



Margarida Dionísio Duarte dos Santos

Licenciada em Engenharia Geológica

Problemas geotécnicos associados a solos expansivos em Lisboa

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Geológica

Orientadora: Doutora Eng.^a Paula F. da Silva, Prof. Auxiliar do DCT,
GeoBioTec & FCT NOVA

Co-orientador: Eng.º Jónatas Rodrigues, Sócio-gerente, SYNEGE

Júri

Presidente: Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas, Prof. Auxiliar
do DCT, GeoBioTec & FCT NOV

Arguentes: Doutora Sofia Maria Mesquita Soares, Prof. Ad-
junta, Instituto Politécnico de Beja

[Nome do co-orientador 2], [Cargo], [Instituição]

Vogais: Doutora Eng.^a Paula F. da Silva, Prof. Auxiliar do
DCT, GeoBioTec & FCT NOVA

Problemas geotécnicos associados a solos expansivos em Lisboa

Copyright © Margarida Dionísio Duarte dos Santos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

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

Agradecimentos

A realização desta dissertação de mestrado é o resultado de um longo percurso de formação superior que não teria sido possível sem o apoio incansável de todos aqueles que, tanto de dentro como fora da faculdade, contribuíram para tal, e a quem deixo aqui os meus mais sinceros agradecimentos:

À minha professora e orientadora Professora Doutora Ana Paula Silva, pelo acompanhamento ao longo de todo o percurso académico, e especialmente pela sua orientação, apoio e disponibilidade na realização desta dissertação.

Ao Eng^o Jónatas Rodrigues (SYNEGE), na qualidade de co-orientador, pelo seu apoio na disponibilização de recursos para a realização desta dissertação, e pela simpatia com que sempre pautou a sua intervenção.

Ao Departamento de Ciências da Terra, em especial ao Professor Doutor Pedro Lamas e à Dr^a. Eduarda Ferreira, pelo seu apoio na realização dos ensaios laboratoriais.

Ao Metropolitano de Lisboa E.P.E., pela cedência das amostras de solos ensaiadas, sem as quais não teria sido possível completar o presente estudo.

Ao Instituto Politécnico de Beja, pelo empréstimo do molde para a realização do ensaio de retração linear.

À minha família e amigos, em especial ao Karim Rahimo e à Loubna Kerfah, pelo incentivo e acompanhamento incondicional em todos os momentos.

E finalmente, a todos aqueles que aqui não foram mencionados, mas que de alguma forma contribuíram para a realização desta dissertação, também deixo aqui o meu sincero agradecimento

Resumo

A expansibilidade é uma característica geotécnica importante de alguns solos e depende diretamente da natureza e teor dos minerais argilosos que os constituem. Esta dissertação tem com objetivo estudar as causas e os problemas geotécnicos dos solos que sofrem variação volumétrica em geral, isto é expansão ou retração, por variação do respetivo teor em água e contribuir para avaliar o potencial expansivo dos que integram algumas unidades geológicas em Lisboa. Pretende-se, deste modo, contribuir para alertar e prevenir futuros problemas em fundações de estruturas e pavimentos exteriores, ou detetar e mitigar os que já existem.

Neste âmbito é compilada a informação existente relativa à temática abordada e efetua-se uma síntese da mesma. Concomitantemente, estudam-se alguns exemplos de casos de danos em estruturas edificadas e medidas mitigadoras geralmente implementadas.

Considerando a informação disponível relativa às propriedades geotécnicas dos solos das unidades que ocupam maior extensão em Lisboa (Complexo Vulcânico de Lisboa, Formação de Benfica e formações miocénicas da Bacia do Baixo Tejo) e complementando-as com dados de algumas amostras ensaiadas em laboratório, efetua-se uma breve análise destes elementos de acordo com classificações e correlações de parâmetros geotécnicos índice recolhidas na literatura no sentido de contribuir para a identificação dos solos mais suscetíveis de apresentar expansão potencial. Finalmente, discute-se a aplicabilidade das correlações utilizadas e indicam-se algumas medidas mitigadoras para as potenciais consequências nas edificações construídas ou a construir em Lisboa nas unidades consideradas mais perigosas.

Palavras-chave: Potencial de expansão; Argilas; Retração; Propriedades índice; Lisboa

Abstract

Some soils present swelling, an important geotechnical feature, which depends directly on the nature and content of the clay minerals of their particles. This dissertation aims to study the causes and geotechnical problems of soils that undergo volumetric variation in general due to their water content variation, e.g. shrinkage or swelling, and contribute to evaluate the swelling potential of some soils that integrate some geological units of Lisbon. It is intended to alert and for prevent future problems in foundations of exterior structures and pavements, or to detect and mitigate those that already exist.

In this context, the existing information on this thematic and a summary of it are presented. At the same time, some examples of damage in building structures and mitigation measures are also put forward.

Considering the available information on the geotechnical properties of the soils of the most extensive geological units in Lisbon (“Complexo Vulcânico de Lisboa”, “Formação de Benfica” and Miocene formations of Bacia do Baixo Tejo) and by complement them with data from some samples tested in the laboratory, a brief analysis of these elements is carried out according to the classifications and correlations of geotechnical index parameters collected in the literature in order to contribute to the identification of soils with swelling potential. Finally, the applicability of the correlations used are discussed as well as some mitigating measures for the potential consequences in the existing buildings or to the future ones in Lisbon in the units considered more hazardous due to their potential swelling.

Keywords: Swelling potential; Clay; Shrinkage; Index properties; Lisbon

Índice geral

AGRADECIMENTOS.....	III
RESUMO.....	V
ABSTRACT.....	VII
ÍNDICE GERAL.....	IX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIII
ÍNDICE DE TABELAS.....	XV
ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	XIX
ABREVIATURAS E SIGLAS.....	XIX
SÍMBOLOS.....	XX
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVOS.....	1
1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	2
2 SOLOS EXPANSIVOS E PROBLEMÁTICA ASSOCIADA.....	5
2.1 FATORES QUE INFLUENCIAM A VARIAÇÃO DE VOLUME.....	5
2.1.1 <i>Fatores internos</i>	6
2.1.1.1 Minerais argilosos expansivos.....	6
2.1.1.2 Outras variações volumétricas.....	8
2.1.2 <i>Fatores externos</i>	10
2.1.2.1 Condições das tensões.....	10
2.1.2.2 Profundidade da zona ativa.....	14
2.1.2.3 Gênese e posição topográfica.....	17
2.1.2.4 Teor em água inicial e sua variação.....	17
2.1.2.5 Variações climáticas.....	17
2.1.2.6 Vegetação.....	19
2.1.3 <i>Métodos para identificação do material expansivo em solos</i>	19
2.1.4 <i>Métodos para identificação de material expansivo em rochas brandas</i>	20

2.2	MÉTODOS LABORATORIAIS PARA DETERMINAR A VARIAÇÃO DE VOLUME.....	22
2.2.1	Valor de azul-de-metileno	22
2.2.2	Percentagem de expansão.....	23
2.2.2.1	Ensaio em amostras indeformadas	23
2.2.2.2	Ensaio em amostras remoldadas	25
2.2.2.3	Retração.....	27
2.2.3	Pressão de expansão.....	30
2.2.3.1	Volume constante ou pressão de expansão - ASTM D4546.....	30
2.2.3.2	Mudança de volume potencial (PVC).....	32
2.2.4	Correlação entre parâmetros índice de solos	34
2.2.4.1	Limites de consistência.....	34
2.2.4.2	Índice de expansão	40
2.2.4.3	Atividade e fração de argilas	41
2.2.4.4	Capacidade de troca catiónica (CEC).....	44
2.2.4.5	Coefficiente de extensão linear (Cole).....	48
2.2.5	Síntese da identificação do potencial de expansão de solos	50
2.3	FUNDAÇÕES EM SOLOS EXPANSIVOS	53
2.3.1	Generalidades	53
2.3.2	Fundações em condições geológicas complexas.....	53
2.3.2.1	Principais danos.....	53
2.3.2.2	Exemplos de distribuição.....	54
2.3.3	Medidas mitigadoras.....	58
2.3.3.1	Antes da construção.....	58
2.3.3.2	Durante a construção	62
2.3.3.3	Depois da construção.....	65
3	SOLOS EXPANSIVOS EM LISBOA – CASO DE ESTUDO.....	69
3.1	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOGRÁFICA	69
3.2	ENQUADRAMENTO GEOTÉCNICO	72
3.2.1	Ensaio para caracterização geotécnica complementar.....	72
3.2.2	Análise e discussão dos resultados	74
3.2.2.1	Correlação com o LL.....	76
3.2.2.2	Correlação com o LP.....	78
3.2.2.3	Correlação com o IP.....	79
3.2.2.4	Correlação com o LR.....	80
3.2.2.5	Correlação com RL.....	81
3.2.2.6	Correlação com o IR.....	81
3.2.2.7	Classificação em conjunto pela fração de argilas e índices de consistência	82
3.2.2.8	Classificação pelo índice de atividade	86
3.2.2.9	Correlação de parâmetros índice com a pressão de expansão.....	88
3.2.2.10	Discussão.....	90
3.2.2.11	Recomendações	98

4	CONSIDERAÇÕES FINAIS E TRABALHOS FUTUROS	99
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103
	ANEXOS.....	111
	ANEXO A – EXPOSIÇÃO DE DADOS DA UNIDADE M_{VA2}	
	ANEXO B – EXPOSIÇÃO DE DADOS DA UNIDADE M_{IVB}	
	ANEXO C – EXPOSIÇÃO DE DADOS DA UNIDADE M_{IVA}	
	ANEXO D – EXPOSIÇÃO DE DADOS DA UNIDADE M_{II}	
	ANEXO E – EXPOSIÇÃO DE DADOS DA UNIDADE M_I	
	ANEXO F – EXPOSIÇÃO DE DADOS DA UNIDADE FB	
	ANEXO G – EXPOSIÇÃO DE DADOS DA UNIDADE CVL	

Índice de Figuras

Figura 2.1 Efeito da compactação na estrutura do solo.....	9
Figura 2.2 Dependência do percurso de tensões – pressão de expansão.....	11
Figura 2.3 Dependência do percurso de tensões na expansão/recompressão de um solo.....	12
Figura 2.4 Relação entre a pressão máxima de expansão e a massa volúmica inicial seca em bentonites	13
Figura 2.5 Efeitos da compactação na expansibilidade.....	13
Figura 2.6 Efeitos da compactação no potencial de expansão.....	14
Figura 2.7 Definição da profundidade da zona ativa.....	15
Figura 2.8 Determinação da profundidade aproximada da zona ativa.....	16
Figura 2.9 Variação de sucção com a profundidade e localização da profundidade da zona ativa.....	16
Figura 2.10 Efeitos dos ciclos de molhagem-secagem no comportamento expansivo de solos naturalmente expansivos.....	18
Figura 2.11 Índice de expansão vs PVC.....	33
Figura 2.12 Previsão da percentagem da expansão de argilas em função do LL e w.....	35
Figura 2.13 Potencial de expansão com base no LL e w.....	36
Figura 2.14 Percentagem de expansão em função do índice de plasticidade.....	37
Figura 2.15 Correlações entre o potencial de expansão e o índice de plasticidade para solos remoldados.....	38
Figura 2.16 Relação entre o índice de expansão e o limite de liquidez para argilas expansivas.....	40
Figura 2.17 Potencial de expansão em função do IP, fração de argilas e da sua atividade.....	41
Figura 2.18 Relação simplificada entre o índice de plasticidade e a fração das argilas.....	43
Figura 2.19 Carta de classificação do potencial de expansão em função da atividade.....	43
Figura 2.20 Regressão linear CEC-LL.....	45
Figura 2.21 Carta do potencial expansivo para solos argilosos – CEC vs LL.....	46

Figura 2.22 Distribuição dos valores da CEC de amostras de argilas na carta do potencial expansivo de Van der Merwe (1964)	46
Figura 2.23 Relação entre o índice de plasticidade e a CEC.....	47
Figura 2.24 Classificação mineralógica das argilas em função de CEAc e Acr.....	47
Figura 2.25 Potencial expansivo em função da CEAc e Acr.....	48
Figura 2.26 Potencial de expansão em função do teor de argila e Cole	49
Figura 2.27 Expansibilidade do solo e regiões Cole em função de Acr e CEC	50
Figura 2.28 Exemplo de danos em fundações em solos expansivos	54
Figura 2.29 Localização geográfica de solos expansivos no mundo.....	54
Figura 2.30 Distribuição de solos expansivos nos EUA	56
Figura 2.31 Detalhes da superfície drenante	62
Figura 2.32 Interposição, entre a sapata e o solo expansivo, de uma almofada de areia.....	63
Figura 2.33 Lajes flutuantes	64
Figura 2.34 Fundações do tipo lajes em favos	64
Figura 2.35. Possíveis soluções em fundações em solos expansivos.	65
Figura 3.1 Extrato, sem escala, da Carta Geológica de Portugal, folha 34-D – Lisboa (Pais <i>et al.</i> 2005), na escala 1:50.000 com indicação das unidades geológicas	70
Figura 3.2 Amostras para ensaio em processamento.....	74
Figura 3.3 Carta de plasticidade com os dados de plasticidade analisados	76
Figura 3.4 Gráfico de Vallejo & Ferrer (2011) com a distribuição dos dados analisados	78
Figura 3.5 Gráfico de Skempton (1948) para os dados estudados	87
Figura 3.6 Gráfico de Seed <i>et al.</i> (1962) para aos dados estudados	88

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 Área da superfície específica (SSA) dos minerais argilosos	8
Tabela 2.2 Mecanismos que originam a expansão em minerais argilosos	10
Tabela 2.4 Classificação de Lautrin (1987) para a atividade da fração de argila.....	22
Tabela 2.5 Danos prováveis devido à expansão livre.....	23
Tabela 2.6 Classificação do potencial de expansão pelo FSI.....	24
Tabela 2.7 Classificação da expansibilidade dos solos com base no MFSI.....	24
Tabela 2.8 Classificação do potencial de expansão através da percentagem de expansão determinada num edómetro	25
Tabela 2.9 Classificação do potencial expansivo de acordo com a percentagem de expansão livre num edómetro	25
Tabela 2.10 Classificação do potencial de expansão em função da expansão volumétrica provável ...	26
Tabela 2.11 Classificação do potencial de expansão em relação ao índice de expansibilidade	27
Tabela 2.12 Classificação do potencial de expansão de acordo com o LR	28
Tabela 2.13 Classificação do potencial de expansão de acordo com o IR	28
Tabela 2.14 Classificação do potencial de expansão em função da retração linear	29
Tabela 2.15 Classificação do potencial de expansão em função da pressão de expansão.....	31
Tabela 2.16 Classificação do PVC de Lambe (1969).....	33
Tabela 2.17 Classificação do potencial de expansão de acordo com o índice de Lambe.....	33
Tabela 2.18 Classificação do PVC em função do valor de IP'	34
Tabela 2.19 Classificação do potencial de expansão de acordo com o limite de liquidez	36
Tabela 2.22 Classificação do potencial de expansão de acordo com o IP.....	39
Tabela 2.23 Gama de valores dos limites de consistência para minerais argilosos.....	40
Tabela 2.24 Classificação da atividade das argilas	42
Tabela 2.25 Valores típicos da atividade dos minerais argilosos	42

Tabela 2.26	Potencial de expansão dos minerais argilosos	44
Tabela 2.27	Classificação do potencial de expansão em relação à fração de finos/argilas	44
Tabela 2.28	Valores da CEC para minerais argilosos	45
Tabela 2.29	Potencial expansivo de acordo com a CEC	45
Tabela 2.30	Cole para estimar a percentagem dos minerais argilosos	50
Tabela 2.31	Classificação do potencial de expansão do solo de acordo com o Cole	50
Tabela 2.32	Ensaio para identificação do perigo de expansão de um solo	51
Tabela 2.33	Classificação do potencial de expansão por Chen (1988)	51
Tabela 2.34	Classificação do potencial de expansão pelo BRED (1993)	51
Tabela 2.35	Classificação do potencial de expansão por Holtz & Gibbs (1956)	52
Tabela 2.36	Classificação do potencial de expansão por Holtz & Dakshhanmurthy (1973)	52
Tabela 2.37	Eficácia da estimação da expansão de um solo por parâmetros índice segundo diversos autores.....	52
Tabela 2.38	Países com maiores problemas de expansibilidade estudados.....	55
Tabela 2.39	Estudos de expansibilidade potencial em alguns estados norte americanos.....	57
Tabela 2.40	Fatores despoletadores dos solos expansivos e os problemas que podem surgir, com as respetivas soluções	66
Tabela 3.1	Formações estudadas do Miocénico em Lisboa	71
Tabela 3.2	Síntese dos valores médios dos parâmetros índice estudados por unidade geológica analisada	74
Tabela 3.3	Síntese dos valores médios obtidos nas correlações por equações e gráficos por cada unidade geológica analisada	75
Tabela 3.4	Classificação da plasticidade dos finos das amostras estudadas.....	75
Tabela 3.5	Classificações adotadas do potencial de expansão em relação aos parâmetros índice	76
Tabela 3.6	Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do LL	77
Tabela 3.7	Classificação do potencial de expansão dos casos analisados com base na correlação de Vallejo & Ferrer (2011).....	78
Tabela 3.8	Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão em função do LP	79
Tabela 3.9	Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão em função do IP	79
Tabela 3.10	Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão em função da equação de Seed <i>et. al.</i> (1962).....	80
Tabela 3.11	Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão em função do LR	80
Tabela 3.12	Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função da RL	81
Tabela 3.13	Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão em função do IR	82

Tabela 3.14 Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do LL e C	83
Tabela 3.15 Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do IP e C	84
Tabela 3.16 Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do IP, LR e C.....	85
Tabela 3.17 Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do LL, IP e LR.....	86
Tabela 3.18 Classificação do potencial de expansão pela correlação de Skempton (1948).....	87
Tabela 3.19 Classificação do potencial de expansão pela correlação de Seed <i>et al.</i> (1962)	88
Tabela 3.20 Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão pela correlação de Komornik & David 1969.....	89
Tabela 3.21 Exposição de dados em relação γ_d e w	89
Tabela 3.22 Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão pela correlação de Nayak & Christensen 1974.....	90
Tabela 3.23 Síntese da classificação do potencial de expansão do solo de acordo com os parâmetros índice	90
Tabela 3.25 Síntese da classificação do potencial de expansão do solo de acordo com os gráficos e equações utilizados	91
Tabela 3.26 Síntese dos valores selecionados dos parâmetros índice estudados por unidade geológica para classificar o seu potencial de expansão.....	92
Tabela 3.27 Nova exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do LL	93
Tabela 3.28 Nova exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do LP	94
Tabela 3.29 Nova exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do IP.....	94
Tabela 3.30 Nova exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do LR	95
Tabela 3.31 Nova exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função da equação de Seed <i>et al.</i> (1962).....	95
Tabela 3.32 Resumo da nova análise em relação à classificação do potencial de expansão das unidades	96
Tabela 3.33 Classificação final do potencial de expansão das unidades estudadas	97
Tabela 3.34 Síntese de medidas a utilizar face à problemática analisada	98

Abreviaturas e símbolos

Abreviaturas e siglas

ASCE	Sociedade Americana de Engenheiros Civis	
ASTM	American Society for Testing and Materials	
BRED	Building Research Establishment Digest	
CEC	Capacidade de troca catiónica	[meq/100g]
CEAc	Atividade de troca catiónica normalizada	[meq/100g]
CBR	California Bearing ratio	
CH	Argila de alta plasticidade	
CL	Argila de baixa plasticidade	
Cole	Coefficiente de extensão linear	[meq/100g]
CVL	Complexo vulcânico de Lisboa	
FB	Formação de Benfica	
FS	Índice de expansão livre por Holtz & Gibbs (1956)	
FSI	Índice de expansão livre por IS 1498 (1970)	[%]
IE	Índice de expansibilidade	[%]
IL	Índice de liquidez do solo	[%]
IP	Índice de plasticidade	[%]
IP'	Índice de plasticidade modificado	[%]

IS	Indian Standard	
ISRM	International Society for Rock Mechanics	
LL	Limite de liquidez	[%]
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil	
LP	Limite de plasticidade	[%]
LR	Limite de retração	[%]
M	Média	
Ma	Milhões de anos	
Máx	Máximo	
MFSI	Índice de expansão livre modificado	[cm ³ /g]
MH	Silte de elevada plasticidade	
mín	Mínimo	
ML	Silte de baixa plasticidade	
PVC	Mudança de volume potencial	[%]
RL	Retração linear	[%]
SSA	Área de superfície específica	[m ² /g]
TMI	Índice de humidade de Thornthwaite	[%]
UBC	Uniform Building Code	
USBR	United States Bureau of Reclamation	
USGS	Serviços Geológicos dos Estados Unidos	

Símbolos

– Alfabeto latino

A	Atividade de Skempton
A_c	Atividade modificada
A_{CB}	Atividade das argilas obtida pelo índice de atividade de Lautrin

A_{cr}	Razão de atividade	
C	Fração de argilas (partículas < 2 μ m)	[%]
C_h	Índice de compressão de sucção	[ϵ_{vol}/pF]
e	Número de Euler	
G_s	Densidade específica das partículas do solo	[kg/cm ³]
Δh	Variação de altura	
h_i	Altura da proveta antes da expansão	[mm]
h_o	Altura inicial	[mm]
I_s	Índice de expansão	[mm]
L_D	Comprimento do provete seco	[mm]
L_o	Comprimento inicial do provete	[mm]
l_i	Leitura final do defletómetro	
l_o	Leitura inicial do defletómetro	
M_I	Camadas de Prazeres	
M_{II}	Areolas de Avenida da Estefânia	
M_{IVa}	Argilas de Forno de Tijolo	
M_{IVb}	Areias de Quinta de Bacalhau	
M_{Va2}	Areias com <i>Placuna</i> miocénica	
p	Sobrecarga mais a pressão de fundação	[kPa]
P	Pressão vertical	[kPa]
P_s	Pressão de expansão	[kPa]
P_v	Instabilidade volumétrica	
q_i	Carga inicial	[kPa]
R_s	Rácio de retração	
S	Percentagem de expansão	[%]
S_v	Retração volumétrica	[ml]
V	Volume	

VB_s	Valor de azul do solo	
w	Teor em água	[%]
w_n	Teor em água natural	[%]
w_o	Teor em água inicial	[%]
W_{LW}	Limite de liquidez ponderado	[%]

– Alfabeto grego

ε_{vo}	Varição da deformação vertical	
γ	Peso volúmico	[kN/m ³]
γ_d	Peso volúmico seco	[kN/m ³]
σ	Desvio padrão	
ψ	Sucção total	[kPa]

1 Introdução

1.1 Enquadramento e objetivos

Os solos expansivos (*expansive* ou *swelling soils*) são materiais que se caracterizam pela variação volumétrica por variação do seu teor em água; esta variação, segundo Vallejo & Ferrer (2011), pode originar expansão (*swell*) – aumento do volume por absorção de água, ou retração (*shrink*) – redução do volume por perda de água. Nuhfer *et al.* (1997) referem que solos que sofrem de aumento do volume de apenas 3% já são considerados de problemáticos. Verifica-se que esta característica geotécnica é uma manifestação direta do tipo e teor em minerais argilosos presentes nesses solos.

Estes são maioritariamente materiais originados da meteorização do basalto, cinzas volantes vulcânicas básicas, gnaisses e de rochas sedimentares contendo carbonatos, calcários e argilas (Farid and Amin 2013), uma vez que todas contêm muita sílica, facilmente convertida em minerais secundários argilosos, como a montmorilonite, a ilite e a caulinite, através de processos de oxidação e redução, hidratação e desidratação, troca iônica e lixiviação (Shi *et al.* 2002).

Os solos potencialmente expansivos encontram-se em regiões de climas tropicais, áridos e/ou semiáridos (Vallejo and Ferrer 2011), tais como: os da região do Mediterrâneo (Espanha, Itália, Turquia, Israel, Marrocos, Tunísia, etc.), da África do Sul, da região sul da América do Norte, do Norte do México e do Norte da América do Sul (Colômbia, Equador, Peru). Assim os solos expansivos são prevalentes em países onde existiu deposição generalizada de cinzas vulcânicas. Em ambientes vulcânicos tropicais, a cinza vulcânica, rica em alumínio, é depositada geralmente em áreas amplas. Algumas ficam concentradas em depressões ou áreas baixas que são geralmente inundadas ou saturadas com água (Morales and Morales 2004).

As causas de variação de volume de um solo, por expansão ou retração, refletem-se nos edifícios, uma vez que as respetivas fundações ficam sujeitas a movimentos, que podem originar danos, em particular fissurações, ocorrendo quer alguns meses após a construção, quer desenvolvendo-se lentamente, ao longo de um período de cerca de cinco anos (Morales & Morales 2004).

Considerando esta temática e as litologias acima indicadas, admite-se ser necessário avaliar a perigosidade de alguns solos de Lisboa. Uma vez que se trata de uma região bastante urbanizada, a prevenção ou mitigação dos danos existentes em fundações de estruturas e/ou pavimentos exteriores naqueles materiais é relevante, tanto mais que algumas dessas ocorrências são frequentemente confundidas com fenómenos de assentamentos, quando derivam da expansibilidade dos solos. Os estudos para avaliar o potencial de expansão dos solos em Lisboa têm como base a análise preliminar de propriedades geotécnicas índice de algumas unidades geológicas em Lisboa, nomeadamente de solos que integram o Complexo Vulcânico de Lisboa, a Formação de Benfica e as formações miocénicas marinhas da Bacia do Baixo Tejo.

Assim, esta dissertação, que visa a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, pretende contribuir para avaliar o potencial de expansão (*swelling potential*) de alguns solos naturalmente ocorrentes em Lisboa e refere-se a uma percentagem de expansão, ou seja, a uma variação volumétrica do solo por variação do seu teor em água. Finalmente, indicam-se algumas medidas mitigadoras para as potenciais consequências nas edificações construídas ou a construir na região e que estejam fundadas nas unidades consideradas mais perigosas quanto ao seu potencial de expansão.

1.2 Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se estruturada em quatro capítulos, onde em cada um se incluem as seguintes temáticas:

O presente capítulo, Introdução, onde se introduz a temática abordada, incluindo o enquadramento e objetivos da dissertação, assim como a organização da mesma.

No Capítulo 2 – Solos expansivos e problemática associada, abordam-se os conceitos e fundamentos teóricos do tema em estudo, tal como definições, fatores de influência, métodos de identificação e ensaios laboratoriais para a determinação da variação de volume de solos, e correspondentes correlações com parâmetros de ensaios índice. São revistos, também, os problemas geotécnicos associados aos solos expansivos em fundações de estruturas, bem como as respetivas medidas de remediação.

O Capítulo 3 – Fundações em solos expansivos em Lisboa – Caso de Estudo, remete para os problemas geotécnicos associados aos solos expansivos de Lisboa, incluindo uma caracterização geológica e geográfica das unidades geológicas que integram os solos mais propensos a expansão. Expõem-se, também, os resultados da análise de ensaios índice de laboratório em solos, quer disponíveis na bibliografia, quer de algumas amostras novas, para avaliar o potencial de expansão através de correlações explicitadas no Capítulo 2. Termina com uma análise crítica dos mesmos.

No Capítulo 4 - Considerações finais, sintetizam-se as principais conclusões da dissertação e, na sequência, propõem-se trabalhos futuros de investigação.

Complementam este texto, as referências bibliográficas citadas e os anexos, que incluem elementos necessários ao entendimento da dissertação.

2 Solos expansivos e problemática associada

Neste capítulo efetua-se uma revisão bibliográfica relativa à temática em estudo, relativa aos solos e rochas meteorizadas potencialmente expansivas, ou seja, que integram minerais que têm propensão à variação de volume em função da variação do seu teor em água.

Abordam-se os fatores que influenciam a variação de volume, agrupando-os em internos e externos. De seguida descrevem-se os métodos de identificação de materiais expansivos, bem como os métodos para determinar a variação volumétrica e as correlações indiretas de parâmetros para a sua obtenção.

A problemática associada a este tipo de material em fundações de estruturas, com as respetivas medidas mitigadoras, é sintetizada no final deste capítulo.

A temática das rochas expansivas, em particular das designadas rochas brandas, só é marginalmente abordada.

Em todo o texto remanescente, salienta-se que o termo argila é utilizado como designando a fração granulométrica de um solo com partículas de dimensões inferiores a $2\mu\text{m}$, isto é, partículas muito finas, não identificadas a olho nú.

2.1 Fatores que influenciam a variação de volume

Os fatores que influenciam a variação de volume podem ser divididos em dois grupos genéricos: o grupo dos fatores genéticos e geológicos, que caracterizam as propriedades intrínsecas do solo, como a composição mineralógica e química da fração sólida do solo (fatores internos), e o grupo de fatores externos, que não está relacionado com o esqueleto sólido dos solos, tais como os fatores ambientais, estruturais e outros relacionados com a tensão no solo.

2.1.1 Fatores internos

Os solos são compostos de uma variedade de materiais, a maioria dos quais não expandem na presença de água. No entanto, um conjunto de minerais são expansivos, e segundo Nuhfer *et al.* (1997) distribuem-se essencialmente em três grupos: o minerais argilosos expansivos, os sulfatos de cálcio e os sulfuretos de ferro.

2.1.1.1 Minerais argilosos expansivos

A causa mais comum para a variação volumétrica dos solos expansivos é a presença de minerais argilosos secundários, resultantes da alteração química da rocha mãe. Estes são, quimicamente, silicatos hidratados (podendo conter catiões tais como magnésio, potássio, alumínio, ferro, cálcio e sódio), ou óxidos. Estruturalmente, apresentam-se em camadas ou folhas e, ainda mais raramente, em cadeias ou fitas. Os três principais grupos de minerais argilosos pertencem aos alumino-silicatos hidratados e são: as ilites (glauconite e vermiculite), as esmectites (montmorilonite cálcica e sódica) e as caulinites, existindo ainda o grupo da clorite e da halosite (Nuhfer, Proctor, and Moser 1997).

