



LABORATÓRIO NACIONAL  
DE ENGENHARIA CIVIL

# **GEOMATERIAIS EM CONDIÇÕES VARIÁVEIS DE SATURAÇÃO. MODELAÇÕES FÍSICA E NUMÉRICA**

**João Paulo Bilé Serra**

Lisboa • fevereiro de 2019

Programas de Investigação e de Formação Pós-Graduada apresentados para obtenção do título de Habilitado para o Exercício de Funções de Coordenação de Investigação Científica

**I&D  
PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO  
GEOTECNIA**





LABORATÓRIO NACIONAL  
DE ENGENHARIA CIVIL

# **GEOMATERIAIS EM CONDIÇÕES VARIÁVEIS DE SATURAÇÃO. MODELAÇÕES FÍSICA E NUMÉRICA**

**João Paulo Bilé Serra**

Lisboa • fevereiro de 2019

Programas de Investigação e de Formação Pós-Graduada apresentados para obtenção do título de Habilitado para o Exercício de Funções de Coordenação de Investigação Científica

**I&D**  
PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO  
**GEOTECNIA**

## **Título**

**GEOMATERIAIS EM CONDIÇÕES VARIÁVEIS DE SATURAÇÃO. MODELAÇÕES FÍSICA E NUMÉRICA**

## **Autoria**

**João Paulo Bilé Serra**

Investigador Principal

Copyright © LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA

e-mail: [lnec@lnec.pt](mailto:lnec@lnec.pt)

[www.lnec.pt](http://www.lnec.pt)

2019

Aos meus Pais



## Agradecimentos

A apresentação deste documento e da Resenha Curricular que o acompanha é somente possível pelo trajeto profissional que o subscritor desenvolveu no Departamento de Geotecnia do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

As conhecidas dificuldades do exercício da Carreira de Investigação Científica numa Instituição como o LNEC, vocacionada para igualmente desempenhar funções de apoio ao Estado e à Indústria da Construção, moldam o percurso profissional e a vida dos que procurando ser verdadeiros no desempenho da sua quota-parte da missão do LNEC aqui exercem funções

Deste modo, cumpre-me agradecer, reconhecido, ao LNEC na pessoa do Presidente do Conselho Diretivo, Investigador Carlos Pina, as oportunidades e as condições profissionais e humanas de que felizmente sempre pude dispor.

O mesmo agradecimento reconhecido é devido aos Chefes de Departamento os Investigadores Emanuel Maranha das Neves, Rui Correia, António Gomes Coelho (agradecimento e homenagem póstumos), Carlos Pina e, particularmente, à Diretora de Unidade Departamental Investigadora Laura Caldeira. A noção de pertença a um grupo cresce naturalmente com o bom exemplo do seu líder e tal foi-me dado experimentar com todos.

Um preito de reconhecimento pelas inúmeras oportunidades e ocasiões de colaboração e de enriquecimento pessoal é devido aos colegas com que mais de perto e frequentemente trabalhei, a saber: os Investigadores Alfredo Campos Costa, António Gomes Coelho, António Silva Gomes, Emanuel Maranha das Neves, João Marcelino, Laura Caldeira, Luís Lamas, Filipe Telmo e Rui Correia, no que respeita à Carreira de Investigação, e aos técnicos Amélia Reis, António Cardoso, Fernando Gaspar, Fernando Rodrigues, Joaquim Timóteo, Jorge Veiga e Raúl Póvoa.

Uma parte significativa do tempo e do ânimo mobilizados no desempenho de funções na Carreira de Investigação do LNEC são o resultado das circunstâncias, do apoio e da generosidade familiares. Por esse motivo agradeço afetosamente à minha Família pela cumplicidade e pelo apoio de sempre.

À Cristina

À Cristina, à Loreto e ao João

Muito obrigado





## Resumo

Neste documento apresentam-se a Resenha bibliográfica, o Programa de Investigação e o Programa de Formação Pós-Graduada sob o título “Geomateriais em condições variáveis de saturação”.

Na Resenha apresentam-se os conceitos fundamentais e as variáveis de estado relacionadas com a resposta hidromecânica dos geomateriais insaturados, incluindo as transformações saturação-dessaturação.

O Programa de Investigação é constituído por dois Projetos de Investigação. O Projeto 1 intitulado “Avanços nas modelações física e numérica” e o Projeto 2 “Aplicação à prática da Geotecnia”.

O Programa de Formação Pós-Graduada integra um curso de Programa de Doutoramento, um curso de especialização de curta duração, cinco Planos de Tese de Mestrado, dois Planos de Estudos de preparação de Dissertação de Doutoramento.

## Abstract

This document presents the Bibliographic Review, the Research Program and the Postgraduate Training Program under the heading "Geomaterials under varying conditions of saturation".

In the Review it is presented the fundamental concepts and the state variables related to the hydromechanical response of the unsaturated geomaterials, including saturation-desaturation transformations.

The Research Program consists of two Research Projects. Research Project 1 addresses "Advancing the state of the art in physical and numerical modelling" and Research Project 2 aims to promoting "Application to geotechnical engineering practice".

The Postgraduate Training Program includes a PhD Program course, one short duration specialization course, five Master Thesis Plans, and two Doctoral Dissertation plans.

## Acrónimos

BBM	Barcelona Basic Model
BEST	Beerkan estimation of soil transfer parameters
CGM	Glasgow Coupled Model
CPT	Cone penetration testing
CSR	Constant strain ratio
DLL	Dynamic Link Library
DMT	Dilatómetro de Marchetti
EVEA	(Placa de) Elevado valor (de sucção) de entrada de ar
HR	Humidade relativa
LDT	Linear displacement transducer
LNEG	Laboratório Nacional de Energia e Geologia
LREC Açores	Laboratório Regional de Engenharia Civil
LREC Madeira	Laboratório Regional de Engenharia Civil
LVDT	Linear variable differential transformer
OpenLB	Open Lattice Boltzmann
PBP	Pressiómetro com pré-furo (Ménard)
PIM	Porosimetria por intrusão de mercúrio
SBP	Pressiómetro autoperfurador
SFG	Modelo de Sheng, Fredlund e Gens
SWRC	Curva de retenção de água de um solo
SWRS	Superfície de retenção de água de um solo
TDR	Time domain reflectometry
UGeoMAT	Unidade de Solos, Enrocamentos e Misturas
VEA	Valor de sucção de entrada de ar
VIP	Velocimetria de imagem de partículas



## Índice de texto

Capítulo 1.	Introdução.....	1
Capítulo 2.	A água nos solos em estado insaturado .....	13
2.1.	Situações da água nos solos em estado insaturado .....	13
2.1.1.	Água no estado de vapor.....	14
2.1.2.	Água gravítica ou volúmica .....	14
2.1.3.	Água capilar.....	14
2.1.4.	Água da fase sólida e na interface sólida .....	18
2.2.	Regimes hídricos.....	19
2.3.	Conceito de grão ou partícula sólida, os poros, a fábrica e a estrutura.....	22
2.3.1.	As partículas.....	22
2.3.2.	Fábrica e estrutura dos solos .....	23
2.3.3.	Interação entre partículas dos solos e o papel nela desempenhado pela água .....	25
2.4.	Conceitos energéticos fundamentais .....	34
2.5.	Caracterização dos efeitos da alteração do estado hídrico .....	39
2.6.	Sobre o Princípio da Tensão Efetiva nos solos insaturados.....	46
Capítulo 3.	Modelação numérica da resposta dos geomateriais em condições variáveis de saturação .....	53
3.1.	Leis constitutivas .....	53
3.2.	Alguns modelos constitutivos .....	61
3.2.1.	Modelo de resistência de Fredlund <i>et al.</i> (1978).....	61
3.2.2.	Modelo BBM .....	63
	• Componente isotrópica .....	63
	• Componente deviatórica .....	65
	• Leis de fluxo .....	66
	• Perspetivas de desenvolvimento do modelo bbm.....	67
3.2.3.	Modelo SFG .....	67
	• Componente isotrópica .....	68
	• Componente deviatórica .....	70
	• Componente hídrica .....	71
3.2.4.	Modelo GCM (Glasgow Coupled Model) .....	72
	• Componentes isotrópica de tensão e hídrica.....	73
	• Componente deviatórica .....	77
	• Leis de fluxo .....	78
	• Perspetivas de desenvolvimento do modelo GCM .....	79
Capítulo 4.	Programa de Investigação .....	81
4.1.	Introdução.....	81
4.2.	Objetivos.....	81
4.3.	Projeto 1 – Avanços nas modelações física e numérica .....	81
4.3.1.	Enquadramento e justificação .....	81
4.3.2.	Objetivos.....	82
4.3.3.	Atividade A – Desenvolvimentos experimentais laboratoriais .....	83
	• Tarefa A.1 Curva de retenção .....	84
	• Tarefa A.2 Características de deformabilidade elástica e de dissipação histerética .....	86
	• Tarefa A.3 Infraestrutura experimental para ensaio servo-controlado da compressibilidade de solos com saturação variável .....	86
	• Tarefa A.4 Equipamento de corte rotativo (estado crítico e estado residual) .....	88

• Tarefa A.5 Infraestrutura experimental para ensaio hidromecânico servo-controlado de solos com saturação variável segundo trajetórias generalizadas de tensão .....	89
• Tarefa A.6 Infraestrutura experimental para caracterização da resistência à tração de solos.....	91
• Tarefa A.7 Infraestrutura experimental para simulação em pequena escala de processos hídricos .....	92
Planeamento da Atividade A do projeto 1 .....	93
Resultados esperados na Atividade A do projeto 1 .....	94
4.3.4. Atividade B – Desenvolvimentos experimentais de campo.....	95
• Tarefa B.1 Sensor de medição pontual múltipla de sucção .....	96
• Tarefa B.2 Sensor termo-higrométrico em cabo de fibra ótica.....	97
• Tarefa B.3 Câmara de calibração.....	97
• Tarefa B.4 Equipamento para ensaio de corte direto linear em furo de sondagem.....	99
Planeamento da Atividade B do projeto 1 .....	100
Resultados esperados na Atividade B do projeto 1 .....	101
4.3.5. Atividade C – Campo experimental .....	101
• Tarefa C.1 Definição de um padrão de registo de resultados experimentais .....	103
• Tarefa C.2 Instrumentação higrométrica de campo .....	103
• Tarefa C.3 Otimização da incerteza na estimativa das curvas de retenção hídrica .....	104
• Tarefa C.4 Ensaio de caracterização hídrica.....	106
• Tarefa C.5 Ensaio de caracterização mecânica .....	107
Planeamento da Atividade C do projeto 1 .....	108
Resultados esperados na Atividade C do projeto 1.....	109
4.3.6. Atividade D – Tópicos de modelação constitutiva .....	110
• Tarefa D.1 <i>DRIVERS</i> constitutivos da resposta hidromecânica da resposta hidromecânica sob condições variáveis de saturação .....	110
• Tarefa D.2 Ferramentas de Modelação numérica da resposta hidromecânica sob condições variáveis de saturação.....	110
• Tarefa D.3 Modelação numérica de ensaios pressiométricos e de penetração estática de cone .....	112
Planeamento da Atividade D do projeto 1 .....	113
Resultados esperados na Atividade D do projeto 1.....	114
4.3.7. Atividade E – Tópicos experimentais de modelação constitutiva.....	114
• Tarefa E.1 Efeitos de escala na determinação experimental da curva de retenção .....	114
• Tarefa E.2 Estado crítico .....	115
Planeamento da Atividade E do projeto 1 .....	117
Resultados esperados na Atividade E do projeto 1.....	117
4.4. Projeto 2 – Aplicação à prática da Geotecnia .....	118
4.4.1. Enquadramento e justificação .....	118
4.4.2. Objetivos .....	118
4.4.3. Atividade A – Curva de retenção .....	119
• Tarefa A.1 Solos com compressibilidade significativa: influência do tipo de amostra nas curvas de retenção experimentais.....	119
• Tarefa A.2 Determinação das curvas principais de retenção partindo das condições naturais do solo.....	120
Planeamento da Atividade A do projeto 2 .....	121
Resultados esperados na Atividade A do projeto 2.....	122

4.4.4.	Atividade B – Resistência dos solos à tração. Fendilhação de barreiras do sistema de encerramento de aterros de resíduos .....	122
•	Tarefa B.1 Modelos analíticos .....	123
•	Tarefa B.2 Programa experimental .....	125
	Planeamento da Atividade B do projeto 2 .....	126
	Resultados esperados na Atividade B do projeto 2 .....	127
4.4.5.	Atividade C – Ferramenta interpretativa de ensaios de compressão simples .....	127
•	Tarefa C.1 Modelo interpretativo da resistência à compressão simples com sucção conhecida .....	128
•	Tarefa C.2 Ensaios de compressão simples para aferição de modelo.....	128
•	Tarefa C.3 AFERIÇÃO dos ensaios correntes de compressão simples.....	129
	Planeamento da Atividade C do projeto 2.....	130
	Resultados esperados na Atividade C do projeto 2 .....	130
4.4.6.	Atividade D – Caracterização hidromecânica de solos vulcânicos de Portugal .....	131
•	Tarefa D.1 Identificação das unidades geológico-geotécnicas relevantes .....	132
•	Tarefa D.2 Identificação de períodos atmosféricos padrão na ótica da Geotecnia .....	132
•	Tarefa D.3 IDENTIFICAÇÃO prévia dos perfis geotécnicos.....	133
•	Tarefa D.4 Colheita de amostras intactas e indeformadas e caracterização laboratorial .....	133
•	Tarefa D.5 Caracterização in situ .....	134
	Planeamento da Atividade D do projeto 2.....	134
	Resultados esperados na Atividade D do projeto 2 .....	135
4.4.7.	Atividade E – Identificação e análise de perigos de desestabilização de taludes ....	135
•	Tarefa E.1 Recolha de dados de base em casos publicados de desestabilização de taludes .....	136
•	Tarefa E.2 Cálculo de curvas probabilidade-coeficiente global de segurança ao deslizamento incipiente (F-FS).....	137
•	Tarefa E.3 Cálculo de curvas probabilidade-intensidade do deslizamento (F-I) .....	139
	Planeamento da Atividade E do projeto 2.....	139
	Resultados esperados na Atividade E do projeto 2 .....	139
Capítulo 5.	Programa de formação pós-graduada .....	141
5.1.	Curso “Reologia de solos em condições variáveis de saturação” .....	141
•	Plano de Estudos .....	141
5.2.	Curso “Compactação de aterros” .....	142
•	Programa.....	142
5.3.	Teses de Mestrado (2º ciclo de estudos) .....	142
5.3.1.	Tese 1 “Caracterização experimental da resistência à tração de solos finos insaturados” .....	142
5.3.2.	Tese 2 “Implementação computacional de ferramentas de otimização de ajustamento de parâmetros de modelos constitutivos hidromecânicos” .....	143
5.3.3.	Tese 3 “Ensaios de compressão simples em provetes insaturados. Interpretação avançada” .....	143
5.3.4.	Tese 4 “Modelação experimental “contínua” das curvas secundárias de retenção hídrica” .....	144
5.3.5.	Tese 5 “Influência na curva de retenção hídrica da variação volumétrica por efeito de variação de tensão confinante ou de sucção” .....	144
5.4.	Dissertações de Doutoramento .....	144
5.4.1.	Dissertação 1 “Identificação e análise de perigos de desestabilização de taludes naturais” .....	144
•	Plano de estudos.....	145

5.4.2. Dissertação 2 “Interpretação de ensaios CPT em maciços de textura grosseira considerando condições contrastantes de saturação” .....	145
• Plano de estudos .....	145



## Índice de Figuras

Figura 1-1 – Modelo conceptual das condições de fronteira e dos regimes de sucção num terreno insaturado (adaptado de [Lu & Likos, 2004]).....	3
Figura 1-2 – Colapso de um aterro de argila arenosa residual de granito numa estrada em Girona (Espanha) causado por chuva intensa de Outono e com consequência de rotura da laje de transição [Alonso et al., 2010].....	5
Figura 1-3 – Fendas longitudinais na proximidade do coroamento no lado de montante por movimentos diferenciais devidos a molhagem durante o primeiro enchimento da barragem do Beliche [Maranha das Neves, 1990] .....	6
Figura 1-4 – Padrão superficial de fendilhação e fissuração de retração num terreno de granulometria fina [Blight, 2013] .....	8
Figura 1-5 – Evolução cronológica da pluviosidade (mm), do grau de saturação, da sucção medida e do coeficiente global de segurança calculado [Godt et al., 2009].....	8
Figura 2-1 – Coabitação da água capilar com as fases sólida e líquida num volume elementar com coordenação cúbica regular [Gili, 1988].....	15
Figura 2-2 – Representação esquemática das forças atuantes sobre uma molécula de água: a) no interior da massa de água, b) na interface ar-água [Scholtès, 2008] .....	15
Figura 2-3 – Ilustração da interface elíptica ar-água-sólido e da sua concretização no volume dum poro [Lu & Likos, 2004] .....	16
Figura 2-4 – Menisco capilar entre: a) duas partículas lamelares [Lu & Likos, 2004] e b) entre duas partículas esféricas de diferente diâmetro [Soulié, 2005] .....	17
Figura 2-5 – Estados (formas) de capilaridade: a) nas asperezas, b) nas rugosidades e c) esférico [Soulié, 2005] .....	17
Figura 2-6 – Diferentes regimes hídricos no solo no decorrer dum processo de dessaturação [Childs, 1969 apud. Fredlund & Rahardjo, 1993]. .....	20
Figura 2-7 – Diferentes estados hídricos no solo: (a) regime capilar, (b) regime funicular, (c) regime pendular e (d) regime higroscópico (adaptado de [Scholtès, 2008]). .....	20
Figura 2-8 – Diagrama triangular de fases e evolução das permeabilidades relativas de ar e de água com o grau de saturação [Seker, 1983]. .....	22
Figura 2-9 – Representação esquemática dos tipos de poros e de unidades estruturais [Touret et al., 1990].....	23
Figura 2-10 – Imagem por microscópio de varrimento electrónico de uma argila compactada do lado seco do ótimo Proctor: a) 300X , b) 3000X [Delage et al., 1996].....	24
Figura 2-11 – Distribuição do volume incremental dos poros de duas amostras de bentonite compactadas com massa volúmica distinta [Lloret et al., 2003].....	25
Figura 2-12 – Representação esquemática da meso-estrutura (poros intra-agregados (1) e poros inter-agregados (2)) e da macro-estrutura (poros de maiores dimensões (3)) em solos finos [Nagaraj et al., 1990].....	25
Figura 2-13 – Representação esquemática dos tipos de forças [Soulié, 2005] .....	26
Figura 2-14 – Imagem fotoelástica do arranjo de discos pentagonais sob: a) campo gravítico “geostático” e b) campo gravítico e carga pontual no centro da fronteira superior (Geng et al., 2001 apud. Mitchell & Soga, 2005) .....	27
Figura 2-15 – Representação esquemática do processo entrópico de correcção de sobre-concentração iónica, de natureza osmótica [Van Damme, 2002].....	29
Figura 2-16 – Representação esquemática da evolução duma ponte salina saturada [Soulié et al., 2007].....	30
Figura 2-17 – Potencial capilar teórico em função do raio equivalente dos poros [Dineen, 1997].....	32
Figura 2-18 – Contribuição relativa das forças de Van de Waals, da de dupla camada, de capilaridade e de cimentação no espectro de dimensão das partículas [Lu & Likos, 2006]. .....	33

Figura 2-19 – Representação esquemática do volume elementar representativo numa argila e diagrama de corpo livre [Lu & Likos, 2006] .....	33
Figura 2-20 – Visão esquemática das parcelas matricial e osmótica [Gili, 1988] .....	36
Figura 2-21 – Efeitos osmóticos entre água livre e água adsorvida em solos argilosos [Marinho, 1994] .....	37
Figura 2-22 – Interdependência dos efeitos capilares e de adsorção [Hillel, 1982] .....	38
Figura 2-23 – Formas de energia, fase física da água e processo de armazenamento de água ao longo do espectro hídrico [Barbour, 1998] .....	38
Figura 2-24 – Curva típica de retenção de água no solo, mostrando as diferentes zonas de dessaturação [Fredlund et al., 2001] .....	40
Figura 2-25 – Conceitos chave na descrição da curva de retenção de água no solo (adaptado de [Yang et al., 2004]) .....	40
Figura 2-26 – Curvas características representativas de quatro solos do Canadá [Vanapalli & Fredlund, 2000] .....	41
Figura 2-27 – Dependência da sucção de entrada de ar e da sucção residual relativamente a D10 [Yang et al., 2004] .....	41
Figura 2-28 – (a) Histerese hídrica numa areia argilosa [Croney, 1952] e (b) Laços primários e secundários de histerese hídrica [Hillel, 1982] .....	42
Figura 2-29 – Conceitos chave na descrição da curva de retenção de água no solo [Yang et al., 2004] .....	42
Figura 2-30 – Efeito de tinteiro causador de histerese hídrica [Delage & Cui, 2000] .....	43
Figura 2-31 – Histerese do ângulo de contacto (molhagem e secagem): a) [Nicot & Wan, 2009], b) [Soulié, 2005], c) [Lu & Likos, 2004] .....	43
Figura 2-32 – Histerese total da curva de retenção numa areia de grão médio [Yang et al., 2004]. .	44
Figura 2-33 – Variação da energia potencial (1) e da sua derivada (2) (a pressão) num líquido em função do volume molar [Herbert, 2006] .....	45
Figura 2-34 – Áreas de influência das pressões intersticiais [Skempton, 1960] .....	50
Figura 2-35 – Determinação experimental do coeficiente $\alpha$ para a determinação da resistência ao corte de solos insaturados [Gan et al., 1988] .....	51
Figura 2-36 – Metodologia para aferição experimental do parâmetro estatístico $\beta$ : a) compressibilidade, b) resistência ao corte [Jennings, 1960] .....	52
Figura 2-37 – Valores do parâmetro $\beta$ para diversos solos e situações em função do grau de saturação [Jennings & Burland, 1962] .....	52
Figura 3-1 – Esquematização simplificada da dependência não linear de $\beta$ com a sucção matricial no ramo de secagem da curva característica [Vanapalli et al., 1996] .....	61
Figura 3-2 – Variação da resistência ao corte relativamente à sucção, em função do parâmetro k [Fredlund et al., 1996] .....	62
Figura 3-3 – Domínio elástico para estados isotrópicos de tensão limitado pelas curvas de cedência LC e SI e pela cedência em tração [adaptado de Murray & Sivakumar, 2010] .....	65
Figura 3-4 – Superfície tridimensional de cedência estados de tensão definidos por (p,q,s) [adaptado de Murray & Sivakumar, 2010] .....	66
Figura 3-5 – Curvas de cedência para estados de tensão isotrópicos [Sheng et al., 2008a] .....	70
Figura 3-6 – Evolução da curva de cedência LC na secagem de um provete preparado como pasta [Sheng, 2010] .....	70
Figura 3-7 – Superfície de cedência tridimensional do modelo SFG [Lloret-Cabot, 2011] .....	71
Figura 3-8 – Troços de definição das curvas de retenção [Sheng et al., 2008a] .....	72
Figura 3-9 – Superfícies de cedência para estados de tensão isotrópicos [Wheeler et al., 2003] .....	74
Figura 3-10 – Trajetórias de tensão (com troços elásticos e elastoplásticos) e processo de endurecimento em a) compressão, b) secagem e c) humedecimento [Lloret-Cabot et al., 2014] ...	75

Figura 3-11 – Definição da curva de retenção por troços e mecanismo de endurecimento hídrico causado por endurecimento volumétrico [Lloret-Cabot et al., 2013] .....	76
Figura 3-12 – Perspetiva das três superfícies de cedência M, SD e SI do modelo GCM [Lloret-Cabot et al., 2017].....	77
Figura 3-13 – Linha de estados críticos (D-E-F) [Lloret-Cabot et al., 2017] .....	78



## Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Regimes hídricos e mecanismos prevalentes (adaptado de [Cho & Santamarina, 2001]) .....	21
Quadro 2.2 – Distância crítica $d_c$ para o estabelecimento de ponte capilar com raio capilar $r_c$ entre duas partículas .....	32
Quadro 3.1 – Características dos modelos segundo a primeira variável constitutiva .....	59
Quadro 4.1 – Atividade A do Projeto 1 – Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação .....	94
Quadro 4.2 – Planeamento das tarefas da Atividade A do Projeto 1 .....	94
Quadro 4.3 – Atividade B do Projeto 1 – Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação .....	100
Quadro 4.4 – Planeamento das tarefas da Atividade B do Projeto 1 .....	100
Quadro 4.5 – Atividade C do Projeto 1 – Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação .....	109
Quadro 4.6 – Planeamento das tarefas da Atividade C do Projeto 1 .....	109
Quadro 4.7 – Atividade D do Projeto 1 – Esforço de investigador e bolsheiro de investigação .....	113
Quadro 4.8 – Planeamento das tarefas da Atividade D do Projeto 1 .....	114
Quadro 4.9 – Atividade E do Projeto 1 – Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação .....	117
Quadro 4.10 – Planeamento das tarefas da Atividade E do Projeto 1 .....	117
Quadro 4.11 – Atividade A do Projeto 2: Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação .....	122
Quadro 4.12 – Planeamento das tarefas da Atividade A do Projeto 2 .....	122
Quadro 4.13 – Atividade B do Projeto 2: Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação .....	126
Quadro 4.14 – Planeamento das tarefas da Atividade B do Projeto 2 .....	126
Quadro 4.15 – Atividade C do Projeto 2: Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação .....	130
Quadro 4.16 – Planeamento das tarefas da Atividade C do Projeto 2 .....	130
Quadro 4.17 – Atividade D do Projeto 2: Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação .....	135
Quadro 4.18 – Planeamento das tarefas da Atividade D do Projeto 2 .....	135
Quadro 4.19 – Atividade E do Projeto 2: Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação .....	139
Quadro 4.20 – Planeamento das tarefas da Atividade E do Projeto 2 .....	139



# Capítulo 1. INTRODUÇÃO

## PROPÓSITO E MOTIVAÇÃO

Este documento tem por objetivo o cumprimento do disposto no artigo 30.º do Estatuto da Carreira de Investigação Científica para a apresentação da candidatura para a realização de provas para obtenção do título de Habilitado para o Exercício de Coordenação Científica no Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

O tema nele abordado é a **resposta a solicitações de natureza termodinâmica dos geomateriais em condições variáveis de saturação**. Trata-se de um dos mais dinâmicos temas na história da Mecânica dos Geomateriais, já que num curto intervalo de duas décadas, iniciado na década de 90 do século passado, se assistiu a um impressionante desenvolvimento de conceitos teóricos, de meios experimentais laboratoriais ou de campo, e de ferramentas de modelação física e matemática. Mais recentemente, veio a extravasar o âmbito original, o da Mecânica dos Solos, já que se tornou incontornável na Mecânica dos Meios Particulados em geral, de que são exemplo os materiais de enrocamento.

A sua escolha é estratégica do ponto de vista do Departamento de Geotecnia e, por conseguinte, do Laboratório Nacional de Engenharia Civil pela relevância que o estado insaturado assume no funcionamento dos geomateriais e das estruturas geotécnicas sob solicitações mecânicas, hídricas e térmicas.

Integra-se numa história de desenvolvimento no Departamento de Geotecnia, de que se citam a Memória 176 [Folque, 1962] e a Tese para Especialista do Professor Emanuel Maranha das Neves [Maranha das Neves, 1969]. Mais recentemente, são de assinalar diversos trabalhos de investigação culminando em Dissertações de Doutoramento ([Brito, 2015], [Conde, 2016] e [Manso, 2017]) e um livro didático [Maranha das Neves & Caldeira, 2018] em que o tema é tratado no âmbito da modelação geotécnica.

Do ponto de vista do autor, o interesse pelo tema deriva da constatação de este ser um chapéu unificador da análise da interação entre as partes relevantes – para a Engenharia Civil – da Geosfera, da Hidrosfera e da Atmosfera, tarefa de que a Geotecnia se tem ocupado desde os seus primórdios.

Em última análise, a importância que este tema possa assumir em Geotecnia e, mais geralmente, na Engenharia Civil depende da verificação dos três critérios apontados em [Bishop, 1959]. Estes referem-se à existência de:

- métodos laboratoriais para caracterização das propriedades relevantes dos solos de forma quase rotineira, mas precisa, em condições controladas;
- teorias que relacionem as medições laboratoriais com as condições reais em protótipos (os problemas “práticos”), por forma a facultar previsões das suas respostas; e
- medições de campo para comparação das respostas previstas com as observadas.

A Síntese, o Programa de Investigação e o Programa de Formação Pós-Graduada aqui apresentados visam contribuir para o sucesso conjugado destes três critérios, no âmbito da prática de Engenharia.

A maioria da superfície emersa da Terra é constituída por geomateriais insaturados, existindo inclusive zonas em que a situação de saturação não é previsível. Ocorrem por todo o Mundo na Natureza, em aterros compactados (que se encontram num estado não saturado logo após a sua colocação e, na maioria dos casos, mesmo no período subsequente) e em taludes de escavação. Estes solos estão sujeitos a variações, naturais ou artificiais, de humidade e de temperatura causadoras de efeitos importantes nas suas propriedades aparentes.

Do ponto de vista hídrico, o estado não saturado dos solos assume-se como o mais frequente: todos os solos podem ser dessaturados no que respeita à água. Deste ponto de vista, a não saturação dos solos representa uma condição natural e não uma particularidade.

A situação de saturação parcial não proporciona usualmente “problemas geotécnicos” desde que o teor em água permaneça aproximadamente constante, dada a contribuição positiva da sucção para a resistência e para a rigidez volumétrica. Na realidade, é a variação do estado hídrico, seja de forma monotónica na molhagem seja na ocorrência de ciclos de secagem-molhagem, a verdadeira génese do pior desempenho dos maciços naturais e das estruturas geotécnicas. O título desta Memória “**Geomateriais em condições variáveis de saturação. Modelações física e numérica**” decorre desta ideia fundamental.

Durante várias décadas, o estudo em Mecânica dos Solos incidiu sobre os solos secos e na condição de saturados por via das dificuldades conceptuais e experimentais para a interpretação e a modelação do seu funcionamento em condições arbitrárias de saturação. As dificuldades práticas e teóricas levaram a que muitos dos problemas com solos insaturados fossem tratados numa situação limite de saturação com prejuízo da racionalidade económica, já que numa boa porção dos casos representa uma situação mais desfavorável.

A natureza multifásica sólida-líquida-gasosa era considerada somente em problemas específicos – como sejam os materiais compactados – e, quase exclusivamente, através de abordagens empíricas.

Os solos são materiais particulados, isto é, compostos por unidades individualizáveis – as partículas – cujo funcionamento conjunto depende das forças mobilizadas entre elas. A condição de insaturação introduz o efeito das forças de interação pelo diferencial de pressão entre as fases gasosa e líquida, com influência sobre a deformabilidade e a resistência. Do ponto de vista hidráulico, a condução da água depende do volume armazenado nos meniscos e da sua conectividade.

As fases não são puras no que respeita às espécies (partículas sólidas, água, ar e sais). A fase sólida inclui as partículas sólidas e a água adsorvida, a fase líquida é constituída por água livre, ar dissolvido e sais dissolvidos e a fase gasosa é constituída por vapor de água e por ar livre [Yoshimi & Osterberg, 1963].



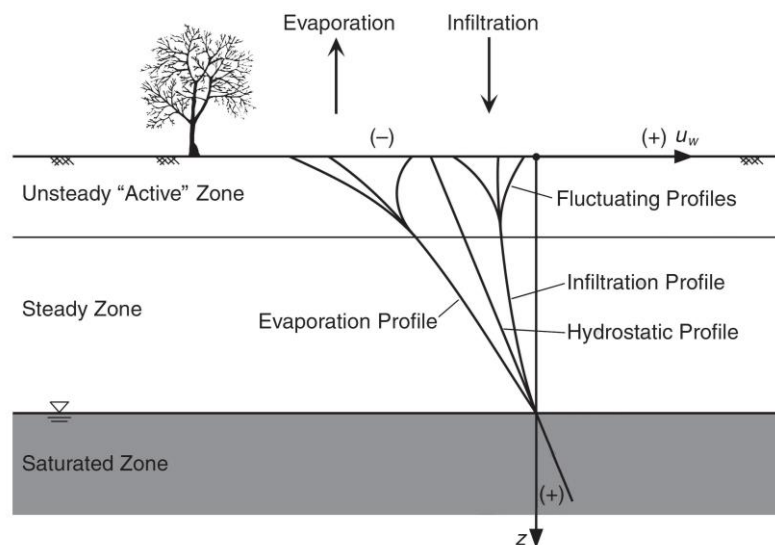
MANIFESTAÇÕES DA INFLUÊNCIA DO ESTADO HÍDRICO E DA VARIAÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO

A interação acima referida entre as partes relevantes da Geosfera, da Atmosfera e da Hidrosfera desenrola-se habitualmente de forma lenta, como na subsidência de áreas geograficamente extensas, e eventualmente culmina, de forma insidiosa, em situações catastróficas (perda de vidas humanas, prejuízos e danos ambientais severos) e de desenvolvimento rápido, por exemplo no deslizamento de uma encosta.

A influência do estado hídrico e do grau de saturação variável neste âmbito manifesta-se em inúmeras situações.

O balanço hídrico com a atmosfera em resultado dos processos contínuos de infiltração pluviométrica (fluxo descendente) e de evaporação e de evapotranspiração (fluxo ascendente) faz variar a espessura da zona vadosa (cf. Figura 1-1), onde a maioria das construções é realizada. Esta influência desenrola-se em simultâneo numa escala de tempo curta, de poucos dias, e numa escala prolongada, sazonal e também plurianual.

Uma tentativa de elenco daqueles efeitos pode conduzir à seguinte lista de atividades ou situações: fundações de edifícios ou de infraestruturas, obras hidráulicas (canais, diques, barragens de aterro, barragens de enrocamento e barragens de escombro mineiro), pavimentos e aterros rodoviários, vias férreas e seus aterros, taludes naturais, estruturas de suporte, escavações superficiais e subterrâneas, liquefação sísmica de solos, barreiras ambientais para armazenamento de materiais radioativos ou quimicamente ativos, selagem de aterros de resíduos e selagem de depósitos de escomboreiras.



**Figura 1-1 – Modelo conceitual das condições de fronteira e dos regimes de sucção num terreno insaturado (adaptado de [Lu & Likos, 2004]).**

Estes efeitos são especialmente relevantes em climas tropicais cujas características determinam, por um lado, a intensidade e a profundidade dos processos de meteorização das rochas e, uma vez alcançados estádios significativos da alteração, influenciam os perfis de humidade relativa condicionantes das respostas dos maciços alterados, muito frequentemente suscetíveis à expansibilidade devida à presença de minerais de montmorilonite ou de ilite.

Podem ocorrer danos estruturais e limitações à funcionalidade das construções – edifícios ou infraestruturas lineares – por efeito de movimentos diferenciais originados na variação do estado hídrico dos **terrenos de fundação**, mesmo quando os estados de tensão aplicados permanecem inalterados [Jennings & Knight, 1957]. Estes movimentos podem assumir naturezas opostas.

O aumento de volume nos solos expansivos, fenómeno associado a solos de plasticidade elevada em especial na presença de montmorilonite, ilite e caulinite, originados nas rochas ígneas básicas.

Ao invés, a diminuição volumétrica associada ao fenómeno do colapso, de contração volumétrica plástica, pode ocorrer em materiais compactados, mas igualmente em terrenos naturais de elevada porosidade, em ambos os casos descritos como mega-estáveis. O aumento do teor em água constitui a condição necessária para a ocorrência de ambos os fenómenos, mas a sua expressão quantitativa e até o sentido da variação volumétrica depende das trajetória e história de tensão (logo do estado de tensão prevalecente no início da alteração hídrica) e da história hídrica.

Os **pavimentos rodoviários** estão diretamente sujeitos às ações atmosféricas, com sequências alternadas de predominância de infiltração e de evaporação com efeito direto na variação de sucção. A eventual fendilhação do pavimento, ao favorecer a evaporação e a molhagem, amplifica os efeitos referidos.

Dada a proximidade da estrutura do pavimento relativamente à superfície, e a conseqüente baixa intensidade do estado de tensão, os efeitos compostos da variação de humidade e de temperatura assumem especial relevância, em especial na presença de fendilhação do pavimento e no caso de solos com características expansivas ou colapsáveis [Lytton, 1995]. A modelação destas interações obriga ao recurso a formulações acopladas termo-hidro-mecânicas (THM).

Os efeitos sazonais revelam-se na deformabilidade estática [May & Witezak, 1981], no módulo resiliente [Philip & Cameron, 1995] e nas propriedades de deformabilidade cíclica/dinâmica [Edris & Lytton, 1976].

As **vias férreas**, com especial ênfase nas de alta velocidade, são particularmente sensíveis aos efeitos das variações das condições hídricas internas. Esta afirmação aplica-se quer à fundação da via quer ao terreno, escavado ou compactado, subjacente. Na via balastrada os efeitos da variação cíclica da humidade relativa atmosférica e a ocorrência de inundações com posterior secagem causam efeitos de fracturação nos blocos do balastro e das cascalheiras do sub-balastro. Nos materiais granulares da fundação de via e nos aterros subjacentes os ciclos hídricos são causadores potenciais de deslocamentos irreversíveis. Os efeitos da histerese hídrica na condutividade e na plastificação dos materiais em vias férreas começa a ser objeto de investigação [Cui, 2016].

Os **aterros de solos** quando compactados do lado seco e com porosidade excessiva apresentam sensibilidade à molhagem podendo, numa circunstância de conjugação adequada de índice de vazios, tensão média de confinamento e teor em água de colocação sofrer colapso, com deslocamentos significativos, absolutos e diferenciais.

A subsidência dum aterro de arenitos e siltitos de 70 m de altura, para reperfilamento duma mina de carvão a céu aberto, devida à subida progressiva do nível freático e ao efeito do peso próprio é mencionado em [Charles *et al.*, 1984].

Nos **aterros de enrocamento** o colapso por molhagem deve-se à fratura dos blocos pelas elevadas forças de contacto, as quais tendem a abrir as fissuras pré-existentes nos blocos de rocha, transformando-as em fendas que se propagam com velocidade tanto maior quanto a humidade relativa no ar que as envolve. A molhagem, por aumentar a humidade relativa do ar, proporciona a fratura dos blocos de enrocamento cujo rearranjo estrutural se faz acompanhar de um adensamento intenso, o colapso.

Uma das características peculiares do funcionamento em deformação dos aterros é a correlação dos assentamentos com os picos de precipitação (cf. Figura 1-2) no período inicial de exploração (p. ex. na barragem do Beliche [Naylor *et al.*, 1997]), perdendo essa correlação expressão com o decorrer dos anos devido à diminuição do potencial de colapso do material que acompanha a expansão da superfície de cedência do material por endurecimento plástico [Alonso, 2003].



**Figura 1-2 – Colapso de um aterro de argila arenosa residual de granito numa estrada em Girona (Espanha) causado por chuva intensa de Outono e com consequência de rotura da laje de transição [Alonso *et al.*, 2010]**

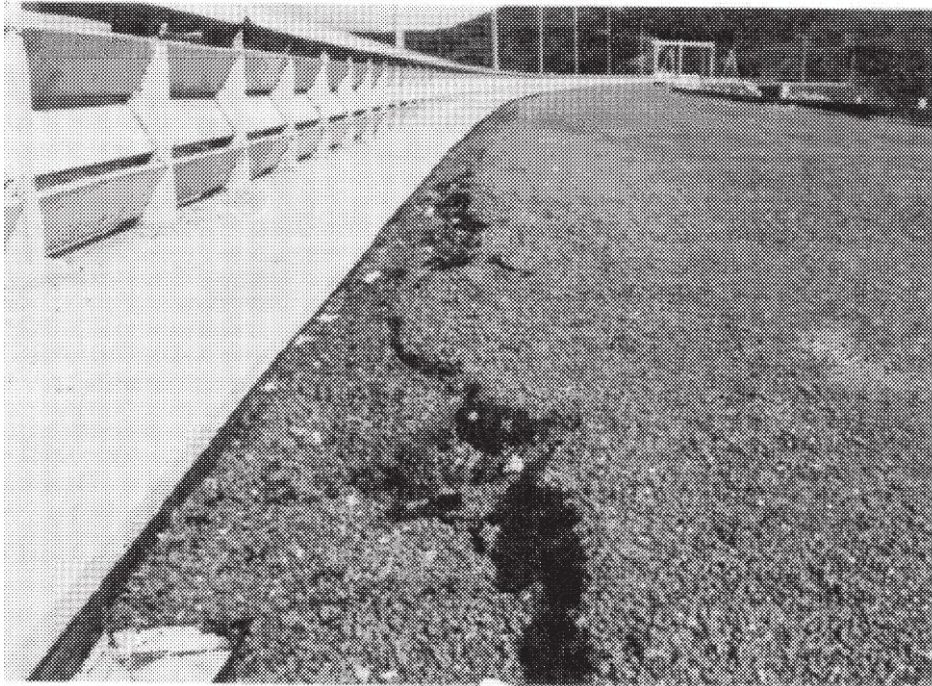
Uma questão relevante do ponto de vista do desenvolvimento concetual, e praticamente sem estudos publicados, é a destriça dos efeitos reológicos de fluência relativamente aos efeitos de molhagem-secagem. O tempo necessário para que os efeitos hídricos percam expressão depende das condições climáticas locais e das características geomecânicas dos materiais de aterro.

O efeito da variação do índice de vazios e do grau de saturação na condutividade hidráulica dos aterros condiciona o estabelecimento da rede de percolação no primeiro enchimento das **barragens de aterro**. A ocorrência de percolação em posições acima da cota superior do núcleo argiloso é uma manifestação do efeito da saturação parcial.

Nas **barragens de enrocamento** com núcleo argiloso central o acervo documental da relevância da variação do grau de saturação na ocorrência de fenómenos lesivos da segurança estrutural e hidráulica contém referências que remontam ao princípio do século passado (p. ex. a barragem de Dix com 84 m de altura construída em 1925, onde a inundação súbita dos 18 m inferiores durante a constru o causou assentamentos de 20 cm [Nobari & Duncan, 1972]). Para além dos fen menos de transferência de tensões, os assentamentos expressivos por colapso de molhagem causam, por



efeito das componentes horizontais dos movimentos diferenciais associados, fendilhação longitudinal em ambos os maciços estabilizadores (cf. Figura 1-3), de que é exemplo a barragem do Beliche [Maranha das Neves, 1990].



**Figura 1-3 – Fendas longitudinais na proximidade do coroamento no lado de montante por movimentos diferenciais devidos a molhagem durante o primeiro enchimento da barragem do Beliche [Maranha das Neves, 1990]**

A influência da variação do grau de saturação na deformabilidade relativa dos maciços de enrocamento e do núcleo potencia o desenvolvimento de fendilhação neste, por sua vez favorecendo fenômenos de instabilidade interna [Maranha das Neves, 1990].

A influência da forma da curva característica dos materiais de aterro nas respostas observada e modelada de **barragens de aterro** e do núcleo das barragens de enrocamento [Pagano & Desideri, 1998] manifesta-se tanto na fase de construção como durante o primeiro enchimento ao nível da permeabilidade, logo da evolução do grau de saturação, e dos efeitos mecânicos relacionados com a deformabilidade e a resistência mobilizável.

A construção de **canais hidráulicos** envolve trabalhos de escavação e de aterro, habitualmente interessando formações superficiais, de menor competência mecânica. A exposição às condições atmosféricas que influenciam a evolução cronológica de deslocamentos diferenciais causadores de fissuração e a criação de rejeitos entre painéis adjacentes potencia a infiltração que, por sua vez, aumenta a intensidade desses movimentos, independentemente da sua natureza expansiva ou contráctil.

No âmbito da **Geotecnia Ambiental** a manifestação das condições variáveis de saturação relaciona-se essencialmente com o armazenamento subterrâneo de produtos radioativos; o transporte de contaminantes; o armazenamento de resíduos urbanos ou tóxicos; o depósito de escombros mineiros e o encerramento/reabilitação ambiental de minas.

Nestes casos, é imprescindível assegurar a funcionalidade de isolamento que depende da condutividade das barreiras relativamente aos fluidos e às espécies químicas presentes. A inexistência de fissuração é essencial para assegurar aquela funcionalidade explicitando-se assim a influência das propriedades mecânicas, por sua vez dependentes da humidade relativa e da temperatura, na funcionalidade referida.

O fluxo em meio poroso insaturado é um processo complexo devido à presença de três fases e ao elevado número de fenómenos implicados (dissolução, evaporação, fluxos de líquido e de gás) com diversas variáveis de controlo (fricção, adesão, potencial da água, tensão superficial).

Em qualquer das fases o fluxo pode dar-se por convecção (diferenças de pressão ou de potencial) ou por difusão molecular provocado pela desigual distribuição de qualquer propriedade intensiva no fluido em questão (por exemplo, gradientes de temperatura ou de concentração química). Na situação de desequilíbrio de potenciais termodinâmicos, o fenómeno convectivo, mais massivo, é preponderante, enquanto o equilíbrio de potencial assegura a primazia da difusão.

Na análise das **barreiras ambientais** é forçosa a consideração simultânea dos fluxos de ar e de água: em primeiro lugar, pela interdependência geométrica através dos volumes relativos, depois pela interação mecânica através da interface ar-água e, por último, pela possibilidade da permuta mássica entre as fases através de fenómenos de condensação de vapor, evaporação de água e dissolução do ar. Estes processos de transformação mássica de estado, proporcionam fluxo de água através da fase gasosa e fluxo de ar dissolvido na água, cuja saturação em ar conduz à libertação deste. Esta última via é uma possibilidade de fluxo de ar (pequena importância relativa, no entanto) em solos quase saturados.

A crescente necessidade de **armazenar materiais radioativos ou quimicamente ativos** introduz desafios de muito longa duração à prática geotécnica cuja resolução assenta no desenvolvimento de modelos acoplados de fenómenos mecânicos, hídricos e térmicos. O papel da humidade relativa das barreiras nesta interação é fundamental. O muito longo prazo em que se exige a funcionalidade fundamental de isolamento químico obriga à redução da velocidade dos fluxos convectivos e de difusão para valores ínfimos, sendo aqui indispensável a inexistência de fissuras, cuja salvaguarda depende da avaliação adequada da interação daqueles fenómenos.

No caso de **aterros sanitários** e de **depósitos de resíduos tóxicos** (como por exemplo os depósitos de estéreis mineiros sob a forma de pasta) estas considerações sobre a funcionalidade de isolamento sobrepõem-se às tradicionalmente efetuadas sobre a influência da humidade relativa e do balanço energético da interação com a atmosfera na determinação do padrão superficial de fendilhação e de fissuração (cf. Figura 1-4).

Nas **barragens de rejeito mineiro** as condições de colocação dos materiais de aterro são maioritariamente deficientes (em especial na modalidade de alteamento para montante) e a percentagem ponderal de finos é significativa, correspondendo-lhe materiais silto-arenosos. Em climas secos a contribuição da sucção para a resistência é significativa. A molhagem destes materiais, por efeitos climatéricos ou pela colocação subaquática dos rejeitos nos depósitos (numa técnica de aterro hidráulico) compromete esta contribuição. A frequência de incidentes, e até de

acidentes graves, neste tipo de estruturas ilustra o efeito do aumento do grau de saturação na diminuição da resistência ao corte mobilizável [ICOLD, 2001].



Figura 1-4 – Padrão superficial de fendilhação e fissuração de retração num terreno de granulometria fina [Blight, 2013]

A resposta sísmica destas barragens e dos depósitos por elas represados é uma questão muito sensível face à prática de avaliação de segurança na indústria mineira e à referida dependência da resistência ao corte relativamente à sucção a que acresce a deformabilidade cíclica crescente com o aumento da pressão intersticial por adensamento irreversível (“ratcheting”).

Na **estabilidade de taludes** – naturais ou escavados – a margem de segurança mostra-se muito dependente das condições climáticas [Alonso & Olivella, 2006]. O caso de deslizamentos superficiais em Edmonds (Washington) é disso exemplo [Godt *et al.*, 2009]. No período de observação (Figura 1-5) de quatro meses é possível evidenciar o efeito quase imediato da pluviosidade no aumento do grau de saturação. A concentração de chuva a partir de 15 de dezembro de 2005 acelerou o processo de desestabilização pelo quase anulamento da sucção medida.

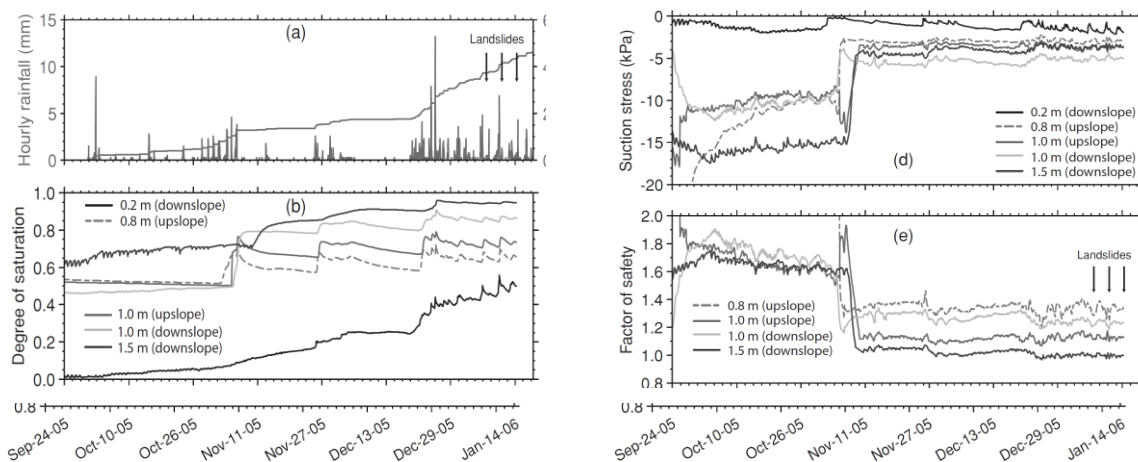


Figura 1-5 – Evolução cronológica da pluviosidade (mm), do grau de saturação, da sucção medida e do coeficiente global de segurança calculado [Godt *et al.*, 2009]



No caso de escorregamentos superficiais sucede a rotura translacional de espessuras reduzidas de material, conduzindo frequentemente a escoadas de material de granulometria extensa (**debris flow**), por exemplo de coberturas piroclásticas [Olivares & Damiano, 2007]. A sua ocorrência encontra-se condicionada pela humidade relativa prevalecente no terreno antes da ocorrência de chuva e pela condutividade hidráulica destes materiais. Cerca de metade dos escorregamentos superficiais mais destrutivos a nível mundial no século passado resultaram de chuvas prolongadas ou intensas [Sidle & Ochiai, 2006].

No caso de **escorregamentos mais profundos**, a existência de superfícies de descontinuidade ou de fraqueza, por exemplo devido a secagem por retração, favorece a molhagem a maiores profundidades por infiltração da chuva, aumentando o peso do terreno, aumentando a deformabilidade e a velocidade de deformação e, no limite, diminuindo a resistência disponível.

As condições de segurança ao escorregamento resultantes dos processos de longa duração típicos dos taludes (meteorização, dissolução e precipitação de minerais, deformação por fluência e ao longo de superfícies espelhadas<sup>1</sup>, erosão, fendas de retração e expansibilidade), a que acrescem os efeitos sísmicos, são agravadas pela molhagem dos materiais por pluviosidade intensa ou prolongada.

No decurso da escavação de **obras subterrâneas** constata-se uma significativa incidência de casos de terrenos em estado insaturado, com as reconhecidas vantagens do ponto de vista de segurança da frente relativamente à rotura e à logística da obra. No entanto, em rochas brandas integrando minerais expansivos a variação da humidade relativa introduzida pela escavação conjugada com ocorrência de trajetórias de tensão com descarga favorece a aceleração dos processos de deformação. São, por esta via, introduzidos constrangimentos nas opções quanto ao tipo e densidade dos suportes e até quanto ao tempo de autossustentação admitido.

No que respeita ao efeito da saturação variável no potencial de **liquefação cíclica**, estudos experimentais laboratoriais recentes ([Liu & Xu, 2013] e [Zhang *et al.*, 2016]) demonstram que a conjugação “adequada” de valores de tensão média e de valores baixos de densidade relativa possibilita o desenvolvimento de pressão na água com amplitude suficiente para indução de mobilidade cíclica em areias no regime capilar de saturação.

No sentido oposto, o recurso a técnicas de dessaturação para mitigação da vulnerabilidade sísmica à liquefação de depósitos naturais é uma outra evidência do efeito da saturação variável na resposta cíclica dos solos.

Ambas as perspetivas assumem especial relevância no caso de escombrecas de mineração e respetivas barragens [Fourie *et al.*, 2001].

### PERSPETIVA HISTÓRICA DO ESTUDO DA MECÂNICA DOS SOLOS EM ESTADO INSATURADO

A maioria da investigação sobre o papel desempenhado pelo fluido intersticial nos solos foi iniciado pelos estudiosos de Agronomia e de Física dos Solos na transição entre os séculos XIX e XX e

---

<sup>1</sup> *Slickensides*

posteriormente transferida para o domínio da engenharia. No domínio da engenharia civil atribui-se o pioneirismo ao grupo do Road Research Laboratory [Croney & Coleman, 1948].

Mencionam-se duas abordagens distintas sobre a retenção de água nos solos, ambas originárias do Bureau of Soils of the United States Department of Agriculture. Uma, de natureza mecânica, sustentada no efeito de trações superficiais nas películas de água [Briggs, 1897] e outra, de base energética, segundo a qual a energia da água no solo – o potencial capilar – era devida à capacidade de retenção [Buckingham, 1907].

A distinção entre os diversos tipos de água radica historicamente nesta referência de Briggs: água higroscópica (adsorvida pelas forças atrativas nas partículas), água capilar (retida pela tensão superficial nos meniscos) e água gravítica (de drenagem livre, uma vez que não estava retida pelo solo).

Karl Terzaghi reconhecia que se a água intersticial estivesse somente sujeita à ação gravítica, forçosamente existiria uma fronteira clara entre uma zona saturada e a sua complementar, seca, a qual seria facilmente identificada pela posição da toalha freática no interior dos tubos piezométricos [Terzaghi, 1942, pp. 331]. A capacidade de retenção de água pelo solo acima da toalha freática sugere a existência de outras forças, a que o autor do Princípio da Tensão Efetiva, apelidou de capilares.

A atenção ao problema dos solos insaturados ocorreu, portanto, logo nos alvares da disciplina: um número interessante de comunicações foi apresentado à primeira Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações em 1936.

O papel do estado não saturado constituía então parte integrante do desenvolvimento da disciplina embrionária da Mecânica dos Solos. Na obra [Terzaghi, 1943] constavam o Capítulo XIV (*Capillary forces*) e XV (*Mechanics of drainage*), explanando conceitos sobre a resistência dos solos através dum modelo capilar e sobre a drenagem. Nela, menciona-se, por exemplo, o fenómeno de “sifão” em barragens de aterro pelo qual a água na albufeira – situada a uma cota inferior ao topo do núcleo impermeabilizante – fluía, contornando-o superiormente, apesar de este se prolongar acima do nível da albufeira.

A década de 50 representou um período de renovado interesse na resposta dos solos insaturados. Como referências históricas fundamentais citam-se a conferência pioneira “Pore pressure and suction in soils” organizada em 1960 pela British National Society e o Symposium in Print “Moisture equilibria and moisture changes beneath covered areas”, génese da série de **Conferências Internacionais sobre Solos Expansivos** – e, genericamente, **Problemáticos**. A índole dos trabalhos apresentados nestas Conferências era essencialmente empírica ou semi-empírica, com resultados e conclusões raramente generalizáveis ou, mesmo somente, extrapoláveis para circunstâncias diversas daquelas em que se baseava o trabalho.

Na conferência marco “Conference on Pore Pressure and Suction in Soils” organizada pela British National Society em 1960 surge a proposta de Skempton (1960) de uma equação modificada de tensão efetiva com uso dum fator  $\chi$  almejando o uso dum variável única para a descrição da resposta dos solos em estado insaturado. Esta ideia, na forma de uma definição de tensão efetiva,



havia já sido avançada por Bishop como resultado dos trabalhos de investigação sobre resistência ao corte no Imperial College de Londres [Bishop, 1959]

A Conferência Internacional de Paris de 1995 marcou um ponto de viragem, correspondendo ao desejo expresso pelo Professor Eduardo Alonso na alocução de abertura, uma vez que na então longa série de Conferências sobre solos expansivos não havia emergido um conjunto consistente de formulações teóricas e de indicações práticas capazes de serem entendidos como uma nova área de conhecimento, conforme reconhecido pelo Professor Delwyn Fredlund representante do Technical Committee 6 da ISSMFE na mesma Sessão de Abertura.

No Prefácio das Atas da Conferência Internacional “Unsaturated Soils. Sols non Saturés” – a primeira – realizada em Paris em 1995, os editores Eduardo Alonso e Pierre Delage [Alonso & Delage, 1995] escreviam que, àquela data, a Mecânica dos Solos dispunha de uma estrutura teórica, firmemente baseada numa base experimental extensa e sólida, capaz de providenciar os fundamentos conceptuais para a prática da Engenharia Geotécnica. Estes princípios básicos seriam, no entanto, aplicáveis preferencialmente aos solos remoldados – ideais – e não aos solos “reais” os quais constituíam um objeto de estudo de abordagem muito mais difícil. De entre as dificuldades encontradas destacam-se os efeitos de estrutura, as descontinuidades, a heterogeneidade, a cimentação e a saturação parcial.

Estes solos “singulares” eram frequentemente catalogados de “problematic soils” perante as dificuldades de aplicação das teorias para solos remoldados saturados. Eram, por isso, objeto de abordagens distintas das utilizadas no estudo dos solos “bem comportados” [Alonso *et al.*, 1987]. Em [Vaughan, 1999] o autor defendia que não sendo possível alterar os solos para os adaptar às teorias da Mecânica dos Solos clássica, era necessário alterar as teorias. Afirmava, ainda, que as teorias não coerentes com o comportamento experimental dos solos “problemáticos” eram elas efetivamente problemáticas, ao invés dos solos.

Do ponto de vista dos solos insaturados está-se neste momento num ponto semelhante ao início da década de 90 relativamente à mecânica do comportamento dos solos remoldados saturados [Biarez & Hicher, 1994]: *“during a quarter of century considerable progress has been made in soil mechanics research resulting from the analysis of the mechanics of continuous media and from finite element type calculations. Unfortunately industrial practice has benefited little from this”*.

