.31 ilustra a variação dos deslocamentos nos pontos A, B, C, D e E, após a construção (setembro de 2005), durante o intervalo de tempo de 15 anos. A análise da Figura 6.31 mostra que, ao longo do período de 15 anos, sobretudo após o dia 4000 (cerca de 11 anos após a construção), os deslocamentos verticais tendem a estabilizar. Observa-se também ser o ponto A que se observa maior amplitude dos deslocamentos verticais, cerca de 11 mm. Por este ponto se localizar no coroamento, a maior amplitude verificada nos deslocamentos verticais são o resultado, não só da exposição direta às ações do clima, mas também devido à integração das deformações ao longo de toda a espessura do aterro. A menor amplitude de deslocamentos foi registada no ponto E, com cerca de 7 mm, seguido dos Pontos B e D, com cerca de 8 mm, onde variação dos deslocamentos é praticamente coincidente.

Na Figura 6.31 estão também representados os valores diários médios da precipitação, o que permite, ao longo do intervalo de tempo considerado, avaliar a correlação temporal entre estes e os deslocamentos verticais obtidos em cada um dos pontos de observação.

Na Figura 6.31 verifica-se que, entre os dias 120 e 450, foram registados em todos os pontos de observação deslocamentos ascendentes. Estes empolamentos decorreram de episódios de precipitação muito intensa em outubro de 2005 e 2006, onde foram atingidos valores médios diários de 82 e 75 mm, respetivamente e os seus elevados valores são também induzidos pelo período seco registado durante a construção.

Será ainda de salientar que os deslocamentos estabilizados são superiores no aterro construído em período chuvoso do que no construído no período seco.

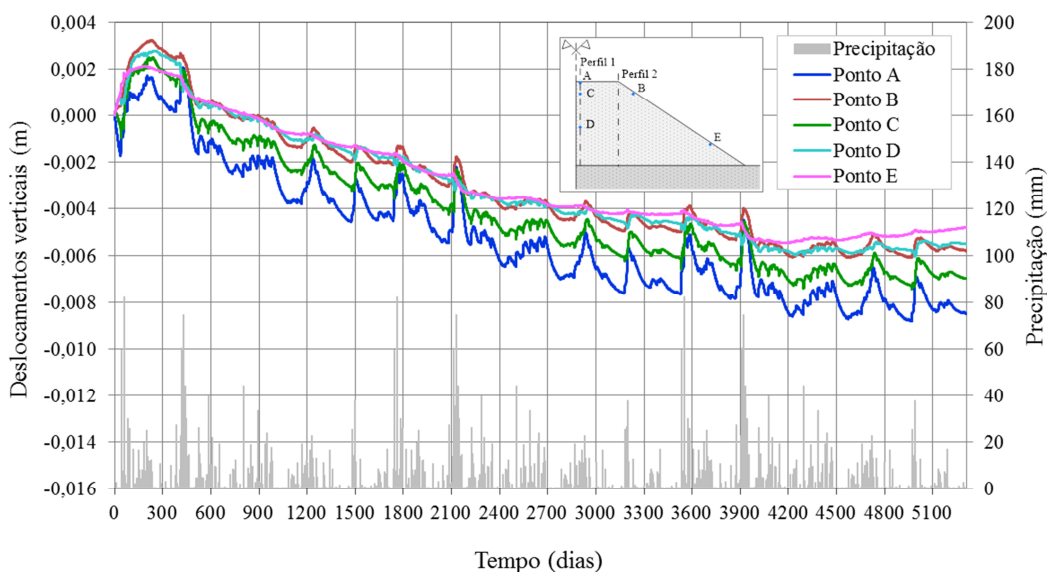


Figura 6.31 – Alcáçovas jul-05: variação no tempo dos deslocamentos verticais com a precipitação nos pontos de observação.

Na Figura 6.32 é apresentada a variação da sucção no aterro e na fundação durante o primeiro ano após a conclusão da construção deste (entre os dias 63 e 428). A Figura 6.32 a) corresponde ao dia 2 de setembro de 2005. Na Figura 6.32 b) está representada a sucção no dia 8 de outubro de 2005, que antecede um período de intensa precipitação. Entre estes dias verificou-se um aumento da sucção na zona mais superficial do aterro, devido à ocorrência de temperaturas elevadas, humidades relativas mais baixas e uma precipitação pouco significativa. A Figura 6.32 c) caracteriza a distribuição da sucção no dia 28 de outubro de 2005, após um episódio de precipitação intensa (de 82 mm), que provocou a diminuição da sucção principalmente na parte superior do aterro. A Figura 6.32 d) mostra a distribuição da sucção um ano depois de concluída a construção do aterro (dia 428), com recuperação da sucção na parte superior do aterro para valores próximos dos máximos anteriormente verificados. Próximo da fundação os valores da sucção são mais baixos. A água infiltrada na superfície do aterro vai progressivamente preenchendo os vazios do solo a maior profundidade, diminuindo a sucção. Sendo mais fácil a

infiltração na zona da fundação em contacto com a atmosfera, verifica-se que é maior na fundação a extensão da área em que a sucção é diminuta.

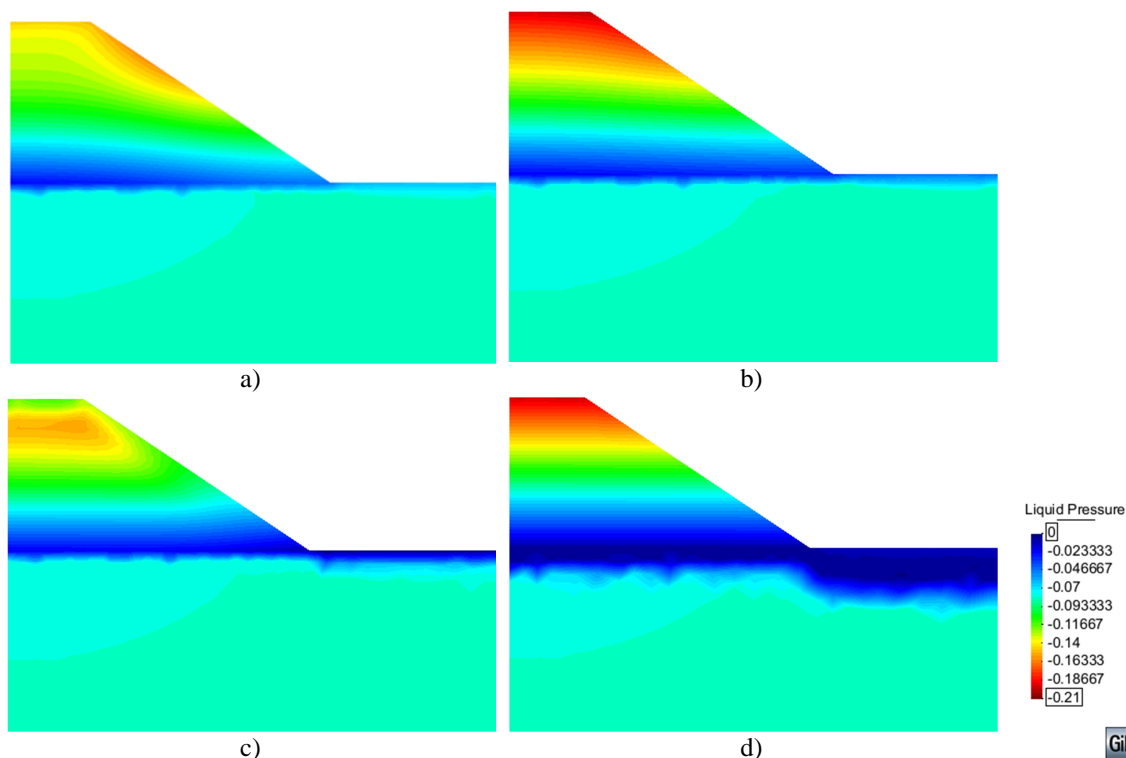


Figura 6.32 – Alcáçovas jul-05: variação da sucção no primeiro ano após a conclusão da construção do aterro: a) final da construção (dia 63); b) dia 100; c) dia 120; e d) dia 428.

A Figura 6.33 apresenta a variação da sucção após a construção do aterro e os valores da precipitação ao longo do período de estudo. Com exceção da zona inicial, a variação é idêntica à já descrita na Figura 6.26.

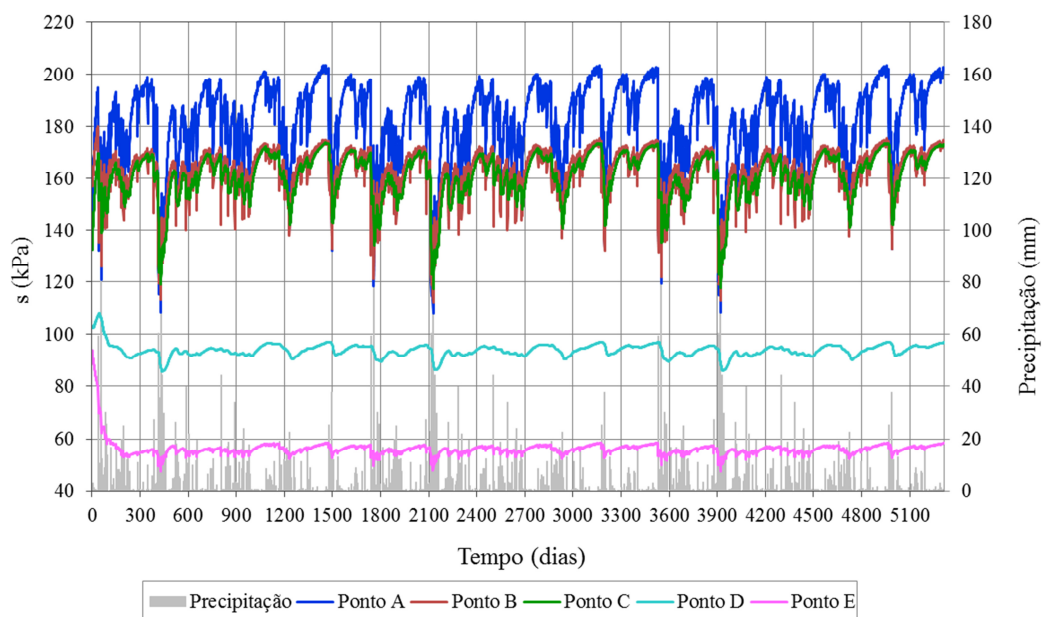


Figura 6.33 – Alcáçovas jul-05: variação da sucção com a precipitação nos pontos de observação.

Influência de períodos chuvosos seguidos de períodos de seca na Região de Alcáçovas (Alcáçovas out-05)

A análise seguinte corresponde à aplicação da ação do clima de Alcáçovas composta por três anos consecutivos de precipitação intensa seguidos de três anos de precipitação mais moderada (Figura 6.17).

Na Figura 6.34 a) está representada, para os pontos A, B, C, D e E, a respetiva trajetória de tensões durante a construção do aterro e na Figura 6.34 b) a variação da sucção, s , com a tensão média, p , durante construção do aterro e na fase posterior.

Tal como nos casos anteriores, a variação do estado de tensão ocorre principalmente durante o período de construção do aterro, enquanto na fase subsequente registam-se, sobretudo, variações de sucção, com maior amplitude nos pontos localizados mais próximos da superfície.

Durante a fase de construção, a variação dos valores da sucção é idêntica à observada na Figura 6.22 b) para o cenário de *Alcáçovas out-05*, com exceção do ponto D em que a sucção estabiliza em cerca de 85 kPa , inferior ao verificado no cenário referido.

Na Figura 6.35 são representados os valores dos deslocamentos, nos pontos A, B, C, D e E, durante o intervalo de tempo de 15 anos após a construção. Na Figura 6.35 estão também representados os valores diários médios da precipitação, o que permite, ao longo do intervalo de tempo considerado, avaliar a correlação temporal entre estes e os deslocamentos verticais obtidos em cada um dos pontos de observação.