Solos com minerais argilosos expansivos têm uma estrutura mineralógica e *microfabric* que permite a adsorção, produzindo mudanças significativas de volume. As moléculas de água penetram na rede cristalina entre os folhetos de sílica, mantidos unidos por ligações fracas, reduzidas ou eliminadas no processo, de modo que a rede cristalina acaba por ocupar um volume aparente maior, sem que haja qualquer reação química. Se se condicionar a alteração do teor em água (por exemplo, através de dessecação prolongada ou drenagem), as moléculas de água deixam a rede cristalina, causando retração do solo. A capacidade de mudança de volume nestes materiais é, portanto, condicionada pelo tipo e teor de minerais argilosos, a estrutura e o *microfabric* (Vallejo and Ferrer 2011).

Os componentes dos minerais argilosos da esmectite têm uma poderosa atração pelas moléculas de água localizadas entre as estruturas folheadas. Quando um solo tem uma elevada percentagem de esmectites, absorve água e expande. As pequenas partículas de esmectites podem expandir até 20 vezes o respetivo volume seco, e o solo tende a aumentar o seu volume entre 20 e 50% (Nuhfer, Proctor, and Moser 1997).

O International Rice Research Institute (1972) acrescenta ainda que os minerais argilosos que são ricos em sódio podem expandir mais de 1000% quando lhes é adicionado água. Como os solos não são geralmente compostos inteiramente por minerais argilosos, a sua expansão é tipicamente muito menor do que em argilas puras. No entanto, as estruturas podem ser danificadas quando há expansão de apenas 5% dos minerais dos solos.

Dois fatores que influenciam o comportamento destes minerais são a expansão cristalina e a área da respetiva superfície específica, como se detalha em seguida.

a) Expansão intercrystalina e intracrystalina

Grim (1952) distinguiu dois modos de expansão em minerais argilosos: a expansão intercrystalina e intracrystalina.

A expansão intercrystalina é a interparticular, podendo ocorrer em qualquer tipo de minerais argilosos. Em solos relativamente secos, as partículas argilosas são mantidas juntas pela água sob pressão das forças capilares; ao serem molhados, a força capilar é diminuída e os minerais argilosos expandem. Por outras palavras, a expansão intercrystalina ocorre quando a absorção de água é restrita às superfícies cristalinas externas e aos espaços vazios entre os cristais.

A expansão intracrystalina, por outro lado, é característica da família de minerais argilosos esmectíticos, e em particular da montmorilonite. As camadas moleculares individuais que constituem um cristal de montmorilonite estão ligadas fracamente de modo que a água introduz-se, não só entre o cristal, mas também entre as camadas unitárias que constituem o cristal, por adsorção. Esta expansão é mais notável na montmorilonite sódica, podendo ascender a 2000% do volume original (Grim 1952).

Mielenz & King (1955) mostraram que, geralmente, a caulinite tem a menor capacidade expansiva dos minerais argilosos e que quase toda a sua expansão é do tipo intercrystalina. A illite pode expandir até 15%, mas se estiver misturada com montmorilonite pode expandir cerca de 60 a 100% do seu volume. A expansão na montmorilonite cálcica é muito menor do que na variedade sódica, variando entre cerca de 50 a 100% (Bell 1992).

A expansão dos solos argilosos sulfatados (argilas com anidrite) pode envolver tanto "sulfatos expansivos" como "minerais argilosos expansivos" Madsen & Nuesch 1991 apud Butscher *et al.* 2016).

b) Área da superfície específica

A área de superfície específica (SSA) é a medida da área superficial de um mineral argiloso. A superfície específica é inversamente proporcional à dimensão das partículas, mas depende também da respetiva forma (Almeida 1991). Os valores da superfície específica dos minerais argilosos dependem assim das propriedades físicas das partículas. Como se pode observar na Tabela 2.1, os valores variam em intervalos ligeiramente amplos, o que pode dificultar a identificação mineralógica, pelo que é necessário neste caso recorrer a ensaios adicionais como seja a análise por difração de raio-x (DRX).

Tabela 2.1 Área da superfície específica (SSA) dos minerais argilosos

Minerais argilosos	SSA (m ² /g)			
	Mitchell 1976	Mitchell & Soga 2005	Grunwald 2005 <i>apud</i> Sivapullaiah 2015	Vidalie 1977
Caulinite	10-20		5-20	10-30
Esmectite	700-840	50-800	700-800	700-800
Illite	65-100		50-200	70-140
Vermiculite		40-80	500-700	760
Haloisite		35-70		
Clorite				50-150

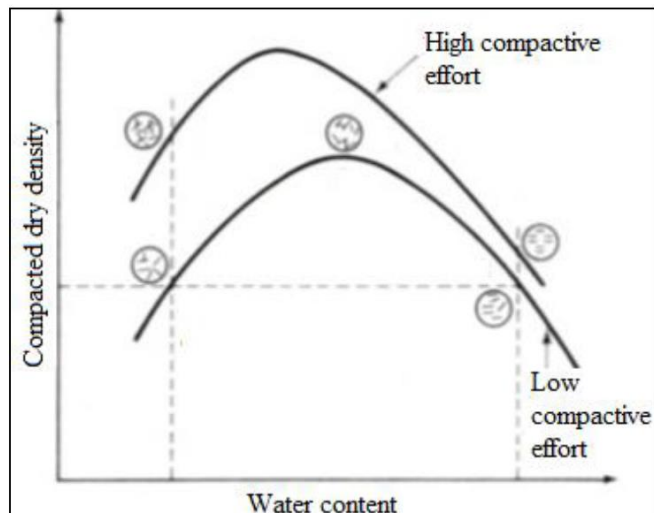
2.1.1.2 Outras variações volumétricas

i) Arranjo dos grãos

Os solos finos expansivos, cimentados e não perturbados têm, muitas vezes, uma resistência elevada à deformação e podem absorver quantidades significativas de pressão de expansão. Por outro lado, os solos finos expansivos remoldados tendem a expandir mais do que seus equivalentes não perturbados. Os solos de argilas flocculadas expandem mais do que aqueles que possuem uma orientação preferencial. Nesta última situação, a expansão máxima é normal à direção de orientação das partículas argilosas. Como as argilas expansivas tendem a possuir permeabilidades extremamente baixas, a circulação da água é lenta e um período de tempo apreciável pode estar envolvido no processo de expansibilidade. Consequentemente, as argilas moderadamente expansivas, com um menor potencial de expansão mas com permeabilidades mais elevadas do que as argilas com maior potencial de expansão, podem aumentar mais de volume durante a estação húmida (Bell 1992).

Armstrong (2014) estudou o potencial de expansão em solos argilosos de plasticidade elevada e concluiu que as argilas de estrutura orientada tendem a expandir mais rapidamente e têm menor expansão secundária do que aquelas com uma estrutura aleatória.

Lambe (1958) considerou a microestrutura de amostras de solo compactado, no ramo seco da curva de compactação, como orientada. O rearranjo de partículas no ramo húmido dessa curva tem uma configuração mais regular, com contatos apenas face a face, mas de forma dispersa, conforme se verifica na Figura 2.1. Além disso, a compactação pode causar estruturas dispersas, com menor potencial de expansão, em solos que sejam compactados com menores energias e menores teores em água (Belchior 2016).



Fonte: Lambe 1958

Figura 2.1 Efeito da compactação na estrutura do solo

Attom *et al.* (2001) compararam o potencial de expansão, pela aplicação de uma carga estática vertical, obtido em amostras não perturbadas contra o potencial de expansão de amostras remoldadas, através do ensaio Proctor normal. Os resultados identificaram que as amostras não perturbadas mostraram maior expansão para solos com o mesmo teor em água e densidade.

ii) Sulfato de cálcio

A conversão da anidrite em gesso (sulfato de cálcio hidratado), do mesmo modo que a reação da esmectite, é expansiva e produz pressões até 750 MPa (Nuhfer, Proctor, and Moser 1997).

Também quando ocorre a oxidação na pirite e marcassite produzem-se sulfatos que, por sua vez, podem reagir com a calcite e, depois, precipitam para produzir gesso (ISRM Commission on swelling rocks 1983).

iii) Mecanismos internos dos minerais argilosos

Existem ainda outros mecanismos que podem despoletar variações volumétricas nos minerais argilosos por aumento de volume e que se sintetizam na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 Mecanismos que originam a expansão em minerais argilosos

Fatores de expansão	Observações
Embebição capilar	A tensão superficial causada pelo ar no solo não saturado e a sucção do solo causam adsorção de água ao sistema mineral
Embebição osmótica	A camada dupla atua como membrana semi-permeável do cristal, com diferença na concentração do íão dentro e fora dela, produzindo o fluxo de água e o aumento de volume dos minerais
Hidratação de catiões permutáveis	Como descrito anteriormente, os catiões atraídos para a superfície do mineral negativamente carregado causam um aumento no volume da camada dupla. Então estes catiões serão hidratados, causando um aumento no volume do íão e, como resultado, um aumento do volume do mineral
Forças de Van der Waals	Tratam-se de forças secundárias, isotrópicas e menos fortes do que a ligação de hidrogênio, que ligam as folhas de montmorilonite; quando a adsorção de água acontece, induz uma repulsão naquelas forças, levando a um aumento de volume

Fonte: Mitchell 1993 apud Fattah *et al.* 2015

Outros mecanismos segundo a *ISRM Commission on swelling rocks* (1983) são:

- Os fatores físico-químicos que envolvem água e que levam ao aumento do volume como o congelamento (ocorrem fraturas na rocha devido a ciclos de gelo-degelo) e o enfraquecimento das ligações diagenéticas (por exemplo: dissolução da cimentação de carbonato de cálcio); este último, porém, apenas indiretamente;
- A exsolução de gases em materiais fracamente cimentados que pode induzir aumento de volume;
- As reações físico-químicas que ocorrem em combinação com o alívio de tensões, em particular quando ele pode causar pressão negativa nos poros ou fissuras; na sua sequência, despoleta-se o fluxo de água e, portanto, o aumento do volume e a quebra de ligações diagenéticas que, por sua vez, reduzem a restrição à expansão através de um ou mais dos mecanismos físico-químicos acima descritos.

2.1.2 Fatores externos

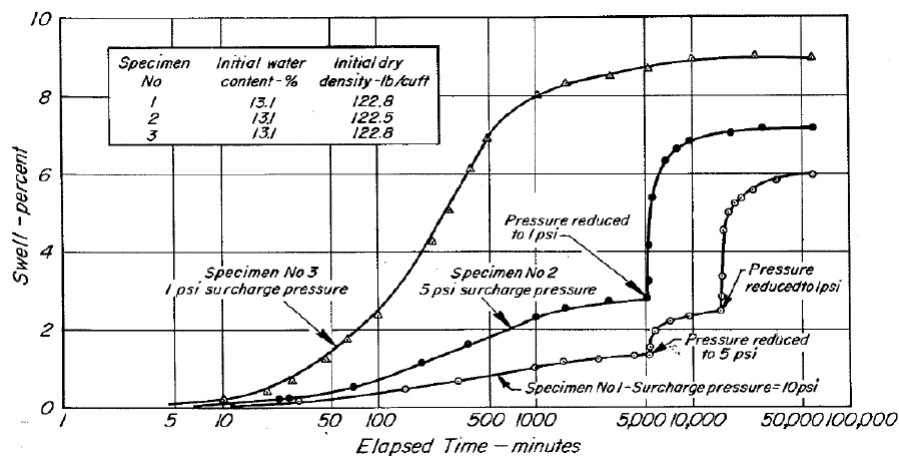
Existem outros fatores que não estão relacionados diretamente com a constituição do material expansivo, mas sim com as condições físicas, estruturais e ambientais que, ao existirem em simultâneo com os fatores internos, provocam alterações substanciais no volume do solo. Estes aspetos são sintetizados em seguida.

2.1.2.1 Condições das tensões

A alteração de volume está diretamente relacionada com a mudança no estado de tensão no solo. Uma redução na tensão total, por exemplo devido à escavação do material sobreposto, pode resultar no empolamento da nova superfície (J. D. Nelson and Miller 1992).

Um solo sobreconsolidado, e para um mesmo volume de vazios inicial, pode expandir mais do que um solo normalmente consolidado. Assim, a pressão causada pela expansão do solo aumenta com o passar do tempo em argilas compactas (Belchior 2016).

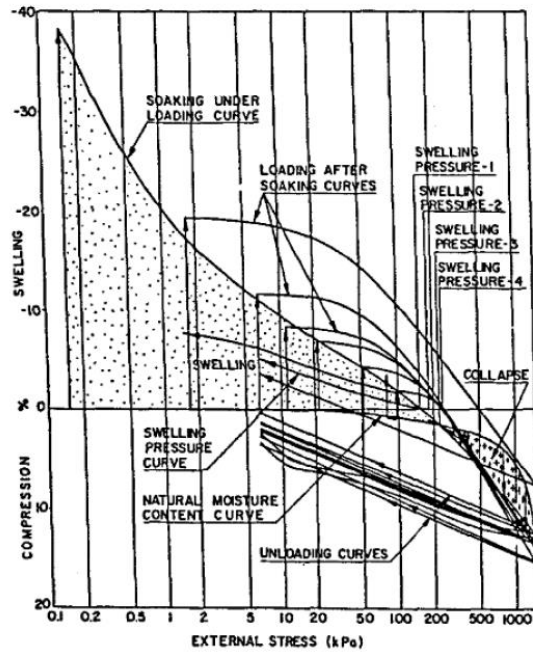
A dependência do percurso de tensões também é um fator a analisar. Seed *et al.* (1962) apresentaram nas suas pesquisas a forma como as mudanças nas tensões normais ou nas de carregamento podem conduzir a resultados diferentes, em termos de percentagem de expansão. A Figura 2.2 mostra como o potencial de expansão varia após a descarga de uma amostra em três provetes diferentes, compactados nas mesmas condições iniciais e inundados com água, mas carregados sob três tensões normais diferentes. Após a expansão estabilizar, as amostras foram descarregadas e deixadas a expandir novamente. Este processo foi continuado até que todas as amostras ficassem no mesmo nível de tensão. Concluiu-se que existia dependência do percurso das tensões associado à expansão das amostras (Rosenbalm 2013).



Fonte: Seed *et al.* 1962

Figura 2.2 Dependência do percurso de tensões – pressão de expansão

A Figura 2.3 mostra a dependência do percurso de tensões na pressão de expansão com base na carga de partida e sob tensões normais diferentes. Neste caso, as diferenças registadas criam uma gama de pressões de expansão de 140 kPa a 220 kPa, uma diferença de 80 kPa, o que pode significar mais 5,0 m de material que expandiu, ou consolidou, dependendo do estado de tensão aplicado inicialmente ao solo. Deste modo, salienta-se que o conhecimento da pressão de expansão é fundamental na avaliação do comportamento previsível de solos expansivos (ver secção 2.2.2.3).

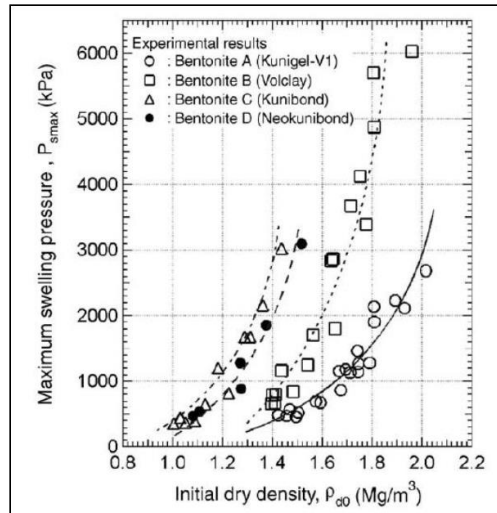


Fonte: Justo *et al.* 1984

Figura 2.3 Dependência do percurso de tensões na expansão/recompressão de um solo

Os minerais argilosos expansivos absorvem a água na sua estrutura, tendendo a expandir para zonas adjacentes do solo menos compacto. Solos muito densos, com pequenos espaços vazios, fazem com que as forças repulsivas entre as partículas sejam maiores, o que provoca uma maior tendência para a expansão (Bell 1992).

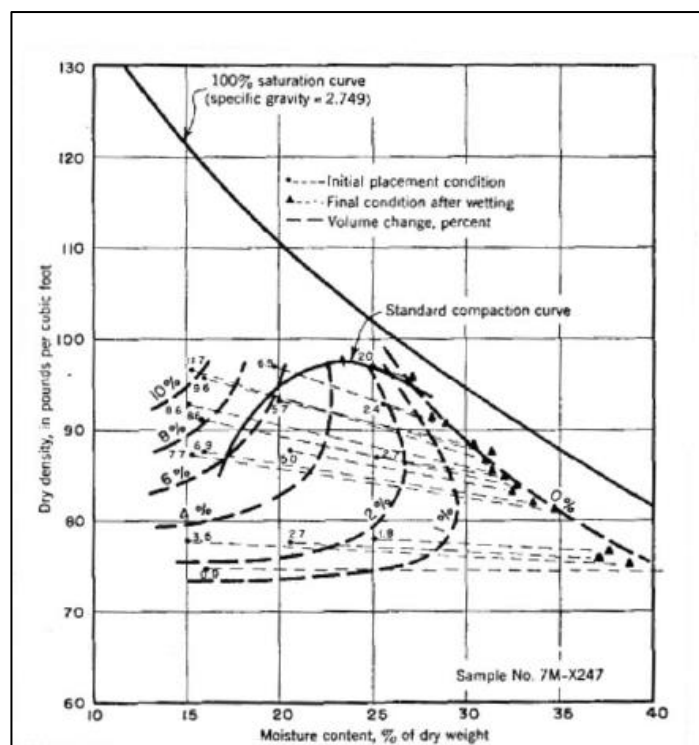
Villar & Lloret (2008) realizaram ensaios de expansão com bentonite compactada e os resultados sugeriram uma relação exponencial entre a pressão de expansão e a densidade seca final. A mesma tendência foi relatada por Komine (2004) no estudo sobre as características de expansão de quatro tipos de bentonites, como mostrado na Figura 2.4 (Belchior 2016).



Fonte: Komine 2004

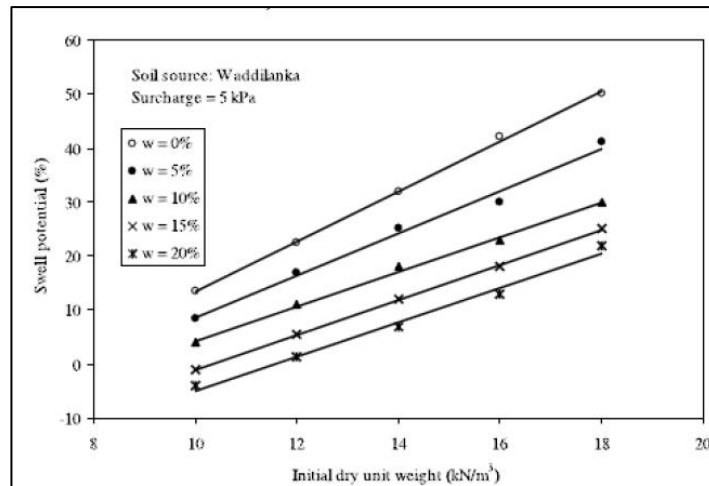
Figura 2.4 Relação entre a pressão máxima de expansão e a massa volúmica inicial seca em bentonites

As condições de compactação inicial têm um grande impacto na percentagem de expansão e na pressão de expansão. Holtz & Gibbs (1956) e Rao *et al.* (2004) demonstram nas Figuras 2.4 e 2.5, respectivamente, que a variação do potencial de expansão com a tensão de recobrimento é mantida constante e a massa volúmica seca inicial e o teor em água variam, ou o estado de compactação inicial é alterado.



Fonte: Holtz & Gibbs 1956

Figura 2.5 Efeitos da compactação na expansibilidade



Fonte: Rao *et al.* 2004

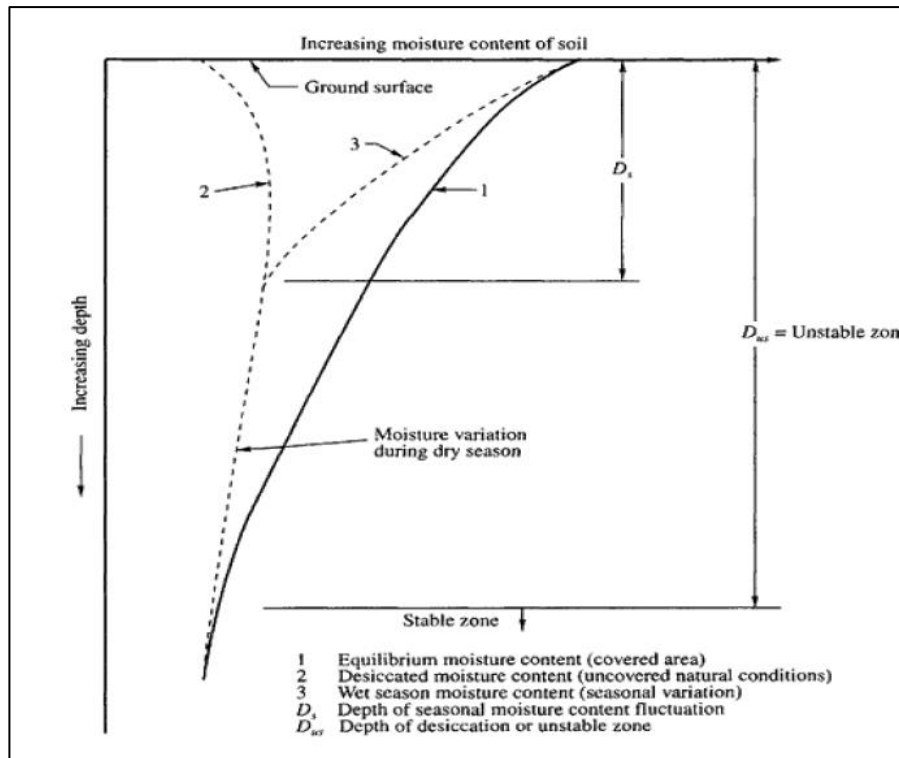
Figura 2.6 Efeitos da compactação no potencial de expansão

Os ensaios para a avaliação de densidade *in situ* são frequentemente realizados em poços ou trincheiras em áreas de empréstimo para determinar fatores de retração-expansão (Knodel *et al.* 1998). Quanto maior a densidade, maior o potencial de expansão.

Os ensaios recorrem à norma LNEC E-204 (1967) e ao método descrito na ASTM D6938 (2017). Trata-se de uma técnica rápida e não destrutiva para medições *in situ* da baridade húmida, do teor em água do solo e a determinação da baridade seca.

2.1.2.2 Profundidade da zona ativa

A zona ativa refere-se à região próxima da superfície do terreno em que os solos experimentam variações no respetivo teor em água, bem como potenciais ciclos de expansão/retração (Hamilton 1977; Chen 1988 e Day 1999). Em regra, abaixo da zona ativa, o teor em água é constante, sendo que não se verifica expansão (Coduto 2001). Geralmente, a profundidade da zona ativa, ou seja a profundidade de dessecação ou da zona instável - Figura 2.7, varia dependendo do tipo de solo, da sua estrutura, topografia e clima. Usualmente, ela varia entre 1,0 m e 4,0 m de profundidade (Lucian 2008).



Fonte: Kraynski 1967

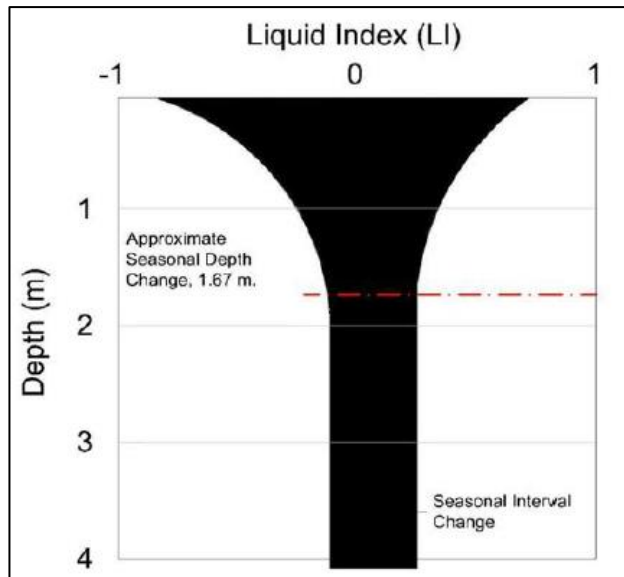
Figura 2.7 Definição da profundidade da zona ativa

Para determinar a profundidade da zona ativa de um terreno, é necessário traçar para o perfil do solo ao longo de várias estações do ano a variação do índice de liquidez - equação 2.1, em função da profundidade (Das 1999, Güngör 2002 *apud* Forouzan 2016).

$$IL = \frac{w_n - LP}{IP} \quad (2.1)$$

Onde IL é o índice de liquidez do solo, w_n o teor em água natural, LP o limite de plasticidade e IP é o índice de plasticidade do solo.

Após o cálculo do valor de IL , a profundidade da zona ativa pode ser estimada a partir da Figura 2.8, sendo que não existem variações do teor em água em regiões onde o IL é constante (Forouzan 2016).

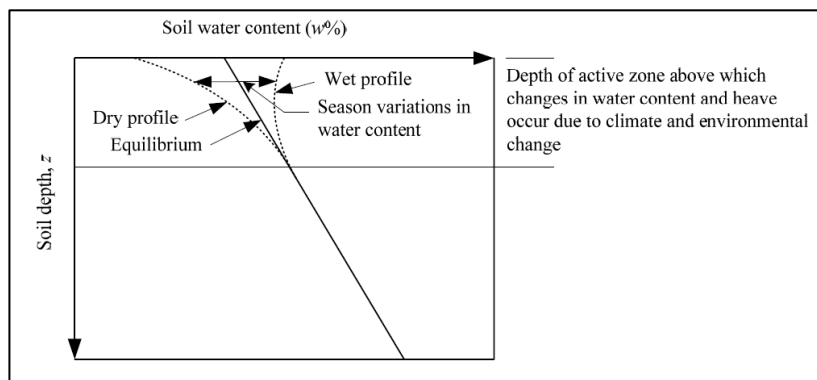


Fonte: Das 1999, Güngör 2002 *apud* Forouzan 2016

Figura 2.8 Determinação da profundidade aproximada da zona ativa

A profundidade da zona ativa deve ser determinada com precisão para se definir a profundidade até onde o solo é potencialmente expansivo, necessitando de ser removido ou estabilizado para manter o seu teor em água constante (Chen 1988).

Durante as estações quentes ocorre uma evaporação excessiva da água devido a processos de secagem extremos, levando à redução do teor em água natural, juntamente com o aumento da sucção no solo. Durante a estação chuvosa, uma adição de água ao solo modifica a pressão osmótica proporcionalmente à diminuição da sucção total do solo. A Figura 2.9 mostra a mudança em profundidade de perfis de humidade nas estações húmidas e secas. Como seria de esperar, a humidade aumenta com o aumento de profundidade nas estações secas e diminui nas estações húmidas até se fundirem à profundidade da zona ativa. Abaixo da zona ativa, os teores em água do perfil do solo para ambas as estações mover-se-ão juntos e comportar-se-ão de forma semelhante (Lucian 2008).



Fonte: Han 2006

Figura 2.9 Variação de sucção com a profundidade e localização da profundidade da zona ativa

2.1.2.3 Gênese e posição topográfica

O conhecimento da influência da gênese e da contribuição da topografia na expansibilidade de um solo foi obtido através da observação do modo como a composição mineralógica da rocha mãe e o ambiente sob o qual se desenvolveu a meteorização, determinam a mineralogia secundária do solo (Kariuki 2003), como referido na secção 2.1.1. Em particular, o teor em água e a plasticidade diminuem com o aumento da profundidade, enquanto a resistência à rotura e a elasticidade aumentam. Isto foi demonstrado no caso da “*argila de Oxford*” por Jackson & Fookes 1974 e Burland et al. 1977 *apud* Bell 1992.

A idade geológica fornece ainda informações sobre os materiais originais de que derivam os solos de alteração, bem como o ambiente em que os seus minerais secundários se formaram, dois aspetos condicionantes das propriedades de variação volumétrica exibidas pelos terrenos e que influenciam o respetivo comportamento para fins de engenharia.

2.1.2.4 Teor em água inicial e sua variação

O teor em água influencia a densidade, a consistência e a resistência de um solo. A energia com a qual a água é mantida influencia as respetivas características de potencial mudança de volume, já que a expansão, a retração e a consolidação são afetadas pela permeabilidade e pela migração de água. Além disso, a migração de água pode originar movimentos diferenciais em solos argilosos. Os gradientes que geram a migração de água nestes solos podem surgir de variações na temperatura (à medida que a temperatura aumenta a água difunde-se em direção a áreas mais frias, especialmente sob edifícios e pavimentos), da extensão da saturação e da composição química ou da concentração de soluções nos poros (Bell 1992).

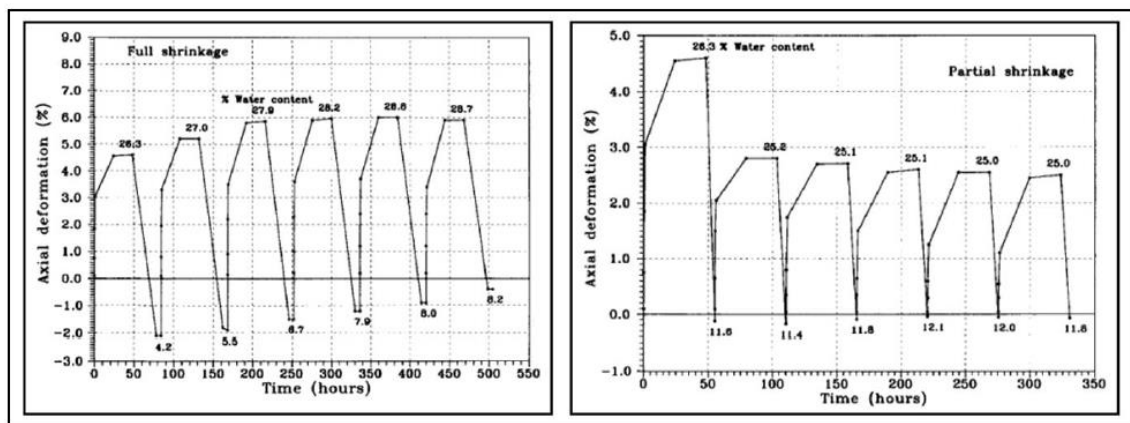
2.1.2.5 Variações climáticas

As variações climáticas determinam a presença da água necessária à expansão ou às condições de evaporação que induzem a retração. As alterações de volume são refletidas em danos nos edifícios construídos em solos expansivos. Se as infraestruturas de fundação estiverem sujeitas a movimentos, podem ocorrer fissurações. Estas ocorrem sempre que os movimentos forem induzidos pelas mudanças climáticas, sazonais ou cíclicas (Vallejo and Ferrer 2011).