Fredlund (1979) na sua alocução ao Second Canadian Geotechnical Colloquium apontou razões para o conhecimento sobre o comportamento dos solos insaturados não ter até então sido incorporado pela prática geotécnica: a ausência duma base teórica consolidada e a inexistência de tecnologia expedita e económica para tornar financeiramente vantajosa a sua adoção.

A tecnologia apropriada para caracterização laboratorial e de campo começa a estar disponível dependendo agora a sua aplicação prática da capacidade de integrar os modelos conceptuais da curva característica na prática de engenharia pela modelação numérica da percolação não saturada, do transporte de contaminantes e de resistência ao corte.

Pode dizer-se que decorridos 20 anos sobre a Conferência de Paris a Mecânica dos “Solos não Saturados” se encontra num estado de desenvolvimento teórico – conceptual – e tecnológico assinalável [Coussy & Fleureau, 2002].

### ORGANIZAÇÃO DO DOCUMENTO

Este documento está organizado em correspondência com o exigido. Assim, depois deste capítulo de Introdução, é apresentada nos Capítulos 2 e 3 uma Resenha de síntese dos conhecimentos no domínio dos geomateriais insaturados, portanto sob condições variáveis de saturação.

No Capítulo 4 desenvolve-se o Programa de Investigação composto por dois Projetos de Investigação, com âmbitos distintos, mas colaborativos e interdependentes.

No Capítulo 5 é descrito o Programa de Formação Pós-Graduada contendo dois Cursos, um a nível propedêutico de Doutoramento e outro de formação avançada para engenheiros geotécnicos. No Programa são propostos cinco trabalhos de investigação para preparação de Teses de Mestrado (2º Ciclo de Formação) e dois Planos de Doutoramento.

## Capítulo 2. A ÁGUA NOS SOLOS EM ESTADO INSATURADO

A água é uma substância química comum que desempenha um papel determinante nas propriedades macroscópicas – aparentes, visíveis – dos solos. Sendo possível encontrá-la em todos os ambientes geotécnicos, desempenha um papel primordial nas propriedades mecânicas, hidráulicas, químicas e térmicas dos terrenos e das infraestruturas. Embora possa ocorrer no estado sólido, o gelo, e no estado gasoso, o vapor de água, a denominação água está, normalmente, associada ao estado líquido. Na Natureza, as três fases físicas podem coexistir de forma dinâmica num mesmo sistema.

### 2.1. Situações da água nos solos em estado insaturado

Sob temperatura superior à temperatura de congelação a água nos solos pode existir nas três fases da matéria: gasosa (vapor de água), líquida (água livre e água capilar) e sólida (água adsorvida).

A água pura é uma substância natural peculiar, com um comportamento anómalo do ponto de vista das propriedades termodinâmicas e estruturais. A água líquida consiste numa rede de ligações de hidrogénio, conectada macroscopicamente de forma aleatória, sendo as ligações frequentemente distorcidas e quebradas, numa contínua reformulação topológica [Stillinger, 1980].

A molécula de água pura é permanentemente dipolar, formando um V aberto com o vértice ocupado pelo átomo de oxigénio. Esta geometria interna aberta facilita a ligação intermolecular, através de ligações de hidrogénio, em que o átomo de oxigénio (recetor) de uma dada molécula pode ligar-se a um dos dois átomos de hidrogénio (dadores) de outra molécula. A sua natureza dipolar fortalece a ligação entre moléculas, aumentando a energia de ativação necessária para a sua separação.

O elevado número de ligações de hidrogénio e a energia necessária para as quebrar justifica os elevados valores do ponto de fusão, do ponto de ebulição, do calor de fusão, do calor de vaporização, do calor específico, da constante dielétrica e da viscosidade da água.

Consoante as forças condicionantes do comportamento da água, esta pode encontrar-se em condições diversas, que podem ser agrupadas fundamentalmente em quatro categorias ([Yoshimi & Osterberg, 1963] e [Scholtès, 2008]):

- água no estado de vapor, no ar;
- água gravítica (ou “livre” ou em “massa”), cujo comportamento depende dos potenciais gravítico e de pressão;
- água capilar, cujas propriedades dependem da presença e da forma de uma interface ar-água-partículas sólidas;

- água adsorvida na interface sólida, cujas propriedades dependem da sua constituição química e da natureza e da proximidade da superfície das partículas sólidas (alguns autores incluem-na na fase sólida).

Embora não constitua objeto desta Resenha, a bem da completude importa referir a formação de gelo em climas frios, passando aqui a fase sólida da água a ser predominante.

Aquela divisão é meramente descritiva pois que toda a água, independentemente da situação concreta, está sujeita à variação de potencial termodinâmico.

A relevância de cada uma destas circunstâncias da água depende, em primeiro lugar, do grau de saturação vigente; depois, depende da distribuição estatística e espacial das dimensões das partículas e dos poros; finalmente, no caso das partículas finas, depende da sua constituição mineralógica e da composição química da solução aquosa, em especial dos iões nela dissolvidos.

### 2.1.1. Água no estado de vapor

O vapor de água resulta da evaporação da água líquida e subsiste num processo dinâmico de interação entre as taxas de evaporação e condensação. Quando em equilíbrio com as fases líquida e sólida atinge a pressão de vapor.

### 2.1.2. Água gravítica ou volúmica

A água gravítica é própria dos solos em estado saturado ou quase saturado. Encontra-se sujeita às forças associadas aos potenciais gravítico e de pressão, cuja atuação conjunta resulta na carga hidráulica  $h_w$ , aproximadamente igual ao potencial termodinâmico total por unidade de peso,  $h_t$ ,

$$h_t \approx h_w = \frac{u_w}{\gamma_w} + z \quad (2.1)$$

Nesta equação  $u_w$  e  $\gamma_w$  representam, respetivamente, a pressão e o peso volúmico da água e  $z$  significa a cota. O diferencial de  $h_w$  controla o fluxo hídrico, de natureza convectiva.

### 2.1.3. Água capilar

A presença da água capilar está associada à existência de interfaces ar-água em que a fase gasosa é contínua e se encontra em contacto com a atmosfera exterior ao solo. Encontra-se sob a forma de pontes capilares entre os grãos (cf. Figura 2-1), através das quais subsiste um diferencial de pressão entre as duas fases, o qual é equilibrado pela resultante da tensão superficial que prevalece no menisco, deste modo gerando entre os grãos forças capilares de ligação, de coesão. A curvatura é causada pelo processo de deformação para minimização da sua energia livre.

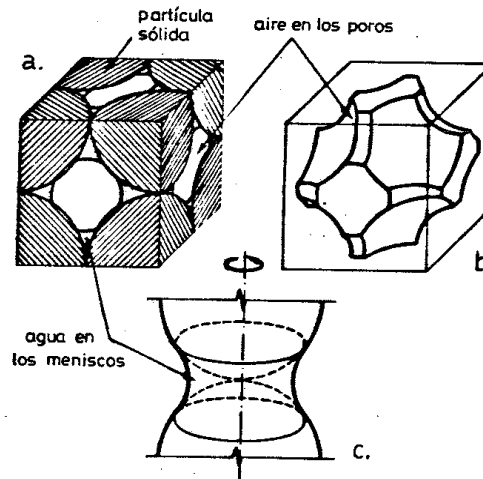


Figura 2-1 – Coabitação da água capilar com as fases sólida e líquida num volume elementar com coordenação cúbica regular [Gili, 1988]

O fenómeno da mobilização de tensão superficial desenvolve-se na interface entre dois líquidos imiscíveis ou entre um líquido e um gás. Dada a disparidade entre a natureza e o número das moléculas em cada um dos meios separados pela interface, as moléculas situadas na vizinhança desta estão sujeitas a forças de van der Waals desequilibradas. O efeito visível é o repuxar da interface no sentido da maior intensidade de forças atrativas, que no caso da interface ar-água se desenvolve no líquido (cf. Figura 2-2). Embora, por conveniência matemática, a tensão superficial seja considerada como concentrada na superfície, ela representa a resultante daquelas forças na vizinhança da interface, numa espessura adjacente, correspondente a não mais do que uma dezena de camadas moleculares [Lu & Likos, 2004]. Por esse motivo, [Fredlund & Morgenstern, 1977] identificam a interface capilar como uma fase individualizável do solo – a quarta –, uma vez que apresenta propriedades distintas da restante água.

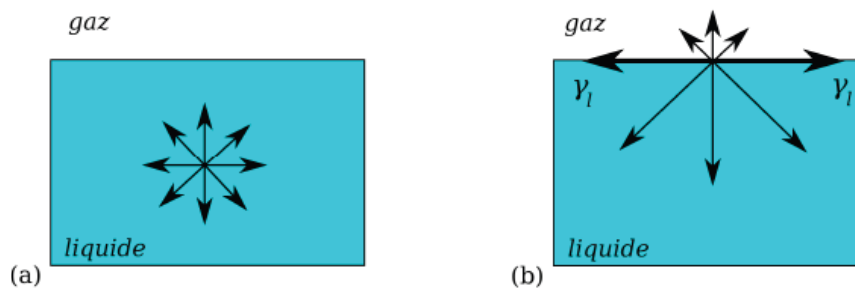


Figura 2-2 – Representação esquemática das forças atuantes sobre uma molécula de água: a) no interior da massa de água, b) na interface ar-água [Scholtès, 2008]

Estritamente, a designação tensão superficial, aplica-se à tensão de superfície  $T_s$  entre um líquido e o seu vapor. Tem o significado de entalpia livre da superfície. Pode ser definida como a quantidade infinitesimal de trabalho (variação da energia livre da “superfície”)  $W_s$  que deve ser fornecida ao sistema para ampliar a superfície interfacial  $A$  dum infinitésimo  $dA$

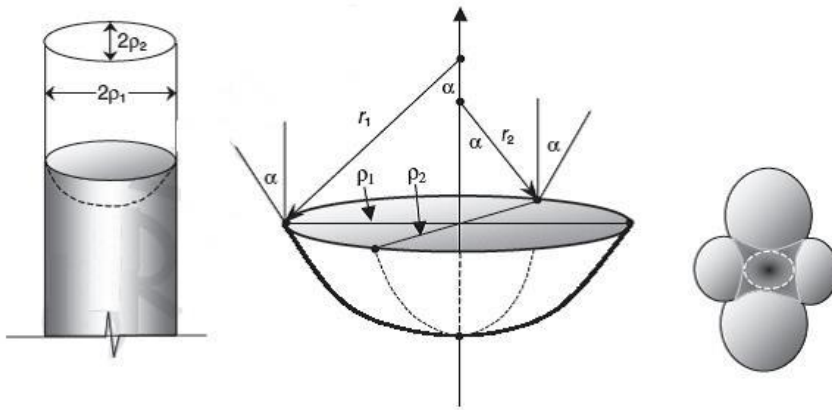
$$T_s = \frac{dW_s}{dA} \quad (2.2)$$

A tensão superficial da água depende da temperatura e, em menor grau, da pressão no ar e também da presença de solutos. Uma expressão aproximada da tensão superficial da água pura à temperatura absoluta  $T$  é [Molenkamp & Nazemi, 2003]:

$$T_s(T) = 0.1171 - 1.516 \times 10^{-4} T \quad (\text{N/m}) \quad (2.3)$$

A geometria do menisco elíptico (cf. Figura 2-3) no contacto entre a água e o ar intersticiais, respetivamente sujeitos às pressões  $u_a$  e  $u_w$ , é a necessária para equilibrar o diferencial de pressão, como expressa a equação de Young-Laplace [Lu & Likos, 2004]

$$u_a - u_w = T_s \left( \frac{1}{\rho_1} + \frac{1}{\rho_2} \right) = 2T_s \kappa_m \quad (2.4)$$



**Figura 2-3 – Ilustração da interface elíptica ar-água-sólido e da sua concretização no volume dum poro [Lu & Likos, 2004]**

As curvaturas principais  $\kappa_1$  e  $\kappa_2$ , ou os correspondentes raios principais de curvatura  $\rho_i = \kappa_i^{-1}$ , assumem o sinal positivo se a respetiva concavidade (o raio de curvatura) estiver do lado da maior pressão. A curvatura média do menisco  $\kappa_m$  e o correspondente raio de curvatura  $\rho_m$  são dados por

$$\kappa_m = \frac{1}{\rho_m} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{\rho_1} + \frac{1}{\rho_2} \right) \quad (2.5)$$

A dedução tradicional da equação de Young-Laplace assenta no equilíbrio de forças resultantes das pressões e da tensão superficial [Fredlund & Rahardjo, 1993]. Alternativamente, a equação pode ser deduzida considerando-se a conservação de energia numa expansão virtual da interface, isto é a conservação de energia entre os trabalhos realizados nessa expansão pelas pressões  $u_a$  e  $u_w$  e pela tensão superficial  $T_s$

$$dW = dW_{u_w} + dW_{u_a} + dW_S = 0 \quad (2.6)$$

Na presença da superfície sólida de grãos no contorno do menisco, o ângulo de contacto  $\alpha$  entre a água e as partículas condiciona a geometria do menisco e, conseqüentemente, a pressão diferencial entre ambas as fases fluidas (cf. Figura 2-3). O ângulo de contacto  $\alpha$  é definido pelas tangentes às

interfaces ar-água e água-partícula. Trata-se duma propriedade intrínseca das fases em contacto num sistema sólido-líquido-gasoso. O raio de curvatura da interface  $\rho_i$  e o comprimento do eixo da secção transversal elíptica do poro  $r_i$  – do “tubo capilar” – relacionam-se através de

$$\rho_i = \frac{r_i}{\cos \alpha} \quad (2.7)$$

A equação de Young-Laplace fazendo intervir o ângulo de contacto escreve-se

$$u_a - u_w = T_S \left( \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) \cos \alpha \quad (2.8)$$

Num processo de secagem o ângulo de contacto da água nos grãos é próximo de zero (superfície de molhagem quase perfeita), ao invés do que sucede no processo hídrico inverso em que é claramente positivo (superfície com molhagem parcial) ([Hillel, 1982] e [Lu & Likos, 2004]). Esta diferença é uma das causas da histerese hídrica dos solos.

A água capilar responde ao diferencial de pressão, pelo que os processos de reequilíbrio de pressão na fase gasosa conduzem a alterações locais dos raios de curvatura dos meniscos e à conseqüente alteração do volume de água neles contidos. A forma dos meniscos capilares é a que minimiza a energia potencial da água nele contido. É muito dependente da disponibilidade hídrica (teor volúmico em água) e da forma e das dimensões dos grãos a que se encontram ligados (cf. Figura 2-4).

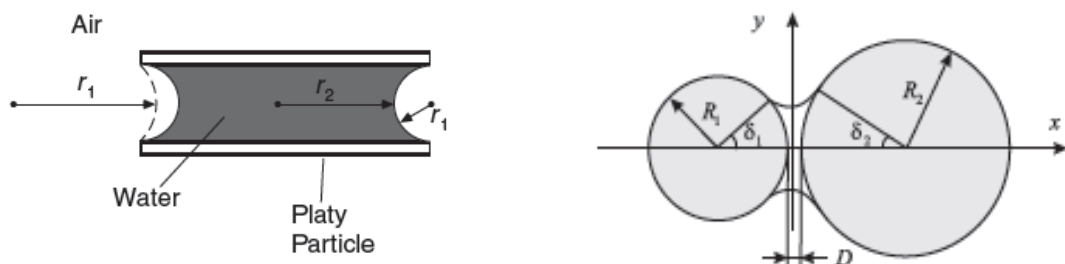


Figura 2-4 – Menisco capilar entre: a) duas partículas lamelares [Lu & Likos, 2004] e b) entre duas partículas esféricas de diferente diâmetro [Soulié, 2005]

Num processo de humidificação, os meniscos formam-se em primeiro lugar nos poros de menor dimensão, o que favorece a existência de água capilar nas asperezas e nas rugosidades ainda antes da formação do menisco capilar entre partículas (cf. Figura 2-5).

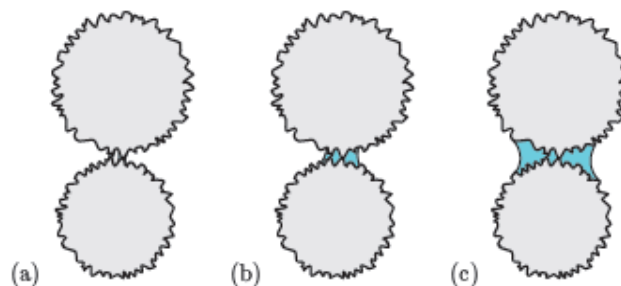


Figura 2-5 – Estados (formas) de capilaridade: a) nas asperezas, b) nas rugosidades e c) esférico [Soulié, 2005]

### 2.1.4. Água da fase sólida e na interface sólida

Associada às partículas sólidas existe uma massa de água, quer como água de constituição quer como água a elas fortemente ligada – adsorvida – no contorno exterior. Encontra-se presente em todos os regimes hídricos referidos na secção seguinte. Existe na primeira dezena de camadas moleculares adsorvidas nas superfícies das partículas. As suas propriedades são condicionadas pela proximidade à superfície sólida. Pode tratar-se de água de interface extralamelar (verdadeiramente exterior às partículas) ou interlamelar, situada entre as folhas de argila e sujeita a ligações eletroquímicas mais fortes.

Devido à distribuição assimétrica de carga elétrica e à natureza dipolar permanente das moléculas de água, estas são atraídas para os iões nas soluções aquosas: os cantos ocupados pelos hidrogénios são atraídos pelos catiões enquanto os aniões atraem os com oxigénio. Desde que a energia da molécula ligada seja inferior à energia da molécula de água solvente, esta tende a aproximar-se da zona de hidratação dos iões, em especial dos catiões nos solos.

Admitindo uma distribuição uniforme da água sobre a superfície das partículas, isto é, um número constante de camadas moleculares, a espessura  $t$  da película de água, pode escrever-se

$$t = \frac{W}{\rho_w A_s} \quad (2.9)$$

#### CAMADA DUPLA DIFUSA

As partículas de argila encontram-se carregadas negativamente devido a substituições isomorfas, à ocupação incompleta de posições disponibilizadas pelos iões metálicos e à libertação de aniões pelos hidróxidos. Como consequência da carga negativa superficial, desenvolvem-se forças electroestáticas entre os catiões superficiais permutáveis. A intensidade destas forças é função da posição e da amplitude das cargas e da valência dos catiões permutáveis. No contacto entre as partículas de argila e o fluido intersticial, desenvolve-se uma contra-carga iónica na superfície, de modo a preservar a neutralidade elétrica. A concentração dos catiões diminui, por isso, com a distância aos minerais de argila, produzindo uma propriedade superficial electroestática conhecida por camada dupla difusa. A natureza e as propriedades desta camada são fortemente dependentes do tipo de mineral e da composição química da água intersticial [Moore, 1991]. A espessura da camada dupla difusa decresce com a constante dielétrica e cresce com a concentração salina.

#### ESTADO RESIDUAL DE SATURAÇÃO

Ao diminuir as dimensões das partículas entra-se na gama de ação das forças de adesão, chegando-se a estados de grande secura nos quais a água, se existe, não pode considerar-se livre em absoluto já que se encontra exclusivamente na forma adsorvida na superfície das partículas sólidas. Neste estado não se pode falar propriamente da existência da sucção como diferença entre o ar e a água, e somente se pode definir uma sucção equivalente através da humidade relativa do ar no interior do solo. Técnicas psicrométricas permitem determinar uma sucção equivalente a que se



deveria submeter a água livre num recipiente para que, na sua imediação, o vapor de água tivesse uma humidade relativa vapor igual à do ar no interior do solo. O solo encontra-se praticamente no estado seco.

## 2.2. Regimes hídricos

Consoante o teor em água gravimétrico dum solo, isto é, consoante a natureza da coabitação entre a água e o ar [Magnan, 1999], podem identificar-se quatro situações distintas no que respeita ao regime hídrico vigente, as quais podem ser ilustradas com base num processo de secagem progressiva a partir do estado com sucção nula, logo saturado (cf. Figura 2-6).

A secagem dum solo ocorre por aumento da agitação térmica das moléculas da interface ar-água. Estas tendem a abandonar o líquido com o conseqüente aumento do número de moléculas na fase gasosa até que a taxa de evaporação se equilibre com a taxa de condensação, situação em que o vapor de água se encontra saturado (isto é, impossibilitado de acolher moléculas de água adicionais no estado gasoso). A pressão no vapor designa-se por pressão de vapor de saturação  $u_{v,sat}$ , a qual é crescente com a temperatura devido ao aumento da energia cinética das moléculas por agitação térmica. As taxas de evaporação e de secagem dependem do fornecimento de calor, da pressão parcial no vapor circundante e da disponibilidade hídrica. A presença de sais dissolvidos causa a diminuição da pressão de vapor e a conseqüente diminuição da taxa de secagem.

A partir de uma situação de saturação (legenda 1 na Figura 2-6), o início da drenagem ou da evaporação – esta, tipicamente sob pressão atmosférica – provoca a tração das interfaces ar-água periféricas para o interior do solo (legendas 2 e 3), com o concomitante aumento do diferencial de pressão ar-água. Por ser diminuto o volume limitado pelas calotas assim criadas, o decréscimo inicial do teor em água é reduzido, permanecendo o solo praticamente saturado, embora já com pressão negativa na água. No entanto, o efeito global – na massa do solo – da alteração da pressão na água intersticial é comparativamente importante. Apesar da inexistência de ar nos vazios interiores, o processo de dessaturação do solo já se iniciou devido à curvatura dos meniscos periféricos. Trata-se do **regime capilar** (cf. Figura 2-7, legenda a).

A entrada de ar nos vazios de maiores dimensões do solo ocorre sob uma pressão diferencial ar-água dita pressão de entrada de ar<sup>2</sup> – “air entry value” ou “bubbling pressure” na bibliografia de língua inglesa – variável com a textura do solo [Levenson & Lohnes, 1995], variando inversamente com a maior dimensão dos poros. O ar surge sob a forma de bolhas isoladas, num estado de oclusão, intrinsecamente instável, e a permeabilidade ao ar é nula. **Trata-se do regime funicular** (legenda b na Figura 2-7) da água capilar. Mesmo após a entrada de ar, a água envolve todos os grãos e a continuidade da fase líquida não é interrompida. Por não existir contacto entre o ar e os grãos, a pressão no ar não os influencia diretamente. A compressibilidade da fase fluida cresce,

---

<sup>2</sup> No âmbito da experimentação com placas de pressão esta pressão recebe o nome de pressão de rotura hidráulica [Folque, 1968]

sendo claramente maior do que a da água deairificada. As fases contínuas líquida e gasosa coexistem neste regime.

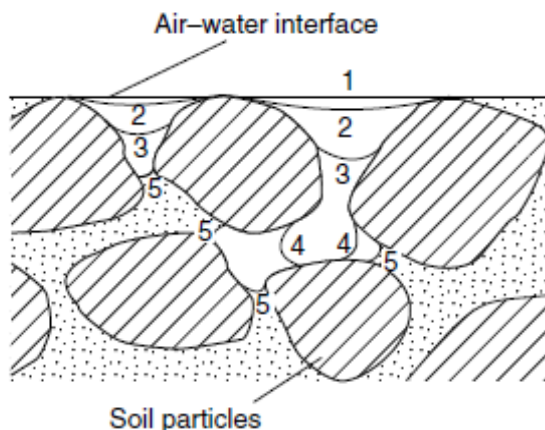


Figura 2-6 – Diferentes regimes hídricos no solo no decorrer dum processo de dessaturação [Childs, 1969 apud. Fredlund & Rahardjo, 1993].

Os mecanismos de difusão convectiva são dominantes (cf. Quadro 2.1). Os desequilíbrios locais de pressão na água são rapidamente anulados através de processos difusivos na água, com controlo por gradiente de pressão. Neste regime, a influência da água no comportamento do solo é determinada pela distribuição – espacial e estatística – do volume de poros. Com o prosseguimento da secagem, o valor da pressão diferencial ar-água cresce gradualmente, segundo uma variação quase linear com  $(1-S)$ , isto é a taxa de secagem permanece aproximadamente constante neste regime.

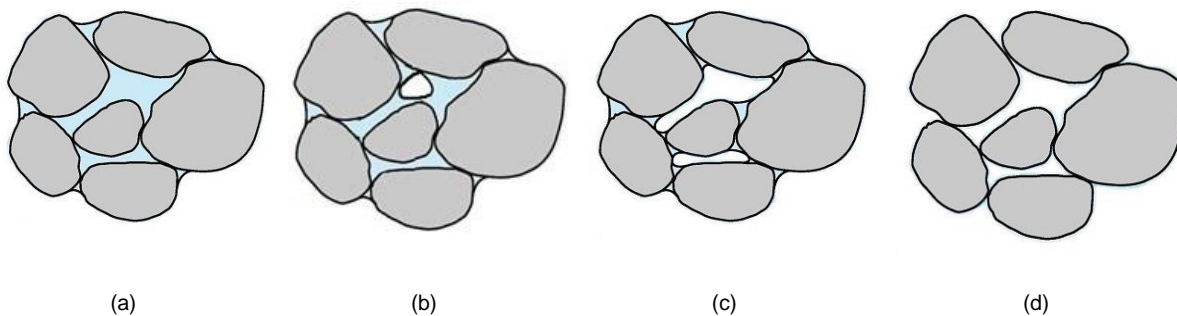


Figura 2-7 – Diferentes estados hídricos no solo: (a) regime capilar, (b) regime funicular, (c) regime pendular e (d) regime higroscópico (adaptado de [Scholtès, 2008]).

A fase líquida acaba por tornar-se descontínua [Levenson & Lohnes, 1995], concentrando-se a massa de água sob a forma de anéis, envolvendo – formando pontes entre – as partículas sólidas e sob a forma de finas películas – filmes – adsorvidas na superfície daquelas (legenda c na Figura 2-7). Os meniscos ar-água apresentam elevada curvatura, correspondendo a elevados valores de pressão diferencial ar-água. Trata-se do denominado **regime pendular**.

Neste regime, as propriedades da água são, essencialmente, determinadas pela curvatura dos meniscos. A variação de curvatura dum menisco – por alteração da pressão diferencial – é reequilibrada (cf. Quadro 2.1) pela homogeneização da pressão no vapor de água, logo com uma velocidade muito reduzida, se comparada com a sua contrapartida no regime funicular. A permeabilidade à água é nula. O regime pendular vigora para valores do teor em água

gravimétrico  $w$  inferiores ao limite de retração do solo  $w_R$  [Fleureau *et al.*, 1995]. A natureza da massa de água retida nos meniscos capilares é semelhante à da água higroscópica, aderente às superfícies não molhadas.

Com o prosseguimento da secagem, os meniscos evanescem e resta a água de interface, no denominado **regime higroscópico** (legenda d na Figura 2-7). A água encontra-se sob as formas constitutiva e adsorvida, concentrando-se nas partículas finas, caso estas existam. Nas partículas de dimensão areia, ou superior, este regime é insignificante. As propriedades da água são condicionadas pela proximidade à superfície sólida e pelas características (electro-)químicas das partículas e da água.

**Quadro 2.1 – Regimes hídricos e mecanismos prevaletentes (adaptado de [Cho & Santamarina, 2001])**

Regime	Higroscópico	Pendular	Funicular		Capilar
Grau de saturação	Residual	$< S_w$	$< S_a$	$S_a < < 90\%$	$> 90\%$
Pressão diferencial ar-água	$>$ air entry value				$<$ air entry value
Taxa de secagem		Fortemente decrescente	Constante		Reduzida, mas crescente
Controlo	Electro-química das partículas e da água e sua proximidade à superfície daquelas	Dimensão e forma das partículas, curvatura dos meniscos	Distribuição espacial e estatística do volume dos poros		
Homogeneização da pressão nos poros	Difusão convectiva da pressão no ar	Através da pressão no vapor, processo lento	Difusão convectiva da pressão na água, processo rápido		
Fase líquida	Inexistente. Água adsorvida ou constitutiva	Descontínua, concentrada nas partículas (pontes e adsorvida)	Contínua		
	Permeabilidade nula		Percolação, $k_w$ fortemente crescente com o grau de saturação		
Fase gasosa	Contínua		Oclusa; Descontínua	Inexistente	
	Percolação, permeabilidade fortemente decrescente com o grau de saturação		Permeabilidade nula		

A relevância dos diversos regimes no espectro de saturação depende da constituição mineralógica dos grãos bem como das dimensões representativas destes e dos poros.

A percolação de cada uma das fases fluidas – ar ou água – está associada a limiares de saturação distintos associados à respetiva situação de continuidade (cf. Quadro 2.1), como se descreve de seguida para um processo de secagem.

O primeiro limiar corresponde ao grau de saturação abaixo do qual a fase gasosa surge por efeito da cavitação na forma de bolhas oclusas, sendo por isso designado por grau de saturação limiar de oclusão,  $S_a$ . Acima deste limiar a permeabilidade à água  $k_w$  decresce rapidamente com a dessaturação (cf. Figura 2-8). Uma vez ultrapassado  $S_a$ ,  $k_w$  torna-se diminuta no regime funicular pois a continuidade da água materializa-se somente através de películas. A permeabilidade ao ar

$k_a$  cresce rapidamente com a secagem do solo, até à proximidade da saturação residual, continuando a crescer, com gradiente progressivamente menor, até à permeabilidade saturada  $k_{as}$ .

Por sua vez, o limiar  $S_w$ , que separa os regimes pendular e funicular, representa o grau de saturação mínimo, garante da continuidade da fase líquida. Abaixo deste limiar, não ocorre percolação da fase líquida.

A Figura 2-8 ilustra a evolução da permeabilidade relativa da fase gasosa,  $k_{ar}$ , e da fase líquida,  $k_{wr}$  (expressas como fração da permeabilidade em estado saturado da fase correspondente). É de assinalar a, por demais conhecida, forte dependência de  $k_w$  no regime capilar relativamente ao grau de saturação.

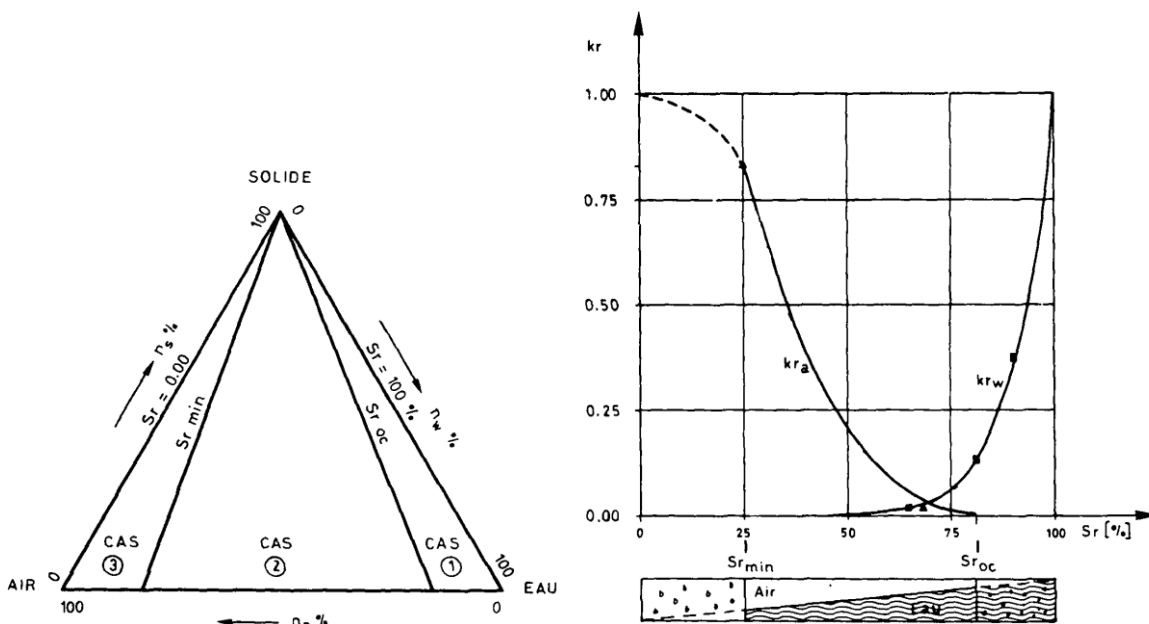


Figura 2-8 – Diagrama triangular de fases e evolução das permeabilidades relativas de ar e de água com o grau de saturação [Seker, 1983].

### 2.3. Conceito de grão ou partícula sólida, os poros, a fábrica e a estrutura

#### 2.3.1. As partículas

A explicação primeira para a resposta mecânica dos solos, independentemente da sua textura e do seu estado hídrico, reside nas forças de interação entre as suas partículas sólidas, e à escala das mesmas. Num solo em estado insaturado os mecanismos físico-químicos de ligação entre grãos apresentam-se com maior diversidade do que no estado saturado, necessariamente mais simples.

O grão, ou partícula sólida, é um conceito basilar para a conceptualização daquelas forças. Também, por o volume de poros ser geometricamente complementar do volume sólido, as noções

de poro e de grão estão intimamente ligadas, sendo a geometria de ambos considerada em simultâneo na fábrica do solo.

Os grãos dos solos são entidades indivisíveis sob solicitações correntes em Geotecnia. Consoante a sua textura, a sua individualidade pode dever-se à compacidade dos cristais constituintes ou à solidez das forças de proximidade que aglutinam as partículas mais finas, como no caso das argilas inter-estratificadas.

As partículas são consideradas grosseiras quando as forças de contacto induzidas pelas cargas exteriores são prevaletes (tipicamente para dimensão superior a 50 micra). Neste caso, é fácil individualizar os grãos e os poros, que na sua totalidade são do tipo inter-partículas.

Ao invés, as partículas são consideradas finas quando as forças de capilaridade e elétricas são preponderantes, o que sucede particularmente nas de dimensão inferior a 20 micra. Neste caso, [Touret *et al.*, 1990] identificam (cf. Figura 2-9) quatro classes de poros associados a unidades estruturais específicas, de dimensão crescente, que resultam na porosidade do solo:

- os poros inter-lamelares  $E_{if}$  no interior dos empilhamentos de lamelas argilosas F;
- os poros lenticulares  $P_{in}$  nas zonas de afastamento entre empilhamentos lamelares F;
- os poros  $P_{ip}$  no interior dos agregados (partículas), e;
- os poros entre agregados  $P_{ia}$ , de dimensão sobre-micrométrica.

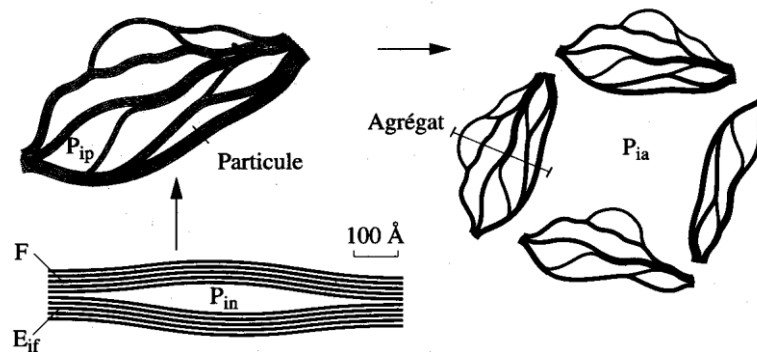


Figura 2-9 – Representação esquemática dos tipos de poros e de unidades estruturais [Touret *et al.*, 1990].

A noção de agregado em que a absorção de água se processa de forma hierarquizada, em todo o espectro hídrico (mesmo no caso de saturação), é fundamental no estudo dos materiais compactados.

### 2.3.2. Fábrica e estrutura dos solos

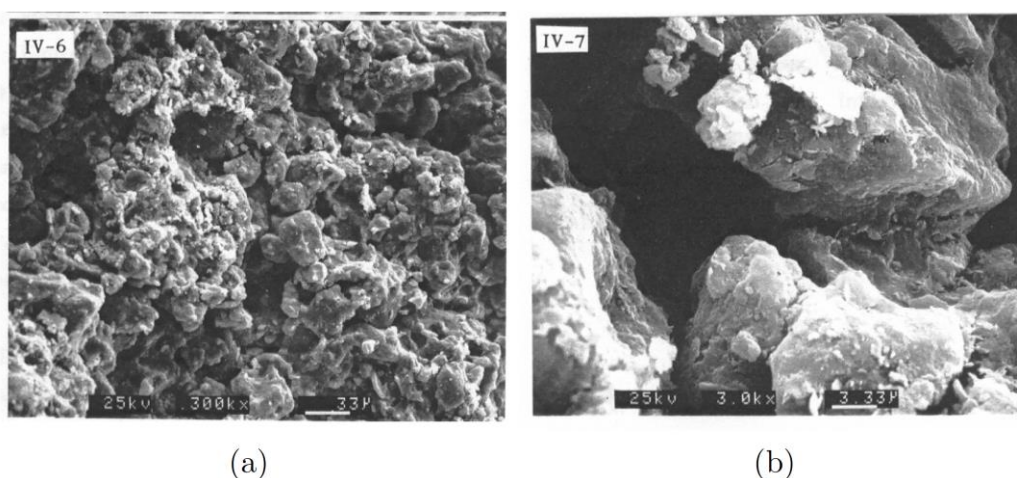
A importância da fábrica inicial nos solos não cimentados em estado insaturado é especialmente relevante. De facto, enquanto nos solos saturados a distorção ou compressão de elevada intensidade lhes induzem desarranjos irreversíveis, no estado não saturado a ação da sucção obstaculiza esses desarranjos.

No que se refere à estrutura do solo – combinação da fábrica e do efeito das forças entre partículas [Yong & Warkentin, 1975] –, a sua relevância em solos saturados é, desde há muito, reconhecida.

Por exemplo, [Oda, 1985] advoga que numa relação constitutiva geral, se deverá considerar um tensor de estrutura, por a descrição do meio granular simplesmente com base na porosidade ser insuficiente.

Nos solos em estado insaturado a estrutura assume importância consideravelmente superior, já que a geometria dos poros e das partículas e a composição destas influenciam a intensidade das forças de proximidade e a sucção prevalecente para um dado teor em água, afetando, por esta via, as propriedades mecânicas exibidas.

Diversas fontes bibliográficas, suportadas por distintas técnicas experimentais como o varrimento com microscópio electrónico (cf. Figura 2-10) ou os estudos de porosimetria por intrusão de mercúrio (PIM) (cf. Figura 2-11), indicam que a estrutura dos solos finos é marcadamente heterogénea.



**Figura 2-10 – Imagem por microscópio de varrimento electrónico de uma argila compactada do lado seco do ótimo Proctor: a) 300X , b) 3000X [Delage *et al.*, 1996]**

Frequentemente, nos solos residuais, nos coluvionares e nos compactados do lado seco, a distribuição da dimensão dos poros é bimodal [Juang & Holtz, 1986], à semelhança do representado na Figura 2-11. A dimensão modal menor corresponde aos microporos, poros entre partículas de pequenas dimensões e no interior dos agregados destas, enquanto a dimensão modal maior corresponde aos macroporos entre as partículas de maiores dimensões ou entre os agregados das partículas argilosas e siltosas.

Barden & Sides (1970) referem a utilidade do conceito de macroestrutura e de microestrutura para distinguir os (macro)poros entre “torrões” e os (micro)poros no interior destes (cf. Figura 2-9) para descrever os solos com dupla estrutura, na designação de Alonso *et al.* (1999).

Na categorização de Trollope (1968) são considerados três níveis de detalhe: o macroscópico (ou de escala métrica), o mesoscópico (à escala milimétrica da partícula de cascalheira, areia, silte e agregados de argila) e o microscópico (micrométrico, ao nível dos cristais e das moléculas). A designada microestrutura, poderia ser designada com mais propriedade por meso-estrutura (cf. Figura 2-12), englobando as escalas não superiores à milimétrica. Nos solos naturais a mesoestrutura é primeiramente influenciada pelas condições de formação e ambientais sobrevenientes, enquanto nos solos artificiais é-o pelas condições de adensamento.



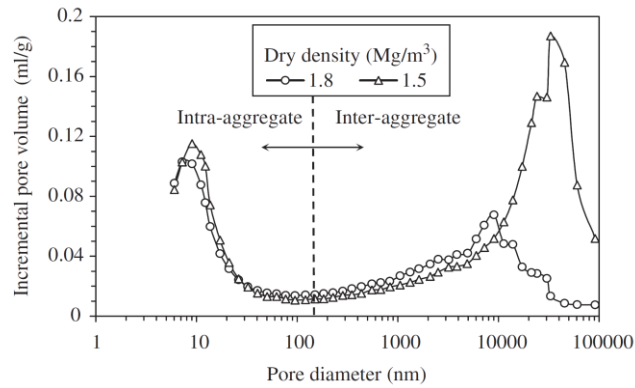


Figura 2-11 – Distribuição do volume incremental dos poros de duas amostras de bentonite compactadas com massa volúmica distinta [Lloret *et al.*, 2003]

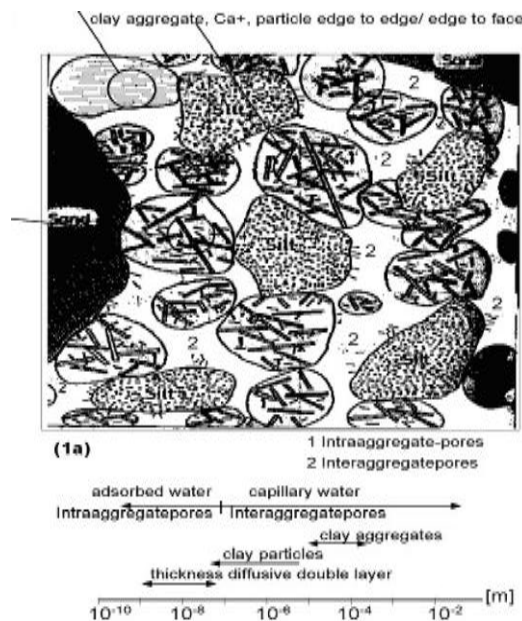


Figura 2-12 – Representação esquemática da meso-estrutura (poros intra-agregados (1) e poros inter-agregados (2)) e da macro-estrutura (poros de maiores dimensões (3)) em solos finos [Nagaraj *et al.*, 1990]

### 2.3.3. Interação entre partículas dos solos e o papel nela desempenhado pela água

A interação entre partículas resulta do efeito conjunto de fenómenos de natureza físico-química. A amplitude e os fatores desta interação dependem das características das partículas (dimensão, forma e composição mineralógica) e da fase líquida (disponibilidade hídrica e salinidade), e ainda do número volúmico de partículas – o empacotamento –, logo da fábrica. As forças a considerar podem ser agrupadas segundo vários critérios.

Segundo a sua natureza, podem ser catalogadas [Soulié, 2005] em forças (i) de natureza física (friccionais, capilares e electrostáticas), (ii) eletromagnéticas (de van der Waals) e (iii) químicas (as de hidratação, as de cimentação, as de dupla camada repulsivas – osmóticas – e atrativas – de correlação – e as repulsivas de “contacto”, de Born) (cf. Figura 2-13).

Por sua vez, Lu & Likos (2006) classificam as forças inter-partículas segundo a extensão da sua influência e a sua natureza, passiva ou ativa. As **forças de tipo I** correspondem às forças internas que equilibram os campos mássicos e os campos exteriores de tensão – na fronteira do solo – através de cadeias de partículas sólidas (cf. Figura 2-14). As **forças de tipo II**, desenvolvem-se na superfície ou na proximidade das partículas, portanto com relevância local. Neste grupo incluem-se as forças atrativas eletromagnéticas de Van der Waals, as (geralmente) repulsivas elétricas de dupla camada, as capilares – resultantes da tensão superficial em meniscos –, as hidrostáticas devidas à pressão na água e, finalmente, as devidas à cimentação. Trata-se de forças “ativas” no sentido de que a sua existência não depende de solicitação física exterior. Por último, as **forças de tipo III**, de “contacto” e repulsivas. Trata-se de forças reativas – passivas, induzidas internamente – com intensidade rapidamente crescente com a aproximação entre partículas, na estrita medida do necessário para equilibrar localmente as restantes forças. São as responsáveis últimas pela tensão normal necessária à mobilização da resistência friccional ao deslizamento relativo de partículas.

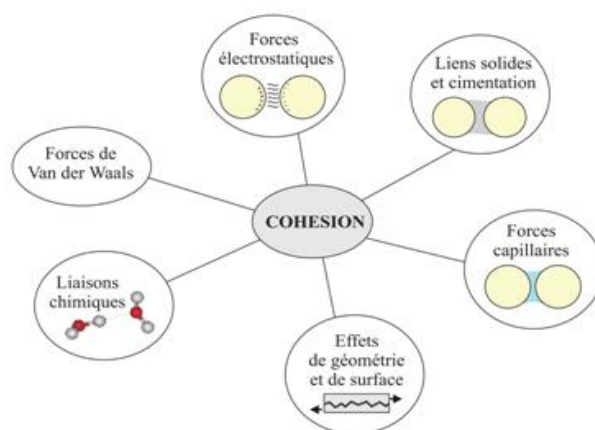


Figura 2-13 – Representação esquemática dos tipos de forças [Soulié, 2005]

A relevância individual destes tipos de forças é variável segundo a dimensão e a constituição mineralógica das partículas, o estado hídrico e a composição iónica da água.

No caso das partículas de dimensão superior a algumas micra, são as forças friccionais – de Coulomb – e as forças capilares atuantes à escala dos grãos – assegurando coesão capilar – que são determinantes. Por outro lado, no caso das folhas e dos cristalitos de argila (caulinite ou illite), à escala nanométrica, são as forças de van der Waals e as forças eletrostáticas a imperar.

Por último, no caso dos agregados (fortemente hierarquizados) de partículas de argila, as condições são determinadas pelas propriedades do contorno exterior do agregado e pela solidez da ligação entre as partículas. Uma vez admitida como suficiente a rigidez do agregado e que a sua água de constituição lhe está suficientemente ligada no interior, as interações entre agregados serão do mesmo tipo que entre grãos de dimensão areia e silte, se bem que com uma contribuição adicional de origem electroestática, esta de importância decrescente com a dimensão do agregado e com a diminuição da sua superfície específica.



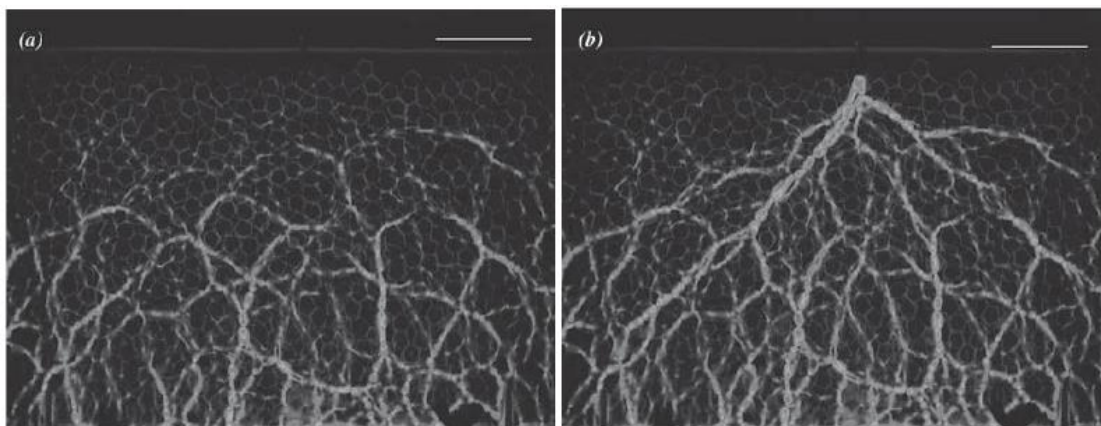


Figura 2-14 – Imagem fotoelástica do arranjo de discos pentagonais sob: a) campo gravítico “geostático” e b) campo gravítico e carga pontual no centro da fronteira superior (Geng *et al.*, 2001 *apud.* Mitchell & Soga, 2005)

#### FORÇAS FRICCIONAIS

As forças friccionais de Coulomb são suscitadas no contacto entre partículas para equilibrar o campo de tensões na fronteira e o campo gravítico. Podem ser afetadas pela presença de água que contribui para o envelhecimento dos contactos, e para o conseqüente aumento do coeficiente de atrito, tradicionalmente atribuído à fluência das micro-asperezas nos contactos. Estudos recentes apontam uma influência adicional relacionada com a condensação de água nas asperezas da superfície dos grãos [Bocquet *et al.*, 1998] e os respetivos efeitos capilares (cf. Figura 2-5 a) e b)). Os contactos pontuais passam a ser lubrificados pela presença da água, embora o efeito hidrodinâmico de lubrificação seja desprezável nas situações quase-estáticas correntes em Geotecnia [Israelachvili, 1992].

Como referido, as interações entre partículas acontecem nos “contactos”, isto é, em zonas de muito elevada proximidade, através das quais se transmitem forças normais e tangenciais, mesmo se sob cargas externas isotrópicas, devido à natureza descontínua e assimétrica da fábrica dos solos. Esta natureza descontínua é também responsável pelo facto de coexistirem grandes disparidades entre as intensidades das forças em determinadas zonas carregadas preferencialmente, formando cadeias ou colunas de carga, e noutras que se encontram relativamente livres de carga (cf. Figura 2-14).

#### FORÇAS ELECTROESTÁTICAS

As forças eletrostáticas desenvolvem-se entre quaisquer cargas elétricas, com intensidade inversamente proporcional ao quadrado da distância entre elas, de acordo com a lei de Coulomb. Podem ser de atracção ou de repulsão, consoante os sinais das cargas. Numa massa de solo, a menos de heterogeneidades locais, a sua resultante é desprezável dada a similitude do número de cargas de cada sinal e a dependência inversa com o quadrado da distância.

#### FORÇAS DE VAN DER WAALS

Sob a designação de forças de van der Waals (vdW) agrupam-se diferentes fenómenos universais de interação eletromagnética entre átomos e entre moléculas, as quais resultam geralmente em efeitos globais de atracção. Resultam da combinação de três tipos distintos de interação: (i)

electroestática entre pares de dipolos permanentes (forças dipolares de Keeson), (ii) entre pares de dipolo induzido-dipolo permanente (forças de polarização de Deybe) e (iii) entre pares de dipolos induzidos (forças de dispersão de London).

As forças de London são omnipresentes, contrariamente às outras duas, e são preponderantes no que respeita à intensidade. A sua amplitude varia de forma proporcional (segundo a constante A, de Hamaker) com o inverso da sexta potência da distância interatómica. Por serem aditivas da interação entre todos os átomos de duas partículas, redundam num efeito cuja amplitude varia com o inverso da segunda potência da distância inter-partículas,  $h^{-2}$ . No caso de partículas esféricas de raio R, a integração das forças de van der Waals tem como resultante [Seville *et al.*, 2000]

$$F_{VdW} = \frac{AR}{12 h^2} \quad (2.10)$$

À temperatura ambiente a intensidade das forças vdW torna-se menos importante que as forças de agitação térmica, mesmo para distâncias relativamente pequenas entre partículas: para partículas esféricas, essa distância é de apenas alguns raios enquanto para partículas lamelares é de algumas vezes a sua espessura. Em qualquer dos casos, a distância efetiva destas forças situa-se entre 0,2 nm e 2 nm [van Olphen, 1991], podendo gerar um valor máximo de tensão coesiva da ordem de 1000 kPa, como se esquematiza na Figura 2-18. A amplitude das forças vdW depende das propriedades do meio e da distância entre partículas, e, por esse motivo, do teor em água local. Decresce de forma exponencial com o grau de saturação do solo, desde um máximo da ordem de 1000 kPa sob valores residuais de saturação.

A sua ação restringe-se às partículas de dimensão argila ou inferior. Em condições normais, as forças atrativas vdW são de menor importância que as forças de esqueleto mesmo para partículas de muito pequena dimensão.

### FORÇAS ASSOCIADAS À DUPLA CAMADA

As forças de dupla camada podem ser de natureza repulsiva (forças osmóticas) ou atrativa (de correlação iónica), estas de menor expressão. Resultam do carácter iónico do meio aquoso que se manifesta na existência de nuvens iónicas. O seu raio de ação estende-se até distâncias da ordem de 1  $\mu$ m.

As primeiras devem-se a deficiências de carga elétrica no interior da rede cristalina das partículas sólidas, as quais criam uma sobre-concentração de contra-íões, cuja correção gera os fenómenos osmóticos, de natureza entrópica (cf. Figura 2-15). A sua ação restringe-se às partículas de dimensão argila ou inferior. Podem ser de natureza repulsiva no caso dos arranjos face com face e lado com lado das partículas argilosas ou, embora com menor amplitude, de natureza atrativa nos contactos face-lado. Diminuem na presença de sais dissolvidos na água. As forças elétricas repulsivas de dupla camada podem causar tensões da ordem de 1 MPa para partículas coloidais (cf. Figura 2-18). A sua intensidade tende a anular-se para valores residuais de saturação e cresce exponencialmente com o grau de saturação.

A espessura da dupla camada  $\lambda_D$  pode ser estimada pela teoria de Gouy-Chapman [Mitchell, 1976] Pode ser indiretamente avaliada pelo comprimento característico do decrescimento do potencial e da concentração em contra-íões, denominado comprimento de Debye  $\lambda_D$ ,

$$\lambda_D = \sqrt{\frac{\epsilon k T}{4 \pi e^2 \sum_i z_i^2 n_{i0}}} \quad (2.11)$$

Este é crescente com a temperatura  $T$ , a permissividade dielétrica do meio  $\epsilon$ , e decrescente com a concentração volúmica  $n_{i0}$  e a valência  $z_i$  dos contra-íões da espécie  $i$ , nesta última com ordem dupla das restantes dependências.

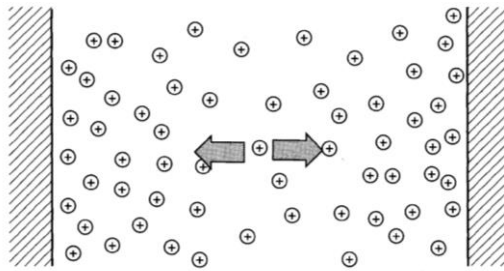


Figura 2-15 – Representação esquemática do processo entrópico de correção de sobre-concentração iónica, de natureza osmótica [Van Damme, 2002].

A intensidade das forças repulsivas de longo alcance entre partículas paralelas pode ser estimada a partir da pressão osmótica entre as concentrações iónica e do fluido intersticial no espaço inter-partículas. Santamarina & Fam (1995) apresentaram uma solução de estimativa em função da razão adimensional  $X = d/\lambda_D$  entre a distância inter-partículas  $d$  e a espessura da dupla camada  $\lambda_D$ . Para uma dada concentração iónica  $c$ , indicam um decrescimento do tipo exponencial para grande distância ( $X > 3$ )

$$F_{R,DC} = \begin{cases} 2RTc(2\pi^2 X^2 - 1) & \text{para } X < 2 \\ 64(RTc)e^{-X} & \text{para } X > 3 \end{cases} \quad (2.12)$$

A distância inter-partículas  $d$  relaciona-se com o índice de vazios  $e$  através da superfície específica  $A_s$  e do peso volúmico das partículas sólidas  $\gamma_s$

$$d = \frac{2e}{A_s G_s \rho_w} = \frac{2e}{A_s \gamma_s} \quad (2.13)$$

Por sua vez, a correlação iónica é significativa para distâncias entre partículas inferiores a 4 nm e aumenta com a agitação térmica e com a carga iónica e com a densidade de carga das superfícies. Os seus efeitos são, em geral, de menor intensidade que os efeitos osmóticos de dupla camada.

#### FORÇAS DE LIGAÇÃO QUÍMICA

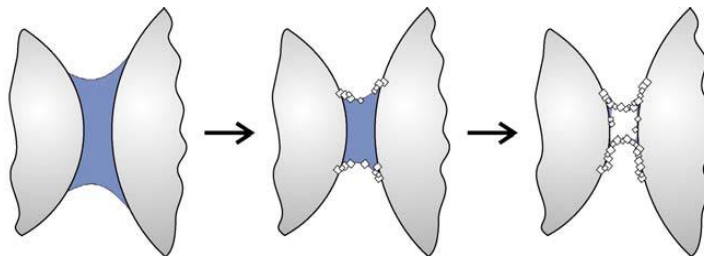
Incluem-se na categoria de ligações químicas, as ligações de hidrogénio, as metálicas e as covalentes. Podem gerar forças de coesão importantes, mas prevalecem somente para distâncias

inferiores a 1 nm, à escala atômica ou molecular. Assim, podem assumir importância somente no caso das partículas de muito pequena dimensão, como as folhas de argilas.

### FORÇAS DE CIMENTAÇÃO

A cimentação entre partículas resulta de ligações covalentes ou iônicas entre as partículas sólidas e o agente cimentício, formando este uma nova componente da fase sólida, apesar de inicialmente ter acedido aos vazios como soluto na fase fluida.

A cimentação é um processo maior de coesão entre partículas do solo. A cimentação de carbonatos, sílica, alumínio, óxidos de ferro e compostos orgânicos favorece a formação de numerosas ligações. O aumento da concentração iônica na água pendular devido a secagem, pode suscitar ligações cimentícias entre as partículas, devido à saturação iônica causadora de precipitação e da cristalização de sais [Cho & Santamarina, 2001] (cf. Figura 2-16).



**Figura 2-16 – Representação esquemática da evolução duma ponte salina saturada [Soulié et al., 2007].**

O fenómeno de cimentação pode favorecer resistências de natureza coesiva da ordem de algumas centenas de kPa [Ingles, 1962] desempenhando um papel considerável na rigidez e na resistência dos solos. De forma simplificada, Lu & Likos (2006) apontam para a invariância destas forças com a dimensão das partículas e com o grau de saturação sobreveniente ao processo de cimentação (cf. Figura 2-18).

### FORÇAS CAPILARES

Os meniscos capilares podem desenvolver-se em concavidades de dimensão diversa, bastando para tal que o valor da humidade relativa no ar,  $H_R$ , e a disponibilidade hídrica o permitam. As forças devidas à sua presença são a resultante da tensão superficial no contacto água-superfície dos grãos e da depressão na água do menisco capilar.