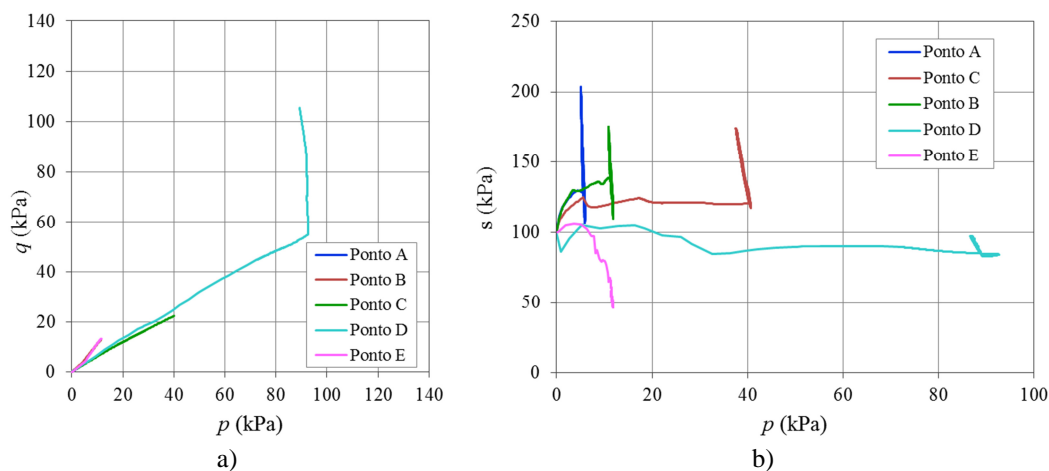


Figura 6.34 – a) Trajetórias de tensão durante a construção do aterro; b) variação da sucção s com a tensão média p durante a construção do aterro e na fase posterior à construção.

A análise da Figura 6.35 mostra, em termos médios, uma diminuição da taxa de deslocamentos ao longo do tempo. No entanto, ao contrário do que sucede nos cenários já descritos, ainda não

é clara a sua estabilização no período em análise. Nomeadamente entre os dias 3000 e 4200 os deslocamentos ainda que de forma ligeira invertem a tendência na estabilização. O período em causa corresponde aos anos com menor intensidade de precipitação (com valores médios diários inferiores a 20 mm), com as temperaturas mais elevadas e a humidade relativa mais baixa, condições que favorecem o aumento da sucção no solo.

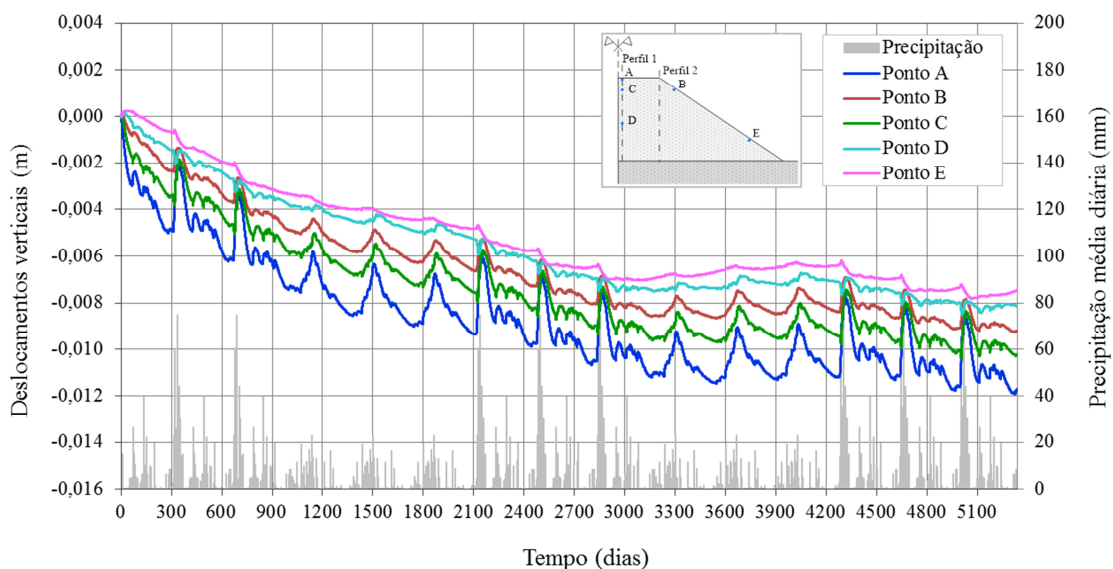


Figura 6.35 – Variação no tempo dos deslocamentos verticais com a precipitação nos pontos de observação.

A Figura 6.36 apresenta a variação da sucção após a construção do aterro e os valores da precipitação ao longo do período de estudo. A análise da Figura 6.36 mostra que a amplitude dos valores da sucção é idêntica à identificada na Figura 6.26 e na Figura 6.33.

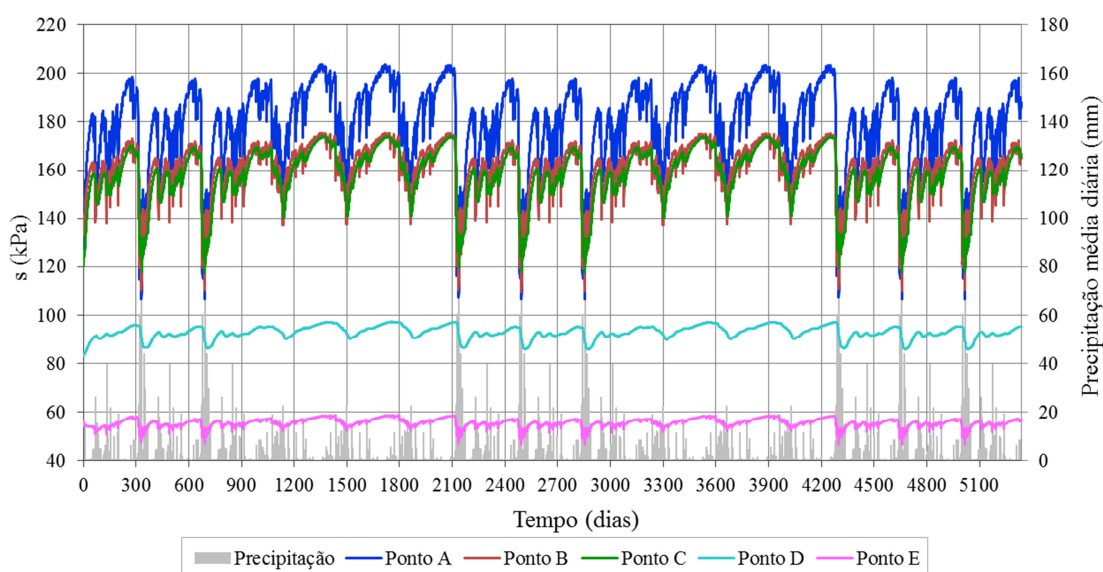


Figura 6.36 – Variação da sucção com a precipitação nos pontos de observação.

Construção do aterro em região de clima temperado do tipo Csb – Região de Ponte da barca

Na região de Ponte da Barca, e de forma semelhante do cálculo realizado na região Alcáçovas, foi efetuada a modelação do aterro admitindo a construção num período com precipitação pouco relevante e a construção durante um período de elevada precipitação. Na Figura 6.37 são apresentados os valores médios diários da precipitação registados em cada um desses períodos. A Figura 6.37 a) apresenta a situação de projeto correspondente à construção no período de reduzida precipitação, designada por *Ponte da Barca set-07*, e a Figura 6.37 b) a situação de projeto referente à construção em período de precipitação mais elevada, designada por *Ponte da Barca fev-03*.

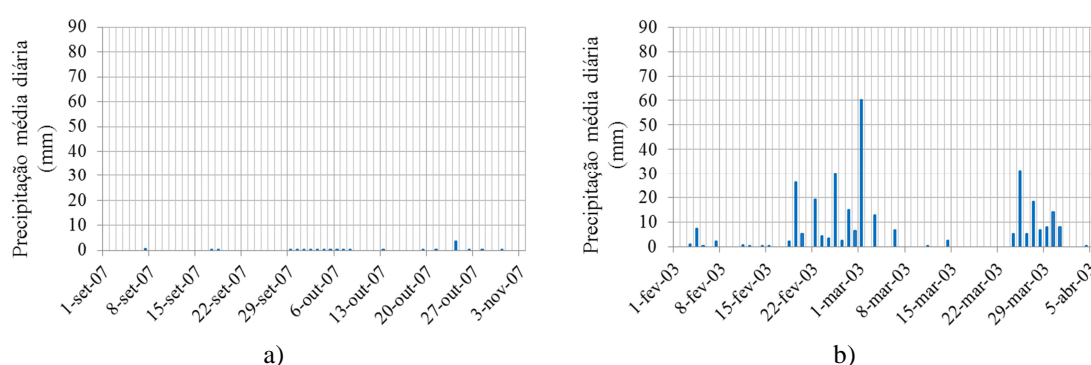


Figura 6.37 – Valores da precipitação média diária na fase de construção do aterro: a) *Ponte da Barca set-07*, b) *Ponte da Barca fev-03*.

Em cada situação de projeto foi adotado para o terreno de fundação um valor inicial de sucção, estimado com base nos valores médios mensais da temperatura e da humidade relativa, registados no mês anterior ao início da construção. Deste modo, sendo os valores representativos da humidade relativa, respetivamente, em *Ponte da Barca set-07* e em *Ponte de Barca fev-03*, de 65% e de 86%, foram adotados os valores de sucção inicial iguais a 58 e 20 kPa.

Na Figura 6.38 são mostrados os deslocamentos verticais registados no final da construção, nos perfis P1 e P2, com a ação climática de *Ponte da Barca fev-03* e de *Ponte da Barca set-07*.

Tal com anteriormente, a amplitude dos assentamentos no perfil P1 é superior à registada no perfil P2. No entanto, estes deslocamentos são praticamente independentes do clima que se verifica no período construtivo. Embora pouco significativo, o deslocamento foi superior em *Ponte da Barca fev-03*, onde a construção do aterro decorreu durante um período de elevada precipitação.

A Figura 6.39 ilustra os valores da sucção (em MPa) registados, no final da construção, no aterro e no terreno de fundação, em *Ponte da Barca set-07* e em *Ponte da Barca fev-03*.

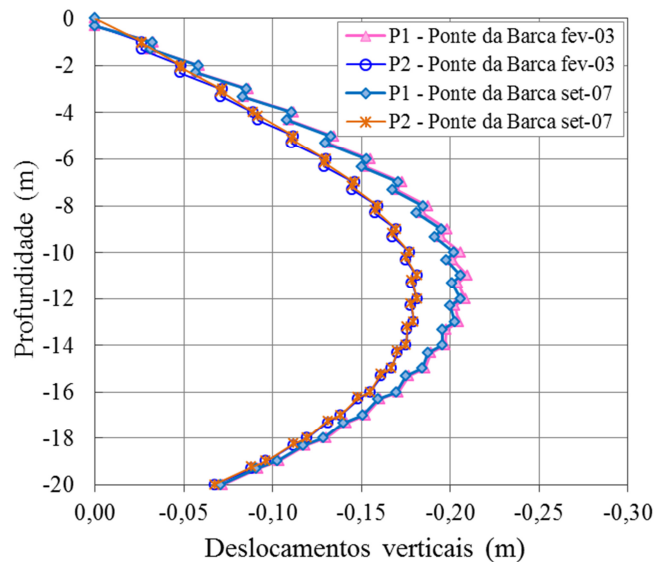


Figura 6.38 – Comparação dos deslocamentos verticais registados no final da construção do aterro ao longo dos perfis P1 e P2 obtidos com *Ponte da Barca fev-03* e *Ponte da Barca set-07*.

Em *Ponte da Barca set-07*, que corresponde à construção em período de precipitação reduzida, verificou-se aumento da sucção, relativamente ao valor inicial de 100 kPa , nas áreas mais próximas da superfície e uma diminuição no contacto com a fundação de modo a atingir o equilíbrio com o valor da sucção no terreno de fundação.