Assim, as variações climáticas podem levar a ciclos de expansão-retração. Vários foram os investigadores do comportamento destes ciclos. Uns verificaram que quando a amostra de solos finos experi-

menta, repetidamente, retração e/ou expansão, a amostra exibirá fenômeno de fadiga e, conseqüentemente, menos expansão ocorre ulteriormente. No entanto outros expressam que, em caso da amostra ser exposta a um teor em água inferior ao respetivo limite de retração, o respetivo potencial expansivo aumenta com a quantidade de ciclos de molhagem e secagem (Forouzan 2016). O estudo desta questão mostra que, após um certo número de ciclos de expansão-retração, a expansão atinge o equilíbrio. Türköz (2009) *apud* Fourouzan (2016) relatou que, por aumento no número de ciclos, a expansibilidade de uma superfície com potencial expansivo elevado diminui em função do aumento do tamanho da partícula do solo, isto quando se avalia o efeito dos ciclos no potencial de expansão.

Al-Homoud *et al.* (1995) e Basma (1993) verificaram um aumento no potencial expansivo, que ocorre após o primeiro ciclo, quando o solo expansivo é deixado secar até ao respetivo limite de retração - Figura 2.10.



Fonte: (Basma 1993)

Figura 2.10 Efeitos dos ciclos de molhagem-secagem no comportamento expansivo de solos naturalmente expansivos

Um meio de classificar o clima (entre seco e húmido) é através do índice de humidade de Thornthwaite (TMI), que é definido como a diferença entre precipitação média anual e a evapotranspiração potencial. Um TMI positivo indica um défice líquido de humidade no solo (Thornthwaite 1946). Os solos com pressão intersticial negativa (sucção no solo) também indicam um défice líquido de humidade no solo. Os solos potencialmente expansivos com um défice de humidade são geralmente considerados mais propensos à expansão (Charlie *et al.* 1985a).

i) Mudanças hidrológicas

Em geral estas alterações resultam tanto pela ação climatológica quanto pelas variações dos lençóis freáticos devido à exploração de aquíferos, construção de barragens ou escavações profundas (Vallejo and Ferrer 2011). Uma das características mais notáveis das argilas do ponto de vista, da engenharia, é

a sua suscetibilidade a mudanças de volume lento, que podem ocorrer independentemente do carregamento, devido à expansão ou à retração. As diferenças no período e na magnitude da precipitação e da evaporação são os principais fatores que influenciam a resposta de retração-expansão de um solo argiloso ativo existente sob uma estrutura (Bell 1992).

ii) Gelo-degelo

O congelamento pode dar origem a grandes pressões internas em solos de grão fino e, se for um processo lento, o solo imediatamente infrajacente pode ficar bastante dessecado. Na fusão, a zona de dissociação é saturada, originando assim processos de retração-expansão (Bell 1992).

2.1.2.6 Vegetação

O coberto vegetal pode ter uma influência local alterando o teor em água do solo da fundação, com as inerentes mudanças no volume. Tanto a vegetação quanto a ação das raízes podem desencadear este fenómeno (Vallejo and Ferrer 2011).

A evapotranspiração da cobertura vegetativa é uma das principais causas de perda de água de solos em regiões semiáridas. De facto, a distribuição consequente da sucção no solo é controlada principalmente pela transpiração da vegetação. A sucção máxima do solo que pode ser desenvolvida é governada pela capacidade da vegetação em extrair a água do solo (Bell 1992).

2.1.3 Métodos para identificação do material expansivo em solos

Os diferentes métodos diretos usados para identificar minerais argilosos e estabelecer a respetiva composição mineralógica segundo Chittoori et al. (2016) e Mitchell (1993) *apud* Earl (2005) resumem-se na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 Ensaios de identificação mineralógica

Métod	Norma/referência	Propriedades de investigadas
Análise térmica diferencial (DTA)	ASTM E794 – 06 (2012)	Caraterísticas das reações ao tratamento com calor
Difração de raio-x (DRX)		Mineralogia das partículas
Espectroscopia vibratória		
Microscópio eletrônico de varrimento (SEM)		
Espectroscopia de absorção de raios-x		
Microscopia eletrónica	Mccrone & Delly (1973)	Tamanho e forma das partículas

Devido aos requisitos para os equipamentos e às competências especiais, muitas vezes dispendiosas, estes métodos de identificação direta não são rotineiramente usados na engenharia civil (Harcastel 2003), sendo só usados no contexto de eventuais estudos detalhados.

Ainda segundo Charlie *et al.* (1985), há várias correlações que são úteis na identificação de solos potencialmente expansivos. As indicações visuais incluem:

- Fendas de retração largas e profundas que ocorram durante períodos secos;
- Solo "rijo" quando seco, mas muito moldável e macio quando molhado.

2.1.4 Métodos para identificação de material expansivo em rochas brandas

A expansão de uma rocha existe quando há um aumento do volume dependente do tempo envolvendo a reação físico-química com água. A libertação de tensões também é considerada um fator importante para a expansibilidade da rocha quando combinado com as reações físico-químicas. As rochas que são suscetíveis à expansão geralmente sofrem escamação, ou seja, são esfoliantes (*slake*) se sujeitas à alteração do seu teor em água. Assim, a esfoliação destas rochas pode ocorrer quando submetidas a ciclos de secagem-molhagem. A durabilidade da rocha pode ser significativamente afetada.

O fenómeno de esfoliação, que é conseqüente à expansão, é complexo e pode envolver outras causas e mecanismos (ISRM, Commission on swelling rocks 1983).

A ISRM, Commission on Swelling Rock (1994) descreve como identificar rochas expansivas no campo recorrendo a ensaios simples, como se sintetiza em seguida.

i) Identificação visual no campo:

- As paredes secas de trincheiras ou afloramentos devem ser examinadas quanto à presença de fendas de retração; as fendas ou fissuras que estão perto ou na superfície das paredes (a menos de 30 cm de profundidade) podem indicar a retração da rocha branda à medida que a humidade se esgota;

- As fendas de retração mostram um padrão irregular.

ii) Ensaios de campo simples:

- Incluem-se neste grupo ensaios rápidos que podem indicar a presença de minerais argilosos, tais como: ao esfregar a rocha, uma sensação de suavidade ao tato e a aderência à língua, quando húmida, indicam uma fração de argilas elevada; ou o ensaio de reação com a água - metendo um pedaço de uma amostra seca num copo com água, quanto menor o tempo de desintegração da amostra, maior o respetivo potencial de expansão.

- O reconhecimento em campo da anidrite e do gesso pode ser realizado pela determinação da dureza dos minerais; para distinguir a anidrite dos carbonatos, aplica-se ácido clorídrico que produz efervescência nos carbonatos, mas não na anidrite.

iii) Ensaios de laboratório

ISRM, Commission on Swelling Rock (1994) refere que os ensaios de esfoliação pela norma ASTM D4644 são um pouco mais simples de executar, mas exigem o recurso a um dispositivo de ensaio especial.

A ISRM, Commission on swelling rocks and commission on testing methods (1999) refere para rochas de argilas expansivas e rochas expansivas que contêm argila e anidrite um ensaio de laboratório que se destina a determinar a tensão axial de expansão, em função do tempo para um provete de rocha, confinado radialmente e imerso em água. É ainda possível avaliar: a tensão máxima de expansão da rocha e a tensão livre de expansão axial e radial da rocha. Em provetes puramente argilosos, pode determinar-se a tensão de expansão axial necessária para reduzir a expansão axial máxima de um provete de rocha, restringido radialmente, para um valor que seja aceitável para uma dada aplicação específica. Destina-se a ser aplicado em casos em que prevalecem condições de fronteiras análogas.

Os ensaios de campo rápidos e os laboratoriais de curto prazo são úteis antes dar início a ensaios mais detalhados de expansão, de avaliação da pressão de expansão ou de esfoliação (ciclos de secagem-molhagem).

2.2 Métodos laboratoriais para determinar a variação de volume

Nesta secção abordam-se os vários ensaios laboratoriais para determinar a variação de volume de um solo através do valor de azul-de-metileno, da percentagem de expansão, da pressão de expansão e da retração.

2.2.1 Valor de azul-de-metileno

Este ensaio consiste em medir a quantidade de corante (azul de metileno – B de *bleu*) fixada por 100 g da fração granular analisada e permite caracterizar a fracção de argila do solo a partir de uma perspectiva global. Ele é geralmente determinado em Portugal no âmbito de estudos para reutilização de solos inorgânicos na construção de aterros, uma vez que é usado no âmbito de classificações geotécnicas francesas de solos para avaliar a respetiva trabalhabilidade e condições de reutilização em aterros rodovias e ferroviários. Embora não se utilize em Portugal como ensaio de identificação corrente para fins de fundações de estruturas, optou-se por considerá-lo nesta dissertação devido ao conhecimento acumulado e desempenho comprovado na avaliação da atividade da fração de argilas, contendo minerais argilosos e/ou carbonatos.

A sua execução segue a norma NF P 94 - 068 (1998) quando se pretende determinar o valor de azul do solo – VBs, que é avaliado sobre 100 g da fração fina do solo. São obtidos valores de VBs de cerca de 30 para uma montmorilonite, 5 para uma illite e de 2 para uma caulinite. A atividade das argilas é obtida pelo índice de atividade de Lautrin e a fração de argilas (C) - equação 2.2, incluído na Tabela 2.4, cuja análise permite verificar que a fração de argila (C) apresenta perigo de expansão se $A_{CB} > 8$.

$$A_{CB} = \frac{VBs}{C} \times 100 \quad (2.2)$$

Tabela 2.4 Classificação de Lautrin (1987) para a atividade da fração de argila

Classe	A_{CB}	Atividade da argila
1	<1	Não argiloso
2	1-3	Inativa
3	3-5	Não muito ativa
4	5-8	Normal
5	8-13	Ativa
6	13-18	Muito ativa
7	>18	Nociva

2.2.2 Percentagem de expansão

Há vários métodos para determinar o potencial de expansão de um solo. É difícil chegar a um consenso relativo à definição de potencial de expansão, pois cada autor descreve-o como uma percentagem de expansão obtida segundo um ensaio próprio.

Os métodos seguidamente referidos para determinar a variação de volume através da percentagem de expansão dividem-se em ensaios para amostras indeformadas e para amostras remoldadas, dando-se mais ênfase aos ensaios de amostras indeformadas, pois são estas que fazem jus ao problema da construção de fundações em solos expansivos.

2.2.2.1 Ensaio em amostras indeformadas

a) Expansão livre

O ensaio para determinar o índice de expansão livre - FS (*free swell*), foi desenvolvido por Holtz & Gibbs (1956) e consiste em colocar 10 cm³ de solo seco, passado ao peneiro nº 40 da ASTM, num copo de 100 cm³ cheio com água destilada (V) numa estufa, e deixar a amostra em repouso. A expansão livre é definida como o aumento do volume do solo, expresso como a percentagem do volume inicial seco (V_0) (Harcastel 2003) pela equação 2.3.

$$FS = \frac{V - V_0}{V_0} \times 100 \quad (2.3)$$

Holtz & Gibbs (1956) sugeriram uma relação entre os danos potenciais e a expansão livre, mostrada na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 Danos prováveis devido à expansão livre

Expansão livre	Danos
>100%	Consideráveis em estruturas
>50%	Possíveis no solo

Fonte: Holtz e Gibbs 1956 *apud* Harcastel 2003

A norma IS 1498 (1970) fornece também um critério para prever a expansibilidade dos solos, com base no índice de expansão livre - FSI. Sendo V_d o volume de 10 g de solo seco na estufa passado por um crivo de malha 425 mm e colocado numa proveta graduada de 100 ml, contendo água destilada, e V_k o volume de 10 g de solo seco na estufa e passado por um peneiro de malha de 425 mm e colocado num copo graduado de 100 ml contendo querosene, o índice obtém-se da equação 2.4. A classificação do potencial de expansão segundo este índice inclui a Tabela 2.6.

$$FSI = \frac{V_d - V_k}{V_k} \times 100 \quad (2.4)$$

Tabela 2.6 Classificação do potencial de expansão pelo FSI

Potencial de expansão	FSI		
	IS 1498	Mohan 1977	Nelson <i>et al.</i> 2015
Muito elevado	>200		>50
Elevado	100-200		35-50
Médio	50-100		20-35
Baixo	<50		<20

Com base na análise de 10 solos e através do FSI, Rao *et al.* (2004) criaram uma correlação para calcular a percentagem de expansão segundo a equação 2.5, onde γ_{ai} é o peso volúmico inicial seco do solo e q_i é a sobrecarga inicial, em kPa.

$$S = 4,24\gamma_{ai} - 0,47w_i - 0,14q_i - 0,06FSI - 55 \quad (2.5)$$

Sridharana *et al.* (1986) criaram o índice de expansão livre modificado - MFSI. Este método baseia-se na razão entre o volume de solo de equilíbrio e o respetivo peso seco. Para preparar o solo, uma amostra de 10 g deve ser seca na estufa até peso constante e misturada, cuidadosamente, com água destilada numa proveta de 100 ml e, em seguida, permitir a sedimentação. O índice calcula-se pela equação 2.6, mostrando-se na Tabela 2.7 a respetiva classificação da expansibilidade dos solos.

$$MFSI = \frac{V}{10} \quad (2.6)$$

Tabela 2.7 Classificação da expansibilidade dos solos com base no MFSI

MFSI (cm ³ /g)	Tipo de solo argiloso	Expansibilidade do solo
<1,5	Não expansivo	Desprezível
1,5-2	Mistura de expansivo e não expansivo	Baixa
1,5-2	Expansivo	Moderada
2-5		Elevada
>4		Muito elevada

Fonte: Sridharana. *et al.* 1986, adaptado

b) Snethen *et al.* (1977)

Para Snethen *et al.* (1977), o potencial de expansão é a mudança volumétrica vertical, em equilíbrio, obtida a partir de um ensaio edométrico, expresso em percentagem da altura original, de um provete de solo não perturbado, do seu teor de água natural e da densidade de um estado de saturação sob uma carga aplicada equivalente à tensão de confinamento *in situ*.

A Tabela 2.8 classifica o potencial de expansão de acordo com este método.

Tabela 2.8 Classificação do potencial de expansão através da percentagem de expansão determinada num edómetro

Potencial de expansão	Percentagem de expansão
	Altmeyer 1955; Snethen <i>et al.</i> 1977
Baixo	< 0,5
Médio	0,5-1,5
Elevado	> 1,5

Vallejo & Ferrer (2011) também propõem um ensaio no edómetro para avaliar a expansão livre, que consiste na variação máxima na espessura de uma amostra, não perturbada, quando é embebida em água e deixada livre para expandir verticalmente. Depois do ensaio, classifica-se o potencial de expansão de acordo com a percentagem de expansão livre segundo a Tabela 2.9.

Tabela 2.9 Classificação do potencial expansivo de acordo com a percentagem de expansão livre num edómetro

Potencial de expansão	Expansão livre (%)
Baixo	<1
Baixo a médio	1-4
Médio a elevado	4-10
Muito elevado	>10

Fonte: Vallejo & Ferrer 2011

2.2.2.2 Ensaio em amostras remoldadas

a) USBR (1960) e Chen (1965)

Para amostras remoldadas, o USBR (1969) - *United States Bureau of Reclamation apud Knodel et al.* (1998), definiu o potencial de expansão como a percentagem da variação total do volume, do estado seco para o húmido, de um provete de solo sob um carregamento vertical de 7 kPa. A Tabela 2.10 inclui a classificação qualitativa do potencial de expansão, bem como a classificação de Chen (1965), que ulteriormente simplificou o método USBR, calculando a percentagem de expansão quando o provete está submetido a uma tensão vertical de 50 kPa. Presentemente, este ensaio é feito segundo a norma ASTM D698 (2012).

Tabela 2.10 Classificação do potencial de expansão em função da expansão volumétrica provável

Potencial de expansão	Expansão volumétrica (%)		
	USBR 1969	Holtz and Gibbs 1956	Chen 1965
Baixo	<10		<1
Medio	10-20		1-4
Elevado	20-30		3-10
Muito elevado	>30		>10

b) Ensaio de expansibilidade LNEC E200-1967

A especificação LNEC E-200 (1967), destina-se a fixar o modo de determinar a variação de volume, expressa em percentagem, da fração de um solo que passa no peneiro de malha 0,420 mm (nº40) da ASTM quando, em condições bem definidas de compactação, absorve água por capilaridade através duma placa porosa.

O equipamento usado pela norma para avaliar a variação de comprimento do provete é um defletómetro e a expansibilidade é obtida em percentagem (de expansão) pela equação 2.7.

$$S = \frac{\Delta h}{h_o} \times 100 = \frac{l_1 - l_0}{15} \times 100 \quad (2.7)$$

Onde Δh é a variação de altura do provete; h_o é a altura inicial ($h_o = 15\text{mm}$); l_0 é leitura inicial do defletómetro e l_1 a leitura final do defletómetro.

c) Expansibilidade do ensaio CBR em provetes remoldados - ASTM D 1883

Este ensaio é realizado no âmbito da determinação do CBR em solos compactados em laboratório, pela norma ASTM D1883 (2016) e LNEC E-198 (1967).

Quando durante a execução do ensaio, o provete remoldado nas condições ótimas do Proctor é mergulhado num tanque dentro do respetivo molde, antes de ir para a prensa de CBR, para avaliar a respetiva expansão através de um deflectómetro. A percentagem de expansão obtém-se através da equação 2.8.

$$S = \left(\frac{s}{h_i} \right) \times 100 \quad (2.8)$$

Onde S é a percentagem de expansão que ocorre durante a embebição; s a expansão vertical determinada pela medição da altura final menos a inicial antes da expansão (em mm) e h_i a altura do provete antes da embebição (em mm).

d) Ensaio do índice de expansibilidade – ASTM D 4829

Este ensaio foi desenvolvido em Orange County, Califórnia, em 1960 e introduzido em 1973 no *Uniform Building Code* (UBC). Foi adotada pela ASTM em 1988, sendo agora a ASTM D4829 (2011). O índice

de expansibilidade - IE (*expansion index*) é avaliado pela equação 2.9. O ensaio não é usado para duplicar quaisquer condições de campo particulares, tais como densidade do solo ou teor em água.

$$IE = 100 \times \Delta h \times F \quad (2.9)$$

Sendo Δh a percentagem de expansão e F a fração que passa no peneiro nº 4 da ASTM. IE fornece uma indicação do potencial de expansão de um solo compactado.

A classificação qualitativa do potencial de expansão do solo com base no IE inclui a Tabela 2.11.

Tabela 2.11 Classificação do potencial de expansão em relação ao índice de expansibilidade

Índice de expansibilidade	Potencial de expansão
0-20	Muito baixo
21-50	Baixo
51-90	Médio
01-130	Elevado
>130	Muito elevado

Fonte: ASTM D4829 2011

2.2.2.3 Retração

Um dos métodos de ensaio mais comuns para analisar a retração de um solo é através do limite de retração - LR, que corresponde ao teor em água de um solo que está no limite entre o estado semi-sólido e sólido.

As normas utilizadas para a determinação do LR são as seguintes: NP-143 (1969), ISO/TS 17892-12 (2004), ASTM D427 (2004) e ASTM D4943 (2008).

A norma ASTM D427 (2004) recorre à utilização de mercúrio, fornecendo um procedimento para obter os dados que são usados para calcular o limite de retração e o rácio de retração. A norma ASTM D4943 (2008), recorre ao método da “cera” (*wax method*) e usa-se apenas em solos coesivos, para a fração granulométrica passada ao peneiro nº 40 da ASTM (malha de 425µm; permite obter não só o limite de retração, mas também o índice de retração - IR, que consiste na diferença entre o limite de plasticidade - LP, e o LR.

Na Tabela 2.12 encontra-se a classificação do potencial de expansão em função do limite de retração, considerando os autores ali referidos que este potencial é baixo para valores de LR>15%, e elevado a muito elevado para valores de LR<10%.

Tabela 2.12 Classificação do potencial de expansão de acordo com o LR

Potencial de expansão	Limite de retração (%)	
	Altmeyer 1955 e Sowers & Sowers (1970)	USBR 1969; Dakshanamurthy 1973 e Chen (1988)
Baixo	>12	>15
Médio	10-12	10-16
Elevado	<10	7-12
Muito elevado		<11

Na Tabela 2.13 classifica-se o potencial de expansão segundo o valor de IR, sendo que Raman (1967) faz uma abordagem em média aproximada da de Holtz & Gibbs (1956), considerando valores mais baixos de IR do que os de Ranganatham & Satyanarayana (1965) para a mesma classe de potencial de expansão; em comum têm o índice de retração de 30%, que faz a divisória entre os solos com potencial de expansão médio e os de potencial elevado.

Tabela 2.13 Classificação do potencial de expansão de acordo com o IR

Potencial de expansão	Índice de retração (%)		
	Holtz and Gibbs 1956	Ranganatham and Satyanarayan 1965	Raman 1967
Baixo	<10	<20	<15
Médio	10-30	20-30	15-30
Elevado	20-30	30-60	30-40
Muito elevado	>30	>60	>40

A retração linear – RL, é definida como a proporção entre a diminuição na dimensão linear de um provete para a sua dimensão inicial, expressa em percentagem (Al-Rawas and Goosen 2006). Ela é calculada pela variação de comprimento, expresso pela raiz cúbica do volume, entre o limite de liquidez ($\sqrt[3]{LL}$) e o limite de retração ($\sqrt[3]{LR}$), em relação ao comprimento máximo do provete – equação 2.9 (Almeida 1991). Pela norma BS 1377-2 (1990), a RL é calculada pela equação 2.10.

$$RL = 100(\sqrt[3]{LL} - \sqrt[3]{LR})/(\sqrt[3]{LL}) \quad (2.10)$$

$$RL = (1 - \frac{L_D}{L_0}) \times 100 \quad (2.11)$$

Nesta equação, RL é expresso em % e L_D é o comprimento do provete seco na estufa e L_0 é comprimento inicial do provete, ambos em mm.

Altmeyer (1955) relaciona a RL e o potencial expansivo -Tabela 2.13, considerando-o elevado, ou seja crítico, acima de 8 e baixo inferior a 5%.

Tabela 2.14 Classificação do potencial de expansão em função da retração linear

Potencial de expansão	Retração linear (%)
Baixo	<5
Médio	5-8
Elevado	>8

Fonte: Altmeyer 1955

Segundo Almeida (1991), ainda se pode calcular a retração volumétrica - S_V , da maneira descrita na equação 2.12. Esta é calculada pela variação de volume do solo entre o limite de liquidez e o limite de retração, em relação ao LR. Enquanto pela norma BS 1377-2 (1990), a retração volumétrica (em ml) é calculada pela equação 2.13.

$$S_V = 100(LL - LR)/LR \quad (2.12)$$

$$S_V = \frac{w - w_o}{R_s} \quad (2.13)$$

Onde na equação 2.12 w é o teor em água (%), w_o o teor em água inicial e R_s é o rácio de retração, obtido pela divisão da massa seca do solo, em g, pelo volume do solo seco em ml.

Head (1980) considera para o índice de plasticidade e a retração linear a relação expressa na equação 2.14.

$$IP = 2,13LR \quad (2.14)$$

A instabilidade volumétrica - P_V , é calculada pela razão entre o volume do solo no LR e o seu volume no LL segundo a equação 2.15.

$$P_V = LR/LL \quad (2.15)$$

Ranganatham & Satyanarayana (1965), que realizaram estudos de potencial de expansão em quatro solos naturais, verificaram que a atividade expansiva (*swell activity*) - relação entre a mudança no IR e a alteração correspondente no teor em argilas; e o índice de retração ou teor em argilas por si só, correlacionam-se melhor com o potencial de expansão em solos compactados. Os mesmos autores ainda propuseram uma fórmula para calcular a percentagem de expansão (S) através do LR para solos compactados – equação 2.16. Quando ela foi aplicada aos solos estudados por Seed *et al.* (1962), os erros nos valores calculados do potencial de expansão foram bastante grandes, indicando que esta equação não é aplicável a todos os solos compactados em geral (Nayak and Christensen 1971).

$$S = 41,13 \times 10^{-5} \times LR^{2,67} \quad (2.16)$$

2.2.3 Pressão de expansão

2.2.3.1 Volume constante ou pressão de expansão - ASTM D4546

A pressão de expansão - P_s (*swelling pressure*), é definida como a pressão necessária para impedir a expansão de volume num solo embebido em água. Deve-se notar que o valor desta pressão determinada num édometro em laboratório é diferente da de campo, sendo a pressão de expansão real de campo sempre inferior à medida em laboratório (Murthy 2002).

Os únicos métodos gerais para avaliar o comportamento de solos expansivos sob condições representativas das condições *in situ* e das mudanças nas condições do solo e estados de tensão que são suscetíveis de ocorrer no campo são os vários ensaios unidimensionais de embebição sob carga realizados num édometro. A ASTM D4546 (2014) adota três ensaios unidimensionais tipo para determinar a resposta dos solos às mudanças do teor em água. A expansão unidimensional, ou o assentamento de solos coesivos, é analisado em provetes não perturbados ou remoldados, usando o ensaio edométrico convencional em um dos três seguintes métodos:

- No método A, o provete de teste é deixado expandir depois de ser inundado por água sob uma tensão vertical de 1,0 kPa. A variação da altura do provete, expressa em percentagem da altura original, é definida como a "expansão livre". Depois de completada a expansão livre, o provete é carregado incrementalmente como no ensaio de compressão unidimensional convencional até a altura da amostra ser igual a, ou inferior à, sua altura original (geralmente 2,54cm). A pressão de expansão é definida como a tensão vertical necessária para levar o provete de volta à sua espessura original.
- O método B é semelhante ao anterior, exceto que a tensão vertical inicial sob a qual o provete sofre a sua expansão livre é selecionada pelo operador.
- No método C, o provete é inundado e são aplicados incrementos de tensão vertical conforme necessário para evitar que o provete mude de espessura após a inundação. Este procedimento requer um édometro ajustável. A pressão de expansão é o menor esforço vertical que tem de ser aplicado para evitar qualquer expansibilidade.

Sowers & Kennedy (1967), que estudaram o comportamento de expansibilidade de solos naturais não perturbados, indicam que a pressão e o potencial de expansão podem ser melhor relacionados com o IL. No entanto, no caso da pressão de expansão *versus* o IL, existe uma dispersão dos pontos de dados (Nayak and Christensen 1971).

Na Tabela 2.15 classifica-se variação de volume e o potencial expansivo em função dos valores da pressão de expansão. Da análise desta tabela, verifica-se que Charlie *et al.* (1985) e Chen (1988)

consideram um potencial de expansão do solo baixo para valores da pressão de expansão inferiores a 50kPa, muito elevado para valores de pressão superiores a 1000kPa, enquanto Vallejo & Ferrer (2011) consideram para os mesmos potenciais de expansão valores de pressão de expansão, respetivamente, de 25 kPa e 300 kPa.

Tabela 2.15 Classificação do potencial de expansão em função da pressão de expansão

Potencial de expansão	Pressão de expansão (kPa)	
	Charlie <i>et al.</i> 1985; Chen 1988	Vallejo & Ferrer 2011
Baixo	<50	<25
Médio	50-250	25-125
Elevado	250-1000	125-300
Muito elevado	>1000	>300

Komornik & David (1969), Vijayvergiya & Ghazzaly (1973), Nayal & Christensen (1974) com base em dados experimentais, relacionaram a pressão de expansão - P_s , com propriedades índices em condições climatéricas temperadas. Teklu (2003) fez o mesmo mas para solos em climas mais quentes.

Komornik & David (1969) realizaram ensaios de pressão de expansão numa série de amostras não perturbadas de argilas e, com base numa análise estatística, desenvolveram a relação da equação 2.17.

$$\log(P_s) = -2,132 + 0,0208(LL) + 0,000665(\gamma_d) - 0,0269(w) \quad (2.17)$$

Com P_s em kg/cm^2 .

Vijayvergiya & Ghazzaly (1973) propuseram duas correlações – equação 2.18 e equação 2.19, para a pressão de expansão em amostras não perturbadas testadas sob uma tensão de 10 kPa.

$$\log(P_s) = \frac{1}{12}(0,4 \times LL - w + 23,6) \quad (2.18)$$

$$\log(P_s) = \frac{1}{19,5}(6,24 \times \gamma_d + 0,65 \times LL - 100) \quad (2.19)$$

Com P_s em tons/ft^2 , e γ_d lb/ft^3 .

Nayal & Christensen (1974) obtiveram de relações estatísticas a equação 2.20 para obter a pressão de expansão.

$$P_s = 36 \times 10^{-2} IP^{1,12} (c/w)^2 + 3,8 \quad (2.20)$$

Com P_s em kPa.