A equação de Kelvin, publicada por este físico em 1871, relaciona  $H_R$  com a pressão diferencial através do menisco. Pode ser deduzida [Van Damme, 2002] com base na equação de Gibbs-Duhem para o potencial químico molar do vapor de água e da água líquida

$$d\mu_\alpha = -S_\alpha dT + v_\alpha du_\alpha \quad (2.14)$$

(em que  $S_\alpha$  representa a entropia e  $v_\alpha$  o volume, ambos molares, da fase  $\alpha$  da água) e na assunção de que o vapor é um gás perfeito, ou seja que lhe é aplicável a lei de Boyle-Gay-Lussac

$$u_v v_v = RT \quad (2.15)$$

em que  $R$  é a constante universal dos gases. Numa situação de equilíbrio físico-químico, tem-se

$$\mu_v = \mu_w ; d\mu_v = d\mu_w \quad (2.16)$$

resultando, para uma situação isotérmica,

$$v_v du_v = v_w du_w \quad (2.17)$$

Obtém-se, assim, a equação diferencial que relaciona a variação da pressão na água com a pressão (parcial) no vapor de água

$$RT \frac{du_v}{u_v} = v_w du_w \quad (2.18)$$

Para a sua integração, considere-se como situação de referência, “zero”, o equilíbrio termodinâmico entre o vapor de água e a água pura através de uma interface plana, portanto, com o vapor sujeito à pressão de saturação  $u_{v;0} = u_{v;sat}$ , o ar sob pressão  $u_{a;0}$  e a água, por equilíbrio mecânico, sujeita a pressão de igual intensidade:  $u_{w;0} = u_{a;0}$ . A integração da equação (2.18) entre esta situação de referência e uma situação com equilíbrio termodinâmico sob igual pressão de ar, mas na presença duma interface curva através da qual subsiste uma pressão diferencial,  $u_a - u_w$ ,

$$RT \int_{u_{v;sat}}^{u_v} \frac{d\eta}{\eta} = \int_{u_{w;0}}^{u_w = u_{w;0} + \Delta u_{w;cap}} v_w du_w \quad (2.19)$$

permite obter as variações da pressão parcial no vapor de água e da pressão na água,  $\Delta u_{w;cap}$ .

Admitindo como desprezável a variação do volume molar da água  $v_w$  no intervalo de pressão  $[u_{w;0}, u_{w;0} + \Delta u_{w;cap}]$ , pode então escrever-se a relação entre a humidade relativa e o diferencial de pressão capilar

$$\Delta u_{w;cap} = \frac{RT}{v_w} \ln \left( \frac{u_v}{u_{v;sat}} \right) \quad (2.20)$$

ou seja

$$u_a - u_w = -\frac{RT}{v_w} \ln(H_R) \quad (2.21)$$

Conjugando as equações (2.8) e (2.21), a relação entre o raio médio do poro  $r_m$  ocupado pelo menisco capilar e a humidade relativa que o origina, pode expressar-se através da equação seguinte

$$u_a - u_w = -\frac{RT}{v_w} \ln(H_R) = T_s \left( \frac{1}{\rho_1} + \frac{1}{\rho_2} \right) = 2T_s \frac{\cos \alpha}{r_m} \quad (2.22)$$

Na Figura 2-17 representa-se a dependência da pressão diferencial capilar em função do raio médio desse poro e da dimensão típica dos grãos que lhes correspondem.

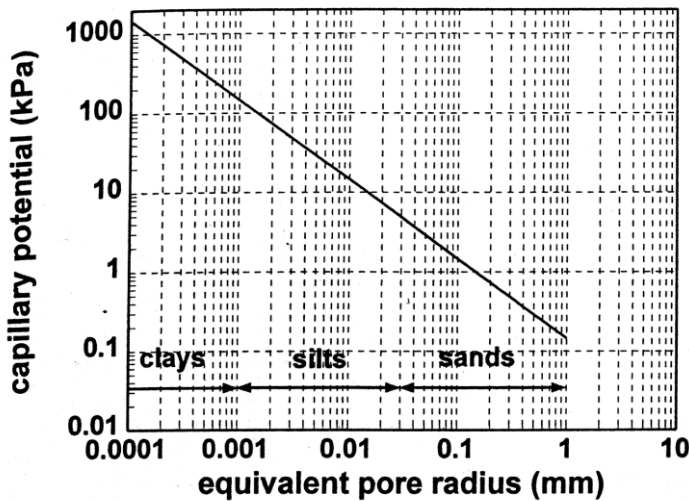


Figura 2-17 – Potencial capilar teórico em função do raio equivalente dos poros [Dineen, 1997]

A distância crítica  $d_c$  para a subsistência duma ponte capilar estável entre duas partículas depende do volume nela armazenado (quantificado pelo raio capilar  $r_c$ ), logo da humidade relativa do ar, é expressa pela equação  $d_c = 2r_c \cos \alpha$ , e exemplificada no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Distância crítica  $d_c$  para o estabelecimento de ponte capilar com raio capilar  $r_c$  entre duas partículas

$H_R$	90%	50%	10%
$r_c$ (nm)	-5	-0.8	-0.3
$d_c$ (nm)	3.3	0.5	0.2

A amplitude da força capilar depende da fábrica do solo, do grau de saturação (ou seja, da humidade relativa) e do sentido da sua variação. No caso simples de duas partículas esféricas, o menisco capilar assume a forma toroidal, sendo a resultante de força capilar, por efeito conjunto da tensão superficial  $T_s$  e da depressão  $u_a - u_w$ , dada por

$$F_c = 2\pi r_2 T_s + \pi r_2^2 (u_a - u_w) \tag{2.23}$$

em que  $r_2$  representa o raio interior de curvatura do toroide.

O efeito conjugado destas duas fontes, revela-se no facto de o seu crescimento não ser monotónico com a secagem do solo, pois atinge o máximo para valores intermédios de  $S$  (cf. Figura 2-18). Este máximo varia inversamente com a dimensão típica dos grãos, podendo atingir valores da ordem de 0,1 GPa para partículas de muito pequena dimensão, na gama das centenas de  $\text{Å}$ . Na Figura 2-18 é possível observar que nas dimensões granulométricas correntes em Geotecnia, as forças capilares podem variar até seis ordens de grandeza.

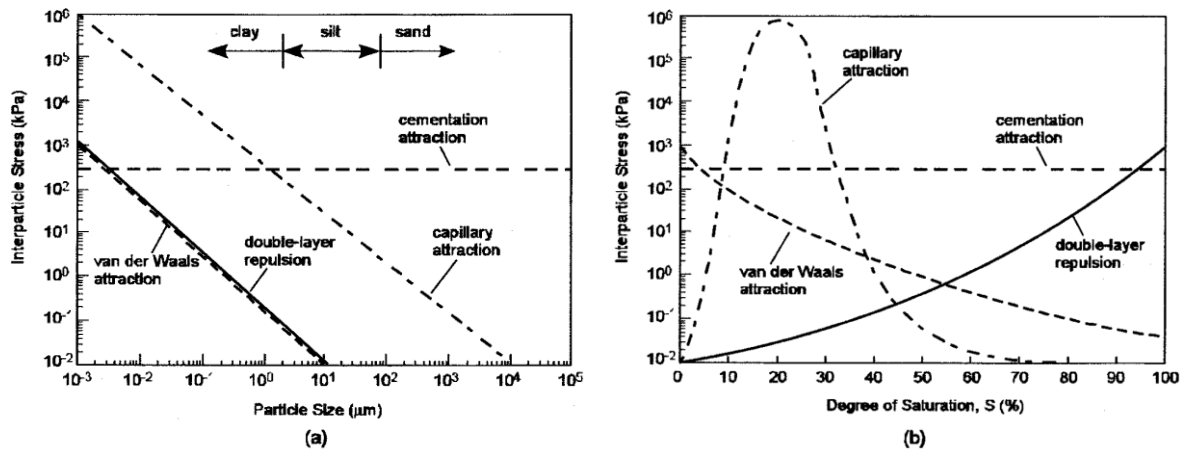


Figura 2-18 – Contribuição relativa das forças de Van de Waals, da de dupla camada, de capilaridade e de cimentação no espectro de dimensão das partículas [Lu & Likos, 2006].

Para uma análise mecânica ao nível micro das forças de interação entre partículas interessa recorrer ao conceito de volume elementar representativo VER, conceito destinado a medianizar as propriedades do meio, como por exemplo a porosidade. Na Figura 2-19 esquematiza-se um diagrama de diagrama de corpo livre duma partícula – a inferior – num VER. Adotando a classificação das forças de Lu & Likos (2006), nela podem observar-se as seguintes forças:

- i. a força  $F_t$ , do tipo I, que equilibra o peso próprio e os campos de tensão no contorno;
- ii. a força físico-química  $F_{pc}$ , resultante das forças de van der Waals  $F_{vdw}$ , elétrica de dupla camada  $F_{EdL}$  e de cimentação  $F_{ce}$ ;
- iii. a força de natureza capilar  $F_{cap}$  devida à tensão superficial da água associada à curvatura dos meniscos ar-água e nos regimes funicular e pendular;
- iv. a força resultante da pressão do ar;
- v. a força resultante da pressão negativa na água e, por último;
- vi. a força de contacto  $F_c$  intergranular, do tipo III, mobilizada (pela aproximação entre partículas) na intensidade necessária para equilibrar as restantes.

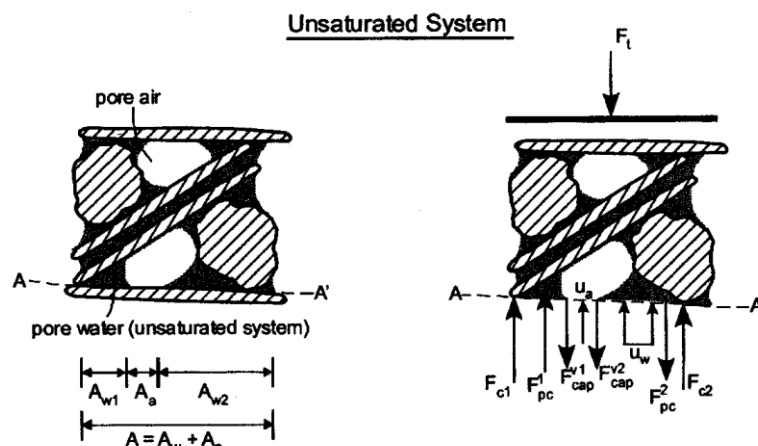


Figura 2-19 – Representação esquemática do volume elementar representativo numa argila e diagrama de corpo livre [Lu & Likos, 2006]



Importa salientar que presentemente não existe um modelo universal de transmissão (integração) das forças entre partículas para os campos de tensão gravítico e de contorno. Em termos conceptuais o equilíbrio unidimensional entre as tensões pode escrever-se

$$\sigma_t + \sigma_{pc} + \sigma_{cap} - u_w \frac{A_w}{A} - u_a \frac{A_a}{A} - \sigma_c = 0 \quad (2.24)$$

O efeito da presença do diferencial de pressão causador dos meniscos capilares é a soma de  $\sigma_{cap}$  com a pressão hidrostática ponderada pela área envolta em água,  $u_w \frac{A_w}{A}$ .

A expressão do valor médio (na área  $A = A_w + A_a$ ) de tensão de contacto intergranular  $\sigma_c$ , que equilibra as restantes, é dada por

$$\sigma_c = \sigma_t - u_a + \left(1 - \frac{A_a}{A}\right)(u_a - u_w) + \sigma_{pc} + \sigma_{cap} \quad (2.25)$$

ou, introduzindo o parâmetro geométrico  $\chi$

$$\sigma_c = (\sigma_t - u_a) + \chi(u_a - u_w) + \sigma_{pc} + \sigma_{cap} \quad (2.26)$$

As duas primeiras parcelas do membro direito integram a definição de tensão efetiva em solos insaturados de Bishop restando os efeitos físico-químicos e capilares na definição da tensão reativa equilibrante dos campos gravíticos e de contorno.

## 2.4. Conceitos energéticos fundamentais

A definição clara do potencial termodinâmico e das suas componentes constitui um pré-requisito para a discussão sólida das forças presentes nos solos insaturados e dos fenómenos por elas condicionados. Apesar de o sistema solo-água não ser conservativo, o conceito de potencial é-lhe generalizadamente aplicado.

Segundo a definição do Terminology Committee da International Society of Soil Science [Asyling, 1963], na sua edição revista [Bolt, 1976], o potencial termodinâmico unitário (por unidade da grandeza de referência) da água no solo numa posição  $x$  a uma certa altitude  $z$  sob uma certa pressão pneumática é o trabalho necessário para transportar, de forma reversível e isotérmica, uma quantidade infinitesimal de água desde um reservatório – de referência – de água pura sem interação com outras fases, isto é, com curvatura nula dum eventual menisco, e sob pressão atmosférica de referência, até à referida água no solo.

Se a grandeza de referência for a massa, trata-se de potencial químico  $\mu_T$  com unidades [J/g], ao passo que se esse papel for desempenhado pelo peso, o potencial termodinâmico representa a carga  $h_T$  com unidades de comprimento [m]. A alternativa mais comum é, no entanto, a contabilização do potencial  $\Psi_T$  por unidade de volume de água, com unidades de pressão [Pa].

As três definições alternativas são fisicamente equivalentes e relacionam-se pelas equações



$$\mu_T = gh_T = \frac{\Psi_t}{\rho_w} \text{ [J/g]} \text{ ou } \Psi_t = \rho_w \mu_T = g\rho_w h_T \text{ [Pa]} \quad (2.27)$$

com  $\rho_w$  e  $g$  representando a massa volúmica da água e a aceleração da gravidade, respetivamente.

É também possível definir o potencial químico como energia por mole de água (a verdadeira “quantidade”), tendo-se então  $\mu_T$  expressa em [J/mol] e a seguinte relação

$$\mu_T = g\omega_w h_T = \Psi_t v_w \quad (2.28)$$

em que os símbolos têm o seguinte significado:  $\omega_w$  é a massa molar da água [g/mol] e  $v_w$  o volume parcial molar da água [m<sup>3</sup>/mol], sendo que ambas as grandezas molares se relacionam através de  $\omega_w = \rho_w v_w$ .

Historicamente, os potenciais gravítico, de pressão, osmótico e de adesão foram os escolhidos. Em 1965 o painel de revisores no “Symposium on Moisture Equilibrium and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Áreas” [Aitchinson *et al.*, 1965] propôs uma outra decomposição aditiva do potencial segundo quatro componentes

$$\Psi_t = \Psi_g + \Psi_p + \Psi_m + \Psi_o \quad (2.29)$$

em que  $\Psi_g = \rho_w gz$  é o potencial gravítico,  $\Psi_p = P_a$  é o potencial pneumático (isto é, de pressão na fase gasosa),  $\Psi_m$  representa o potencial matricial ou estrutural resultante da interação da água intersticial com os grãos e com a fase gasosa,  $\Psi_o$  é o potencial osmótico que depende da concentração de sais na água.

Embora esta divisão arbitrária se tenha revelado muito útil na prática, a transferência mássica da água é controlada pela soma das quatro componentes, isto é, o potencial total.

Os potenciais que dependem diretamente da água, e não da sua posição ou da pressão externa, estão associados no potencial interno da água do solo ou potencial de sucção e no conceito a ele associado, a sucção total.

$$s_t = -(\Psi_m + \Psi_o) \quad (2.30)$$

Como se ilustra na Figura 2-20 a sucção total significa a pressão (relativa à pressão pneumática no ar, atuando sobre a água no solo) a que deve ser submetida a água pura dum recipiente para que esteja em equilíbrio com a água intersticial do solo, quando separadas por uma membrana (teoricamente!) semipermeável (isto é, permeável à água e impermeável aos sais nela dissolvidos na água do solo).

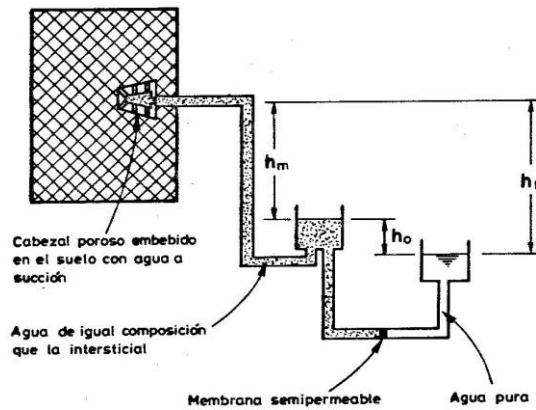


Figura 2-20 – Visão esquemática das parcelas matricial e osmótica [Gili, 1988]

A equação de Kelvin relaciona a humidade relativa  $H_R$  a uma certa temperatura absoluta  $T$  com a sucção total

$$H_R(T) = \frac{u_v(T)}{u_{v,sat}} = \exp\left(-\frac{\omega_w}{RT\rho_w(T)}s_t\right) = \exp\left(-\frac{v_w(T)}{RT}s_t\right) \quad (2.31)$$

em que  $\omega_w (= 18.016 \text{ g/mol})$  representa a massa molar da água.

Uma definição idêntica à acima mencionada para a sucção total pode ser formulada para a sucção matricial  $s_m$ :

$$s_m = -\Psi_m \quad (2.32)$$

O termo osmose (do grego “impulso”) designa o fluxo dum solvente para uma solução ou o de uma solução diluída para uma solução de maior concentração quando separadas por uma membrana permeável ao solvente e impermeável ao soluto, isto é, semi-permeável. Na ausência desta interface, ocorreria circulação do soluto, num processo difusivo.

A presença de sais dissolvidos na água causa a diminuição do potencial termodinâmico desta, pelo que a sucção osmótica pode variar devido à evaporação da água, que se faz acompanhar do aumento da concentração salina. Numa aproximação de primeira ordem – aplicável a soluções de baixa molaridade –, a variação do potencial osmótico molar [J/mol] cresce linearmente com a concentração da solução e com a temperatura, como expressa a equação de Van’t Hoff

$$\mu_o = -RT C v_w \quad (2.33)$$

em que  $C$  representa a molaridade do soluto ( $\text{mol/m}^3$ ) na solução aquosa intersticial. A correspondente pressão osmótica  $\pi$  é dada por

$$\pi = -\frac{\mu_o}{v_w} = -\Psi_o \quad (2.34)$$

e significa a pressão incremental que deve ser aplicada à solução para impedir a passagem do solvente para a solução através duma membrana semi-permeável perfeita. Numa situação geral de diluição, é válida a equação virial com coeficientes genéricos  $B_i$  [Shaw, 1992]

$$\mu_o = -RT v_w \sum_{i=1}^{\infty} B_i C_i^i \quad (2.35)$$

Os efeitos osmóticos podem existir não só entre as fases líquida e gasosa da água, através da interface ar-água, mas também entre os vários estados da água líquida em solos argilosos (cf. Figura 2-21).

As argilas, dada a dimensão típica seus vazios, podem exibir propriedades de membrana semi-permeável e, por conseguinte, o potencial osmótico assumir nelas alguma importância. No entanto, nos solos quimicamente inativos na presença de água com baixo teor em sais, os efeitos osmóticos são desprezáveis, isto é,  $s_m \gg \pi$ .

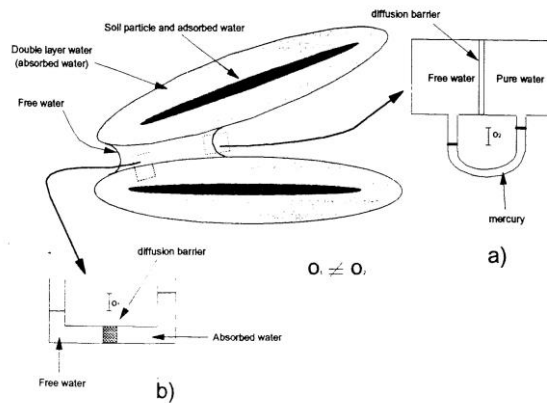


Figura 2-21 – Efeitos osmóticos entre água livre e água adsorvida em solos argilosos [Marinho, 1994]

Marshall (1959) propôs o termo matricial para designar  $\Psi_m$ , para substituir a designação inicial de potencial capilar, já que esta designação encobria o facto de  $\Psi_m$  integrar os efeitos conjuntos da capilaridade e da adsorção. De facto, ao nível conceptual é útil expressá-lo na forma aditiva [Gens, 2010]

$$\Psi_m = \Psi_{ad}(h) + \Psi_{cap}(\kappa_m) = \Psi_{ad}(h) - s_{cap} \quad (2.36)$$

em que a sucção capilar  $s_{cap}$  representa a pressão diferencial entre os meios fluidos separados pelo menisco de curvatura média  $\kappa_m$ , isto é,  $s_{cap} = u_a - u_w$ .

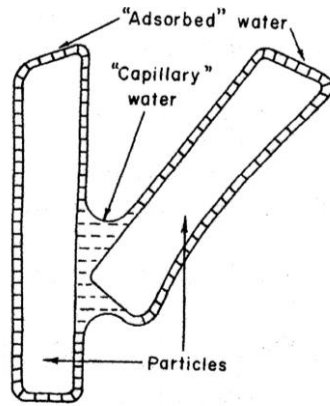
A parcela capilar é dada pela equação de Young-Laplace (2.4). A parcela  $\Psi_{ad}$  representa os efeitos de interação de proximidade água-grãos descritos na subsecção anterior. Philip (1977) propôs como expressão empírica para esta parcela

$$\Psi_{ad}(h) = -\frac{\lambda'}{h} RT \rho_w \quad (2.37)$$

em que  $\lambda'$  [mol.m/g] é uma constante positiva e  $h$  é a espessura da película adsorvida.

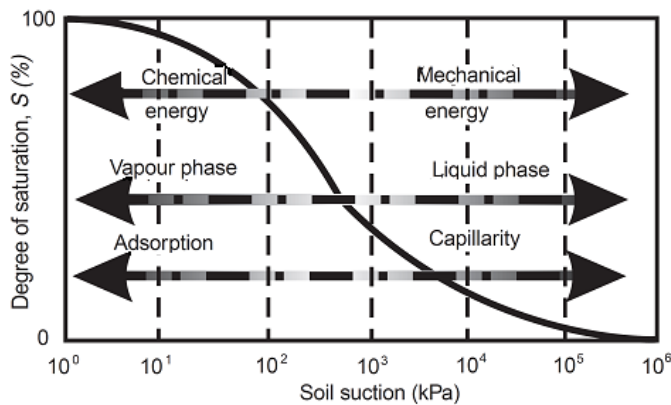
Devido à natureza intrincada da geometria dos poros, a avaliação da sucção matricial restringe-se aos trabalhos de natureza experimental, sendo a discriminação das duas parcelas praticamente impossível, dado que (Figura 2-22) a água nos meniscos capilares se encontra num estado de

equilíbrio interno com as películas adsorvidas [Hillel, 1982]. À medida que se percorrem os espectros granulométrico e hídrico ocorre uma graduação progressiva entre as duas parcelas. A parcela capilar será preponderante em solos grosseiros e para elevados graus de saturação e a parcela adsorvida dominará em solos finos e na proximidade do estado residual de saturação.



**Figura 2-22 – Interdependência dos efeitos capilares e de adsorção [Hillel, 1982]**

Como refere Gens (2010) é mais apropriado pensar na sucção matricial como uma medida quantitativa do grau de afinidade da água relativamente às partículas sólidas em resultado da sua interação. Em solos de dupla estrutura esta consideração assume maior relevância. A retenção – a afinidade – da água pela matriz sólida é o resultado da contribuição conjunta dos efeitos capilares e de adsorção, cuja importância relativa varia no espectro de saturação. A contribuição dos processos de adsorção para o potencial matricial será tanto mais significativa quanto menor o grau de saturação, conforme ilustrado na Figura 2-23.



**Figura 2-23 – Formas de energia, fase física da água e processo de armazenamento de água ao longo do espectro hídrico [Barbour, 1998]**

Nos valores elevados de saturação a água intersticial existe sob a forma capilar e o potencial matricial é dominado pelo potencial capilar e a definição  $s = u_a - u_w$  é válida e representativa. Quando a água se encontra sob a forma adsorvida em películas o potencial de adsorção torna-se preponderante, e o potencial matricial não é sinónimo de potencial capilar [Baker & Frydman, 2009].

No caso da água sob a forma de películas adsorvidas, a verdadeira pressão na água não pode ser definida, uma vez que varia com a distância à superfície da partícula. Nesta circunstância, uma definição de pressão aparente na água assumiria a forma

$$u_w = u_a - \Psi_a \quad (2.38)$$

## 2.5. Caracterização dos efeitos da alteração do estado hídrico

Para a caracterização dos efeitos da alteração do estado hídrico nos solos é indispensável relacionar a informação sobre o estado hídrico com o potencial termodinâmico da água, cuja variação passa a ser possível estudar indiretamente a partir do conhecimento daquele estado.

As curvas de retenção de água num solo relacionam o seu potencial termodinâmico – a sucção total – com a sua quantidade, esta expressa alternativamente através do teor em água, gravimétrico  $w$  ou volumétrico  $\theta_w$ , ou ainda do grau de saturação  $S_r$ .

A curva principal, ou de secagem, é obtida pela submissão dum amostra do solo a um processo de secagem mediante o aumento da sucção total  $s_t$ .

Na generalidade dos casos os solos apresentam variação de índice de vazios devido à variação da sucção pelo que a utilização do teor em água  $w$  se revela a menos adequada de entre as três grandezas hídricas mencionadas, na medida em que não considera a variação do volume de vazios. O grau de saturação  $S_r$ , por incluir na sua definição o índice de vazios e o teor em água é a variável preferível [Wood, 1979].

Os diversos estados hídricos descritos em 2.2 podem ser identificados em troços da curva característica típica esquematizada na Figura 2-24. Assim, para valores sucessivamente crescentes de  $s_t$  tem-se que: (i) até se atingir o valor da sucção de entrada de ar, o solo permanece no regime capilar, com variação desprezável do teor em água  $\theta_w$ ; (ii) na fase de transição, tem-se, primeiro, o regime funicular (transição primária) antes do ponto de inflexão da curva e, segundo, o regime pendular (transição secundária) após este ponto; e (iii), por último, prevalece o regime higroscópico correspondente à saturação residual, a qual vigora para valores muito elevados de  $s_t$ .

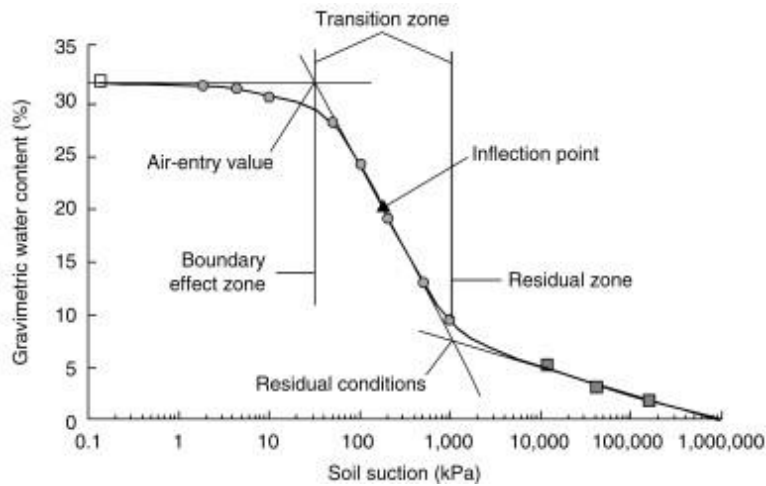


Figura 2-24 – Curva típica de retenção de água no solo, mostrando as diferentes zonas de dessaturação [Fredlund et al., 2001]

Para descrever conceptualmente os diversos estados ao longo da curva de retenção (cf. Figura 2-25), convencionou-se definir o valor da sucção de entrada de ar  $s_{t,a}$  pela intersecção da reta tangente ao trecho de transição com a ordenada de 100% de saturação e o valor de  $s_{t,r}$  pela intersecção desta reta com a assíntota à curva no regime residual. À sucção  $s_{t,r}$  corresponde o grau de saturação residual  $S_r$  ou os teores em água  $\theta_{w,r}$  e  $w_r$ . Aquele valor de sucção corresponde ao limiar abaixo do qual a eficiência da sucção para a dessaturação do solo se reduz significativamente, passando a remoção de água do solo a efetuar-se por migração de vapor de água.

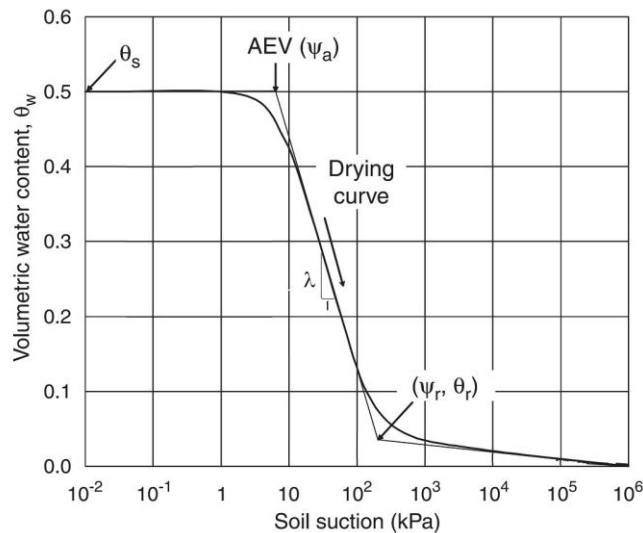


Figura 2-25 – Conceitos chave na descrição da curva de retenção de água no solo (adaptado de [Yang et al., 2004])

A textura e a distribuição granulométrica do solo, e portanto a curva porosimétrica, são determinantes na forma da curva característica, nomeadamente no que concerne a pressão de entrada de ar  $s_{t,a}$ , a capacidade diferencial de humidade [Tani, 1985] (definida pelo declive da curva no diagrama semilogarítmico)

$$\lambda = -\frac{\Delta\theta_w}{\Delta\ln(s_t)} \quad (2.39)$$

e as coordenadas do ponto  $(s_{t,r}, \theta_{w,r})$ , correspondente ao início do regime residual. Quanto mais fina a textura, mais difícil se torna a extração de água em qualquer situação, pelo que os valores de  $s_{t,a}$  e de  $s_{t,r}$  crescem, ao passo que  $\lambda$  decresce, com a diminuição dos vazios. Esta situação é ilustrada na Figura 2-26 em que se representam resultados da argila de Regina, do tilito de Indian Head, dum silte e duma areia. No caso da argila, apesar da elevada sucção máxima aplicada, não foi alcançado o regime residual.

A influência da textura do solo nos valores de  $s_{t,a}$  e de  $s_{t,r}$  é evidenciada pelos resultados apresentados por Yang *et al.* (2004) conforme se ilustra na Figura 2-27 em que se recorre ao primeiro decil da curva granulométrica,  $D_{10}$ , como parâmetro granulométrico.

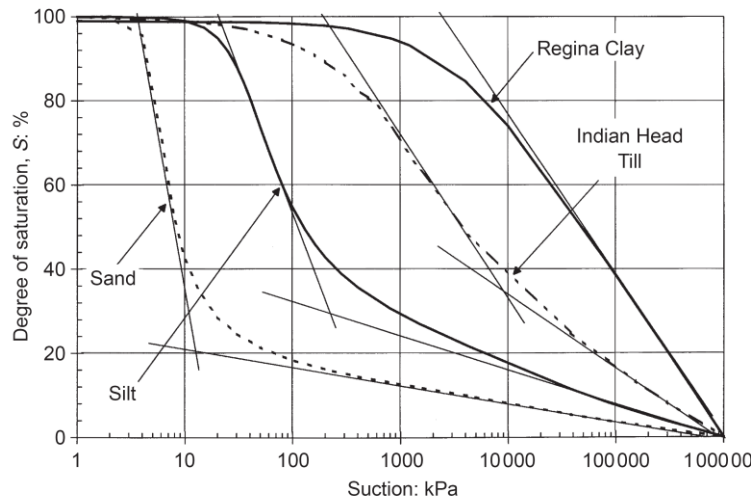


Figura 2-26 – Curvas características representativas de quatro solos do Canadá [Vanapalli & Fredlund, 2000]

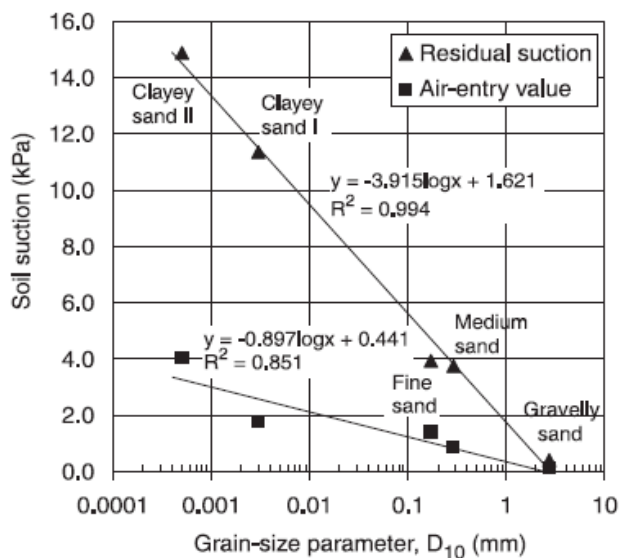


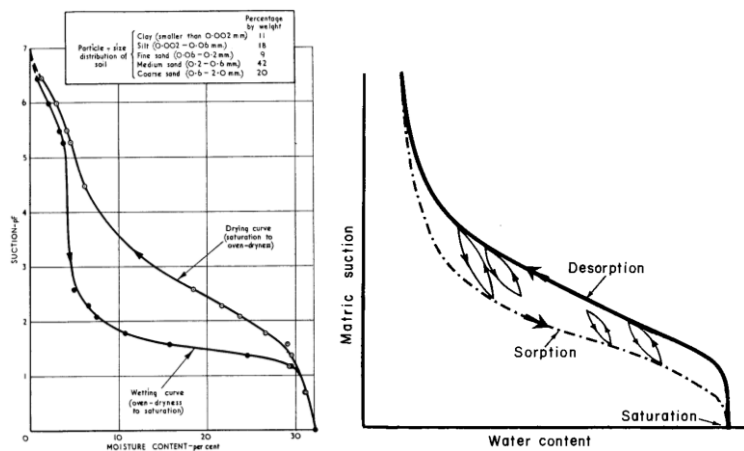
Figura 2-27 – Dependência da sucção de entrada de ar e da sucção residual relativamente a  $D_{10}$  [Yang *et al.*, 2004]

Uma das propriedades fundamentais evidenciada pelos solos é a histerese hídrica. Este fenómeno (cf. Figura 2-28(a)), é típico dos meios porosos: para cada valor de pressão capilar existem diversos

valores de teor em água compatíveis (possíveis), os quais dependem da história hídrica do solo, por sua vez, intimamente relacionada com a evolução do estado de tensão.

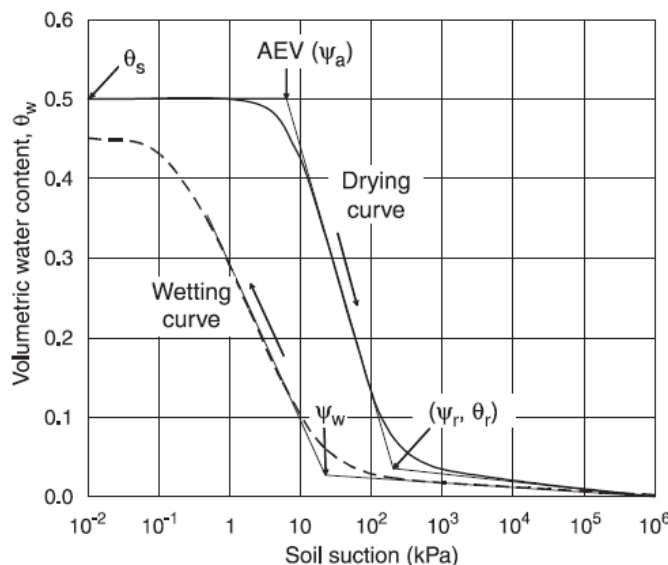
As curvas completas de secagem e de remolhagem constituem os ramos principais de retenção, uma vez que varrem a totalidade do espectro hídrico. No geral, a alteração do estado hídrico ocorre a partir de situações intermédias de saturação, gerando curvas secundárias de retenção, as “*scanning curves*” na bibliografia inglesa (cf. Figura 2-28(b)).

A histerese manifesta-se pelo alongamento do domínio de saturação residual, uma vez que a sucção  $s_{t;w}$  sob a qual a continuidade da fase líquida se começa a restabelecer é inferior a  $s_{t;r}$ ; pela diminuição de  $\lambda$  na secagem relativamente à molhagem; e na diminuição do valor de  $\theta_w$  após anulação da sucção aplicada relativamente ao de saturação  $\theta_{w;s}$  (cf. Figura 2-29).



**Figura 2-28 – (a) Histerese hídrica numa areia argilosa [Croney, 1952] e (b) Laços primários e secundários de histerese hídrica [Hillel, 1982]**

A histerese hídrica dos solos manifesta-se, também, nos valores dos limiares de percolação de ar e de água  $S_a$  e  $S_w$ , os quais assumem valores distintos na secagem e no humedecimento e num efeito residual de secagem (perda hídrica) na recuperação do anulamento da sucção.



**Figura 2-29 – Conceitos chave na descrição da curva de retenção de água no solo [Yang et al., 2004]**



As causas deste comportamento diferencial são diversas: a heterogeneidade geométrica dos poros e a sua ligação por passagens de pequeno diâmetro, em paralelo ou em série (como ilustrado na Figura 2-30); a histerese do ângulo de molhagem ou de contacto líquido-sólido (cf. Figura 2-31); a dissolução gradual do ar e sua posterior libertação, que favorece a existência de ar ocluído nos vazios durante a molhagem. A estas causas há ainda a acrescentar a variação volumétrica devida à expansibilidade ou retração do solo, à variação do estado de tensão e ao desenvolvimento de cimentação [Hillel & Mottes, 1966].

A conexão entre poros proporciona o denominado “efeito de tinteiro”, designação alusiva ao facto de a maioria dos poros ser maior que as suas aberturas. Dado que, na secagem são os poros de menores dimensões a controlar o processo, passando-se o oposto na molhagem para uma dada pressão capilar, o teor em água na secagem é superior ao na molhagem.

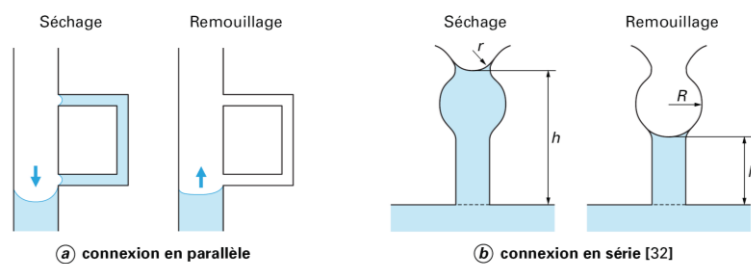


Figura 2-30 – Efeito de tinteiro causador de histerese hídrica [Delage & Cui, 2000]

Na humedificação, a amplitude do ângulo de contacto água-superfície dos grãos é superior à do ângulo na secagem (cf. Figura 2-31), fenómeno designado por efeito de gota. Esta propriedade deve-se à rugosidade das superfícies, à presença de impurezas adsorvidas nas superfícies e aos mecanismos de adsorção das moléculas, diferentes na deformação dos meniscos por variação positiva ou negativa do seu volume.

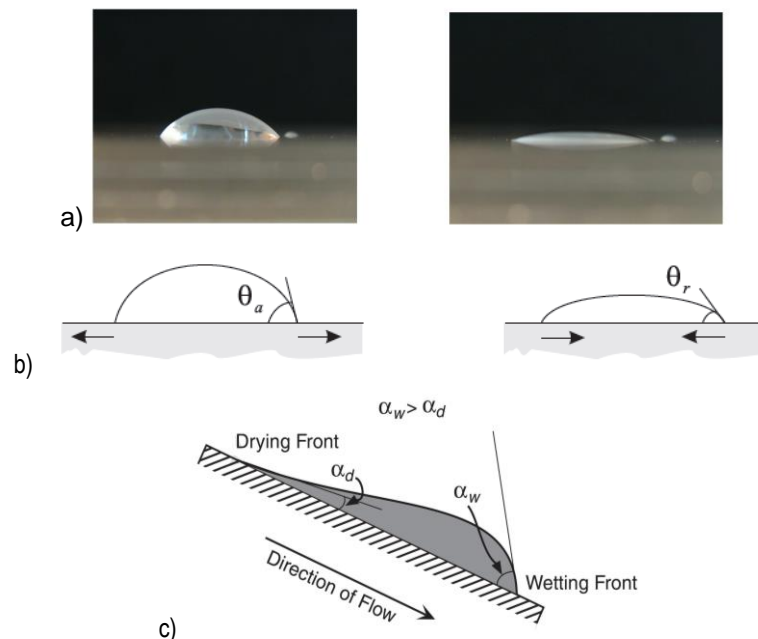


Figura 2-31 – Histerese do ângulo de contacto (molhagem e secagem): a) [Nicot & Wan, 2009], b) [Soulié, 2005], c) [Lu & Likos, 2004]

O efeito global da histerese num dado ciclo hídrico pode ser quantificado pela histerese total [Yang *et al.*, 2004] definida como a área envolvida pelas curvas de secagem e de molhagem nesse ciclo. Estes autores mostraram igualmente que os solos finos apresentam maior histerese total que os solos grosseiros, o mesmo se passando com os solos bem graduados relativamente aos mal graduados.

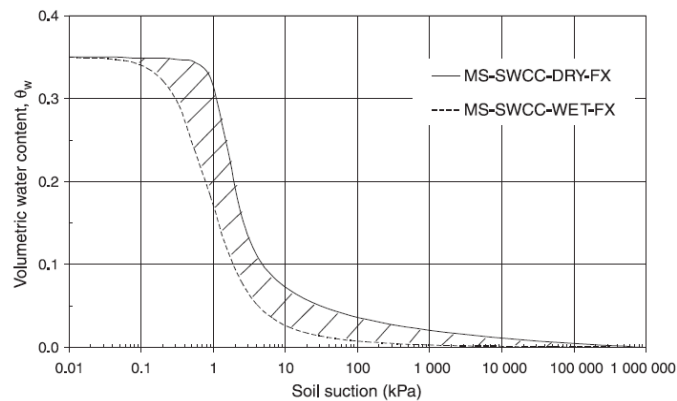


Figura 2-32 – Histerese total da curva de retenção numa areia de grão médio [Yang *et al.*, 2004].

A forma da curva característica reflete a fábrica e a estrutura do solo. A distribuição dos poros está intimamente relacionada com a distribuição granulométrica, pelo que a curva sucção-retenção se assemelha à curva granulométrica [Öberg & Sällfors, 1997].

### SOBRE A INFLUÊNCIA DA CAVITAÇÃO NA FORMA DA CURVA DE RETENÇÃO

Para a construção da curva de retenção torna-se necessário atingir valores de sucção a que correspondem pressão negativa na água inferior a -1 atm, o que torna especialmente delicada a sua medição dada a ocorrência de cavitação no interior do sistema de medição de pressão, concretamente nas placas porosas que separam o líquido intersticial da água no interior do instrumento de medida. Mesmo o recurso a placas permeáveis à água e impermeáveis ao ar, isto é, com muito elevada pressão de rotura hidráulica ou sucção de entrada de ar, não evita, em condições correntes, o fenómeno de cavitação na água do sensor [Maranha das Neves, 1969], uma vez que a tração na água a coloca num estado metastável até que a nucleação ocorra, isto é, que nela se formem cavidades preenchidas por vapor.

A intensidade da ligação entre moléculas de água pura depende da distância intermolecular e, por conseguinte, do volume específico ocupado por uma dada massa de água. A Figura 2-33 representa esquematicamente a dependência da energia potencial de ligação  $E$  e da sua derivada parcial em relação ao volume molar, ambas relativamente a este. O volume molar de equilíbrio  $v_0$ , a que corresponde a estabilidade associada à minimização de  $E$ , resulta do equilíbrio entre as forças repulsivas e as forças atrativas correspondendo-lhe a anulação da pressão delas resultante.

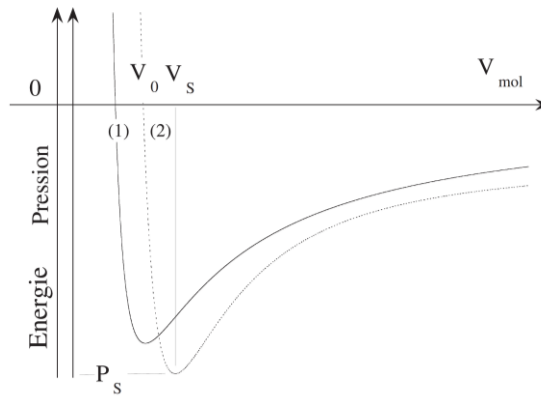


Figura 2-33 – Variação da energia potencial (1) e da sua derivada (2) (a pressão) num líquido em função do volume molar [Herbert, 2006]

A resistência à tração do líquido manifesta-se quando este é afastado da sua posição de equilíbrio (aumento de volume molar), seja por aquecimento acima da temperatura de ebulição  $T_b(P)$ , seja por diminuição da pressão abaixo da pressão de vaporização  $P_v(T)$ .

A tração instalada na água é igual ao simétrico da variação de pressão relativamente à pressão de vaporização

$$\Delta P = P - P_v(T) \tag{2.40}$$

Sendo a pressão dada por

$$P = -\frac{\partial E}{\partial V} \tag{2.41}$$

o máximo da tração ocorre para o volume específico de inflexão da curva de energia  $E(V)$ . Aquele máximo designa-se, assim, por resistência à tração teórica do líquido.

O abandono da posição de energia mínima do estado líquido no sentido de aumento do volume molar, corresponde necessariamente ao aumento da energia do sistema e à diminuição da pressão, e, portanto, a uma situação metastável.

É possível estimar, ainda que de forma grosseira, esta resistência teórica tendo em conta que a distância intermolecular correspondente, excede a distância de equilíbrio em cerca de 10 a 15% [Brennen, 1995], o que corresponde a uma extensão volumétrica de cerca de 30%. Tendo presente que a rigidez volumétrica da água líquida se situa entre  $10^{10}$  Pa e  $10^{11}$  Pa, é-se conduzido a uma variação de pressão

$$\Delta p = -k \frac{\Delta V}{V_0} \tag{2.42}$$

situada entre  $-3 \times 10^9$  Pa e  $-3 \times 10^{10}$  Pa, ou seja, a uma estimativa, necessariamente grosseira, da resistência à tração da água entre 3 GPa e 30 GPa. Os valores de resistência observados experimentalmente são bastante inferiores ao valor teórico.

A primeira referência experimental à capacidade da água de resistir a pressão de tração remonta a 1730, devendo-se a Euler a primeira descrição matemática do fenómeno. Berhelot em 1850 realizou a primeira experiência publicada, na qual conseguiu, através de um método ainda hoje utilizado,

medir sucção na água, atingindo o valor de 50 bar. Resultados experimentais de Marinho & Chandler (1995) referem uma resistência da água à tração de 17 MPa. O valor recorde de sucção medida é 277 bar [Trevana, 1987].

Uma explicação consensual entre diversos autores para a discrepância entre a ordem de grandeza teórica da resistência à tração da água e os valores experimentais, é a ocorrência de cavitação em focos de nucleação, sendo, por conseguinte, a pressão de cavitação a limitar a sucção máxima alcançada [Brennen, 1995], isto é, os valores experimentais da resistência à tração. Trata-se, neste caso, de nucleação dita heterogénea. Aqueles focos podem consistir em irregularidades geométricas nas superfícies do recipiente, em impurezas em suspensão na água ou, ainda, em bolhas minúsculas nela pré-existent.

A nucleação de água pura pode também acontecer na ausência, ideal, de focos preferenciais. Designa-se, então, por nucleação homogénea ou intrínseca da água. Ocorre de forma aleatória, podendo ser causada por perturbações locais de sobreaquecimento relativamente à temperatura de ebulição ou de despressurização abaixo da pressão de vapor saturado. Os gérmes da nucleação intrínseca são oscilações estocásticas de densidade devidas ao movimento térmico das partículas, criando transitoriamente “defeitos” na estrutura homogénea da água.

## 2.6. Sobre o Princípio da Tensão Efetiva nos solos insaturados

### INTRODUÇÃO E DEFINIÇÃO DO PRINCÍPIO E DA TENSÃO

O Princípio da Tensão Efetiva constitui o marco inicial da compreensão fundamentada da resposta mecânica dos solos saturados. O conceito de tensão efetiva a ele associado permitiu a aplicação aos materiais geotécnicos de diversos desenvolvimentos significativos oriundos da Mecânica dos Sólidos, como sejam a viscoplasticidade, a elastodinâmica ou a modelação numérica.

Na sua formulação original, [Terzaghi, 1923 e 1942], é afirmado que:

- todos os efeitos mensuráveis de uma alteração do estado de tensão, tais como a variação volumétrica, a distorção e a modificação da resistência ao corte são exclusivamente devidos a variações de tensão efetiva;
- a tensão efetiva  $\sigma'$  é definida como a diferença entre a tensão (total) aplicada  $\sigma$  e a pressão intersticial  $u_w$

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u_w \delta_{ij} \quad (2.43)$$

Originalmente, a validade do Princípio e da definição de tensão efetiva restringiam-se a solos saturados formados por partículas incompressíveis, e no estado saturado, isto é com uma única fase fluida líquida, igualmente incompressível.

Estabelece uma relação de proporcionalidade entre as deformações elásticas do solo saturado e uma medida das tensões exteriores e da pressão no fluido intersticial, designada por tensão efetiva. O âmbito da aplicação desta estendeu-se posteriormente à modelação constitutiva elasto-visco-plástica, através da sua integração em formulações da Teoria da Plasticidade.

Este Princípio formula uma hipótese, segundo a qual as propriedades mecânicas exibidas pelo esqueleto sólido dum solo podem ser entendidas como efeito exclusivo da variação da tensão efetiva. Esta pode ser interpretada como uma tensão interior equivalente do ponto de vista fenomenológico (empírico) ou como o resultado de cálculo de equilíbrio global (médio) entre a tensão aplicada e a pressão intersticial.

#### VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL E TEÓRICA DO PRINCÍPIO

A validade deste princípio foi demonstrada em diversos trabalhos de índole experimental, como por exemplo, [Rendulic, 1936], [Bishop & Eldin, 1950] e [Henkel, 1959 e 1960].

Do ponto de vista da argumentação teórica, é forçoso citar a referência [Bishop, 1959], na qual o autor justifica o Princípio no âmbito restrito da mecânica dos meios particulados.

Em [Skempton, 1960], o autor procurou clarificar os fundamentos físicos subjacentes ao Princípio, conjecturando que pareceria improvável que a equação de tensão efetiva de Terzaghi fosse aplicável a todos os materiais porosos saturados. Exemplificava com a evidência experimental da inaplicabilidade da equação aos calcários e aos betões. No caso dos solos saturados, a sua validade, experimentalmente não repudiada, resultaria de ela constituir um *proxy* adequado duma hipotética “verdadeira” definição de tensão efetiva.

Com base em considerações teóricas sobre o equilíbrio entre partículas de materiais compatíveis com o critério de rotura de Mohr-Coulomb, e considerando a área de contacto entre partículas  $a$ , o ângulo intrínseco de resistência ao corte  $\psi$  e o ângulo de resistência ao corte  $\phi'$ , Skempton formulou três teorias cada uma conducente a uma definição de tensão efetiva. Ao considerar uma extensa recolha bibliográfica de resultados de corte, com diversas configurações experimentais, de solos (areias e argilas), rochas (mármore e calcário), de minerais (calcite, quartzo e sal-gema), betão e de metais (esferas de chumbo) sob uma gama diversa de tensões de confinamento – de médias a muito elevadas – Skempton elegeu como defensável a, por ele designada, Teoria III, segundo a qual a tensão efetiva se expressa sob a forma

$$\sigma' = \sigma - \left( 1 - a \frac{\tan \psi}{\tan \phi'} \right) u_w \quad (2.44)$$

Esta equação é válida para o estabelecimento da equivalência entre o meio particulado e o meio contínuo teórico no que respeita à resistência ao corte. No que respeita à deformação volumétrica, idêntico procedimento conduziu-o a definir a tensão efetiva segundo a equação

$$\sigma' = \sigma - \left( 1 - \frac{C_s}{C} \right) u_w \quad (2.45)$$

em que  $C_s$  representa a compressibilidade dos grãos e  $C$  é a compressibilidade do esqueleto sólido.

A equação (2.45) foi igualmente deduzida, no âmbito da poroelasticidade linear isotrópica, em [Biot & Willis, 1957] e para a deformação elástica de rochas porosas em [Nur & Byerlee, 1971].

Sendo inquestionável a validade da equação de tensão efetiva de Terzaghi no caso das areias e das argilas saturadas, seria, então, necessário, que nessa situação particular, ambas as equações (2.44) e (2.45) degenerassem na definição de tensão efetiva de Terzaghi. Para tal, seria necessário que as parcelas subtrativas da unidade no fator multiplicativo de  $u_w$  fossem desprezáveis.

De facto, relativamente à resistência ao corte, a validade referida resulta de ser diminuta a área de contacto entre as partículas sólidas, já que o quociente  $\tan \psi / \tan \phi'$  assume valores superiores a 0,15 no caso das argilas e próximos de 0,3 no caso das areias. No que respeita à variação volumétrica, pode atribuir-se a supressão prática da parcela  $C_s / C$  à diminuta compressibilidade relativa dos grãos face à do esqueleto sólido, o que é consensualmente aceite para valores de tensão de confinamento com significado prático em engenharia [Jardine *et al.*, 2004].

No caso das rochas e dos betões, quer a área de contacto quer a compressibilidade relativa assumem valores não desprezáveis, não sendo, por isso, a eles generalizável a equação de Terzaghi. Fica por isso evidenciada a inexistência de uma definição de tensão efetiva de Terzaghi universalmente aplicável (quer quanto aos materiais, quer quanto ao modo de deformação).

Ainda, sob outro ponto de vista teórico, o da energia, é forçoso citar [Houlsby, 1981] em que o autor deduziu a expressão para a potência volúmica<sup>3</sup>  $L$ , como a adição de três parcelas independentes: as taxas instantâneas de trabalho por deformação do esqueleto sólido, por deformação do fluido e por percolação do fluido

$$L = \sigma'_{ij} \dot{\epsilon}_{ij} + n u_w \dot{v}_w - u'_{w,i} w_i \quad (2.46)$$

Na equação (2.46)  $u'_{w,i}$  representa a derivada parcial segundo  $x_i$  do excesso de pressão intersticial do fluido relativamente à pressão hidrostática e  $w_i$  a componente segundo  $x_i$  da velocidade de percolação do fluido, ou seja a sua velocidade relativamente ao esqueleto sólido. Naquela equação evidencia-se que o tensor de tensão efetiva  $\sigma'_{ij}$  é o conjugado energético do tensor de deformação  $\epsilon_{ij}$ .

### EXTENSÃO DO CONCEITO DE TENSÃO EFETIVA E DO PRINCÍPIO AOS SOLOS INSATURADOS

A generalização do conceito de tensão efetiva aos solos insaturados afigurou-se desde há muito como uma ideia sedutora e prometedor, na medida em o estado de tensão seria descrito por uma única variável tensorial.

Pouco após a proposta original duma definição de tensão efetiva para os solos insaturados em [Bishop, 1959], a sua aplicabilidade foi questionada com base em evidências experimentais, o que não representaria aliás, uma surpresa, dada as dificuldades conceituais, que não ainda de validação experimental, já existentes no caso dos solos saturados.

---

<sup>3</sup> “rate energy density” na designação original

A inexistência duma definição única de tensão efetiva universal, deixaria antever dificuldade na sua generalização aos solos insaturados.

O Princípio da Tensão Efetiva aplica-se, sem alteração, conjuntamente com a equação de Terzaghi aos solos insaturados, para sucção inferior ao valor de entrada de ar, com o conceito de déficit de pressão (isto é a pressão negativa na água) a afetar aditivamente a tensão efetiva calculada segundo proposto por Aitchison & Donald (1956) na forma

$$\sigma' = \sigma + p'' \quad (2.47)$$

em que  $p''$  representa a “deficiência” de pressão na água relativamente à pressão atmosférica, isto é,  $p'' = u_a - u_w$ .

Para a generalização a estados de saturação com sucção superior a  $s_{ae}$ , é necessária a definição da tensão efetiva correspondente, uma vez que após a entrada de ar no solo a equação acima perde a sua validade [Jennings & Burland, 1962] pois que a fase líquida não envolve completamente os grãos e se torna necessário distinguir entre a água gravítica e a água matricial.

Diversas definições alternativas foram propostas para considerar a natureza bifásica do fluido intersticial, através da definição duma “pressão nos poros equivalente”  $u^*$

$$\sigma' = \sigma - u^* \quad (2.48)$$

A proposta primeira para uma definição de tensão efetiva em solos insaturados deve-se a [Jennings, 1957]. Seguiram-se-lhe propostas de [Croney *et al.*, 1958], [Bishop, 1959] e [Aitchison, 1960]. No entanto, na histórica Conferência “Pore Pressure and Suction in Soils” o consenso quanto à preferência por uma definição recaiu na proposta de Bishop, segundo a qual se tem

$$u^* = \chi u_w + (1 - \chi) u_a \quad (2.49)$$

conduzindo, após rearranjo das parcelas, à definição de tensão efetiva

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.50)$$

Explicitando a presença da tensão eficaz  $\bar{\sigma}$  e da sucção  $s$ , tem-se a equação de tensão efetiva

$$\sigma' = \bar{\sigma} + \chi s \quad (2.51)$$

O parâmetro  $\chi$ , designado por parâmetro de tensão efetiva de Bishop, pode ser interpretado como representando a área relativa de atuação da pressão  $u_w$  sobre as partículas sólidas, isto é, de acordo com uma abordagem particulada (cf. Figura 2-34). O parâmetro  $\chi$  assume o valor unitário no caso dos solos saturados – recuperando-se a equação de Terzaghi – e o valor zero no caso dos solos secos (em que o fluido intersticial é o ar).

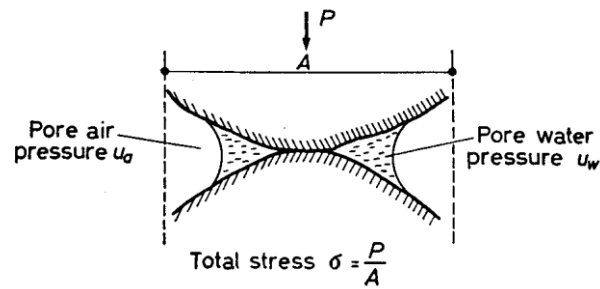


Figura 2-34 – Áreas de influência das pressões intersticiais [Skempton, 1960].