Em *Ponte da Barca fev-03*, a fase de construção decorreu em período chuvoso, o que permitiu que grande parte do corpo do aterro permaneça com o valor inicial da sucção (cerca de 100 kPa), com exceção da superfície do coroamento e da parte superior do talude, onde a sucção sofre um ligeiro aumento, como resultado dos reduzidos valores médios da precipitação na fase final da construção, e junto à fundação, local em que a sucção diminui devido ao reduzido valor inicial da sucção na fundação (20 kPa).

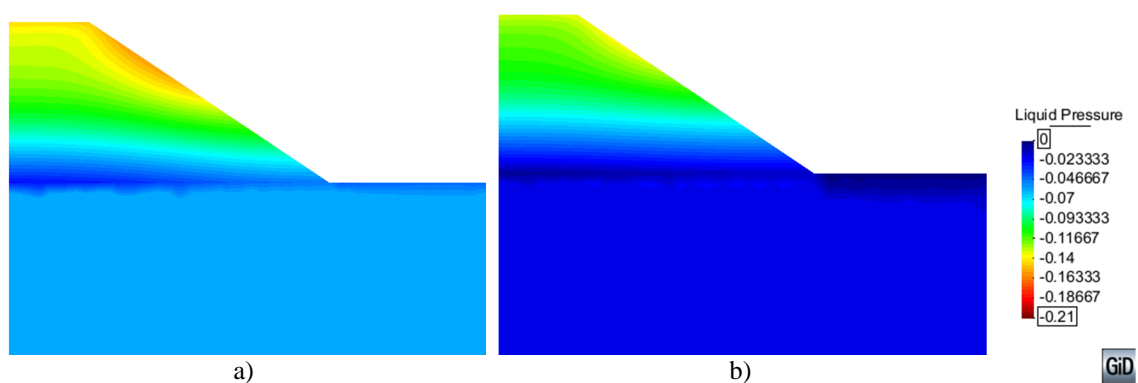


Figura 6.39 – Valores da sucção (em MPa) no final da construção do aterro: a) *Ponte da Barca set-07*, e b) *Ponte da Barca fev-03*.

Ação climática na Região de ponte da barca (Ponte da Barca fev-03)

A resposta do aterro a longo prazo sob a influência climática foi efetuada com a exposição do aterro à ação do clima, após a construção, durante um intervalo de 15 anos. Por não se dispor de dados do clima para um período consecutivo de 15 anos, a ação do clima foi estabelecida repetindo três vezes os dados disponíveis para o período de cinco anos indicados na Figura 6.14.

Na Figura 6.40 a) está representada, para os pontos A, B, C, D e E, a trajetória de tensões durante a construção do aterro e, na Figura 6.40 b), a variação da sucção, s , com a tensão média, p , durante todo o período em análise. Como seria de esperar, as trajetórias de tensão durante a construção são muito semelhantes às obtidas anteriormente em Alcáçovas, dado que os deslocamentos obtidos também o foram.

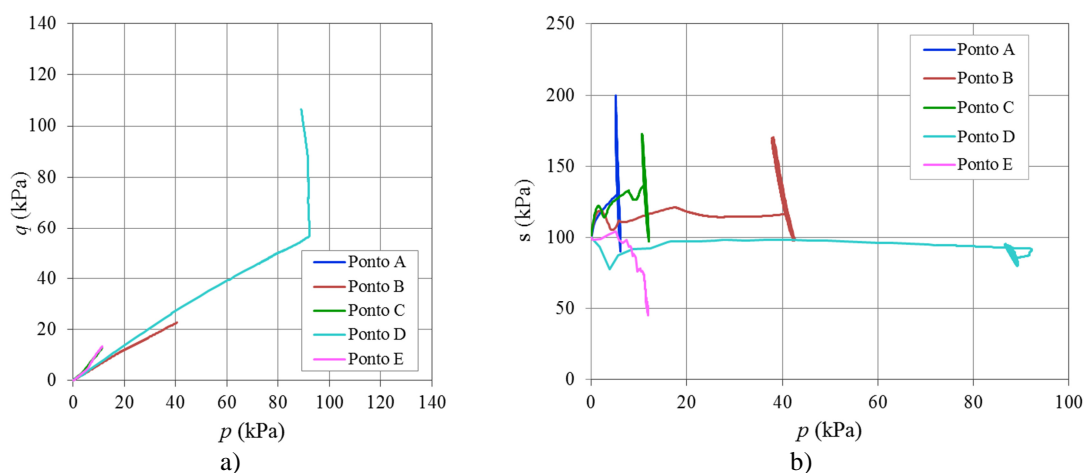


Figura 6.40 – Ponte da Barca fev-03: variação da tensão deviatórica q com a tensão média p durante a construção do aterro; b) variação da sucção s com a tensão média p durante a construção do aterro e na fase posterior à construção.

A Figura 6.41 mostra as trajetórias de tensão dos pontos A, B, C, D e E no espaço (p, q, s) . A análise conjunta da Figura 6.40 e Figura 6.41 permite avaliar a trajetória de tensões durante a construção do aterro e na fase subsequente.

Na fase de construção, verifica-se que os valores da sucção nos pontos A, B e C registam um ligeiro acréscimo, justificado pelo facto de o período de construção das camadas se verificar após o dia 19 de março, quando a precipitação registada foi pouco significativa

O ponto D está localizado na camada de aterro construída entre os dias 24 e 27 de fevereiro, registando-se em 1 de março de 2003 um episódio de elevada precipitação, cerca de 60 mm (Figura 6.37 b)). Este episódio contribuiu para a diminuição da sucção de 100 kPa para 78 kPa. Após este evento o valor da sucção foi recuperado e estabilizou em cerca de 97 kPa. Na fase

posterior à construção a sucção apresenta oscilações entre 81 e 95 kPa devida à infiltração de água a partir da superfície do aterro.

O ponto E, localizado na camada construída entre os dias 15 e 18 de fevereiro, está localizado próximo da fundação, ficando sujeito à sua influência. Depois da construção da camada, a sucção diminui e estabiliza, no final da construção, em 52 kPa, verificando-se no período seguinte oscilações entre 46 e 57 kPa.

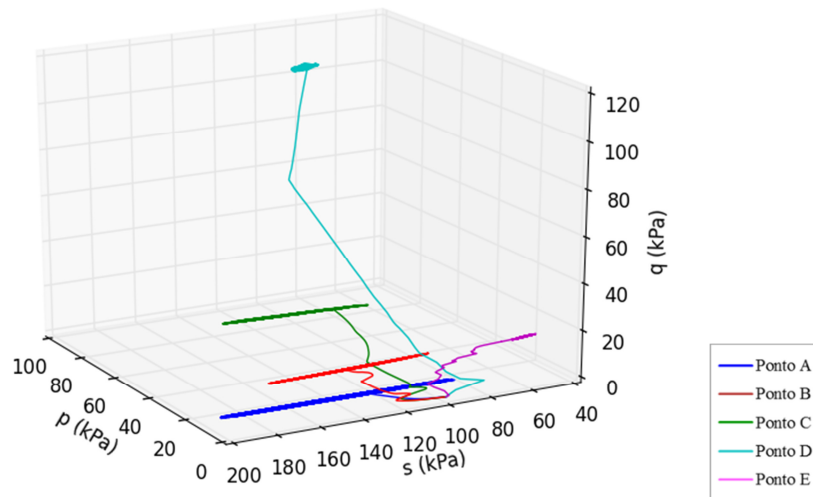


Figura 6.41 – *Ponte da Barca fev-03*: Trajetórias de tensão no espaço (p , q , s).

Na Figura 6.42 está representada a evolução da superfície de cedência no espaço (p , q , s) resultante da trajetória de tensões no ponto D. Verifica-se que esta figura é idêntica às anteriormente apresentadas, designadamente a Figura 6.24 e a Figura 6.30, dado que o ponto D se localiza no interior do aterro, não sendo a sua plastificação influenciada pelas ações climáticas, mas apenas pela evolução do estado de tensão durante a construção, que como se viu é praticamente igual para todos os cenários estudados.

A Figura 6.43 mostra a variação dos deslocamentos nos pontos A, B, C, D e E, decorrentes da ação variável do clima, durante o intervalo de tempo de 15 anos. Na simulação, a construção do aterro teve início em 1 de fevereiro de 2003 e uma duração de 60 dias, pelo que os deslocamentos apresentados resultam da ação do clima após abril de 2003.

Na Figura 6.43 pode observar-se que os deslocamentos verticais tendem a estabilizar a partir do dia 1800, que corresponde a cerca de 5 anos depois de concluída a construção do aterro. O clima na região de Ponde da Barca é caracterizado por dias consecutivos com precipitação, humidade relativa elevada e temperaturas moderadas, prevalecendo a infiltração de água no solo em detrimento da sua evaporação. Este aspeto contribui para que, de forma repetida, a sucção no solo diminua, permitindo que, de forma mais rápida, seja alcançado um quase equilíbrio, onde

as deformações são essencialmente elásticas, o que conduz, em termos médios à estabilização dos deslocamentos verticais.

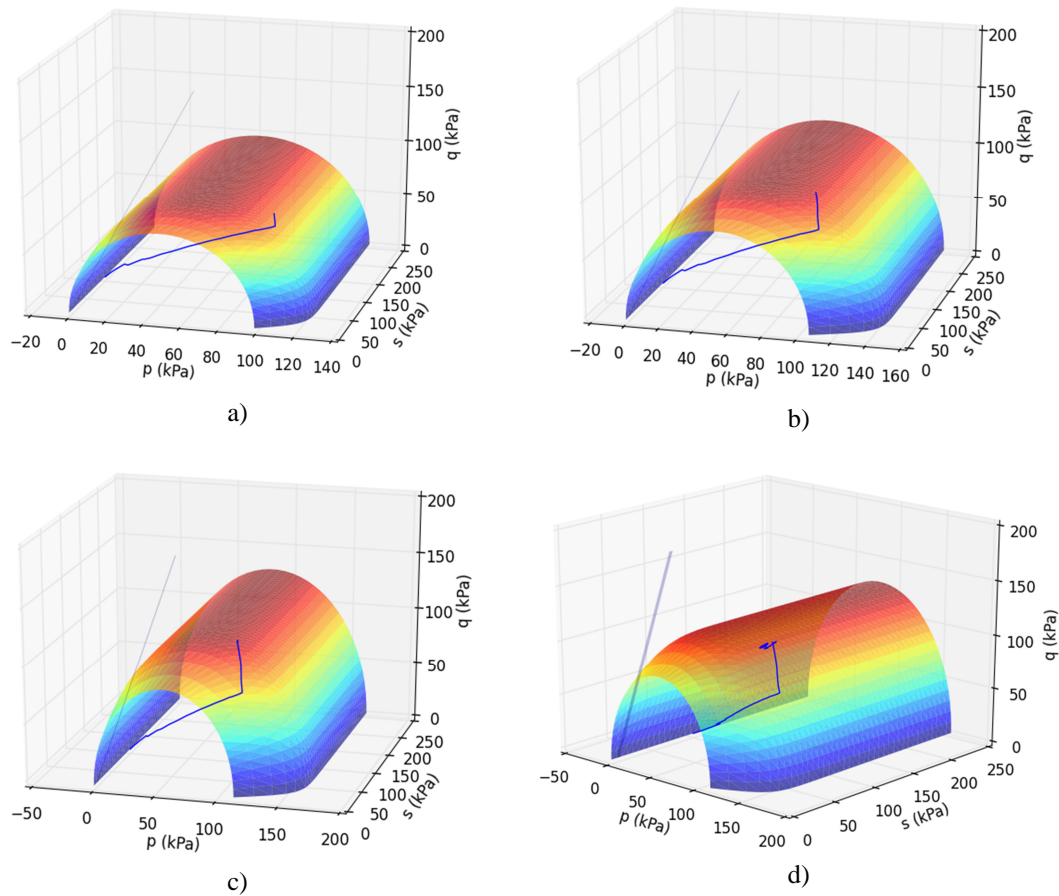


Figura 6.42 – *Ponte da Barca fev-03*: evolução da superfície de cedência no espaço (p, q, s) : a) durante a construção (regime elástico); b) durante a construção (regime plástico); c) final da construção; d) após 15anos.