Teklu (2003) com base em solos expansivos de Addis Abeba propôs as seguintes correlações para estimar o valor da pressão de expansão – equação 2.21 e 2.22:

$$\log(P_s) = -5 - 0,0002064 \times LL + 0,003477 \times IP + 0,005827 \times \gamma_d \quad (2.21)$$

$$\log(P_s) = -9,384 + 0,02748 \times W + 0,006307 \times IP - 0,008359 \times \gamma_d \quad (2.22)$$

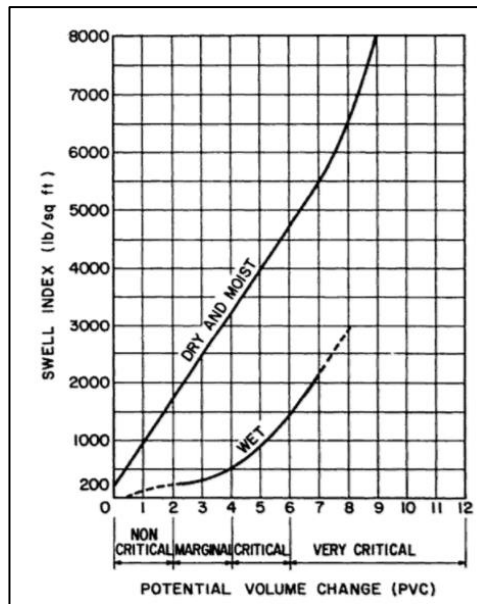
Com P_s em kPa.

2.2.3.2 Mudança de volume potencial (PVC)

A mudança de volume potencial (*potential volume change* -PVC) de um solo é a variação relativa do volume a esperar por alterações no seu teor em água e reflete-se na sua retração ou expansão, ou seja, é a medida em que o solo retrai, quando seca, ou expande, quando fica húmido (Jones and Terrington 2011).

O medidor de PVC do solo é um aparelho padronizado para medir a pressão de expansão de uma amostra compactada e pode ser usado no campo ou em laboratório. O ensaio consiste em colocar um provete remoldado, com o teor em água natural, pelo ensaio Proctor modificado (energia de compactação de 2600 kJ/m³), num anel com um esforço cíclico. A amostra é então molhada depois de montada no dispositivo e é permitida expandir contra o anel. O índice de expansão é registado como a pressão exercida sobre o anel, que depende do intervalo qualitativo da mudança potencial de volume. Para o efeito usa-se o gráfico mostrado na Figura 2.11 (Lambe 1969). A Tabela 2.16 mostra a classificação do PVC relativamente à Figura 2.11.

Vallejo & Ferrer (2011) ainda propuseram - Tabela 2.17, uma classificação para o potencial de expansão através do índice de Lambe (PVC), em kPa.



Fonte: Lambe 1969

Figura 2.11 Índice de expansão vs PVC

Tabela 2.16 Classificação do PVC de Lambe (1969)

Classificação	PVC
Muito crítico	>6
Crítico	4-6
Marginal	2-4
Não crítico	<2

Fonte: Lambe 1969

Tabela 2.17 Classificação do potencial de expansão de acordo com o índice de Lambe

Potencial de expansão	Índice de Lambe (kPa)
Baixo	>80
Baixo a médio	80-150
Médio a elevado	150-230
Muito elevado	>230

Fonte: Vallejo & Ferrer 2011

Outro método para calcular o PVC é através do índice de plasticidade modificado (IP') e é proposto no BRED (1993) - *Building Research Establishment Digest*. Considera-se para o efeito que o teor em partículas que passam por um crivo de 425 μm é conhecido, ou pode ser considerado 100%. O IP' - equação 2.23 tem em conta a amostra completa e não apenas aquela fração de partículas finas, pelo que dá uma melhor indicação do valor de plasticidade "real" de um solo para fins de engenharia (Jones and Terrington 2011).

$$IP' = IP \frac{\% < 425\mu m}{100} \quad (2.23)$$

A mudança de volume potencial pode ser estimada através de IP', Tabela 2.18, com base na classificação do BRED (1993).

Tabela 2.18 Classificação do PVC em função do valor de IP'

Classificação do PVC	IP' (%)
Baixo	10-20
Médio	20-40
Elevado	40-60
Muito elevado	>60

Fonte: BRED (1993)

2.2.4 Correlação entre parâmetros índice de solos

Como descrito anteriormente, o potencial de expansão de um solo é usualmente descrito qualitativamente, usando termos tais como baixo, médio, elevado e muito elevado, correspondendo à quantidade de alteração de volume unidimensional. Os métodos indiretos para avaliar a expansibilidade do solo em termos do seu potencial de expansão utilizam relações empíricas com base em propriedades índice, facilmente avaliadas e conforme se descreve nesta secção.

2.2.4.1 Limites de consistência

Vários autores descrevem a correlação entre as propriedades índice mais utilizadas, como os limites de Atterberg, com o potencial de expansão, podendo este ser classificado entre baixo a muito elevado.

Para a determinação do limite de liquidez e de plasticidade recorrem-se às seguintes normas: NP-143 (1969), ASTM D4318 (2000), ISO/TS 17892-12 (2004) e Fall-cone test BS 1377-2 (1990).

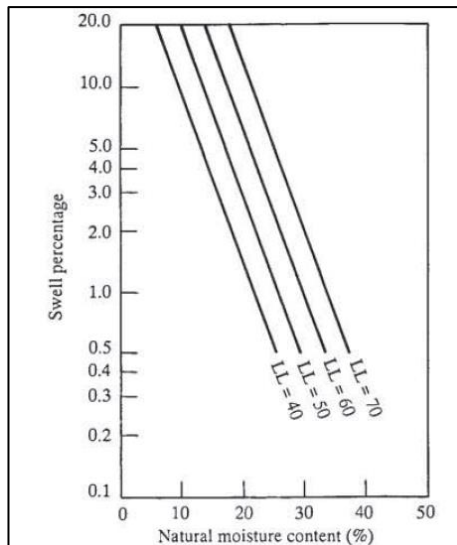
a) Limite de liquidez

O limite de liquidez corresponde ao teor em água limite de um solo quando está na fronteira entre os estados o líquido e o plástico. Vijayvergiya & Ghazzaly (1973) desenvolveram um método para estimar a percentagem de expansão de um solo argiloso num édometro sob uma carga de 10,5 kPa. Utilizaram vários provetes com teor em água natural e limites de liquidez variáveis retirando assim as correlações equações 2.24 e 2.25 e da Figura 2.12 (Bell 1992).

$$\text{Log } S = 1/19,5(\gamma_d 16,02 + 0,65LL - 130,5) \quad (2.24)$$

$$\text{Log } S = 1/12(0,4LL - w + 5,5) \quad (2.25)$$

Em que γ_d é o peso volúmico seco, em kg/m^3 , e w o teor em água, em percentagem.



Fonte: Vijayvergiya and Ghazzaly 1973

Figura 2.12 Previsão da percentagem da expansão de argilas em função do LL e w

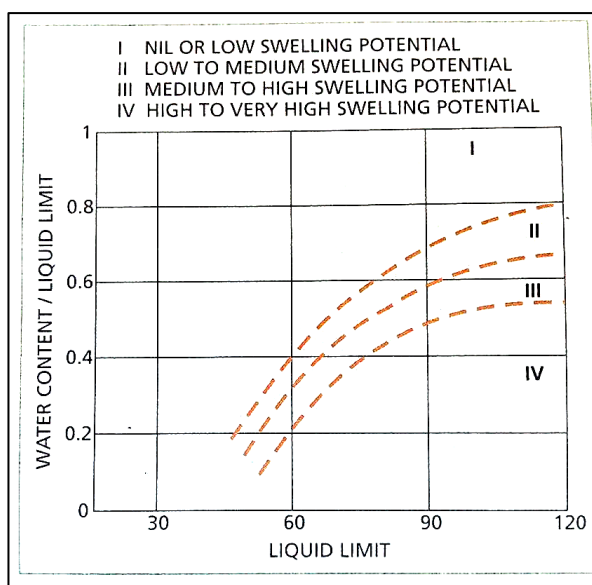
Williams (1957) e Van der Merwe (1964) propuseram também uma avaliação da percentagem de expansão através da equação 2.26.

$$S = 0,00041 \times W_{LW}^{4,17} \times P^{-0,386} w_i^{-2,33} \quad (2.26)$$

Onde w_i é o teor em água inicial, P a pressão vertical sob a qual ocorre a expansão e W_{LW} o limite de liquidez ponderado, definido pela equação 2.27.

$$W_{LW} = LL \times \frac{\% \text{ de material fino } < 425\mu\text{m}}{100} \quad (2.27)$$

Ainda através dos ensaios de Lambe, da pressão de expansão e da expansão, Vallejo & Ferrer (2011) estabeleceram quatro níveis para o potencial de expansão demonstrado no gráfico da Figura 2.13, relacionando-o com o LL.



Fonte: Vallejo & Ferrer 2011

Figura 2.13 Potencial de expansão com base no LL e w

A Tabela 2.19 classifica o potencial de expansão de acordo com o LL, considerando potenciais baixos para valores de $LL < 50\%$, e elevados a muito elevados para valores de $LL > 60\%$, sendo que alguns dos autores consideram-nos baixos para valores de $LL < 30-35\%$, e elevados a partir $LL = 40-50\%$.

Tabela 2.19 Classificação do potencial de expansão de acordo com o limite de liquidez

Potencial de expansão	Limite de liquidez (%)			
	Holtz and Gibbs 1956 e Chen 1988	Dakshanamurphy & Raman 1973	Snethen <i>et al.</i> 1977; O'Neil & Poormaayed 1980	Vallejo & Ferrer 2011
Baixo	<30	20-35	<50	<35
Médio	30-40	35-50	50-60	35-60
Elevado	40-60	50-70	>60	50-65
Muito elevado	>60	>70		>65

b) Limite de plasticidade

O limite de plasticidade - LP, é o teor em água limite de um solo que está na fronteira entre os estados plástico e o semi-sólido. O'Neil & Poormaayed (1980), usam o LP como correlação para a classificação do potencial de expansão, considerando-o como baixo para valores de $IP < 25\%$, e elevados para valores de $IP > 35\%$.

Tabela 2.20 Classificação do potencial de expansão em função do LP

Potencial de expansão	Limite de plasticidade (%)
Baixo	<25
Médio	25-35
Elevado	>35

Fonte: O'Neill and Poormoayed, 1980

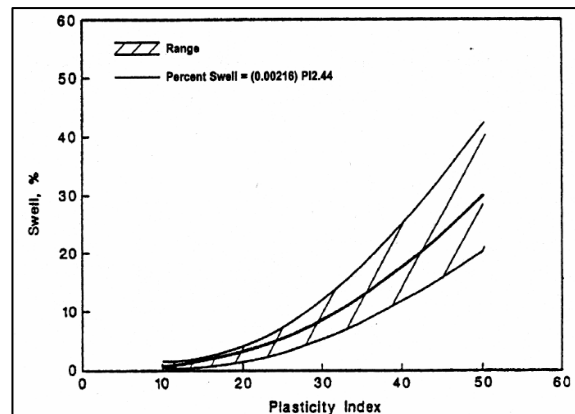
c) Índice de plasticidade

Através da subtração do limite de plasticidade ao limite de liquidez, obtém-se o índice de plasticidade (IP), que representa a gama de teores em água para os quais o solo se encontra no estado plástico (Antão 2011), isto é, é moldável.

Seed *et al.* (1962), demonstraram pelo gráfico da Figura 2.14 e das equações 2.28, para todo o tipo de solos, e 2.29, para solos remoldados, que o IP pode ser um bom indicador do potencial de expansão. Verifica-se que quanto maior for o IP, maior é a percentagem de expansão.

$$S = 2,16 \times 10^{-3} \times (IP)^{2,44} \quad (2.28)$$

$$S = 3,6 \times 10^{-5} \times 60 \times (IP)^{2,44} \quad (2.29)$$

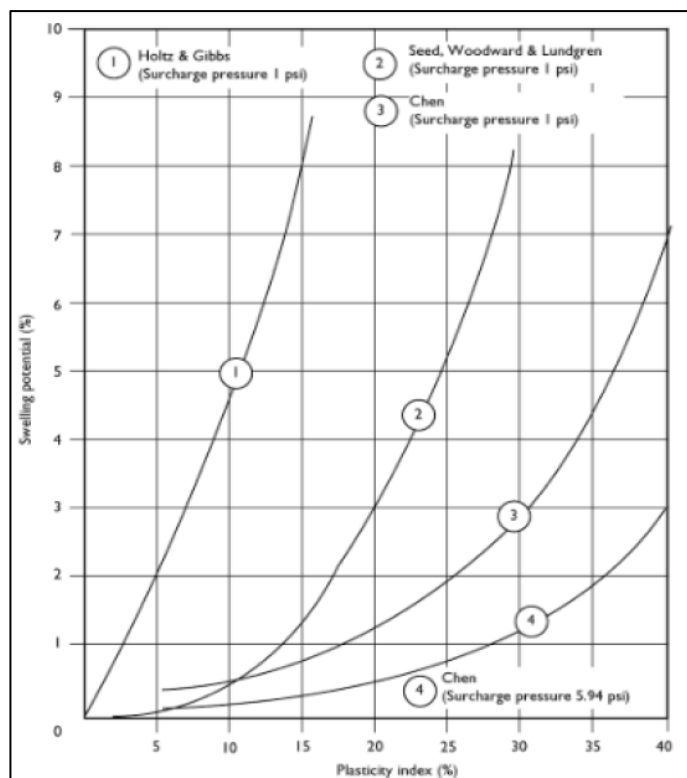


Fonte: Seed, *et al.* 1962

Figura 2.14 Percentagem de expansão em função do índice de plasticidade

Chen (1988) apresenta um gráfico que mostra a relação entre o potencial de expansão e o IP, que engloba as correlações de Holtz & Gibbs (1956), Seed *et al.* (1962) e do próprio Chen - Figura 2.15. A percentagem de expansão neste é calculada a partir da equação 2.30, e a de Seed *et al.* (1962) pela equação 2.29.

$$S = 0,2558e^{(0,08381(IP))} \quad (2.30)$$



Fonte: Chen 1988

Figura 2.15 Correlações entre o potencial de expansão e o índice de plasticidade para solos remoldados

Brackley (1980) sugere que o movimento máximo devido à expansão debaixo de um edifício fundado em argila expansiva pode ser obtido pela equação 2.31, onde ψ é a sucção do solo no momento da construção, em kPa, e p é a sobrecarga mais a solicitação da fundação atuando em cada camada de solo, em kPa (Bell 1992).

$$Expansão (\%) = \frac{(IP - 10)}{10} \log_{10} \psi/p \quad (2.31)$$

Outras correlações para o cálculo da percentagem de expansão incluem a Tabela 2.21; estas correlações recorrem ao IP e ao teor em água (w) do solo, sendo que a correlação de Nayal & Christensen (1974) foi derivada da análise de dados de ensaios em 18 amostras de solos compactadas com o teor ótimo em água pelo método Proctor e permitidas expandir sob uma carga de 7kPa (Elarabi 2005), e a de Basma (1993) considera a fração de argila (C).

Tabela 2.21 Algumas correlações empíricas para estimar a percentagem de expansão

Autores	Correlações
Nayak & Christensen 1974	$S = (2,29 \times 10^{-2})(IP)^{1,45} \times \frac{C}{w_i} + 6,38$
Schneider & Poor 1974	$S = \frac{2}{3} \times 10^{(IP/w-1,19)}$
Basma 1993	$S_{100} = 0,00064(IP)^{1,37}(C)^{1,37}$
Zapata <i>et al.</i> 2006	$S_{100psf} = 0,2014w(IP) + 1,682$

Foram vários os autores que classificaram o potencial de expansão de acordo com o IP (Tabela 2.22), podendo-se concluir que no limite e para ¼ dos autores, os solos com IP<25% não são em regra considerados expansivos, ou seja, têm um potencial de expansão baixo. Contudo a maioria deles considera que para valores de 20%<IP<23% se possam considerar que os solos têm um potencial de expansão elevado e, no limite, se IP>30%, pode-se considerar um potencial de expansão elevado a muito elevado.

Tabela 2.22 Classificação do potencial de expansão de acordo com o IP

Potencial de expansão		Baixo	Médio	Elevado	Muito elevado
IP	Holtz & Gibbs 1956	<20	12-34	23-45	>32
	Raman 1967	<12	12-23	23-32	
	Sowers & Sowers 1970	<15	15-30	>30	
	USBR 1969 e Dakshanamurphy & Raman 1973	<18	15-28	25-41	>35
	Seed <i>et al.</i> 1962	<10	10-20	20-35	
	Snethen 1980 e BRED 1993	<18	12-32	22-48	
	Snethen <i>et al.</i> 1977; O'Neill & Poormoayed 1980; Pitts 1984; e Kalantari 1991	<25	25-35	>35	
	Terzaghi & Peck 1967; Peck <i>et al.</i> 1974; Chen 1988 e Bowels 1988	<15	10-35	20-55	>55

Normalmente, o LL dos solos expansivos está na gama de 50% a 110%. O LP varia entre 30% e 50%, enquanto que o LR varia entre 8% e 16%. Geralmente, valores baixos de LR indicam que o solo tem uma grande variação de volume (Farid and Amin 2013). Na Tabela 2.23 mostra-se como diferem os limites de consistência em relação aos minerais argilosos. Como já referido na secção 2.1.1.1 e segundo Farid & Amin (2013), a montmorilonite é considerada o mais expansivo de todos. Snethen *et al.* (1977) avaliaram dezassete índices de expansibilidade e concluíram que o LL e LP são os melhores indicadores do potencial de expansão. Schafer & Singer (1976), por sua vez, concluíram que o tipo de argilas em vez da fração em argilas é o mais relevante.

Tabela 2.23 Gama de valores dos limites de consistência para minerais argilosos

Minerais argilosos	LL	LP	LR
Caulinite	30-100	25-40	25-29
Illite	60-120	35-60	15-17
Montmorilonite	100-9000	50-100	8,5-15

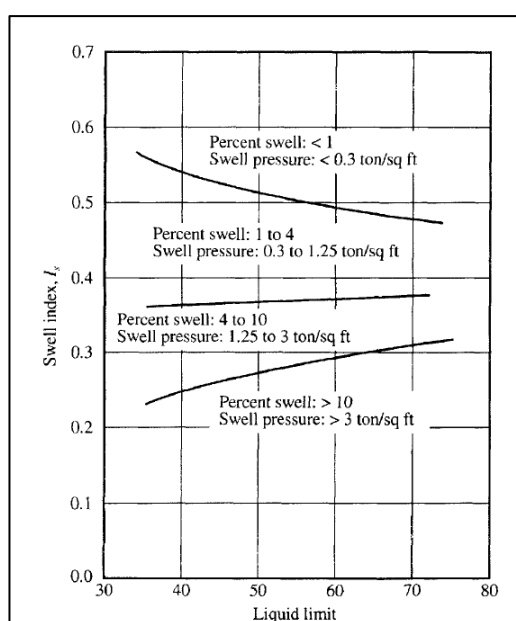
Fonte: Mitchell 1976

2.2.4.2 Índice de expansão

Vijayvergiya & Ghazzaly (1973) sugeriram uma maneira simples de identificar o potencial de expansão nas argilas, com base no índice de expansão (*swell index*) - I_s , equação 2.32.

$$I_s = w_n/LL \quad (2.32)$$

A relação entre o I_s e o potencial de expansão para uma ampla gama de valores de limite de liquidez é mostrada na Figura 2.16. O índice de expansão é largamente utilizado no projeto de lajes pós tracionadas em solos expansivos (Murthy 2002). Na maioria das vezes este índice é consideravelmente menor do que o índice de compressão. Quando o solo não é expansivo, o índice de expansão será menor que 0,1 e os solos expansivos terão um índice de expansão maior que 0,2 (Mitchell and Soga 2005).



Fonte: Chen 1988

Figura 2.16 Relação entre o índice de expansão e o limite de liquidez para argilas expansivas

Existem ainda mais duas equações empíricas aceites (Isik 2009) e desenvolvidas para estimar o I_s desenvolvidas por Nagaraj & Murthy (1985) - equação 2.33, e Nakase *et al.* (1988) – equação 2.34.

$$I_s = 0,0463\left(\frac{LL}{100}\right)G_s \quad (2.33)$$

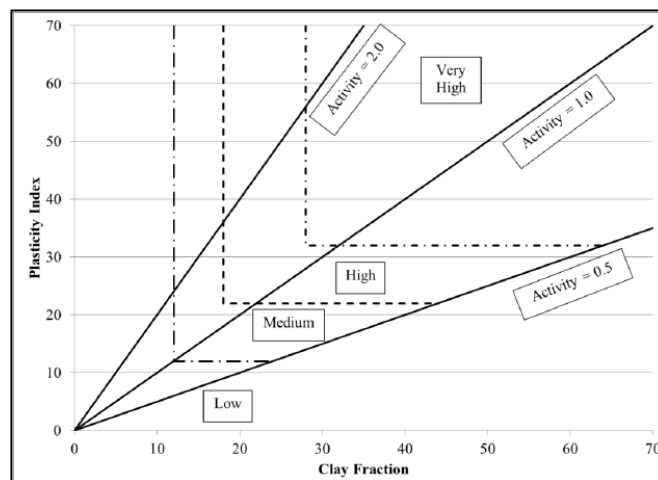
Em que G_s é a densidade específica das partículas do solo.

$$I_s = 0,00194(IP - 4,6) \quad (2.34)$$

Para comparar o desempenho das equações desenvolvidas por Nagaraj & Murthy (1985) e Nakase *et al.* (1988), foi utilizado o erro quadrático médio, que foi considerado por Isık (2009) como muito fraco.

2.2.4.3 Atividade e fração de argilas

A influência da fração de argilas (partículas de dimensão $< 2\mu\text{m}$) – C , no potencial de expansão do solo resulta indiretamente da densidade dos catiões de minerais argilosos. Quanto mais finas são as partículas de um solo, maior a probabilidade que ele contenha partículas elásticas (Harcastel 2003). Skempton (1953) propôs um método para classificar o potencial de expansão através da percentagem da fração de argilas, da sua atividade e do IP - Figura 2.17.



Fonte: Skempton 1953

Figura 2.17 Potencial de expansão em função do IP, fração de argilas e da sua atividade

O termo atividade - A , é definido como a razão, adimensional, entre o índice de plasticidade e a fração de argila, ambos em percentagem. Skempton (1953) demonstra a atividade pela equação 2.35.

$$A = \frac{IP}{C} \quad (2.35)$$

As argilas podem ser classificadas como inativas, normais ou ativas - Tabela 2.24. Na Tabela 2.25, apresentam-se os valores típicos de atividade dos minerais argilosos, sendo a montmorilonite considerada o único mineral com atividade e a ilite com a atividade normal, sendo que os restantes minerais são considerados inativos.

Tabela 2.24 Classificação da atividade das argilas

A	Classificação
<0,75	Inativa
0,75-1,25	Normal
>1,25	Ativa

Fonte: Skempton 1953

Tabela 2.25 Valores típicos da atividade dos minerais argilosos

Minerais argilosos	Skempton 1953	Salas & Alpanes 1975
Caulinite	0,33-0,46	0,01-0,041
Ilite	0,9	0,23-0,8
Montmorilonite (Ca)	1,5	0,32-3,09
Montmorilonite (Na)	7,2	1,12-11,5
Haloisite		0,02-0,07
Meta-haloisite		0,07-0,16

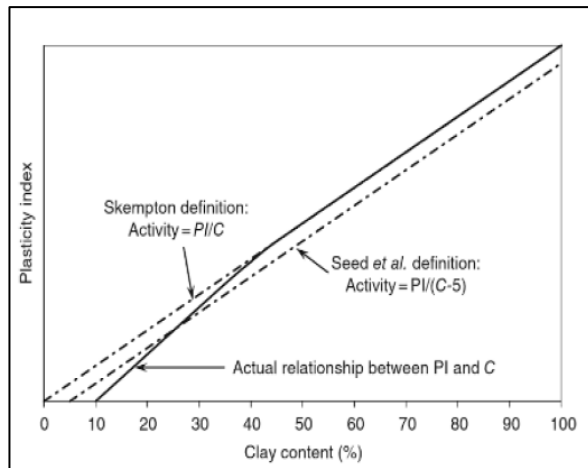
Também Seed *et al.* (1962) define uma atividade modificada – equação 2.36.

$$A_c = \frac{IP}{C - 5} \quad (2.36)$$

Pelo gráfico da Figura 2.18, Seed *et al.* (1962) demonstram uma relação simplificada entre o IP e a fração das argilas para os diferentes valores dos índices de atividade de Skempton (1953) – equação 2.35, e de Seed *et al.* (1962) – equação 2.36.

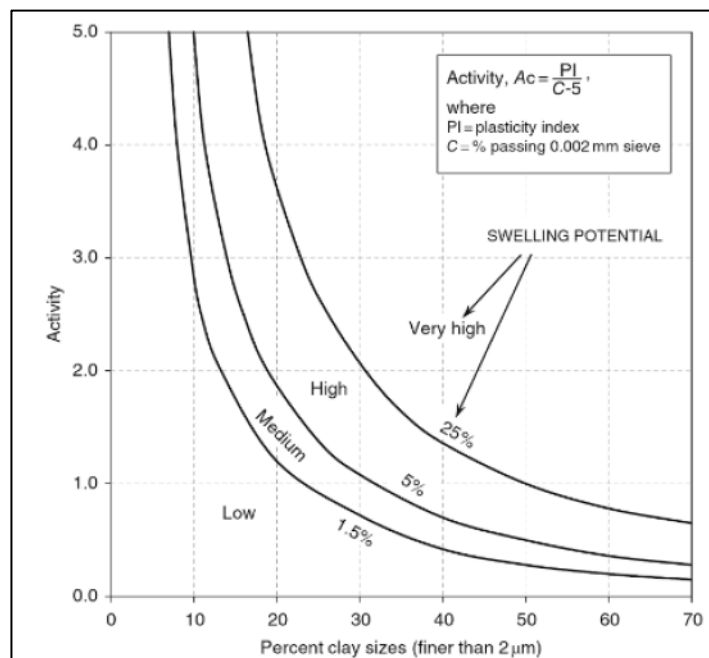
Seed *et al.* (1962) classificam ainda o potencial de expansão pelo valor estimado pela correlação da equação 2.37 e pelo gráfico da Figura 2.19. Verificaram que, em solos remoldados e para um determinado tipo de mineral argiloso, o potencial de expansão de um solo (S) está relacionada com a sua atividade, A_c , e a fração das argilas, C .

$$S = 3,6 \times 10^{-5} \times A_c^{2,44} \times C^{3,44} \quad (2.37)$$



Fonte: Seed *et al.* 1962

Figura 2.18 Relação simplificada entre o índice de plasticidade e a fração das argilas



Fonte: Seed *et al.* 1962

Figura 2.19 Carta de classificação do potencial de expansão em função da atividade

Grunwald (2005) *apud* Sivapullaiah (2015) classificam pela Tabela 2.26 o potencial de expansão consoante o tipo de mineral argiloso, podendo assim concluir-se mais uma vez que minerais com atividade abaixo de 0,75 não apresentam potencial de expansão significativo.

Tabela 2.26 Potencial de expansão dos minerais argilosos

Minerais argilosos	Potencial de expansão
Caulinite	Quase nenhum
Montmorilonite	Elevado
Vermiculite	Elevado
Clorite	Nenhum

Fonte: Grunwald 2005 *apud* Sivapullaiah 2015

Na Tabela 2.27 classifica-se o potencial de expansão em relação à percentagem de “finos” concluindo-se que, quanto mais finos contem um solo, maior é o respetivo potencial de expansão.

Tabela 2.27 Classificação do potencial de expansão em relação à fração de finos/argilas

Potencial de expansão	Fração de argilas <0,001mm	Fração de finos <0,075mm	Fração de argilas <0,002mm
	Holtz & Gibbs 1956 e USBR 1969	Chen 1988 e Vallejo & Ferrer 2011	BRED 1993
Baixo	<15	<30	
Médio	13-23	30-60	
Alto	20-30	60-95	
Muito alto	>28	>95	

Al-Shayea (2001) definiu duas correlações para estimar o potencial de expansão apenas com base na fração de argilas, quando submetidas a uma carga de 6,9 kPa, através das equações (2.38 e (2.39, respetivamente, que distinguem a correlação para solos com fração de argilas inferior a 20% da dos solos com valores entre 20% e 60%.

$$S = 0,143C \text{ quando } C < 20\% \quad (2.38)$$

$$S = 0,55C - 8,25 \text{ quando } 20\% < C < 60\% \quad (2.39)$$

2.2.4.4 Capacidade de troca catiónica (CEC)

A capacidade de troca de catiónica (CEC) - *Cation Exchange Activity*, é uma medida direta da quantidade de catiões na água e acessíveis a superfícies de minerais argilosos que são necessários para neutralizar a deficiência de carga positiva das partículas argilosas. A CEC é expressa em mil-equivalentes por 100 g de solo seco.

A Tabela 2.28 dá uma estimativa para os minerais argilosos da CEC. Em geral, o potencial de expansão aumenta à medida que a CEC aumenta; o valor total da CEC é a soma dos valores individuais de CEC de cada um dos minerais argilosos presentes, como uma fração do teor total de argila.

Tabela 2.28 Valores da CEC para minerais argilosos

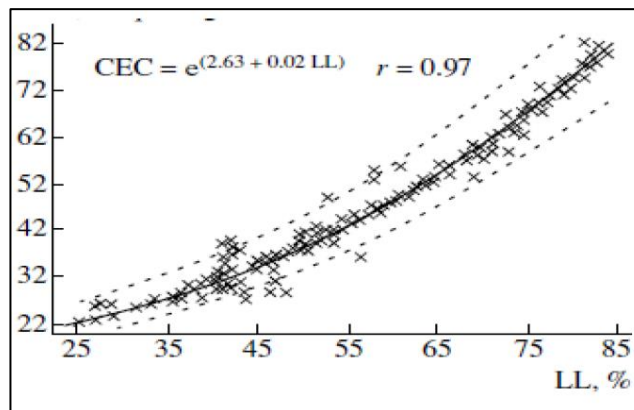
Minerais argilosos	CEC (meq/100g)			
	Grim 1968	Lambe and Whitman 1969	Attewell & Farmer 2007	Mitchell and Soga 2005
Caulinite	3-15			3
Esmectite	80-150			85
Illite	10-40			25
Clorite	10-40			40
Vermiculite	100-150			150
Haloisite (2H ₂ O)	-		5-10	12
Haloisite (4H ₂ O)	-		10-40	

Yilmaz (2004) estabelece uma relação entre a CEC e o potencial expansivo, que se pode observar na Tabela 2.29, por correlação entre a CEC e o LL - Figura 2.20 e Figura 2.21.