A validação experimental foi ensaiada por [Bishop & Donald, 1961] através de ensaios de corte triaxial em que a pressão de confinamento na câmara  $\sigma_r$  e as pressões  $u_w$  e  $u_a$  foram controladas de modo a que as parcelas  $\bar{\sigma}$  e  $s$  permanecessem simultaneamente constantes. No entanto, não foram testadas situações em que, mantendo-se a tensão efetiva  $\sigma'$  constante, as parcelas  $\bar{\sigma}$  e  $s$  variassem individualmente. Deste modo, foi somente verificada a validade na situação particular vigente nos ensaios.

A forma mais consagrada desta equação corresponde a considerar o parâmetro  $\chi$  como o grau de saturação.

Skempton (1960) formulou a conjectura de que as variações de volume ou de resistência ao corte seriam exclusivamente devidas às variações da tensão efetiva assim definida.

Esta equação foi posteriormente proposta em diferentes âmbitos, tendo em comum a hipótese de granulometria grosseira do solo: através de médias volumétricas [Lewis & Schrefler, 1987], com base na Teoria das Misturas [Hutter *et al.*, 1999] e usando uma abordagem termodinâmica [Gray & Schrefler, 2001].

Tarantino & Mongiovi (2000) argumentam que, uma vez que a definição de tensão efetiva envolve conceitos macroscópicos, não pode ser demonstrada com base em modelos teóricos de partículas.

#### DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DO PARÂMETRO $\chi$

Na hipotética validade da definição de tensão efetiva e do Princípio em cujo enunciado intervém, restaria a obrigatoriedade de determinação experimental do parâmetro na equação (2.50) em função do grau de saturação  $\chi(S_r)$ .

A metodologia para tal objetivo consiste em, tomando provetes dum solo em condições idênticas de estrutura (logo de porosidade) nas situações de saturação completa e parcial, igualar os correspondentes valores da tensão efetiva ([Jennings, 1960] e [Bishop & Donald, 1961]).

No que respeita a resistência ao corte, Gan *et al.*, (1988) admitiram a hipótese de os parâmetros de tensão efetiva não dependerem da sucção matricial. Esta hipótese não é estritamente respeitada pelos solos ([Khalili & Khabbaz, 1998] e [Khalili *et al.*, 2004]), embora a dependência possa em alguns casos ser ligeira, de acordo com resultados experimentais de [Escario & Saez, 1986] e [Drumright, 1989].



Expressando, por aplicação do critério de rotura de Mohr-Coulomb, a resistência ao corte do solo com grau de saturação  $S_r$ ,  $\tau_{S_r}$ ,

$$\tau_{S_r} = c' + (\sigma - u^*) \tan \phi' \quad (2.52)$$

e do mesmo solo no estado saturado, (em que se tem  $u_a = u_w$ )

$$\tau_{100} = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' \quad (2.53)$$

é possível obter o valor de  $\chi$  através da equação

$$\chi = \frac{(\sigma_1 - u_a) - (\sigma_3 - u_a) \alpha^2 - 2c' \alpha}{2(u_a - u_w) \alpha \tan \phi'} \quad (2.54)$$

em que  $\alpha = \tan(\pi/4 + \phi'/2)$ .

Até à entrada de ar tem-se, como referido, que a equação de tensão efetiva de Terzaghi permanece válida, pelo que se tem  $\chi = 1$ , como esquematizado na Figura 2-35.

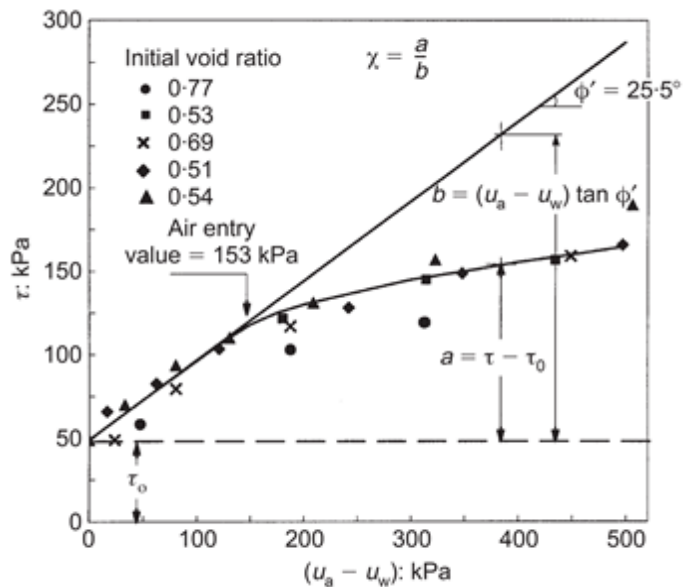


Figura 2-35 – Determinação experimental do coeficiente  $\chi$  para a determinação da resistência ao corte de solos insaturados [Gan et al., 1988].

Esta abordagem havia sido adotada em [Skempton, 1960], com base na relação de Mohr-Coulomb  $q_r / \sigma_3' = 2 \sin \phi' / (1 - \sin \phi')$ , suposta igualmente válida na situação saturada e não saturada, desde que com semelhante índice de vazios na rotura, conduzindo à equação

$$\chi = \frac{\sigma_3' - \bar{\sigma}_3}{u_a - u_w} \quad (2.55)$$

Igualmente Jennings (1960) implementou uma abordagem semelhante, com base na definição de tensão (2.47), para aferição da equação (2.50) quanto à compressibilidade e à resistência ao corte (cf. Figura 2-36).

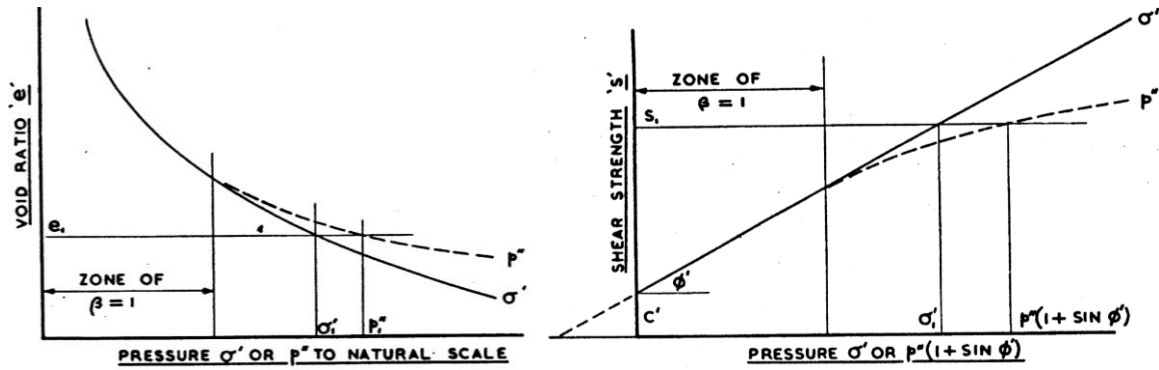


Figura 2-36 – Metodologia para aferição experimental do parâmetro estatístico  $\beta$ : a) compressibilidade, b) resistência ao corte [Jennings, 1960]

Seguindo esta metodologia Jennings e Burland (1962) (cf. Figura 2-37) realizaram um programa experimental, cuja consideração conjunta com resultados de outros autores lhes permitiu concluir existir uma dispersão significativa dos valores de  $\chi$ , afastando-se significativamente da hipótese simplista  $\chi = S_r$ .

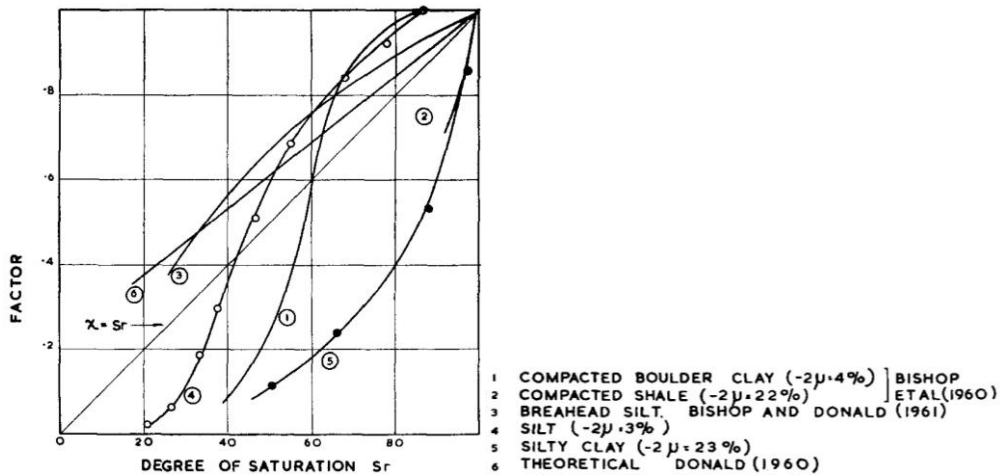


Figura 2-37 – Valores do parâmetro  $\chi$  para diversos solos e situações em função do grau de saturação [Jennings & Burland, 1962].

A análise detalhada da evolução das leis constitutivas e da sua implementação em modelação numérica é abordado no Capítulo 3.

## Capítulo 3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA RESPOSTA DOS GEOMATERIAIS EM CONDIÇÕES VARIÁVEIS DE SATURAÇÃO

Os geomateriais existem em situações diversas de saturação que podem ir desde a saturação residual até à saturação plena. Reconhecendo-se a importante influência das condições hídricas na resposta mecânica dos solos, a existência de conceitos teóricos (reologia e leis constitutivas) e de ferramentas computacionais para a modelação contínua e ininterrupta das propriedades por eles exibidas no espectro integral de saturação é indispensável para a sua aplicação prática.

A consideração das condições variáveis de saturação introduz elementos adicionais de âmbito e de dificuldade relacionados com o efeito de acoplamento hidromecânico em que a variação da sucção influencia as propriedades hidráulicas, as de variação volumétrica e as de resistência ao corte.

A via mais racional para a disponibilização daquelas ferramentas computacionais é a da evolução dos modelos constitutivos mecânicos (para solos saturados) pela incorporação, direta ou indireta, do acoplamento hidromecânico.

Uma vez que a condição de insaturação de um solo é apenas uma condição e não representa um novo “solo” [Gens *et al.*, 2006] os modelos devem ser válidos nos estados saturados (baseado no conceito de tensão efetiva) e insaturados e assegurar a transição suave e com unicidade de variáveis na saturação-dessaturação.

Deste modo, a generalização dos modelos válidos para o estado saturado dos solos com incorporação do acoplamento hidromecânico afigura-se como via preferencial para a modelação numérica da resposta hidromecânica dos geomateriais sob condições variáveis de saturação.

### 3.1. Leis constitutivas

Historicamente, a ideia original para o desenvolvimento teórico foi a generalização, a todo o espectro de saturação, do Princípio da Tensão Efetiva formulado por Terzaghi para materiais saturados, com a necessária redefinição do conceito de tensão efetiva, ou equivalentemente, da pressão equivalente nos poros [Bishop, 1959].

A proposta inicial de Bishop (1959) para generalizar o conceito de tensão efetiva considerava o efeito de confinamento (restritivo de deformação) da diferença de pressão nas fases gasosa e líquida (a deficiência de pressão na fase líquida), equilibrada localmente pela tensão superficial nesta.

Esta definição baseava-se na ponderação daquele efeito através da consideração de um coeficiente (dito de Bishop, ou de tensão efetiva)  $\chi$  dependente do grau de saturação e situado entre 0 (para um solo seco) e 1 (na saturação plena)

$$\sigma' = \sigma - \chi u_w - (1 - \chi) u_a \quad (3.1)$$

Uma forma sugestiva de apresentar esta equação é

$$\sigma' = \sigma - u^* \quad (3.2)$$

em que  $u^*$  representa uma pressão equivalente nos poros, definida pela ponderação das pressões individuais nas fases fluidas

$$u^* = \chi u_w + (1 - \chi) u_a \quad (3.3)$$

Jennings e Burland (1962), conjecturando a validade (não demonstrada) desta definição de tensão efetiva, enunciaram uma formulação do Princípio de Tensão Efetiva, numa estrutura de duas proposições homólogas das utilizadas por Terzaghi no caso dos solos saturados:

- Todos os efeitos mensuráveis de uma variação de tensão, tais como a variação volumétrica, a distorção e a variação da resistência ao corte do solo são exclusivamente devidos a alterações da tensão efetiva.
- A tensão efetiva num solo parcialmente saturado é definida como o excesso da tensão total aplicada relativamente à pressão equivalente nos poros  $u^*$ , isto é,  $\sigma' = \sigma - u^*$

A mesma ideia, embora sem a formalidade de uma definição, havia sido adiantada por Bishop (1959) ao referir-se à tensão efetiva como uma “função da tensão total e da pressão nos poros que controla os efeitos mecânicos de uma variação de tensão” e por Skempton (1960) quando sustentava que não haveria razão aparente para que o Princípio da Tensão Efetiva não fosse válido para situações de pressão negativa na água, ou de prevalência de sucção.

Uma dificuldade conceptual com a validação do princípio (e, portanto, do conceito de tensão efetiva) prende-se com o facto de se tratar de um conceito macroscópico e, deste modo, não poder ser demonstrado ao nível microscópico, dada a dificuldade em expressar as forças de contacto inter-partículas em termos de tensão.

O Princípio da Tensão Efetiva “converte” um meio poroso (descontínuo) multifásico e sujeito a um estado de múltiplas tensões num meio contínuo equivalente monofásico atuado por uma tensão macroscópica do esqueleto sólido, descrita por um único tensor de tensão. Deste modo, permitiria a aplicação da mecânica dos sólidos contínuos a um meio poroso deformável com vazios preenchidos por fluidos. A sua aplicação dependeria, no entanto, da adequação da definição do coeficiente de Bishop.

Numa dada circunstância de tensão aplicada e de sucção prevalecte, a validade daquele Princípio requer a similitude entre os efeitos mensuráveis de variação de volume, de distorção e de resistência ao corte causados, por um lado, por variações independentes de sucção e de tensão externa e, por outro, pela variação correspondente de tensão efetiva.

É sabido, porém, que somente abaixo do limiar da denominada sucção de transição<sup>4</sup>  $s_{tr}$  esta comprovação experimental é conseguida ([Aitchison & Donald, 1956] e [Jennings & Burland, 1962]). Neste domínio permanece, assim, inalterada a validade da tensão efetiva de Terzaghi, apesar da compressibilidade, não desprezável, do fluido.

Nesta gama de sucção, o ar no interior de um solo encontra-se ou sob a forma de bolhas isoladas ou dissolvido na água, não formando uma fase contínua. A pressão na água exerce-se na totalidade da superfície dos grãos, cujos contactos são pontuais, pelo que existe equivalência entre uma variação da pressão média  $\bar{p}$  e a variação simétrica da pressão no fluido.

O insucesso da extensão direta do Princípio a todo o espectro de saturação obrigou à reformulação menos ambiciosa dos objetivos, almejando-se, como ponto de partida, somente a redefinição da tensão efetiva e a sua validação como uma variável explicativa da resposta mecânica dos solos.

Uma outra reorganização da equação (3.1) permite expressar a tensão efetiva, candidata a “explicativa” das variações dos referidos três tipos de efeitos mensuráveis, na forma

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) = \bar{\sigma} + \chi s \quad (3.4)$$

ou seja, como uma combinação da tensão eficaz  $\bar{\sigma}$  com uma fração  $\chi$  da sucção matricial. Evidencia-se, deste modo, o estabelecimento de um acoplamento de índole hidromecânica, devido à dependência da tensão efetiva relativamente à sucção prevalecente. Realça-se também nesta equação que os efeitos das variações da tensão eficaz  $\bar{\sigma}$  e da sucção não são equiparáveis, diretamente adicionáveis, apesar de as suas dimensões físicas serem iguais.

O coeficiente  $\chi$  pondera a contribuição da sucção matricial para a contabilização da tensão efetiva: pode ser encarado como um fator de escala de medianização da sucção matricial desde o nível microscópico de um volume elementar representativo (VER) para o nível macroscópico.

É-lhe atribuída uma índole geométrica, habitualmente relacionada com a proporção da área das partículas em contacto com a fase líquida, numa secção teórica. Na Conferência “Pore Pressure and Suction in Soils” esta definição mereceu a preferência dos especialistas presentes, por ser a de maior generalidade, uma vez que inclui a contribuição da pressão no ar.

A opção de conceptualizar  $\chi$  como proporção de área introduz dificuldades práticas, razão pela qual a perspetiva geométrica veio a ser reformulada em diversas propostas posteriores de se tomar  $\chi$  igual ao grau de saturação (na hipótese da incompressibilidade dos grãos), agora baseada nos respetivos volumes.

---

<sup>4</sup> Em situações de saturação variável,  $s_{tr}$  é o valor da sucção na transição entre os estados saturado e insaturado (em ambos os sentidos). Na dessaturação representa a sucção na entrada de ar  $s_e$  e durante a humificação representa a sucção na expulsão do ar  $s_{ex}$ , tipicamente inferior a  $s_e$  devido à histerese hídrica.

Coleman (1962) argumentava que, sendo o grau de saturação uma medida volumétrica simples, não seria de esperar que, atendendo à influência da estrutura dos solos na sua resposta mecânica, se obtivesse uma dependência fiável de  $\chi$  relativamente a  $S_r$ .

No mesmo sentido, Bishop (1960) antevia que os valores intermédios de  $\chi$  dependeriam primordialmente do grau de saturação, mas que, provavelmente, seriam também influenciados pela estrutura do solo e pela trajetória hídrica e/ou pela trajetória de tensão conducentes a um determinado valor de  $S_r$ .

Esta linha de considerações é reforçada em [Jennings & Burland, 1962] com a interpretação de ensaios edométricos e de compressão isotrópica de siltes e siltes argilosos realizados para essa publicação e de resultados de outros autores com xistos e argilas cascalhentas compactadas. Concluíram existir, não só, um afastamento considerável da hipótese  $\chi(S_r)$ , na ótica da variação volumétrica, como uma dispersão significativa dos valores de  $\chi$ , calculados de acordo com a proposta de Donald (1960) (cf. Figura 2-37).

As críticas relativamente à validade do Princípio da Tensão Efetiva foram mais expressivas relativamente à variação volumétrica do que relativamente à resistência ao corte, o que se compreende, pois a deformação é um acumulado de variações incrementais enquanto a resistência tem a ver com um único estado: o estado crítico.

Para além da alusão crítica à reduzida fiabilidade da relação  $\chi(S_r)$ , são apontadas pelo menos três críticas fundamentais à definição expressa pela equação (3.1). A primeira, bastante impactante, reside na impossibilidade prática de explicar o fenómeno de colapso de solos finos devido a molhagem [Jennings & Burland, 1962]. De facto, em certas circunstâncias, a diminuição da tensão efetiva que lhe corresponde não é acompanhada do “consequente” aumento de volume; ao invés, ocorre uma diminuição brusca de volume. Esta crítica foi reiterada em diversas publicações, por exemplo, em [Aitchison, 1965], [Matyas & Radhakrishna, 1968] e [Fredlund & Morgenstern, 1977].

Na verdade, esta crítica exorbita a estrita aplicação do Princípio da Tensão Efetiva, uma vez que a sua aplicação sem conceitos teóricos adicionais somente permite justificar respostas elásticas lineares. Sendo o colapso uma deformação volumétrica plástica, a tentativa da sua explicação requer a consideração de uma formulação constitutiva elastoplástica com superfície de cedência dependente do nível de sucção (cf. [Kohgo *et al.*, 1993a], [Kohgo *et al.*, 1993b], [Bolzon *et al.*, 1996] e [Loret & Khalili, 2002]). Esta limitação é, aliás, herdada da aplicação no estado saturado.

Uma segunda crítica aponta para que em situações de saturação residual, a tensão efetiva e, por conseguinte, a resistência ao corte deveriam resultar praticamente proporcionais à sucção, o que não corresponde à evidência experimental [Loret & Khalili, 2002].

A terceira crítica relaciona-se com o facto de ser possível obter formas diferentes de dependência de  $\chi$  relativamente às condições hídricas do solo, consoante se considera os efeitos mensuráveis de variação de volume, de distorção ou de resistência.

A insuficiência da utilização exclusiva da tensão efetiva, de maior realce na modelação da variação volumétrica, motivou a reorientação no sentido de utilização das duas variáveis de tensão [Biot, 1941]: a tensão eficaz e a sucção. São exemplo as superfícies de resposta de variação volumétrica apresentadas por Matyas & Radhakrishna (1968). A pesquisa de variáveis explicativas com utilidade simultânea na modelação constitutiva e na modelação experimental levou ao desenvolvimento acentuado dos trabalhos publicados neste domínio.

O consenso atual aponta para a necessidade de consideração de duas variáveis de tensão, não necessariamente independentes [Jommi, 2000]. Aponta também para que as variáveis de deformação que lhes correspondem sejam conjugadas do ponto de vista termodinâmico.

Este consenso está fortemente alicerçado nos estudos de Houlsby (1997) acerca da definição das variáveis para a modelação da resposta mecânica dos solos insaturados. Neste trabalho, o autor generalizou as suas contribuições anteriores no âmbito dos solos saturados (com partículas sólidas incompressíveis, e fase fluida incompressível [Houlsby, 1979] ou compressível [Houlsby, 1981]) à situação de ocupação dos poros por duas fases fluidas.

Decompôs a potência volúmica do material em parcelas da forma de produtos de uma variável tensão e de uma variável taxa (velocidade) de deformação e conjugadas do ponto de vista energético, isto é, compatíveis com a definição da potência volúmica.

Identificando a origem da pressão diferencial ( $u_a - u_w$ ) na curvatura dos meniscos ar-água, Houlsby considera a contribuição da tensão superficial na potência volúmica, mediante a consideração da variável de tensão  $T_{ij}$ .

A ponderação volumétrica das fases,  $(1-n)$ ,  $nS_r$  e  $n(1-S_r)$  respetivamente para as fases sólida, líquida e gasosa, é utilizada para refletir a contribuição individual para as diversas grandezas volumétricas do solo, com porosidade  $n$ .

A massa volúmica resulta da contribuição das massas volúmicas individuais, ponderadas pelas frações volumétricas,

$$\rho = n[S_r \rho_w + (1-S_r)\rho_a] + (1-n)\rho_s \quad (3.5)$$

A tensão total é equilibrada pela contribuição da tensão inter-partículas  $\sigma_{ij}^*$ , das pressões nos fluidos e da tensão meniscal  $T_{ij}$

$$\sigma_{ij} = (1-n)\sigma_{ij}^* + n[S_r u_w + (1-S_r)u_a]\delta_{ij} + T_{ij} \quad (3.6)$$

Com as hipóteses simplificativas da incompressibilidade das fases sólida e líquida e de os meniscos permanecerem solidários com o esqueleto sólido, e tendo em consideração as condições de equilíbrio e de compatibilidade de deformação linear, Houlsby obtém a seguinte expressão para a potência volúmica do material em deformação e sob fluxo das fases fluidas

$$L = -u'_{w,j} w_{w,j} - u'_{a,j} w_{a,j} + n(1-S_r)u_a \dot{v}_a - s n \dot{S}_r + \left\{ \sigma_{ij} - [S_r u_w + (1-S_r)u_a] \delta_{ij} \right\} \dot{\epsilon}_{ij} \quad (3.7)$$

Nela, surgem os gradientes do excesso de pressão nos poros (relativamente ao potencial gravítico) das fases líquida e gasosa, respetivamente,

$$\begin{aligned} u'_{w,i} &= u_{w,i} - \rho_w g_i \\ u'_{a,i} &= u_{a,i} - \rho_a g_i \end{aligned} \quad (3.8)$$

associados às correspondentes velocidades (aparentes) de percolação, definidas a partir das velocidades individuais das fases  $f_i$  e do esqueleto sólido  $v_i$

$$\begin{aligned} w_{w,i} &= n S_r (f_{w,i} - v_i) \\ w_{a,i} &= n (1 - S_r) (f_{a,i} - v_i) \end{aligned} \quad (3.9)$$

bem como a taxa de extensão volumétrica da fase gasosa,  $\dot{v}_a = \dot{\rho}_a / \rho_a$ .

A potência volúmica associada ao fluxo das fases líquida e gasosa é quantificada pelas duas primeiras parcelas, pelo que, em condições não drenadas, estas se anulam identicamente. Adicionalmente a estas e à presença da potência volúmica associada à compressão da fase gasosa (na terceira parcela), resulta desta equação a indicação de dois pares de variáveis conjugadas do ponto de vista energético.

No primeiro par, a variável de tensão é a sucção modificada ( $n^* = n s$ ) e a variável conjugada é a taxa de variação do grau de saturação  $-\dot{S}_r$ . No segundo par, à taxa de deformação  $\dot{\epsilon}_{ij}$  está associada a variável de tensão de Bishop

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - [S_r u_w + (1 - S_r) u_a] \delta_{ij} \quad (3.10)$$

com o coeficiente  $\chi$  igualado ao grau de saturação.

Fica, deste modo, suportada do ponto de vista teórico, a opção de utilizar a tensão de Bishop<sup>5</sup> em associação com o tensor de deformação no contexto da modelação dos solos com saturação variável.

Por outro lado, resulta ainda desta equação que, no caso geral, a consideração exclusiva da tensão de Bishop  $\sigma'_{ij}$  não é suficiente para modelar a resposta hidromecânica dos solos: é necessário considerar ainda o efeito adicional da sucção, como também advogado por Nuth & Laloui (2008). Assim, de acordo com aquela equação, a descrição daquele comportamento repousaria nos pares conjugados  $(\sigma'_{ij}, \dot{\epsilon}_{ij})$  e  $(n s, -\dot{S}_r)$ .

Uma vez que a adequação das variáveis de tensão utilizadas não é independente do objetivo em vista – utilização em modelos constitutivos ou no âmbito experimental [Tarantino & Mongiovi, 2000] – a consideração de outras combinações lineares dos termos das duas últimas parcelas de (3.7) abre a possibilidade de seleccionar expressões de melhor conveniência. Houlsby ilustra esta possibilidade com os pares  $(\bar{\sigma}_{ij}, \dot{\epsilon}_{ij})$  e  $(s, -n S_r + S_r \dot{\epsilon}_{ij})$  em que as variáveis de tensão são a tensão

<sup>5</sup> Na realidade, não sendo esta tensão capaz de “explicar” a totalidade da resposta observável do solo, não é efetiva segundo o conceito de Terzaghi. Jennings & Burland (1962) sugeriram designá-la como tensão intergranular (equivalente).



eficaz  $\bar{\sigma}$  e a sucção. A variável de deformação do segundo par é igual a  $-\dot{v}_w / v$ , em que no numerador surge a taxa de variação de volume específico da água  $(1 + S_r e)$ .

Nesta latitude de escolha Gens (2010) adota a designação genérica de primeira e segunda variáveis constitutivas, definidas por

$$\bar{\sigma}_{ij} + \mu_1(s, S_r) \delta_{ij} \text{ e } \mu_2(s, S_r) \tag{3.11}$$

As funções  $\mu_1(s, S_r)$  representam a contribuição da interação hidromecânica para a resposta observada: a primeira (tensorial) corresponde a uma forma modificada de tensão, que pode incluir a contribuição (isotrópica) da sucção para o efeito estabilizador de confinamento. A segunda (escalar) considera os efeitos adicionais da sucção. A classificação de Gens (2010), mesmo se nem todos os modelos possam nela ser incluídos, cataloga os modelos segundo as características da primeira variável constitutiva (cf. Quadro 3.1) e aprecia as vantagens e as desvantagens relativas. Muito frequentemente o primeiro tipo de modelos recebe a designação de modelos com variáveis independentes e atribuída a designação de modelos com tensão efetiva aos modelos do tipo 2 e 3.

**Quadro 3.1 – Características dos modelos segundo a primeira variável constitutiva**

	1 $\mu_1(s, S_r)=0$	2 $\mu_1(s, S_r)=f(s)$	3 $\mu_1(s, S_r)$
<b>Representação das trajetórias de tensão experimentais</b>	Fácil	Difícil	Muito difícil, até impossível
<b>Independência da variável constitutiva relativamente a uma variável de estado<sup>6</sup></b>	Independente	Independente	Não
<b>Ligação entre variáveis constitutivas</b>	Não	Sim	Sim
<b>Unicidade de variáveis e continuidade de resposta na transição saturação-dessaturação</b>	Não	Não	Sim
<b>Integração da componente hídrica no modelo tensão-deformação</b>	Não	Não; aspetos essenciais da saturação não estão presentes	
<b>Crescimento da resistência ao corte decorre do modelo</b>	Não; necessária uma função independente	Sim	Sim
<b>Resistência ao corte e resposta elástica decorrem de forma unificada do modelo</b>	Não	Sim	Sim

Num primeiro grupo de modelos, a função  $\mu_1(s, S_r)$  é identicamente nula, resultando em duas variáveis de tensão independentes. A primeira referência à necessidade de consideração de duas variáveis independentes de tensão para a interpretação da resposta mecânica de solos em estado insaturado surge em [Biot, 1941].

O tensor da tensão total e a pressão no ar e na água são tratadas como independentes ([Matyas & Radhakrishna, 1968], [Fredlund & Morgenstern (1977)], [Alonso *et al.*, 1990] e [Wheeler & Sivakumar (1995)]). Estes modelos captam alguns aspetos fundamentais como o colapso, mas não conseguem reproduzir a deformação volumétrica plástica seguida de deformação elástica observada em solos normalmente consolidados sujeitos a valores crescentes de sucção. Apresentam a desvantagem de um maior esforço laboratorial para obtenção dos parâmetros dos modelos, dificultando a sua

<sup>6</sup> A menos da pressão no ar; para garantir a invariância do espaço constitutivo.

aplicação prática. A separação entre a variável de tensão e a variável hídrica impede a modelação direta do efeito da histerese hídrica na resposta mecânica [Li, 2005]. A independência entre as variáveis obriga à definição e modelação exterior da resposta hídrica.

Fredlund & Morgenstern (1977) defenderam do ponto de vista teórico a necessidade de consideração de duas variáveis independentes de tensão. Realizaram ensaios de invariância volumétrica (*null tests*) para confirmar que qualquer par escolhido entre as três variáveis  $(\sigma - u_a)$ ,  $(\sigma - u_w)$  e  $(u_a - u_w)$  permitiria representar o estado de tensão para o efeito de interpretação da resposta mecânica. Alguns trabalhos mais recentes (p. ex. [Tarantino & Mongiovi, 2000]) apresentam igualmente resultados de ensaios de invariância para situações de saturação média a elevada. Na escolha de Fredlund e de Morgenstern  $\mu_2(s, S_r) = s$ , redundando na escolha muito frequente da tensão eficaz  $\bar{\sigma}$  e da sucção matricial  $s$  como variáveis independentes de tensão (à exceção da pressão no ar), consentânea com a sugestão de Jennings & Burland (1962) e Burland (1965).

A simplicidade e independência das variáveis generalizadas de tensão nesta definição introduz alguma complexidade nas superfícies de cedência com elas formuladas. Por outro lado, por terem sido introduzidas no âmbito de um debate com suporte experimental em *null tests*, tem correspondência imediata nas formulações correntes de ensaios laboratoriais, facilitando-os.

De entre este grupo de modelos os mais utilizados são o modelo de resistência de Fredlund e o modelo Barcelona Basic Model (BBM). No primeiro caso, procurando estender o critério de resistência de Mohr-Coulomb aos solos insaturados. No modelo BBM os autores visavam a introduzir os solos insaturados no percurso histórico dos modelos constitutivos disponíveis, concretamente o Cam-Clay modificado. Serão ambos abordados na secção 3.2.

Numa segunda classe de modelos a segunda parcela da variável constitutiva principal não inclui o grau de saturação na sua definição, resultando na dependência entre ambas as variáveis constitutivas

$$p' = \bar{p} + f(s) \quad (3.12)$$

As linhas de compressão normal são definidas em termos desta tensão efetiva

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln p' \quad (3.13)$$

Esta equação redonda na equação tradicional de compressibilidade semi-logarítmica dos solos saturados ao atingir-se a saturação. Esta formulação introduz uma limitação aos valores da compressibilidade  $\lambda(s)$  a qual deverá ser sempre inferior ao seu valor no estado saturado  $\lambda(0)$ . Esta exigência contraria alguns resultados experimentais (p. ex. [Sivakumar & Wheeler, 2000] acerca de solos compactados).

### 3.2. Alguns modelos constitutivos

#### 3.2.1. Modelo de resistência de Fredlund *et al.* (1978)

O modelo de Fredlund *et al.* (1978) consiste de numa proposta de base fenomenológica, experimental, para a resistência ao corte. As contribuições das variáveis independentes de tensão são individualizadas num formato homólogo ao do critério de rotura de Mohr-Coulomb

$$\tau = c' + \bar{\sigma} \tan \phi' + s \tan \phi^b \quad (3.14)$$

onde os ângulos  $\phi'$  e  $\phi^b$  quantificam a variação da resistência interna por variação de  $\bar{\sigma}$  e de  $s$ , respetivamente. A ordenada na origem do espaço  $(\bar{\sigma}, s)$  da envolvente plana de rotura é representada pelo parâmetro  $c'$ .

Os resultados experimentais indicam, para  $s < s_{ae}$ , a igualdade prática entre  $\phi'$  e  $\phi^b$  e a invariância deste (cf. Figura 3-1). Num processo de secagem e uma vez ultrapassado o limiar  $s_{ae}$ ,  $\phi^b$  será uma função não linear da sucção, com  $\phi^b < \phi'$ . A resistência ao corte cresce progressivamente menos com  $s$ , tornando-se constante ou até decrescendo para  $s > s_{res}$ . Por outras palavras,  $\phi^b$  decresce assintoticamente para zero e, para saturação residual, pode assumir até valores negativos.

Considerando que a razão entre as tangentes destes ângulos pode ser expressa na forma

$$\beta = \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \quad (3.15)$$

é possível apresentar a equação (3.14) num configuração formalmente equivalente ao dos modelos de resistência baseados no conceito de tensão efetiva, assumindo  $\beta$  o papel de “coeficiente de Bishop”

$$\tau = c' + (\bar{\sigma} + s\beta) \tan \phi' \quad (3.16)$$

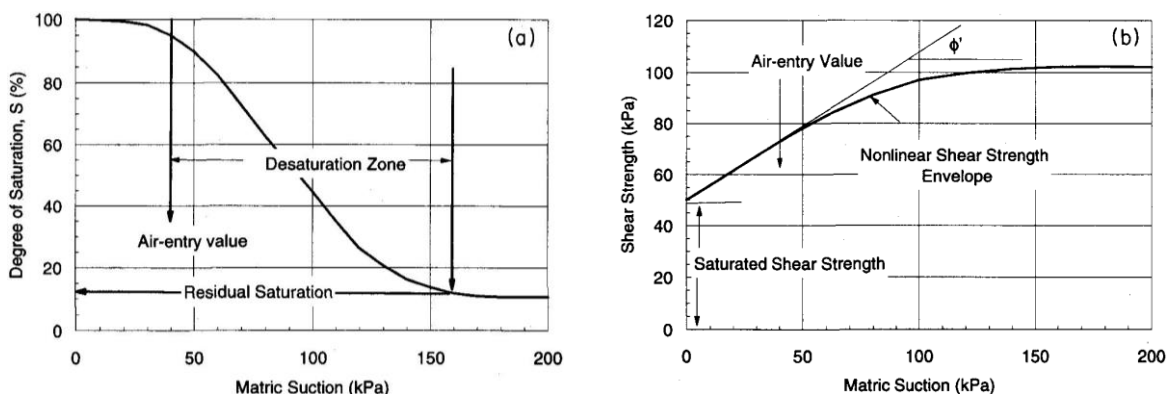


Figura 3-1 – Esquematização simplificada da dependência não linear de  $\phi^b$  com a sucção matricial no ramo de secagem da curva característica [Vanapalli *et al.*, 1996]

A extensão do intervalo  $[s_{ae}, s_{res}]$ , dependente da textura e da plasticidade do solo, condiciona, assim, a evolução de  $\beta$  com a sucção.

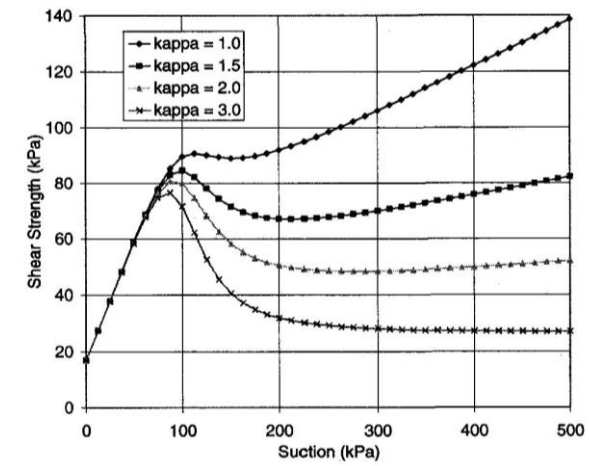
Devido a esta dependência, a grande maioria dos modelos experimentais da forma (3.16) publicados procuram relacionar a razão  $\beta$  com o grau de saturação, introduzindo-se, por esta via, uma fonte de não-linearidade originada na própria não-linearidade da curva característica.

A modelação das propriedades de resistência a partir da curva característica realça a importância da representatividade e da incerteza da sua caracterização experimental. No primeiro aspeto, realça-se a prática corrente de determinação experimental da SWCC sem a aplicação do nível representativo de tensão de confinamento e sem a atualização do índice de vazios por efeito da variação volumétrica associada à aplicação daquele. No segundo tópico, assumem especial relevância a incerteza na determinação de  $s_{res}$  e a dificuldade em reproduzir a estrutura dos solos na preparação do provete ensaiado.

Procurando expressar a dependência da resistência ao corte relativamente ao grau de saturação, Fredlund *et al.* (1996) definiram  $\beta$  na forma

$$\beta(S_r) = (S_r)^k \tag{3.17}$$

Nesta equação,  $k$  é um parâmetro de ajuste experimental, superior à unidade. Afeta a forma da variação da resistência ao corte com o aumento da sucção (cf. (3.14)), nomeadamente a evolução após o máximo que ocorre em valores intermédios de sucção e, por isso, a respetiva relevância.



**Figura 3-2 – Variação da resistência ao corte relativamente à sucção, em função do parâmetro  $k$  [Fredlund *et al.*, 1996]**

Vanapalli *et al.* (1996) propuseram igualar a razão  $\beta$  ao grau de saturação normalizado, definido em termos do teor em água volumétrico  $\theta$ ,

$$\beta(\theta) = \bar{S}_r = \frac{\theta - \theta_{res}}{\theta_s - \theta_{res}} \tag{3.18}$$

onde os índices  $\underline{s}$  e  $\underline{res}$  se referem, respetivamente, à saturação plena e à saturação residual.

### 3.2.2. Modelo BBM

O modelo BBM (Barcelona Basic Model) foi desenvolvido por Alonso *et al.* (1990) num enquadramento de Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, inspirado por resultados de ensaios de sucção controlada de uma argila compactada [Alonso *et al.*, 1987]. Foi idealizado para aplicação à resposta hidromecânica de solos insaturados sem expansibilidade relevante.

No espaço triaxial axissimétrico recorre às variáveis de tensão  $(\bar{p}, q, s)$  e às variáveis de deformação

$$\varepsilon_v = \frac{1}{3}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) \text{ e } \varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$$

- **COMPONENTE ISOTRÓPICA**

Na formulação da parte isotrópica do modelo é adotada uma variação semilogarítmica do volume específico relativamente à variação da tensão média eficaz. A variação volumétrica por carregamento virgem (elastoplástico) é dada por

$$dv = -\lambda(s) \frac{d\bar{p}}{\bar{p}} \tag{3.19}$$

a que corresponde a variação da extensão volumétrica

$$d\varepsilon_{v;p} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{d\bar{p}}{\bar{p}} \tag{3.20}$$

A compressibilidade virgem  $\lambda(s)$  é formulada como dependente da sucção, através de uma lei decrescente com a sucção desde um valor inicial para o estado saturado  $\lambda(0)$  até um valor assintótico  $r\lambda(0)$

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[ (1-r)e^{-\beta s} + r \right] \tag{3.21}$$

A integração de (3.19) com o ponto fixo  $(\bar{p}^c, N(s))$  conduz à superfície

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \left( \frac{\bar{p}}{\bar{p}^c} \right) \tag{3.22}$$

$\bar{p}^c$  tem o significado de valor de referência de  $\bar{p}$  e  $N(s)$  a ordenada (volume específico) que lhe corresponde.

Na deformação volumétrica elástica, associada a descarga-recarga, são válidas as equações homólogas

$$dv^e = -\kappa \frac{d\bar{p}}{\bar{p}} \tag{3.23}$$

e

$$d\varepsilon_{v;p}^e = \frac{\kappa}{v} \frac{d\bar{p}}{\bar{p}} \tag{3.24}$$

$\kappa$  representa a compressibilidade elástica, suposta constante (logo, independente da sucção) a bem da natureza conservativa da parcela elástica de  $dv$ .

O modelo BBM considera o endurecimento plástico por aumento de  $\bar{p}$  e de  $S$  através de duas leis de cedência independentes. No plano isotrópico  $(\bar{p}_0, s)$  a lei de cedência por variação da tensão média eficaz é dada por

$$\left(\frac{\bar{p}_0}{\bar{p}^c}\right) - \left(\frac{\bar{p}_0^*}{\bar{p}^c}\right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} = 0 \quad (3.25)$$

Trata-se de uma família de curvas de cedência no espaço  $(\bar{p}_0, s)$  parametrizadas pelo parâmetro de endurecimento plástico  $\bar{p}_0^*$ . Denomina-se “*Loading-Collapse Curve*” (curva LC) por permitir explicar o endurecimento por aumento de sucção, como também a deformação volumétrica de colapso por molhagem (cf. Figura 3-3). Refere-se a importância do valor assumido para o valor de referência  $\bar{p}^c$ , pois na aproximação a esse valor a curva de cedência tende a verticalizar, tornando, por conseguinte, o valor de  $\bar{p}_0$  na cedência independente da sucção.

A deformação volumétrica no endurecimento plástico devido a aumento de  $\bar{p}$ , a partir do ponto  $(\bar{p}_0(s), s)$  na superfície de cedência LC é dada (cf. (3.20)) por

$$d\varepsilon_{v;p} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{d\bar{p}_0}{\bar{p}_0} \quad (3.26)$$

Sendo a deformação volumétrica elástica definida por

$$d\varepsilon_{v;p}^e = \frac{\kappa}{v} \frac{d\bar{p}_0^*}{\bar{p}_0^*} \quad (3.27)$$

obtém-se, por diferença, o incremento da extensão volumétrica plástica em estados virgens

$$d\varepsilon_{v;p}^p = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{d\bar{p}_0^*}{\bar{p}_0^*} \quad (3.28)$$

A segunda superfície de cedência por secagem virgem (SI, de “*suction increase*”) é simplificada definida por

$$f(s, s_0) = s - s_0 = 0 \quad (3.29)$$

e parametrizada pelo máximo valor de sucção a que o solo esteve sujeito,  $s_0$ . Nesta fronteira de cedência o material sofre variação volumétrica plástica para incrementos positivos de sucção a partir de  $s_0$ . Para  $s < s_0$  ou  $(s = s_0, ds < 0)$  a resposta volumétrica a variações de sucção é elástica.

A variação do volume específico por variação da sucção fica definida por

$$dv = -\lambda_s \frac{ds}{s} \quad (3.30)$$

na secagem virgem (elastoplástica), e por

$$dv = -\kappa_s \frac{ds}{s} \quad (3.31)$$

nos ciclos (elásticos) de humedificação-secagem.

A deformação volumétrica no endurecimento plástico devido a aumento de  $S$ , a partir do ponto  $(\bar{p}, s_0)$  na superfície de cedência SI é dada por

$$d\varepsilon_{v;s} = \frac{\lambda_s}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} \quad (3.32)$$

e, equivalentemente, a deformação volumétrica elástica por endurecimento plástico por secagem

$$d\varepsilon_{v;s}^e = \frac{\kappa_s}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} \quad (3.33)$$

Desta forma, obtém-se a equação para a deformação volumétrica plástica por endurecimento plástico por secagem

$$d\varepsilon_{v;s}^e = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} \quad (3.34)$$

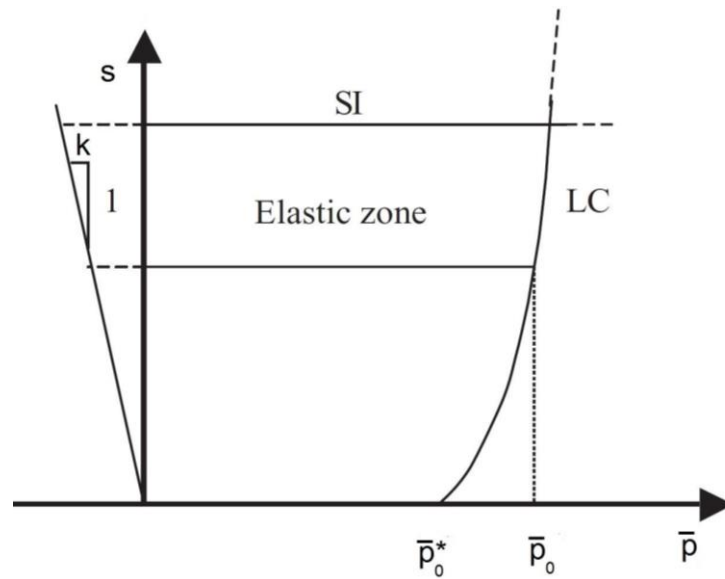


Figura 3-3 – Domínio elástico para estados isotrópicos de tensão limitado pelas curvas de cedência LC e SI e pela cedência em tração [adaptado de Murray & Sivakumar, 2010]

- **COMPONENTE DEVIATÓRICA**

A cedência em corte é definida por uma versão adaptada do modelo Cam-Clay em que o efeito de confinamento da sucção é quantificado através do valor não nulo da ordenada na origem da LEC (ou equivalentemente da resistência à tração do material  $\bar{p}_s$ ). Manifesta-se pelo alongamento da elipse para o troço negativo do eixo  $O\bar{p}$  até à resistência à tração  $\bar{p}_s$ , a qual é suposta como linearmente crescente com a sucção

$$\bar{p}_s = -ks \tag{3.35}$$

Para sucção constante a superfície de cedência é uma elipse com endurecimento isotrópico associado ao parâmetro  $p_0$  definido na curva LC. A linha dos estados críticos é definida pela inclinação  $M$ , constante e igual ao seu valor no estado saturado.

$$f_1(\bar{p}, q, s, \bar{p}_0^*) = q^2 - M^2 (\bar{p} + \bar{p}_s) (\bar{p}_0 - \bar{p}) = 0 \tag{3.36}$$

A superfície de cedência  $f_1(\bar{p}, q, s, \bar{p}_0^*) = 0$  no espaço tridimensional  $(\bar{p}, q, s)$  de que as equações (3.25), (3.29) e (3.35) definem o traço no plano dos estados isotrópicos de tensão, é representada na Figura 3-4.

A componente elástica da deformação de corte é definida pela lei de Hooke isotrópica

$$d\epsilon_q^e = \frac{1}{3} G dq \tag{3.37}$$

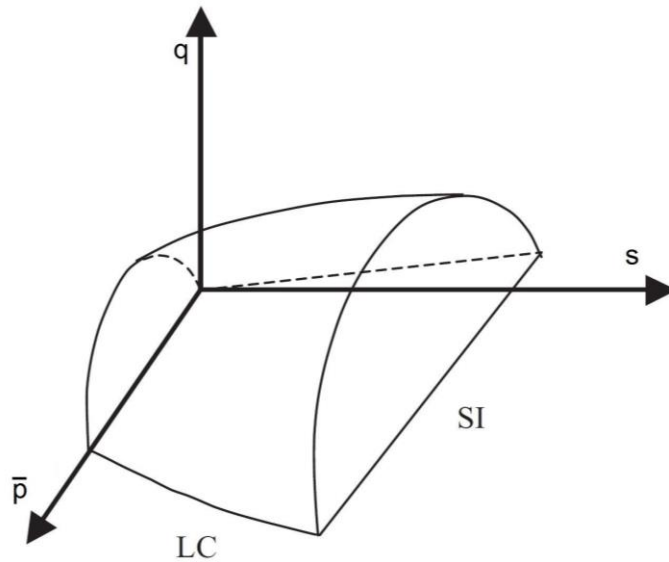


Figura 3-4 – Superfície tridimensional de cedência estados de tensão definidos por  $(p, q, s)$  [adaptado de Murray & Sivakumar, 2010]

• LEIS DE FLUXO

Para corrigir as dificuldades conhecidas do modelo Cam-Clay quanto à sobrestimação do coeficiente de impulso em repouso é considerada para a função de cedência  $f_1 = 0$  uma lei fluxo isotrópico não--associada em que a inclinação do vetor de fluxo plástico é definida (segundo [Ohmaki, 1982]) por

$$\frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_{V,p}^p} = \alpha \frac{2q}{M^2 (2\bar{p} + \bar{p}_s - \bar{p}_0)}$$

Relativamente à função de cedência  $f_2 = 0$  a lei de fluxo é isotrópica e associada.

De forma consentânea com a definição semilogarítmica dos incrementos plásticos as leis de endurecimento dos parâmetros da LC e da SI, são definidas, respetivamente, por:



$$\frac{d\bar{p}_0^*}{\bar{p}_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\epsilon_v^p \quad (3.38)$$

e

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{atm}} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\epsilon_v^p \quad (3.39)$$

- **PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTO DO MODELO BBM**

O modelo BBM apresenta diversas limitações decorrentes de ter sido o primeiro modelo elastoplástico completo para resolução do equilíbrio mecânico em solos insaturados. A sua implementação mais utilizada é o programa CODE\_BRIGHT<sup>7</sup> o qual integra um conjunto de funcionalidades necessárias para a integração da componente hídrica, no que respeita à retenção e aos processos de equilíbrio de humidade nos terrenos.

Essas limitações incluem, por exemplo, o facto de o volume das fases não estar presente na sua formulação, não considerar o efeito da histerese hídrica, a imposição de tendência fixa para a evolução da compressibilidade volumétrica virgem. Em nada diminuem o extraordinário valor intrínseco do modelo e do programa (marcos históricos irreversíveis do desenvolvimento do estudo dos solos insaturados).

O modelo BBM tem vindo a ser enriquecido com várias contribuições, tendendo ao desenvolvimento de um modelo BBM avançado.

Um dos aspetos que se considera merecedor de desenvolvimento é a consideração da anisotropia intrínseca e da anisotropia induzida por deformação elastoplástica. Tal poderá ser conseguido pela distorção da elipse de cedência e pela atualização da direção do seu eixo maior, acompanhando a deformação elastoplástica.

### 3.2.3. Modelo SFG

O Modelo SFG (ou seja, de “Sheng, Fredlund e Gens”) de Sheng *et al.* (2008a e 2008b) e é uma formulação intermédia entre a formulação de variáveis independentes e a formulação com tensão de Bishop. Recorre a duas variáveis de tensão independentes: a tensão eficaz e a sucção. As variáveis generalizadas de deformação, respeitando a natureza conjugada quanto à energia (cf. [Houlsby, 1997]) do par  $(\bar{\sigma}, s)$  são a deformação linear e o teor em água volumétrico  $\theta_w$ .

---

<sup>7</sup> CODE\_BRIGHT (2014) - User's Guide v4.4. Departament d'Enginyeria del Terreny Cartografica i Geofísica - UPC.

• COMPONENTE ISOTRÓPICA

Na formulação da parte isotrópica do modelo é adotada uma relação linear entre o logaritmo da extensão volumétrica  $d\varepsilon_v$  e os logaritmos da variação da tensão média eficaz  $d\bar{p}$  e da variação da sucção  $ds$  o carregamento virgem. A variação da extensão volumétrica elastoplástica é dada por

$$d\varepsilon_v = \lambda_{vp} \frac{d\bar{p}}{\bar{p} + s} + \lambda_{vs} \frac{ds}{\bar{p} + s} \quad (3.40)$$

A presença de  $\bar{p}$  e de  $S$  no denominador de ambas as frações introduz a interação entre a tensão eficaz e a sucção bem como a curvatura na linha de compressão virgem sob sucção não nula.

De acordo com os autores, a opção por um valor constante de  $\lambda_{vp}$  deve-se à preocupação de limitar a complexidade do modelo, não havendo qualquer limitação à opção contrária. A compressibilidade por variação de sucção,  $\lambda_{vs}$ , é uma função decrescente da sucção

$$\lambda_{vs} = \lambda_{vp} \begin{cases} 1 & s < s_{tr} \\ \frac{s_{tr} + 1}{s + 1} & s \geq s_{tr} \end{cases} \quad (3.41)$$

em que  $s_{tr}$  representa a sucção de transição, de início de dessaturação.

A continuidade na transição saturação-dessaturação constitui um dos pontos de assinalar neste modelo. Os autores encontram motivação para a equação (3.40) na equação de compressão virgem no estado saturado reescrita da seguinte forma

$$dv = \lambda_{vp} \frac{dp}{p - u_w} + \lambda_{vp} \frac{-du_w}{p - u_w} \quad (3.42)$$

A integração da equação diferencial (3.40) leva a quatro situações distintas. Para incremento de  $\bar{p}$ , sob sucção invariável

$$\ln v = \ln N - \lambda_{vp} \ln \left( \frac{\bar{p} + s_0}{\bar{p}_0 + s_0} \right) \quad (3.43)$$

Para variação de sucção sob tensão eficaz média constante, há a considerar três situações distintas consoante a posição dos pontos inicial  $(\bar{p}_0, s_0)$  e final do incremento  $(\bar{p}_0, s)$  relativamente ao valor de sucção de transição  $s_{tr}$ . Para o caso mais complexo de  $s_{tr}$  se situar em posição intermédia, isto é, um incremento de secagem com dessaturação ( $s \geq s_{ae}, \bar{p} \neq 1$ ) tem-se

$$\ln v = \ln N - \lambda_{vp} \ln \left( \frac{\bar{p} + s_0}{\bar{p}_0 + s_0} \right) - \lambda_{vp} \frac{s_{tr} + 1}{\bar{p}_0 - 1} \ln \left( \frac{s + 1}{\bar{p}_0 + s} \frac{\bar{p}_0 + s_{tr}}{s_{tr} + 1} \right) \quad (3.44)$$

Trata-se, portanto, de um modelo em que a variação do volume específico é dependente da trajetória hidromecânica do solo.

A variação da extensão volumétrica plástica é definida por uma relação semelhante a  $d\varepsilon_v$

$$d\varepsilon_v^e = -\frac{dv^e}{v} = \kappa_{vp} \frac{d\bar{p}}{\bar{p} + s} + \kappa_{vs} \frac{ds}{\bar{p} + s} \quad (3.45)$$

onde  $\kappa_{vp}$  e  $\kappa_{vs}$  significam a compressibilidade por ciclos elásticos de descarga-recarga ( $ds = 0$ ) e de secagem-humidificação ( $d\bar{p} = 0$ ), respetivamente. O segundo coeficiente iguala o primeiro para  $s < s_{tr}$ , à semelhança do carregamento virgem e decresce assintoticamente para zero para crescimento da sucção no domínio da insaturação

$$\kappa_{vs} = \kappa_{vp} \begin{cases} 1 & s < s_{tr} \\ \frac{s_{tr} + 1}{s + 1} & s \geq s_{tr} \end{cases} \quad (3.46)$$

$$\left(\lambda_{vp} - \kappa_{vp}\right) \frac{d\bar{p}_y}{\bar{p}_y + s} + \left(\lambda_{vs} - \kappa_{vs}\right) \frac{ds}{\bar{p}_y + s} = 0 \quad (3.47)$$

Esta equação diferencial define a relação entre os incrementos da tensão média eficaz de cedência e da sucção de modo a anular a variação volumétrica plástica na superfície inicial de cedência.

Integrando a equação (3.47) desde uma situação de sucção nula com prévia consolidação sob  $\bar{p} = \bar{p}_{y0}$  através de um carregamento virgem até um ponto genérico sobre a superfície de cedência  $(\bar{p}_y, s)$ , é possível expressar a evolução da tensão média eficaz de cedência para uma sucção genérica,  $\bar{p}_y(s)$

$$\bar{p}_y(s) = \begin{cases} \bar{p}_{y0} - s & s < s_{tr} \\ \bar{p}_{y0} - s_{tr} - (s_{tr} + 1) \ln \frac{s + 1}{s_{tr} + a} & s \geq s_{tr} \end{cases} \quad (3.48)$$

De forma semelhante, executando a integração entre um ponto  $(\bar{p}, s) = (0, 0)$  e um ponto  $(\bar{p}_0, s)$  permite expressar a tensão aparente de cedência de tração  $\bar{p}_0(s)$

$$\bar{p}_0(s) = \begin{cases} -s & s < s_{tr} \\ -s_{tr} - (s_{tr} + 1) \ln \frac{s + 1}{s_{ae} + a} & s \geq s_{tr} \end{cases} \quad (3.49)$$

Estas curvas de cedência estão representadas na Figura 3-5.

O parâmetro de endurecimento segundo uma lei isotrópica é a deformação volumétrica plástica, tendo-se a seguinte expressão

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda_{vp} - \kappa_{vp}}{\bar{p} + s} d\bar{p} + \frac{\lambda_{vs} - \kappa_{vs}}{\bar{p} + s} ds \quad (3.50)$$

Numa situação de sucção constante esta equação simplifica-se pelo anulamento de  $ds$ . A evolução típica da curva de cedência  $\bar{p}_y(s)$  na secagem de um provete argiloso preparado a partir uma pasta com teor em água sobreabundante é ilustrada na Figura 3-6.