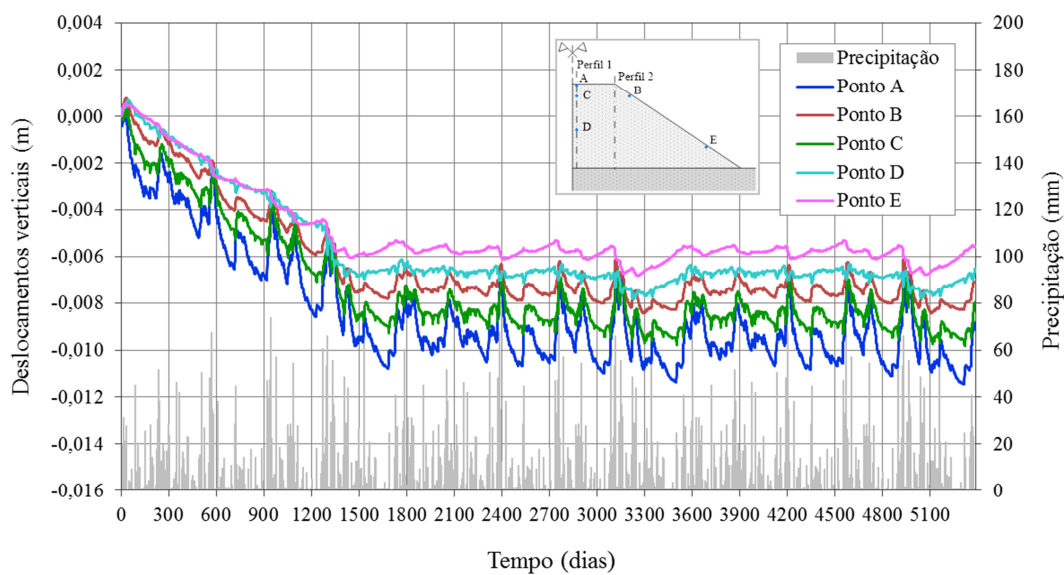


Figura 6.43 – *Ponte da Barca fev-03*: variação dos deslocamentos verticais com a precipitação nos pontos de observação.

Como nos restantes casos estudados, o ponto A que apresenta o máximo do deslocamento vertical, com o valor de cerca de 11 mm, em resultado, não só da exposição direta às ações do clima, mas também devido à integração das deformações ao longo de toda a espessura do aterro. O ponto E regista o menor deslocamento, de cerca de 7 mm, por se encontrar à menor cota.

A Figura 6.44 apresenta a variação da sucção após a construção do aterro e os valores da precipitação ao longo do período de estudo.

O ponto A, no coroamento do aterro, é o que apresenta maior amplitude na variação dos valores da sucção, entre 90 e 200 kPa. Os pontos B e C estão a profundidade idêntica, no entanto o ponto B por estar na superfície do talude tem maior exposição à variação do clima, o que justifica a maior amplitude nos valores da sucção comparativamente ao ponto C. O ponto D, no interior do aterro, apresenta uma variação pouco significativa dos valores da sucção, registando-se a variação mais acentuada, de cerca de 14 kPa, após os episódios de precipitação mais significativa. No ponto E os valores da sucção apresentam-se praticamente constantes.

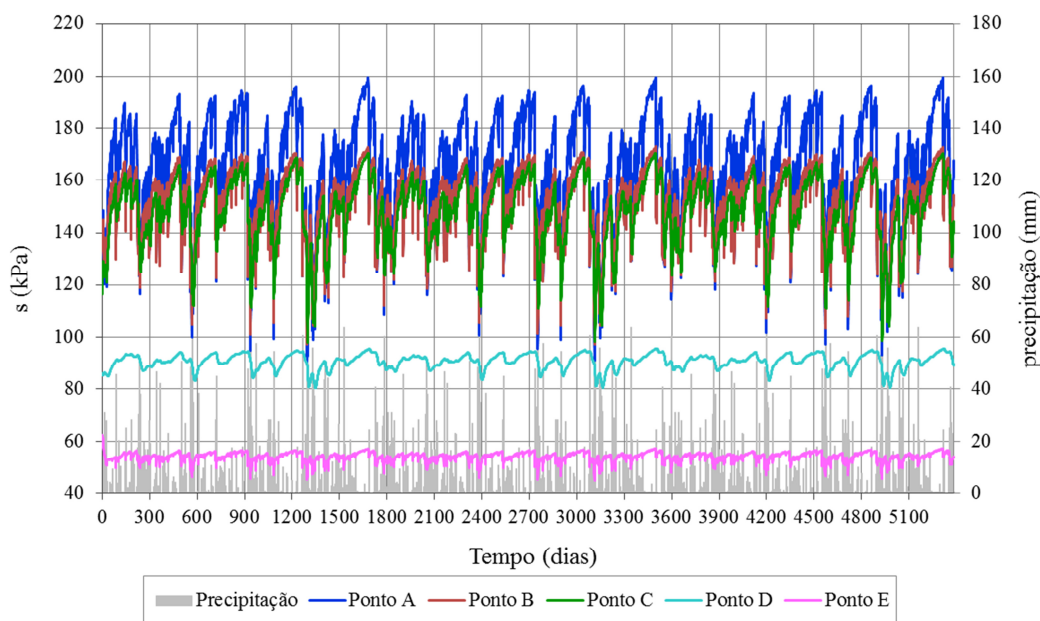


Figura 6.44 – Ponte da Barca fev.-03: variação da sucção com a precipitação nos pontos de observação.

Ação climática na Região de ponte da barca (Ponte da Barca set-07)

Na Figura 6.45 a) estão representadas, para os pontos A, B, C, D e E, as trajetórias de tensão durante a construção do aterro, em tudo idênticas às já apresentadas anteriormente. Na Figura 6.45 b) é apresentada a respetiva variação da sucção com a tensão média, quer durante a construção do aterro como nos quinze anos posteriores.

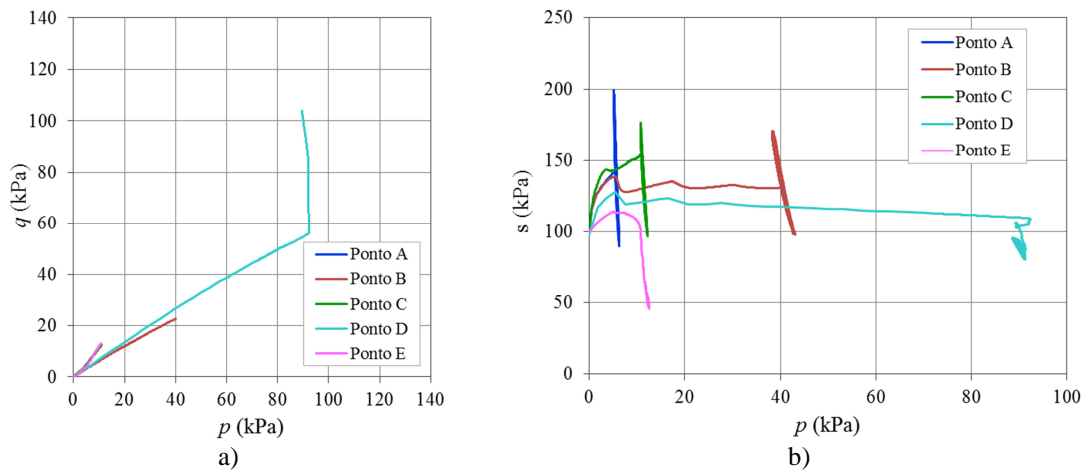


Figura 6.45 – *Ponte da Barca set-07*: trajetórias de tensão durante a construção do aterro; b) variação da sucção, s , com a tensão média, p , durante a construção do aterro e na fase posterior à construção.

A Figura 6.46 mostra as trajetórias de tensão dos pontos A, B, C, D e E no espaço (p, q, s) . De forma idêntica ao já descrito em *Alcáçovas jul-05*, a ausência de precipitação durante a fase de construção contribui para que, em todos os pontos observados, se verifique um acréscimo da sucção relativamente ao valor inicial de 100 kPa . Esse acréscimo de sucção é superior nos pontos A, B e C. Com a exceção dos pontos D e E, os valores da sucção estabilizam para valores superiores ao inicial. Este aspeto é justificado pelo facto de a fase de construção ter ocorrido nos meses de julho e agosto, caracterizados por ausência de precipitação, humidade relativa baixa e temperaturas elevadas. No ponto D, a sucção estabiliza num valor próximo do valor de construção. No ponto E, a sucção estabiliza num valor de equilíbrio próximo de 45 kPa .

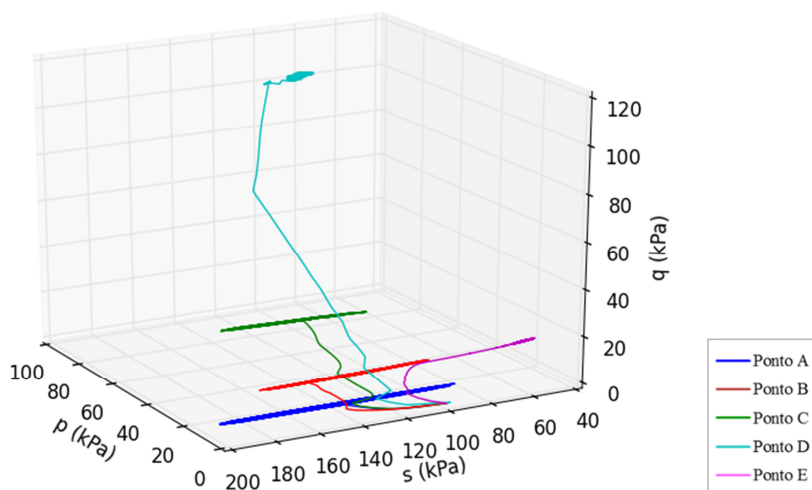


Figura 6.46 – *Ponte da Barca set-07*: trajetórias de tensão no espaço (p, q, s) .

A Figura 6.47 mostra a variação dos deslocamentos nos pontos A, B, C, D e E, decorrentes da ação variável do clima, durante o intervalo de tempo de 15 anos. Na simulação, a construção do aterro teve início em 1 de setembro de 2007 e uma duração de 60 dias, pelo que os deslocamentos apresentados na Figura 6.47 resultam da ação do clima após novembro de 2003.

Como observado em *Ponte da Barca fev-03*, os deslocamentos verticais tendem a estabilizar a partir do dia 1800, que corresponde a cerca de 5 anos depois de concluída a construção do aterro. O ponto A apresenta os maiores deslocamentos verticais e o ponto E os menores. Os pontos B e D têm deslocamentos muito próximos. Com exceção do empolamento inicial, os deslocamentos observados são, em pontos correspondentes, da mesma ordem de grandeza dos registados em *Ponte da Barca fev-03*.