Tabela 2.29 Potencial expansivo de acordo com a CEC

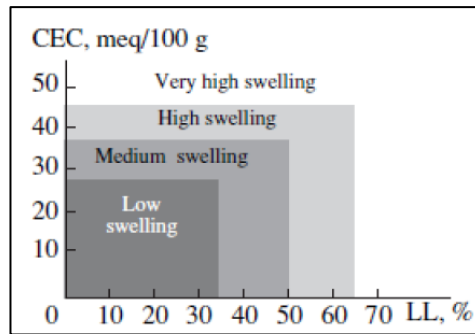
Potencial expansivo	CEC (meq/100g)
Baixo	<27
Médio	27-37
Elevado	37-55
Muito elevado	>55

Fonte: Yilmaz 2004



Fonte: Yilmaz 2004

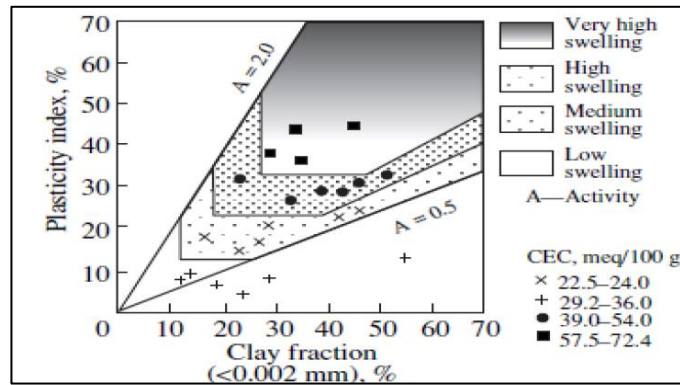
Figura 2.20 Regressão linear CEC-LL



Fonte: Yilmaz 2004

Figura 2.21 Carta do potencial expansivo para solos argilosos – CEC vs LL

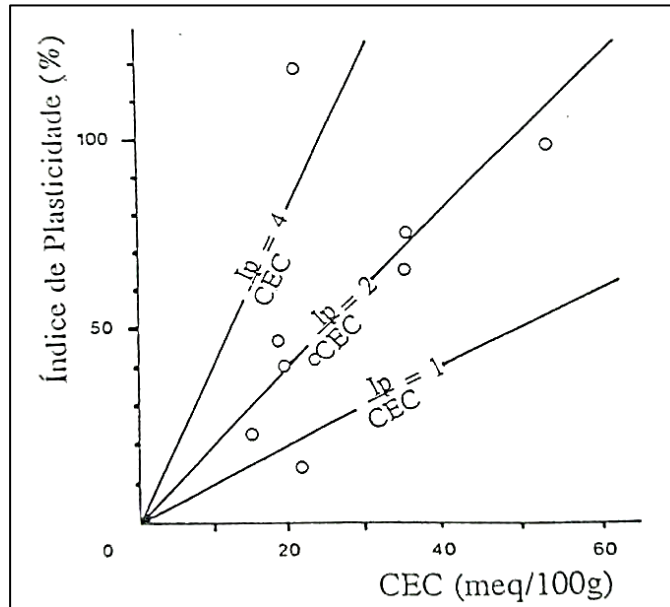
Yilmaz (2004) mostra na carta do potencial expansivo de Van der Merwe (1964), Figura 2.22, a distribuição de amostras, selecionadas aleatoriamente, com os respectivos valores da CEC.



Fonte: Yilmaz 2004

Figura 2.22 Distribuição dos valores da CEC de amostras de argilas na carta do potencial expansivo de Van der Merwe (1964)

Vidalie (1977) estudou a influência da CEC nos limites de consistência correlacionando-o com o IP - Figura 2.23.

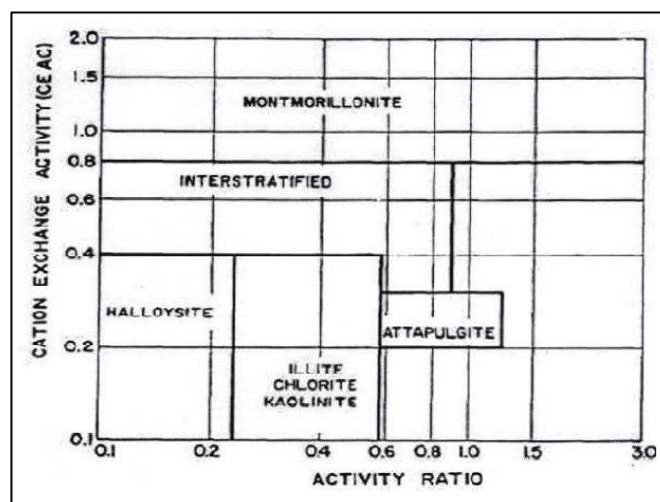


Fonte: Vidalle 1977

Figura 2.23 Relação entre o índice de plasticidade e a CEC

- Atividade de troca catiónica normalizada (CEAc)

Pearring (1963) utilizou a CEC e a plasticidade das argilas como dois parâmetros para classificar os solos segundo o tipo mineral predominante. Ele normalizou estes dois parâmetros com base na percentagem da fração de de argilas finas e são usadas para indicar a presença de minerais argilosos expansivos sem a necessidade de realizar os procedimentos de identificação direta. Esta normalização produziu dois novos parâmetros – ilustrados na Figura 2.24: a razão de atividade (*Acr*) e a atividade de troca catiónica normalizada - *CEAc*; as equações (2.40 e (2.41 são as fórmulas para determinar, respetivamente *Acr* e *CEAc*.



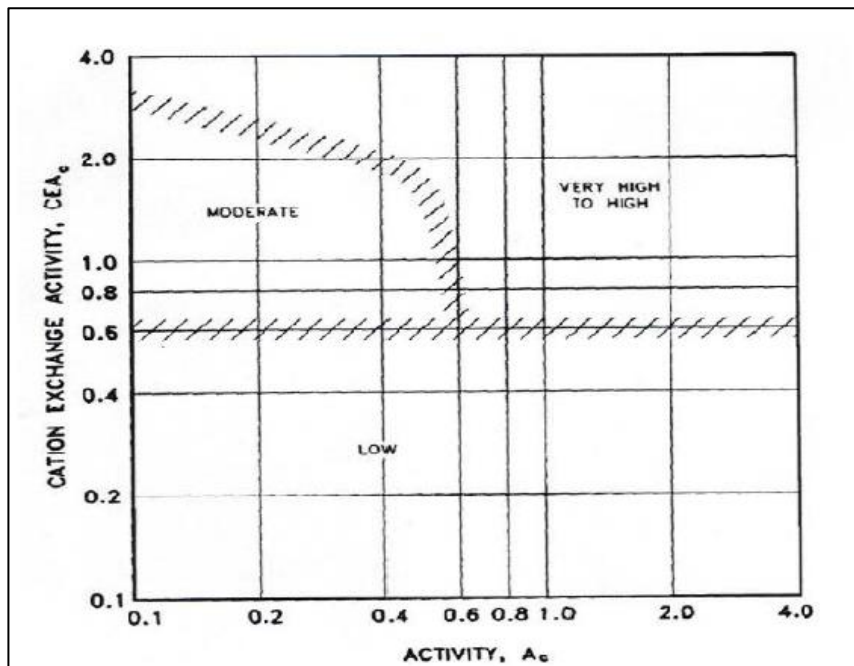
Fonte: Pearing 1963

Figura 2.24 Classificação mineralógica das argilas em função de CEAc e Acr

$$Acr = \frac{IP}{\frac{\% < 2\mu m}{\% < \text{peneiro n}^{\circ}200}} \times 100 \quad (2.40)$$

$$CEAc = \frac{CEC \frac{meq}{100gm \text{ de solo seco}}}{\frac{\% < 2\mu m}{\% < \text{peneiro n}^{\circ}200}} \times 100 \quad (2.41)$$

Nelson & Miller (1992), produziram um esquema de classificação geral mais simples usando os eixos CEAc e Acr para classificar o potencial de expansão, como se pode observar na Figura 2.25.



Fonte: Nelson & Miller 1992

Figura 2.25 Potencial expansivo em função da CEAc e Acr

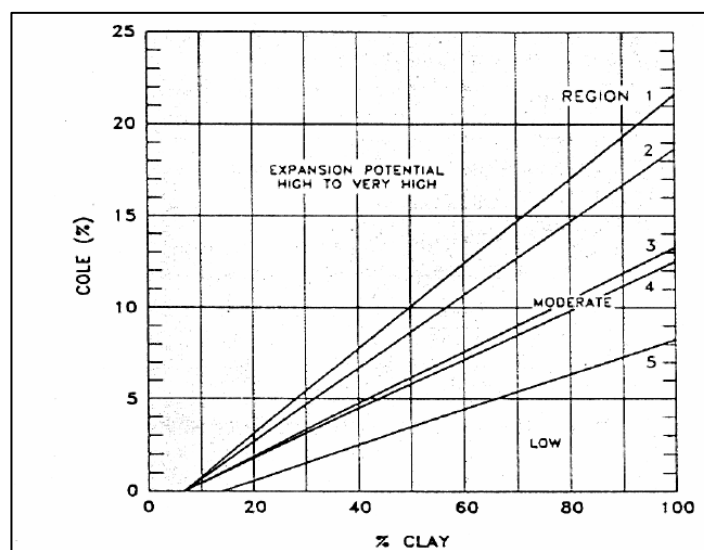
2.2.4.5 Coeficiente de extensão linear (Cole)

McKeen & Hamberg (1981) estenderam as relações CEAc-Acr da Figura 2.24 e desenvolveram um método aproximado para estimar, diretamente, o potencial de expansão qualitativo de um solo através de uma propriedade do solo designada por coeficiente de extensão linear (Cole) - *Coefficient of linear extensibility*. Cole representa a alteração devido à retração de uma massa de solo à medida que seca a partir de uma condição húmida, definida como o teor em água correspondente a uma sucção de 34,47 kN/m² (5 psi) na condição de secagem em estufa até peso constante equação 2.42. Trata-se de um tipo de expansão inversa e é determinado através de um ensaio que envolve encontrar o peso unitário seco

do solo para duas condições especificadas (Nelson & Miller 1992 *apud* Harcastel 2003). Uma vez determinado o Cole, o potencial de expansão do solo pode ser estimado a partir dela e da fração de argilas usando a Figura 2.26. Se os valores de Cole não estiverem disponíveis, mas apenas a atividade e os dados de capacidade de troca catiónica (CEC), a Figura 2.27 pode ser usada para identificar a região apropriada da Figura 2.26 e, assim, fornecer estimativas de expansão para o solo. A Figura 2.27 é uma classificação mineralógica de McKeen (1992), semelhante à de Pearing (1963), definindo as regiões traçadas contra os eixos A_{cr} e $CEAc$, incluindo os valores Cole previstos (Harcastel 2003).

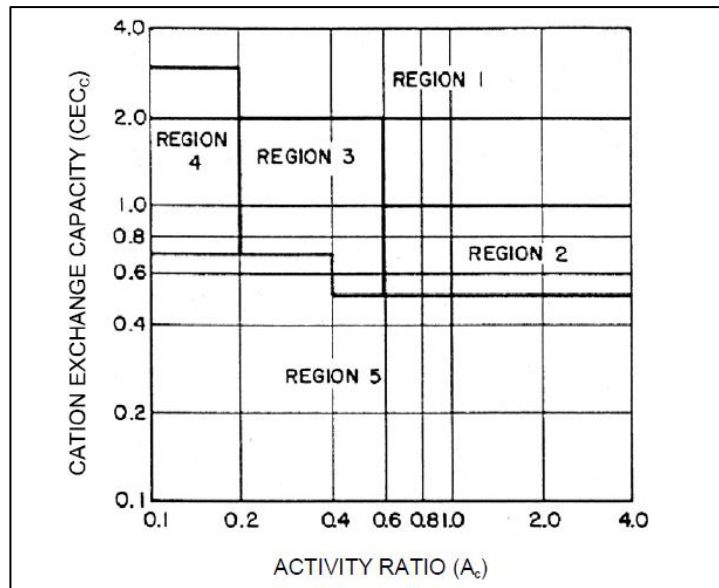
$$COLE = \Delta L / \Delta L_D = (\gamma_{ds} / \gamma_{dM})^{0,33} - 1 \quad (2.42)$$

Onde: $\Delta L / \Delta L_D$ é a tensão linear em relação às dimensões secas; γ_{ds} o peso volúmico seco de uma amostra seca na estufa e o γ_{dM} o peso volúmico seco de uma amostra sob $34,47 \text{ kN/m}^2$ de sucção.



Fonte: McKeen & Hamberg 1981

Figura 2.26 Potencial de expansão em função do teor de argila e Cole



Fonte: McKen & Hamberg 1981 *apud* Harcastel 2003

Figura 2.27 Expansibilidade do solo e regiões Cole em função de Acr e CEC

National Soil Survey Center (1995) usa o Cole para estimar os valores dos minerais argilosos - Tabela 2.30, enquanto Thomas *et al.* (2000) classificam através dele o potencial de expansão-retração do solo - Tabela 2.31.

Tabela 2.30 Cole para estimar a percentagem dos minerais argilosos

Cole/C	Minerais argilosos
>0,15	Esmectite
0,05-0,15	Ilite
<0,05	Caulinite

Fonte: National Soil Survey 1995

Tabela 2.31 Classificação do potencial de expansão do solo de acordo com o Cole

Potencial de expansão	Cole
Baixo	<0,03
Médio	0,03-0,06
Elevado	0,06-0,09
Muito elevado	>0,09

Fonte: Thomas *et al.* 2000

2.2.5 Síntese da identificação do potencial de expansão de solos

O potencial de expansão de um solo pode ser estimado mediante um conjunto de ensaios, geralmente mais utilizados, que foram apresentados nas secções anteriores e que se sintetizam na Tabela 2.32. Tradicionalmente, os valores dos limites de consistência – Altmeyer (1955) na Tabela 2.12; Snethen *et al.* (1977) e O'Neil & Poormaayed (1980) na Tabela 2.19, e Seed *et al.* 1962 na Tabela 2.22; o teor em água natural e o teor da fração de argila do solo são os mais recomendados.

Tabela 2.32 Ensaaios para identificação do perigo de expansão de um solo

Ensaio	Parâmetro determinado
Azul-de-metileno	Valor de azul da fração fina - VBs
Limites de Atterberg	Plasticidade (LL, LP, IP) e consistência de um solo
LR e RL	Coefficiente de retração volumétrico e retração linear
Fração de argila	Porcentagem, C, de solo com dimensão inferior a 2 μm
DRX	Dimensão dos picos característicos de um difratograma
Capacidade de troca catiônica	CEC (meq/100g)
Expansão livre	Potencial de expansão
CBR	
Expansão volumétrica constante	Índice de expansão
Expansão a carga constante	
Coefficiente de extensão linear (Cole)	Deformação linear de um solo natural seco com sucção inicial de 33 kPa

Verifica-se que diversos autores consideram, simultaneamente, mais do que um parâmetro para avaliar o potencial de expansão de um solo, como se exemplifica nas Tabelas 2.33 e 2.34. Salienta-se que, por exemplo, para a fração de argilas, não parece adequado utilizá-lo por si só, dado que a expansibilidade desta fração é influenciada pela respetiva constituição mineralógica, pelo que deve ser sempre cruzada com a plasticidade do solo, considerando o IP e C, ou através do índice de atividade.

Tabela 2.33 Classificação do potencial de expansão por Chen (1988)

Potencial de expansão	LL (%)	C (%)
Baixo	<30	<30
Médio	30-40	30-40
Elevado	>40	>40

Tabela 2.34 Classificação do potencial de expansão pelo BRED (1993)

Potencial de expansão	IP (%)	C (%)
Baixo	<18	<30
Médio	18-22	30-60
Elevado	>22	>60

Outros autores consideram ainda conjuntos de três parâmetros índice. É o caso da classificação de Holtz & Gibbs (1956) que relaciona o potencial de expansão em função da fração de argila, do IP e do LR – Tabela 2.35, ou da classificação de Holtz & Dakshhanmurthy (1973) que recorre ao IP, LL e LR - Tabela 2.36.

Tabela 2.35 Classificação do potencial de expansão por Holtz & Gibbs (1956)

Potencial de expansão	IP (%)	LR (%)	C (%)
Baixo	<15	>15	<15
Médio	15-30	10-15	13-23
Elevado	>25	< 10	> 20

Tabela 2.36 Classificação do potencial de expansão por Holtz & Dakshhanmurthy (1973)

Potencial de expansão	LL (%)	IP (%)	LR (%)
Baixo	20-35	<18	>15
Médio	35-50	15-25	10-15
Elevado	>50	>25	< 12

O estudo de casos publicados - Tabela 2.37, evidenciam que a apreciação do perigo de expansão em solos por parâmetros índice pode ser utilizado, uma vez que a sua fiabilidade é maioritariamente adequada, uma vez que, na maioria dos casos, ela é estimada do lado da segurança, isto é, ou coincide ou define um potencial de expansão para o solo mais elevado do que o real.

Tabela 2.37 Eficácia da estimação da expansão de um solo por parâmetros índice segundo diversos autores

Parâmetro	Autores	Número de casos que:		
		Coincidem	Divergentes mas do lado da segurança	Totalmente desfavoráveis
IP	Seed <i>et al.</i> 1962	3	13	4
LL e IP	Dakshanamurphy & Raman 1973	5	13	2
LR	Altmeyer 1955	9	7	4
IR	Ranganatham and Satyanarayan 1965	5	13	2
w, LL	Dakshanamurphy & Raman 1973	9	8	3

2.3 Fundações em solos expansivos

2.3.1 Generalidades

A mudança de volume de um solo pode exercer uma ação suficiente sob um edifício ou outra estrutura que induza danos. Quando o volume aumenta, pode originar empolamentos e danos nas fundações. Quando os solos expansivos secos retraem, removem o apoio de edifícios ou outras estruturas e resultam em subsidência prejudicial. Também podem originar o desenvolvimento de fissuras no solo, que facilita a penetração profunda da água, quando esta aparece. Assim produz-se um ciclo de retração/expansão que coloca as estruturas em tensões repetitivas (DMA 2000 Hazard Mitigation Plan Update – Suffolk County New York 2014).

2.3.2 Fundações em condições geológicas complexas

2.3.2.1 Principais danos

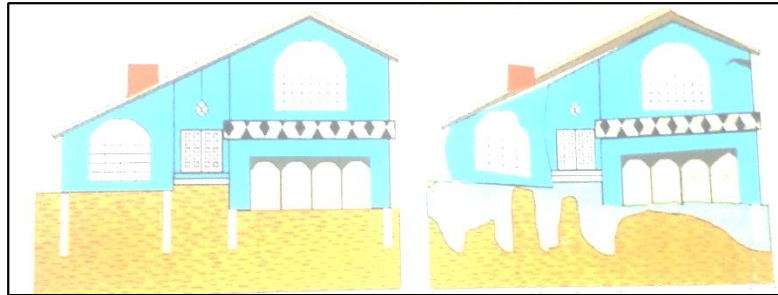
Segundo Folque (1980) e Morales & Morales (2004), os principais danos que se podem encontrar em fundações em solos expansivos são os seguintes:

- Distorção e fissuração de pavimentos e lajes de pavimento;
- Fissuras da fundação em vigas, paredes e poços perfurados;
- Portas e janelas atoladas ou desalinhadas;
- Falha de aço ou betão em blocos que suportam vigas;
- Fendas oblíquas, mostrando que houve abatimento dos cunhais ou levantamentos da zona média das paredes;
- Os danos são mais acentuadas nas faces de edificações expostas às maiores oscilações térmicas;
- Rotura de condutas;
- Danos nos andares superiores do edifício, quando o movimento na estrutura é significativo.

Os danos podem ocorrer dentro de alguns meses após a construção, desenvolvem-se lentamente ao longo de um período de cerca de 5 anos, ou não aparecer por muitos anos até que alguma atividade ocorra que perturbe a humidade natural do solo. A probabilidade de danos aumenta para estruturas de fundação em solos expansivos se o clima alterar as condições de água no solo (Morales and Morales 2004). Observações baseadas em nivelamentos de elevada precisão mostram que as cotas de fundações, nas zonas

mais afastadas dos cunhais, e as cotas de terreno nas zonas protegidas pela edificação, sofrem deslocamentos sazonais que se somam algebricamente a um movimento ascensional contínuo, este último em regra não cessa senão ao fim de uma dezena de anos (Folque 1980).

Nuhfer *et al.* (1997) apresenta, na Figura 2.28 à esquerda, uma edificação recém-construída em solos expansivos. À direita, a mesma figura contempla os danos possíveis causados com o passar do tempo, com os solos expansivos a exercer pressão sobre as fundações superficiais, e sem medidas, mitigadoras a casa irá deformar as alvenarias e fissurar as janelas.



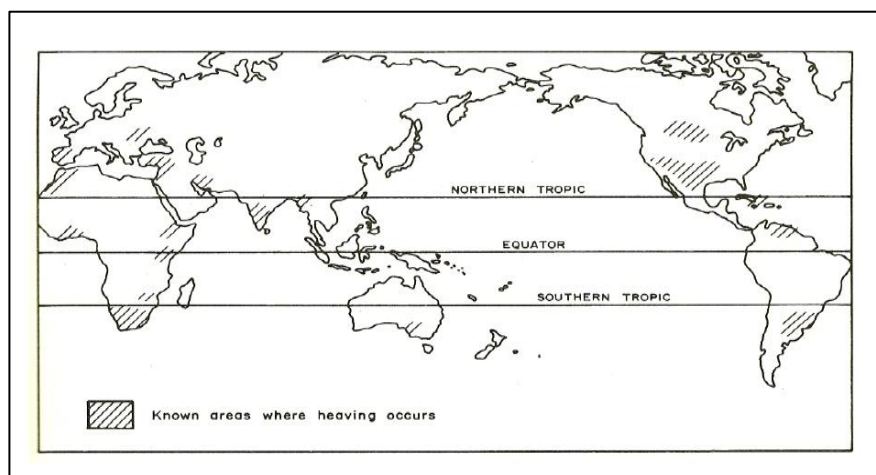
Fonte: Nuhfer *et al.* 1997

Figura 2.28 Exemplo de danos em fundações em solos expansivos

2.3.2.2 Exemplos de distribuição

a) Internacionais

A presença de solos expansivos é vasta por todo o mundo, encontrando-se em todos os continentes em mais de 60 países. Chen (1988) representa na Figura 2.29 a localização geográfica destes solos no mapa-mundo.



Fonte: Chen 1988

Figura 2.29 Localização geográfica de solos expansivos no mundo

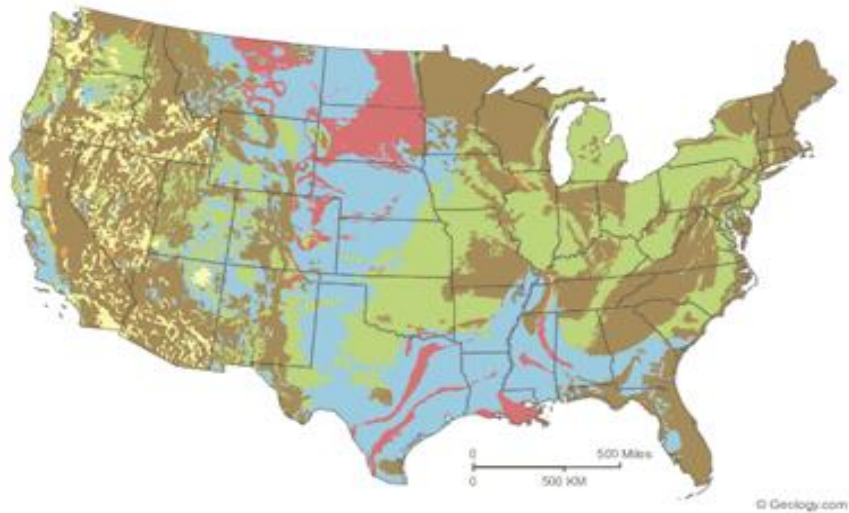
Na Tabela 2.38 sintetiza-se alguma informação sobre os países com maiores problemas referente a esta temática, em função da área e dos custos anuais em danos.

Tabela 2.38 Países com maiores problemas de expansibilidade estudados

Países	Área atingida	Custos/ano	Autores
EUA	Praticamente todos os EUA	> Mil milhões de dólares	Li et al. 2016
Austrália	20% da área, atingindo seis das maiores cidades	Não referem	Fityus et al. 2005
China	600.000 km ²	> Mil milhões de dólares	Shi et al. 2002
Reino Unido	Não referem	500 milhões de dólares	Jones & Terrington 2011
Africa do Sul	Não referem	Milhões de rands	Williams et al. 1985
Sudão	2,600,000 km ²	> 6,000,000 de dólares	Charlie et al. 1985b

Nos EUA, os solos expansivos podem ser encontrados em todos os estados - Figura 2.30. A Sociedade Americana de Engenheiros Civis (ASCE) estima que cerca de 1/4 das habitações dos Estados Unidos apresentem danos causados por estes solos, originando uma perda financeira maior para os proprietários quando comparados com determinadas catástrofes naturais, tais como: terremotos, inundações, furacões e tornados combinados (USGS 1989). Li *et al.* (2016) estimam que os custos anuais associados aos danos causados pelos solos expansivos sejam o dobro dos custos causados por essas mesmas catástrofes.

Mesmo estados que aparecem na Figura 2.30, com fraco ou nenhum potencial de expansão, alguns dos seus condados sofrem problemas de expansibilidade dos solos nas fundações. Os casos menos preocupantes são na da Flórida e na Califórnia. Na Tabela 2.39 listam-se alguns estados onde foram realizados estudos de casos em que os autores referem medidas de mitigação para cada situação analisada.



- Mais de 50% destas áreas são subjacentes a solos com argilas abundantes com um potencial de expansão alto
- Menos de 50% destas áreas são subjacentes a solos com argilas com um potencial de expansão alto
- Mais de 50% destas áreas são subjacentes a solos com argilas abundantes com um potencial de expansão de medio a baixo
- Menos de 50% destas áreas são subjacentes a solos com argilas abundantes com um potencial de expansão de medio a baixo
- Áreas subjacentes a solos com pouca ou nenhuma argila com potencial de expansão
- Dados insuficientes para indicar o teor de argila ou o potencial de expansão dos solos

Fonte: USGS 1989

Figura 2.30 Distribuição de solos expansivos nos EUA

Tabela 2.39 Estudos de expansibilidade potencial em alguns estados norte americanos

Estados dos EUA	Autores	Medidas recomendadas
Flórida (Polk County)	Polk County Natural Hazards Mitigation Plan 2005	Na envolvente exterior das edificações: - Utilização de coletores; - Plantação de árvores a uma distância maior da fundação; Educação pública sobre a temática; Prevenção; Intervenções de emergência.
Texas	McMahon 2012	Grelhas de fundação
Nova Iorque (Suffolk County)	DMA 2000 Hazard Mitigation Plan Update – Suffolk County 2014	Cartografia de áreas com potencial expansivo e danos causados; Implementar regulamentos de classificação e construção na colocação de lajes.
Califórnia (San Diego)	County of San Diego Planning & Development Services 2017	Estabilização das fundações por: - Estacas resistentes; - Ancoragens.

A China é outro dos países com uma grande distribuição de solos expansivos, que foram sucessivamente encontrados em mais de 20 províncias e regiões. Os solos expansivos constituem o perigo natural mais vulnerável para edifícios em fundações pouco profundas na China. Os estudos realizados tiveram como base a análise da fração de argilas, composição mineralógica, constituintes químicos e índices físico-químicos que, por sua vez, classificaram os solos expansivos em seis tipos baseados na sua origem e unidades estratigráficas (Li *et al.* 1992 *apud* Shi *et al.* 2002).

No Reino Unido, refere-se ainda pela sua importância a formação das argilas de Londres datada do Miocénico, subjacente à maior parte da área da grande Londres. Ela é particularmente suscetível ao comportamento de retração/expansão, resultando numa longa história de danos em fundações devido a movimentos dos solos. Os estudos realizados tiveram como base a classificação da mudança de volume potencial através do IP' (Jones and Terrington 2011).

Na Austrália foi desenvolvido um método para avaliar quantitativamente o potencial expansivo de solos de argila não perturbados ou remodelados – ensaio de retração-expansão (*Shrink Swell Test*). Apesar de a sua adoção ser relativamente bem sucedida na Austrália ao longo dos últimos 20 anos, este método não é reconhecido internacionalmente (Fityus, Cameron, and Walsh 2005).

b) Nacionais

A nível nacional existe pouca informação sobre esta temática. Em solos com características com propensão à expansibilidade foram realizados alguns estudos de caracterização geológica genérica por Amaral *et al.* (2009), Guedes de Melo & Mota (2014) e Marques *et al.* (2014) nos solos vulcânicos da ilha de São Miguel nos Açores, e por Almeida (1991) nas formações de Lisboa. Em todos os estudos nada remete para esta problemática, nem é feita uma estimativa de danos potenciais causados por este tipo de comportamento expansivo.

Um exemplo das consequências dos comportamentos destes solos é o caso de um armazém em Oeiras que sofreu problemas estruturais nas lajes de pavimento exterior, como: a) fissuração embora não muito aberta mas persistente; b) um rápido assentamento da laje do pavimento, com mais expressão ao longo de uma caleira de drenagem que define a fronteira entre dois blocos; c) a laje do pavimento sofre uma apreciável vibração sob o efeito da circulação do empilhador; d) no exterior, surgiu um hiato entre o solo e as paredes do edifício. O armazém situa-se praticamente todo ele na formação do Complexo Vulcânico de Lisboa, em solos residuais piroclásticos e basálticos. Os estudos realizados revelaram um estrato superficial de solo argiloso com alta plasticidade, com IP entre 23% e 46%, LR entre 17% e 24%, e com retração volumétrica entre 30% e 37%. Os valores obtidos ao longo de todas as análises laboratoriais apontam para a ocorrência de um comportamento de retração devido a uma perda, mais ou menos progressiva, do teor em água no aterro sob a laje do pavimento. Assim, concluiu-se que a origem do problema se devia ao facto de a laje de pavimento do armazém ter sido apoiada em solos com comportamento expansivo que, aquando da sua construção, teriam um teor de água elevado que, por causas diversas, foi diminuindo, originando a retração do solo e causando assim problemas estruturais (Rodrigues 2017).