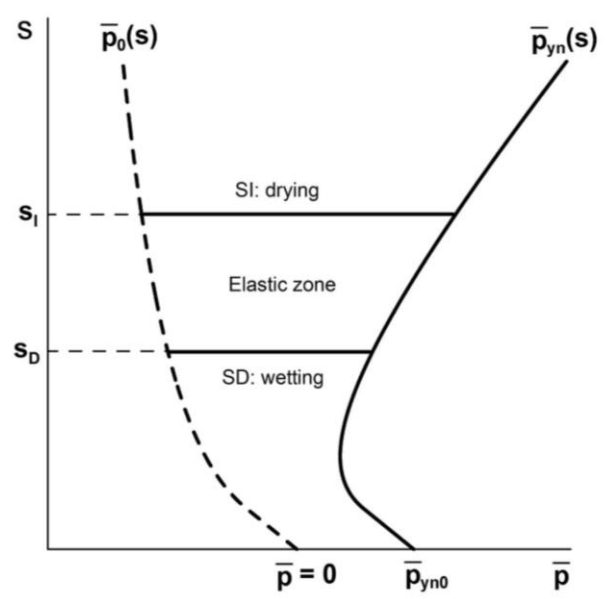


Figura 3-5 –Curvas de cedência para estados de tensão isotrópicos [Sheng et al., 2008a]

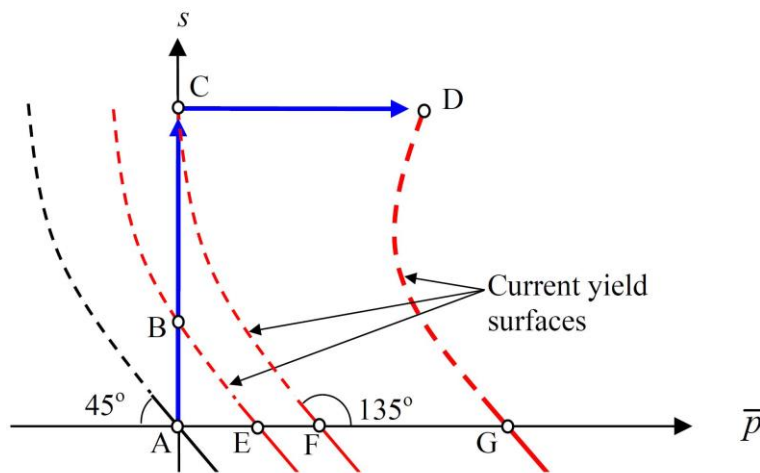


Figura 3-6 – Evolução da curva de cedência LC na secagem de um provete preparado como pasta [Sheng, 2010]

• COMPONENTE DEVIATÓRICA

A cedência em corte é definida pelo modelo Cam-Clay modificado em que o efeito de confinamento da sucção é quantificado através do valor não nulo da ordenada na origem da LEC (ou equivalentemente da resistência à tração do material). Manifesta-se pelo alongamento da elipse para o troço negativo do eixo  $O\bar{p}$  até à resistência à tração  $\bar{p}_0(s)$

$$f(\bar{p}, q, s) = 0 \tag{3.51}$$

com

$$f(p, q, s) = \begin{cases} q^2 - M^2 (p - p_0)(p_y - p) & s < s_{tr} \\ q^2 - M^2 (\bar{p} - \bar{p}_0(s))(\bar{p}_y(s) - \bar{p}) & s \geq s_{tr} \end{cases} \tag{3.52}$$

A consideração das curvas de cedência no plano isotrópico ( $\bar{p}, s$ ) com a superfície elítica de abertura dependente da sucção materializa a superfície de cedência no espaço tridimensional ( $\bar{p}, q, s$ ) para estados genéricos de tensão expressos numa formulação de simetria radial representada na Figura 3-7.

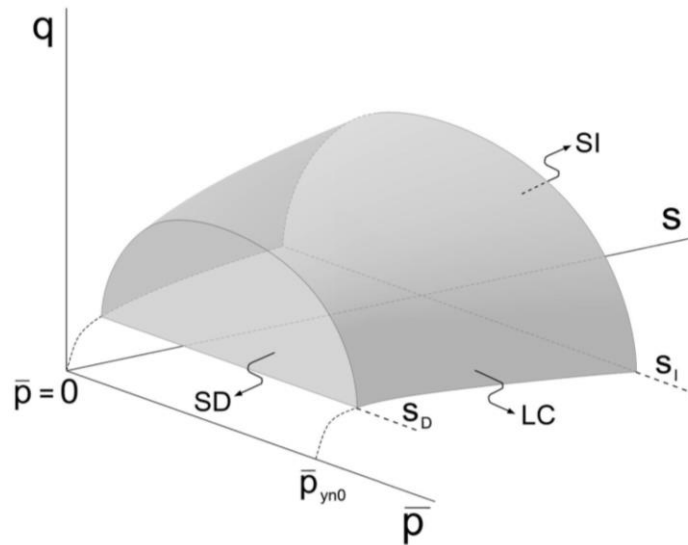


Figura 3-7 – Superfície de cedência tridimensional do modelo SFG [Lloret-Cabot, 2011]

• COMPONENTE HÍDRICA

A componente hídrica do modelo baseia-se numa relação semilogarítmica linear entre a variação do grau de saturação  $dS_r$  e a variação de sucção  $ds$  (correspondendo a um troço reto na representação tradicional da curva de retenção), ou seja

$$dS_r = -\lambda_{ws} \frac{ds}{s} \tag{3.53}$$

Tendo em conta as diversas zonas tradicionalmente identificadas nas curvas de retenção o declive é definido sectorialmente de acordo com a natureza principal ou secundária do troço, o sentido de variação de sucção e a prevalência ou não de sucção residual (cf. Figura 3-8)

$$\lambda_{ws} = \begin{cases} 0 & s < s_{tr} \\ \kappa_{ws} & s_{tr} < s < s_{ae} \\ \lambda_{ws} & s_{ae} < s < s_{re} \\ \kappa_{ws} & s > s_{re} \end{cases} \tag{3.54}$$

No que respeita à variação da sucção são consideradas duas curvas de cedência, uma de secagem (SI, *suction increase*) e uma de humedecimento (SD, *suction decrease*), definidas respetivamente por

$$f_1(s, s_1) = s - s_1 = 0 \tag{3.55}$$

e

$$f_D(s, s_D) = s_D - s = 0 \quad (3.56)$$

em que os valores de sucção  $s_l$  e  $s_D$  representam os parâmetros de endurecimento, significando os valores máximo e mínimo da sucção a que o provete esteve sujeito.

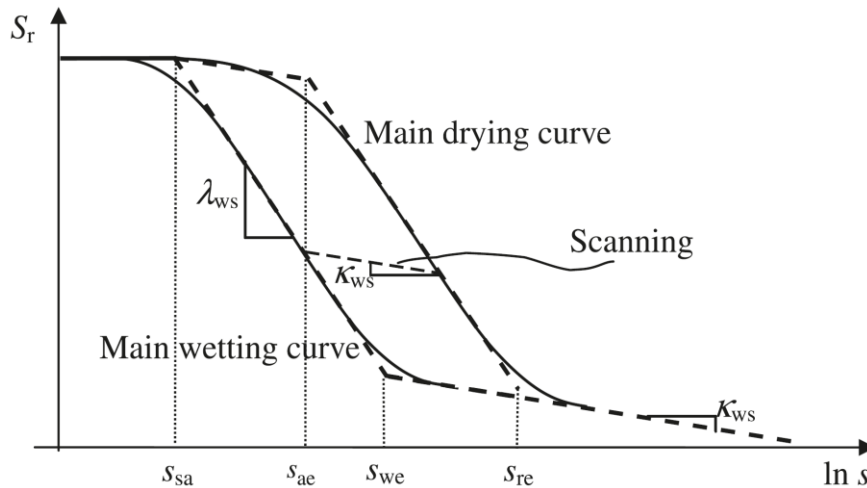


Figura 3-8 – Troços de definição das curvas de retenção [Sheng *et al.*, 2008a]

### 3.2.4. Modelo GCM (Glasgow Coupled Model)

O Glasgow Coupled Model é possivelmente o modelo mais eficaz no acoplamento das respostas hidromecânicas dos solos em condições variáveis de saturação.

Trata-se de um modelo elastoplástico acoplado da resposta mecânica e das propriedades de retenção inicialmente apresentado por Wheeler *et al.* (2003) para o plano isotrópico de tensão posteriormente estendido ao espaço tridimensional de tensão ([Lloret-Cabot, 2011]) e [Lloret-Cabot *et al.*, 2017]).

Permite a consideração de forma concetualmente simples da influência da variação do grau de saturação na cedência, a inclusão da histerese da curva de retenção e o papel das deformações volumétricas plásticas. É aplicável no domínio hídrico da capilaridade, portanto sem atingir a zona residual da curva de retenção.

A ocorrência de deformação volumétrica plástica é modelada como um processo único, independentemente de ser causada por aumento de tensão, por molhagem (colapso) ou por secagem (retração irreversível). Esse processo é controlado por uma única superfície de cedência resultante da conjugação de uma curva do tipo LC (*loading collapse curve*) e da superfície elítica correspondente ao modelo Cam-Clay modificado.

• COMPONENTES ISOTRÓPICA DE TENSÃO E HÍDRICA

No espaço triaxial axissimétrico recorre às variáveis de tensão  $(p^*, q, s^*)$  onde  $p^*$  representa a tensão média de Bishop com  $\chi = S_r$ ,  $q$  a tensão de desvio e  $s^*$  a sucção modificada (3.57).

$$s^* = ns \tag{3.57}$$

Estas variáveis são conjugadas do ponto de vista energético das variáveis  $(-d\varepsilon_v, d\varepsilon_q, -dS_r)$ <sup>8</sup>.

Para a análise ou simulação de resultados experimentais habitualmente expressos em termos de tensão eficaz, sucção e grau de saturação é necessário a conversão prévia das grandezas experimentais nas variáveis generalizadas de deformação. No plano isotrópico essa conversão corresponde às equações

$$dp^* = d\bar{p} + S_r ds + s dS_r \tag{3.58}$$

e

$$ds^* = nds - \frac{s}{v} d\varepsilon_v \tag{3.59}$$

O modelo considera três curvas de cedência: uma curva LC para deformação volumétrica plástica e duas curvas relacionadas com a retenção hídrica, a curva SI (*suction increase*, secagem) e a curva SD (*suction decrease*, molhagem). As suas definições correspondem a fronteiras ortogonais aos eixos  $Op^*$  e  $Os^*$  controladas pelos parâmetros de endurecimento  $p_0^*$  (valor máximo de  $p^*$ ),  $s_1^*$  (valor máximo de  $s^*$ ) e  $s_D^*$  (valor mínimo de  $s^*$ ):

$$F_{LC}(p^*, p_0^*) = p^* - p_0^* = 0 \tag{3.60}$$

$$F_{SI}(s^*, s_1^*) = s^* - s_1^* = 0 \tag{3.61}$$

$$F_{SD}(s_D^*, s^*) = s_D^* - s^* = 0 \tag{3.62}$$

A Figura 3-9 representa as três curvas de cedência e os incrementos plásticos das variáveis generalizadas de deformação a elas associadas.

A cedência na curva LC é causada por escorregamento entre partículas (deformação volumétrica plástica). A cedência na curva SI é identificada pelo esvaziamento parcialmente irreversível dos poros (variação plástica de  $S_r$ ) e na curva SD pelo enchimento parcialmente irreversível dos poros, em ambos os casos causando variações plásticas do grau de saturação (mas sem deformação volumétrica associada).

---

<sup>8</sup>  $\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$

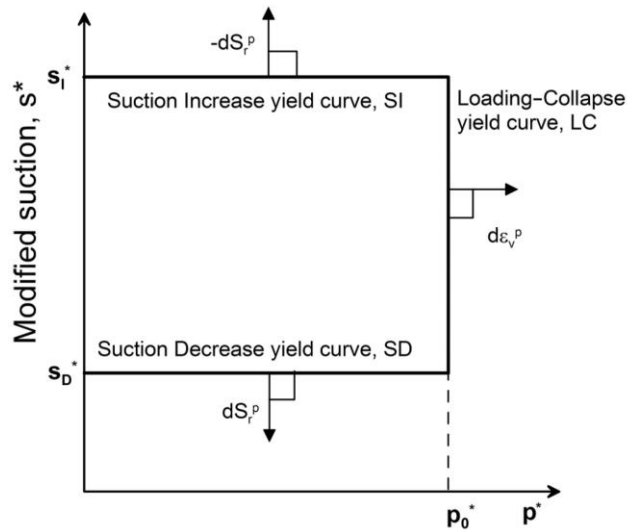


Figura 3-9 – Superfícies de cedência para estados de tensão isotrópicos [Wheeler *et al.*, 2003]

O parâmetro de endurecimento  $p_0^*$  é afetado pela deformação volumétrica plástica e pela variação do efeito de confinamento proporcionado pela variação de sucção, através da variação plástica de  $S_r$ . Entende-se por variação plástica de saturação a correspondente à variação do número de meniscos capilares, o qual é mais influente no estabelecimento da cadeia de forças normais (causadoras do efeito de confinamento) do que o próprio valor de sucção prevalecente.

O efeito de acoplamento hidromecânico decorre destas considerações e materializa-se pela variação de  $p_0^*$  por via do endurecimento hídrico de acordo com as equações

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = k_1 \frac{ds_I^*}{s_I^*} = k_1 \frac{ds_D^*}{s_D^*} \quad (3.63)$$

Na interação de sentido inverso, o endurecimento mecânico provoca movimento das curvas de cedência hídrica através das equações

$$\frac{ds_D^*}{s_D^*} = \frac{ds_I^*}{s_I^*} = k_2 \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (3.64)$$

Os parâmetros  $k_1$  e  $k_2$  controlam os efeitos cruzados de endurecimento de origem hídrica e mecânica, respetivamente. Na situação geral de endurecimento mecânico e hídrico em cada curva existirá um efeito direto do incremento do parâmetro de endurecimento correspondente e um efeito indireto causado pelo endurecimento do parâmetro do outro tipo (cf. Figura 3-10). A cedência na curva LC causa deformação volumétrica plástica que, por sua vez, induz movimentos ascensionais das curvas SI e SD (no sentido positivo do eixo  $O s^*$ ). Corresponde-lhe a translação da curva de retenção no sentido crescente da sucção (cf. Figura 3-11). A cedência na curva SI causa redução plástica de  $S_r$  que, por sua vez, induz movimentos acoplados de LC de translação no sentido do



positivo do eixo  $Op^*$ . Por último, a cedência na curva SD causa aumento plástico de  $S_r$  que, por sua vez, induz movimentos acoplados de LC de translação no negativo do positivo do eixo  $Op^*$ .

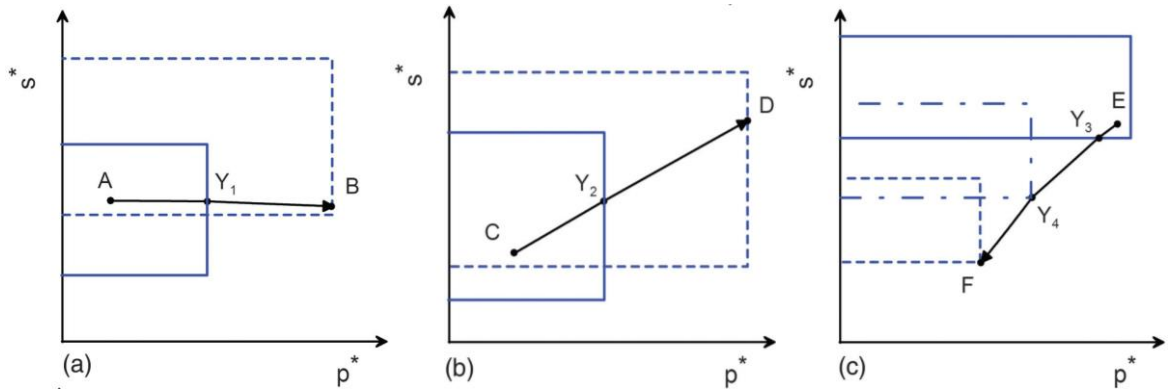


Figura 3-10 – Trajetórias de tensão (com troços elásticos e elastoplásticos) e processo de endurecimento em a) compressão, b) secagem e c) humedecimento [Lloret-Cabot et al., 2014]

Sendo as variações elásticas das variáveis generalizadas de deformação dadas pelas equações

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v} \frac{dp^*}{p^*} \quad (3.65)$$

$$dS_r^e = -\kappa_s \frac{ds^*}{s^*} \quad (3.66)$$

é possível obter por diferença as leis de variação dos parâmetros plásticos, com base numa variação semilogarítmica das variáveis de deformação com a variação das variáveis generalizadas de tensão.

Essas leis escrevem-se na seguinte forma

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{vd\varepsilon_v^p}{\lambda - \kappa} - k_1 \frac{dS_r^p}{\lambda_s - \kappa_s} \quad (3.67)$$

$$\frac{ds_D^*}{s_D^*} = -\frac{dS_r^p}{\lambda_s - \kappa_s} + k_2 \frac{vd\varepsilon_v^p}{\lambda - \kappa} \quad (3.68)$$

$$\frac{ds_l^*}{s_l^*} = -\frac{dS_r^p}{\lambda_s - \kappa_s} + k_2 \frac{vd\varepsilon_v^p}{\lambda - \kappa} \quad (3.69)$$

Nestas equações  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda_s$  e  $\kappa_s$  representam, respetivamente a compressibilidade de carregamento virgem, a compressibilidade em ciclo de descarga-recarga (elástica), a inclinação das curvas de retenção de secagem e humedecimento virgens (cf. Figura 3-11) e a inclinação das curvas secundárias de retenção.

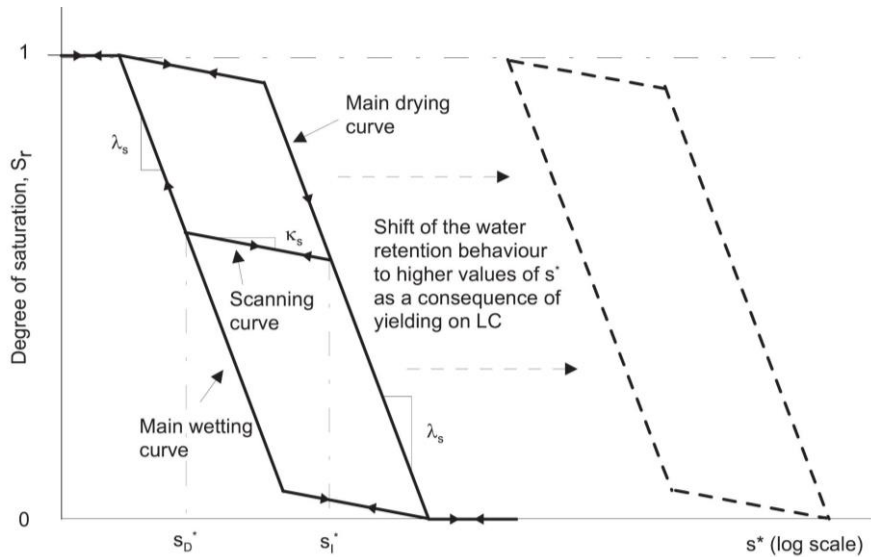


Figura 3-11 – Definição da curva de retenção por troços e mecanismo de endurecimento hídrico causado por endurecimento volumétrico [Lloret-Cabot et al., 2013]

A lei de variação do volume específico nos pontos situados na interseção entre as curvas LC e SD assume a forma

$$v = N^* - \lambda^* \ln p^* + k_1^* \ln s^* \tag{3.70}$$

em que  $N$  é uma constante e os coeficientes  $\lambda^*$  e  $k_1^*$  são definidos por

$$\lambda^* = \frac{\lambda - k_1 k_2 \kappa}{1 - k_1 k_2} \tag{3.71}$$

e

$$k_1^* = k_1 \frac{\lambda - \kappa}{1 - k_1 k_2} \tag{3.72}$$

Nos mesmos pontos a lei de variação de  $S_r$  é dada por

$$S_r = \Omega^* - \lambda_s^* \ln s^* + k_2^* \ln p^* \tag{3.73}$$

em que  $\Omega^*$  é uma constante e os coeficientes  $\lambda_s^*$  e  $k_2^*$  são definidos por

$$\lambda_s^* = \frac{\lambda_s - k_1 k_2 \kappa_s}{1 - k_1 k_2} \tag{3.74}$$

e

$$k_2^* = k_2 \frac{\lambda_s - \kappa}{1 - k_1 k_2} \tag{3.75}$$

Por sua vez, nos pontos de interseção de LC com SI, tem-se

$$v = N^* - k_1^* \ln R - \lambda^* \ln p^* + k_1^* \ln s^* \tag{3.76}$$

e

$$S_r = \Omega^* + (\lambda_s^* - \kappa_s) \ln R - \lambda_s^* \ln s^* + k_2^* \ln p^* \quad (3.77)$$

em que R representa o quociente  $R = s^* / s_D^*$ .

Considerando a integração das leis de endurecimento na trajetória de tensões generalizadas entre o ponto  $A(p_0^*, 0, s_D^*)$ , na interseção entre as curvas LC e SD, e um ponto genérico  $B(p^*, q, s^*)$  na superfície M (cf. Figura 3-12) obtém-se a expressão do volume específico e do grau de saturação correspondentes

$$v = N^* - \lambda^* \ln p_0^* + k_1^* \ln s_D^* + \kappa \ln \left( \frac{p_0^*}{p^*} \right) \quad (3.78)$$

$$S_r = \Omega^* + -\lambda_s^* \ln s^* + k_2^* \ln p_0^* - \kappa_s \ln \left( \frac{s^*}{s_D^*} \right) \quad (3.79)$$

- **COMPONENTE DEVIATÓRICA**

A superfície de cedência com consideração de estados de tensão gerais é a correspondente à do modelo Cam-Clay modificado, aqui designada por superfície M e cujo traço no plano  $(p^*, s^*)$  é a união das curvas LC, SD e SI e do eixo  $Os^*$ ,

$$F_M(p^*, q, p_0^*) = q^2 - M^2 p^* (p_0^* - p^*) = 0 \quad (3.80)$$

A inclinação M da LEC é um parâmetro constante. A dimensão do eixo horizontal  $p_0^*$  da elipse corresponde ao parâmetro de endurecimento da curva LC cuja variação se processa segundo a equação (3.67). Na Figura 3-12 representa-se uma perspectiva das três superfícies de cedência do modelo: a superfície elítica M e as superfícies SD e SI, planos verticais contendo as curvas SD e SI.

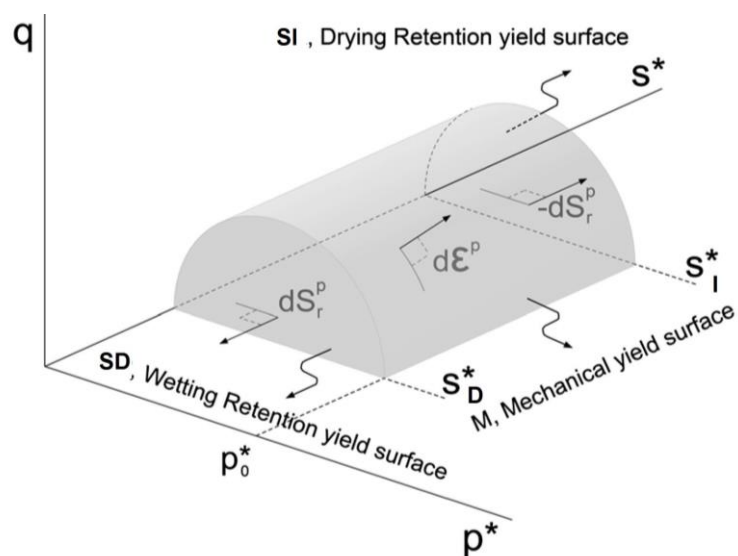


Figura 3-12 – Perspetiva das três superfícies de cedência M, SD e SI do modelo GCM [Lloret-Cabot et al., 2017]

A LEC materializa-se pela intersecção do plano  $q = Mp^*$  com a superfície M (pontos D, E e F na Figura 3-13). Os pontos nessa linha apresentam o volume específico e o grau de saturação de acordo com as seguintes equações

$$v = \Gamma^* - \lambda^* \ln p^* + k_1^* \ln s^*; \quad \Gamma^* = N^* - (\lambda^* - \kappa) \ln 2 \quad (3.81)$$

$$S_r = \Psi^* - \lambda_s^* \ln s^* + k_2^* \ln p^*; \quad \Psi^* = \Omega^* + k_2^* \ln 2 \quad (3.82)$$

Estas superfícies são paralelas às superfícies de compressão virgem.

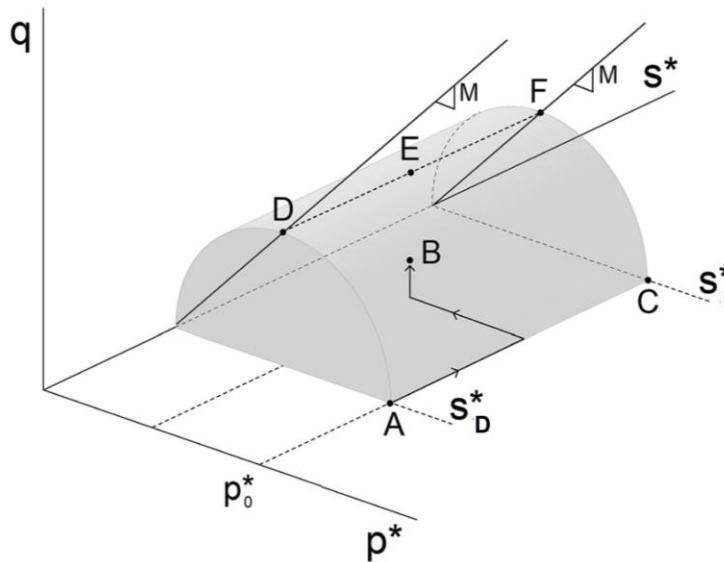


Figura 3-13 – Linha de estados críticos (D-E-F) [Lloret-Cabot *et al.*, 2017]

• LEIS DE FLUXO

As leis de fluxo em cada uma das curvas de cedência no plano isotrópico são associadas. A sua ativação decorre conforme explicado acima.

Na superfície de cedência M a lei de fluxo associada escreve-se

$$\frac{d\varepsilon_q^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2\eta^*}{M^2 - \eta^{*2}}; \quad dS_r^p = 0 \quad (3.83)$$

em que  $\eta^* = q/p^*$  representa a razão adimensional de corte.

Na superfície SD a lei de fluxo associado corresponde ao anulamento das deformações plásticas e ao incremento plástico do grau de saturação

$$d\varepsilon_q^p = d\varepsilon_v^p = 0; \quad dS_r^p > 0 \quad (3.84)$$

Na superfície SI a lei de fluxo associado corresponde ao anulamento das deformações plásticas e ao decremento plástico do grau de saturação

$$d\varepsilon_q^p = d\varepsilon_v^p = 0; dS_r^p < 0 \quad (3.85)$$

No que respeita aos efeitos indiretos (equações (3.67) a (3.69)) bastará anular adequadamente a variação de uma variável generalizada de deformação para retirar a sua contribuição indireta no endurecimento de dado parâmetro.

- **PERSPETIVAS DE DESENVOLVIMENTO DO MODELO GCM**

A componente de menor flexibilidade do modelo GCM reside na definição por troços retos da curva de retenção. Entende-se que o modelo seria enriquecido com a consideração de leis de variação da retenção com variação suave das inclinações, como seja o modelo de Zhou (2016).

Um melhoramento adicional que facilitaria a aplicação deste modelo à determinação da resposta hidromecânica dos geomateriais em condições variáveis de saturação consiste na consideração de leis de cedência mecânicas com formulação de *subloading* com anisotropia. Deste modo a transição comportamento elástico para comportamento elastoplástico resultaria mais adequada às observações experimentais.



## Capítulo 4. PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO

### 4.1. Introdução

O Programa de Investigação aqui apresentado procura corresponder aos três critérios apontados por Bishop (1959) mencionados no Capítulo 1 deste documento.

O Programa consta de dois Projetos denominados “Avanços em modelações física e numérica” e “Aplicação à prática geotécnica”. Os Projetos 1 e 2 terão a duração de quatro anos ao longo de um período de seis anos, iniciando-se o primeiro no ano 1 e o segundo no ano 3.

Os Projetos são constituídos por várias Atividades, todas com diversas Tarefas, e constituem uma unidade lógica individualizada. No Programa de Formação Pós-Graduada os Projetos de Tese de Mestrado apresentados são definidos com base em Tarefas individuais e os Planos de Doutoramento são definidos através da conjugação de várias Tarefas providas de mais do que uma Atividade.

### 4.2. Objetivos

No âmbito do critério experimental, laboratorial e de campo, pretende-se desenvolver protótipos ou aperfeiçoar equipamentos já existentes para caracterização das propriedades relevantes dos solos, quer em situações especiais de investigação quer de forma quase rotineira, sem comprometer a precisão e garantindo o controlo das condições experimentais.

A identificação e aperfeiçoamento de teorias constitutivas e sua implementação numérica por forma a fornecer modelos interpretativos e preditivos da resposta dos terrenos e das estruturas geotécnicas é um dos objetivos aqui definidos.

E, por último, aspiração do programa de investigação a capacitação da medição experimental de campo das condições prevaletentes e das respostas obtidas para avaliação da qualidade das previsões numéricas e aferição por retro-análise desses mesmos modelos.

### 4.3. Projeto 1 – Avanços nas modelações física e numérica

#### 4.3.1. Enquadramento e justificação

A experimentação laboratorial em mecânica dos solos visa duas categorias principais de objetivos: (i) a aferição pelo método científico de teses formuladas sobre a sua resposta (o funcionamento, geralmente designado por “comportamento”) hidromecânica e térmica e (ii) a caracterização dessa resposta visando a identificação de propriedades (“padrões”) e a estimativa de parâmetros para um dado modelo explicativo.

Sendo a contestação de teses científicas baseada na obtenção de resultados experimentais que as possam contradizer, a experimentação deverá possibilitar a realização de ensaios em condições controladas, concordantes com as hipóteses subjacentes a essas teses.

Os objetivos deste projeto de investigação decorrem destas considerações.

A modelação numérica é indispensável para a simulação de processos de equilíbrio hidromecânico, seja para modelação direta ou inversa de fenómenos observados ou para previsão da resposta dos maciços em condições de saturação variável e das estruturas geotécnicas.

### 4.3.2. Objetivos

Um primeiro objetivo é o incremento da capacidade de experimentação/modelação física do DG, através do desenvolvimento de equipamentos de utilidade maximizada para a caracterização/compreensão das respostas hidromecânicas dos geomateriais com saturação variável.

Estes equipamentos deverão permitir a realização de ensaios dos geomateriais com trajetórias generalizadas de tensão, de deformação ou mistas, em condições controladas e com medição com a frequência adequada das variáveis fundamentais caracterizadoras do estado do corpo de prova.

Por outro lado, com igual importância, pretende-se o desenvolvimento de ferramentas de modelação numérica daquela resposta.

Houve a preocupação de equilibrar a ambição do projeto com a exequibilidade do seu conteúdo. O Projeto envolve cinco Atividades, a saber:

- Atividade A: Desenvolvimentos experimentais laboratoriais
- Atividade B: Desenvolvimentos experimentais de campo
- Atividade C: Campo experimental
- Atividade D: Tópicos de modelação constitutiva
- Atividade E: Tópicos experimentais de modelação constitutiva

As duas primeiras Atividades visam a criação de dispositivos e equipamentos experimentais com capacidade otimizada na modelação física dos geomateriais em condições variáveis de saturação.

Na terceira Atividade, pretende-se conceber uma infraestrutura experimental que possibilite a realização de programas de investigação específicos relacionados com a prospeção e a caracterização geotécnica *in situ* das propriedades de permeabilidade, deformabilidade e de resistência dos terrenos, de uma forma geral sujeitas a variações significativas das condições hídricas na gama de profundidade de relevo para os trabalhos geotécnicos.



As duas últimas Atividades visam contribuir para a validação e a otimização de leis constitutivas hidromecânicas. Os objetivos da quarta Atividade são o desenvolvimento de ferramentas computacionais com variáveis adequadamente escolhidas de tensão-deformação e hídricas recorrendo a técnicas numéricas otimizadas para a modelação matemática da resposta hidromecânica dos geomateriais com estado variável de saturação.

Na quinta Atividade – tópicos experimentais de modelação constitutiva – pretende-se a realização de programas experimentais esclarecedores das leis de deformabilidade elástica, de cedência e de fluxo plásticos em condições de saturação variável, tendo em conta a anisotropia intrínseca – inicial – e a anisotropia induzida.

### 4.3.3. Atividade A – Desenvolvimentos experimentais laboratoriais

A Atividade A do Projeto 1 compõe-se de sete tarefas seguidamente discriminadas. Visa o desenvolvimento ou o melhoramento/enriquecimento de equipamentos experimentais laboratoriais para ensaio dos geomateriais com grau de saturação variável em condições de sucção controlada ou conhecida.

- Tarefa A.1 Curva de retenção
- Tarefa A.2 Características de deformabilidade elástica e de dissipação histerética
- Tarefa A.3 Infraestrutura experimental para ensaio servo-controlado da compressibilidade de solos com saturação variável
- Tarefa A.4 Equipamento de corte rotativo (estado crítico e estado residual)
- Tarefa A.5 Infraestrutura experimental para ensaio hidromecânico servo-controlado de solos com saturação variável segundo trajetórias generalizadas de tensão
- Tarefa A.6 Infraestrutura experimental para caracterização da resistência à tração de solos
- Tarefa A.7 Infraestrutura experimental para simulação em pequena escala de processos hídricos

A curva de retenção, essencial no estudo da resposta hidromecânica dos solos, merece uma especial atenção motivada pela morosidade e pela incerteza tipicamente associadas à sua estimativa. Os aspetos relacionados com a histerese hídrica (*scanning curves*) e com a dependência formal da curva relativamente à curva (distribuição) porosimétrica são determinantes na estrutura da tarefa A.1.

Os efeitos da variação da tensão média aplicada e da sucção na deformabilidade elástica e na compressibilidade, e a caracterização do estado crítico dos solos serão abordados nos desenvolvimentos experimentais em três tarefas específicas (A.2, A.3 e A.4).

A relevância da anisotropia da resposta hidromecânica, inicial ou induzida, seja por deformação plástica, por rotação dos eixos principais de tensão, por variação da tensão principal intermédia ou

por variação da sucção, e as respetivas consequências sobre as leis de deformabilidade, de cedência e de fluxo plásticos justificam a consideração das tarefas A.5 e A.6.

A natureza transitória dos processos hidromecânicos no campo e a incontornável presença da zona vadosa nos problemas geotécnicos motiva a elaboração da tarefa A.7, visando o ensaio hídrico de corpos de prova com dimensões intermédias entre o provete laboratorial “pontual” e os maciços *in situ*.

### • TAREFA A.1 CURVA DE RETENÇÃO

Nesta tarefa pretende-se a otimização da determinação da curva de retenção hídrica (SWRC) e a ampliação da informação nela disponível.

A reconhecida interdependência das variáveis hídricas e mecânicas nos geomateriais requer a caracterização da curva característica como informação basilar. Esta caracterização é frequentemente uma tarefa demorada devido à necessária mobilização de métodos e equipamentos diversos – consoante a textura do material e a gama de sucção em que se pretende a determinação – e ao tempo necessário para obtenção de equilíbrio hídrico, indispensável para a medição. A necessidade de caracterizar as duas curvas principais de secagem e de humedecimento introduz igualmente dificuldades práticas.

Assim, em primeiro lugar, pretende-se criar uma infraestrutura para a estimativa rigorosa e tão expedita quanto possível destas curvas recorrendo à sobreposição das gamas de medição de diversos equipamentos e à validação cruzada de resultados.

Por outro lado, a prática corrente de determinação da SWRC “esquece” a sua dependência relativamente à fábrica dos solos [Zou *et al.*, 2018] e, portanto, à evolução da curva porosimétrica [Miller *et al.*, 2008]. Neste contexto, entende-se como recomendável possibilitar a determinação das curvas em situação de evolução da porosidade, causada pela variação do estado de tensão ou por efeito hídrico, por outras palavras, a definição de uma superfície de retenção hídrica (SWRS) definida num espaço tridimensional  $(s, w, \theta_w)$  ou  $(s, S_r, e)$ .

A infraestrutura de determinação da curva de retenção será constituída pelos seguintes equipamentos, sendo que os primeiros três existem no Laboratório de Geomateriais (UGeoMAT) do DG:

- um higrómetro de ponto de orvalho (*chilled mirror psychrometer*) na gama de sucção total desde 1 kPa até 60 GPa e tempo de equilíbrio até 10 min);
- duas “*ceramic pressure membrane extractor*”;
- uma câmara climática equipada com sistema de deteção de equilíbrio hídrico;
- um combinado de placas de pressão (*pressure plate apparatus*) na gama de sucção matricial até 1,5 GPa);
- câmaras exsiccadoras herméticas para imposição de sucção por equilíbrio de vapor (na gama de sucção entre 7 e 150 MPa);

- um equipamento de corte rotativo (descrito na Tarefa A.4);
- uma câmara edométrica equipada com *tensiometer* de elevada capacidade;
- *tensiometers* de elevada capacidade;
- um microscópio eletrónico de varrimento;
- um equipamento de porosimetria por intrusão de mercúrio.

Para o estudo de rochas brandas a câmara climática existente na UGeoMAT do DG será melhorada com a introdução de uma balança de precisão colocada no interior da câmara e de um sistema extensométrico radial e axial com compensação de temperatura para deteção da estabilização da massa e da geometria de um provete de controlo (indiciadora do equilíbrio hídrico do conjunto de provetes) indispensável para a medição do ponto da curva de retenção e para iniciar o ensaio hidromecânico dos provetes.

O combinado de placas de pressão será constituído por três câmaras individuais para um provete com diâmetro de 30 mm, contido em anéis de aço de parede biselada. Cada câmara individual disporá de um sistema independente de regulação de pressão do ar, de um circuito próprio de medição da variação da massa de água no provete e de um êmbolo selado para aplicação de tensão vertical e medição da variação de altura do provete.

A possibilidade de aplicar tensão vertical no provete e de medir a sua variação de altura permitirá caracterizar a dependência da curva de retenção relativamente ao índice de vazios.

A consideração de três provetes visa obter, em cada circunstância de medição, uma medida mais robusta (média de três) do grau de saturação para cada patamar de sucção.

Por o estado saturado constituir uma referência fundamental para a definição da SWRC, pretende-se desenvolver técnicas otimizadas de saturação dos provetes, de modo a maximizar a reprodutibilidade dos resultados, aspeto frequentemente de menor sucesso na determinação da curva de retenção dos solos.

As câmaras exsiccadores herméticas a construir serão uma versão simplificada da câmara climática, pois, por recorrerem ao equilíbrio de vapor salino, permitem somente a realização de um número limitado de pontos da curva de retenção, tipicamente na gama de sucção entre 7 e 150 MPa, isto é para humidade relativa entre 95% e 33%. Para identificação do equilíbrio hídrico no interior destas câmaras dispor-se-á um sensor de humidade relativa e, à semelhança da câmara climática, de uma balança de elevada precisão para pesagem de um provete testemunho.

O menor custo destes equipamentos facilita a disponibilização de vários para obtenção em paralelo de vários pontos da curva de retenção e o pré-condicionamento para ensaio mecânico.

A caracterização física da fábrica dos provetes realizar-se-á por interpretação de imagens de microscópio eletrónico de varrimento e por porosimetria por intrusão de mercúrio, disponíveis no DMC do LNEC.

### • TAREFA A.2 CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE ELÁSTICA E DE DISSIPACÃO HISTERÉTICA

Os objetivos desta tarefa é a criação e a instalação de dispositivos ou equipamentos que permitam a medição dos parâmetros de deformabilidade (rigidez) elástica e de dissipação histerética dos geomateriais, tendo em conta a variação da sucção. Tratam-se de parâmetros essenciais para a modelação da resposta em pequenas deformações.

A relevância da estimativa destes parâmetros em geomateriais com saturação variável decorre da evidência experimental da sua dependência relativamente à sucção instalada, criadora de um efeito aparente de confinamento (Pagano *et. al*, 2016).

Porém, no estado atual do conhecimento persistem pontos de vista distintos sobre a validade de relações funcionais (homólogas das existentes para os materiais saturados ou secos) entre uma variável representativa de tensão e o volume específico do material, por um lado, e os módulos elásticos de distorção e de compressibilidade. Alguns autores sustentam que as variações da sucção e da tensão média não explicam suficientemente a variação observada de  $G$ , sendo necessária a consideração explícita do grau de saturação.

Serão desenvolvidos e instalados sistemas de sensores piezoelétricos de flexão (*bender elements*) e de compressão (*piezo disks*) nas placas de contato com os provetes cilíndricos do ensaio triaxial e da célula de Rowe existente na UGeoMAT do DG e nas placas em contacto com o provete cúbico do equipamento verdadeiramente triaxial que se refere na Tarefa A.5.

O controlo de sucção nos equipamentos de ensaio triaxial e na célula de Rowe será efetuado pelo método da translação do eixo, para o que será necessária a sua adaptação prévia.

A medição da velocidade das ondas longitudinais  $v_p$  e o conhecimento da sucção prevalecente no decurso da medição permitirá o estabelecimento de correlações entre  $S_r$  e  $v_p$ , o que prefigura uma forma de indireta de estimar o grau de saturação.

A análise dos processos de decaimento temporal de amplitude do sinal nos recetores de ondas  $S$  permitirá estimar a capacidade de dissipação específica do material e, correspondentemente, a fração de amortecimento crítico em cada circunstância de medição, para caracterizar a sua dependência relativamente às variáveis tensão eficaz e sucção (ou, eventualmente, a uma variável generalizada de tensão) e à distorção.

### • TAREFA A.3 INFRAESTRUTURA EXPERIMENTAL PARA ENSAIO SERVO-CONTROLADO DA COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS COM SATURAÇÃO VARIÁVEL

Nesta tarefa pretende-se construir um edómetro unidimensional, um edómetro triaxial (axissimétrico) e adaptar uma célula de Rowe para, conjuntamente com o sistema de ensaio triaxial, realizar ensaios de compressibilidade e de expansibilidade de solos e de rochas brandas em condições de saturação variável.

O edómetro unidimensional será desenvolvido tendo por base a configuração do edómetro de alta pressão existente na UGeoMAT do DG. Este equipamento permite adotar três configurações

diferentes para permitir o ensaio de solos sob baixos valores da tensão vertical (até 3 MPa) e de rochas brandas sob valores intermédios (entre 3 e 12 MPa) ou elevados (até 25 MPa). Para a geração da tensão vertical recorre-se, na segunda configuração, a uma câmara de amplificação da pressão hidráulica aplicada e, na última, a uma prensa mecânica.

À semelhança do seu modelo inspirador, este equipamento permitirá o ensaio edométrico com servo-controle de tensão (por escalões ou contínuo) e com controlo de deformação. Neste último caso permitirá realizar ensaios de taxa de deformação controlada, nomeadamente o denominado ensaio CSR (*constant strain rate*).

O controlo de sucção realizar-se-á pela técnica de translação do eixo, através do servo-controlo independente das pressões no ar e na água, aplicadas respetivamente a partir da placa porosa superior e de uma placa de elevada pressão de entrada de ar (EVEA) na base. Sob esta existirá um sistema de purga de ar e de medição do seu volume.

A instrumentação da câmara edométrica realizar-se-á com os seguintes dispositivos:

- *tensiometer* aplicado na placa porosa superior;
- LVDT para medição da variação de altura do provete;
- transdutor de pressão e medidor de volume instalados no controlador da água no provete;
- transdutor de pressão e medidor de volumes instalados no controlador da água na câmara hidráulica, na configuração de pressão intermédia;
- célula de força para medição da carga axial.

O edómetro triaxial (axissimétrico) destina-se ao estudo da anisotropia da deformabilidade de provetes cilíndricos de materiais expansivos quando sujeitos a variações de humidade relativa.

Permitirá medir a deformação radial do provete, com ou sem impedimento da deformação axial do mesmo. Para essa medição, o anel edométrico será constituído por dois anéis metálicos de espessura muito reduzida e com um corte a toda a altura, um interior e outro exterior, com possibilidade de deslizamento relativo com atrito desprezável. O anel interior acompanha a variação de diâmetro do provete. A variação de perímetro do anel exterior, ao expandir-se em contacto com o interior, é medida por dois pares de extensómetros colocados em posições diametralmente opostas num mesmo perímetro a meia altura, possibilitando a medição extensométrica da deformação radial.

A condição de fronteira no topo do provete poderá ser a de tensão vertical nula (inexistência de restrição ao movimento) ou, em processos de deformação vertical somente com expansão, a de deslocamento nulo. No primeiro caso, a variação de altura será medida por um LVDT e, no segundo, a tensão de reação à expansão do provete será medida numa célula de carga de resolução e capacidade adequadas. O controlo de sucção será realizado pela técnica de translação de eixo.

Nesta tarefa proceder-se-á ainda ao melhoramento da célula de Rowe existente na UGeoMAT do DG para ensaio de solos grosseiros em deformação uniaxial. Realizar-se-ão estudos do efeito da variação do grau de saturação nas suas características de deformabilidade elástica e elastoplástica.

O controlo de sucção neste equipamento será realizado pela técnica de translação do eixo ou pela técnica de equilíbrio de vapor salino. No primeiro caso aplicam-se as considerações acima efetuadas relativamente ao edómetro de alta pressão. No segundo caso, dispor-se-á de um circuito fechado com um recipiente com solução salina saturada, uma bomba peristáltica e dois sensores de humidade relativa colocados a montante e a jusante do provete. Neste caso ainda, prevê-se recorrer à câmara climática existente na UGeoMAT como fonte de vapor com humidade relativa constante, para imposição de variações suaves desta grandeza.

Para além das modificações referidas, o cilindro lateral atual será substituído por um cilindro com redução de espessura num troço circunferencial, “anel”, a meia altura para medição do valor médio da tensão normal perimetral por extensometria visando a dedução da tensão normal de contacto média do solo na faixa central desse troço. Nos ensaios com drenagem radial através do forro poroso em *Vyon* este será indentado para permitir o contacto do cilindro com o provete.

Para medição da sucção no provete, serão utilizados três *tensiometers* miniatura de elevada capacidade: dois no cilindro lateral em posições acima e abaixo daquele “anel” e um inserido no centro da placa porosa superior.

Os restantes dispositivos de instrumentação permitirão a medição da variação de altura do provete (LVDT), da pressão e da variação de volume da água no provete (no servo-controlador dedicado a esse fim) e do volume de ar libertado por difusão sob a placa inferior.

- **TAREFA A.4 EQUIPAMENTO DE CORTE ROTATIVO (ESTADO CRÍTICO E ESTADO RESIDUAL)**

Sendo a identificação do estado crítico dos solos com saturação variável necessária para a sua modelação constitutiva hidromecânica, pretende-se nesta tarefa construir um equipamento de corte rotativo para estudar aquela condição em solos com partículas de dimensão não superior à areia grossa.

As dimensões previstas para o provete são: espessura de 20 mm e diâmetros interno e externo de 55 mm e 95 mm, respetivamente. Estas dimensões permitem ensaiar provetes indeformados obtidos com amostradores de 4 polegadas e provetes reconstituídos com garantia de reduzida irregularidade do estado de tensão, assegurando-se um efeito de fronteira reduzido, até para o material mais grosseiro.

O confinamento lateral interior e exterior do provete é conferido por anéis empilhados, visando a minimização da concentração de tensões e evitar a predefinição da superfície de corte. O provete é talhado por um torno miniatura ou pela cravação de anéis finos biselados, em ambos os casos com diâmetros de corte iguais aos diâmetros interno e externo referidos.

O controlo de sucção será materializado pela técnica de translação do eixo ou pela de fluxo de vapor salino saturado. A placa de topo será drenante, para imposição da pressão no ar ou para saída do vapor, e a da base será uma placa EVEA, para a primeira técnica, ou uma placa drenante para a segunda.

Na modalidade de controlo por translação do eixo, o tipo de controlo sobre os pares de grandezas (tensão vertical; deslocamento vertical) e (pressão no ar; volume de água no provete) propicia a

realização de quatro tipos diferentes de ensaios consoante a grandeza de cada par escolhida para permanecer invariante.

No primeiro par o servo-controlo da força sujeito à restrição de deslocamento axial nulo ou a fixação do êmbolo garante a invariância volumétrica do provete. No segundo par a condição de sucção constante obtém-se pela invariância da pressão no ar, ao passo que a condição de teor em água constante se consegue mediante o servo-controlo da pressão no ar, através da técnica de *null test*.

As modalidades de sucção constante podem ser também realizadas com aplicação da técnica de fluxo de vapor salino saturado.

A possibilidade de medição precisa da variação do volume de água sob sucção conhecida permite a determinação da curva de retenção do provete. Como aspeto relevante, refere-se a possibilidade assim introduzida de determinação da curva de retenção sob tensão vertical pré-selecionada (e com conhecimento do índice de vazios).

Esta informação é, aliás, necessária para a realização de ensaios com volume de água (teor em água) constante. Nesta circunstância, como no caso do ensaio com tensão vertical eficaz constante, a tensão vertical total será servo-controlada para manter a tensão eficaz invariante, face à variação da pressão no ar.

O equipamento disporá dos seguintes instrumentos de medida: LVDT (variação de altura do provete), par de células de força (medição do momento torsor), transdutor de pressão (pressão no ar), potenciómetro rotacional (rotação relativa entre os topos), célula de força (força axial), balança eletrónica de precisão (variação do volume de água no provete).

- **TAREFA A.5 INFRAESTRUTURA EXPERIMENTAL PARA ENSAIO HIDROMECÂNICO SERVO-CONTROLADO DE SOLOS COM SATURAÇÃO VARIÁVEL SEGUNDO TRAJETÓRIAS GENERALIZADAS DE TENSÃO**

É inquestionável a importância do estudo do efeito de variações não proporcionais do estado de tensão, com especial ênfase para a rotação dos eixos principais de tensão, na resposta dos maciços e das estruturas geotécnicas em situações correntes, por exemplo, escavações a céu aberto, escavações subterrâneas, cargas induzidas pelo tráfego de veículos ou carregamentos segundo trajetórias  $k_0$ .

Partindo desta observação, nesta tarefa será desenvolvida uma infraestrutura experimental para ensaio hidromecânico segundo trajetórias generalizadas de tensão de solos com saturação variável.

Pretende-se construir um equipamento verdadeiramente triaxial e atualizar o equipamento de corte torsional existente na UGeoMAT do DG. Estes dois equipamentos, a par do equipamento de corte triaxial (para realização de ensaio  $k_0$ , de corte triaxial de compressão e de extensão e segundo trajetória de tensão previamente especificada) serão os constituintes dessa infraestrutura.

### Equipamento verdadeiramente triaxial

Este equipamento destina-se ao ensaio de provetes cúbicos. Estes poderão ser sujeitos a condições de fronteira mistas, com a face inferior imóvel e as restantes faces munidas de interface de



membrana, para aplicação de pressão confinante. A componente principal do equipamento é uma estrutura cúbica reticulada de alumínio com as faces vazadas para acomodar dispositivos diversos.

Os dispositivos através dos quais se materializam as superfícies de confinamento do provete cúbico encontram-se reunidos em seis sistemas, dois por cada direção cartesiana, inseridos em esperas na estrutura rígida de alumínio. A natureza modular desta configuração permite substituir numa direção horizontal as faces de imposição de pressão por placas rígidas para realização de ensaios de compressão em deformação plana.

A dimensão da aresta do provete será próxima de 80 mm para balanceamento entre a importância dos efeitos de fronteira e a exequibilidade prática da realização do equipamento e dos ensaios.

O controlo de sucção será realizado pelo método de translação de eixo a partir da base. Esta conterá uma placa porosa central EVEA, com diâmetro 60 mm, para aplicação da pressão na água e quatro placas porosas grosseiras na proximidade dos cantos, com diâmetro próximo de 10 mm, para aplicação da pressão no ar. Para controlar a acumulação de ar sob a placa EVEA, esta será colocada sobre um sistema de limpeza de ar (*flushing system*) com medição do volume de ar de difusão retido sob a placa.

As faces laterais e a de topo serão materializadas por bolsas em borracha, de forma paralelepípedica e reduzida espessura, cujo volume diminuto será preenchido por água deaerificada.

A pressurização desta materializa as pressões vertical e horizontais de confinamento. Será realizada por meio de três circuitos hidráulicos independentes servo-controlados de pressão/volume, um por cada direção cartesiana. A variação volumétrica nos controladores permitirá medir indiretamente a variação da dimensão do provete segundo cada direção cartesiana.

A pressurização da água e do ar no interior do provete será assegurada por dois circuitos independentes. O primeiro para controlo indireto sobre o volume de água expelido ou admitido no provete. Integrado no sistema de remoção de ar sob a placa central de elevada pressão de entrada de ar existirá um medidor de volumes de elevada precisão, que será também utilizado para servo-controlo da pressão na água do provete na situação de *null test*.

Os sistemas de servo-controlo assegurarão a medição das pressões referidas por transdutores de pressão neles integrados e a medição da variação volumétrica de água pela posição dos eixos dos motores passo-a-passo. Na configuração de deformação plana, por sua vez, duas faces perpendiculares serão materializadas por placas rígidas, cada uma munida de um *tensiometer*, em posição central, e de quatro células de tensão total miniaturizadas para efeitos de medição da tensão normal de contacto.

### Equipamento de corte torsional

O equipamento de corte torsional monotónico e cíclico existente na UGeoMAT do DG será melhorado para estender ao domínio dos solos com saturação variável a atual capacidade experimental em termos de controlo de tensão e/ou de deformação.

No âmbito dos ensaios monotónicos ou cíclicos lentos mencionam-se: os de torção simples, os com imposição de trajetória de tensão, os de corte simples e os de deformação plana. No que respeita a



ensaios cíclicos de elevada frequência referem-se os ensaios de torção simples com excitação harmónica ou com imposição de história irregular de tensão de corte ou de distorção.

O provete pode ter altura, diâmetros externo e interno, expressos em milímetros, de (140, 70, 30) ou (200, 100, 60) permitindo o ensaio de provetes de partículas com dimensões não superiores a areia grossa.

O controlo de sucção será realizado pela técnica de translação de eixo. A pressurização da água no provete realizar-se-á através de uma nova placa EVEA na posição inferior, enquanto a pressurização do ar no provete se efetuará através de uma nova placa grosseira superior. Para tal, será necessário construir um novo pedestal inferior para acomodar o sistema de remoção de ar difuso sob a placa da base e um novo pedestal superior para ligação ao sistema de pressurização pneumática.

O sistema atual de medição de variação volumétrica da câmara interior garante elevada sensibilidade à variação do diâmetro interno do provete, assim como elevada precisão nessa medição (da ordem de  $10^{-5}$  do volume da câmara interior ou, equivalentemente, do raio interior). Este sistema baseia-se no mesmo princípio da dupla câmara utilizada para medição da variação volumétrica de provetes insaturados em ensaio triaxial: o da minimização do volume medido, logo da deformabilidade parasita.

O sistema de dupla câmara será adotado como solução para a medição indireta da variação do diâmetro externo do provete. Para controlo do volume entre as duas câmaras exteriores, o equipamento será munido de um novo controlador digital de pressão/volume e de um transdutor diferencial de pressão intercalado, para medição de elevada precisão. A medição de pressão diferencial servirá de grandeza de servo-controlo para equalização das pressões na água em ambas as câmaras. Assim, a sensibilidade e o fim de escala deste transdutor serão os adequados para controlo de desvios de 0,5 kPa.

- **TAREFA A.6 INFRAESTRUTURA EXPERIMENTAL PARA CARACTERIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DE SOLOS**

Nesta tarefa desenvolver-se-ão dois equipamentos para determinação experimental da resistência à tração dos solos.

Uma das dificuldades da medição da resistência à tração dos materiais geotécnicos resulta da natureza frágil deste tipo de rotura e da elevada sensibilidade da grandeza a imperfeições e a concentrações de tensão no corpo de prova. Como ilustração desta dificuldade refere-se a significativa dispersão de resultados na utilização do ensaio brasileiro e do ensaio com o equipamento de *Parfitt* [Hartley & Parfitt, 1984].

Pretende-se desenvolver métodos de ensaio que reduzam a dispersão de resultados através da minoração dos efeitos da heterogeneidade pela medianização, facilitada pela adoção de superfícies de rotura de maior dimensão relativa e pelo recurso a modelos interpretativos robustos, isto é, com reduzida dependência relativamente a hipóteses de base cuja materialização seja incerta.

O primeiro método de ensaio baseia-se na aplicação da teoria das linhas de rotura a um provete de solo em condições de sucção controlada. O provete terá a forma de um disco de espessura e diâmetros aproximados de 20 mm e 200 mm, respetivamente. Será apoiado em três discos de 15 mm de diâmetro suportados por rótulas esféricas dispostas a 120° numa circunferência periférica, propiciando linhas de fratura radiais, equidistantes dos eixos dos apoios. A geometria da figura de rotura permite a interpretação da resistência à tração por utilização da teoria das linhas de rotura. É expectável que se consiga com este equipamento a redução significativa da dispersão de resultados, permitindo obter resultados de referência para o solo ensaiado.

As linhas de rotura são criadas pela aplicação de uma força vertical no centro do disco, cuja progressão será medida por uma célula de força, com a movimentação brusca associada à rotura do provete a ser identificada através de LVDTs.

Um segundo método de ensaio baseia-se na adaptação de um equipamento do tipo de *Parfitt* para ensaiar provetes de espessura próxima de 20 mm em forma de I orientado segundo a direção de alongamento.

A instrumentação do ensaio consiste na medição da força de tração para alongamento do provete, por uma célula de força, e do alongamento para deteção da rotura, por um LVDT.

O controlo de sucção no provete de ambos os métodos de ensaio consegue-se pelo equilíbrio inicial em câmara climática e posterior colocação num invólucro flexível ainda no interior desta câmara. Este invólucro será intercalado num circuito com uma bomba peristáltica para manutenção da sucção no decurso do ensaio através da circulação do vapor com a HR de condicionamento, desde a câmara climática. A rapidez típica do ensaio permite antever uma boa prestação deste sistema. A variação da sucção imposta permitirá estudar a dependência da resistência à tração com a sucção.

A comparação entre os resultados obtidos com o primeiro equipamento e os resultados nos equipamentos original e adaptado de *Parfitt* – cujo provete tem menores dimensões e é de preparação mais fácil – permitirá caracterizar o desvio destes relativamente aos resultados de referência do disco.

Em ambos os métodos de ensaio o provete será preparado por adensamento em condições controladas de teor em água e de massa volúmica ou talhado a partir de blocos e sujeito a condições de equilíbrio hídrico prévio. No método de *Parfitt* procede-se à remoção de dois prismas em forma de paralelogramo em posições laterais opostas para materializar aproximadamente a forma em I.