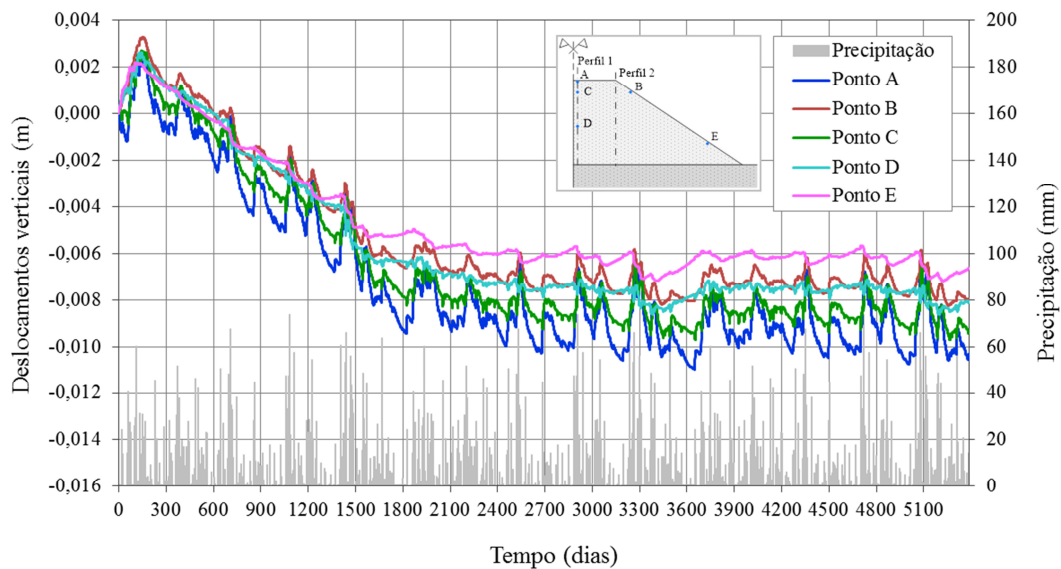


Figura 6.47 – *Ponte da Barca set-07*: variação no tempo dos deslocamentos verticais com a precipitação nos pontos de observação.

A Figura 6.48 apresenta a variação da sucção após a construção do aterro e os valores da precipitação ao longo do período de estudo. Tal como referido para Alcáçovas, também se observa que a variação dos valores da sucção é idêntica à já descrita na Figura 6.44, com exceção do período inicial, onde se regista uma rápida redução da sucção, especialmente nos pontos D e E, influenciados pelas condições de fundação.

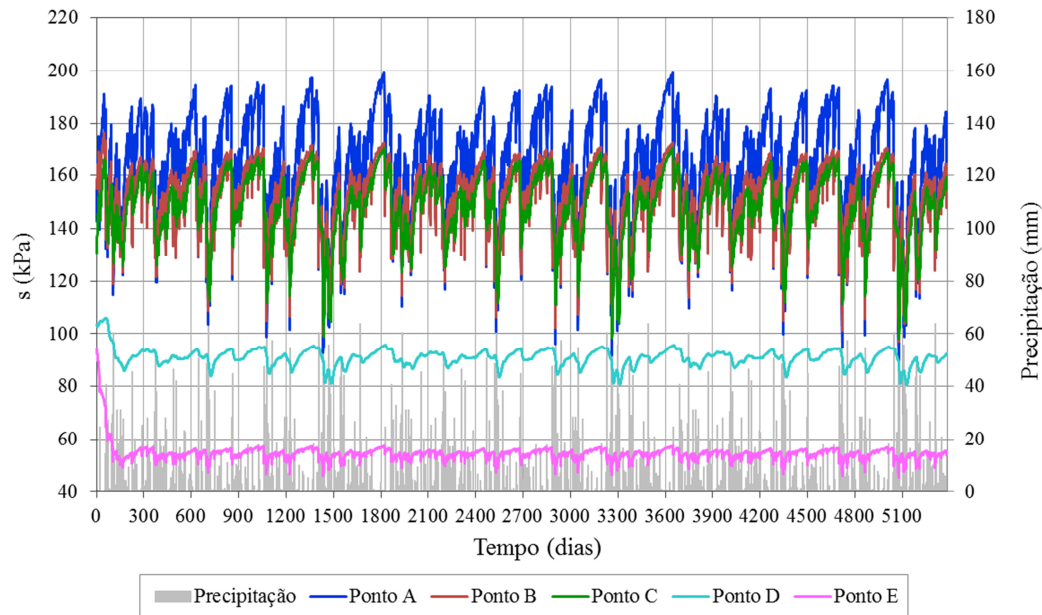


Figura 6.48 – *Ponte da Barca set-07*: variação da sucção com a precipitação nos pontos de observação.

6.3.3 CONCLUSÕES

Neste capítulo foi analisado um aterro viário sob ação do seu peso próprio e do clima, nomeadamente, variação da temperatura, da humidade relativa e da precipitação atmosférica. Para a modelação foram selecionadas duas regiões de Portugal com características climáticas significativamente contrastantes, Ponte da Barca, no Minho, e Alcáçovas, no Alentejo.

Em ambas as regiões foi avaliada a influência do clima sobre o aterro durante a fase de construção e a longo prazo, considerando um período de 15 anos subsequente à construção. Adicionalmente, foi simulada a construção do aterro durante um período sem precipitação ou com valores reduzidos, designado por período de estio, e em período de precipitação intensa, designado por período chuvoso.

A resposta do aterro a longo prazo foi também avaliada, com os dados recolhidos na região de Alcáçovas, onde o clima tem características mais contrastantes, mediante a imposição de um conjunto de três anos consecutivos de precipitação intensa seguidos de três anos consecutivos de reduzida precipitação. Estes ciclos de três anos foram repetidos até perfazer um período de simulação de 15 anos, pretendendo-se avaliar a influência nas deformações do aterro de anos atípicos, ou muito secos ou muito húmidos.

A comparação entre os resultados obtidos na fase de construção mostra nos dois locais que os deslocamentos verticais são praticamente coincidentes, não se observando influência da ação do clima durante a fase de construção do aterro.

Os resultados obtidos nos diferentes estudos, a longo prazo, permitiram observar que o aumento dos deslocamentos verticais ocorre em períodos de reduzida pluviosidade, e a sua recuperação em períodos de intensa pluviosidade, o que possibilita concluir sobre a existência de uma relação direta entre os deslocamentos verticais e a pluviosidade.

Na análise efetuada a longo prazo verificou-se que, em Alcáçovas, não foi atingida a estabilização, devido à acumulação de sucessivas deformações plásticas no solo devido às ações climáticas, sendo os deslocamentos estabilizados superiores para o aterro construído em período chuvoso do que o construído no período seco. Por outro lado, a sequência composta por três anos consecutivos de precipitação intensa seguida de três anos de precipitação mais moderada, conduziu a assentamentos acumulados superiores aos registados nos outros cenários.

Em contrapartida, com o clima mais húmido de Ponte da Barca, os deslocamentos verticais tendem a estabilizar cerca de cinco anos depois de concluída a construção do aterro, devido a ter-se estabelecido o equilíbrio, em termos médios das sucções e de forma mais rápida, sendo as deformações subsequentes essencialmente elásticas.

O interior do aterro apresenta, em todos os casos estudados, uma variação pouco significativa dos valores da sucção, por estar protegido do contacto direto com a atmosfera, apresentado as respetivas trajetória de tensões pequenas variações a longo prazo.

A fundação condiciona o comportamento do aterro na zona inferior em resultado do processo de equilíbrio da sucção.

Os solos aplicados no presente estudo apresentaram valores de sucção muito reduzidos e com pequena variação, pelo que os efeitos são pouco significativos, no entanto reveladores da sua influência no comportamento do aterro sob as ações climáticas.

7 CONCLUSÕES E TRABALHO FUTURO

7.1 CONCLUSÕES

O trabalho desenvolvido no âmbito desta tese foi dividido em duas partes. A primeira teve como objetivo validar a eficácia de novas metodologias de avaliação do desempenho de aterros viários, na ótica da sua deformabilidade e resistência do solo compactado. Para tal foi efetuada uma campanha de ensaios com os equipamentos não destrutivos *Geogauge* e defletómetro de impacto portátil (*DIP*) para caracterizar a compacidade e a rigidez (deformabilidade) do meio, e também o penetrómetro dinâmico ligeiro (*PDL*), que embora seja um ensaio intrusivo, é de rápida determinação e perturbação muito localizada e que possibilitou a determinação de perfis de resistência à penetração indicadores da resistência do terreno.

Os ensaios foram realizados no aterro de uma barragem em construção. Os solos utilizados na construção dos maciços estabilizadores correspondem segundo a Classificação Unificada de Solos (CUS) a uma areia siltosa (SM) não plástica. No núcleo os materiais correspondem a argilas de baixa plasticidade (CL, segundo a mesma classificação) com limite de liquidez de 33% e índice de plasticidade de 17%. Realizaram-se ainda os ensaios típicos de controlo de aterros de barragens, nomeadamente os ensaios de compactação do tipo Proctor, os ensaios com garrafa de areia e os ensaios laboratoriais de determinação do teor em água de campo. A análise conjunta dos dados recolhidos permitiram estabelecer correlações entre os índices clássicos referidos e os resultados dos ensaios obtidos com o *DIP*, *geogauge* e *PDL*.

A comparação entre os valores do teor em água determinados em micro-ondas com os valores obtidos no gamadensímetro permitiu observar que estes últimos são inferiores, sobretudo no núcleo e no maciço de montante. Estes resultados denotam por parte do gamadensímetro

dificuldade em quantificar o teor em água, pelo que a sua utilização no controlo da compactação fica comprometida em camadas compactadas do lado húmido ou constituídas por solos com presença significativa de minerais de argila, devido à sua estrutura apresentam tendencialmente valores mais elevados do teor em água.

Nas correlações estabelecidas entre os valores da rigidez k_{GG} , determinados pelo *geogauge*, e o teor em água foi verificada, no maciço de jusante, tendência no aumento do teor em água com a diminuição da rigidez, expressa por uma relação linear com coeficiente de determinação baixo.

Nas correlações obtidas entre \bar{E}_{DIP} e o teor em água foi observado aumento do teor em água com a diminuição de \bar{E}_{DIP} , traduzido por um ajustamento logarítmico, com um coeficiente de determinação fraco. No núcleo da barragem, o ajustamento linear foi o que melhor expressou essa relação. Contrariamente ao esperado, no núcleo, o teor em água aumentou com \bar{E}_{DIP} . No entanto, a variação do teor em água foi pouco significativa, pelo que será necessário proceder à realização de um maior número de ensaios para confirmar esta tendência.

Com o equipamento *PDL* verificou-se aumento do teor em água com os valores médios de P_{N10} . Foi estabelecida uma boa correlação linear entre os valores de w_{MO} e P_{N10} , determinados à profundidade de 0,30 m.

Para o *PDL* ligeiro, no maciço de montante, verificou-se um aumento do teor em água com os valores médios de P_{N10L} , mas com um valor do coeficiente de determinação apenas satisfatório. No maciço de jusante, os valores de P_{N10L} são praticamente constantes e, por isso, insensíveis à variação de teor em água. No núcleo, a pequena variação de w_{MO} obstou ao estabelecimento de uma correlação.

Foram também comparados os valores de \bar{E}_{DIP} com os desvios do teor em água, Δw_{MO} . Nos maciços de montante e de jusante, os valores \bar{E}_{DIP} mais elevados correspondem à compactação realizada do lado seco e os mais baixos à compactação realizada do lado húmido. No núcleo foi verificada tendência idêntica à observada nos maciços, ou seja, diminuição de \bar{E}_{DIP} com o aumento do Δw_{MO} .

Na comparação entre os valores do desvio do teor em água com os índices de penetração P_{N10} e P_{N10L} foram obtidos resultados idênticos. No maciço de jusante, lado seco, foi verificado um ligeiro acréscimo de P_{N10} com a aproximação do teor em água ao seu valor ótimo, enquanto P_{N10L} permaneceu constante. No maciço de montante e no núcleo, lado húmido, foi observada maior dispersão de valores de P_{N10} e P_{N10L} , apresentando uma tendência para aumentar com o aumento do desvio do teor em água em relação ao ótimo.

Com os valores do peso volúmico seco, γ_{dGA} , apenas no maciço de montante, compactado do lado húmido, se observou tendência no aumento de γ_{dGA} com k_{GG} e \bar{E}_{DIP} e no aumento de γ_{dGA} com diminuição de P_{N10} e P_{N10L} .

Os valores do grau de compactação GC , determinados por aplicação do método de Hilf, apresentaram nos maciços e no núcleo uma gama de variação muito reduzida, entre 97,6 a 100,4%, o que impediu que fossem estabelecidas correlações entre os valores de GC e os resultados obtidos com o *geogauge*, DIP , PDL e PDL_L .