2.3.3 Medidas mitigadoras

2.3.3.1 Antes da construção

As medidas mitigadoras antes da construção servem essencialmente para remover os solos problemáticos, eliminar alimentação de água, manutenção do equilíbrio do teor em água, redução da compactação e tratamento químico do solo. Nesta secção são abordadas as medidas mais importantes conhecidas.

a) Estabilização do solo

As melhorias mais comuns obtidas através da estabilização de solos incluem a melhoria na granulometria do solo, redução do índice de plasticidade ou do potencial de expansão, aumento da durabilidade e resistência. No tempo húmido, a estabilização pode também ser usada para fornecer uma plataforma de

trabalho para operações de construção. Estes tipos de melhoria da qualidade do solo são referidos como modificação do solo ou estabilização do solo e incluem os cinco processos de mistura química/mecânica, descritos em seguida por Fattah *et al.* 2010 e Kerni *et al.* 2015.

i) Aplicação de cal hidratada

A aplicação de cal hidratada em solos expansivos é um tratamento comum que é geralmente eficaz na prevenção ou redução da expansão. Neste método, o sódio na argila é substituído por cálcio, reduzindo assim a capacidade de expansão (International Rice Research Institute, 1972). A adição de cal ao solo tem dois efeitos principais: o primeiro, melhorar a trabalhabilidade, e segundo, aumentar a resistência ao cisalhamento. O primeiro efeito é imediato e resulta das seguintes reações de cal com solo (Knodel *et al.* 1998):

- A plasticidade do solo é imediatamente reduzida. O limite de liquidez do solo muda muito pouco, enquanto o limite plasticidade aumenta, reduzindo assim o índice de plasticidade do solo;
- As partículas finas do tamanho de argila aglomeram-se para formar partículas maiores;
- As partículas grandes desintegram-se para dar forma a partículas menores;
- Um efeito de secagem ocorre devido à absorção de água por hidratação da cal, o que reduz o teor em água do solo.

ii) Aplicação de aparas de madeiras

Okagbue (2007) avaliou a eficácia de aparas de madeiras na estabilização de argilas. A avaliação envolveu a determinação das propriedades geotécnicas do solo argiloso no seu estado natural, bem como quando misturado com proporções variáveis de cinzas. Os parâmetros testados incluíram a granulometria, a densidade específica das partículas do solo, os limites de Atterberg, as características de compactação, o índice CBR e a resistência à compressão. Repetiram-se os ensaios CBR e de resistência após 28 dias de cura das amostras tratadas.

Os resultados mostraram que os parâmetros geotécnicos do solo argiloso são substancialmente melhorados pela adição de aparas de madeiras. A plasticidade foi reduzida em 35% e o CBR e a resistência aumentaram em 23-50% e 49-67%, respetivamente, dependendo da energia de compactação utilizada. Os maiores valores de CBR e resistência foram obtidos para misturas com 10% de cinzas. Os resultados também mostraram que a cura melhorou a resistência da argila tratada com as cinzas. No entanto, o ganho de resistência foi de curta duração, pois diminuiu rapidamente após 7-14 dias de cura. Esses resultados sugerem que, embora as aparas de madeiras provejam alguns dos efeitos benéficos da cal na estabilização do solo, como plasticidade e redução da expansão, melhor trabalhabilidade e aumento de resistência, é improvável que seja um substituto para a cal, já que o ganho de resistência é de curta duração (Kerni, Sonthwal, and Jan 2015).

iii) Aplicação de cinzas volantes

Rifai. & Yasufuku (2014) estudaram o efeito da utilização de cinzas volantes como material de substituição para a estabilização do solo em vista geoambiental. Eles estudaram as propriedades de engenharia da mistura do solo, o efeito do teor em cinzas volantes e o seu nível de finos. A fração fina de cinzas volantes é um fator primordial na estabilização. A utilização de cinzas volantes com tamanho de partículas passando ao crivo 270 é mais eficaz.

O estudo revelou que o teor de cinzas volantes pode melhorar as propriedades de engenharia de solos moles alterar a curva granulométrica, diminuindo a fração fina e os limites de consistência, tornando-se o solo não plástico, aumentando a capacidade de resistência ao rolamento e diminuindo o potencial de expansão (Kerni, Sonthwal, and Jan 2015).

iv) Injeção de caldas adequadas

Segundo (Mohammed Y Fattah, Salman, and Nareeman 2010) a adição de caldas é um processo pelo qual os materiais fluidos, quer numa forma de suspensão ou de solução, são injetados no subsolo ou rocha subsuperficial. O objetivo da injeção de uma calda pode ser qualquer um, ou mais, dos seguintes:

- Diminuir a permeabilidade;
- Aumentar a resistência ao cisalhamento;
- Diminuir a compressibilidade.

Os tipos de suspensão de caldas incluem solo, cimento, cal, emulsão asfáltica, etc., enquanto o tipo de solução de calda incluem uma grande variedade de produtos químicos. A mistura é especialmente eficaz nos seguintes casos:

- Quando a fundação tem de ser construída abaixo do lençol freático. Quanto mais profunda a fundação, maior o tempo necessário para a construção e, portanto, o benefício obtido de aglutinação em comparação com desaguamento;

- Quando há um acesso efluente ao nível da fundação, isto é, frequentemente o em trabalhos na cidade, em eixos de túnel, esgotos e na construção do metro;

- Quando as dimensões geométricas da fundação são complicadas e envolvem muitas fronteiras e zonas de contato;

- Quando as estruturas adjacentes exigirem que o solo do estrato de fundação não seja escavado (extensão de fundações existentes nas camadas mais profundas).

Uma vez que o processo preenche os vazios do solo com algum tipo de rejuntamento de material estabilizante, também é usado para aumentar a resistência do solo e para evitar assentamentos excessivos.

A penetração de calda podem envolver cimento Portland ou solos de grão fino, tais como bentonite ou outros materiais de natureza particulada.

v) Aplicação de borracha de resíduos de pneus

Seda *et al.* (2007) estudaram o uso de borracha de resíduos de pneus para mitigar solos expansivos. Neste estudo, avaliou-se o efeito da adição de pequenas partículas de borracha de resíduos pneu o potencial de expansão de um solo do Colorado (EUA). As propriedades índice e os parâmetros de compactação da borracha, do solo expansivo e da mistura expansiva do solo-borracha foram determinados. Realizaram-se ensaios unidimensionais para avaliar a viabilidade de utilização de pequenas partículas de borracha de resíduos de pneus como aditivo mecânico para mitigar o potencial de expansão do solo expansivo. Os resultados dos ensaios mostraram que, tanto a percentagem de expansão como a pressão de expansão, são significativamente reduzidas pela adição de borracha ao solo expansivo (Kerni, Sonthwal, and Jan 2015).

vi) Pré-humedecimento

Consiste em cobrir o local com água previamente à construção, na tentativa de aumentar o teor em água do solo, fazendo com que o solo se expanda antes de construir a estrutura e, em seguida, mantê-lo com esse teor em água.

Esta técnica funciona bem e geralmente requer um tempo de imersão de alguns dias ou semanas. No entanto, em áreas de argilas de baixa permeabilidade, o tempo de imersão requerido é demasiado longo. Essas diferenças nos tempos de imersão podem ser devidas a diferentes profundidades de imersão necessárias (ou seja em função da profundidade da zona ativa) e à presença ou ausência de fissuras na argila.

b) Remoção dos solos problemáticos e sua substituição

Outro método eficaz é remover o solo expansivo e substituí-lo por preenchimento não expansivo estudados por Charlie *et al.* (1985), International Rice Research Institute (1972) e Janardhana & Al-qadhi (2016) Este método é prático se o solo expansivo for relativamente pouco espesso e situar-se próximo da superfície.

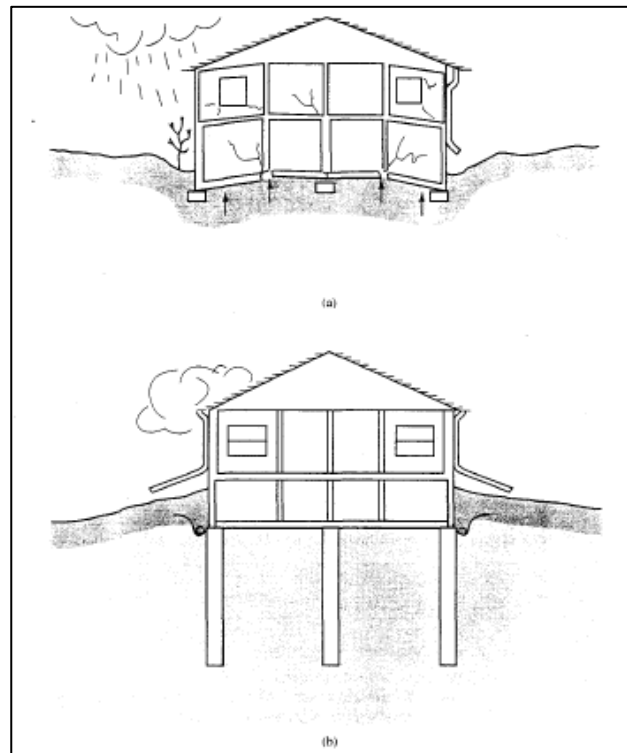
c) Aplicação ou uso de barreiras de proteção (revestimentos, geomembranas)

Aplicação ou uso de barreiras de proteção (revestimentos, geomembranas) que cercam a fundação ajudam a manter os níveis de água no solo constantes e impedem a infiltração de água na superfície. Para a construção de estruturas maiores, os pilares ou bases profundas e as placas de fundação, especialmente reforçadas ou pós-tencionadas, são cada vez mais comuns em áreas que têm solos expansivos (International Rice Research Institute 1972).

Barreiras de água impermeáveis, horizontais ou verticais, podem ser um meio de estabilizar o teor em água do solo numa estrutura. Essas barreiras podem estar localizadas na superfície do solo sob a forma de calçadas ou outras áreas pavimentadas, ou então podem ser enterradas. Esta medida são técnicas complementares usadas em conjunto com outras.

d) Drenagem controlada e direcionada

A falta de drenagem pode resultar em águas estagnadas, o que permite que as argilas absorvam água, expandindo e causando problemas. Coletores de águas pluviais devem direcionar a água longe de edifícios para evitar a infiltração perto da fundação (International Rice Research Institute 1972). Ainda segundo Coduto (2014) diz que a superfície do solo deve ser afastada da estrutura, como mostrado na Figura 2.31. As áreas sem vegetação ou pavimentadas devem ter uma pendente de pelo menos 2%, o solo com vegetação deve ter pelo menos 5%.



a) Drenagem fraca, argila expansiva molhada; b) boa drenagem, argila seca estabilizada

Fonte: Coduto 2014

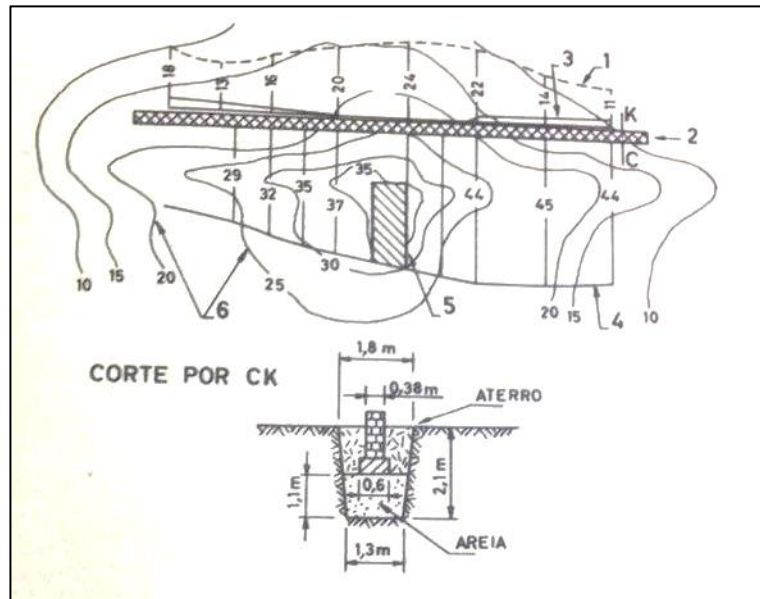
Figura 2.31 Detalhes da superfície drenante

2.3.3.2 Durante a construção

Fall *et al.* (2006) consideram que os métodos mais adequados na construção de fundações para impedir movimentos de expansão e retração originados pelas argilas são os seguintes:

- Pavimentação da área em torno da estrutura e instalação de drenagem adequada para impedir a infiltração de água da chuva.

- Proteção das fundações do contacto com o solo, proporcionando um espaço entre o chão e a superfície do solo – almofadas de brita. Na Figura 2.32. Folque (1980) demonstra a interposição, entre a sapata e o solo expansivo, de uma almofada de areia. Os empolamentos de solo expansivo obrigam a areia subir, em que vai em encontro do espaço lateral adjacente à sapata, preenchido com aterro muito pouco compactado.



1 Deslocamento da almofada por molhagem; 2 fundação corrida de 15m; 3 deslocamento da fundação por molhagem; 4 assentamento da fundação por efeito de uma carga de 2kg/cm²; 5 poço de molhagem de 1x4m e 6 linhas de igual deslocamento do terreno superficial

Fonte: Folque 1980

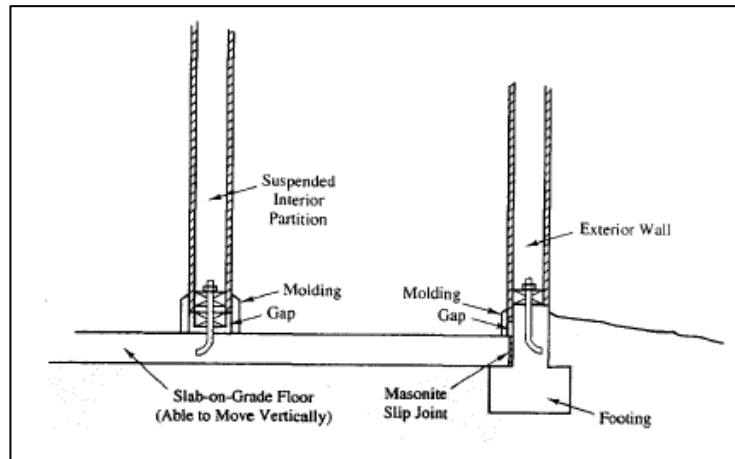
Figura 2.32 Interposição, entre a sapata e o solo expansivo, de uma almofada de areia

- Projetar uma fundação superficial capaz de suportar movimentos diferenciais e mitigar os seus efeitos na superestrutura.

Para Folque (1980), existem duas soluções óbvias para adotar na construção das fundações para este tipo de solo: a) a adoção de uma fundação em ensoleiramento rígido para que não haja movimentos do solo. Nas zonas com maior tendência para empolamento dar-se-ão concentrações de tensões, que serão aliviadas nas outras zonas do ensoleiramento. Sendo por norma uma construção muito dispendiosa devido à necessidade de um ensoleiramento extremamente rígido para controlar as forças de expansão; b) Adoção de paredes resistentes, contribuindo para a rigidez do conjunto. É particularmente adaptável a esta conceção o tipo de construção habitualmente designada por estrutura em caixa. O mais importante, e talvez único, dos inconvenientes que a esta solução se pode apontar é a sua fraca versatilidade com repercussões sobretudo no que se refere a soluções arquetónicas.

Folque (1980) ainda remete para os problemas nos EUA em fundações superficiais em que se adotou como solução fundar em estacas “amarrando” a edificação às camadas profundas.

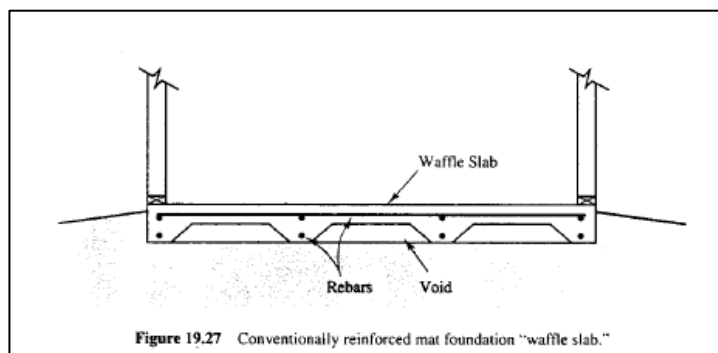
Outra maneira segundo Coduto (2014) será construções flexíveis através de lajes flutuantes como mostrado na Figura 2.33. A colocação dessas lajes separadas da base e o fornecimento de uma junta de deslizamento entre a laje e a parede permitem que ela se mova verticalmente quando o solo expande.



Fonte: Coduto 2014

Figura 2.33 Lajes flutuantes

Ainda segundo Coduto (2014) contrariamente a lajes flexíveis, seria um sistema de fundações rígido que se mova em unidade. Estas lajes são conhecidas como lajes em favos por fornecerem espaços vazios, permitindo assim que o solo expanda, como se pode observar pela Figura 2.34. (Kantey 1980) registou sucesso frequentes com edifícios de tijolos sobre esse tipo de fundação na África do Sul, em que ocorreram empolamentos até 250 mm.

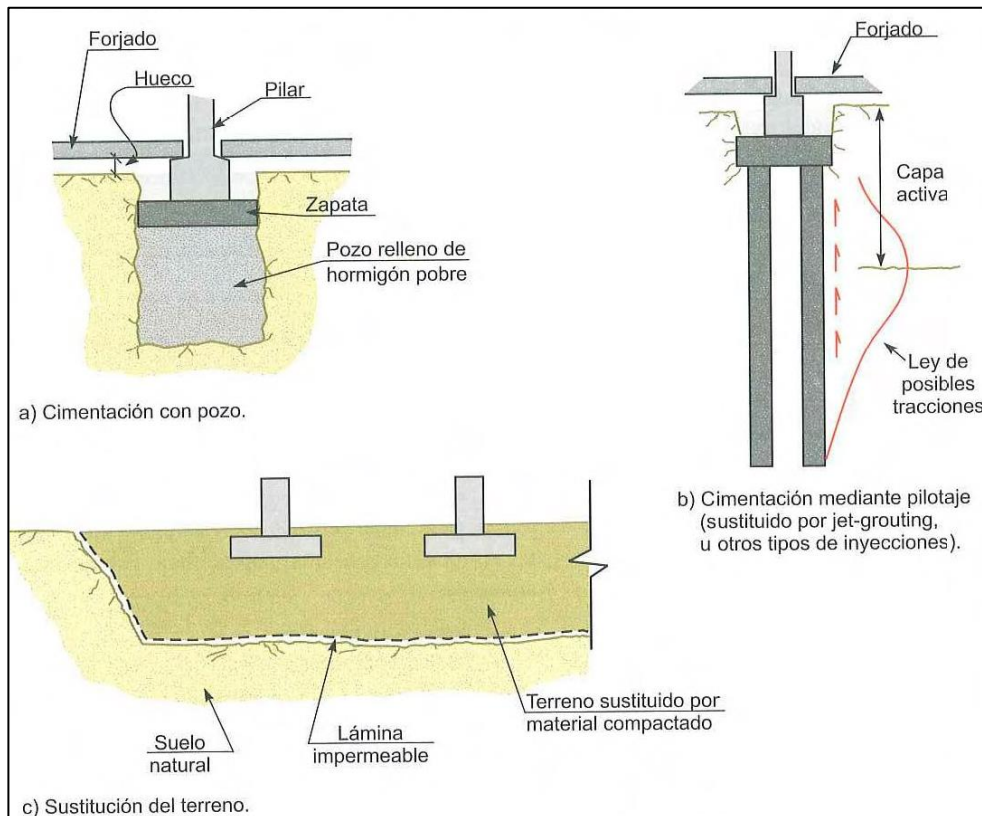


Fonte: Coduto 2014

Figura 2.34 Fundações do tipo lajes em favos

2.3.3.3 Depois da construção

Em fundações que já se encontram com problemas, Vallejo *et al.* (2002), propõe a construção de poços, estacas e/ou a substituição de terreno expansivo como podemos ver na Figura 2.35.



a) Fundações em poços; b) fundações em estacas; c) substituição do terreno

Fonte: Vallejo *et al.* 2002

Figura 2.35. Possíveis soluções em fundações em solos expansivos.

Farid & Amin (2013), implementaram algumas ideias, para mitigar os problemas dos solos expansivos depois da construção, tais como:

- Certificar que a drenagem adequada fica longe da estrutura;
- Que a plantação de árvores se situe pelo menos a 4,5m de distância das fundações;
- Manter um nível uniforme e constante de água no solo e fornecer resistência adicional e apoio à fundação;
- Reparar vazamentos dos canos;
- Incentivar a remoção de extensões tubos de queda com descarga direta;
- Promover a instalação de drenos.

Nuhfer *et al.* (1997) disponibilizou uma tabela síntes dos fatores despoletadores dos solos expansivos e os problemas que podem surgir, com as respectivas soluções.

Tabela 2.40 Fatores despoletadores dos solos expansivos e os problemas que podem surgir, com as respectivas soluções

Fatores despoletadores	Possíveis problemas	Possíveis ações
Chuva	O escoamento não uniforme do telhado pode resultar em um empolamento localizado.	Manter o solo inclinado longe de todos os lados da fundação para uma distância de pelo menos 5m, usar calhas com tubos de descarga, pelo menos a 3m da fundação.
Tubos de queda com descarga direta	As fontes concentradas de água podem levar a movimentos de fundação não uniformes.	Estender a descarga um mínimo de 0,9m da fundação e usar blocos para proteger da força da queda da água e evitar a erosão
Drenagem deficiente	A coleta localizada de água da chuva que flui ou que jaz ao lado da fundação pode conduzir ao empolamento localizado da fundação.	Declives de terreno afastado de todos os lados da fundação, manter a linha de sujidade vários centímetros abaixo da linha de tijolo, usar solos argilosos preencher para criar uma inclinação positiva longe da fundação. Não usar solos arenosos para o preenchimento próximo à fundação - use argilas. Enchimento compacto para escorrer a água, não absorvê-la.
Canteiros/Arbustos	A fonte localizada de água pode resultar em movimentos de fundação não uniformes.	Não utilizar água de irrigação, inclinação da superfície do solo longe da fundação.
Aspersores de rega	Válvulas e juntas podem vazar com o tempo, resultando em fontes de água localizadas que podem causar movimentos de fundação não uniformes	Verificar e corrigir quaisquer vazamentos nas juntas e válvulas.
Árvores	As raízes das árvores crescem sob as bases e secam solos causando assentamentos não-uniformes da fundação.	Plantar as árvores a uma distância maior do que sua altura madura da fundação. Se as árvores existentes estiverem mais próximas, instalar um sistema de barreira de árvore de aproximadamente 1,2m de profundidade.
Infiltração superficial	A fonte concenterada de água para solos de fundação pode resultar em empolamentos não uniformes na fundação.	Instalar o dreno da trincheira do interoceptor para cima, para coletar e desviar a água de infiltração em torno dos solos da fundação e descarregar para baixo segundo o declive.

Fatores despoletadores	Possíveis problemas	Possíveis ações
Perdas de água segundo o mergulho das camadas	Fugas em linhas de esgoto ou de água fornecem fonte localizada de água que pode levar a movimentos de fundação localizados.	Monitorar contas de água, obter canalizador de detecção de vazamento para isolar e reparar vazamentos, verificar reparos com testes de pressão
Evapotranspiração	A elevação gradual e uniforme da humidade do solo sob as fundações pode levar a uma elevação gradual da estrutura.	Ocorrência normal, rigidez da fundação deve ser projetado e construído para esta condição de longo prazo.

Fonte: Nuhfer *et al.* 1997 (continuação)

3 Solos expansivos em Lisboa – caso de estudo

Neste capítulo efetua-se um enquadramento das unidades geológicas de Lisboa estudadas, bem como sintetizam-se os elementos geológicos e geotécnicos recolhidos na bibliografia e relevantes para a temática em estudo.

3.1 Caracterização geológica e geográfica

Os solos estudados na presente dissertação pertencem a materiais de origem vulcânica, básicos, ou a solos com argilas essencialmente marinhas que integram as seguintes unidades geológicas em Lisboa (Figura 3.1): Complexo vulcânico de Lisboa (CVL), a Formação de Benfica (FB), bem como algumas formações argilosas marinhas miocénicas da Bacia do Baixo Tejo.

O CVL instalou-se entre o Cretácico Superior e o Eocénico Inferior, há cerca de 70 Ma. Sobre ele depositaram-se quer as litologias da FB, quer camadas sedimentares marinhas da base do Miocénico Inferior (Ramalho *et al.* 2001). O CVL é constituído essencialmente por rochas basálticas e algumas camadas de tufos e brechas vulcânicas; na Folha 34 D (Pais *et al.* 2005), referente a Lisboa, podem-se distinguir as lavas, os piroclastos, filões e chaminés, sendo que as lavas são essencialmente derivadas de escoadas basálticas (Palacios 1985). Em Lisboa este complexo localiza-se essencialmente entre Santos e Algés e, para Norte, do Marquês de Pombal à Amadora (Pais *et al.* 2006).

A FB, formada entre o Eocénico e o Oligocénico, assenta em descontinuidade sobre o CVL; corresponde à deposição de sedimentos detríticos por uma drenagem pouco organizada, em leques aluviais. Superiormente é limitada em descontinuidade por sedimentos marinhos do Miocénico Inferior (Aquitânico).

A FB é constituído essencialmente por margas e calcários e aflora essencialmente entre Benfica, Carnide e Odivelas (Pais *et al.*, *op. cit.*).

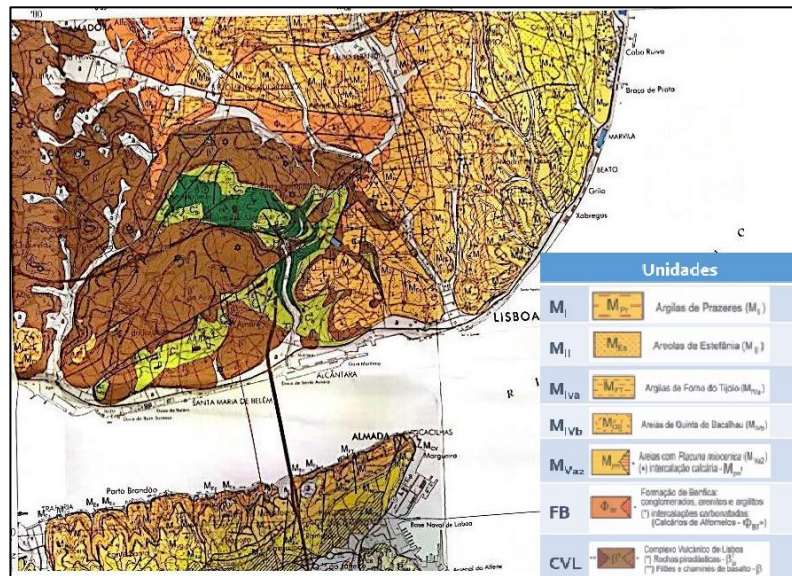


Figura 3.1 Extrato, sem escala, da Carta Geológica de Portugal, folha 34-D – Lisboa (Pais *et al.* 2005), na escala 1:50.000 com indicação das unidades geológicas

Os solos estudados das formações atribuídas ao Miocénico integram a Tabela 3.1, bem como as respectivas constituições predominantes e os locais onde afloram em Lisboa.

Tabela 3.1 Formações estudadas do Miocénico em Lisboa

Idade geológica	Formações	Constituição predominante	Localização geográfica
Aquitânico a Burdigaliano inferior	M _I - Camadas de Prazeres	Argilas e margas de lagunas litorais	Desde Carnide até Santos, Benfica, Palma de Baixo, Campo Pequeno, Praça Marquês de Pombal, Largo do Rato, Prazeres, Estrela e Lapa
Burdigaliano	M _{II} - Areolas de Avenida da Estefânia	Areias finas, areias argilosas, argilitos	Desde Carnaxide até à Baixa, Telheiras, Campo Pequeno, Campo de Santana, Bairro Alto e base da colina do Castelo e S. Jorge
	M _{Iva} - Argilas de Forno de Tijolo	Areias finas argilosas	Terreiro do Trigo, colina do Castelo de s. Jorge, Este da Avenida Almirante Reis, Areeiro, Alvalade, Campo Grande, Telheiras e Carnide
	M _{Ivb} - Areias de Quinta do Bacalhau	Areias arcólicas fluviais, com bancadas de argilitos	Castelo de S. Jorge, Graça, Penha de França, Areeiro, Rotunda do Aeroporto, Campo Grande e Lumiar
	M _{Va2} - Areias com <i>Placuna</i> miocénica	Areias amarelas fluviais, com seixos rolados e argilas arenosas com vegetais e ostras	Castelo de S. Jorge, Graça, Alto de S. João, Chelas Penha e Rotunda do Aeroporto

Fonte: Pais *et al.* 2006

Relativamente à variação volumétrica dos solos é importante salientar ainda que os furos de captação existente na margem Norte do Rio Tejo aproveitam principalmente as águas das unidades acima mencionadas miocénicas do Burdigaliano e do Langhiano e que as formações que constituem a Formação de Benfica apresentam fraca aptidão hidrogeológica. Por sua vez, as captações que atravessam as formações do CVL, muitas delas do tipo poço ou galeria, possuem geralmente caudais pequenos (Pais *et al.* 2006).

3.2 Enquadramento geotécnico

A análise geotécnica do potencial expansivo de solos, para além de recorrer aos ensaios descritos na secção 2.2, baseia-se essencialmente no uso de ensaios índice, como os limites de consistência e granulometria. Esta problemática ainda se encontra pouco abordada em Portugal e, em particular, em Lisboa. Pode-se tentar assim prever o risco de expansibilidade nos diferentes tipos litostratigráficos ali ocorrentes, nomeadamente em solos/rochas brandas das unidades: Complexo Vulcânico de Lisboa, Formação de Benfica e unidades miocénicas da Bacia do Baixo Tejo

Esta análise baseia-se em dados obtidos em ensaios de um número limitado de amostras doadas pelas seguintes entidades: a) SYNEGE, derivadas de um caso estudo relacionado com o problema de expansão/retração de solos na região de Oeiras; b) Metropolitano de Lisboa, E.P.E.