- **TAREFA A.7 INFRAESTRUTURA EXPERIMENTAL PARA SIMULAÇÃO EM PEQUENA ESCALA DE PROCESSOS HÍDRICOS**

Nesta tarefa serão desenvolvidos dois equipamentos para simulação em pequena escala de processos hídricos em solos com saturação variável. A necessidade de modelos reduzidos de protótipos de campo neste âmbito é justificada pela transitoriedade dos fenómenos hídricos associados à variação do grau de saturação nos solos, nomeadamente a infiltração e a ascensão

capilar, e pela necessidade de caracterizar o efeito do ar ocluso no avanço das frentes de saturação ou de dessaturação na zona vadosa, nomeadamente em situações de variação cíclica.

A realização de ensaios hídricos em circunstâncias experimentais intermédias entre laboratório e o campo com utilização de equipamentos de medição diversos permitirá aclarar a correspondência entre os estudos laboratoriais e os de campo.

Para simular processos unidimensionais de infiltração, de ascensão por capilaridade ou de evaporação será desenvolvida uma coluna modular formada pela concatenação de unidades cilíndricas em material acrílico transparente reforçados exteriormente por fitas resistentes.

Com o objetivo de caracterizar processos bidimensionais, expetavelmente anisotrópicos, de difusão de humidade nos solos será construído um contentor paralelepipedico em material acrílico com espessura aproximada de 10 cm e largura e altura aproximadas de 1,5 m. Permitirá a realização de ensaios com variação de humidade relativa em modelos reduzidos planos, representativos de taludes e de barreiras de impermeabilização. O ensaio decorrerá com o contentor segundo a vertical ou segundo a horizontal (apoiado no lado maior).

Em ambos os equipamentos poderão ser ensaiados solos finos e solos granulares e aglomerados de partículas transparentes (“solos transparentes”) de quartzo [Ezzein & Bathurst, 2011]. As propriedades de reflexão deste material e dum fluido intersticial com índice de refração adequado levam a que seja possível calibrar a informação cromática com o grau de saturação e deste modo caracterizá-lo por tratamento de imagem.

A preparação dos modelos com materiais granulares poderá ser feita por pluviação a seco com uma tremonha ou por deposição submersa. Nos modelos com materiais finos proceder-se-á à compactação por apiloamento em camadas com controlo das condições de compactação. A compactação é facilitada na coluna pela natureza modular da coluna e, no contentor, pela remoção de uma das faces laterais.

Uma parte dos instrumentos de medição serão instalados na parede dos equipamentos. Destinam-se à medição de teor volumétrico em água (sensores TDR) e da sucção (*tensiometers*). Estes poderão ser de elevada capacidade, para solos finos, ou de baixa capacidade, basicamente transdutores diferenciais de pressão respirados, em contacto com a atmosfera, no caso de solos grosseiros. O registo da cinemática das partículas através de Velocimetria de Imagem de Partículas (VIP) com aplicação de métodos de correlação espacial ([Take, 2015] e [Pinyol & Alvarado, 2017]) permitirá a obtenção dos campos de deformação, funcionalidade particularmente útil nos modelos reduzidos de taludes.

A utilização de instrumentos diversos nas mesmas circunstâncias experimentais intermédias entre laboratório e campo, como são as prevacentes nestes equipamentos, permitirá aclarar a correspondência recíproca das suas leituras.

- **PLANEAMENTO DA ATIVIDADE A DO PROJETO 1**

As tarefas que compõem a Atividade A do Projeto 1 requerem a contribuição de investigadores do Departamento de Geotecnia e do Centro de Instrumentação Científica, em funções de coordenação

## Geomateriais em condições variáveis de saturação. Modelações física e numérica

e de desenvolvimento conceptual, e de técnicos da carreira de experimentação em funções de desenvolvimento experimental. Necessitam ainda da participação de bolsheiros, seja do LNEC ou de projetos exteriores e alunos de Mestrado e de Doutoramento com o objetivo de efetivação prática e fina daquelas tarefas.

As características dos bolsheiros considerados em cada uma das tarefas são definidas em função da extensão e complexidade das mesmas. Consideram-se alunos finalistas de Curso de Mestrado Integrado em fase de preparação de Tese, bolsheiros de introdução à investigação científica (BIIC) e bolsheiros de doutoramento (BD). Estes últimos desenvolverão as suas atividades integradas nos Planos de Estudos de Doutoramento apresentados no Capítulo seguinte. O esforço de cada tarefa, expresso em homem x mês, de investigador em Geotecnia (primeira parcela), investigador em Engenharia Mecânica ou Eletrotécnica, Aluno de Mestrado, BIIC, BD e técnico de experimentação do DG (primeira parcela) ou do CIC é apresentado no Quadro 4.1.

**Quadro 4.1 – Atividade A do Projeto 1 – Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação**

Tarefa	Investigador	Bolsheiro		Técnico
A.1	2+1	9+(6+6)	BIIC+Mestrado	4+2
A.2	1+1	9	BIIC	2+2
A.3	2+2	(12+12)+6	BIIC+Mestrado	3+2
A.4	2+2	12	BIIC	0+2
A.5	2+3	(12+12)+12	BD+BIIC	3+3
A.6	0,5+0,5	6	BD	1+2
A.7	0,5+0,5	6+6	Mestrado	1+2
<b>Total</b>	20	105	-	29

O Quadro 4.2 apresenta o desenvolvimento cronológico das tarefas no qual se procurou evitar a existência de atividade simultânea em mais do que duas tarefas. São incluídos os seis anos previstos para a realização deste Projeto.

**Quadro 4.2 – Planeamento das tarefas da Atividade A do Projeto 1**

Tarefa	Ano 1	Ano 2	Ano 3	Ano 4	Ano 5	Ano 6
A.1	■	■				
A.2		■	■			
A.3			■	■		
A.4			■	■		
A.5				■	■	
A.6					■	■
A.7						■

- RESULTADOS ESPERADOS NA ATIVIDADE A DO PROJETO 1**

Os resultados esperados nesta atividade consistem na disponibilização dos equipamentos e das valências experimentais descritos em cada uma das tarefas. Como referido, estes equipamentos resultam do melhoramento/adaptação de equipamentos já existentes e da construção de raiz de

equipamentos. A sua consideração conjunta com os equipamentos existentes na UGeoMAT do DG permitirá a instalação das infraestruturas enumeradas.

Assim, no final do cronograma serão produzidos os seguintes contributos para a experimentação laboratorial de geomateriais em estado variável de saturação na UGeoMAT do DG:

- uma câmara climática equipada com sistema de deteção de equilíbrio hídrico;
- um combinado de placas de pressão;
- câmaras exsiccadoras herméticas para imposição de sucção por equilíbrio de vapor;
- edómetro unidimensional de configuração tripla;
- edómetro triaxial axissimétrico;
- equipamento de corte rotativo;
- equipamento de corte verdadeiramente triaxial;
- equipamento de corte torsional;
- equipamento de ensaio para determinação da resistência à tração em linhas de rotura de um disco;
- equipamento do tipo de *Parfitt* para determinação da resistência à tração em zona estrangulada;
- coluna modular e caixa paralelepípedica para simulação de processos hídricos em pequena escala.

#### **4.3.4. Atividade B – Desenvolvimentos experimentais de campo**

A Atividade B do Projeto 1 compõe-se de quatro tarefas conforme discriminação abaixo. Visa o desenvolvimento ou o melhoramento/enriquecimento de equipamentos experimentais de campo para ensaio em condições controladas, ou conhecidas, de sucção dos solos com grau de saturação variável.

- Tarefa B.1 Sensor de medição pontual múltipla de sucção
- Tarefa B.2 Sensor termo-higrométrico em cabo de fibra ótica
- Tarefa B.3 Câmara de calibração
- Tarefa B.4 Equipamento para ensaio de corte linear em furo de sondagem

Na ainda considerável incerteza da medição *in situ* da humidade relativa radica uma das limitações mais significativas para a generalização da aplicação prática do conhecimento em solos sob condições variáveis de saturação. Esta constatação justifica a proposta das tarefas B.1 e B.2. Na primeira tarefa visa-se o desenvolvimento de um protótipo de medição pontual de sucção integrando dois princípios físicos diferentes de medição: um *tensiometer* de elevada capacidade para medição da sucção e um sensor baseado em fibra ótica para medição de humidade relativa e de temperatura.

Este sensor será desenvolvido como protótipo e será integrado numa disposição linear baseada num cabo de fibra ótica, permitindo a medição multiplexada de temperatura e de humidade relativa em zonas geometricamente extensas. Na tarefa B.2 proceder-se-á ao desenvolvimento deste *array* linear de sensores.

A necessidade consensual de robustecimento dos métodos interpretativos e da otimização dos procedimentos experimentais dos ensaios hidromecânicos de campo justifica a consideração da tarefa B.3. Nela pretende-se construir uma câmara de calibração para a realização destes ensaios em modelos de escala reduzida sob condições conhecidas ou controladas de sucção e de estado de tensão. A interpretação detalhada dos resultados permitirá o desenvolvimento do conhecimento no domínio dos ensaios de campo sob influência de saturação variável.

O efeito de molhagem dos terrenos em profundidade pode manifestar-se por diminuição da resistência disponível, com indução de movimentos de vertente, ou por aumento da deformabilidade volumétrica, neste caso manifestando-se por assentamentos ou por empolamentos. A importância da primeira manifestação motiva a elaboração da tarefa B.4 na qual se pretende criar o protótipo de um equipamento para ensaio de corte linear em posições profundas no interior de um furo de sondagem. Com este equipamento será possível determinar as características de resistência ao corte na interface entre o atuador e a parede do furo nas condições prevalecentes *in situ*, com medição prévia da humidade relativa no solo envolvente.

### • TAREFA B.1 SENSOR DE MEDIÇÃO PONTUAL MÚLTIPLA DE SUCCÃO

Nesta tarefa pretende-se desenvolver o protótipo de um sensor múltiplo que através da conjugação de diferentes transdutores permita diminuir a incerteza de medição da sucção, em especial em posições medianamente profundas a profundas. Este sensor será instalado no interior de um tubo, próximo da sua extremidade inferior, que será cravado à profundidade de ensaio, ou em alternativa, inserido num pré-furo.

Os transdutores previstos são um *tensiometer* de elevada capacidade com medição por extensão de membrana e um sensor de fibra ótica pontual. A conjugação destes transdutores permitirá a sua calibração simultânea em solos de diferentes litologias.

A capacidade de leitura da humidade dos sensores de fibra ótica decorre das propriedades de sensibilidade da fibra ótica ao índice de refração do meio de inserção.

Nesta tarefa desenvolver-se-á um protótipo de sensor pontual de fibra ótica com base no equipamento de leitura de fibra ótica existente no Núcleo de Engenharia Sísmica e Dinâmica de Estruturas do Departamento de Estruturas do LNEC, o qual foi adquirido para a realização de medições extensométricas no âmbito de ensaios em mesa sísmica de modelos reduzidos de estruturas de contenção flexíveis. Este equipamento permite a leitura de cabos de fibra ótica com redes de período curto (*Fibre Bragg Gratings*, FBG). O princípio de medição da humidade relativa recorre à medição da extensão axial do núcleo do cabo induzida pela variação de humidade relativa no ar circundante. Diversas soluções publicadas na literatura apontam para gamas de medição de HR entre 5 e 95% e tempos de estabilização para leitura até 30 minutos.

Relativamente à utilização alternativa das técnicas elétricas/eletrónicas tradicionais de refletometria no domínio do tempo (TDR) ou no domínio da frequência (FDR) ou, ainda, de medição de capacitância, a solução baseada em fibra ótica apresenta diversas vantagens: obsta à utilização de um elevado número de cabos, pode ser instalada em fase de construção ou em furos de sondagem no terreno, permite a medição integrada da humidade relativa e da temperatura, é imune a perturbações eletromagnéticas, permite multiplexagem e medição a grandes distâncias, apresenta estabilidade térmica e apresenta menor sensibilidade às condições de utilização.

O desempenho do sensor de medição pontual no que respeita ao teor em água volumétrico será aferido por comparação com os resultados obtidos na mesma posição com sondas de capacitância com par de elétrodos num tubo inserido em furo próximo [Paltineanui & Starr, 1997], sendo a temperatura medida no cabo de fibra ótica usada para correção da leitura da permissividade dielétrica.

- **TAREFA B.2 SENSOR TERMO-HIGROMÉTRICO EM CABO DE FIBRA ÓTICA**

Uma das questões limitativas da aplicação da mecânica dos solos com saturação variável à prática da Geotecnia prende-se com a dificuldade do conhecimento expedito da sucção no campo, seja por medição direta seja através da medição do teor em água.

Pretende-se nesta tarefa operacionalizar um sensor de humidade relativa para medições em zonas com desenvolvimento espacial, com base nas propriedades de sensibilidade da fibra ótica ao índice de refração do meio de inserção.

Em cada troço de medição existirá um subtroço de medição de HR onde o cabo será revestido por uma película higroscópica de *polyimide*, cuja sensibilidade à HR do ar autoinduz deformação que, por sua vez, suscita extensão mensurável no FBG. No outro subtroço, destinado à medição da temperatura, para autocompensação, o cabo não será revestido.

Na totalidade do comprimento o cabo será embainhado numa membrana polimérica microporosa, permeável ao ar húmido, mas impermeável à água. Cada subtroço do dispositivo de leitura será colocado num compartimento individual de uma caixa de proteção de dimensões reduzidas, com as faces superior e inferior vazadas e vedadas por membrana hidrofóbica microporosa.

Será assim possível criar um *array* de sensores com um único cabo de fibra ótica através da materialização destes subtroços a distâncias pré-definidas. A medição será realizada na extremidade de leitura do cabo.

Na aplicação vertical do cabo num furo para leitura em profundidade, prevê-se a criação de câmaras compartimentadas por rolhões de mistura de areia e bentonite e preenchidas por cascalheira grosseira, com curva de retenção conhecida.

- **TAREFA B.3 CÂMARA DE CALIBRAÇÃO**

Nesta tarefa pretende-se dispor de um equipamento para aferição de resultados de ensaios hidromecânicos de campo em condições controladas de tensão e de sucção. A câmara de calibração terá a forma cilíndrica e permitirá a realização de ensaios de campo a escala reduzida em



solos com granulometria desde argila a cascalheira. Mencionam-se os ensaios pressiométricos, os de penetração estática de cone, os ensaios com dilatômetro e os de medição de permeabilidade. Será necessário dispor de equipamentos de ensaio de campo com dimensões apropriadas, semelhantes às utilizadas em ensaios em modelos de centrifugadora. Estes equipamentos estão disponíveis no mercado (p. ex., *Marine Sampling Holland* para o penetrômetro de cone e SAGE para o penetrômetro) ou existem como protótipos desenvolvidos por universidades ([Bagbag *et al.*, 2016] e [Mo *et al.*, 2013 ]) com possibilidade de estabelecimento de parcerias de investigação visando a utilização nesta tarefa.

As dimensões aproximadas do corpo de prova são a altura de 1100 mm e o diâmetro de 600 mm, no caso de solos grosseiros e a altura de 600 mm e o diâmetro de 400 mm, para solos finos. São definidas num compromisso entre a limitação dos efeitos de fronteira – dependentes da dimensão das partículas e do tipo e dimensões dos equipamentos de ensaio – e a exequibilidade prática da preparação e do tempo de pré-condicionamento.

Permitirá preparar corpos de prova em condições  $k_0$  no interior de uma membrana cilíndrica de borracha colocada num molde de alumínio quadripartido colapsável, por sua vez instalado no interior de uma câmara de pressurização preenchida por água dearificada. Para tal, na direção radial materializar-se-á uma condição de fronteira de deslocamento nulo através da ligação do molde à campânula rígida exterior da câmara.

No caso de solos grosseiros a preparação dos corpos de prova poderá realizar-se por deposição aérea com chuveiro ou subaquática, seguida de adensamento sob tensão vertical aplicada, ou por apiloamento em camadas de espessura apropriada.

No caso de solos finos a preparação do corpo de prova poderá processar-se por adensamento estático de uma pasta com teor em água sobreabundante, superior ao dobro do limite de liquidez do material, em duas fases: a de solidificação e a de consolidação hidrodinâmica. Para o adensamento, a tensão vertical resulta da pressão aplicada na água no interior de um fole, à semelhança do que se passa na célula de Rowe. Para acomodar o significativo encurtamento da pasta na primeira fase a câmara disporá de um sistema de curso longo para aplicação servo-controlada de pressão em água dearificada, num fole interior.

Dispor-se-á da alternativa de preparação por apiloamento em camadas de espessura adequada do material em condições de humidade e energia volúmica tipicamente utilizadas em ensaios de compactação Proctor.

Em qualquer das circunstâncias, a preparação do corpo de prova no interior do molde colapsável permitirá minimizar a perturbação prévia ao ensaio “de campo”.

Durante o ensaio, a condição de fronteira de imobilidade lateral poderá permanecer ativa, em alternativa a uma condição de tensão radial aplicada (movimento lateral permitido). Neste caso, antes do início do ensaio o molde é colapsado, expondo a membrana à ação da pressão exercida



na água dearificada. Para assegurar a sustentação lateral do corpo de prova, o desacoplamento do molde realiza-se através de libertação de ligações móveis a partir do exterior, já com a água na câmara sob pressão igual ao valor estimado da pressão em condição  $k_0$ .

Na direção vertical a tensão dever-se-á à atuação de um êmbolo inferior contra uma estrutura de reação no topo. A alternativa de impedimento do deslocamento vertical (de expansão) será materializada pela fixação desse êmbolo ou pelo servo-controlo dessa força.

O controlo da sucção realizar-se-á pela técnica da translação de eixo ou pela técnica de equilíbrio de vapor salino. Na primeira via, a base da câmara de calibração disporá de quatro placas porosas EVEA para aplicação da pressão na água. No topo dispor-se-á de uma placa porosa grosseira para aplicação da pressão no ar. Na segunda técnica, exclusiva para solos grosseiros, ambas os topos serão dotados de placas grosseiras.

O controlo experimental da câmara incidirá sobre a tensão vertical (posição do êmbolo e célula de força), a pressão radial (servo-controlador e transdutor de pressão), a pressão na água no solo e a pressão no ar no solo (servo-controlador e transdutor de pressão) e a saturação da solução salina.

A instrumentação da câmara de calibração contemplará a medição das seguintes grandezas através dos instrumentos indicados: variação de altura (LVDT, associado ao movimento do êmbolo) e sucção (tensiômetros na base e sensores de fibra ótica num eixo deixado no interior do corpo de prova durante a sua preparação, transdutores desenvolvidos nos outros projetos).

- **TAREFA B.4 EQUIPAMENTO PARA ENSAIO DE CORTE DIRETO LINEAR EM FURO DE SONDAGEM**

Nesta tarefa será desenvolvido um equipamento do tipo Borehole Shear Test ([Philipponat & Zerhouni, 1993] e [CEN, 2003]) para realização de ensaio de corte direto linear na parede de um furo de sondagem por deslizamento de um anel rugoso relativamente à parede do furo. O anel será previamente pressionado contra a parede do furo por um atuador pneumático. A força de corte é aplicada através de um eixo, a partir da boca do furo.

Este equipamento poderá ser utilizado na câmara de calibração ou em campo. No primeiro caso, o controlo das condições de humidade relativa no solo ensaiado permitirá estudar a dependência da resistência ao corte relativamente à sucção.

No segundo caso, a medição do teor em água, em conjugação com o conhecimento da curva de retenção do solo, e da sucção (através de amostras colhidas previamente ao ensaio por amostrador no furo ou na vizinhança imediata deste) permitirá a interpretação avançada do ensaio com consideração do efeito da saturação parcial.

## Geomateriais em condições variáveis de saturação. Modelações física e numérica

Uma das possibilidades mais interessantes deste ensaio será o estudo dos efeitos da variação do estado de saturação do terreno ensaiado, a qual pode ser induzida por inundação do troço de ensaio definido entre um sistema de obturação dupla.

### • PLANEAMENTO DA ATIVIDADE B DO PROJETO 1

As tarefas que compõem a Atividade B do Projeto 1 requerem a contribuição de investigadores do Departamento de Geotecnia e do Centro de Instrumentação Científica, em funções de coordenação e de desenvolvimento conceptual, e de técnicos da carreira de experimentação em funções de desenvolvimento experimental. Necessitam ainda da participação de bolseiros, seja do LNEC ou de projetos exteriores e alunos de Mestrado e de Doutoramento com o objetivo de efetivação prática e fina daquelas tarefas.

As características dos bolseiros considerados em cada uma das tarefas são definidas em função da extensão e complexidade das mesmas. Consideram-se alunos finalistas de Curso de Mestrado Integrado em fase de preparação de Tese, bolseiros de introdução à investigação científica (BIIC) e bolseiros de doutoramento (BD). Estes últimos desenvolverão as suas atividades integradas nos Planos de Estudos de Doutoramento apresentados no Capítulo seguinte. O esforço de cada tarefa, expresso em homem x mês, de investigador em Geotecnia (primeira parcela), investigador em Engenharia Mecânica ou Eletrotécnica, Aluno de Mestrado, BIIC, BD e técnico de experimentação do DG (primeira parcela) ou do CIC é apresentado no Quadro 4.3.

A necessária compatibilização de recursos entre as atividades deste Projeto aconselha ao atraso do início da Atividade B relativamente à atividade A, por esta concentrar em laboratório o desenvolvimento dos trabalhos.

O Quadro 4.4 apresenta o desenvolvimento cronológico das tarefas.

**Quadro 4.3 – Atividade B do Projeto 1 – Esforço de investigador, bolseiro de investigação e técnico de experimentação**

Tarefa	Investigador	Bolsheiro		Técnico
B.1	2+2	6+6	BIIC+Mestrado	6+4
B.2	1+2	12	BIIC	3+6
B.3	2+4	6+6+6	BIIC+Mestrado+BD	2+4
B.4	1+3	12	BIIC	1+3
<b>Total</b>	16	54	-	29

**Quadro 4.4 – Planeamento das tarefas da Atividade B do Projeto 1**

Tarefa	Ano 1	Ano 2	Ano 3	Ano 4	Ano 5	Ano 6
B.1						
B.2						
B.3						
B.4						

- **RESULTADOS ESPERADOS NA ATIVIDADE B DO PROJETO 1**

Os resultados esperados nesta atividade são os protótipos em cada uma das tarefas.

Assim, no final do cronograma serão produzidos os seguintes contributos na UGeoMAT do DG para a experimentação de campo em maciços terrosos considerando o efeito da saturação variável:

- um protótipo de sensor de medição pontual múltipla de sucção;
- um protótipo de sensor termo-higrométrico em cabo de fibra ótica para medições hídricas em zonas geograficamente extensas;
- uma câmara de calibração para ensaios hidromecânicos em modelo reduzido em condições controladas ou conhecidas de tensão e de sucção com possibilidade de simulação de situações  $k_0$ ;
- um protótipo para corte direto linear em profundidade no interior de um furo de sondagem.

#### 4.3.5. Atividade C – Campo experimental

Nesta atividade pretende-se desenvolver no *campus* do LNEC um campo experimental, como embrião de uma ambição maior de se criar em Portugal uma rede nacional de campos experimentais em Geotecnia.

A reconhecida diversidade de Portugal quanto à orografia e à Geologia, por sua vez responsáveis pelas diversidades climática, botânica, agrícola e, claro, cultural, justifica a intenção de desenvolver de forma colaborativa essa rede. É possível identificar um elevado número de ambientes geológico-geotécnicos com características individualizáveis, justificando-se, por isso, a consideração de diversas unidades nessa rede.

Pretende-se assegurar, mediante convite do LNEC, a participação do Laboratório Nacional de Energia e de Geologia (LNEG), do Laboratório Regional de Engenharia Civil da Região Autónoma da Madeira (LREC Madeira), do Laboratório Regional de Engenharia Civil da Região Autónoma dos Açores (LREC Açores), das Unidades de Investigação das Universidades com ensino de Geotecnia e de Geologia de Engenharia, de empresas geotécnicas de ensaios de campo, de projeto e de construção e de entidades detentoras ou concessionárias de infraestruturas.

Planeia-se que esta plataforma colaborativa seja parcialmente financiada por programas nacionais e internacionais, europeus ou não. Outra fonte de financiamento prevista resultará da contribuição do sector económico da construção.

A partilha de equipamentos e de funcionalidades entre instituições potenciará a constituição de um acervo de informação experimental de campo para sustentar tarefas de investigação no funcionamento hidro-termo-mecânico dos terrenos com saturação variável.

Esta atividade compõe-se de cinco tarefas seguidamente discriminadas, com as quais se pretende a definição inicial das valências e dos programas experimentais. Outras tarefas serão naturalmente

acrescentadas com o desenrolar das atividades e o envolvimento da comunidade de investigação em Geotecnia.

- Tarefa C.1 Definição de um padrão de registo de resultados experimentais
- Tarefa C.2 Instrumentação higrométrica de campo
- Tarefa C.3 Otimização da incerteza na estimativa das curvas de retenção hídrica
- Tarefa C.4 Ensaios de caracterização hídrica
- Tarefa C.5 Ensaios de caracterização mecânica

O registo padronizado das condições de ensaio e dos respetivos resultados é uma condição indispensável para a eficácia da informação, pelo que na tarefa C.1 se procederá à definição desse padrão. A informação de base para todos os desenvolvimentos experimentais e teóricos contempla os dados atmosféricos – pluviosidade, temperatura, humidade relativa do ar, exposição solar, velocidade e direção do vento – e os dados higrométricos em profundidade.

Na tarefa C.2 serão conjugados diversos equipamentos para medição higrométrica no terreno até profundidades relevantes do ponto de vista geotécnico, com instalação prévia dos sensores, no caso dos terrenos artificiais, ou em furos de sondagem, poços ou valas, no caso de terrenos naturais.

Na tarefa C.3 procurar-se-á avaliar os efeitos de escala e da transitoriedade dos fenómenos na determinação das curvas de retenção hídrica (SWRC) ou, no caso de solos com compressibilidade significativa, das superfícies de retenção hídrica (SWRS). A base dessa avaliação reside na comparação entre a informação laboratorial e de campo para um mesmo material.

A problemática dos ensaios para caracterização da dinâmica hídrica subterrânea em terrenos com saturação variável é abordada na tarefa C.4. A caracterização fundamental será obtida através de ensaios de determinação de condutividade hidráulica em furos. Esta informação conjugada com as curvas de retenção permitirá a interpretação de ensaios de secagem por evaporação e de molhagem, visando o estudo do movimento da água e do ar nos poros, cuja interação determina a progressão das frentes de humedecimento e de secagem propiciadoras de variação do grau de saturação.

Os ensaios de caracterização mecânica *in situ* realizam-se frequentemente em terrenos com saturação parcial, portanto sob a influência da sucção prevalecente. Na tarefa C.5 serão estabelecidas as condições experimentais para a realização destes ensaios em condições conhecidas ou controladas de sucção para desenvolvimento de métodos de interpretação avançada, com vista à integração desta informação na prática geotécnica, a qual assenta na premissa de existência de condições extremas de humidade, em solos secos ou saturados. Esta Tarefa poderá ser complementada pela utilização da câmara de calibração (Tarefa B.3 do Projeto 1).

### • TAREFA C.1 DEFINIÇÃO DE UM PADRÃO DE REGISTO DE RESULTADOS EXPERIMENTAIS

O volume de dados expectável na atividade do campo experimental e a diversidade de instituições e entidades referidas na introdução desta Atividade aconselha a objetivação prévia dos padrões de armazenamento de dados.

Pretende-se que a rotina de partilha de informação entre os participantes e de consulta de outras entidades se realize através de uma base de dados estruturada e padronizada, georreferenciada, de utilização facilitada por aplicações de interface e com flexibilidade suficiente para introdução de novos tipos de dados.

Para estes objetivos planeia-se o recurso ao formato DIGGS<sup>9</sup> ([Bray *et al.*, 2008] e [Hoit *et al.*, 2012]) – desenvolvido pelo partenariado entre diversas instituições norte-americanas e a participação de outras entidades de referência como a *Construction Industry Research and Information Association* (CIRIA) e a *Association of Geotechnical and Geoenvironmental Specialists* (AGS). Incorpora os *standards* desenvolvidos pela AGS, entre outros.

Trata-se de um formato desenvolvido em XML (eXtensible Markup Language) que trabalha com ficheiros de texto .xml para armazenamento dos dados brutos e com ficheiros independentes de formatação .xsl, adaptável a cada circunstância.

Para além de possuir as características acima enunciadas, não restringe o acesso a plataformas computacionais nem aplicações computacionais distintas (p. ex. *packages* de visualização, de observação, de cálculo numérico geomecânico ou sistemas de inteligência artificial).

Outras das vantagens deste formato reside na obrigatoriedade da autovalidação de dados. Por último, refere-se a possibilidade de representar neste formato informação de tipos específicos de obras geotécnicas.

Atualmente incorpora mais de trezentos objetos geotécnicos, geoambientais, de monitorização e de construção de estacas.

Será necessário desenvolver as capacidades da plataforma para a inclusão de dados de leitura em terrenos com saturação variável. Para esse fim, nesta tarefa estabelecer-se-ão contactos com a entidade gestora da plataforma.

### • TAREFA C.2 INSTRUMENTAÇÃO HIGROMÉTRICA DE CAMPO

Como referido, uma das questões limitativas da aplicação da Mecânica dos Solos com saturação variável à prática da Geotecnia prende-se com a dificuldade do conhecimento expedito da sucção, seja por medição direta, seja através da medição do teor em água.

Nesta tarefa pretende-se cotejar as leituras de diversos equipamentos de campo para medição de grandezas hídricas – teor em água, sucção, humidade relativa e grau de saturação – através da sua utilização simultânea nos terrenos do campo experimental.

---

<sup>9</sup> Data Interchange for Geotechnical and Geo-environmental Specialists

Esta tarefa é complementar da tarefa C.3 por dois motivos. Por um lado, nas posições sem medição simultânea de teor em água e de sucção, a caracterização das curvas de retenção permitirá a tradução recíproca daquelas grandezas. Nas restantes posições, permitirá o estabelecimento das curvas de retenção “de campo”, isto é, baseadas em dados de campo.

A conjugação destes sensores materializa uma infraestrutura com gamas de medição de sucção distintas, mas com zonas de sobreposição, e com representatividade espacial diversa, mas complementar, procurando-se pela sua utilização conjunta ultrapassar as limitações específicas de cada sensor.

A informação sobre a fiabilidade das leituras auxiliará na definição da medição hídrica em diversas situações práticas no campo experimental e no desenvolvimento do Projeto 2.

Prevê-se o recurso aos seguintes equipamentos:

- sonda de medição pontual múltipla de sucção, desenvolvida na tarefa B.1 composta por um *tensiometer* miniaturizado de elevada capacidade e por um cabo de fibra óptica para medição da humidade relativa e da temperatura;
- rede de sensores de fibra óptica visando a medição espacialmente distribuída e expedita da humidade relativa (tarefa B.2);
- perfilómetro contínuo de resistividade capacitiva ou electrostática para medição até profundidade baixa a intermédia do teor em água em função da distância entre dipolos;
- sondas ML3 *ThetaProbe* comerciais para medição do teor em água volumétrico;
- sensores de capacitância com par de eléctrodos em instalação a pequena profundidade;
- sensores de capacitância com par de eléctrodos instalados em profundidade num furo, com uma solução de criação de câmara de medição já descrita na tarefa B.2.

### • TAREFA C.3 OTIMIZAÇÃO DA INCERTEZA NA ESTIMATIVA DAS CURVAS DE RETENÇÃO HÍDRICA

A determinação laboratorial das SWRC de um solo é condicionada por diversas dificuldades experimentais. As diferentes gamas de medição e os princípios físicos de medição diversos introduzem incerteza com significado prático. A dependência relativamente à fábrica do solo introduz um fator adicional de imprecisão na caracterização laboratorial destas curvas nos solos. Esta influência pode ser ilustrada pela diferença entre as SWRC das amostras de um mesmo solo colhido com diferentes valores de teor em água, logo, de sucção (indício de fábrica distinta) ou entre amostras de um mesmo material de cobertura de aterros sanitários colhidas em anos distintos, mostrando o efeito dos ciclos de secagem e molhagem. A perturbação da cimentação em rochas brandas alteradas ou dos efeitos da sobreconsolidação no decurso da amostragem pode ser responsável, por si só, pela diferença entre curvas experimentais de campo e de laboratório.

Por se considerar que a complementaridade da informação laboratorial e de campo pode diminuir drasticamente essa incerteza, planeia-se nesta tarefa concretizar um primeiro objetivo de averiguar a importância dos efeitos de escala na determinação da SWRC pela comparação entre as SWRC laboratoriais, com amostras indeformadas ou reconstituídas, e as de campo. Um segundo objetivo

será a complementação de informações com origens distintas para a estimativa de uma curva otimizada, com incerteza e incongruência mínimas, dos solos nos locais do campo experimental.

Os dados laboratoriais permitirão identificar as curvas principais de secagem e de humedecimento e um número reduzido de laços histeréticos e ajustar os parâmetros das curvas bibliográficas de van Genuchten (1980), de Fredlund & Xing (1994) e de Frydman & Baker (2009), consoante a maior adequabilidade à curva porosimétrica do solo ensaiado.

Os dados de campo serão registados conforme descrito na tarefa C.1 com frequência adequada para permitir a correlação com as condições atmosféricas. As incidências da evolução temporal do teor em água, com inversões do sentido da sua variação, permitirão obter pontos experimentais para complementar a informação laboratorial.

No entanto, o desconhecimento da história hídrica de campo dos solos impede a identificação da posição relativa dos laços histeréticos entre as curvas principais. Será, por isso, necessário desenvolver ou aferir algoritmos para estimação dos parâmetros das curvas de campo. O conhecimento dos valores de sucção na entrada de ar (secagem) e na expulsão de ar (humedecimento) e da sucção residual auxiliará no posicionamento dos resultados de campo relativamente às curvas principais. Serão aferidos os algoritmos *BEST*<sup>10</sup> [Lassabatere *et al.*, 2013] no caso de infiltração sob pressão atmosférica no interior de um anel à superfície do terreno, e o Método do Perfil Instantâneo (de sucção e teor em água volumétrico) de Daniel (1982).

No caso do algoritmo *BEST*, inicialmente desenvolvido para calibração do modelo de curva de retenção de van Genuchten, será necessário desenvolver a sua aplicação aos modelos de Fredlund e Xing, e de Frydman e Baker.

Com base na qualidade da adesão entre resultados experimentais de campo e de laboratório serão avaliadas as metodologias correntes para determinação da SWRC em laboratório, nomeadamente a saturação prévia do provete, a qual habitualmente não se verifica no campo, onde a designada saturação de campo corresponde a um elevado grau de saturação com oclusão de bolhas de ar. A identificação da variável hídrica mais adequada, na forma padronizada ou não, para a compatibilização dos resultados experimentais e de campo será igualmente um dos resultados esperados.

A bondade deste ajustamento poderá ser testada a partir do confronto entre os resultados experimentais e de modelação numérica dos fenómenos de avanço das frentes de saturação ou de dessaturação (perfis dinâmicos de teor em água e de humidade relativa) com base nos dados atmosféricos e na permeabilidade ao ar e à água, determinadas na tarefa C.4. Prevê-se utilizar os programas *Hydrus-1D* [Simunek *et al.*, 2005] e *TOUGH2* ([Pruess *et al.*, 2011]) para a resolução destes modelos numéricos.

---

<sup>10</sup> Beerkan Estimation of Soil Transfer parameters



### • TAREFA C.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO HÍDRICA

A dependência da permeabilidade à água relativamente ao teor volumétrico em água é causadora de que a percolação de água na zona vadosa seja influenciada pelo grau de saturação. Uma vez que nas frentes de humedecimento ocorre interação entre a água e o ar nos poros, a permeabilidade ao ar resulta igualmente afetada pela variação do grau de saturação.

A condutividade hidráulica é uma das mais importantes propriedades dos solos por influenciar a velocidade e o padrão de avanço das frentes de hidratação ou de secagem e, por consequência, a sucção prevalecente. Depende da distribuição estatística da dimensão dos poros e da sua interconetividade, das propriedades do fluido e do grau de saturação. A sua determinação laboratorial é útil na identificação de padrões de dependência funcional, mas os efeitos de escala, associados à heterogeneidade das características dos poros e às diferentes trajetórias hídricas com histerese, e a diferente dimensão espacial das trajetórias de percolação aconselham a que estimativa experimentalmente sustentada da função de condutividade hidráulica se realize *in situ*.

A complexidade dos fenómenos de transferência hídrica resulta acrescida na presença de variação do índice de vazios, como por exemplo na presença de minerais expansivos no solo ou de deformação volumétrica induzida por corte (por exemplo no funcionamento hidromecânico de taludes). Neste caso, a consideração de superfícies de retenção de água com consideração simultânea da sucção, do teor em água e do índice de vazios (SWRS) revela-se necessária.

O objetivo desta tarefa é a caracterização da função de condutividade hidráulica e dos padrões de progressão das frentes hídricas através de ensaios de variação hídrica, desde os mais simples de determinação da condutividade hidráulica em furos de sondagem até aos ensaios de infiltração ou de evaporação a partir da superfície, do fundo de poço ou de vala previamente escavados. Serão também realizados ensaios de hidratação/secagem cíclicos para simulação dos ciclos atmosféricos.

Nos ensaios hídricos em furos recorrer-se-á ao ensaio de determinação de permeabilidade por infiltração com duas fases segundo a norma ASTM D6391 [ASTM, 2011] e ao ensaio por infiltração com obturador duplo. No primeiro caso, para além do método interpretativo da norma ASTM recorrer-se-á, na segunda fase de ensaio, em que a infiltração decorre a partir do fundo e da parede do furo, ao método interpretativo do “*inverse auger hole test*” [Brönnimann *et al.*, 2009]. No segundo caso, a metodologia interpretativa dos ensaios de infiltração com penetrómetro de cone [Kodešová *et al.*, 1998] será adaptada à resolução da infiltração a partir de um troço hidrante no furo.

Nos ensaios a partir da superfície ou do fundo de uma escavação recorrer-se-á aos métodos *BEST* e do Perfil Instantâneo referidos na tarefa anterior.

Em qualquer dos casos, prevê-se ainda recorrer a métodos híbridos de calibração e/ou de análise inversa para ajustamento dos parâmetros da função de condutividade hidráulica.

A evolução transitória bem como a situação quase estacionária de equilíbrio serão caracterizadas pela medição em profundidade da sucção e do teor em água volumétrico em zonas adjacentes ao emissor hídrico. Procurar-se-á escrutinar a ocorrência de interação entre a água e o ar que se manifesta numa redução do valor aparente da condutividade hidráulica da água, nomeadamente por oclusão do ar devido a heterogeneidade da condutividade. No caso afirmativo, o modelo de



infiltração de Green-Ampt com fluxo inverso de ar [Wang *et al.*, 1997] será ajustado aos resultados experimentais.

Para resolução de situações de fluxo complexo e para explicação dos efeitos da histerese na retenção de água nos poros na modalidade cíclica de ensaio planeia-se recorrer ao método reticular de Boltzmann (*Lattice Boltzmann method*). Será utilizado o programa *OpenLB*, desenvolvido em programação orientada por objetos e distribuído como *Open Source*.

### • TAREFA C.5 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Os ensaios de caracterização mecânica *in situ* realizam-se frequentemente em terrenos com saturação parcial, portanto sob a influência da sucção prevalecente. Esta é afetada, com atraso, pelas condições atmosféricas. Este desfasamento temporal varia com a cronologia atmosférica e com as propriedades hídricas do terreno, uma vez que condutividade hidráulica crescente corresponde a maior rapidez na alteração do teor em água em profundidade.

Correntemente, os métodos interpretativos destes ensaios radicam na premissa restritiva de o terreno se encontrar seco ou saturado, distinguindo-se, neste último caso, as situações “drenadas” das “não drenadas”.

No caso dos ensaios sísmicos, durante a sua realização não sucedem alterações das condições hidromecânicas do terreno, pelo que a sucção prevalecente iguala o valor prévio ao ensaio.

Já no que respeita aos ensaios com grandes deformações – pressiométricos, dilatométricos ou de penetração – a transitoriedade das condições de ensaio, nomeadamente da fábrica do terreno por compressibilidade ou dilatância, potencia a existência de variação quase imediata dos efeitos da sucção na resposta do terreno e, portanto, nos resultados experimentais.

Para a análise destes efeitos importa avaliar a representatividade das condições de fronteira hídricas mais óbvias de invariância da sucção (drenagem permitida) ou do teor em água (drenagem impedida). Por razões de ordem física e de utilidade na formulação de modelos elastoplásticos mais robustos e versáteis, será ainda de considerar uma terceira condição de fronteira: a da invariância do produto da sucção pelo grau de saturação [Hongwei & Russel, 2015].

Nesta tarefa visa-se o estabelecimento, para os terrenos com origens geológicas e características texturais e físicas distintas entre si que integrarão o campo experimental, de uma base de dados com resultados dos ensaios de campo acima referidos e com registos em períodos longos de observação com a frequência adequada de dados atmosféricos e de perfis de humidade relativa.

Os resultados da tarefa C.2 fundamentarão a escolha dos dispositivos para caracterização dos perfis de humidade relativa em função das condições atmosféricas e para caracterização das condições desta grandeza previamente aos ensaios mecânicos.

Com base nos registos atmosféricos e nos registos de perfis de humidade relativa serão selecionadas quatro épocas do ano – correspondentes a perfis extremos de humidade relativa (máxima e mínima) e intermédia (de secagem ou de humedecimento, entre os extremos) – para campanhas de ensaios de campo.

A comparação entre resultados dos ensaios tendo em conta a informação da humidade relativa à profundidade de ensaio permitirá o desenvolvimento de metodologias interpretativas dos ensaios tendo em conta o efeito da sucção.

Serão calibrados modelos de distribuição espacial de humidade relativa para estimativa dos perfis desta grandeza a partir dos dados atmosféricos e da caracterização do terreno.

Serão realizados ensaios sísmicos entre furos, ensaios SPT, ensaios de penetração estática de cone (CPT), ensaios com pressiómetro de Ménard (PBP) e pressiómetro autoperfurador de Cambridge (SBP), ensaios dilatométricos de Marchetti (DMT) e ensaios de corte em furos. Complementarmente serão efetuados ensaios de laboratório para caracterização hidromecânica do estado saturado dos provetes.

Recorrer-se-á aos modelos de expansão de cavidade cilíndrica e esférica para a interpretação dos ensaios com base nos resultados da Tarefa D.3 do Projeto 2. A calibração destes modelos permitirá estudar a sensibilidade à humidade relativa das grandezas medidas diretamente nos ensaios: a pressão de cedência e a pressão limite nos ensaios pressiométricos de Ménard; o módulo de distorção secante e a tensão de *lift-off* no ensaio pressiométricos de Cambridge; o módulo dilatométrico e a tensão de *lift-off* obtidos no ensaio DMT.

Serão igualmente utilizados métodos algébricos empíricos ou deduzidos por análise limite para a estimativa da resistência à penetração (p. ex. [Tan *et al.* 2003]) para a cavidade esférica) ou à expansão (p. ex. Muraleetharan *et. al* (1998) para a cavidade cilíndrica). Procurar-se-á generalizá-los aos estados com saturação parcial. A utilização da sucção ou, com maior capacidade explicativa, do produto da sucção e do grau de saturação como variáveis explicativas afigura-se uma via a desenvolver.

Os resultados obtidos em ensaios em modelo reduzido na câmara de calibração permitirão elucidar as trajetórias de tensão e a evolução da fábrica e da sucção nos materiais ensaiados.

A conjugação desta informação com os resultados nesta tarefa facilitará o desenvolvimento dos métodos interpretativos aqui pretendido.

- **PLANEAMENTO DA ATIVIDADE C DO PROJETO 1**

O planeamento fino das tarefas desta Atividade é de difícil concretização, uma vez que o número de posições de realização dos diversos ensaios é incerto, pois depende do contraste litológico que se vier a identificar.

As tarefas que compõem a Atividade C do Projeto 1 requerem a contribuição de investigadores do Departamento de Geotecnia e do Centro de Instrumentação Científica do LNEC e de outras unidades de investigação que venham a participar na Atividade. Será necessária a participação de técnicos da carreira de experimentação do LNEC. Igualmente de bolseiros, seja do LNEC ou de projetos exteriores e de alunos de Mestrado e de Doutoramento. Necessitam ainda da participação de técnicos e equipamentos das empresas de ensaios de campo e de construção bem como o envolvimento de técnicos das empresas de projeto geotécnico e de construção, referidas no início.

As características dos bolsiros considerados em cada uma das tarefas são definidas em função da extensão e complexidade das mesmas. Consideram-se alunos finalistas de Curso de Mestrado Integrado em fase de preparação de Tese, bolsiros de introdução à investigação científica (BIIC) do LNEC e das restantes unidades de investigação e bolsiros de doutoramento (BD). Estes últimos desenvolverão as suas atividades integradas nos Planos de Estudos de Doutoramento apresentados no Capítulo seguinte. O esforço de cada tarefa, expresso em homem x mês é apresentado no Quadro 4.5. O Quadro 4.6 mostra o desenvolvimento cronológico das tarefas.

**Quadro 4.5 – Atividade C do Projeto 1 – Esforço de investigador, bolsiro de investigação e técnico de experimentação**

Tarefa	Investigador	Bolsiro		Técnico
C.1	1	6	Mestrado	
C.2	2	12+6	BIIC+Mestrado	3
C.3	2	6+6+6	BIIC+Mestrado+BD	3
C.4	3	6+6	BIIC+BD	6
C.5	4	12+(6+6)+12	BIIC+Mestrado+BD	12+12
<b>Total</b>	12	84	-	36

**Quadro 4.6 – Planeamento das tarefas da Atividade C do Projeto 1**

Tarefa	Ano 1			Ano 2			Ano 3			Ano 4			Ano 5			Ano 6		
C.1	█	█																
C.2		█	█	█	█	█	█	█	█									
C.3			█	█	█	█	█	█										
C.4						█	█	█	█									
C.5				█	█	█	█	█	█	█	█	█						

• **RESULTADOS ESPERADOS NA ATIVIDADE C DO PROJETO 1**

Nesta Atividade será criada uma infraestrutura experimental *in situ* colaborativa entre diversos intervenientes na investigação e na prática geotécnica em Portugal que se disponham a participar. O objetivo final é a criação de uma base de dados de resultados experimentais de campo em condições conhecidas de teor em água volumétrico (ou sucção) de terrenos insaturados com texturas representativas. Esta informação, fundamental para a análise e interpretação dos resultados, será obtida pela complementação dos resultados de ensaios de campo, na câmara de calibração da tarefa B.3 e laboratoriais.

Como destaque indica-se a obtenção fiável de informação higrométrica de campo antes da e durante a realização de ensaios de variação hídrica, a obtenção de técnicas robustas para estimar as curvas de retenção hídrica e um acervo de resultados dos ensaios geotécnicos de campo mais representativos.

#### 4.3.6. Atividade D – Tópicos de modelação constitutiva

Nesta Atividade concentram-se as tarefas relacionadas com o desenvolvimento e a otimização de ferramentas computacionais de modelação constitutiva ou complementares de modelação constitutiva. Compõe-se de três tarefas seguidamente discriminadas.

- Tarefa D.1 *Drivers* constitutivos da resposta hidromecânica da resposta hidromecânica sob condições variáveis de saturação
- Tarefa D.2 Ferramentas de modelação numérica
- Tarefa D.3 Modelação numérica de ensaios pressiométricos e de penetração estática de cone

- **TAREFA D.1 DRIVERS CONSTITUTIVOS DA RESPOSTA HIDROMECÂNICA DA RESPOSTA HIDROMECÂNICA SOB CONDIÇÕES VARIÁVEIS DE SATURAÇÃO**

Nesta tarefa serão desenvolvidas algoritmos de atualização das variáveis generalizadas de tensão e de deformação num ponto de Gauss, por outras palavras *drivers* constitutivos hidromecânicos correspondentes aos dois modelos anteriormente descritos em 3.2: o Barcelona Basic Model (BBM), o Glasgow Coupled Model (GCM) e o modelo SFG. Serão desenvolvidos em MATLAB e posteriormente implementados como *plugins* dos programas FLAC e FLAC3D, conforme descrito na tarefa seguinte.

Uma vez cada algoritmo desenvolvido em MATLAB, será utilizado como motor num algoritmo de ajustamento dos parâmetros do modelo respetivo considerando um ponto de Gauss. Prevê-se a utilização de algoritmos híbridos de otimização ([Herrera *et al.*, 2005] e [Yin *et al.*, 2018]) envolvendo a utilização de algoritmos determinísticos e algoritmos genéticos. A natureza híbrida dos algoritmos é indispensável para a pesquisa do mínimo global nas situações de existência de elevado número de mínimos locais.

No caso particular da expansão da cavidade esférica em que se pode supor, com erro desprezável, a expansão elastoplástica desde raio nulo associada à criação da cavidade pelo penetrómetro e, por conseguinte, a ocorrência de deformação auto-similar, é possível complementar a análise com a técnica numérica da similaridade, de Collins & Wang (1990). Esta, por recorrer exclusivamente à resolução algébrica de equações diferenciais de primeira ordem, dispensa a elaboração de modelos de discretização de elementos finitos.

- **TAREFA D.2 FERRAMENTAS DE MODELAÇÃO NUMÉRICA DA RESPOSTA HIDROMECÂNICA SOB CONDIÇÕES VARIÁVEIS DE SATURAÇÃO**

Nesta tarefa serão desenvolvidas ferramentas de modelação computacional da resposta hidromecânica dos geomateriais e dos maciços sob condições variáveis de saturação. A interação entre as condições hídricas e as condições mecânicas força, em rigor, a adoção de análises acopladas de tensão-deformação e de reequilíbrio dos potenciais termodinâmicos da água nos estados líquido e de vapor.

A movimentação da água nos materiais dos taludes é condicionada pelos potenciais gravítico e de sucção e pelas condições de fronteira superficiais de infiltração e de evapotranspiração e pelas condições de substrato.

As condições variáveis de saturação na zona insaturada dos maciços introduzem fatores adicionais de heterogeneidade relativamente à heterogeneidade geotécnica (física). Por exemplo:

- o contraste textural introduz barreiras hídricas, inexistentes no regime saturado;
- a diferentes profundidades podem corresponder diferentes posições na curva característica dos materiais (diferentes regimes hídricos com a concomitante distinção de processos de equilíbrio de pressões e diferentes valores de permeabilidade e de capacidade específica de humidade<sup>11</sup>) independentemente do grau de heterogeneidade física.

À variação temporal das condições de saturação locais, acresce a coexistência entre zonas saturadas e insaturadas numa fronteira de geometria variável no tempo, que recomenda (exige...) o recurso a modelos constitutivos hidromecânicos que assegurem a unicidade de processos e a continuidade suave na análise das transições saturação-insaturação.

O objetivo desta tarefa é a efetivação da interação de uma ferramenta de modelação discreta espaço-temporal do equilíbrio de humidade relativa com uma ferramenta de modelação discreta espaço-temporal de tensão-deformação.

Em situações menos complexas ou em determinados padrões de resposta ou em problemas com escala de tempo muito dilatada poderá prescindir-se da natureza acoplada da análise. Neste caso, a análise hídrica precede a análise de tensão-deformação, informando-a do campo dos valores de teor em água volumétrico.

A ferramenta de análise de fluxo hídrico aqui adotada será o programa TOUGH2, para resolução daquele fluxo segundo a equação de Richards (1931) expressa em termos de teor em água volumétrico  $\theta_w$

$$\frac{\partial \theta_w}{\partial t} = \sum_{i=1}^{n_d} \frac{\partial}{\partial x_i} \left( D_{x_i}(\theta_w) \frac{\partial \theta_w}{\partial x_i} \right) + \frac{\partial}{\partial x_{n_d}} k_{w;x_{n_d}}(\theta_w) \quad (4.1)$$

onde  $n_d$  representa a dimensão geométrica do espaço (2 ou 3) de coordenadas  $x_i$  (sendo  $x_{n_d}$  a coordenada correspondente à direção do campo gravítico),  $k_{w;i}(\theta_w)$  significa a permeabilidade à água na direção de  $x_i$  e  $D_{x_i}(\theta_w)$  o coeficiente de difusidade da água na mesma direção, definido por

---

<sup>11</sup> A capacidade específica de humidade representa a sensibilidade do teor em água volumétrico relativamente à variação da sucção  $C_w = \frac{\partial \theta_w}{\partial h_m}$ , esta expressa pela altura equivalente  $h_m = s / (\rho_w g)$ .

$$D_{x_i}(\theta_w) = \frac{k_{w;i}(\theta_w)}{C_w}; C_w = \frac{\partial \theta_w}{\partial h_m} \quad (4.2)$$

O programa TOUGH2, formulado em diferenças finitas, permite a consideração da histerese hídrica (e da sua influência na condutividade hidráulica e na capacidade específica de humidade  $C_w$ ) e da transferência não-linear de calor no processo de resolução.

No caso dos modelos bidimensionais o modelo algébrico de Chen & Young (2006) servirá de alternativa para a obtenção dos campos de  $\theta_w$  e de sucção relativamente aos resultados numéricos.

A componente hidromecânica de análise tensão-deformação baseia-se nas DLL para FLAC e FLAC3D dos modelos constitutivos Barcelona Basic Model, Glasgow Coupled Model e SFG. As versões dos drivers serão escritas em *Microsoft Visual Studio C++* e compiladas como DLL, usando a funcionalidade “*User-defined Constitutive Models*”, para funcionarem como plugins dos programas da ITASCA.

Como complemento desta tarefa serão utilizados os algoritmos híbridos de otimização desenvolvidos na tarefa anterior para análises de ajustamento de parâmetros com base em resultados de observação ou de ensaios em modelo, segundo a abordagem de Jiang *et al.* (2011) relativa à escavação subterrânea.

Para o acoplamento entre as componentes hídrica e mecânica da análise desenvolver-se-á uma interface escrita em MATLAB para chamada de cada um dos programas TOUGH2 e FLAC3D. Esta opção justifica-se pelo facto de o LNEC não dispor de licença da implementação acoplada direta destes dois programas a qual é um software patenteado comercial [Rutqvist, 2011].

A estratégia computacional assentará na liderança do programa TOUGH2 com chamada recursiva do FLAC3D. Este dispõe da funcionalidade de paralelização que se antevê como fundamental para estudo de casos reais de grandes taludes. A estratégia mais pesada de chamada do FLAC3D (ao nível da formulação da matriz jacobiana em cada passo iterativo) corresponderia a uma resolução implícita do problema incremental de equilíbrio hidromecânico. Como alternativa, a chamada do FLAC3D somente no início de cada passo de integração temporal permitirá aliviar o esforço de cálculo, correspondendo-lhe uma resolução explícita do problema.

- **TAREFA D.3 MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS E DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA DE CONE**

Nesta tarefa pretende-se desenvolver uma aplicação computacional para modelação da expansão de uma cavidade esférica (útil no estudo da penetração estática de cone, vide o ensaio CPT) e de uma cavidade cilíndrica (relevante no estudo dos ensaios pressiométricos) em meio elastoplástico com saturação variável.

Esta capacidade de modelação será útil na interpretação robusta e fundamentada dos resultados dos ensaios pressiométricos e de penetração de cone e, em conjugação com algoritmos de otimização evolutivos, como os algoritmos genéticos ou os PSO (Particle Swarm Optimization) híbridos, na estimativa dos parâmetros dos modelos adotados.

De acordo com as evidências experimentais e os paradigmas atuais de interpretação da resposta elastoplástica dos terrenos insaturados, é consensual a dependência da pressão de expansão de cavidade com a sucção prévia ao ensaio, crescendo com esta (cf. trabalhos de Fernando Schnaid). A relevância do efeito da histerese hídrica, com a consideração da variação de índice de vazios e das condições hídricas<sup>12</sup> nos resultados dos ensaios de expansão de cavidade, será um dos tópicos de investigação aqui considerados. O conceito de superfície de retenção dos solos no espaço ( $s$ ,  $S_r$ ,  $e$ ) será aqui utilizado.

Recorrer-se-á às DLL desenvolvidas na tarefa D.2 e aos programas FLAC e FLAC3D para a criação de modelos de discretização espacial. Na utilização do programa FLAC tirando partido de hipóteses simplificativas supostas válidas. No pressiómetro, a simetria radial e a similitude em altura associada à hipoteticamente elevada razão entre o comprimento do troço de ensaio e o diâmetro do pressiómetro. No penetrómetro de cone, a simetria esférica é uma hipótese associada à homogeneidade e isotropia do terreno.

- **PLANEAMENTO DA ATIVIDADE D DO PROJETO 1**

As tarefas que compõem a Atividade D do Projeto 1 requerem a contribuição de investigadores do Departamento de Geotecnia, em funções de orientação e coordenação. Necessitam também da participação de bolsеiros, seja do LNEC ou de projetos exteriores e de alunos de Mestrado ou de Doutoramento com o objetivo de efetivação prática e fina daquelas tarefas.

Consideram-se alunos finalistas de Curso de Mestrado Integrado (Mestrado, eventualmente bolsеiro de iniciação à investigação científica), bolsеiro de introdução à investigação científica (BIIC) e bolsеiro de doutoramento (BD). O esforço de cada tarefa, expresso em homem x mês, de investigador em Geotecnia, Aluno de Mestrado, BIIC e BD apresentado no Quadro 4.7.

O Quadro 4.8 apresenta o desenvolvimento cronológico das tarefas no qual se procurou evitar a existência de atividade simultânea em mais do que duas tarefas.

**Quadro 4.7 – Atividade D do Projeto 1 – Esforço de investigador e bolsеiro de investigação**

<b>Tarefa</b>	<b>Investigador</b>	<b>Bolsеiro</b>		<b>Técnico</b>
<b>D.1</b>	1	12+(6+6)	BIIC+Mestrado	
<b>D.2</b>	2	12	BIIC	
<b>D.3</b>	2	6+6+12	BIIC+Mestrado+BD	
<b>Total</b>	5	78	-	

---

<sup>12</sup> De invariância do teor em água (condição não drenada) ou da sucção (condição drenada) (e do efeito constante da sucção na resistência), conforme [Yang & Russell, 2015]

Quadro 4.8 – Planeamento das tarefas da Atividade D do Projeto 1

Tarefa	Ano 1			Ano 2			Ano 3			Ano 4			Ano 5			Ano 6		
D.1																		
D.2																		
D.3																		

• **RESULTADOS ESPERADOS NA ATIVIDADE D DO PROJETO 1**

Os resultados esperados nesta Atividade são fulcrais para o estudo da resposta hidromecânica dos geomateriais em condições variáveis de saturação. A existência de programas bi e tridimensionais de resolução discreta no espaço e no tempo dos problemas de valores de fronteira permite a interpretação dos resultados de campo e laboratoriais, a previsão das respostas dos maciços e das estruturas geotécnicas e a realização de análises probabilísticas de segurança.