A análise integrada destes resultados permitiu evidenciar algumas tendências estatísticas relacionando os índices clássicos com os resultados dos ensaios com os equipamentos *geogauge*, DIP e PDL , bem como afastar a possibilidade, para o solo estudado, de estabelecer outras.

Na interpretação dos resultados foi bem evidenciada a dualidade existente entre a compactação no lado seco e no lado húmido do ótimo Proctor. A interpretação desta dualidade conduziu à constatação do efeito do teor em água na compactação – logo da sucção então instalada – na fábrica e na estrutura do solo e, conseqüentemente, nas propriedades estimadas experimentalmente. Esta constatação, se conjugada com o sucesso, somente parcial, da correlação entre os índices experimentais clássicos e os obtidos com os novos métodos, enfatizou o interesse na abordagem do efeito da sucção na resposta hidromecânica do solo compactado.

O segundo objetivo foi avaliar o desempenho a longo prazo de um aterro viário em diversas envolventes climáticas, através de um modelo temporal de elementos finitos, para o que foi utilizado o programa *Code-Bright*.

Na modelação numérica foi adotado o modelo constitutivo *BBM*. Os parâmetros do modelo foram estimados a partir de resultados de ensaios de laboratório, que incluíram a sua caracterização física, a determinação da curva característica e da sua histerese, ensaios de compressão isotrópica e triaxial com ciclos de descarga-recarga. O solo utilizado, proveniente de uma zona de empréstimo para os aterros da Linha de Alta Velocidade Poceirão-Caia, foi classificado como SW (areia bem graduada).

A curva característica do solo foi determinada com base nos resultados obtidos por dois equipamentos: placa de pressão e WP4. Com os valores da sucção e os correspondentes teores em água determinaram-se os ramos de secagem e molhagem do solo estudado. Os resultados experimentais foram ajustados aos modelos de van Genuchten (1980) e de Fredlund e Xing (1984), tendo este revelado um melhor ajuste.

Os ensaios de compressão isotrópica e triaxial com ciclos de descarga-recarga foram realizados em condições saturadas e também com imposição de sucção através da técnica de equilíbrio de vapor.

Os parâmetros do modelo, estimados a partir dos resultados experimentais, foram calibrados pela modelação dos ensaios triaxiais de compressão isotrópica e de corte no programa de cálculo *Code_Bright*, utilizando o modelo *BBM*.

Para a modelação do aterro foram seleccionadas duas regiões de Portugal com características climáticas significativamente contrastantes, Ponte da Barca, no Minho, e Alcáçovas, no Alentejo.

Em ambas as regiões foi avaliada a influência do clima sobre o aterro durante a fase de construção e a longo prazo, considerando um período de 15 anos subsequente à construção. Adicionalmente, foi simulada a construção do aterro durante um período sem precipitação ou com valores reduzidos, designado por período de estio, e em período de precipitação intensa, designado por período chuvoso.

A resposta do aterro a longo prazo foi avaliada, com os dados recolhidos na região de Alcáçovas, onde o clima tem características mais contrastantes, mediante a imposição de um conjunto de três anos consecutivos de precipitação intensa seguidos de três anos consecutivos de reduzida precipitação.

A comparação entre os resultados obtidos na fase de construção mostra nos dois locais que os deslocamentos verticais são praticamente coincidentes, não se observando influência da ação do clima durante a fase de construção do aterro.

Os resultados obtidos nos diferentes estudos, a longo prazo, permitiram observar que o aumento dos deslocamentos verticais ocorre em períodos de reduzida pluviosidade, e a sua recuperação em períodos de intensa pluviosidade, o que possibilita concluir sobre a existência de uma relação direta entre os deslocamentos verticais e a pluviosidade.

Em Alcáçovas, não foi atingida a estabilização, devido à acumulação de sucessivas deformações plásticas solo devido às ações climáticas, sendo os deslocamentos estabilizados superiores para o aterro construído em período chuvoso do que o construído no período seco. Por outro lado, a sequência composta por três anos consecutivos de precipitação intensa seguida de três anos de precipitação mais moderada, conduziu a assentamentos acumulados superiores aos registados nos outros cenários.

Em contrapartida, com o clima mais húmido de Ponte da Barca, os deslocamentos verticais tendem a estabilizar cerca de cinco anos depois de concluída a construção do aterro, devido a ter-se estabelecido o equilíbrio, sendo as deformações subsequentes essencialmente elásticas.

O interior do aterro apresenta, em todos os casos estudados, uma variação pouco significativa dos valores da sucção, por estar protegido do contacto direto com a atmosfera, apresentado as respetivas trajetória de tensões pequenas variações a longo prazo.

Constatou-se ainda que a fundação condiciona o comportamento do aterro na zona inferior, em resultado do processo de equilíbrio da sucção.

Os solos aplicados no presente estudo apresentaram valores de sucção muito reduzidos e com pequena variação, pelo que os efeitos são pouco significativos, no entanto reveladores da sua influência no comportamento do aterro sob as climáticas.

7.2 TRABALHO FUTURO

A campanha de ensaios apresentada na primeira parte do trabalho foi realizada durante a construção do aterro de uma barragem, tendo surgido, com os equipamentos estudados, algumas tendências promissoras nos resultados obtidos nas camadas compactadas do lado seco. Este aspeto sugere que se desenvolvam estudos adicionais com estes equipamentos em aterros viários, onde a compactação dos aterros é realizada do lado seco e mediante a aplicação de uma maior energia. Pretende-se iniciar estes estudos pela aplicação sistemática do *PDL*, dado este se ter revelado o mais adequado.

Os materiais selecionados para a modelação do aterro tiveram em conta a necessidade de compatibilizar os tempos necessários para equilíbrio da sucção durante a execução dos ensaios de laboratório com o prazo disponível para a realização da tese. As modelações numéricas realizadas permitiram concluir das tendências de variação do estado do solo em função das ações climáticas. No entanto, revelaram que os seus efeitos eram muito diminutos.

A utilização de solos que, para as condições climáticas prevalecentes no nosso país, apresentem uma maior gama de variação da sucção, permitiria confirmar dados da observação deste tipo de estruturas que revelam a ocorrência de grandes deformações acumuladas ao longo tempo. Deste modo, no futuro serão selecionados diferentes materiais, nomeadamente misturas de areia, silte e argila, para estudar a influência da curva de retenção no comportamento do aterro sob a influência dos factores climáticos durante o processo construtivo e em serviço.

Um dos problemas que não foi abordado nesta tese, foi o correspondente a aterros construídos sobre fundações inclinadas e aterros de grande altura constituídos por enrocamento, pelo que esta também será uma linha de investigação a prosseguir, em termos de efeito das acções climáticas, dado que neste tipo de estruturas são mobilizadas tensões de corte mais elevadas e podem ser induzidos importantes assentamentos diferenciais, eventualmente capazes de comprometer a sua estabilidade.

Nas análises efetuadas não foram considerados sistemas de drenagem interna na base dos aterros, capazes de minimizar a influência da água na fundação, e a fundação foi admitida homogénea. Será também importante a análise da influência de soluções de drenagem e de fundações estratificadas em termos do comportamento a longo prazo destes aterros.

Por último e dado que as acções climáticas foram consideradas de forma simplificada, incluindo apenas valores de temperatura, humidade relativa, e precipitação, pretende-se em trabalhos futuros considerar todos os fenómenos envolvidos, destacando-se a radiação solar, a velocidade do vento e a cobertura vegetal.

8 BIBLIOGRAFIA

- Abu-Farsakh, M. Y.; Alshibli, K.; Nazzal, M. e Seyman, E. (2003) - *Assessment of In-Situ Test Tecnology For Construction Control of Base Courses and Embankments*. Final Report. Baton Rouge, LA USA: Louisiana Transportation Research Center, 2003. [consult. 17 fev. 2010]. Disponível em <https://www.ltrc.lsu.edu/pdf/2008/fr_389.pdf>.
- Alonso, E. (1998) - *Succión y humedad en bases y explanadas de carreteras*. Simposio Internacional Sobre Drenaje Interno de Firmes y Explanadas. Granada. 1998.
- Alonso, E. (2004) - *Suelos compactados en la teoria y la práctica*. [consult. 17 jul 2012]. Disponível em <https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779573409891/SuelosCompTeoPrat.pdf>.
- Alonso, E. E. e Cardoso, R. (2010) - *Behaviour of materials for earth and rockfill dams: Perspective from unsaturated soil mechanics*. *Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China*. 4: 1, 1 - 39.
- Alonso, E. E.; Gens, A. e Hight, D. W. (1987) - *Special problem soils*. *Proceeding of 9th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Dublin. Balkema, 1987, 3: 1087-1146.
- Alonso, E. E.; Gens, A. e Josa, A. (1990) - *A constitutive model for partially saturated soils*. *Géotechnique*. 40: 3, 405-430.
- Alshibli, A. K.; Abu-Farsakh, M. e Seyman, E. (2005) - *Laboratory Evaluation of the Geogauge and Light Falling Weight Deflectometer as Construction Control Tools*. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 17: 5, 560-569.

- Amini, F. (2003) - *Potential applications of dynamic and static cone penetrometers in MDOT pavement design and construction*. Final report. Jackson: Jackson State University, 2003. [consult. 27 jan. 2011]. Disponível em <http://www.dot.state.mn.us/app/mnpave/docs/dcp_mississippi.pdf>.
- ASTM D698 (2007). *Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12,400 ft-lbf/ft³(600 kN-m/m³))*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D1556 (2000). *Standard test method for density and unit weight of soil in place by the sand-cone method*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D2167 (2008). *Standard test method for density and unit weight of soil in place by the rubber balloon method*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D2216 (2005). *Standard test methods for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D2487 (2011). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D4253 (2006). *Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory plate*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D4254 (2006). *Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D4643 (2000). *Standard test method for determination of water (moisture) content of soil by microwave oven heating*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D6758 (2002). *Standard test method for measuring stiffness and apparent modulus of soil and soil-aggregate in-place by an electro-mechanical method*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D6836 (2003). *Standard test methods for determination of the soil water characteristic curve for desorption using a hanging column, pressure extractor, chilled mirror hygrometer, and/or centrifuge*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D6938 (2006). *Standard test methods for in-place density and water content of soil and soil-aggregate by nuclear methods (shallow depth)*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D6951 (2003). *Standard test method for use of the dynamic cone penetrometer in shallow pavement applications*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM E2583 (2007). *Standard test method for measuring deflections with a light weight deflectometer (LWD)*. ASTM International, West Conshohocken, PA.

- Averjanov, S. F. (1950) - *About permeability of subsurface soils in case of incomplete saturation*. The theory of ground water movement, English Collection, Vol. 7. As quoted by P. Ya Palubarinova, 1962, English translation by I. M. Roger DeWiest, Princeton University Press, Princeton, N.J., 19–21.
- Barrera, M.; Romero, E.; Lloret, A. e Vaunat, J. (2002) - *Hydro-mechanical behaviour of a clayey silt during controlled-suction shearing*. International Conference on Unsaturated Soils. Recife, Brazil. Rotterdam: A. A. Balkema, 2002, 2: 485-490.
- Bear, J. (1972) - *Dynamics of fluids in porous media*. American Elsevier Publishing Company, inc.
- Black, D. K. e Lee, K. L. (1973) - *Saturating Laboratory Samples by Back Pressure*. Journal of the soil mechanics and foundations division. 99: 1, 75-93.
- Brito, A. (2005) - Compactação de aterros de barragens. Novas metodologias de controlo. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2005. Tese de mestrado.
- Brooks, R. H. e Corey, A. T. (1964) - *Hdraulic properties of porous media*. Colorado State University Hydrology Paper. Fort Collins, Colorado. 3.
- Burdine, N. T. (1953) - *Relative permeability calculations from pore size distribution data*. Trans. AIME. 198: 71–77.
- Caldeira, L. e Brito, A. (2010) - *The use of soil-rock mixtures in dams in Portugal*. [consult 26 nov 2014]. Disponível em <http://www.spancold.es/Archivos/IXJEP_GS3_Laura_Caldeira.pdf>.
- Campbell, G. S. (1974) - *A simple method for determining unsaturated conductivity from moisture retention data*. Soil Science. 117: 6, 311–314.
- Campbell, S. G.; Smith, D. M. e Teare, B. L. (2007) - *Application of a dew point method to obtain the soil-water characteristic*. Proceedings of 2nd International Conference on Mechanics of Unsaturated Soils. BauhausUniversit, Weimar, Alemanha. 2007, 71-77.
- Chen, D.-H.; Wu, W.; He, R.; Bilyeu, J. e Arrelano, M. (1999) - *Evaluation of in-situ resilient modulus testing techniques*. Geotechnical Special Publication. 89: 1-11.
- Chen, D. H.; Wang, J. N. e Bilyeu, J. (2001) - *Application of the DCP in Evaluation of Base and Subgrade Layers*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. 1764: 1-10.
- Childs, E. C. e Collis-George, N. (1950) - *The permeability of porous materials*. Proc. R. Soc. London, Ser. A. 201: 392–405.