Adicionalmente, recorreu-se a dados já publicados por Almeida (1991), que abrangem a caracterização geotécnica das diferentes formações de Lisboa, incluindo as formações originadas entre o Neocretácico (CVL) e o Miocénico (Bacia do Baixo Tejo). Infelizmente, não foi possível obter a localização, em planta, das amostras retiradas deste trabalho. A análise efetuada ainda contempla amostras desta autora cujos ensaios para a determinação do LL recorreram ao método quer da concha de Casagrande, quer do *fall cone*, não estando discriminados quais foram utilizados para que amostras. Para o ensaio de retração linear, Almeida *op sit.* recorreu à equação (2.10).

Com estes dados faz-se uma análise, através de correlações, para avaliar previamente o potencial expansivo a partir dos valores dos limites de consistência, da atividade das argilas, da granulometria, da percentagem de expansão e da pressão de expansão. Estas correlações têm como base a compilação obtida nos vários estudos referidos na literatura e discutidos no Capítulo 2.

A avaliação do potencial expansivo dos solos permite avaliar quais as formações que apresentam propensão de expansibilidade acima do nível considerado aceitável e que, por isso, apresentam maior risco, de modo a preconizar medidas de mitigação para o problema e alertar as entidades responsáveis para esta problemática em construções futuras em Lisboa.

3.2.1 Ensaio para caracterização geotécnica complementar

Nesta investigação adotaram-se os seguintes procedimentos laboratoriais:

- Preparação por via seca de amostras de solo para ensaios de identificação (LNEC 195 -1966);
- Análise granulométrica de um solo (LNEC 196 – 1966 e LNEC E 239 – 1970);
- Determinação dos limites de consistência (NP 143 – 1969) – Limites de plasticidade e liquidez;

- Avaliação da retração linear, RL, de um solo (BS 1377-2 - 1990).

Foram realizados vários ensaios em laboratório em provetes cedidos pelo Metropolitano de Lisboa EPE e obtidos ao longo da linha vermelha Alameda II/S Sebastião II, do Metropolitano de Lisboa (Teixeira Duarte 2001): quatro das amostras pertencem a à inidade miocénica M_1 (S_1 a S_4), duas ao CVL, correspondendo a tufos do topo da formação basáltica (S_{11} e S_{14}) e uma à FB, da formação margosa da sua base, sendo solos remexidos da zona basáltica que foram transportados (S_{17}) - Figura 3.2.



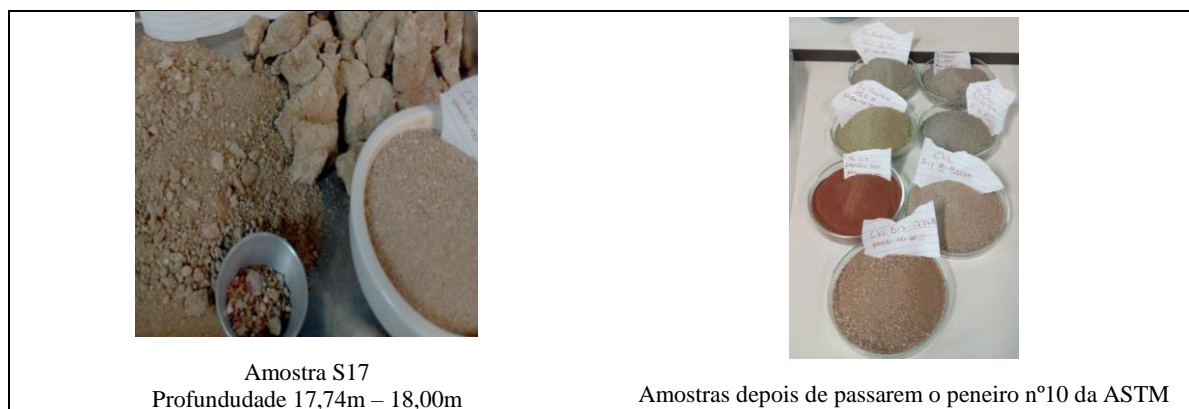


Figura 3.2 Amostras para ensaio em processamento

Através da classificação unificada dos solos, conclui-se que as amostras de solos ensaiadas possuem as seguintes designações geotécnicas: base do Miocénico, S₁, S₃ e S₄ são CL argilas magras, e S₂ é CH argila gorda; do CVL, a S_{1,1} é CH argila magra com areia, e a S₁₄ - CH argila gorda; por fim, a amostra da base da FB, S₁₇, é CL argila magra arenosa.

3.2.2 Análise e discussão dos resultados

Na totalidade, analisam-se nesta secção 214 amostras do CVL, FB e de cinco formações do Miocénico de Lisboa descritas na secção 3.1. A Tabela 3.2 incluiu uma síntese dos valores médios obtidos para cada parâmetro índice que se utilizam para classificar o potencial expansivo das unidades analisadas, enquanto a Tabela 3.3 contempla os valores médios obtidos nas correlações por equações e gráficos apresentadas na secção 2.2. Do Anexo A ao G, encontram-se todos os valores estudados discriminados por unidade.

Tabela 3.2 Síntese dos valores médios dos parâmetros índice estudados por unidade geológica analisada

Unidades	Nº de dados	LL (%)	LP (%)	LR (%)	IP (%)	IR (%)	RL (%)	C (%)	W (%)	γ_d (kN/m ³)
M _{Va2}	36	36	34	7	34	7	7	5	24	19
M _{IVb}	13	13	12	6	12	6	6	0	3	2
M _{IVa}	23	23	22	21	22	21	21	17	4	4
M _{II}	8	8	8	2	8	2	2	3	0	0
M _I	94	94	94	58	94	58	58	58	24	17
FB	30	30	30	22	30	22	22	22	8	5
CVL	12	10	10	4	10	2	4	6	0	0
Total de amostras analisadas	214	214	210	120	210	118	118	111	63	47

Tabela 3.3 Síntese dos valores médios obtidos nas correlações por equações e gráficos por cada unidade geológica analisada

Unidades	Nº de dados	Gráficos			Equações		
		Skempton 1953	Seed <i>et al.</i> 1962	Vallejo & Ferrer 2011	Seed <i>et al.</i> 1962	Komornik & David 1969	Nayak & Christensen 1974
M _{Va2}	36	5	5	23	34	20	4
M _{IVb}	13	0	0	0	3	12	3
M _{IVa}	23	17	17	4	21	4	4
M _{II}	8	3	2	0	8	0	0
M _I	94	60	60	25	94	11	12
FB	30	22	22	8	29	2	3
CVL	10	6	6	0	10	0	0
Total de amostras analisadas	214	113	112	60	199	49	26

A Tabela 3.4 inclui a classificação geotécnica dos finos das amostras estudadas, com base na carta de plasticidade da Figura 3.3.

As amostras das formações miocénicas têm maioritariamente finos que correspondem a argilas de baixa plasticidade (CL). Os finos das amostras da FB são maioritariamente (63,3%) argilas, sendo 40% de elevada plasticidade (CH) e 23,3% de baixa (CL). Verifica-se que 50% dos finos das amostras do CVL correspondem a argilas em que 30% são de baixa plasticidade (CL) e 20% de elevada plasticidade (CH), sendo os restantes 50% de siltes elásticos, ou seja de elevada plasticidade (MH).

Tabela 3.4 Classificação da plasticidade dos finos das amostras estudadas

Unidades	Tipos de plasticidade dos finos (%)			
	CL	CH	ML	MH
M _{Va2}	82,4	5,9	11,8	0,0
M _{IVb}	84,6	7,7	7,7	0,0
M _{IVa}	68,2	9,1	9,1	13,6
M _{II}	87,5	0,0	12,5	0,0
M _I	71,3	20,2	7,4	1,1
FB	23,3	40,0	10,0	26,7
CVL	30,0	20,0	0,0	50,0

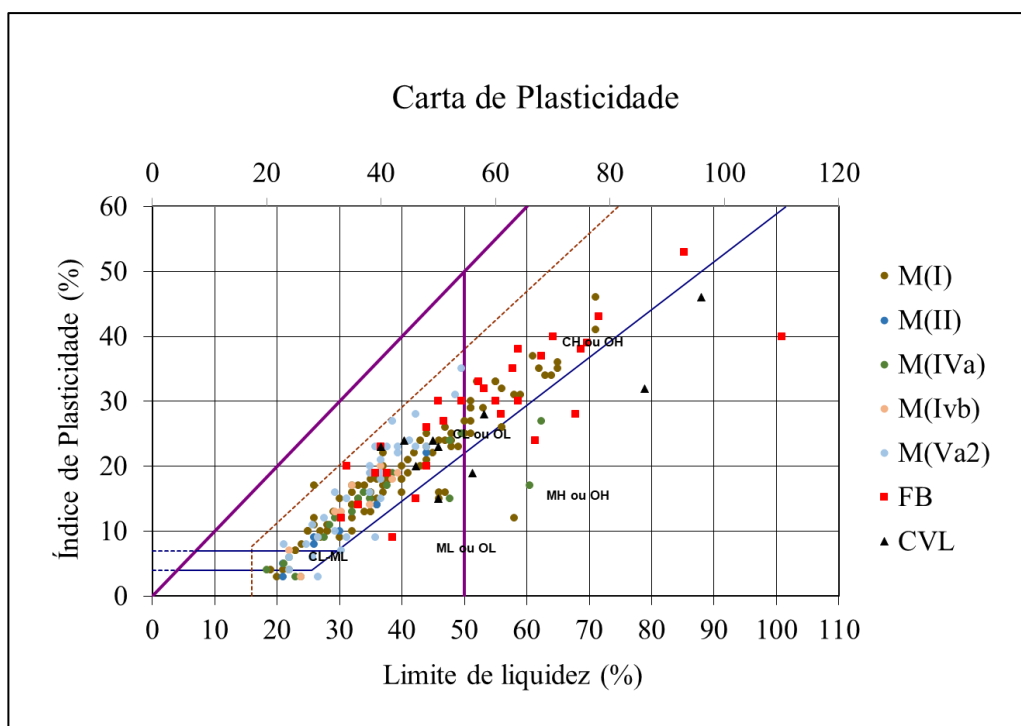


Figura 3.3 Carta de plasticidade com os dados de plasticidade analisados

As correlações presentes nesta secção foram avaliadas com base na classificação do potencial de expansão expresso na Tabela 3.5, que consiste na adoção das classificações abordadas na secção 2.2 para os parâmetros índice estudados. Para o efeito e sempre que exista, junta-se a classe do potencial de expansão muito elevado ao elevado que, simplifcadamente, se considera como elevado. A classificação pelo LL foi feita de acordo com Snethen *et al.* (1977), o IP por Seed *et al.* (1962), o LP é uma adaptação das duas apresentadas na secção 2.2.4.1. O LR é avaliado em função de Chen (1988), a RL em Altmeyer (1955), IR por Raman (1967) e, a fração de argilas (C) conjugado com o IP, de acordo com o BRED (1993) – secção 2.2.5.

Tabela 3.5 Classificações adotadas do potencial de expansão em relação aos parâmetros índice

Potencial de expansão	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LR (%)	RL (%)	IR (%)	C (%)
Baixo	<50	<25	<10	>12	<5	<10	<30
Médio	50-60	25-35	10-20	10-12	5-8	10-30	30-60
Elevado	>60	>35	>20	<10	>8	>30	>60

3.2.2.1 Correlação com o LL

Pelas amostras estudadas para o LL - Tabela 3.6, as formações do Miocénico são as que apresentam maior propensão para apresentarem baixo potencial de expansão; as unidades M_{Va} e M_I têm mais de

50% das amostras classificadas como de potencial médio. Os valores da exposição de dados mais altos correspondem à FB e ao CVL com $33\% < LL < 110\%$ e $40\% < LL < 96\%$, respetivamente; para o CVL, 50% das amostras apresentam um potencial de expansão elevado e 20% um potencial expansivo médio, enquanto a FB tem potencial de expansão elevado em 63,3% das amostras e 30% de potencial expansivo médio.

Tabela 3.6 Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do LL

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	mín	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M _{Va}	35,9	22,0	54,0	8,6	41,7	58,3	0,0
M _{IVb}	34,2	24,0	51,0	8,2	53,8	46,2	0,0
M _{IVa}	37,7	20,0	68,0	12,9	43,5	47,8	8,7
M _{II}	31,0	21,0	44,0	9,4	62,5	37,5	0,0
M _I	41,2	19,0	71,0	12,4	34,0	57,4	8,5
FB	58,3	33,0	110,0	17,7	6,7	30,0	63,3
CVL	58,5	44,0	96,0	1,8	30,0	50,0	20,0

i) Gráfico de Vallejo & Ferrer 2011

Pela correlação de Vallejo & Ferrer (2011) – gráfico da Figura 3.4 e Tabela 3.7, considera-se a formação M_{IVa} e M_{IVb} não expansiva em 100% das amostras. As formações M_{Va2} e M_I têm potencial baixo, com 87% e 80% das amostras respetivamente, tendo sempre uma minoria de, sensivelmente, 4% no potencial expansivo médio, elevado e muito elevado. Por esta correlação, podem-se considerar as unidades M_{IVb} e FB como as que apresentam maior potencial de expansão: M_{IVb} com potencial elevado em 100% das amostras, e a FB com metade (50%) das amostras igualmente distribuídas no potencial elevado e médio. As unidades M_{II} e CVL não foram classificadas, pois não foi possível obter o respetivo teor em água natural.

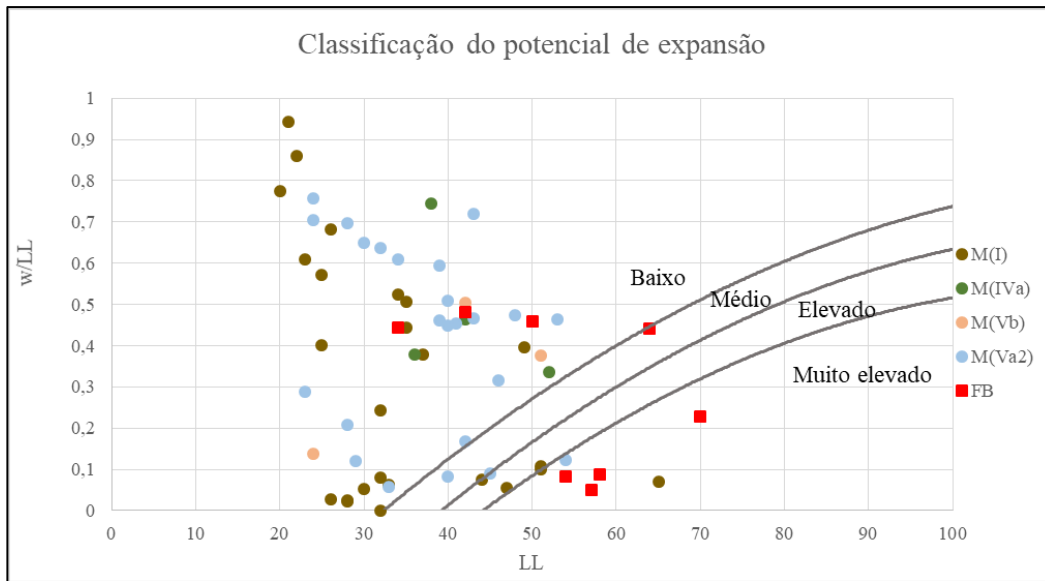


Figura 3.4 Gráfico de Vallejo & Ferrer (2011) com a distribuição dos dados analisados

Tabela 3.7 Classificação do potencial de expansão dos casos analisados com base na correlação de Vallejo & Ferrer (2011)

Unidades	Potencial expansivo das amostras (%)		
	Baixo	Médio	Elevado
M _{Va2}	87,0	4,3	8,6
M _{IVb}	100,0	0,0	0,0
M _{IVa}	100,0	0,0	0,0
M _{II}	-	-	-
M _I	80,0	4,0	16,0
FB	37,5	12,5	50,0
CVL	-	-	-

3.2.2.2 Correlação com o LP

À semelhança do que acontece para a correlação com base no LL, a média dos valores de LP - Tabela 3.8, apresenta um potencial de expansão médio a baixo para as formações do miocénico. Os valores médios do LP para a FB e o CVL classificam-nas como amostras de potencial expansivo médio, apresentando o valor mínimo dos dados um potencial de expansão baixo e o máximo um potencial muito elevado, sendo que a maioria das amostras estão distribuídas no potencial de expansão médio a elevado. Para a FB, 73,4% dos casos são de potencial médio e 40% de potencial elevado; enquanto que, no CVL, 60% das amostras correspondem a um potencial médio de expansão e 30% a potencial de expansão elevado.

Tabela 3.8 Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão em função do LP

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	min	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M _{Va2}	20,6	15,0	30,0	3,4	41,2	58,8	0,0
M _{IVb}	21,2	17,0	24,0	2,5	25,0	75,0	0,0
M _{IVa}	24,5	17,0	49,0	8,0	18,2	68,2	13,6
M _{II}	19,6	16,0	24,0	2,8	62,5	37,5	0,0
M _I	21,5	14,0	46,0	5,0	39,4	59,6	1,1
FB	29,8	14,0	70,0	10,6	3,3	73,3	23,3
CVL	34,3	20,0	54,0	11,4	0,0	60,0	40,0

3.2.2.3 Correlação com o IP

Considerando este novo parâmetro- Tabela 3.9, continua a verificar-se que as formações do miocénico apresentam as médias de potencial expansivo mais baixo: têm um IP mínimo de 3% e máximo entre 22% e 27%; excetuam-se as formações M_{Va2}, M_{IVa} e M_I que têm valor médio de IP superior a 15%, sendo que na primeira corresponde a 55,9% das amostras e, nas outras de, respetivamente, 54,5% e 43,6%. A FB e o CVL têm, em média, 28,4% e 24,1% das amostras com 9% < IP < 53% e 10% < IP < 46%, respetivamente; apesar dos valores mínimos serem baixos, mais de 50% das respetivas amostras revelaram um potencial de expansão elevado de acordo com os valores de IP.

Tabela 3.9 Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão em função do IP

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	min	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M _{Va2}	16,1	3,0	35,0	8,4	38,2	55,9	5,9
M _{IVb}	13,8	3,0	27,0	6,8	58,3	41,7	0,0
M _{IVa}	13,6	3,0	27,0	6,8	45,5	54,5	0,0
M _{II}	11,4	3,0	22,0	6,8	75,0	25,0	0,0
M _I	19,9	3,0	46,0	9,0	27,7	43,6	28,7
FB	28,4	9,0	53,0	10,3	10,0	30,0	60,0
CVL	24,1	10,0	46,0	9,9	0,0	40,0	60,0

i) Seed *et al.* 1962

Seed *et al.* (1962), criaram uma correlação entre potencial de expansão (S) com o valor do IP pela equação 2.28 - secção 2.2.4.1, classificando o potencial de expansão baixo se $S < 1,5\%$, médio se $1,5\% < S < 5\%$, elevado se $5\% < S < 25\%$ e muito elevado se $S > 25\%$. Da análise da Tabela 3.10, verifica-se que a FB e o CVL são também as unidades com maior potencial de expansão, sendo que apenas 13,8% das amostras

da FB e 10% das amostras do CVL. As formações miocénicas, M_{IVb} , M_{IVa} e M_{II} , são consideradas praticamente não expansivas, com mais de 50% das amostras com potencial expansivo baixo.

Tabela 3.10 Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão em função da equação de Seed *et. al.* (1962)

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)			
	M	min	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado	Muito elevado
M_{Va2}	0,5	0,0	1,5	0,6	41,2	47,1	11,8	0,0
M_{IVb}	1,8	0,0	6,7	1,9	58,3	33,3	8,3	0,0
M_{IVa}	1,8	0,0	6,7	1,8	52,4	33,3	14,3	0,0
M_{II}	1,3	0,0	4,1	1,5	75,0	25,0	0,0	0,0
M_I	4,3	0,0	24,6	4,5	29,8	37,2	33,0	0,0
FB	9,3	0,5	34,8	7,6	13,8	20,7	62,1	3,4
CVL	6,5	0,59	24,6	6,9	10,0	40,0	50,0	0,0

3.2.2.4 Correlação com o LR

Na estimação do potencial expansivo pelo LR - Tabela 3.11, verifica-se que todas as unidades avaliadas têm em média $LR > 10\%$. As formações M_I e M_{Va2} continuam a demonstrar um potencial expansivo ligeiramente superior – médio, às das restantes formações miocénicas (baixo) em mais de 70% das amostras. As amostras da FB também têm todas $LR > 12\%$, apresentando 77,3% delas potencial expansivo baixo ($LR > 12\%$), com o valor mais baixo de $LR = 10,9\%$. Em comparação, as amostras do CVL têm como LR mais elevado 24% e mínimo de 9,1%, sendo que a 50% delas têm $LR > 12\%$ (potencial expansivo baixo) e 50% das amostras um $LR < 12\%$ (potencial expansivo médio a elevado). A unidade M_{IVb} distribui-se igualmente pelas três classes de expansibilidade potencial.

Tabela 3.11 Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão em função do LR

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	min	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M_{Va2}	14,6	10,0	24,0	5,0	28,6	71,4	0,0
M_{IVb}	13,9	9,4	20,4	4,4	33,3	33,3	33,3
M_{IVa}	17,3	1,8	29,2	6,8	66,7	23,8	9,5
M_{II}	14,6	14,4	14,8	0,3	100,0	0,0	0,0
M_I	13,7	6,9	18,7	2,2	25,9	72,4	1,7
FB	21,3	10,9	59,4	10,0	77,3	22,7	0,0
CVL	15,1	9,1	24,0	6,9	50,0	25,0	25,0

3.2.2.5 Correlação com RL

Todas as unidades descritas na Tabela 3.12 têm uma média e valor máximo de RL superior a 8%, exceto a formação M_{II} que tem um valor médio de 2,2%, dividindo-se todas, com exceção do M_{IVb} (potencial elevado), entre solos com potencial expansivo elevado a médio. Com os valores mais altos, a formação M_{IVa2} tem sensivelmente 80% das amostras indicando um potencial expansivo entre médio a elevado. Todas as outras unidades têm um potencial expansivo elevado ($RL > 8\%$) em mais de 50% das amostras, sendo que no CVL todas as amostras incluem esta categoria.

Do exposto, verifica-se uma contradição acentuada entre a distribuição dos solos classificados pelo LR relativamente à RL, o que pode ser explicado pelo facto do primeiro ensaio ser tecnicamente mais sofisticado que o segundo. Acresce que apenas o primeiro valor avalia uma retração volumétrica.

Tabela 3.12 Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função da RL

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	min	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M_{Va2}	10,2	1,3	18,1	6,5	28,6	14,3	57,1
M_{IVb}	8,9	2,7	13,6	4,0	16,7	33,3	50,0
M_{IVa}	8,3	-1,3	18,2	4,5	19,0	52,4	28,6
M_{II}	2,2	-2,5	6,9	6,6	50,0	50,0	0,0
M_I	12,9	3,8	23,0	4,7	5,2	10,3	84,5
FB	13,8	3,5	20,8	4,5	4,5	9,1	86,4
CVL	14,2	8,4	19,9	5,0	0,0	0,0	100,0

3.2.2.6 Correlação com o IR

Praticamente todas as formações têm um IR médio inferior a 10% (fraco potencial expansivo) - Tabela 3.13, sendo que o valor médio para as amostras do CVL é de 15% (potencial de expansão médio). Apenas 4,8% das amostras da unidade M_{IVa} têm $IR > 30\%$ (potencial expansivo elevado), todas as outras amostras têm um $IR < 30\%$. As unidades com potencial expansivo baixo são a M_{Va2} e a M_{II} , com 100% das amostras, e as formações M_{IVa} e M_I com $> 70\%$. As unidades M_{IVb} e FB têm 50% das amostras distribuídas igualmente entre o potencial de expansão baixo e médio. O CVL têm 100% das amostras classificados no potencial de expansão médio.

Tabela 3.13 Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão em função do IR

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	min	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M _{Va2}	4,4	-2,0	9,0	4,1	100,0	0,0	0,0
M _{IVb}	7,4	-0,3	14,9	5,9	50,0	50,0	0,0
M _{IVa}	7,2	-7,7	31,3	9,3	76,2	19,1	4,8
M _{II}	4,5	2,0	7,0	3,5	100,0	0,0	0,0
M _I	8,2	-0,2	19,0	4,7	70,7	29,3	0,0
FB	9,6	1,7	20,6	4,9	50,0	50,0	0,0
CVL	15,0	10,9	19,1	5,8	0,0	100,0	0,0

3.2.2.7 Classificação em conjunto pela fração de argilas e índices de consistência

Revêm-se, seguidamente, as classes de perigosidade de expansão dos solos para as unidades estudadas com base nas propriedades em epígrafe de acordo com a síntese da secção 2.2.5. Não há dados para avaliar esta correlação para a formação M_{IVb}.

Pelas Tabela 2.33 e Tabela 3.14 e com base no valor de LL e da fração de argilas, verifica-se que as formações M_I e M_{IVa} são as únicas que têm, em média, um potencial de expansão médio. De todas as formações analisadas por esta correlação, é a FB e o CVL que apresentam maior potencial de expansão (elevado). Não há dados para avaliar esta correlação para a formação M_{IVb}.

Tabela 3.14 Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do LL e C

Unidades	Exposição de dados	LL (%)	C (%)	Potencial de expansão
M _{Va2}	M	30,4	28,6	Baixo
	mín	28,0	18,0	Baixo
	Máx	34,0	39,5	Médio
	σ	2,9	9,0	
M _{IVa}	M	39,0	21,7	Médio
	mín	20,0	3,0	Baixo
	Máx	68,0	51,0	Elevado
	σ	13,8	15,7	
M _{II}	M	28,7	15,7	Baixo
	mín	21,0	4,0	Baixo
	Máx	44,0	33,0	Médio
	σ	13,3	15,3	
M _I	M	43,2	30,3	Médio
	mín	24,0	7,0	Baixo
	Máx	71,0	76,0	Elevado
	σ	11,4	16,4	
FB	M	57,5	23,0	Elevado
	mín	33,0	2,0	Baixo
	Máx	93,0	55,0	Elevado
	σ	15,4	12,1	
CVL	M	50,7	19,8	Elevado
	mín	44,0	8,0	Médio
	Máx	58,0	32,5	Elevado
	σ	5,5	8,9	

As Tabela 2.34 e Tabela 3.15, elaboradas com base na distribuição dos valores de IP e da fração de argilas, mostram que a formação M_I e o CVL são as únicas que têm, em média, um potencial de expansão médio, classificando-se a FB como a de potencial de expansão elevado. As restantes formações têm fraco potencial de expansão. Não há dados para avaliar esta correlação para a formação M_{IVb}.

Tabela 3.15 Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do IP e C

Unidade	Exposição de dados	IP (%)	C (%)	Potencial de expansão
M _{Va2}	M	8,4	28,6	Baixo
	mín	3,0	18,0	Baixo
	Máx	15,0	39,5	Baixo
	σ	4,7	9,0	
M _{IVa}	M	14,3	21,7	Baixo
	mín	3,0	3,0	Baixo
	Máx	27,0	51,0	Médio
	σ	7,0	15,7	
M _{II}	M	10,0	15,7	Baixo
	mín	3,0	4,0	Baixo
	Máx	22,0	33,0	Médio
	σ	10,4	15,3	
M _I	M	21,1	30,3	Médio
	mín	8,0	7,0	Baixo
	Máx	46,0	76,0	Elevado
	σ	8,2	16,4	
FB	M	30,1	23,0	Elevado
	mín	12,0	2,0	Baixo
	Máx	53,0	55,0	Elevado
	σ	10,4	12,1	
CVL	M	19,3	19,9	Médio
	mín	10,0	8,0	Baixo
	Máx	28,0	32,5	Elevado
	σ	46,4	8,9	

Pelas Tabela 2.35 e Tabela 3.14 e com base no valor de IP, LR e da fração de argilas, verifica-se que a FB e o CVL são as únicas a apresentar um potencial de expansão elevado. As restantes formações mio-cénicas analisadas têm, em média, um potencial de expansão médio. Não há dados para avaliar esta correlação para as formações M_{IVb} e M_{Va2}.

Tabela 3.16 Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do IP, LR e C

Unidade	Exposição de dados	IP (%)	LR (%)	C (%)	Potencial de expansão
M _{IVa}	M	15,0	19,7	22,7	Médio
	mín	4,0	14,2	3,0	Baixo
	Máx	27,0	29,2	51,0	Elevado
	σ	6,6	5,0	15,8	
M _{II}	M	13,5	14,6	21,5	Médio
	mín	5,0	14,4	10,0	Baixo
	Máx	22,0	14,8	33,0	Médio
	σ	12,0	0,3	16,3	
M _I	M	21,5	14,2	32,5	Médio
	mín	8,0	6,9	7,0	Baixo
	Máx	46,0	18,7	76,0	Elevado
	σ	8,9	2,2	17,4	
FB	M	30,0	18,2	22,5	Elevado
	mín	12,0	10,9	5,0	Baixo
	Máx	53,0	30,5	38,0	Elevado
	σ	11,4	5,1	9,5	
CVL	M	26,0	9,6	29,8	Elevado
	mín	24,0	9,1	27,0	Elevado
	Máx	28,0	10,1	32,5	Elevado
	σ	2,8	0,7	3,9	

De acordo com as Tabela 2.36 e Tabela 3.17, e face aos resultados dos valores conjugados do LL, IP e LR para a média das amostras de todas as unidades geológicas, verifica-se que, com excepção das unidades M_{IVa} e M_{II} que têm fraco potencial de expansão, todas as restantes formações miocénicas e o CVL apresentam potencial de expansão médio. A FB é novamente a única unidade com solos classificados como tendo potencial de expansão elevado.