No final do cronograma serão produzidas as seguintes ferramentas para investigação no âmbito do Projeto 2 e noutras iniciativas de investigação futuras.

Assim, no final do cronograma serão produzidos os seguintes contributos na UGeoMAT do DG para a experimentação de campo em maciços terrosos considerando o efeito da saturação variável:

- *drivers* constitutivos escritos em MATLAB e em C++ dos modelos BBM avançado, do modelo GCM e do modelo SFG para estados de tensão planos e tridimensionais;
- implementação dos *drivers* nos programas FLAC e FLAC3D;
- uma ferramenta computacional para modelação numérica dos ensaios pressiométricos e de penetração estática de cone, destinada à interpretação/simulação dos resultados de campo ou na câmara de calibração.

**4.3.7. Atividade E – Tópicos experimentais de modelação constitutiva**

Nesta Atividade concentram-se as tarefas relacionadas com a identificação experimental de aspetos basilares dos modelos constitutivos, cuja validação se considera relevante para o robustecimento da aplicação destes.

Compõe-se de duas tarefas seguidamente discriminadas.

- Tarefa E.1 Efeitos de escala na determinação experimental da curva de retenção
- Tarefa E.2 Estado crítico

• **TAREFA E.1 EFEITOS DE ESCALA NA DETERMINAÇÃO EXPERIMENTAL DA CURVA DE RETENÇÃO**

A forma “padrão” sigmoideal da curva de retenção de secagem reflete as diferentes circunstâncias da água nos poros: na saturação (patamar essencialmente horizontal) para sucção inferior à de entrada de ar, a secagem para sucção superior ao VEA e a aproximação assintótica à saturação residual.



É afetada pela distribuição granulométrica e microestrutura (que influencia a tortuosidade dos poros), pelo volume de vazios e pelo tipo e quantidade de minerais de argila presentes. Esta forma “padrão” não é aplicável a solos com estrutura e com fissuração.

No primeiro caso, resultantes de processos de litificação com surgimento de solos rijos e de rochas brandas. No segundo, devido a fenômenos de retração por secagem ou expansibilidade hídrica. A relevância na prática geotécnica é considerável, por exemplo, em estratos de cobertura de resíduos, na estabilidade de depósitos de vertente, em maciços residuais e em maciços escavados em subterrâneo.

No caso dos materiais com fissuração, o volume de vazios do solo compreende os poros matriciais e o volume das fissuras. No processo de secagem desde a saturação completa, a dessaturação inicia-se pelas fissuras, correspondendo-lhe um VEA inferior ao dos poros matriciais. Deste modo, a curva de retenção de secagem apresenta tipicamente dois patamares de inclinação muito reduzida, interrompidos em zonas de sucção próximas de cada VEA das fissuras e dos poros matriciais.

Os efeitos de escala nos materiais com estrutura ou fissurados podem desvirtuar a caracterização laboratorial da curva de retenção.

Nesta tarefa pretende-se desenvolver um programa experimental para caracterização da curva de retenção de solos com efeitos de escala. Para tal serão utilizadas três escalas diferentes para o corpo de prova, correspondentes a: (i) provetes de elevada qualidade com diâmetro de 70 mm, (ii) provetes de elevada qualidade com diâmetro no mínimo duplo do anterior, torneados a partir de blocos talhados in situ, (iii) maciço in situ. Neste caso, realizar-se-ão ensaios de campo conforme técnicas e metodologias descritas na atividade C.3.

Para além da caracterização experimental de materiais relevantes nas circunstâncias acima exemplificadas, pretende-se desenvolver formas parametrizadas de curvas de retenção válidas para materiais com distribuição porosimétrica bimodal. Por exemplo, em maciços residuais ou em depósitos de vertente, estas poderão substituir com vantagem as curvas paramétricas SWCC tradicionais.

### • TAREFA E.2 ESTADO CRÍTICO

A seleção de variáveis de estado para a identificação/definição do estado crítico é um dos tópicos de debate no estudo dos solos com saturação variável. Nas formulações constitutivas baseadas na tensão eficaz e na sucção, é comum a escolha recair sobre as taxas instantâneas destas variáveis, conjuntamente com a tensão de desvio e do volume específico. No caso dos modelos com recurso a uma definição de tensão efetiva de Bishop e a uma grandeza hídrica, a taxa instantânea de variação da tensão eficaz é substituída pela da tensão média efetiva. Os dados sobre a invariância do volume específico de água no estado crítico dos solos com saturação variável apontam por vezes para conclusões contraditórias, aparentemente devido à diferença de condições experimentais, do material ou logísticas.

Numa análise de base termodinâmica, a aplicação da teoria de Gibbs do equilíbrio local a um volume elementar representativo estabelece no estado de equilíbrio, próprio do estado crítico, que a energia livre de Helmholtz atinge um mínimo estável e a entropia atinge um máximo. Neste âmbito, Zhao *et al.*(2014) indicam que as condições, alegadamente necessárias, para a obtenção do estado crítico se materializam no anulamento das taxas instantâneas de variação das variáveis de estado de tensão e deformação, conjugadas entre si na definição de taxa instantânea de trabalho plástico.

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{S}_r = 0; \dot{n} = 0; \dot{\varepsilon}_s^s = 0 \\ \dot{q} = 0; \dot{p} = 0; \dot{s} = 0; \dot{p}_a = 0 \end{array} \right. \quad (4.3)$$

A variedade de condições experimentais, das condições iniciais e a diferente evolução de tensão-deformação-sucção com a progressão do corte apresentam o potencial para influenciar a ocorrência do estado crítico, as relações entre as variáveis de tensão e entre estas e o volume específico.

Nesta tarefa pretende-se verificar experimentalmente os critérios de identificação do estado crítico dos solos com saturação variável e a unicidade das condições da sua ocorrência. Recorrer-se-á aos equipamentos de corte rotativo e de corte triaxial para realização de ensaios de corte em condições experimentais distintas.

Uma primeira característica diferenciadora será a textura. Pela sua relevância prática, considerar-se-ão siltes argilosos e siltes arenosos. Os provetes destes materiais serão preparados por três vias distintas: (i) adensamento estático por compressão unidimensional, (ii) apiloamento em molde Proctor e (iii) compactação de campo em aterros experimentais.

Desta forma, a influência da anisotropia da fábrica, inicial e induzida, sobre o alcançar do estado crítico será avaliada. Os efeitos da textura e da anisotropia da fábrica serão ainda avaliados em provetes de caulino como material de ensaio, neste caso, incluindo o desenvolvimento de um processo para preparação de provetes inicialmente isotrópicos.

Os provetes de caulino serão preparados a partir de uma pasta homogénea plástica, portanto com teor em água não muito elevado. Após colocação no interior de uma membrana cilíndrica, expandida por vácuo num molde, serão adensados por compressão isotrópica numa câmara triaxial, até uma pressão relativamente baixa, realizando-se a expulsão do ar causada pela diminuição dos vazios através das placas porosas nos topos. Após descarga completa, os provetes serão cortados com as dimensões adequadas para cada equipamento de ensaio e será determinada a sucção inicial correspondente, estabelecendo-se um estado de referência para todos os provetes.

Alguns provetes serão montados numa câmara triaxial para criação de fábrica inicial isotrópica ou anisotrópica, sendo sujeitos a adensamento por carregamento até um valor adequado da tensão média. No caso da fábrica anisotrópica seguir-se-á uma trajetória de tensões com razão  $q/p$  baixa (inferior a 1,3). As fases de adensamento serão utilizadas para caracterização das curvas de compressibilidade por variação de tensão e de humidade relativa.

No caso dos provetes a ensaiar em corte rotativo, o adensamento inicial decorrerá em condições  $k_0$  introduzindo-se por esta via uma condição adicional de anisotropia inicial.

Proceder-se-á à caracterização física da fábrica por interpretação de imagens de microscópio electrónico de varrimento e por porosimetria por intrusão de mercúrio.

No final do pré-condicionamento, os provetes encontrar-se-ão sob diferentes valores de sucção e de tensão de confinamento. Serão sujeitos a corte nas modalidades de sucção constante (drenada), teor em água constante (não drenado) e sob invariância do produto sucção grau de saturação.

Para verificação experimental das variáveis identificadoras do estado crítico serão registadas nas diversas modalidades de ensaio as taxas de variação das grandezas de Zhao *et al.* (2014) acima referidas.

• **PLANEAMENTO DA ATIVIDADE E DO PROJETO 1**

As tarefas que compõem a Atividade E do Projeto 1 requerem a contribuição de investigadores do Departamento de Geotecnia, em funções de orientação e coordenação. Necessitam também da participação de bolseiros, seja do LNEC ou de projetos exteriores e de alunos de Mestrado ou de Doutoramento com o objetivo de efetivação prática e fina daquelas tarefas.

Consideram-se alunos finalistas de Curso de Mestrado Integrado (Mestrado, eventualmente bolseiro de iniciação à investigação científica), bolseiro de introdução à investigação científica (BIIC) e bolseiro de doutoramento (BD). O esforço de cada tarefa, expresso em homem x mês, de investigador em Geotecnia, Aluno de Mestrado e BIIC apresentado no Quadro 4.9

O Quadro 4.10 apresenta o desenvolvimento cronológico das tarefas.

**Quadro 4.9 – Atividade E do Projeto 1 – Esforço de investigador, bolseiro de investigação e técnico de experimentação**

Tarefa	Investigador	Bolsheiro		Técnico
E.1	2	12+6	BIIC+Mestrado	4
E.2	2	12+6	BIIC+Mestrado	6
<b>Total</b>	4	36	-	10

**Quadro 4.10 – Planeamento das tarefas da Atividade E do Projeto 1**

Tarefa	Ano 1				Ano 2				Ano 3				Ano 4				Ano 5				Ano 6			
E.1																								
E.2																								

• **RESULTADOS ESPERADOS NA ATIVIDADE E DO PROJETO 1**

Nesta Atividade serão obtidos resultados experimentais visando o esclarecimento do efeito de escala na determinação da curva característica, considerando-se os fatores heterogeneidade e estrutura dos geomateriais e o fator dimensão do corpo de prova. Serão igualmente verificados os critérios de identificação do estado crítico dos solos com saturação variável.

## 4.4. Projeto 2 – Aplicação à prática da Geotecnia

### 4.4.1. Enquadramento e justificação

A prática da Engenharia Geotécnica tem vindo nos anos mais recentes a socorrer-se dos conceitos teóricos dos fenómenos térmicos, hídricos e mecânicos nos maciços geotécnicos e nos geomateriais em estado insaturado.

Por um lado, o surgimento de questões inovadoras como sejam a funcionalidade dos sistemas de encerramento dos aterros de resíduos ou do armazenamento subterrâneo de materiais radioativos e, por outro, as exigências por parte da sociedade para reduzir a incidência de acidentes de índole geotécnica e as motivações económicas de otimização de soluções construtivas têm forçado o meio técnico a considerar, ainda que de forma simplificada, o efeito da insaturação nas abordagens de projeto e nos critérios de verificação de segurança.

Neste enquadramento, diversas publicações evidenciam os tópicos de maior dinamismo e as áreas de maior relevância. Ng & Leung (2010) elencaram a interação solo-atmosfera, o desenvolvimento de pressão intersticial nos aterros por efeito do aumento da tensão total.

No *General Report* do TC 106 “Unsaturated Soils” [Jommi, 2013] são identificados como tópicos relevantes na prática da Engenharia Geotécnica a modelação numérica da resposta de solos compactados, as causas atmosféricas na rotura de taludes, a evolução da estrutura dos solos no decurso da retração por secagem, a evolução das propriedades de resistência dos rejeitos mineiros e a determinação *in situ* da curva de retenção em solos residuais.

No elenco dos problemas da prática geotécnica apresentados na 2ª Conferência Pan-Americana de Solos Insaturados de 2017 em Denver [PanAm UNSAT 2017] realçam-se os efeitos climáticos, a estabilidade de taludes (considerando as condições variáveis de saturação) e a discrepância entre caracterização experimental laboratorial e as condições prevalecentes no campo.

No *General Report* da conferência UNSAT’2018 [McCartney, 2018] indicam-se a estabilidade de taludes e de estruturas de suporte, os problemas relacionados com a indústria mineira e nos sistemas de fecho de aterros de resíduos, a deformabilidade por variação de saturação (em particular, o colapso), os efeitos da variação da saturação no funcionamento observado de fundações.

### 4.4.2. Objetivos

Os objetivos deste Projeto são a contribuição para o desenvolvimento de meios suficientemente práticos tanto na caracterização hidromecânica como na modelação da resposta dos maciços em condições variáveis de saturação, por forma a facilitar a disseminação na prática de Engenharia Geotécnica.

O Projeto envolve cinco Atividades, a saber:

- Atividade A: Curva de retenção
- Atividade B: Resistência dos solos à tração. Fendilhação de barreiras do sistema de encerramento de aterros de resíduos
- Atividade C: Ferramenta interpretativa de ensaios de compressão simples
- Atividade D: Caracterização hidromecânica dos solos vulcânicos de Portugal
- Atividade E: Identificação e análise de perigos de desestabilização de taludes

#### 4.4.3. Atividade A – Curva de retenção

As tarefas desta atividade visam a contribuição para a identificação da influência das técnicas de preparação dos provetes, dos protocolos experimentais e das metodologias de ensaio na informação experimental sobre a(s) curva(s) de retenção de um solo. Decorrente desta identificação, pretende-se desenvolver um protocolo robusto e adaptável à especificidade do provete ensaiado.

A forma corrente de ensaio para caracterização da capacidade de retenção consiste na realização de um processo de secagem, normalmente a partir da condição saturada (imposta como “pré-condicionamento”), seguido do processo inverso até ao anulamento da sucção (que não necessariamente o retorno à situação saturada).

O modo corrente de ensaio não contempla a dependência relativamente à variação do índice de vazios (e da curva porosimétrica) em função do estado de tensão prevalecente e da variação do teor volúmico em água.

Sendo a curva de retenção uma informação chave para permitir a utilização das teorias da Mecânica dos Solos Insaturados na prática de Engenharia, no que respeita à compressibilidade, à resistência e à permeabilidade, compreende-se a relevância de um protocolo experimental robusto e adequado para cada situação prática.

Esta atividade compõe-se de duas tarefas seguidamente discriminadas, com as quais se pretende desenvolver um protocolo experimental de determinação das curvas de retenção:

- Tarefa A.1 Solos com compressibilidade significativa. Influência no tipo de amostra nas curvas de retenção
- Tarefa A.2 Determinação das curvas principais de retenção partindo das condições naturais do solo

- **TAREFA A.1 SOLOS COM COMPRESSIBILIDADE SIGNIFICATIVA: INFLUÊNCIA DO TIPO DE AMOSTRA NAS CURVAS DE RETENÇÃO EXPERIMENTAIS**

Nesta tarefa pretende-se caracterizar para um conjunto de solos silto-argilosos com compressibilidade significativa os efeitos sobre as curvas de retenção experimentais introduzidos pelo procedimento padrão de saturação prévia dos provetes.

Este processo de saturação tem o potencial para causar variação de volume, não registado, e influenciar a fábrica e, por conseguinte, o valor de sucção de entrada de ar. Este, por ser um

elemento chave na maioria das formulações constitutivas elastoplásticas recorrendo à saturação como variável explicativa, condiciona a aderência das simulações numéricas de modelação hidromecânica às observações laboratoriais ou de campo.

Visando a obtenção das SWRS ( $s, S_r, e$ ) serão determinadas para cada solo a curva de retração no espaço ( $e, \theta_w$ ) e as curvas de retenção primárias de secagem e de humedecimento tradicionais.

Serão considerados materiais silto-argilosos naturais recolhidos por amostragem de blocos e através de amostras remexidas. Serão preparados provetes a partir de pastas com sobreabundância hídrica, provetes por compactação por apiloamento com teor em água do lado seco e do lado húmido do teor ótimo do ensaio Proctor e o correspondente peso volúmico seco na curva Proctor, e provetes indeformados talhados a partir dos blocos.

- **TAREFA A.2 DETERMINAÇÃO DAS CURVAS PRINCIPAIS DE RETENÇÃO PARTINDO DAS CONDIÇÕES NATURAIS DO SOLO**

Nos três tipos<sup>13</sup> de provetes de solo passíveis de ensaio para determinação das curvas de retenção somente nos remoldados e adensados não se dispensa uma fase de saturação e estabilização hídrica previamente à determinação da curva de secagem.

A investigação programada na tarefa anterior visa a identificação, para solos de rigidez volumétrica mediana a baixa, dos efeitos da estrutura do solo e da variação do índice de vazios na curva de retenção. Nesta tarefa pretende-se estabelecer uma metodologia de ensaio, por um lado mais prática e, por outro, representativa dos processos hídricos de campo: os conducentes ao solo no seu estado inicial e os decorrentes das transformações em análise. Evitar-se-á, por esta via, o efeito escondido das condições iniciais dos provetes na interpretação, pelo menos, da curva de retenção de secagem [Fredlund & Zhang, 2017].

O ensaio inicia-se por um período de condicionamento hídrico destinado ao equilíbrio e à homogeneização sob a sucção prevalecente na montagem  $s_f$ . Esta corresponderá ao teor em água volúmico de preparação no caso dos provetes do tipo 2 e ao teor em água natural no caso dos do tipo 3.

Prosseguirá com a obtenção do troço da curva de retenção correspondente ao domínio de sucção superior à de montagem. No caso dos provetes do tipo 2, percorrer-se-á a curva principal de secagem até à sucção limite inferior. Nos provetes do tipo 3, dependendo da história hídrica anterior, poder-se-á percorrer uma curva secundária de secagem até à ativação da curva principal de secagem ou gerar no imediato a curva principal de secagem.

Para a interpretação do ensaio recorrer-se-á ao modelo de Zhou (2016) o qual, baseado na histerese relacionada com o ângulo de molhagem [Zhou, 2013], é formulado numa forma incremental, adequada à integração a partir de um ponto genérico definido pela sucção e pelo grau

---

<sup>13</sup> tipo 1, remoldados e adensados a partir de pasta com humidade sobreabundante; tipo 2, remexidos e misturados com teor em água de preparação prescrito e reconstituídos por adensamento estático ou por compactação dinâmica; e tipo 3, talhados a partir de amostras indeformadas.

adimensional de saturação ( $s, S_e$ ). Este é definido linearmente pela posição adimensional entre a sucção residual  $S_r^{\text{res}}$  e a saturação completa

$$S_e = \frac{S_r - S_r^{\text{res}}}{1 - S_r^{\text{res}}} \quad (4.4)$$

Este modelo define a relação incremental do grau adimensional de saturação em função da sucção a partir do ponto genérico ( $s, S_e$ )

$$dS_e = \frac{n-1}{s} S_e^{1/(1-n)} \left( S_e^{n/(1-n)} - 1 \right) (1-k) ds \quad (4.5)$$

sendo  $k$  definido pelos ângulos de contacto dos meniscos capilares através da equação

$$k = \begin{cases} \left( \frac{\cos \theta - \cos \theta_R}{\cos \theta_A - \cos \theta_R} \right)^b & ds > 0 \\ \left( \frac{\cos \theta_A - \cos \theta}{\cos \theta_A - \cos \theta_R} \right)^b & ds < 0 \end{cases} \quad (4.6)$$

Para definição da curva principal de secagem recorre à equação paramétrica de van Genuchten. Considera quatro parâmetros com significado físico: dois parâmetros da equação de van Genuchten ( $\underline{n}$ , relacionado com a curva granulométrica do solo,  $a_d$ , relacionado com a sucção de entrada de ar  $s_{ae}$ ), o parâmetro de histerese  $\underline{b}$  e o ângulo de contacto no humedecimento  $\theta_A$ . O ângulo de contacto na secagem é simplifadamente tomado como nulo, hipótese com suporte experimental.

O ajustamento dos parâmetros processa-se na curva principal de secagem ( $\underline{n}$  e  $a_d$ ) e numa curva (secundária ou principal) de humedecimento [Zhou *et al.*, 2012].

Estas metodologias experimentais podem ser aplicadas com margem de erro aceitável nos solos de menor sensibilidade volumétrica hídrica e desde que o troço inicial de secagem se inicie a valores adequadamente reduzidos da sucção inicial  $s_1$ .

- **PLANEAMENTO DA ATIVIDADE A DO PROJETO 2**

As tarefas que compõem a Atividade A do Projeto 2 requerem a contribuição de investigadores do Departamento de Geotecnia em funções de coordenação e de desenvolvimento conceptual, e de técnicos da carreira de experimentação em funções de desenvolvimento experimental. Necessitam ainda da participação de bolseiros, seja do LNEC ou de projetos exteriores e alunos de Mestrado e de Doutoramento com o objetivo de efetivação prática e fina daquelas tarefas.

As características dos bolseiros considerados em cada uma das tarefas são definidas em função da extensão e complexidade das mesmas. Consideram-se alunos finalistas de Curso de Mestrado Integrado em fase de preparação de Tese, bolseiros de introdução à investigação científica (BIIC) e

bolsiros de doutoramento (BD). Estes últimos desenvolverão as suas atividades integradas nos Planos de Estudos de Doutoramento apresentados no Capítulo seguinte. O esforço de cada tarefa, expresso em homem x mês, de investigador em Geotecnia, BIIC, Aluno de Mestrado e técnico de experimentação do DG é apresentado no Quadro 4.11.

O Quadro 4.12 apresenta o desenvolvimento cronológico das tarefas.

**Quadro 4.11 – Atividade A do Projeto 2: Esforço de investigador, bolsiro de investigação e técnico de experimentação**

Tarefa	Investigador	Bolsiro		Técnico
A.1	1	12+(6+6)	BIIC+Mestrado	4
A.2	2	(12+12)	BIIC	5
Total	3	48	-	9

**Quadro 4.12 – Planeamento das tarefas da Atividade A do Projeto 2**

Tarefa	Ano 1			Ano 2			Ano 3			Ano 4			Ano 5			Ano 6		
A.2																		
A.3																		

• **RESULTADOS ESPERADOS NA ATIVIDADE A DO PROJETO 2**

Os resultados esperados nesta atividade são uma metodologia de ensaio para determinação da SWRS de solos com compressibilidade não desprezável por variação de sucção ou de tensão aplicada, a identificação da influência da fábrica e da estrutura na curva de retenção e uma metodologia para a sua determinação a partir das condições iniciais do provete, dispensando o pré-condicionamento por saturação.

**4.4.4. Atividade B – Resistência dos solos à tração. Fendilhação de barreiras do sistema de encerramento de aterros de resíduos**

Nesta Atividade pretende-se caracterizar o efeito dos ciclos atmosféricos, térmicos e hídricos, na resistência à tração mobilizável nos solos. Apesar de na análise de problemas geotécnicos a contribuição desta resistência ser correntemente desprezada, em situações de prevalência de valores baixos de tensão média e, frequentemente, de secagem ela pode desempenhar um papel relevante. São exemplos o desenvolvimento de fendas de retração em taludes, em materiais de cobertura de aterros de resíduos, em barragens de escombro mineiro ou em núcleos de barragens de aterro. Nestas situações a coexistência da menor tensão principal de tração com tensões de corte induz modos de fratura do tipo I (tração) e II (corte).

Para além das forças de natureza coesiva por efeito de ligações cimentícias também a sucção contribui para a resistência à tração dos solos. Na bibliografia é possível identificar a estrutura do solo e o regime hídrico como fatores de influência na amplitude desta contribuição.



Considerando a representatividade prática e o potencial explicativo fenomenológico serão considerados três materiais de textura distinta:

- caulino preparado por consolidação e exsudação de pasta homogénea com teor em água de preparação de duplo do limite de liquidez;
- areias siltosas preparadas por deposição gravítica subaquática; e
- argilas siltosas, preparadas por compactação com energia de Proctor leve ou por colheita de campo em curso de obra de aterro.

Pretende-se, desta forma, esclarecer as diferenças fundamentais no contraponto da estrutura, da forma da curva característica e do regime hídrico no que respeita a resistência à tração e à formação e propagação de fendas.

A Atividade B do Projeto 2 compõe-se de duas tarefas seguidamente discriminadas.

- Tarefa B.1 Modelos analíticos
- Tarefa B.2 Programa experimental

Na tarefa B.1 serão desenvolvidos modelos analíticos, algébricos e numéricos de elementos discretos. Na tarefa B.2 desenvolve-se um programa experimental abordando materiais sem estrutura, siltes arenosos (tentando por esta via representar os materiais de depósito de escombros mineiros) e argilas siltosas.

Planeia-se a realização de um programa experimental recorrendo aos equipamentos e às metodologias experimentais desenvolvidos na tarefa A.6 do Projeto 1 e ainda a interpretação de figuras de retração por Velocimetria de Imagem de Partículas.

Recorrer-se-á a modelos algébricos disponíveis na bibliografia e a modelos numéricos de elementos discretos tridimensionais para simulação dos ensaios. Visa-se, como objetivo último, o estabelecimento de leis de cedência na zona de valores negativos de tensão eficaz.

### • TAREFA B.1 MODELOS ANALÍTICOS

O efeito da variação do teor em água na resistência à tração é específico do regime hídrico da água nos poros, através da competição entre os efeitos da modificação do número de meniscos capilares e da sucção que acompanham aquela variação. Nesta perspetiva é possível distinguir entre o regime pendular (pleno ou somente parcial) e o regime funicular. No regime pendular parcial (designação motivada pela inexistência de pontes capilares num significativo número de contactos entre partículas) a resistência cresce significativamente com o aumento do teor em água, pela preponderância do efeito do crescimento do número de pontes capilares. No mesmo sentido de variação, no regime pendular pleno a resistência pode crescer lentamente, ou sequer não variar, com o aumento do teor em água, expressando o anulamento entre ambos os efeitos. Ao contrário, no regime funicular o aumento do teor em água induz diminuição da resistência por diminuição da sucção, explicada pela predominância deste efeito. O padrão desta dependência é influenciado pela textura, pela fábrica e até pela estrutura dos solos.

Os modelos algébricos de Rumpf (1970) e de Schubert ([Schubert *et al.*, 1975] e [Schubert, 1975]) nos regimes pendular, capilar e funicular serão utilizados para estimativa da tensão de rotura por tração. Será averiguada a sua aplicabilidade face ao contraste de características dos materiais ensaiados.

A lei de cedência de Murrell (1958) baseada na interpretação de Griffith de que o início do processo de cedência ocorre em zonas de concentração de tensões devidas a singularidades (nos metais, “zonas de defeitos”) expressa a tensão de corte de cedência em função da tensão normal e da resistência à tração.

$$\tau^2 = 4\sigma_t^2 - 4\sigma_t\sigma_n \quad (4.7)$$

A circunstância de o único parâmetro do modelo ser a resistência à tração do material constitui um elemento adicional de interesse e de relevância para a caracterização experimental desta grandeza, em particular da sua dependência relativamente à sucção prevalente.

No que respeita a modelação numérica serão desenvolvidos modelos discretos de partículas tridimensionais para simular a deformação de aglomerados de partículas em estado insaturado, portanto sujeitas às forças atrativas com origem na sucção. Considerar-se-ão partículas esféricas ou aglomerados de segmentos esféricos (partículas esféricas com interpenetração), em ambos os casos simulando corpos rígidos.

A interação entre partículas será modelada por um sistema de contactos viscoelásticos, Hertzianos na direção normal e friccionais de Coulomb no plano transversal, a que se adiciona uma parcela de natureza atrativa (“coesiva”) resultante do potencial termodinâmico associado à sucção prevalente. Nesta última, num primeiro passo para consideração da saturação variável, o modelo correspondente à sucção matricial definido pelo menisco toroidal será o de aplicação mais expedita, se se adotar o modelo analítico de Lian *et al.* (1993) que permite dispensar a resolução iterativa da geometria do menisco com erro aceitável.

Para minimização dos tempos de cálculo será necessário otimizar as distorções de escala dos algoritmos de equilíbrio dinâmico (intrínsecos à resolução dos modelos de elementos discretos). Antevê-se que a distorção da escala de massa seja a mais adequada, por contraponto à da escala de rigidez por esta última afetar a deformabilidade e, por isso, as tensões de contacto.

Uma vez que as forças atrativas resultantes dos meniscos produzem o efeito de aumentar o número de coordenação em estado húmido relativamente ao que se obteria em estado seco, considerar-se-á o efeito da sucção matricial desde o início do processo de geração dos provetes, por atração gravítica. Considerar-se-ão provetes de forma paralelepípedica para cuja simulação se adotará uma sequência periódica de condições de fronteira.

A simulação dos ensaios de tração decorrerá com imposição de uma velocidade de deformação axial constante. A rotura por tração será identificada pelo cálculo das tensões de contacto de acordo com as equações de Cundall e Strack (1983).

No caso de um material cuja caracterização da resistência ao corte em estado saturado pelo critério de Mohr-Coulomb seja conhecida, o conhecimento da sucção prevalente permite a estimativa da

sua resistência à tração. Para tal será necessário admitir a validade da definição de uma tensão efectiva do tipo de Bishop, por exemplo a proposta por Alonso *et al.*(2010) expressa com recurso ao grau de saturação eficaz  $S_r^e$

$$\sigma' = \sigma - u_a + S_r^e (u_a - u_w) \quad (4.8)$$

A escrita do critério de M-C nestas condições permite escrever

$$\begin{aligned} \tau &= c' + S_r^e (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi' + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' \\ &= c + (\sigma - u_a) \operatorname{tg} \phi' \end{aligned} \quad (4.9)$$

Em situação de tração simples (uniaxial) de um solo com grau de saturação efetiva  $S_r^e$ , a menor tensão principal na rotura representa a resistência à tração. Esta pode ser expressa em função dos parâmetros de resistência do critério de M-C e da sucção atuante através da equação

$$\sigma_{tu} = \frac{2c \cos \phi'}{1 + \sin \phi'} = \frac{2(c' + S_r^e (u_a - u_w) \operatorname{tg} \phi') \cos \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (4.10)$$

#### • TAREFA B.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para estudo de material sem efeito de estrutura serão utilizados provetes de caulino preparados por exsudação e consolidação a partir de uma pasta homogénea preparada com humidade sobreabundante, com teor em água duplo do limite de liquidez.

Os materiais depositados em escombreira mineira ou integrando o corpo de barragem de rejeito serão representados por materiais areno-siltosos preparados por pluviação subaquática, de modo a simular o processo construtivo habitual nestas circunstâncias. Deste modo evitar-se-á a dificuldade acrescida de lidar com materiais quimicamente ativos, circunstância que num hipotético desenvolvimento futuro do Projeto no sentido de estudar os depósitos de escória mineira obrigará à adaptação dos equipamentos.

Os materiais de compactação nos órgãos impermeabilizantes de barragens de aterro serão considerados pela preparação de provetes de argila siltosa compactados por apiloamento com energia leve do ensaio Proctor. Os efeitos de estrutura serão considerados pela adoção de três teores em água distintos com os seguintes desvios relativamente ao ótimo: -1,5%, 1,0% e 2,5 %.

Serão determinadas as curvas de retenção principais dos materiais, com especial atenção à determinação do valor de sucção de entrada de ar, sabida a importância desta grandeza na resistência à tração. A eventual sensibilidade do valor de entrada de ar à fábrica do material recomenda a realização de ensaios de retração para identificação de alterações do índice de vazios devido a secagem (teores em água menores que o limite inferior do regime funicular) para graus de saturação e, no caso, afirmativo, a correção da curva de retenção expressa em termos de grau de saturação. O conhecimento da curva de retenção de cada material permitirá definir as gamas de variação dos regimes pendular, capilar e funicular para caracterização do efeito da humidade relativa na resistência à tração dos materiais.

## Geomateriais em condições variáveis de saturação. Modelações física e numérica

No caso dos dois primeiros tipos de materiais a imposição dos diversos graus de saturação será efetuada por secagem em câmara climática a partir do estado saturado de preparação. Serão preparados provetes cilíndricos de caulino para ensaios de retração por secagem em câmara climática. A humidade de ensaio das argilas silto-arenosas será ajustada na câmara climática a partir do estado de compactação.

Realizar-se-ão ensaios de determinação da resistência à tração dos materiais sujeitos a valores de sucção que correspondam aos regimes pendular, capilar e funicular.

No decurso dos ensaios de retração a geometria e a evolução temporal das figuras de retração serão registadas em imagem e analisadas por Velocimetria de Imagem de Partícula (VIP). A análise destes resultados permitirá a conceção de um ensaio de campo para modelação física dos processos de fendilhação por retração de barreiras de sistemas de encerramento de aterros de resíduos e de depósitos de pastas secas de escombros mineiros.

### • PLANEAMENTO DA ATIVIDADE B DO PROJETO 2

As tarefas que compõem a Atividade B do Projeto 2 requerem a contribuição de investigadores do Departamento de Geotecnia, em funções de coordenação e de desenvolvimento conceptual, e de técnicos da carreira de experimentação em funções de desenvolvimento experimental. Necessitam ainda da participação de bolseiros, seja do LNEC ou de projetos exteriores e alunos de Mestrado com o objetivo de efetivação prática e fina daquelas tarefas.

As características dos bolseiros considerados em cada uma das tarefas são definidas em função da extensão e complexidade das mesmas. Consideram-se alunos finalistas de Curso de Mestrado Integrado em fase de preparação de Tese, bolseiros de introdução à investigação científica (BIIC) e bolseiros de doutoramento (BD). Estes últimos desenvolverão as suas atividades integradas nos Planos de Estudos de Doutoramento apresentados no Capítulo seguinte. O esforço de cada tarefa, expresso em homem x mês, de investigador em Geotecnia, BIIC, Aluno de Mestrado e técnicos de experimentação do DG e do CIC é apresentado no Quadro 4.13.

O Quadro 4.14 apresenta o desenvolvimento cronológico das tarefas.

**Quadro 4.13 – Atividade B do Projeto 2: Esforço de investigador, bolseiro de investigação e técnico de experimentação**

Tarefa	Investigador	Bolsheiro		Técnico
B.1	1	6+6	Mestrado+BD	
B.2	2	6+6	Mestrado+BD	4
Total	3	24	-	4

**Quadro 4.14 – Planeamento das tarefas da Atividade B do Projeto 2**

Tarefa	Ano 1			Ano 2			Ano 3			Ano 4			Ano 5			Ano 6		
B.1																		
B.2																		

### • RESULTADOS ESPERADOS NA ATIVIDADE B DO PROJETO 2

Na Atividade B do Projeto 2 espera-se contribuir para o esclarecimento do papel da sucção na resistência à tração dos solos e o efeito desta no desenvolvimento de fendilhação por retração. São igualmente objetivos a criação um acervo de resultados experimentais de elevada qualidade de ensaios diretos de tração e a sua análise à luz de modelos algébricos específicos e de modelos numéricos de elementos discretos.

Recorrer-se-á a modelos algébricos disponíveis na bibliografia e a modelos numéricos de elementos discretos tridimensionais para simulação dos ensaios. Visa-se, como objetivo último, o estabelecimento de leis de cedência na zona de valores negativos de tensão eficaz.

#### 4.4.5. Atividade C – Ferramenta interpretativa de ensaios de compressão simples

O ensaio de compressão simples de provetes cilíndricos de solos e de rochas brandas é uma modalidade de ensaio com vantagens práticas inegáveis, resultantes da sua simplicidade operacional, mas com limitações em termos da interpretação dos resultados, uma vez que os provetes são ensaiados em estado insaturado e com perturbação da sua fábrica ou estrutura, induzida pelo processo de amostragem ou pelo processo de preparação, consoante a forma de obtenção dos mesmos. Em qualquer dos processos é grande a probabilidade de os provetes serem ensaiados num estado de sobreconsolidação.

No decurso da compressão ocorre variação de índice de vazios e do grau de saturação, implicando a variação da sucção e a conseqüente influência nas propriedades aparentes do material. Correntemente, por não serem medidas a pressão intersticial nem a sucção, são adotadas taxas de deformação elevadas.

Deste modo, por um lado, a condição de invariância do teor em água materializa-se de forma aproximada. Por outro, desenvolve-se heterogeneidade do grau de saturação, e da sucção, mesmo longe da rotura. Sendo sabido, conforme referido na Atividade B do Projeto 1, que a sensibilidade à variação da sucção apresenta contornos distintos consoante o regime hídrico da água nos poros, identifica-se um fator de acréscimo da complexidade interpretativa dos resultados de ensaio de compressão simples.

A eventual pré-existência de fissuras, indutora de tensões de tração no material vizinho, introduz igualmente um fator de dispersão de resultados dificultador da análise de resultados.

O objetivo desta Atividade é o desenvolvimento de uma abordagem teórica e experimental para interpretação de ensaios de compressão simples em solos e rochas brandas, visando o aumento da robustez interpretativa. Radicará no estudo da evolução da sucção e na sua utilização deste conhecimento na interpretação dos resultados.

Pretende-se caracterizar a alteração do estado hídrico do material *in situ* causada pela sequência de amostragem, remoção do tubo porta-amostras e preparação para ensaio. Tal será conseguido pela

medição do teor em água volumétrico de campo e sucessivas medições da sucção em cada uma das fases do processo.

A Atividade C do Projeto 2 compõe-se de três tarefas conforme discriminação abaixo.

- Tarefa C.1 Modelo interpretativo da resistência à compressão simples com sucção conhecida
  - Tarefa C.2 Ensaios de compressão simples para aferição de modelo
  - Tarefa C.3 Ensaios de aferição de ensaios correntes de compressão simples
- **TAREFA C.1 MODELO INTERPRETATIVO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES COM SUCCÃO CONHECIDA**

Pretende-se efetuar a caracterização do estado crítico e pesquisa de existência de uma relação única entre o teor em água e a sucção no estado crítico, correspondente à proposta original de Croney & Coleman (1954) de uma linha CDL (*continuously disturbed line*) paralela à linha de estados críticos em estado saturado, posteriormente retomada por Tarantino (2007). Procurar-se-á expressar esta relação fazendo intervir o valor de sucção de entrada de ar do material ensaiado

$$w = w_{VEA} - \lambda^* \ln\left(\frac{s}{VEA}\right) \quad (4.11)$$

para expressar aquela dependência na forma clássica da formulação dos estados críticos

$$v_w = \Gamma_w - \lambda^* \ln(s) \quad (4.12)$$

e deste modo relacionar os parâmetros desta equação semilogarítmica com os homólogos da linha dos estados críticos do material em estado saturado. Procurar-se-á também caracterizar a ocorrência de inversão do sinal da taxa de variação volumétrica e a sua dependência relativamente à sucção.

- **TAREFA C.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES PARA AFERIÇÃO DE MODELO**

Prevê-se realizar ensaios de aferição segundo dois grupos de modalidades. Num primeiro grupo realizar-se-ão ensaios com controlo de sucção, tipicamente a sucção constante, igual nalguns casos à sucção natural, noutros com valores de sucção impostos artificialmente. Noutro grupo, os ensaios decorrerão com teor em água constante ou com invariância do produto sucção grau de saturação.

Serão ensaiadas com recurso a câmara triaxial com dupla campânula, sem aplicação de pressão radial, sob controlo das condições hídricas numa das três modalidades referidas no parágrafo anterior.

Serão considerados provetes de textura fina, colhidos de maciços de solo e de rocha branda, cuja humidade relativa natural se situe nos regimes capilar, intermédios e residual para caracterização individualizada destas situações. Igualmente serão ensaiados provetes de solos silto-argilosos e silto-arenosos compactados em molde Proctor, nas condições de ótimo do ensaio Proctor normal e

com desvios de teor em água de -2%, -1% e +1,5% relativamente ao teor ótimo. Serão, finalmente, considerados provetes de caulino preparados por exsudação de pasta homogênea com teor em água de preparação duplo do limite de liquidez

Os provetes colhidos e os provetes compactados serão estabilizados na humidade relativa original, (a de campo ou a de compactação) ou outra pretendida, na câmara climática com controlo da estabilização das condições hidromecânicas, conforme descrito na tarefa A.1 do Projeto 1. Os provetes de caulino serão pré-condicionados por secagem ao ar e posteriormente estabilizados na câmara climática.

Serão determinadas as curvas de retenção hídrica principais de secagem e de molhagem (a partir das condições de campo ou de preparação) de cada material.

Nos provetes ensaiados em câmara dupla prevê-se medir a sucção instalada em placa porosa inferior de VEA elevado, a variação volumétrica pela variação volumétrica da água na câmara interior, o encurtamento do terço central por um par de LDTs em posições diametralmente opostas e a força de corte por uma célula de força submersa.

Neste grupo de ensaios, o controlo da sucção realizar-se-á pelo método da translação do eixo, após o pré-condicionamento em câmara climática.

Serão obtidos dados sobre o efeito da sucção na rigidez à deformação linear e ao corte, na forma da curva tensão-deformação, na resistência e na geometria/tipo de rotura.

Caracterizar-se-á a razão entre o módulo de Young e a resistência à compressão simples, tradicional em Mecânica das Rochas, introduzindo como variável explicativa a sucção inicial dos provetes e, em alternativa, a sucção representativa na fase de rotura. Serão realizados ensaios de ultra-sons nos provetes para determinação das velocidades de propagação de ondas de corte e de extensão-compressão.

- **TAREFA C.3 AFERIÇÃO DOS ENSAIOS CORRENTES DE COMPRESSÃO SIMPLES**

Este grupo de ensaios será realizado com a configuração experimental corrente e com adoção das taxas de deformação correntes, tipicamente em torno de 0,1 %/min, aproximando-se da condição de invariância de teor em água. Os provetes serão pré-condicionados na câmara climática sob sucção constante, seja a natural ou a de compactação, ou outra desejada, procurando abranger os diferentes regimes de água intersticial. O conhecimento da sucção inicial e a hipótese de invariância do teor em água no decurso do ensaio permitirá a aplicação do modelo interpretativo.

Relativamente à instrumentação, nos provetes ensaiados sem membrana utilizar-se-ão dois LDTs para medição do encurtamento no terço central e um LVDT para medição da variação do diâmetro a meia altura, quatro *tensiometers* de elevada capacidade, a um terço e dois terços da altura em posições diametralmente opostas, e uma célula de força.

• **PLANEAMENTO DA ATIVIDADE C DO PROJETO 2**

As tarefas que compõem a Atividade C do Projeto 2 requerem a contribuição de investigadores do Departamento de Geotecnia e do Centro de Instrumentação Científica, em funções de coordenação e de desenvolvimento conceptual, e de técnicos da carreira de experimentação em funções de desenvolvimento experimental. Necessitam ainda da participação de bolsheiros, seja do LNEC ou de projetos exteriores e alunos de Mestrado e de Doutoramento com o objetivo de efetivação prática e fina daquelas tarefas.

As características dos bolsheiros considerados em cada uma das tarefas são definidas em função da extensão e complexidade das mesmas. Consideram-se alunos finalistas de Curso de Mestrado Integrado em fase de preparação de Tese, bolsheiros de introdução à investigação científica (BIIC) e bolsheiros de doutoramento (BD). Estes últimos desenvolverão as suas atividades integradas nos Planos de Estudos de Doutoramento apresentados no Capítulo seguinte. O esforço de cada tarefa, expresso em homem x mês, de investigador em Geotecnia, BIIC, Aluno de Mestrado e técnicos de experimentação do DG e do CIC é apresentado no Quadro 4.15.

**Quadro 4.15 – Atividade C do Projeto 2: Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação**

Tarefa	Investigador	Bolsheiro		Técnico
C.1	1	6+6	BIIC+Mestrado	
C.2	1+1	12+6	BIIC+Mestrado	2+1
C.3	1	6+6	Mestrado	3+0
<b>Total</b>	4	42	-	6

O Quadro 4.16 apresenta o desenvolvimento cronológico das tarefas.

**Quadro 4.16 – Planeamento das tarefas da Atividade C do Projeto 2**

Tarefa	Ano 1			Ano 2			Ano 3			Ano 4			Ano 5			Ano 6		
C.1																		
C.2																		
C.3																		

• **RESULTADOS ESPERADOS NA ATIVIDADE C DO PROJETO 2**

Os resultados esperados na Atividade C do Projeto 2 são a aferição de um modelo interpretativo da sucção em situação de rotura dos provetes em ensaios de compressão simples, para desta forma facilitar a interpretação dos resultados. Através da realização de ensaios em diversas modalidades hídricas controladas visa-se conhecer a evolução das variáveis de estado do material em curso de corte (compressão simples). Pretende-se, por último, aferir uma metodologia interpretativa dos ensaios correntes de compressão simples baseada na medição da sucção ao longo do ensaio,



#### 4.4.6. Atividade D – Caracterização hidromecânica de solos vulcânicos de Portugal

Nesta Atividade pretende-se desenvolver um programa de caracterização fundamental dos materiais vulcânicos pouco profundos nos Arquipélagos da Madeira e dos Açores tendo em conta a influência da saturação variável na sua resposta hidromecânica.

A génese singular das rochas vulcânicas com a omnipresença de piroclastos, as características peculiares de estrutura e de porosidade e a alterabilidade tornam-nas particularmente sensíveis às variações de grau de saturação.

Os materiais vulcânicos apresentam alterabilidade relevante, seja com preservação da textura vulcânica por metamorfismo ou diagénese em larga escala, ou com destruição da textura original por fenómenos hidrotérmicos, especialmente por mineralização, de carácter local. As fácies vulcânicas menos profundas apresentam-se, por isso, com elevada heterogeneidade com coexistência de solos, saprolitos e de rochas brandas, sob a forma de maciços basálticos alterados, brechas vulcânicas, depósitos aluvio-coluvionares, areias costeiras, argilas e siltes e de materiais antrópicos.

Esta Atividade contempla cinco tarefas, seguidamente discriminadas.

- Tarefa D.1 Identificação das unidades geológico-geotécnicas relevantes
- Tarefa D.2 Identificação de períodos atmosféricos padrão na ótica da Geotecnia
- Tarefa D.3 Identificação prévia dos perfis geotécnicos
- Tarefa D.4 Colheita de amostras intactas e indeformadas e caracterização laboratorial
- Tarefa D.5 Caracterização *in situ*

A diversidade das origens e da alteração das rochas vulcânicas em Portugal propicia uma significativa diversidade mineralógica e textural pelo que se considera necessário identificar um número reduzido de unidades geológico-geotécnicas relevantes do ponto de vista geotécnico para realização da atividade. Esta identificação processar-se-á na tarefa D.1. Na tarefa D.2 proceder-se-á à análise estatística da informação meteorológica desses locais para identificação dos períodos de condições atmosféricas contrastantes com relevância do ponto de vista geotécnico. A dependência da resposta hidromecânica dos solos e das rochas brandas vulcânicos relativamente à humidade relativa e, por conseguinte, às condições atmosféricas aconselha tal opção.

Na tarefa D.3, prévia das subseqüentes, serão realizados ensaios SPT e recolhidos perfis de humidade relativa nos locais de colheita de amostras e de realização de ensaios de campo.

Na tarefa D.4 proceder-se-á, nas profundidades identificadas como relevantes, à colheita de amostras intactas e indeformadas em curso de sondagem com amostrador ou em blocos. Serão realizados ensaios laboratoriais de identificação, de caracterização físico-química, de caracterização da permeabilidade ao ar e à água, da deformabilidade e da resistência com consideração da dependência relativamente à sucção em situação de saturação variável.

Por último, na tarefa D.5 serão realizados ensaios de campo para caracterização daquelas grandezas nas condições prevalentes nos locais de ocorrência dos materiais. Os resultados desta tarefa serão contributos para a base de dados criada no âmbito da Atividade C do Projeto 1.

A realização desta Atividade será somente possível no âmbito de uma parceria envolvendo o LNEG, o Instituto Português do Mar e da Atmosfera, o LREC-Açores, o LREC-Madeira, a Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, as empresas TPF Planege e COBA e, naturalmente, o LNEC.

- **TAREFA D.1 IDENTIFICAÇÃO DAS UNIDADES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS RELEVANTES**

As rochas vulcânicas em Portugal ocorrem nos Arquipélagos da Madeira e dos Açores e na região de Lisboa.

O contraste geológico das rochas vulcânicas é uma consequência natural da diversidade da respetiva génese tanto no material original como na idade geológica. Tratam-se de formações geológicas relativamente recentes (maioritariamente Holocénicas), atribuindo-se à manifestação vulcânica mais antiga em Porto Santo a idade (Miocénica) de 13,5 milhões de anos e à mais recente, na Ilha do Pico, a idade (Holocénica) de 40000 anos.

A ilha da Madeira é composta por rochas basálticas e materiais piroclásticos correspondentes (escórias vulcânicas, cinzas e tufos). A distribuição dos solos na Madeira apresenta uma relação clara com a altitude e com as condições climáticas, em especial a precipitação.

Na ilha de Porto Santo encontram-se basaltos, andesites, traquitos e riólitos e correspondentes materiais piroclásticos (tufos e escórias) bem como materiais sedimentares (arenitos calcários e dunas). As características dos solos refletem a natureza das rochas mãe e a secura do clima. Não existem padrões significativos de associação litologia-altitude pois 75% da ilha situa-se a cota inferior a 150 m.

As ilhas açorianas são na quase totalidade mais recentes que a Madeira e o Porto Santo. A composição geológica é aqui muito heterogénea: no Pico, em São Jorge e em Santa Maria apresentam-se rochas basálticas e materiais piroclásticos; em São Miguel, na Terceira, na Graciosa, no Faial, nas Flores e no Corvo encontram-se traquitos e materiais piroclásticos (cinzas, pedrapomes e tufos)

A variedade geológica sumariamente referida bem como a coexistência de encostas com inclinação diversa e zonas de planalto, com condições hidromecânicas distintas, justifica como primeira tarefa a identificação das unidades geológico-geotécnicas mais relevantes do ponto de vista de Engenharia Geotécnica.

A cartografia geológica dos locais e o enquadramento facultado pelo conhecimento fundamentado da história geológica dos locais serão contribuições vitais da Geologia para esta Tarefa.

- **TAREFA D.2 IDENTIFICAÇÃO DE PERÍODOS ATMOSFÉRICOS PADRÃO NA ÓTICA DA GEOTECNIA**

Tendo presente o título deste Projeto interessa caracterizar os materiais vulcânicos nas condições relevantes das obras geotécnicas, de que se destaca as atmosféricas. Para tal serão

recolhidas séries cronológicas de pluviosidade, radiação solar, temperatura e vento representativos nos locais identificados na tarefa anterior, através de recolha de campo ou consulta de bases de dados.

O tratamento estatístico desta informação permitirá identificar os períodos extremos padrão (que correspondam, em princípio, aos máximos e mínimos de humidade relativa) para caracterização dos materiais nessas circunstâncias limite.

- **TAREFA D.3 IDENTIFICAÇÃO PRÉVIA DOS PERFIS GEOTÉCNICOS**

Proceder-se-á à identificação prévia dos perfis geotécnicos nos locais identificados na Tarefa C.1 mediante a realização de ensaios sísmicos de refração, ensaios de penetração SPT e a determinação do teor em água volumétrico.

- **TAREFA D.4 COLHEITA DE AMOSTRAS INTACTAS E INDEFORMADAS E CARACTERIZAÇÃO LABORATORIAL**

Serão colhidas amostras intactas e indeformada visando a caracterização laboratorial físico-química e hidromecânica dos materiais ocorrentes. Realizar-se-ão:

- a colheita de amostras, com a devida reserva relativamente aos materiais piroclásticos;
- a identificação (teor em matéria orgânica, densidade das partículas, limites de consistência, análise granulométrica, incluindo difração de laser);
- a análise mineralógica e química por difração de raios X;
- a identificação microestrutural por microscópio electrónico de varrimento;
- ensaios de porosimetria, com a consideração da distinção entre poros acessíveis e não acessíveis;
- ensaios de determinação da superfície específica;
- ensaios de dispersividade;
- ensaios para determinação das curvas de retenção hídrica, com consideração da hidrofobia e da dependência do índice de vazios, quando relevante;
- ensaios de caracterização das permeabilidades ao ar e á água;
- ensaios de expansibilidade;
- ensaios de compressão simples, com medição de sucção;
- ensaios de compressão edométrica e com célula de Rowe, de compressão isotrópica, e de corte para estimação de parâmetros dos modelos constitutivos BBM, GCM e SFG, com consideração de ciclos hídricos;
- ensaios de compressão triaxial para aferição de leis de cedência e de fluxo, sob saturação variável; e
- ensaios de identificação de efeitos de estrutura (pela comparação de alguns dos resultados anteriores com ensaios homólogos em material desestruturado).

### • TAREFA D.5 CARACTERIZAÇÃO *IN SITU*

Considerando as duas situações atmosféricas limite identificadas na Tarefa C.2 realizar-se-ão ensaios de campo para determinação das propriedades de permeabilidade, de deformabilidade elástica e elastoplástica e de resistência. Assim, serão realizados programas com inclusão dos seguintes ensaios:

- ensaios sísmicos cross-hole;
- ensaio de penetração de cone (CPT);
- ensaio com dilatómetro de Marchetti (DMT);
- ensaios pressiométricos de Ménard e autoperfurador de Cambridge; e
- ensaios para caracterização da permeabilidade à água.

### • PLANEAMENTO DA ATIVIDADE D DO PROJETO 2

O planeamento fino das tarefas desta Atividade é de difícil concretização, uma vez que o número de posições de realização dos diversos ensaios é incerto, pois depende do número de locais escolhidos para o seu desenvolvimento. Para a sua concretização, consideram-se um local no Arquipélago da Madeira e um local no Arquipélago dos Açores.

As tarefas que compõem esta Atividade requerem a contribuição de investigadores do Departamento de Geotecnia e de outras unidades de investigação que venham nela venham a participar. Será necessária a participação de técnicos da carreira de experimentação do LNEC. Igualmente de bolseiros, seja do LNEC ou de projetos exteriores e de alunos de Mestrado e de Doutoramento. Necessitam ainda da participação de técnicos e equipamentos das empresas de ensaios de campo e de construção bem como o envolvimento de técnicos das empresas de projeto geotécnico e de construção, referidas no início.

As características dos bolseiros considerados em cada uma das tarefas são definidas em função da extensão e complexidade das mesmas. Consideram-se alunos finalistas de Curso de Mestrado Integrado em fase de preparação de Tese, bolseiros de introdução à investigação científica (BIIC) do LNEC e das restantes unidades de investigação e bolseiros de doutoramento (BD). Estes últimos desenvolverão as suas atividades integradas nos Planos de Estudos de Doutoramento apresentados no Capítulo seguinte. O esforço de cada tarefa, expresso em homem x mês é apresentado no Quadro 4.17.

O Quadro 4.18 mostra o desenvolvimento cronológico das tarefas.

Quadro 4.17 – Atividade D do Projeto 2: Esforço de investigador, bolsheiro de investigação e técnico de experimentação

Tarefa	Investigador	Bolsheiro		Técnico
D.1	2	12+(6+6)	BIIC+Mestrado	
D.2	2	12	BIIC	1
D.3	3	12+(6+6)	BIIC+Mestrado	6
D.4	3	(12+12)+(6+6)	BIIC+Mestrado	18
D.5	4	(12+12)+(6+6)	BIIC+Mestrado	18
<b>Total</b>	14	132	-	43

Quadro 4.18 – Planeamento das tarefas da Atividade D do Projeto 2

Tarefa	Ano 1	Ano 2	Ano 3	Ano 4	Ano 5	Ano 6
D.1						
D.2						
D.3						
D.4						
D.5						

• **RESULTADOS ESPERADOS NA ATIVIDADE D DO PROJETO 2**

Os resultados esperados nesta Atividade são a constituição de um acervo de dados geotécnicos sobre os solos vulcânicos dos Açores e da Madeira, incluindo o efeito da prevalência de diferentes condições de saturação.

**4.4.7. Atividade E – Identificação e análise de perigos de desestabilização de taludes**

A Atividade E do Projeto 2 compõe-se de três tarefas conforme discriminação abaixo. Visa o desenvolvimento e validação duma ferramenta de avaliação de perigos de desestabilização de taludes, subsidiária de um sistema de gestão de riscos.

- Tarefa E.1 Recolha de dados de base em casos publicados de desestabilização de taludes
- Tarefa E.2 Cálculo de curvas probabilidade-coeficiente global de segurança ao deslizamento incipiente (F-FS)
- Tarefa E.3 Cálculo de curvas probabilidade-intensidade do deslizamento (F-I)

Esta ferramenta integra-se na cadeia de gestão de riscos: definição do âmbito, identificação e análise de perigos, análise de consequências, estimativa e hierarquização do risco, apreciação do risco, mitigação do risco (deteção e prevenção, e proteção), e monitorização do risco.

Os riscos em causa abrangem a morte de pessoas, os custos diretos e indiretos (em Itália representam cerca de 0,2% do PIB, segundo Sidel & Ochiai (2006), entre outros (por ex., a reputação institucional).

Os benefícios da gestão de riscos de uma carteira de ativos são unanimemente reconhecidos em diversos domínios [Caldeira & Pimenta 2007], portanto naturalmente também no caso dos taludes na envolvente de infraestruturas de transportes, dos adjacentes a áreas densamente povoadas e nos resultantes da exploração mineira (minas a céu aberto ou barragens de rejeitados).

A eleição do elemento “identificação e da análise dos perigos” de entre os elos daquela cadeia decorre das considerações de Hungr (2016) e de ser nele que se materializa a problemática da modelação da resposta dos desníveis íngremes em condições variáveis de saturação.

Este autor considera que a identificação e a análise dos perigos representa a componente de maior dificuldade na cadeia de gestão de riscos geotécnicos de taludes, devido ao facto de a compreensão essencial dos fenómenos envolvidos ser um requisito prévio para a condução de análises quantitativas, não podendo ser substituída pela simples análise estatística.

De facto, quer para os taludes artificiais (de escavação ou de aterro) quer para as vertentes naturais (terrosas ou rochosas) a identificação e a análise dos perigos de desestabilização revestem-se de especial dificuldade face à extensão geográfica, à heterogeneidade dos materiais, à complexidade e à diversidade dos fenómenos hidromecânicos envolvidos<sup>14</sup>, e à influência das condições exógenas (atmosféricas, ocorrências sísmicas ou vulcânicas).