- Code_Bright (2014) - *User's Guide v4.4*. Departament d'Enginyeria del Terreny Cartografica i Geofisica - UPC.
- Code_Bright (2013) - *Verification Document*. Departament d'Enginyeria del Terreny Cartografica i Geofisica - UPC.
- Concrete-catalog. (2011). *Soil compaction handbook*. [consult. 07 jan 2011], Disponível em <http://www.concrete-catalog.com/soil_compaction.html>.
- Cowell, T. D.; Pyo, S. C.; Gabr, M. A. e Borden, R. H. (2012) - *Field Verification of Undercut Criteria and Alternatives for Subgrade Stabilization – Coastal Plain*. FHWA/NC/2008-13. Raleigh, North Carolina: Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering, North Carolina State University, 2012. [consult. em 15/09/2015]. Disponível em <<https://connect.ncdot.gov/projects/planning/RNAProjDocs/2008-13FinalReport.pdf>>.
- Das, B. M. (2002) - *Principles of geotechnical engineering*. 5th ed. USA: Thomson learning, 2002. ISBN 0-534-38742-X.
- Das, B. M. (2013) - *Fundamentals of Geotechnical Engineering*. 4th ed. Stamford, USA: Cengage Learning, 2013. ISBN-13: 978-1111576752
- Davidson, J. M.; Stone, L. R.; Nielsen, D. R. e LaRue, M. E. (1969) - *Field measurement and use of soil-water properties*. Water Resources Research. 5: 6, 1312-1321.
- Delage, P.; Audiguier, M.; Cui, Y. J. e Howat, M. (1996) - *The microstructure of a compacted silt*. Canadian Geotechnical Journal. 33: 1, 150-158.
- Deng-Fong, L.; Chi-Chou, L. e Jyh-Dong, L. (2006) - *Factors Affecting Portable Falling Weight Deflectometer Measurements*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 132: 6, 804-808.
- Dye, H. B.; Houston, S. L. e Welfert, B. D. (2008) - *Influence of Unsaturated Soil Properties Uncertainty on Moisture Flow Modeling*. Proceedings of 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics. Goa, India. 2008.
- Ebrahimi-B, N.; Jr., G. F. N. G.; Fredlund, D. G.; Fredlund, M. D. e Samarasekera, L. (2004) - *A lower limite for the water permeability coefficient*. Proceedings of 57th Canadian Geotechnical Conference. Quebec City, Canada. 2004, 1: 12-19.
- EDIA (2004). *Barragem de Serpa. Projecto de Execução – 2ªfase*. Tomo 1.1 - Memória descritiva e justificativa e medições.

- Edil, T. B. e Benson, C. H. (2005) - *Investigation of the DCP and SSG as Alternative Methods to Determine Subgrade Stability*. University of Wisconsin-Madison, 2005. [consult. 1 fev. 2012]. Disponível em <https://minds.wisconsin.edu/handle/1793/53963>.
- Ellis, R. e Bloomquist, D. (2003) - *Development of Compaction Quality Control Guidelines that Account for Variability in Pavement Embankments in Florida*. Final report. University of Florida: Department of Civil and Coastal Engineering, 2003. [consult. 3 mar. 2010]. Disponível em http://www.dot.state.fl.us/researchcenter/Completed_Proj/Summary_SMO/FDOT_BC287_rpt.pdf.
- Elrick, D. E. e Bowman, D. H. (1964) - *Improved apparatus for soil moisture flow measurements*. Soil Science Society of America Proceedings. 28: 450–453.
- EN ISO 22476-2 (2005). *Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 2: Dynamic probing*. ISO, Geneva.
- Escario, V. (1981) - *Terraplenes y pedraplenes - Estado actual de la técnica*. MOPU-Dirección General de Carreteras. Madrid, 1981.
- Fernandes, M. (2011) - *Mecânica dos solos: introdução à engenharia geotécnica*. volume 2. Porto: FEUP edições, 2011.
- Fortunato, E. (2005) - Renovação de plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2005. Tese de doutoramento.
- Fredlund, D. G. (2002) - *Relevance of unsaturated soil mechanics in geotechnical engineering*. Proceedings of National Conference on soil mechanics. Havana, Cuba. 2002.
- Fredlund, D. G. (1996) - *The emergence of unsaturated soil mechanics*. The fourth Spencer J. Buchanan lecture.
- Fredlund, D. G. (1964) - Comparison of soil suction and one-dimensional consolidation characteristics of a highly plastic clay. Edmonton, Alberta, Canada: Department of Civil Engineering, University of Alberta, 1964. MSc thesis.
- Fredlund, D. G. (2006) - *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 132: 3, 286-321.
- Fredlund, D. G. e Pham, H. Q. (2006) - *A volume-mass constitutive model for unsaturated soils in terms of two independent stress state variables*. Proceedings of 4th International Conference on Unsaturated Soils. Arizona. ASCE, 2006, 1: 105-134.
- Fredlund, D. G. e Rahardjo, H. (1993) - *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1993. ISBN 0-471-85008-X.

- Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. e Fredlund, M. D. (2012) - *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2012. ISBN 978-1-118-13359-0.
- Fredlund, D. G.; Sheng, D. e Zhao, J. (2011a) - *Estimation of soil suction from the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal. 48: 2, 186-198.
- Fredlund, D. G.; Stone, J.; Stianson, J. e Sedgwick, A. (2011b) - *Determination of water storage and permeability functions for oil sands tailings*. Proceedings Tailings and Mine Waste. Vancouver. 2011.
- Fredlund, D. G. e Xing, A. (1994) - *Equation for the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal. 31: 3, 521-532.
- Fredlund, D. G.; Xing, A. e Huang, S. (1994) - *Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal. 31: 3, 533-546.
- Freeze, R. A. e Cherry, J. A. (1979) - *Groundwater*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1979. ISBN 0-13-365312-9.
- Gardner, W. (1958) - *Mathematics of isothermal water conduction in unsaturated soils*. Int. Symp. on Physico-Chemical Phenomenon in Soils, Washington, D. C. Highway Research Board Special Rep. No. 40: 78-87.
- Gens, A. e Potts, D. M. (1982) - *A theoretical model for describing the behaviour of soils not obeying Rendulic's principle*. Proceedings of 1st International Symposium on Numerical Models in Geomechanics. Zurich. 24-32.
- George, V.; Rao, N. C. e Shivashankar, R. (2009) - *PFWD, DCP and CBR correlations for evaluation of lateritic subgrades*. International Journal of Pavement Engineering. 10: 3, 189-199.
- Gomes, A. T. (2008) - Poços elípticos pelo método de escavação sequencial na vertical o caso do metro do Porto. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. Tese de Doutoramento.
- Harison, A. (1987) - *Correlation between California Bearing Ratio and dynamic cone penetrometer strength measurement of soils*. Proc Institution of Civil Engineers. 2: 832-844.
- Hilf, J. W. (1959) - *A Rapid Method of Construction Control for Embankments of Cohesive Soil*. Engineering Monograph No.26, Bureau of Reclamation, p. 23.
- Holtz, W. G. e Gibbs, G. J. (1956) - *Engineering properties of expansive clays*. Transactions of the American Society of Civil Engineers. 121: 641-677.

- Horvath, A. L. (1985) - *Aqueous electrolyte solutions: physical properties, estimation and correlation methods*. Ellis Horwood Limited: John Wiley and Sons, 1985. ISBN 0853128944.
- Huang, S.-Y. (1994) - Evaluation and laboratory measurement of the coefficient of permeability in deformable unsaturated soils. Canada: University of Saskatchewan, 1994. PhD Thesis.
- Humboldt (2007) - *Geogauge User Guide - model H-4140*. Version 4.1. Illinois: Humboldt Mfg. Co., 2007. [consult. 14 fev. 2010]. Disponível em <http://www.humboldtscientific.com/download/pdf/H-4140_MAN_0712.pdf>.
- IM/AEM. (sem data). *Atlas Climático Ibérico: Temperatura do ar e Precipitação (1971-2000)*. [consult. 12 jan 2016], Disponível em <https://www.ipma.pt/resources.www/docs/publicacoes.site/atlas_clima_iberico.pdf>.
- IPMA. (2016). *O clima - Normais climatológicas*. [consult. 12 jan 2016], Disponível em <https://www.ipma.pt/pt/oclima/normais.clima/index.jsp>.
- Jaky, J. (1948) - *Pressure in silos*. Proceedings of 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam. 1: 103-107.
- Josa, A.; Alonso, E. E.; Lloret, A. e Gens, A. (1987) - *Stress-strain behaviour of partially saturated soils*. Proceedings of 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Dublin. 2: 561-564.
- Kavussi, A.; Rafiei, K. e Yasroby, S. (2010) - *Evaluation of PFWD as potential quality control tool of pavement layers*. Journal of Civil Engineering and Management. 16: 1, 123-129.
- Konrad, J. M. e Lachance, D. (2001) - *Use of in situ penetration tests in pavement*. Canadian Geotechnical Journal. 38: 5, 924-935.
- krahn, J. e Fredlund, D. G. (1972) - *On total, matric and osmotic suction*. Soil Science. 114: 5, 339-348.
- Kumar, S. e Malik, R. S. (1990) - *Verification of quick capillary rise approach for determining pore geometrical characteristics in soils of varying texture*. Soil Science. 150: 6, 883-888.
- Lambe, T. W. e Whitman, R. V. (1979) - *Soil Mechanics, SI Version*. New York: John Wiley & Sons, 1979.
- Lawton, E. C.; Fragaszy, R. J. e Hardcastle, J. H. (1989) - *Collapse of compacted clayey soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 115: 1252-1267.
- Lee, C.; Kim, K.-S.; Woo, W. e Lee, W. (2014) - *Soil Stiffness Gauge (SSG) and Dynamic Cone Penetrometer (DCP) tests for estimating engineering properties of weathered sandy soils in Korea*. Engineering Geology. 169: 91-99.