Com a exceção da condição de submersão permanente, os taludes encontram-se, até alguma profundidade, insaturados, portanto sempre em condições variáveis de saturação.

O resultado final pretendido consiste na identificação e caracterização dos escorregamentos potenciais e da distribuição estatística conjunta da dimensão e do tempo entre eventos.

A coexistência, gradativa, de eventos de maior dimensão e de menor probabilidade com eventos de menor expressão, mas de maior frequência, poderá justificar a realização de análises com desagregação segundo critérios de dimensão do perigo, visando um objetivo futuro de análise de riscos múltiplos coalescentes.

- **TAREFA E.1 RECOLHA DE DADOS DE BASE EM CASOS PUBLICADOS DE DESESTABILIZAÇÃO DE TALUDES**

Nesta tarefa proceder-se-á à recolha de informação sobre um número reduzido de eventos passados bem documentados em publicações diversas. Antecipa-se o recurso a relatórios de agências governamentais de Itália, Japão, Hong Kong, Canadá, Estados Unidos da América e Brasil.

---

<sup>14</sup> Refere-se a vibração sísmica, a variação da sucção na zona vadosa e da pressão na água na zona saturada (devidas aos fenómenos de infiltração de água, de evapotranspiração, de difusão de água líquida ou em vapor), variação do peso volúmico, alteração dos geomateriais, dissolução e precipitação de minerais, espelhamento de interfaces (*slickensides*), fluência, erosão superficial, fendilhação por tração ou retração, e expansão.

Do ponto de vista dos dados de base haverá que considerar a caracterização de:

- geomorfologia dos taludes;
- geologia e hidrogeologia dos taludes;
- estado hidromecânico dos materiais;
- propriedades hidromecânicas dos materiais;
- condições atmosféricas;
- assinatura espectral de eventuais movimentos sísmicos; e
- vegetação.

Adotar-se-á o protocolo de pesquisa de Fell *et al.* (2000) com a inclusão de uma cláusula adicional (v) e a adaptação da cláusula vii. Serão, assim, consideradas as seguintes cláusulas na ficha de caracterização: (i) geomorfologia, (ii) enquadramento geológico, (iii) hidrogeologia, (iv) cronologia de movimentos causados por desestabilização, (v) caracterização do estado prévio à desestabilização, (vi) existência de deformação prévia, (vii) caracterização hidromecânica dos materiais, (viii) mecanismos e geometria da massa deslizante, (ix) análise de estabilidade e (x) comprimento do trajeto de deslizamento.

- **TAREFA E.2 CÁLCULO DE CURVAS PROBABILIDADE-COEFICIENTE GLOBAL DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO INCIPIENTE (F-FS)**

Nesta tarefa estudar-se-á a segurança à rotura incipiente de taludes por deslizamento de massas pouco profundas, genericamente situadas na zona vadosa. Pretende-se implementar uma metodologia de cálculo de probabilidade condicionada deste tipo de rotura. As condições apriorísticas são a natureza determinística da lei cronológica de pluviosidade e da função de admitância hídrica no talude.

Obter-se-ão as distribuições estatísticas do coeficiente global de segurança ao deslizamento incipiente.

A análise de segurança de taludes sob ações climáticas e com consideração dos efeitos hidromecânicos induzidos pela variabilidade das condições de saturação constitui um dos problemas geotécnicos mais difíceis de analisar, mesmo por ser forçosamente analisada no âmbito de um dado tipo de mecanismo e de uma fase (incipiente ou de desenvolvimento) devido ao contraste de fenómenos envolvidos [Cascini *et al.*, 2010].

A movimentação da água nos materiais dos taludes é condicionada pelos potenciais gravítico e de sucção e pelas condições de fronteira superficiais de infiltração e de evapotranspiração.

As condições variáveis de saturação na zona menos profunda dos taludes representam uma das situações mais complexas de modelação numérica pelo facto de na zona vadosa existirem fatores adicionais de heterogeneidade relativamente à heterogeneidade geotécnica (física). Por exemplo:

- a diferentes profundidades podem corresponder diferentes posições na curva característica dos materiais (diferentes regimes hídricos com a concomitante distinção de processos de equilíbrio de pressões e diferentes valores de permeabilidade e de capacidade específica de humidade) independentemente do grau de heterogeneidade física;
- o contraste textural introduz barreiras hídricas, inexistentes no regime saturado.

Acresce ainda a coexistência entre a zona vadosa e a zona saturada, numa fronteira de geometria variável no tempo, que recomenda (exige...) o recurso a modelos constitutivos hidromecânicos que assegurem a unicidade de processos e a continuidade suave nas transições saturação-insaturação.

A análise de rotura de taludes (considerando a dispersão estatística e a variabilidade espacial das propriedades) desenrolar-se-á através da seguinte sequência de passos em torno da ferramenta de cálculo desenvolvida na Tarefa D.2 do Projeto 1:

- definição do padrão cronológico de chuvas
- definição da função de admitância das águas pluviais no talude
- definição da função de infiltração para chuva transitória por subdivisão deste padrão em subtroços finitos de pluviosidade constante, aos quais é aplicável a função de Chen & Young (2006)
- definição das condições iniciais do talude
- identificação dos parâmetros relativamente aos quais os resultados sejam mais sensíveis;
- estabelecimento de distribuições estatísticas<sup>15</sup> dos parâmetros físicos, hídricos, de deformabilidade e de resistência dos geomateriais e dos parâmetros definidoras das ações atmosféricas;
- estabelecimento das leis espaciais de autocorrelação dos parâmetros acima referidos;
- aplicação do Método de Monte Carlo à determinação da probabilidade de rotura por deslizamento do talude, recorrendo à otimização do procedimento por amostragem estratificada do Hipercubo Latino; para tal:
  - a. corrida do programa de acoplamento em MATLAB para resolução sequencial do problema de equilíbrio hídrico (TOUGH2, com consideração da permeabilidade e retenção hídrica com histerese) e de equilíbrio mecânico (FLAC ou FLAC3D). Obter-se-á no final deste cálculo os campos de tensão mobilizada e resistente no modelo
  - b. identificação da superfície de rotura mais desfavorável por um algoritmo de pesquisa, sendo o coeficiente global de segurança  $F_S$  calculado como o quociente entre o integral, ao longo da superfície de rotura, das tensões de corte  $\tau_m$  mobilizadas em

---

<sup>15</sup> Nalguns casos o coeficiente de variação encontra-se bem delimitado, assim como a distribuição estatística. Noutros, como por exemplo nos hídricos (em especial, os relacionados com a curva de retenção) a informação existente é mais escassa. No grupo dos restantes figurarão os parâmetros cuja variabilidade seja desprezável ou aos quais as respostas analisadas apresentem menor sensibilidade.



cada subdivisão (num total de n) segundo a direção local da superfície de rotura e o integral homólogo das tensões de corte resistentes  $\tau_r$ , isto é

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{r,i}}{\sum_{i=1}^n \tau_{m,i}} \quad (4.13)$$

- TAREFA E.3 CÁLCULO DE CURVAS PROBABILIDADE-INTENSIDADE DO DESLIZAMENTO (F-I)**

Nesta tarefa pretende-se determinar a dimensão do deslizamento, e a respetiva probabilidade condicionada à ocorrência de rotura, da massa situada superiormente a cada superfície de deslizamento analisada na tarefa anterior. Entende-se por dimensão, o volume deslocado e o comprimento do trajeto percorrido. Recorrer-se-á ao método simplificado de deslizamento de blocos.

- PLANEAMENTO DA ATIVIDADE E DO PROJETO 2**

As tarefas que compõem a Atividade E do Projeto 2 requerem a contribuição de investigadores do Departamento de Geotecnia em funções de coordenação e de desenvolvimento conceptual. Necessitam ainda da participação de bolseiros, seja do LNEC ou de projetos exteriores e alunos de Mestrado e de Doutoramento com o objetivo de efetivação prática e fina daquelas tarefas.

**Quadro 4.19 – Atividade E do Projeto 2: Esforço de investigador, bolseiro de investigação e técnico de experimentação**

Tarefa	Investigador	Bolsheiro		Técnico
E.1	2	6+6+3	BIIC+Mestrado+BD	-
E.2	2	12+6	BIIC+BD	-
E.3	1	9+3	BIIC+BD	-
<b>Total</b>	5	45	-	-

**Quadro 4.20 – Planeamento das tarefas da Atividade E do Projeto 2**

Tarefa	Ano 1			Ano 2			Ano 3			Ano 4			Ano 5			Ano 6		
E.1																		
E.2																		
E.3																		

- RESULTADOS ESPERADOS NA ATIVIDADE E DO PROJETO 2**

Os resultados esperados nesta Atividade consideram a recolha padronizada de informação sobre um número reduzido de eventos bem documentados de deslizamento incipiente de massas pouco profundas de taludes (“escavações ou aterros” e “vertentes naturais”).

Incluem também a disponibilização de ferramentas computacionais para análise deste tipo de fenómenos tendo em conta a natureza interativa dos vários fenómenos hidromecânicos em jogo e a dependência destes das condições atmosféricas. Estas ferramentas permitem a elaboração de curvas de frequência relativa de coeficiente global de segurança (F-FS) e, por último, de curvas de curvas de frequência relativa de intensidade do deslizamento (F-I).



## Capítulo 5. PROGRAMA DE FORMAÇÃO PÓS-GRADUADA

O Programa de Formação Pós-Graduada inclui um curso de Pós-Graduação ao nível propedêutico de Doutoramento, um curso de Pós-Graduação de curta duração, cinco projetos de tese de mestrado de 2º ciclo e dois Planos de Doutoramento.

### 5.1. Curso “Reologia de solos em condições variáveis de saturação”

Este curso está pensado para integrar a formação especializada de um Programa Doutoral numa Universidade que disponha de Doutoramento em Engenharia Civil ou em Geotecnia. Deste modo, terá uma carga horária de 60 horas correspondendo-lhe 6 créditos ECTS.

- **PLANO DE ESTUDOS**

O Plano de Estudos é composto por dois módulos. No primeiro procura-se caracterizar, explicar e interpretar os efeitos da variação do grau de saturação na resposta hidromecânica dos geomateriais. No segundo, desenvolver competências no domínio da modelação computacional da resposta dos solos sob ações exteriores, em condições de saturação variável.

- Módulo 1 Efeitos da água nas propriedades termo-hidromecânicas dos solos em condições variáveis de saturação

Características dos solos insaturados. Potenciais Termodinâmicos. Efeitos da variação do grau de saturação. Permeabilidade. Capacidade específica de humedecimento. Curva de retenção.

- Módulo 2 Modelação computacional da resposta hidromecânica de solos a ações exteriores

Variáveis de tensão e de deformação. Complementaridade energética. Compressibilidade. Deformabilidade em corte. Resistência ao corte. Modelo BBM avançado. Modelo GCM. Implementação computacional dos modelos.

- Bibliografia

Apontamentos elaborados pelo corpo docente

Unsaturated soils: a fundamental interpretation of soil behaviour, E. Murray & V. Sivakumar, Wiley-Blackwell, 2010

Advanced unsaturated soil mechanics and engineering, C. Ng & B. Menzies, Taylor & Francis, 2007

## **5.2. Curso “Compactação de aterros”**

Este curso enquadra-se na modalidade de curso de especialização de curta duração. É orientado para a prática da Engenharia Geotécnica.

Visa o aprofundamento dos conhecimentos dos engenheiros geotécnicos envolvidos em obras de aterro, viárias ou hidráulicas, numa área do conhecimento muito relevante, mas ainda não adequadamente individualizada nos *curricula* universitários portugueses.

Como particularidade individualizante relativamente a ofertas de formação neste domínio, refere-se o papel unificador da mecânica dos solos insaturados na abordagem da problemática da compactação.

A carga horária é de 28 horas na modalidade de 7 horas diárias.

- **PROGRAMA**

Características dos solos insaturados. Efeitos da variação do grau de saturação. Permeabilidade. Processos de adensamento e de compactação. Compactação laboratorial. Compactação no campo. Controlo de compactação. Aterros experimentais. Permeabilidade. Deformabilidade. Resistência. Estabilidade interna.

## **5.3. Teses de Mestrado (2º ciclo de estudos)**

Apresenta-se um número reduzido de teses de Mestrado correspondentes ao 2º ciclo de estudos do Ensino Superior, que formalmente não são trabalhos de pós-graduação. No entanto, a dimensão do esforço para o seu desenvolvimento adequa-se bem a pequenas unidades de trabalho previstas em Tarefas do Programa de Investigação. Por este motivo, e sabendo que a qualidade de uma Tese de Mestrado é muito dependente do empenho do aluno e do potencial do tema em estudo, antecipa-se que o nível final destes trabalhos de preparação de Tese seja compatível com uma “pós-graduação”.

### **5.3.1. Tese 1 “Caracterização experimental da resistência à tração de solos finos insaturados”**

Nesta Tese serão desenvolvidos o conteúdo da Tarefa 6 da Atividade A do Projeto 1 “Infraestrutura Experimental para caracterização da resistência à tração de solos”, com recurso ao equipamento de Parfitt e o da Atividade B do Projeto 2.

Considerar-se-ão materiais silto-argilosos compactados por apiloamento com energia leve do ensaio Proctor. Os efeitos de estrutura serão considerados pela adoção de três teores em água distintos com os seguintes desvios relativamente ao ótimo: -1,5%; 1,0% e 2,5 %

Para conhecimento do regime hídrico correspondente ao teor em água de preparação de cada provete serão determinadas as suas curvas de retenção principais. Tal permitirá conhecer as gamas de variação dos regimes pendular, capilar e funicular para caracterização do efeito da humidade relativa na resistência à tração dos materiais.

### 5.3.2. Tese 2 “Implementação computacional de ferramentas de otimização de ajustamento de parâmetros de modelos constitutivos hidromecânicos”

A utilização de um modelo constitutivo para análise de fenómenos hidrodinâmicos, estacionários ou transitórios, requer o ajustamento de parâmetros das equações governativas. A complexidade intrínseca (individual) dos fenómenos hídricos e elastoplásticos e a respetiva interação dificulta muito a tarefa de escolha ótima do valor dos parâmetros. A existência de inúmeros mínimos locais da função de erro pode conduzir a estimativas muito enviesadas, em especial para os parâmetros sem significado físico claro.

As duas vias que se configuram aplicáveis para robustecer o processo de otimização são o recurso a algoritmos híbridos e a algoritmos de resolução de problemas inversos. Nesta Tese serão desenvolvidos os dois tipos de algoritmo ao nível do ponto de Gauss.

No primeiro caso considerar-se-ão os procedimentos determinísticos mais eficazes (p.ex. [D’Onza *et al.*, 2012]) com os algoritmos genéticos, os de otimização paralela de nuvens de partículas (parallel modified particle swarm optimization) [Zhang *et al.*, 2013] e algoritmos baseados em Máquinas de Suporte Vectorial [Jiang *et al.*, 2011].

No segundo caso, recorrer-se-á aos *drivers* constitutivos referidos na Tarefa 1 da Atividade D do Projeto 1.

### 5.3.3. Tese 3 “Ensaio de compressão simples em provetes insaturados. Interpretação avançada”

Nesta Tese serão desenvolvidos os tópicos previstos nas Tarefas 1 e 3 da Atividade C do Projeto 2. Será desenvolvido um programa experimental de ensaios de compressão simples com instrumentação de sucção para aferição dos modelos de resistência descritos na Tarefa 1.

Neste âmbito serão somente ensaiados provetes de solos silto-argilosos e silto-arenosos compactados em molde Proctor, nas condições de ótimo do ensaio Proctor normal e com desvios de teor em água de -2%, -1% e +1,5% relativamente ao teor ótimo.

Os provetes serão estabilizados na humidade relativa de compactação ou noutra pretendida, na câmara climática com controlo da estabilização das condições hidromecânicas.

Serão determinadas as curvas de retenção hídrica principais de secagem e de molhagem para determinação indireta da sucção prevalecente.

#### 5.3.4. Tese 4 “Modelação experimental “contínua” das curvas secundárias de retenção hídrica”

Nesta Tese desenvolver-se-á a metodologia de variação “contínua” de sucção, isto é com pequeno passo de discretização no domínio da sucção, para determinação das curvas de retenção hídrica. Esta metodologia baseia-se na variação suave da sucção aplicada. Poderá ser aplicada pelo método da translação do eixo em provetes de edómetro unidimensional ou recorrendo à câmara climática.

Esta valência experimental será utilizada na caracterização das *scanning curves*, com a qual será possível desenvolver novas leis de variação (ou de cedência no GCM) com melhor ajustamento aos resultados experimentais.

#### 5.3.5. Tese 5 “Influência na curva de retenção hídrica da variação volumétrica por efeito de variação de tensão confinante ou de sucção”

A variação do volume específico dos solos pode ser induzida por variação do estado de tensão ou por variação de sucção. Na determinação corrente das SWRC, o primeiro efeito pode ser parcialmente introduzido e contabilizado no prévio adensamento dos provetes, mas não preservado na determinação hídrica em *plate pressure apparatus* ou no equipamento WP4.

A variação de sucção, inerente à determinação experimental da curva característica, pode induzir variações volumétricas em solos de compressibilidade mediana a elevada e alterar a forma da curva de retenção por via da alteração da distribuição porosimétrica.

Nesta Tese será avaliada a influência da variação volumétrica, logo da curva porosimétrica, na forma das curvas principais de retenção. Corresponde ao programa da Tarefa 2 da Atividade A do Projeto 2.

### 5.4. Dissertações de Doutoramento

#### 5.4.1. Dissertação 1 “Identificação e análise de perigos de desestabilização de taludes naturais”

Nesta dissertação aborda-se a identificação e a análise de perigos de desestabilização de taludes naturais, deixando de fora os taludes de aterro, a que correspondem as tarefas da atividade E do Projeto 2 e a tarefa 2 da Atividade D do Projeto 1.

- **PLANO DE ESTUDOS**

- Revisão bibliográfica e estado de arte sobre o funcionamento dos taludes de escavação e das vertentes sob a influência das ações atmosféricas, em particular o que respeita aos eventos de rotura por deslizamento.
- Revisão bibliográfica e estado de arte sobre estratégias computacionais acopladas para resolução iterativa do equilíbrio hídrico e mecânico com elastoplasticidade.
- Implementação em FLAC e FLAC3D de rotinas de integração de tensão-deformação ao nível do ponto de Gauss (*driver* constitutivo) dos modelos BBM avançado, CGM e SFG.
- Recolha de dados de base em casos publicados de desestabilização de taludes.
- Modelação numérica da resposta hidromecânica de taludes com recurso a algoritmos de controlo da interação entre os programas TOUGH2 e FLAC3D.
- Utilização desta ferramenta para em associação com o Método de Monte Carlo otimizado obter probabilidades de rotura de um número reduzido de casos de estudo.
- Cálculo de curvas probabilidade-coeficiente global de segurança ao deslizamento incipiente (F-FS).
- Cálculo de curvas probabilidade-intensidade do deslizamento (F-I).

#### 5.4.2. Dissertação 2 “Interpretação de ensaios CPT em maciços de textura grosseira considerando condições contrastantes de saturação”

Nesta Dissertação pretende-se esclarecer o efeito da insaturação e da variação do grau de saturação de maciços de textura grosseira, não cimentados, nos resultados dos ensaios de penetração estática de cone.

Em primeiro lugar, considerar-se-ão os efeitos climatéricos causadores de variações lentas no teor em água volumétrico em profundidade. Deste modo será possível distinguir situações extremas de humidade.

Supletivamente, considerar-se-á o efeito da dilatância no processo de penetração e o efeito instantâneo sobre o índice de vazios, logo sobre a sucção prevalecente.

Para tal serão desenvolvidas ferramentas de modelação constitutiva e numérica de problemas de equilíbrio bidimensional (tirando partido da simetria radial) e tridimensional para simulação desses ensaios.

- **PLANO DE ESTUDOS**

- Revisão bibliográfica e estado de arte.
- Problema da expansão da cavidade esférica. Equações de equilíbrio hidromecânico. Estratégias de resolução.
- Modelação constitutiva e numérica. Desenvolvimento de *drivers* constitutivos e sua implementação em FLAC e FLAC3D. Calibração por métodos híbridos e inversos a partir de

ensaios de campo e em câmara de calibração. Modelos BBM avançado, Glasgow Coupled Model e SFG.

- Programa experimental de caracterização de maciço arenoso. Ensaios hidromecânicos laboratoriais. Métodos de preparação de corpos de prova na câmara de calibração. Ensaios CPT em câmara de calibração. Ensaios CPT *in situ*.
- Análise e interpretação dos resultados dos ensaios.
- Modelação dos ensaios. Estimativa de parâmetros constitutivos. Simulação do efeito de variação de saturação nos resultados de ensaios CPT com especial atenção aos contrastes texturais e de deformabilidade.

Lisboa e Laboratório Nacional de Engenharia Civil, fevereiro de 2019

João Paulo Bilé Serra



## Referências bibliográficas

**Aitchison, G. (1960)**

Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils.

Proc. Conference Pore Pressure and Suction in Soils: 47:52

London

**Aitchison, G. & Donald, I. (1956)**

Effective stresses in unsaturated soils.

Proc. 2<sup>nd</sup> Australia-New Zealand Conference of Soils Mechanics: 192-199

Christchurch

**Aitchison, G., Russam, K. & Richards, B. (1965)**

Engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils.

Proc. Conference "Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas": 7-21

Pretoria

**Alonso, E. & Delage, P. (1995)**

Unsaturated soils. Sols non saturés.

Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95)

Paris

**Alonso, E. & Olivella, S. (2006)**

Unsaturated soil mechanics applied to geotechnical problems.

Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'2006), ASCE GSP 147: 1-35

Arizona

**Alonso, E. (2003)**

Exploring the limits of unsaturated soil mechanics: the behaviour of coarse granular soil and rockfill.

The 11<sup>th</sup> Spencer J. Buchanan Lecture

College Station, Texas A & M University

**Alonso, E., Gens, A. & Hight, D. (1987)**

Special problems soils. General Report.

Proc. 9<sup>th</sup> European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3: 1087-1146

Dublin

**Alonso, E., Gens, A. & Josa A. (1990)**

A constitutive model for partially saturated soils.

Géotechnique, 40: 405-430

**Alonso, E., Pinyol, N., & Puzrin, A. (2010)**

Geomechanics of Failures. Advanced Topics.

Springer Science+Business Media B.V.

**Alonso, E., Vaunat, J. & Gens, A. (1999)**

Modelling the mechanical behaviour of expansive clays.

Engineering Geology, 54: 173-183

**Alonso, E., Vaunat, J. & Pereira, J. (2010)**

A microstructurally based effective stress for unsaturated soils

Géotechnique, 60: 913-925

**ASTM (2011)**

Standard Test Method for Field Measurement of Hydraulic Conductivity Using Borehole Infiltration.

ASTM D6391-11.

West Conshohocken, PA

**Asyling, H. (1963)**

Soil physics terminology.

Proc. International Society of Soil Science, 23:7-10, *apud.* Hillel (1982)

**Bagbag, A., Doherty, J. & Lehane, B. (2016)**

Stress-strain response of fine silica sand using a miniature pressuremeter.

Proc. ISC'5 Geotechnical and Geophysical Site Characterisation: 749- 754

Perth

**Baker, R. & Frydman, S. (2009)**

Unsaturated soil mechanics: Critical review of physical foundations.

Engineering Geology, 106(1-2): 26-39

**Barbour, S. (1998)**

19<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective.

Canadian Geotechnical Journal, 35: 873–894

**Barden, L. & Sides, G. (1970)**

Engineering behaviour and structure of compacted clay.

Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, 96(SM4): 1171-1200

**Biarez, J. & Hicher, P. (1994)**

Elementary mechanics of soil behaviour. Saturated remoulded soils.

A. A. Balkema

**Biot, M. & Willis, D. (1957)**

The elastic coefficient of the theory of consolidation.

Journal of Applied Physics, 26: 182:185

**Biot, M. (1941)**

General theory of three-dimensional consolidation.

Journal of Applied Physics, 12: 155-164

**Bishop, A. & Blight, G. (1963)**

Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils.

Géotechnique, 13(3): 177-197

**Bishop, A. & Donald, B. (1961)**

The Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Apparatus

Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1: 13-21

Paris

**Bishop, A. & Eldin, G. (1950)**

Undrained triaxial tests on saturated sands and their significance in general theory of shear strength.

Géotechnique, 2(1): 13-32

**Bishop, A. (1959)**

The principle of effective stress.

Tekniske Ukeblad, 106(39): 859-863

**Blight, G. (2013)**

Unsaturated soil mechanics in geotechnical practice.

CRC Press/Balkema

**Bocquet, L., Charlaux, E., Ciliberto, S. & Crassous, J. (1998)**

Moisture-induced ageing in granular media and the kinetics of capillary condensation.

Nature, 396: 735-737

**Bolt, G. (1976)**

Soil physics terminology.

Proc. International Society of Soil Science, 49:26-36, *apud.* Marshal *et al.* (1996)

**Bolzon, G., Schrefler, B. & Zienkiewicz, O. (1996)**

Elastoplastic soil constitutive laws generalized to partially saturated states.

Géotechnique, 46(2); 279–289

**Bray, C., Chandler, R., Walthall, S., Hoit, M. & Lefchik, T. (2008)**

Extending the Geotechnical Dictionary: best practice for customizing the International Framework for Geotechnical Data.

Proc. GeoCongress 2008, ASCE GSP 179: 549-556

New Orleans

**Brennen, C. (1995)**

Cavitation and bubble dynamics.

Oxford University Press

**Briggs, L. (1897)**

The mechanics of soil moisture.

Soils Bulletin 10, U.S. Department of Agriculture

**Brito, A. (2015)**

Use of soil-rockfill mixtures in embankment dams.

PhD thesis

Instituto Superior Técnico, Lisboa

**Brönnimann, C., Tacher, L., Askarinejad A., Kienzler, P. & Springman, S. (2009)**

Pore water pressure modelling in a rainfall triggered shallow landslide: the sprinkling experiment in Rüdlingen, Canton of Schaffhausen.

7<sup>th</sup> Swiss Geoscience Meeting

Neuchâtel

**Buckingham, E. (1907)**

Studies of the movement of soil moisture.

Bulletin No. 38, U.S. Department of Agriculture, Bureau of Soils

Washington, DC

**Caldeira, L. & Pimenta, L. (2007)**

New Proposal for Portfolio Safety Assessment of Embankment Dams.

Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conference on Dam Engineering

Lisboa

**Cascini, L., Cuomo, S., Pastor, M., & Sorbin, G. (2010)**

Modelling of rainfall-induced shallow landslides of the flow-type.

ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136(1): 85–98

**CEN (2003)**

Soil investigation and testing – Phicometer shearing test.

Documento CEN/TC 341 /WG 5 N 52 E

Comite Européen de Normalization

Bruxelles

**Charles, J., Hughes, D. & Burford, D. (1984)**

The effect of a rise of water table on the settlement of backfill at Horstley restored open cast coal mining site: 1973-1983.

Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conference on Ground Movements and Structures: 423-442 *apud*. Alonso & Olivella (2006)

Cardiff

**Chen, L., & Young, M. (2006)**

Green–Ampt infiltration model for sloping surface.

Water Resources Research, 42: W07420

**Childs, E. (1969)**

An introduction to the physical basis of soil water phenomena.

Wiley-Interscience

**Cho, G. & Santamarina, J. (2001)**

Unsaturated particulate materials particle-level studies.

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127(1): 84–96

**Coleman J. (1962)**

Stress-Strain relations for partially saturated soils.

Géotechnique 12 (4): 348-350

**Collins, I. & Wang, Y. (1990)**

Similarity solutions for the quasi-static expansion of cavities in frictional materials.

Research Report No. 489, Department of Engineering Science  
University of Auckland

**Conde, M. (2016)**

Estudo do desempenho a longo prazo de aterros.

Dissertação de Doutoramento  
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

**Coussy, O. & Fleureau, J. (2002)**

Mécanique des sols non saturés.

Hermès Science Publications

**Croney, D. & Coleman, J. (1948)**

Soil thermodynamics applied to the movement of moisture in road foundations.

Proc. 7<sup>th</sup> Int. Congress Applied Mechanics, 3: 163-77  
London

**Croney, D. & Coleman, J. (1954)**

Soil Structure in Relation to Soil Suction (pF).

J. Soil Science, 5: 75–84

**Croney, D. (1952)**

The movement and distribution of water in soils.

Géotechnique, 3(1): 1–16

**Croney, D., Coleman, J. & Black, W. (1958)**

Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance.

Highway Research Bd., Special Report no. 40. *apud*. Jennings & Burland (1962)

**Cui, Y. (2016)**

Unsaturated railway track-bed materials.

Proc. 3<sup>rd</sup> European Conference on Unsaturated Soils (E-UNSAT 2016), DOI: 10.1051/  
e3sconf/20160901001  
Paris

**Cundall, P. & Strack, O. (1983)**

Modeling of microscopic mechanisms in granular material.

Mechanics of Granular Materials – New Models and Constitutive Relations: 137-151  
Studies in Applied Mechanics, vol. 7  
Elsevier

**D'Onza, F., Gallipoli, D. & Wheeler, S. (2012)**

A New Procedure for Determining Parameter Values in the Barcelona Basic Model.

Proc. 2<sup>nd</sup> European Conference on Unsaturated Soils (E-UNSAT 2012), 2: 93-102  
Napoli

**Daniel, D. (1982)**

Measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soils with thermocouple psychrometers.

Soil Science Society of America Journal, 20(6): 1125–1129

**Delage, P. & Cui, Y. (2000)**

L'eau dans les sols non saturés.

Techniques de l'ingénieur, C301

**Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y. & Howat, M. (1996)**

Microstructure of compacted silt.

Canadian Geotechnical Journal, 33: 150–158

**Dineen, K. (1997)**

The influence of soil suction on compressibility and swelling.

PhD. Thesis

Imperial College of Science, Technology and Medicine, London

**Donald, I. (1960)**

Discussion.

Proc. Conference on Pore Pressure: 69

London

**Drumright, E. (1989)**

The contribution of matric-suction to the shear strength of unsaturated soils.

PhD thesis

Colorado State University, Fort Collins

**Edris Jr., E. & Lytton, R. (1976)**

Dynamic properties of subgrade soils, including environmental effects.

Texas Transportation Institute, TTI-2-18-74-164-3.

Texas A & M University, College Station, Texas

**Escario, V. & Saez, J. (1986)**

The shear strength of partly saturated soils.

Géotechnique, 36(3):453-456

**Ezzein, F. & Bathurst, R. (2011)**

A transparent sand for geotechnical laboratory modeling.

Geotechnical Testing Journal, 34(6): 1– 6

**Fell, R., Hungr, O., Leroueil, S. & Riemer, W. (2000)**

Keynote Lecture – Geotechnical engineering of the stability of natural slopes, and cuts and fills in soil.

Proc. Int. Conference on Geotechnical & Geological Engineering (GeoEng 2000), 1: 21–120

Melbourne

**Fleureau, J., Kheirbek-Saoud, S. & Taibi, S. (1995)**

Experimental aspects and modelling of the behaviour of soils with a negative pressure.

Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95), 1: 57-62

Paris

**Folque, J. (1962)**

Reologia de solos não saturados.

Memória 176

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

**Folque, J. (1968)**

Anotações sobre barragens de terra.

Memória 312

Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

**Fourie, A., Hofmann, B., Mikula, R., Lord, E. & Robertson, P. (2001)**

Partially saturated tailings sand below the phreatic surface.

Géotechnique, 51(7): 577-585

**Fredlund, D. & Zhang, F. (2017)**

Effect of Initial Conditions on the Interpretation of Soil-Water Characteristic Curves (SWCCs) in Geotechnical Engineering

Proc. Conference PanAm Unsaturated Soils 2017: Applications, ASCE GSP 302: 1-31

Dallas

**Fredlund, D. & Morgenstern, N. (1977)**

Stress state variables for unsaturated soils.

Journal of the Geotechnical Division, ASCE, 103(GT5): 447-466

**Fredlund, D. & Rahardjo, H. (1993)**

Soil Mechanics for Unsaturated Soils.

John Wiley & Sons, Inc.

**Fredlund, D. & Xing, A. (1994)**

Equations for the Soil-Water Characteristic Curve.

Canadian Geotechnical Journal, 3(4): 533-546

**Fredlund, D. (1979)**

Appropriate concepts and technology for unsaturated soils.

Canadian Geotechnical Journal, 16: 121–139

**Fredlund, D., Morgenstern, N. & Widger, R. (1978)**

The shear strength of unsaturated soils.

Canadian Geotechnical Journal, 15(3): 313:321

**Fredlund, D., Rahardjo, H. Leong, E. & Ng, C. (2001)**

Suggestions and recommendations for the interpretation of soil–water characteristic curves.

Proc. 14<sup>th</sup> Southeast Asian Geotechnical Conference, 1: 503–508

Hong Kong

**Frydman, S. & Baker, R. (2009)**

Theoretical Soil-Water Characteristic Curves Based on Adsorption, Cavitation, and a Double Porosity Model.

ASCE International Journal of Geomechanics, 9(6): 250-257

**Futai, M. & Almeida, M. (2005)**

An experimental investigation of the mechanical behaviour of an unsaturated gneiss residual soil.

Géotechnique, 55(3): 201–214

**Gan, J., Fredlund, D. & Rahardjo, H. (1988)**

Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test.

Canadian Geotechnical Journal, 25(3): 500–510

**Geng, J., Howell, D., Longhi, E., Berhinger, R., Reydellet, G., Vanel, L., Clément, E., & Luding, S. (2001)**

Footprints in sand: the response of a granular material to local perturbations.

Physical Review Letters, 87(3): 035506

**Gens, A. (2010)**

Soil-environment interactions in geotechnical engineering.

Géotechnique, 60(1): 3-74.

**Gens, A., Sanchez, M. & Sheng, D. (2006)**

On constitutive modelling of unsaturated soils.

Acta Geotechnica, 1: 137-147

**Gili, J. (1988)**

Modelo microstructural para medios granulares no saturados.

Tesis doctoral

Universad Politecnica de Catalunya

**Godt, J., Baum, R. & Lu, N. (2009)**

Landsliding in partially saturated materials.

Geophysical Research Letters, 36, L02403

**Gray, W. & Schrefler, B. (2001)**

Thermodynamics approach to effective stress in partially saturated porous media.

European Journal of Mechanics. A/Solids, 20: 521-538.

**Hartley, P. & Parfitt, G. (1984)**

An improved split-cell apparatus for the measurement of tensile strength of powders.

Journal of Physics E: Scientific Instruments, 17:347

**Henkel, D. (1959)**

The relationship between the effective stresses and water content in saturated clays.

Géotechnique, 10(2): 41-54

**Henkel, D. (1959)**

The relationship between the strength, pore-water pressure and volume change characteristics of saturated clays.

Géotechnique, 9(3): 119-135

**Herbert, M. (2006)**

Cavitation acoustique dans l'eau pure.

Thèse de Doctorat  
Université Paris 7 – Denis Diderot

**Herrera F., Lozano M. & Sánchez A. (2005)**

Hybrid crossover operators for real-coded genetic algorithms: an experimental study.

Soft Computing, 9(4): 280-298

**Hillel, D. & Mottes, J. (1966)**

Effect of plate impedance, wetting method and aging on soil moisture retention.

Soil Science, 102: 135-140.

**Hillel, D. (1982)**

Introduction to Soil Physics.

Academic Press

**Hoit, M., Turner, L. & Ponti, D. (2012)**

DIGGS Final Report. Development of Geotechnical Data Schema in Transportation for the Ohio Department of Transportation Office of Research and Development and the Federal Highway Administration.

Ohio Department of Transportation (DOT)

**Hongwei, Y. & Russell, A. (2015)**

Cavity expansion in unsaturated soils exhibiting hydraulic hysteresis considering three drainage conditions.

International Journal on Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 39: 1975–2016

**Houlsby, G. (1979)**

The work input to granular material.

Géotechnique, 29(3): 354-358

**Houlsby, G. (1981)**

A study of plasticity theories and their applicability to soils.

PhD thesis  
Cambridge University

**Houlsby, G. (1997)**

The work input to an unsaturated granular material.

Géotechnique, 47(1): 193-196

**Hungr, O. (2016)**

A review of landslide hazard and risk assessment methodology.

JTC1 Heim Lecture. Proc. 12<sup>th</sup> Int. symposium on landslides (1): 3-30.

Napoli

**Hutter, K., Laloui, L. & Vulliet, L. (1999)**

Thermodynamically based mixture models for saturated and unsaturated soils.

Mechanics of Cohesive and Frictional Materials, 4: 295-338.

**ICOLD (2001)**

Tailings dams. Risk of dangerous occurrences. Lessons learnt from practical experiences.

Bulletin 121

Commission Internationale des Grands Barrages, Paris

**Ingles, O. (1962)**

Bonding Forces in Soils: Part. 3. A Theory of Tensile Strength for Stabilized and Naturally Coherent Soils.

Proc. 1<sup>st</sup> Australian Road Research Board Conference: 1025-1047  
Canberra

**Israelachvili, J. (1992)**

Intermolecular and Surface Forces.

Academic Press

**Jardine, R., Gens, A., Hight, D. & Coop, M. (2004)**

Developments in understanding soil behaviour.

Advances in Geotechnical Engineering. The Skempton Conference: 103-206.  
London

**Jennings, J. & Burland, J. B. (1962)**

Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils.

Géotechnique, 12(2): 125-144

**Jennings, J. & Knight, K. (1957)**

The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting.

Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1: 316-319  
London

**Jennings, J. (1957)**

Discussão dum comunicação de M. Youssef.

Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3: 168  
London

**Jennings, J. (1960)**

A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils.

Proc. Conference Pore Pressure and Suction in Soils: 26-30  
London

**Jiang, A., Wang, S. & Tang, S. (2011)**

Feedback analysis of tunnel construction using a hybrid arithmetic based on Support Vector Machine and Particle Swarm Optimisation.

Automation in Construction, 20(4): 482-489

**Jommi, C. (2000)**

Remarks on the constitutive modeling of unsaturated soils.

Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils: 139-153  
A. A. Balkema

**Jommi, C. (2013)**

General report of TC 106. Unsaturated soils.

Proc. 18<sup>th</sup> Int. Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: challenges and innovations in geotechnique, ICSMGE 2013: 1061-1068  
Paris

**Juang, C. & Holtz, R. (1986)**

A probabilistic permeability model and the pore size density function.

International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 10(5): 543-553

**Khalili, N & Khabbaz, M. (1998)**

A unique relationship for  $\chi$  for the determination of the shear strength of unsaturated soils.

Géotechnique, 48(5): 681-687

**Khalili, N., Geiser, F. & Blight, G. (2004)**

Effective stress in unsaturated soils: review with new evidence.

ASCE, International Journal of Geomechanics 4(2): 115-126



**Kohgo, Y., Nakano, M. & Miyazaki, T (1993a)**

Theoretical aspects of constitutive modeling for unsaturated soils.

Soils and Foundations, 33(4): 49-63

**Kohgo, Y., Nakano, M. & Miyazaki, T (1993b)**

Verification of the generalized elasto-plastic model for unsaturated soils. Theoretical aspects of constitutive modeling for unsaturated soils.

Soils and Foundations, 33(4): 64-73

**Lassabatere, L. Angulo-Jaramillo, R. & Winiarski, T., Yilmaz, D. (2013)**

BEST method: Characterization of soil unsaturated hydraulic properties.

Advances in Unsaturated Soils, 1<sup>st</sup> Pan-American Conference on Unsaturated Soils

Cartagena de Indias

**Leverson, S. & Lohnes, R. (1995)**

Moisture tension relations in sand.

Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95),1: 387-392

Paris

**Lewis, R. & Schrefler, B. (1987)**

The finite element method in the deformation and consolidation.

John Wiley & Sons, Inc.

**Li, X. (2005)**

Modelling of hysteresis response for arbitrary wetting/drying paths.

Computers and Geotechnics, 32: 133-137

**Lian, G. C. Thornton & M. Adams (1993)**

A theoretical study of the liquid bridge forces between two rigid spherical bodies

Journal of Colloid Interface Science, 161: 138-147

**Liu, C. & Xu, J. (2013)**

Experimental study on effects of initial conditions on liquefaction of saturated and unsaturated sands.

ASCE International Journal of Geomechanics, 15(6): D04014100

**Lloret, A., Villar, M., Sanchez, M., Gens, A., Pintado, X. & Alonso, E. (2003)**

Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes.

Géotechnique, 53(1): 27-40

**Lloret-Cabot, M. (2011)**

Numerical modelling of coupled behaviour in unsaturated soils.

PhD thesis

University of Strathclyde and University of Glasgow

**Lloret-Cabot, M., Pineda, J. & Sheng, D. (2015)**

Some remarks on the mechanical yielding on unsaturated soils.

Proc. 6<sup>th</sup> Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils. Unsaturated Soil Mechanics – from Theory to Practice: 197-203

Guilin

**Lloret-Cabot, M., Wheeler S. & Sánchez, M. (2017)**

A unified mechanical and retention model for saturated and unsaturated soil behavior.

Acta Geotechnica, 12: 1-21

**Lloret-Cabot, M., Wheeler, S., Pineda, J., Romero, E. & Daichao, S. (2018)**

From saturated to unsaturated conditions and vice versa.

Acta Geotechnica, 13: 15-37

**Loret, B. & Khalili, N. (2002)**

An effective stress elastic-plastic model for unsaturated porous media.

Mechanics of Materials, 34: 97-116

**Lu, N. & Likos, W. (2004)**

Unsaturated Soil Mechanics.

J. Wiley & Sons

**Lu, N. & Likos, W. (2006)**

Suction stress characteristic curve for unsaturated soil.

ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(2): 131–142

**Lytton, R. (1995)**

Foundations and pavements on unsaturated soils.

Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95), 3: 1201-1220  
Paris

**Maâtouk, A., Leroueil, S. & La rochelle, P. (1995)**

Yielding and critical state of collapsible soils.

Géotechnique, 45(3): 465-477

**Magnan, J. (1999)**

L'eau dans le sol.

Technique de l'Ingénieur, Traité de Construction C2 (C212)

**Manso, J. (2017)**

Predicting the Behaviour of Rockfill Embankments.

PhD thesis  
Instituto Superior Técnico, Lisboa

**Maranha das Neves E. & Cardoso R. (2008)**

Comportamento estrutural de aterros construídos com materiais não saturados. Aplicação aos aterros da auto-estrada A10, Arruda dos Vinhos/Carregado. Estudo realizado para a BRISA.

Relatório ICIST EP 13/08  
Instituto Superior Técnico, Lisboa

**Maranha das Neves, E. & Caldeira, L. (2018)**

As equações constitutivas na modelação geotécnica.

IST Press

**Maranha das Neves, E. (1969)**

Influência das tensões neutras negativas no comportamento dos solos compactados saturados.

Tese apresentada a concurso para Especialista  
Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa

**Maranha das Neves, E. (1990)**

Static behaviour of eart-rockfill dams.

Advances in Rockfill Structures, NATO ASI Series E 200  
Kluwer Academic Publisher

**Maranha das Neves, E. (2007)**

Resistência dos solos: dilatância versus coesão efectiva.

Revista Geotecnia, 109: 5-23

**Marinho, E. (1994)**

Shrinkage Behaviour of Some Plastic Soils.

PhD Thesis  
University of London

**Marinho, F., & Chandler, R. (1995)**

Cavitation and the direct measurement of soil suction.

Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95), 2: 623-630  
Paris

**Marshall, T. (1959)**

Relations between water and soil.

Technical Communication No. 50. Commonwealth Bureau Soils  
Harpenden

**Marshall, T., Holmes, J. & Rose, C. (1996)**

Soil Physics.

Cambridge University Press

**Matyas, E. & Radhakrishna, H. (1968)**

Volume change characteristics of partly saturated soils.

Géotechnique, 18: 432:448

**May, R. & Witezak, M. (1981)**

Effective granular modulus to model pavement responses.

Transportation Research Record, 810: 1-9

**Mccartney, J. (2018)**

General report: Geotechnical engineering problems in unsaturated soils.

Proc. 7<sup>th</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'2018): paper 0.14.GR4

Hong Kong

**Miller, G., Khoury, C., Muraleetharan, K., Liu, C. & Kibbey, T. (2008)**

Effects of soil skeleton deformations on hysteretic soil water characteristic curves: Experiments and simulations.

Water Resources Research, 44: W00C06

**Mitchell, J. (1976)**

Fundamentals of soil behavior.

John Wiley & Sons, Inc.

**Mitchell, J. & Soga, K. (2005)**

Fundamentals of soil behaviour.

John Wiley & Sons, Inc.

**Mo, P., Marshall, A. & Yu, H. (2013)**

Centrifuge modelling of CPT in layered soils.

Proc. of ISC'4 Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4: 219-225

Pernambuco

**Molenkamp, F. & Nazemi, A.H. (2003) –**

Interaction between two rough spheres, water bridge and water vapour.

Géotechnique, 53(2): 255–264

**Moore, R. (1991)**

The chemical and mineralogical controls upon the residual strength of pure and natural clays.

Géotechnique, 41(1): 35–47

**Mualem, Y. (1974)**

A conceptual model for hysteresis.

Water Resources Research, 10(3): 514-520

**Muraleetharan, K., Yang, Y., Salehipour, S. & Dhavala, M. (1998)**

Cavity expansion theories for unsaturated soils.

Technical report, School of Civil Engineering and Environmental Science

University of Oklahoma

**Murray, E. & Sivakumar, V. (2010)**

Unsaturated soils.

Wiley-Blackwell

**Murrell, S. (1958)**

The strength of coal under triaxial compression

Proc. Conference on Mechanical Properties of Non-metallc Brittle Materials: 123-146

London

**Nagaraj, T., Vatsala, A., Murthy & B. (1990)**

Change in pore size distribution due to consolidation of clays.

Géotechnique, 40(2):303-309, discussão de Géotechnique, 39(1): 159-167

**Naylor, D., Maranha das Neves, E., Mattar Jr., D. & Veiga Pinto, A. (1997)**

A back-analysis of Beliche Dam.

Géotechnique, 47(2): 221-233

**Ng, C. & Leung, A. (2010)**

Geotechnical problems and case histories from the perspective of unsaturated soil mechanics.

Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'2010), 1: 53-90

Barcelona

**Nicot, F. & Wan, R. (2009)**

Micromechanics of failure in granular materials.

ISTE Vol. 408

Wiley-ISTE

**Nobari, E. & Duncan, J. (1972)**

Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams: a report of an investigation.

U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station

**Nur, A. & Byerlee, J. (1971)**

Exact effective stress law for elastic deformation of rocks with fluids.

Journal of Geophysical Research, 76(26): 6414-6419

**Nuth, M. & Laloui, L. (2008)**

Effective stress concept in unsaturated soils: clarification and validation of a unified framework.

International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 32: 771-801

**Öberg A., Sällfors G. (1997)**

Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve.

Geotechnical Testing Journal, 20(1): 40-48

**Oda, M. (1985)**

Fabric concept of granular materials.

in "Constitutive Laws of Soils", Report of ISSMFE Subcommittee on constitutive laws of soils

11<sup>th</sup> Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: 10-12

San Francisco

**Ohmaki, S. (1982)**

Stress-strain behaviour of anisotropically, normally consolidated cohesive soil.

Proc. 1<sup>st</sup> Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG): 256-269

Zurich

**Olivares, L. & Damiano, E. (2007)**

Postfailure Mechanics of Landslides: Laboratory Investigation of Flowslides in Pyroclastic Soils.

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133: 51-62

**Pagano, A., Tarantino, A., Bagheri, M., Rezaia, M., & Sentenac, P. (2016)**

An experimental investigation of the independent effect of suction and degree of saturation on very small-strain stiffness of unsaturated sand.

Proc. 3<sup>rd</sup> European Conference on Unsaturated Soils (E-UNSAT 2016):

DOI: 10.1051/e3sconf/20160914015

Paris

**Pagano, L. & Desideri, A. (1998)**

Influence of water retention characteristic curve on dam behaviour during construction.

Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'98): 261-265

Beijing

**Paltineanui, I. & J. Starr, J. (1997)**

Real-time soil water dynamics using multisensor capacitance probes: Laboratory calibration.

Soil Science Society of America Journal, 61: 1576-1585

**PanAm Unsaturated Soils 2017: Applications**

Proc. 2<sup>nd</sup> Pan-American Conference on Unsaturated Soils (Unsaturated Soil Mechanics for Sustainable Geotechnics), ASCE GSP 302

Dallas

**Philip, A. & Cameron, D. (1995)**

The influence of soil suction on the resilient modulus of expansive soil subgrades.

Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'95), 1: 171-176

Paris

**Philip, J. (1977)**

Unitary approach to capillary condensation and adsorption.

Journal of Chemical Physics 66: 5069-5075

**Philipponat, G. & Zerhouni, M. (1993)**

Interprétation de l'essai au Phicomètre.

Revue Française de Géotechnique, 65: 3-28

**Pinyol, N. & Alvarado, M. (2017)**

Novel analysis for large strains based on particle image velocimetry.

Canadian Geotechnical Journal 54(7): 933-944

**Pruess, K., Oldenburg, C., & Moridis, G. (2011)**

TOUGH2 User's Guide, Version 2.1.

Report LBNL-43134, Lawrence Berkeley Laboratory

Berkeley

**R. Kodešová, M. Gribb, J. Jiri (1998)**

Estimating soil hydraulic properties from transient cone permeameter data.

Soil Science 163:436-453

**Rendulic, L. (1936)**

Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay.

Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (3):48-51, *apud*. Jennings &

Burland (1962)

Harvard

**Richards, L. (1931)**

Capillary conduction of liquids through porous medium.

Journal of Physics, 1: 318-333

**Rumpf, H. (1970)**

Zur Theorie der Zugfestigkeit von Agglomeraten bei der Kraftübertragung an Kontaktpunkten.<sup>16</sup>

Chemie Ingenieur Technik, 42(8): 538-540

**Rutqvist, J. (2011)**

Status of the TOUGH-FLAC simulator and recent applications related to coupled fluid flow and crustal deformations.

Computers & Geosciences 37: 739-750

**Santamarina, J. & Fam, M. (1995)**

Changes in dielectric permittivity and shear wave velocity during concentration diffusion.

Canadian Geotechnical Journal, 32(4): 647-659

**Scholtès, L. (2008)**

Modélisation Micro-Mécanique des Milieux Granulaires Partiellement Saturés.

Thèse pour obtenir le grade de Docteur

Institut Polytechnique de Grenoble

**Schubert, H. (1975)**

Tensile strength of agglomerates.

Powder Technology, 11: 107-119

---

<sup>16</sup> Sobre a teoria da resistência à tração de aglomerados durante a transmissão de energia em pontos de contato

**Schubert, H. Herrmann, W. & Rumpf, H. (1975)**

Deformation behavior of agglomerates under tensile stress.

Powder Technology, 11: 121-131

**Seker, E. (1983)**

Étude de la déformation d'un massif de sol non saturé.

Thèse n° 482 pour l'obtention du grade de docteur ès sciences techniques

École Polytechnique Fédérale de Lausanne

**Seville, J., Willett, C & Knight, P. (2000)**

Interparticle forces in fluidisation: a review.

Powder Technology, 113: 261-268

**Shaw, D. (1992)**

Colloid and Surface Chemistry.

Butterworth Heinemann

**Sheng D., Fredlund D., Gens A. (2008a)**

A new modelling approach for unsaturated soils using independent stress variables.

Canadian Geotechnical Journal, 45: 511-34

**Sheng, D. (2010)**

Constitutive modelling of unsaturated soils: Discussion of fundamental principles.

Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'2010): 91:112

Barcelona

**Sheng, D., Gens, A., Fredlund, D., Sloan, S. (2008b)**

Unsaturated soils: From constitutive modelling to numerical algorithms.

Computers and Geotechnics, 35: 810-824

**Sidle, R. & Ochiai, H. (2006)**

Landslides: processes, prediction, and land use.

American Geophysical Union Water Resources Monograph 18

Washington, D.C.

**Simunek, J., van Genuchten, M. & Sejna, M. (2005)**

The HYDRUS-1D Software Package for Simulating the One-dimensional Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably-Saturated Media. Version 3.0 HYDRUS Software Series.

Department of Environmental Sciences

University of California, Riverside

**Skempton, A. (1960)**

Effective stress in soils, concrete and rocks.

Proc. Conference on Pore Pressure and Suction in Soils: 4-16

London

**Soulié, F. (2005)**

Cohésion par capillarité et comportement mécanique de milieux granulaires.

Thèse pour obtenir le grade de Docteur

Université Montpellier II

**Soulié, F., El Youssoufi, M., Delenne, J., Voivret & Saix, C. (2007)**

Effect of the crystallization of a solute on the cohesion in granular materials.

Powder Technology, 175 : 43-47

**Stillinger, F. (1980)**

Water revisited.

Science, 209: 451-457

**Take W. (2015)**

36<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Colloquium: Advances in visualization of geotechnical processes through digital image correlation.

Canadian Geotechnical Journal 52(9): 1199-1220

**Tan, N., Miller, G. & Muraleetharan, K. (2003)**

Preliminary Laboratory Calibration of Cone Penetration in Unsaturated Silt.

Proc. 12<sup>th</sup> Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: 391-396  
Massachussets

**Tani, M. (1985)**

The effects of soil physical properties in the groundwater table rise.

Proc. Int. Symposium on Erosion, Debris Flow and Disasters Prevention: 361-365  
Tsukuba

**Tarantino, A. & Mongiovi, L. (2000)**

Experimental Investigations on the stress variable governing unsaturated soil behaviour at medium to high degrees of saturation.

Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils: 3-20  
Trento

**Tarantino, A. (2007)**

A possible critical state framework for unsaturated soils.

Géotechnique, 57: 385–389

**Terzaghi, K. (1923)**

Die Berechnung der Durchlässigkeitsziffer des Tonen aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen.<sup>17</sup>

Sitzbericht (Abt. IIa) Akademie der Wissenschaften, 132  
Vienna

**Terzaghi, K. (1942)**

Soil moisture : IXa. Soil moisture and capillary phenomena in soils.

Physics of the Earth. Chap. IX. Hydrology: 331–363  
Dover Publications, Inc.

**Terzaghi, K. (1943)**

Theoretical Soil Mechanics.

John Wiley & Sons, Inc.

**Touret, O., Pons, C., Tessier, D., Tardy, Y. (1990)**

Étude de la répartition de l'eau dans les argiles saturées, Mg<sup>2+</sup> aux fortes teneurs en eau.

Clay Minerals, 25: 217-233

**Trevana, D. (1987)**

Cavitation and tension in liquids.

IOP Publishing, Ltd.

**Trollope, D. (1968)**

The mechanics of discontinua or clastic mechanics in rock problems.

Rock mechanics in engineering practice: 275-320  
John Wiley & Sons, Inc.

**van Damme, H. (2002)**

L'eau et sa représentation.

Mécanique des Sols non Saturés: 23-68  
M.Hermès Science Publications

**van Genuchten, M. (1980)**

A closed-form equation for predicting the hydraulic of unsaturated soils

Soil Science American Journal, 44(5): 892-898

**Van Olphen, H. (1991)**

Clay colloid chemistry.

Krieger

---

<sup>17</sup> Calculation of the porosity index of clay from hydrodynamic tension conditions



**Vanapalli, S. & Fredlund, D. (2000)**

Comparison of empirical procedures to predict the shear strength of unsaturated soils using the soil-water characteristic curve.

Advances in Unsaturated Geotechnics, ASCE GSP No. 99: 195–209

**Vanapalli, S., Fredlund, D., Pufahl, D. & Clifton, A. (1996)**

Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction.

Canadian Geotechnical Journal, 33: 379-392

**Vaughan, P. (1999)**

Special lecture: Problematic soil or problematic soil mechanics?

Proc. Int. Symposium on Problematic Soils (2): 803–814

Sendai

**Wang, Z., Feyen, J., Neilson, D. & van Genuchten, T. (1997)**

Two phase flow infiltration equations accounting for air entrapment effects.

Water Resources Research, 33(12): 2759–2767

**Wheeler, S., Sharma, R. & Buisson, M. (2003)**

Coupling of hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils.

Géotechnique, 53(1): 41-54

**Wood, D. (1979)**

The behaviour of partly saturated soils: a review.

CUED/D-SOILS/ TR69

University of Cambridge

**Yang, H., Rahardjo, H., Leong, E. & Fredlund, D. (2004)**

Factors affecting drying and wetting soil-water characteristic curves of sandy soils.

Canadian Geotechnical Journal, 41: 908–920

**Yin, Z., Jin, Y., Shen, J. & Hicher, P.-Y. (2018)**

Optimization techniques for identifying soil parameters in geotechnical engineering: Comparative study and enhancement.

International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 42(1): 70-94

**Yong, R. & Warkentin, B. (1975)**

Soil properties and behavior.

Developments in Geotechnical Engineering, 5

Elsevier Scientific Publ. Company

**Yoshimi, V. & Osterber, J. (1963)**

Compression of partially saturated cohesive soils.

ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 89(SM4): 1-24

**Zhang, B., Muraleetharan, K. & Liu, C. (2016)**

Liquefaction of unsaturated sands.

ASCE International Journal of Geomechanics, 16(6): D4015002

**Zhang, Y., Gallipoli, D., & Augarde, C. (2013)**

Parameter identification for elasto-plastic modelling of unsaturated soils from pressuremeter tests by parallel modified particle swarm optimization.

Computers and Geotechnics, 48: 293–303

**Zhao, C., Asreazad, C., Li, J. & Cai, G. (2014)**

Necessary conditions for the critical state of unsaturated soils.

Proc. 6<sup>th</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils, Unsaturated Soils: Research & Applications (UNSAT'2014): 177-183

Sydney

**Zhou, A. (2013)**

A contact angle-dependent hysteresis model for soil–water retention behavior.

Computers and Geotechnics, 49: 36-42



**Zhou, A. (2016)**

A non-linear hysteresis model for soil-water retention behavior.

Proc. 6<sup>th</sup> Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils, Unsaturated Soil Mechanics –  
from Theory to Practice: 329-334

Guilin

**Zhou, A. Sheng, D., Sloan, S. & Gens, A. (2012)**

Interpretation of unsaturated soil behavior in the stress-saturation space, I: Volume change and water retention behavior.

Computers and Geotechnics, 43: 178-187

**Zou, W., Ye, Y., Han, Z. & Vanapalli, S. (2018)**

An insight into soil-water retention surface using soil-water space curves.

Proc. 7<sup>th</sup> Int. Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'2018): paper 15.095.1B

Hong Kong