- Lee, J.; Park, D.; Kyung, D. e Lee, D. (2013) - *Effect of Particle characteristics on K0 Behavior for Granular Materials*. Proceedings of 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris. 377-380.
- Lenke, L. R.; McKeen, R. G. e Grush, M. P. (2003) - *Laboratory Evaluation of Geogauge for Compaction Control*. Washington, D.C.: Transportation Research Record 1849, 2003. [consult. 5 mar 2012]. Disponível em <http://www.ltrc.lsu.edu/TRB_82/TRB2003-001969.pdf>.
- Leong, E.-C.; Tripathy, S. e Rahardjo, H. (2003) - *Total suction measurement of unsaturated soils with a device using the chilled-mirror dew-point technique*. Géotechnique. 53: 2, 173-182.
- Leong, E. C. e Rahardjo, H. (1997a) - *Permeability functions for unsaturated soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 123: 12, 1118.
- Leong, E. C. e Rahardjo, H. (1997b) - *Review of soil-water characteristic curve equations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 123: 12, 1106.
- Letey, J.; Osborn, J. e Pelishek, R. E. (1962) - *Measurement of liquid–solid contact angles in soil and sand*. Soil Science. 93: 149-153.
- Li, X.-L. (1999) - Comportement hydromecanique de sols fins: de l'état saturé à l'état non saturé. Liège: Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, 1999. Ph.D. Thesis.
- Lins, Y. e Schanz, T. (2005) - *Determination of hydro-mechanical Properties of Sand. Unsaturated Soils: Experimental Studies*. T. Schanz. Alemanha, Springer Berlin Heidelberg. 93: 15-32. ISBN: 978-3-540-26736-2.
- LNEC E 197-1966 (1966). *Solos - Ensaio de compactação*. LNEC, Lisboa.
- LNEC E 204-1967 (1967). *Solos - Determinação da baridade seca "in situ" pelo método da garrafa de areia*. LNEC, Lisboa.
- LNEC E 205-1967 (1967). *Solos - Determinação da baridade seca "in situ" pelo método do volume de água deslocado*. LNEC, Lisboa.
- LNEC E 239-1970 (1970). *Solos - Análise granulométrica por peneiração húmida*. LNEC, Lisboa.
- LNEC E 403-1993 (1993). *Cimentos - Identificação dos constituintes cristalinos por difractometria dos raios X*. LNEC, Lisboa.
- Lu, N. e Likos, W. J. (2004) - *Unsaturated Soil Mechanics*. New Jersey: John Wiley & Sons, 2004. ISBN 0-471-44731-5.
- Macari, E. J. e Arduino, P. (1995) - *Overview of state-of-the-practice modeling of overconsolidated soils*. Transportation of Research Record. 1494: 51-60.

- Maček, M.; Smolar, J. e Petkovšek, A. (2013) - *Extension of measurement range of dew-point potentiometer and evaporation method*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris. 1137-1142.
- Marinho, F. A. M. e Chandler, R. J. (1993) - *Aspects of the behavior of clays on drying*. Unsaturated Soils, ASCE Geotechnical Special Publication, ASCE, New York. 39: 77-90.
- McNally, G. (2002) - *Soil and rock construction materials*. CRC Press, 2002. ISBN 9780203476574.
- Meerdink, J. S.; Benson, C. H. e Khir, M. V. (1996) - *Unsaturated hydraulic conductivity of two compacted barrier soils*. Journal of Geotechnical Engineering. 122: 7, 565-576.
- Mooney, M. A. e Miller, P. (2009) - *Analysis of lightweight deflectometer test based on in situ stress and strain response*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 135: 2, 199-208.
- Mualem, Y. (1974) - *Hysteretical models for prediction of the hydraulic conductivity of unsaturated porous media*. water resources research. 12: 6, 1248–1254.
- Mualem, Y. (1986) - *Hydraulic conductivity of unsaturated soils: Prediction and formulas*. Methods of soil analysis, Part 1, 2nd Ed., A. Klute, ed., American Society of Agronomy and Soil Science Society of America, Madison, Wis.: 799–823.
- Nazal, M. D. (2003) - Nazal, M. Field evaluation of in-situ test technology for QC/QA during construction of the pavement layers and embankments. Baton Rouge: Louisiana State University, 2003. Mc. S. Thesis.
- Neves, E. M. d. e Cardoso, R. (2008) - *Projecto de investigação relativo ao comportamento estrutural do aterro com materiais não saturados - Aplicação aos aterros da A10, sublanço Arruda dos Vinhos/Carregado*. Relatório final: ICIST, ep nº 13/08.
- Ng, C. W. W. e Menzies, B. (2007) - *Advanced unsaturated soil mechanics and engineering*. London: Taylor & Francis, 2007. ISBN 9780415436793.
- Ng, C. W. W.; Zhan, L. T. e Cui, Y. J. (2002) - *A new simple system for measuring volume changes in unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal. 39: 3, 757-764.
- NP - 83 (1965). *Solos - Determinação da densidade das partículas*. IGPAI: Repartição de normalização, Lisboa.
- NP - 143 (1969). *Solos - Determinação dos limites de consistência*. IGPAI: Repartição de normalização, Lisboa.
- Olivella, S. (1995) - Nonisothermal multiphase flow of brine and gas through saline media. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya, 1995. Ph.D Thesis.

- Or, D. e Tuller, M. (2003) - *Hydraulic conductivity of partially saturated fractured porous media: flow in a cross-section*. Advances in Water Resources. 26: 883-898.
- Petersen, J. S.; Romanoschi, S. A. e Hossain, M. (2007) - *Development of stiffness-based specifications for in-situ embankment compaction quality control*. Manhattan; USA: Kansas State University. Department of Civil Engineering, 2007. [consult 4 jul 2013]. Disponível em <<http://ntl.bts.gov/lib/55000/55900/55952/K-TRAN-KSU-04-6.PDF>>.
- Pham, H. Q.; Fredlund, D. G. e Barbour, S. L. (2002) - *A simple soil-water hysteresis model for predicting the boundary wetting curve*. Proceedings of 55th Canadian Geotechnical Conference on Ground and Water-Theory to Practice. Niagara Falls, Ont., Canada. 2002, 1261-1267.
- Pham, H. Q.; Fredlund, D. G. e Barbour, S. L. (2003) - *Estimation of the hysteretic soil-water characteristic curves from the bounday drying curve*. Proceedings of 56th Canadian Geotechnical Conference. Winnipeg, Canada. 2003, 2: 115-121.
- Pham, Q. H. (2005) - *A volume-mass constitutive model for unsaturated soils*. Canada: University of Saskatchewan, 2005. PhD Thesis.
- Poulos, H. G. e Davis, E. H. (1974) - *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1974. ISBN 0-471-69565-3.
- Rijtema, P. E. (1965) - *An analysis of actual evapotranspiration*. Agricultural Research Rep. No. 659. Pudoc, Wageningen, The Netherlands: 1965.
- Romero, E. (2001) - *Controlled-suction techniques*. Atas do 4º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Porto Alegre, Brasil. 535-542.
- Romero, E.; Gens, A. e Lloret, A. (1999) - *Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay*. Engineering Geology. 54: 1-2, 117-127.
- Salager, S.; Youssoufi, M. S. E. e Saix, C. (2010) - *Definition and experimental determination of a soil-water retention surface*. Canadian Geotechnical Journal. 47: 6, 609-622.
- Salgado, R. e Yoon, S. (2003) - *Dynamic Cone Penetration Test (DCPT) for Subgrade Assessment*. FHWA/IN/JTRP-2002/30. West Lafayette, Indiana: Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, 2003. [consult 27 jan 2011]. Disponível em <<http://docs.lib.purdue.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1544&context=jtrp>>.
- Samtani, N. C. e Nowatzki, E. A. (2006) - *Soils and Foundations – Volume I*. FHWA NHI-06-088. Washington, D.C.: National Highway Institute, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2006. [consul. 14 fev 2012]. Disponível em <<http://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/nhi06088.pdf>>.

- Sawangsurriya, A.; Bosscher, P. J. e Edil, T. B. (2002) - *Laboratory Evaluation of the Soil Stiffness Gauge*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. 1808: 30-37.
- Scanlon, B. R.; Nicot, J. P. e Massmann, J. W. (2002) - *Soil Gas Movement in Unsaturated Systems*. Soil Physics Companion. A. W. Warrick. Florida, USA, CRC Press. ISBN 0-8493-0837-2.
- Seed, H. B.; Jr., R. j. W. e Lundgren, R. (1962) - *Prediction of swelling potential for compacted clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division : ASCE. 88: SM3, 53–87.
- Seikmeier, J. A.; Young, D. e Beberg, D. (2000) - *Comparison of the Dynamic Cone Penetrometer With Other Tests During Subgrade and Granular Base Characterization in Minnesota*. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli. E. S. D. Tayabji and E. O. Lukanen. West Conshohocken, PA, American Society for Testing and Materials. 3rd volume.
- Senseney, C. T. e Mooney, M. A. (2010) - *Characterization of a two-layer soil system using a lightweight deflectometer with radial sensors*. 88 th Annual Meeting. Washington D. C.
- Seyman, E. (2003) - Laboratory evaluation of in-situ tests as potential quality control/quality assurance tools. Baton Rouge: Graduate Faculty of the Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College, 2003. M. Sc. Thesis.
- Shah, P. H.; Sreedeeep, S. e Singh, D. N. (2006) - *Evaluation of methodologies used for establishing soil-water characteristic curve*. Journal of ASTM International. 3: 6, 1-11.
- Skempton, A. W. (1954) - *The Pore Pressure Coefficients A and B*. Géotechnique. 4: 4, 143-147.
- SNIRH. (1995-2015). *Bases de dados*. [consult 21 dez 2015], Disponível em <http://SNIRH.pt>.
- Soilmoisture (2008) - *Operating Instructions - 1600 5 Bar Ceramic Plate Extractor*.
- Sreedeeep, S. e Singh, D. N. (2011) - *Critical Review of the Methodologies Employed for Soil Suction Measurement*. International Journal of Geomechanics, ASCE. 11: 2, 99-104.
- Steinert, B. C.; Humphrey, D. N. e Kestler, M. A. (2005) - *Portable Falling Weight Deflectometer Study*. NETCR52. Orono: Department of Civil and Environmental Engineering, University of Mine, 2005. [consult 13 fev 2012]. Disponível em <http://www.dot.state.mn.us/app/mnpave/docs/fwd_maine.pdf>.
- Suriol, J.; and, A. G. e Alonso, E. E. (2002) - *Volumetric behaviour of a compacted soil upon wetting*. Proceedings of 3rd International Conference on Unsaturated Soils. Recife, Brasil. 2002, 2: 619-623.

- Thompson, W. M. (2009) - Correlating Responses of Portable Field Instruments Used for Testing Aggregate and Soil Pavement Layers. Brigham Young University, 2009. Mc. S. Thesis.
- Troxler (2009) - *Manual of operation and instruction: Model 3440 Surface Moisture - density gauge*. 2009.
- USDA (1983) - *Foundations in Expansive Soils*. Technical Manual. TM 5-808-7. Department of the Army, 1983.
- van Genuchten, M. T. (1980) - *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society of America Journal. 44: 5, 892-898.
- Vanapalli, S. K. (1994) - Simple test procedures and their interpretation in evaluating the shear strength of an unsaturated soil. Canada: University of Saskatchewan, 1994. PhD Thesis.
- Vanapalli, S. K.; Fredlund, D. G. e Pufahl, D. E. (1999a) - *The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till*. Géotechnique. 49: 2, 143-159.
- Vanapalli, S. K.; Fredlund, D. G. e Pufahl, D. E. (1999b) - *Relationship between soil-water characteristic curves and the as-compacted water content versus soil suction for a clay til*. Proceedings of XI Panamerican Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering. 1999, 2: 991-998.
- Vanapalli, S. K.; Sillers, W. S. e Fredlund, M. D. (1998) - *The meaning and relevance of residual state to unsaturated soils*. Proceedings of the 51st Canadian Geotechnical Conference. Edmonton, Alberta. 1998.
- Wind, G. P. (1955) - *Field experiment concerning capillary rise of moisture in heavy clay soil*. Netherlands Journal of Agricultural Science. 3: 60-69.
- Yang, H.; Rahardjo, H.; Leong, E.-C. e Fredlund, D. G. (2004) - *Factors affecting drying and wetting soil-water characteristic curves of sandy soils*. Canadian Geotechnical Journal. 41: 5, 908-920.
- Zhang, L. L.; Fredlund, D. G.; Zhang, L. M. e Tang, W. H. (2004) - *Numerical study of soil conditions under which matric suction can be maintained*. Canadian Geotechnical Journal. 41: 4, 569-582.
- Zumrawi, M. M. E. (2014) - *Prediction of In-situ CBR of Subgrade Cohesive Soils from Dynamic Cone Penetrometer and Soil Properties*. International Journal of Engineering and Technology. 6: 5, 439-442.