Tabela 3.17 Exposição de dados e respectiva classificação do potencial de expansão em função do LL, IP e LR

Unidade	Exposição de dados	LL (%)	IP (%)	LR (%)	Potencial de expansão
M _{Va2}	M	37,7	18,9	14,6	Médio
	mín	23,0	6,0	10,0	Baixo
	Máx	54,0	35,0	24,0	Elevado
	σ	11,3	11,2	5,0	
M _{IVb}	M	36,5	15,2	13,9	Médio
	mín	24,0	7,0	9,4	Baixo
	Máx	43,0	20,0	20,4	Médio
	σ	7,3	4,9	4,4	
M _{IVa}	M	38,8	14,0	18,0	Baixo
	mín	20,0	3,0	5,4	Baixo
	Máx	68,0	27,0	29,2	Elevado
	σ	13,4	6,7	5,9	
M _{II}	M	32,5	13,5	14,6	Baixo
	mín	21,0	5,0	14,4	Baixo
	Máx	44,0	22,0	14,8	Médio
	σ	16,3	12,0	0,3	
M _I	M	43,5	21,7	13,7	Médio
	mín	23,0	7,0	6,9	Baixo
	Máx	71,0	46,0	18,7	Elevado
	σ	12,4	9,1	2,2	
FB	M	60,3	29,4	21,3	Elevado
	mín	33,0	12,0	10,9	Baixo
	Máx	110,0	53,0	59,4	Elevado
	σ	18,9	10,6	10,0	
CVL	M	50,3	24,8	15,1	Médio
	mín	44,0	23,0	9,1	Médio
	Máx	58,0	28,0	24,0	Elevado
	σ	5,8	2,2	6,9	

3.2.2.8 Classificação pelo índice de atividade

i) Skempton 1953

O gráfico da Figura 3.5 classifica o potencial de expansão em função do IP e da fração de argilas e, por consequência, da respectiva atividade, segundo o critério de Skempton (1953). Na Tabela 3.18 analisa-se a distribuição, em percentagem, das amostras estudadas em cada unidade e a respectiva classificação de atividade.

Por esta classificação, a formação M_{Va2} é a que tem o potencial expansivo mais baixo (80% das amostras), sendo seguida pela formação M_{II} , com 66,7% das amostras. A formação M_I distribui-se pelas quatro categorias de expansibilidade potencial. A FB e o CVL são as unidades potencialmente mais expansivas, tendo apenas, respetivamente, 22,7% e 16,7% das amostras com potencial de expansão baixo.

Não existem dados para aplicar esta classificação às amostras da formação M_{IVb} .

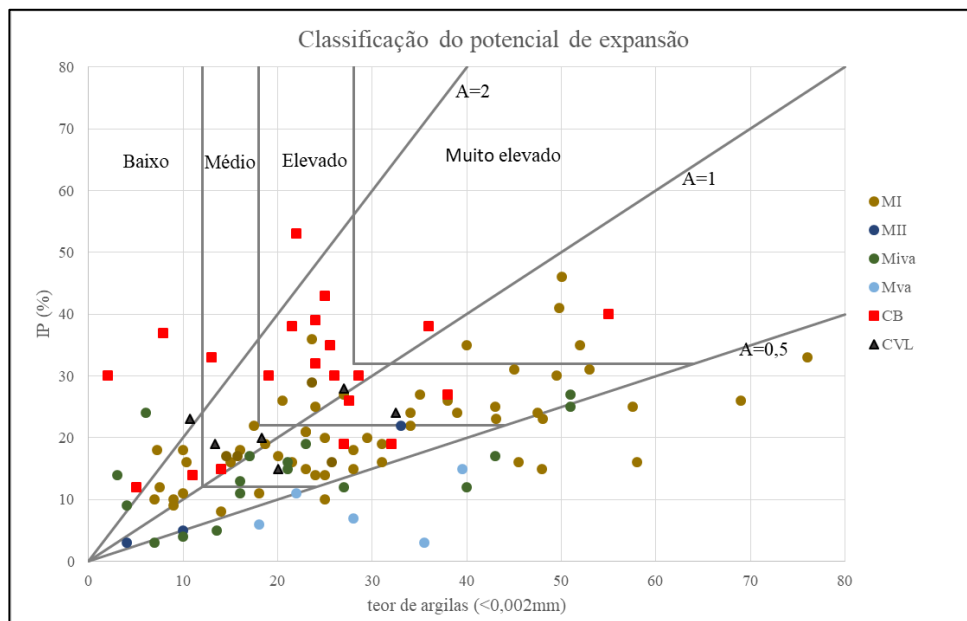


Figura 3.5 Gráfico de Skempton (1948) para os dados estudados

Tabela 3.18 Classificação do potencial de expansão pela correlação de Skempton (1948)

Unidades	Potencial expansivo das amostras (%)		
	Baixo	Médio	Elevado
M_{Va2}	80,0	20,0	0,0
M_{IVb}	-	-	-
M_{IVa}	41,2	47,1	11,8
M_{II}	66,7	33,3	0,0
M_I	21,7	40,0	38,3
FB	22,7	18,2	59,1
CVL	16,7	50,0	33,3

ii) Seed *et al.* 1962

Pelo critério de Seed *et al.* (1962) - Figura 3.6 e Tabela 3.19, 100% das amostras na formação M_{Va2} , seguida pelas da unidade M_{IVa} , com 76,5% das amostras, têm um potencial expansivo baixo. As amostras da unidade M_{II} têm igualmente potencial de expansão médio a baixo e a unidade M_I é a única que

apresenta metade das suas amostras classificadas no potencial médio. A unidade com potencial expansivo elevado é a FB, com 72,2% das suas amostras. Por este critério ainda, o CVL apresenta 66,7% das amostras com potencial expansivo baixo e 33,3% com potencial médio.

Não existem dados para aplicar esta classificação à formação M_{IVb} .

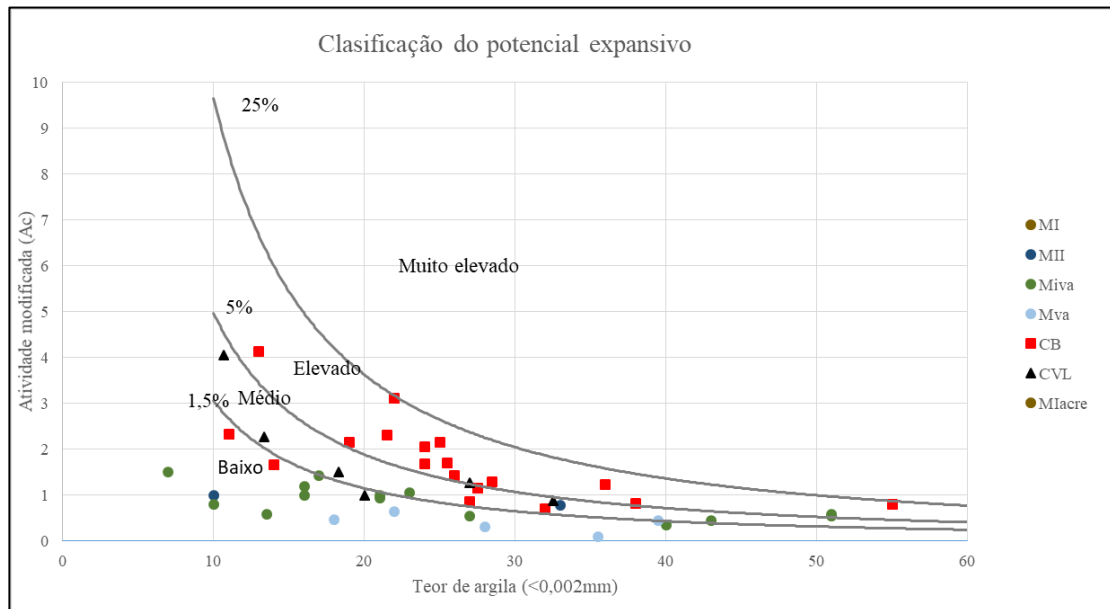


Figura 3.6 Gráfico de Seed *et al.* (1962) para aos dados estudados

Tabela 3.19 Classificação do potencial de expansão pela correlação de Seed *et al.* (1962)

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	min	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M_{Va}	0,4	0,1	0,6	0,2	100,0	0,0	0,0
M_{IVb}	-	-	-	-	-	-	-
M_{IVa}	2,4	0,3	24,0	6,0	76,5	11,8	11,8
M_{II}	0,9	0,8	1,0	0,2	50,0	50,0	0,0
M_I	1,3	0,3	8,2	1,3	25,0	51,7	23,4
FB	1,6	0,7	12,8	1,5	9,1	18,2	72,7
CVL	1,7	2,6	1,7	2,7	66,7	33,3	0,0

3.2.2.9 Correlação de parâmetros índice com a pressão de expansão

Como referido no capítulo anterior, Komornik & David (1969) e Nayak & Christensen (1974) avaliam a pressão de expansão, P_s , com base nos parâmetros índice. Estes valores são correlacionáveis com o potencial de expansão. Charlie *et al.* (1985) e Chen (1988) classificam o potencial de expansão como sendo baixo para $P_s < 50$ kPa, médio $50 \text{ kPa} < P_s < 250$ kPa, elevado se $P_s > 250$ kPa. Analisam-se em seguida os dados recolhidos.

i) Komornik & David 1969

A correlação original tem como unidade, kg/cm², os dados mostrados na Tabela 3.20, foram convertidos para kPa. Pela correlação de Komornik & David (1969), a equação 2.17 calcula P_s através dos parâmetros LL, γ_d e w . A exposição de dados para as amostras estudadas incluem a

Tabela 3.21.

Da análise da primeira tabela, verifica-se que o valor mais elevado da P_s , de 12,6 kPa, pertence à formação M_I. Assim, por este critério, 100% de todos os dados estudados são classificados como de potencial de expansão baixo.

Não existem dados para avaliar esta correlação com os solos das unidades CVL e M_{II}.

Tabela 3.20 Exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão pela correlação de Komornik & David 1969

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	min	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M _{Va2}	2,2	0,8	6,6	1,6	100,0	0,0	0,0
M _{IVb}	5,3	2,3	8,1	2,9	100,0	0,0	0,0
M _{IVa}	5,5	3,9	8,4	2,0	100,0	0,0	0,0
M _{II}	-	-	-	-	-	-	-
M _I	3,9	1,0	12,6	2,7	100,0	0,0	0,0
FB	6,1	2,0	9,6	3,5	100,0	0,0	0,0
CVL	-	-	-	-	-	-	-

Tabela 3.21 Exposição de dados em relação γ_d e w

Unidades	Exposição de dados de γ_d				Exposição de dados w			
	M	min	Máx	σ	M	min	Máx	σ
M _{Va2}	17,8	15,5	19,7	1,0	15,2	1,9	30,9	8,1
M _{IVb}	16,7	16,5	16,9	0,3	14,6	3,3	21,2	9,8
M _{IVa}	16,6	14,9	18,0	1,3	19,7	13,6	28,3	6,2
M _{II}	-	-	-	-	-	-	-	-
M _I	18,3	16,1	22,3	1,5	9,7	0,6	19,8	7,2
FB	19,9	18,3	22,6	1,8	0,3	0,1	0,5	0,2
CVL	-	-	-	-	-	-	-	-

ii) Nayak & Christensen 1974

Nayak & Christensen (1974) correlacionam a P_s com a fração de argilas (C) e o teor em água (w) – equação 2.20.

A formação M_I é a unidade com valores de P_s , mínimo e máximo, maiores (137,2 kPa e 1529,1 kPa) e o valor médio é de 732,7 kPa, sendo assim a única formação, com cerca de 83,3% das amostras, classificada com potencial de expansão elevado. A unidade FB compreende valores extremos de pressão mais baixos (3,9kPa e 390,5 kPa) com média de 226,9 kPa, e tem 33,3% dos dados que indicam um potencial expansivo elevado e 66,7% um potencial expansivo baixo. A formação M_{Va2} tem 50% das amostras que correspondem a um potencial de expansão baixo, sendo o valor de pressão mínimo de 10,5kPa e o máximo de 89,5 kPa.

Não existem dados para avaliar o CVL, nem para as formações M_{IVb} e M_{II} .

Tabela 3.22 Exposição de dados e sua classificação do potencial de expansão pela correlação de Nayak & Christensen 1974

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	min	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M_{Va2}	216,8	10,5	695,0	323,1	50,0	25,0	25,0
M_{IVb}	-	-	-	-	-	-	-
M_{IVa}	8,7	4,1	17,3	6,0	100,0	0,0	0,0
M_{II}	-	-	-	-	-	-	-
M_I	732,7	137,2	1529,1	343,5	0,0	8,3	91,6
FB	226,9	3,9	390,5	170,4	66,7	0,0	33,3
CVL	-	-	-	-	-	-	-

3.2.2.10 Discussão

Nesta secção, discutem-se os valores obtidos pelas correlações anteriores para cada unidade geológica analisada nesta dissertação com base em duas tabelas resumo – as Tabela 3.23, Tabela 3.24 e Tabela 3.25, que sintetizam a classificação do potencial de expansão (B - baixo, M - médio, E - elevado) das respetivas unidades que a análise de dados indicou para a maioria das amostras.

Tabela 3.23 Síntese da classificação do potencial de expansão do solo de acordo com os parâmetros índice

Unidades	Parâmetros índice											
	LL		LP		IP		LR		IR		RL	
M_{Va2}	M	58,3	M	58,8	M	55,9	M	71,4	B	100	E	57,1
M_{IVb}	B	53,8	M	75	B	58,3	*	33,3	B - M	50	E	50
M_{IVa}	M	47,8	M	68,2	M	54,5	B	66,7	B	50	M	52,4
M_{II}	B	62,5	B	62,5	B	75	B	100	B	100	B a M	50
M_I	M	57,4	M	59,6	M	43,6	M	72,4	B	70,7	E	84,5
FB	E	63,3	M	73,3	E	60	B	77,3	B - M	50	E	86,4
CVL	M a E	50 - 50	M	60	M a E	50	B	50	M	100	E	100

* 33,3% das amostras tem potencial de expansão, baixo, médio e elevado.

Tabela 3.24 Síntese da classificação do potencial de expansão do solo de acordo com os parâmetros índice (Continuação)

Unidades	Parâmetros índice			
	C e LL	C e IP	C, IP e LR	LL, IP e LR
M _{Va2}	B	B	M	M
M _{IVb}	-	-	-	M
M _{IVa}	M	B	-	B
M _{II}	B	B	M	B
M _I	M	M	M	M
FB	E	E	E	E
CVL	E	M	E	E

Tabela 3.25 Síntese da classificação do potencial de expansão do solo de acordo com os gráficos e equações utilizados

Unidades	Gráficos						Equações					
	Skempton 1953		Seed <i>et al.</i> 1962		Vallejo & Ferrer 2011		Seed <i>et al.</i> 1962		Komornik & David 1969		Nayak & Christensen 1974	
M _{Va2}	B	80,0	B	100,0	B	87,0	M	47,1	B	100,0	B	50,0
M _{IVb}	-	-	-	-	-	-	B	58,3	B	100,0	-	-
M _{IVa}	M	47,1	B	76,5	B	100,0	B	52,4	B	100,0	B	100,0
M _{II}	B	66,7	B a M	50	-	-	B	75,0	-	-	-	-
M _I	M	40,0	M	51,7	B	80,0	M	37,2	B	100,0	E	83,3
FB	E	50,0	E	72,7	M a E	50,0	E	62,1	B	100,0	B	66,7
CVL	M	50,0	B	66,7	-	-	M a E	50,0	-	-	-	-

Relativamente à correlação com a fração de argila e dos limites de consistência verifica-se no geral uma concordância entre as correções efetuadas, que indicam a formação M_I e o CVL como as únicas que têm, em média, um potencial de expansão médio a elevado, classificando-se a FB sempre como a de potencial de expansão mais elevado. As restantes formações têm fraco potencial de expansão. Verifica-se nesta análise alguma dissonância sistemática entre os valores de IP e LR, isto é, ambos deveriam indicar, em simultâneo, a mesma expansão potencial, mas a análise de dados indica frequentemente uma relação inversa entre ambos, fazendo antever algum problema na realização dos ensaios para determinar os limites de consistência; devido à fraca repetibilidade e reprodutibilidade, esse enviesamento pode dever-se à determinação do LR.

Os gráficos de Skempton (1948), Seed *et al.* (1962) e Vallejo & Ferrer (2011), apresentam discordância em relação às outras correlações, o que pode ter origem na ambiguidade que alguns dos valores que os

dados analisados apresentam, ao situar-se nos pontos que delimitam as classes do potencial de expansão das amostras.

As correlações pelas equações de Komornik & David (1969) e Nayak & Christensen (1974), tornam-se neste caso, irrelevantes devido à insuficiência de dados. De facto, as amostras em que se conhecem os parâmetros utilizados nestas equações perfazem menos de 50% da totalidade das amostras para cada unidade, com exceção da M_{Va2} .

Uma vez que nem todas as amostras tinham ensaios relativos à determinação dos parâmetros IR, LR e RL, o que pode ter sido um dos motivos da discordância com os outros parâmetros na Tabela 3.20 e, face à importância do estudo da retração na avaliação do potencial de expansão, reapreciaram-se os dados analisados. Para o efeito, retiraram-se desta nova apreciação as amostras que não continham dados relativamente à retração. Face aos resultados erráticos, sistemáticos, de algumas das correlações estudadas, opta-se por reavaliar apenas o perigo de expansão das diferentes unidades através de correlações dos seguintes parâmetros: IR, LR, RL, LL, LP e IP e a equação de Seed *et al.* (1962).

A Tabela 3.26 apresenta o número destes dados reavaliados, para cada unidade, relativamente à amostra inicial. Da sua consulta verifica-se que as unidades CVL e M_{II} , duas das unidades que eram sistematicamente consideradas como de potencial médio a elevado – Tabela 3.20, não possuem dados significativos relativamente à avaliação da retração em laboratório.

Tabela 3.26 Síntese dos valores selecionados dos parâmetros índice estudados por unidade geológica para classificar o seu potencial de expansão

Unidades	Nº de dados
M_{Va2}	7
M_{IVb}	6
M_{IVa}	21
M_{II}	2
M_I	58
FB	22
CVL	2
Total de amostras analisadas	118

Discutem-se seguidamente as novas classificações do potencial de expansão relativamente às correlações com o LL, LP, IP, LR e a equação de Seed *et al.* (1962), respetivamente.

i) Correlação com o LL

É notório um decréscimo da Tabela 3.6 para a Tabela 3.27 da percentagem das amostras com potencial de expansão baixo, nomeadamente nas unidades M_{IVb} e M_{II} , que deixaram de ter mais de 50% das amostras com esta classificação. Esta tabela parece indicar que a FB e o CVL são as únicas a apresentar um potencial de expansão elevado a médio – elevado, respetivamente. As restantes formações miocénicas analisadas têm, em média, um potencial de expansão médio. Esta conclusão já tinha sido obtida ao analisar os parâmetros IP, LR e C para as amostras (ver secção 3.2.2.7).

Tabela 3.27 Nova exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do LL

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	mín	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M_{Va2}	37,7	23,0	54,0	11,3	42,9	57,1	0,0
M_{IVb}	36,5	24,0	43,0	7,3	33,3	66,7	0,0
M_{IVa}	38,6	20,0	68,0	13,1	38,1	52,4	9,5
M_{II}	32,5	21,0	44,0	16,3	50,0	50,0	0,0
M_I	44,1	24,0	71,0	12,1	19,0	69,0	12,1
FB	60,3	33,0	110,0	18,9	4,5	31,8	63,6
CVL	51,0	44,0	58,0	9,9	0,0	50,0	50,0

ii) Correlação com o LP

Esta nova avaliação pelo LP, considera todas as formações do Miocénico com potencial de expansão baixo em mais de 74% das amostras, enquanto que pela primeira análise - Tabela 3.8, apenas a unidade M_{II} o verificava em 62,5% das suas amostras. Em relação à FB o número de amostras com potencial expansivo elevado aumentou em 4%, enquanto com potencial expansivo baixo o número de amostras aumentou de 3,3% para 31,8% das amostras. O CVL antes com o maior número de amostras (60%) no potencial de expansão médio, agora divide-se com 50% das amostras entre o potencial de expansão baixo e médio. Por esta classificação nenhuma unidade terá potencial elevado, o que apenas acontece para este parâmetro índice.

Tabela 3.28 Nova exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do LP

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	mín	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M _{Va}	18,9	15,0	22,0	2,3	100,0	0,0	0,0
M _{IVb}	21,2	17,0	24,0	2,9	100,0	0,0	0,0
M _{IVa}	24,6	17,0	49,0	8,2	76,2	9,5	14,3
M _{II}	19,0	16,0	22,0	4,2	100,0	0,0	0,0
M _I	22,0	14,0	31,0	4,5	74,1	25,9	0,0
FB	30,8	20,0	70,0	11,0	31,8	40,9	27,3
CVL	24,5	20,0	29,0	6,4	50,0	50,0	0,0

iii) Correlação com o IP

As unidades M_{IVb} e M_{II}, que anteriormente tinham mais de 50% das amostras com potencial de expansão baixo – Tabela 3.9, nesta reavaliação o seu potencial expansivo divide-se com 50% das amostras entre o baixo e o médio. A unidade M_{IVa} continua com mais de 50% das amostras com potencial expansivo médio, mas com 4,8% das amostras com potencial expansivo elevado. A formação M_I continua a ter a maioria das amostras com potencial expansivo médio, agora com um aumento de 3% no total dos dados. A unidade M_{Va2} deixou de ter a maioria das amostras com potencial expansivo médio, dividindo-se agora com 42,9% das amostras em solos de potencial expansivo baixo e médio. A FB e o CVL continuam com a maioria das amostras no potencial expansivo elevado, sendo que o CVL apresenta agora 100% das amostras.

Tabela 3.29 Nova exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do IP

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	mín	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M _{Va}	18,9	6,0	35,0	11,2	42,9	42,9	14,3
M _{IVb}	15,2	7,0	20,0	4,9	50,0	50,0	0,0
M _{IVa}	14,1	3,0	27,0	6,5	42,9	52,4	4,8
M _{II}	13,5	5,0	22,0	12,0	50,0	50,0	0,0
M _I	22,2	8,0	46,0	8,9	20,7	46,6	32,8
FB	29,4	12,0	53,0	10,6	9,1	27,3	63,6
CVL	26,0	24,0	28,0	2,8	0,0	0,0	100,0

iv) Correlação com o LR

Na correlação do LR, o CVL, foi o único que teve redução do número de dados estudados, passando de quatro amostras para duas, o que diferiu o potencial de expansão em que a percentagem das amostras é

se dividia, equitativamente, pelo potencial baixo e pelo elevado, passando a ter as amostras divididas igualmente entre o potencial médio e o elevado.

Tabela 3.30 Nova exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função do LR

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	mín	Máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M _{Va2}	14,6	10,0	24,0	5,0	28,6	71,4	0,0
M _{IVb}	13,9	9,4	20,4	4,4	33,3	33,3	33,3
M _{IVa}	17,3	1,8	29,2	6,8	66,7	23,8	9,5
M _{II}	14,6	14,4	14,8	0,3	0,0	100,0	0,0
M _I	13,7	6,9	18,7	2,2	25,9	72,4	1,7
FB	21,3	10,9	59,4	10,0	77,3	22,7	0
CVL	9,6	9,1	10,1	0,7	0,0	50,0	50,0

v) Correlação com a equação de Seed *et al.* (1962)

As unidades M_{IVb} e M_{II}, anteriormente tinham mais de 50% das amostras com potencial de expansão baixo, na reapreciação e apenas com as amostras em causa, o potencial expansivo divide-se igualmente em 50% entre o potencial baixo e o médio. A unidade M_{IVa} deixou de ter mais de 50% das amostras com potencial expansivo médio, apresentando a maioria das amostras (47,6%) um potencial expansivo baixo. A formação M_I, que antes tinha a maioria das amostras (43,6%) indicando um potencial expansivo médio, passou a tê-las com potencial elevado (43,1%). A unidade M_{Va2} deixou de ter a maioria das amostras com potencial expansivo médio, dividindo-se agora igualmente com 42,9% pelo potencial expansivo baixo e pelo médio. A FB e o CVL continuam com a maioria das amostras no potencial expansivo elevado, sendo que o CVL apresenta agora 100% das amostras.

Tabela 3.31 Nova exposição de dados e respetiva classificação do potencial de expansão em função da equação de Seed *et al.* (1962)

Unidades	Exposição de dados				Potencial expansivo das amostras (%)		
	M	Mín	máx	σ	Baixo	Médio	Elevado
M _{Va2}	4,3	0,2	12,6	4,6	42,9	42,9	14,3
M _{IVb}	1,9	0,2	3,2	1,2	50,0	50,0	0,0
M _{IVa}	1,9	0,0	6,7	1,8	47,6	42,9	9,5
M _{II}	2,1	0,1	4,1	2,8	50,0	50,0	0,0
M _I	5,3	0,3	24,6	5,0	19,0	37,9	43,1
FB	10,0	0,9	34,8	8,1	9,1	22,7	68,2
CVL	6,2	5,0	7,3	1,6	0,0	0,0	100,0

As Tabela 3.32 resume a classificação do potencial de expansão das respectivas unidades que a nova análise de dados indica para a maioria das amostras.

Tabela 3.32 Resumo da nova análise em relação à classificação do potencial de expansão das unidades

Unida- des	LL (%)		LP (%)		IP (%)		LR (%)		IR (%)		RL (%)		Seed et., al. (1962)	
M _{Va2}	M	57,1	B	100	B a M	42,9	M	71,4	B	100	E	57,1	B - M	42,9
M _{IVb}	M	66,7	B	100,	B a M	50,0	*	33,3	B - M	50	E	50	B - M	50,0
M _{IVa}	B	52,4	B	76,2	M	52,4	B	66,7	B	50	M	52,4	B	47,6
M _{II}	B a M	50,0	B	100	B a M	50	B	100	B	100	B a M	50	B - M	50
M _I	M	69,0	B	74,1	M a E	46,6	M	72,4	B	70,7	E	84,5	M - E	43,1
FB	E	63,6	M	40,9	E	63,6	B	77,3	B - M	50	E	86,4	E	68,2
CVL	M a E	50,0	B a M	50	E	100	M - E	50	M	100	E	100	E	100

* as amostras tem potencial de expansão, baixo, médio e elevado

Tendo em conta que: a) o ensaio do LL, é um ensaio de reprodutibilidade fraca, estando sempre envolvida a sensibilidade do operador; b) os valores da RL, foram calculados de forma indireta através da correlação da equação 2.10, secção 2.2.2.3; e c) alguma das formações têm poucos dados; fez-se uma classificação final das unidades geológicas presentes de acordo com as correlações estudadas - Tabela 3.33.

Tabela 3.33 Classificação final do potencial de expansão das unidades estudadas

Unidades	Exposição dos dados	Potencial de expansão das amostras (%)		
		Baixo	Médio	Elevado
M _{Va2}	M	55,1	32,7	12,2
	máx	100,0	71,4	57,1
	mín	28,6	0,0	0,0
	σ	31,3	28,2	20,9
M _{IVb}	M	47,6	40,5	11,9
	máx	100,0	66,7	50,0
	mín	16,7	0,0	0,0
	σ	26,2	21,2	20,9
M _{IVa}	M	52,4	36,1	11,6
	máx	76,2	52,4	28,6
	mín	19,0	9,5	4,8
	σ	21,5	18,2	8,2
M _{II}	M	57,1	42,9	0,0
	máx	100,0	100,0	0,0
	mín	0,0	0,0	0,0
	σ	34,5	34,5	0,0
M _I	M	33,0	42,1	24,9
	máx	74,1	72,4	84,5
	mín	6,9	8,6	0,0
	σ	25,9	22,8	31,3
FB	M	26,6	29,2	44,2
	máx	77,3	50,0	86,4
	mín	4,5	9,1	0,0
	σ	28,1	13,3	34,9
CVL	M	7,1	35,7	57,1
	máx	50,0	100,0	100,0
	mín	0,0	0,0	0,0
	σ	18,9	37,8	45,0

Em síntese e em média, pode-se afirmar o seguinte:

- A unidade M_{Va2} apresenta potencial expansivo baixo a médio;
- A unidade M_{IVb}, pode ser classificada com potencial de expansão baixo a médio;
- A unidade M_{IVa} apresenta potencial expansivo baixo;
- A unidade M_{II} é classificada pelas correlações para maioria das amostras com potencial de expansão baixo;

- A unidade M_I, apesar de ser a unidade com mais dados, é a que apresenta maior discordância nos valores, considerando-se adequado, de acordo com a correlação do LL e LR, considerar um potencial de expansão médio.

- Na FB, a maioria das correlações classificam-na sistematicamente com potencial de expansão elevado.

- O CVL apresenta potencial de expansão elevado a médio, sendo necessários mais dados relativos ao LR ou RL para a atribuir mais a uma classe em detrimento da outra.

Assim, confirma-se que os solos das unidades com maior potencial de expansão são os do CVL e da FB. Em relação às formações miocénicas, quase todas apresentam um potencial expansivo maioritariamente baixo, com exceção das unidades M_I onde se detetou, para 42,1% das amostras, um potencial de expansão médio e para 24,9% das amostras um potencial de expansão elevado, e da unidade M_{IVb} em que 40,5% dos solos apresentam potencial de expansão médio.

3.2.2.11 Recomendações

Face à probabilidade de existirem solos expansivos na região de Lisboa, a Tabela 3.34 Síntese de medidas a utilizar face à problemática apresenta algumas medidas de remediação a adotar futuramente, quer para fazer face a alguns problemas que entretanto se detecte, quer a medidas mitigadoras de potenciais eventos.

Tabela 3.34 Síntese de medidas a utilizar face à problemática analisada

Fases	Medidas mitigadoras
Antes da construção	Estabilização do solo, pelos métodos descritos na secção 2.3.3.1, sendo necessário fazer um estudo primário de qual dos tipos de estabilização é economicamente mais viável face ao tipo de edificação. Nas zonas topograficamente menos elevadas, é economicamente apropriado o uso de coletores para direcionar a água para longe dos edifícios e das respetivas fundações.
Durante a construção	Adoção de uma camada de 0,4-0,6m de brita sob as sapatas; estabilização dos solos expansivos com ligantes; fundações em grelhas; ações nos fatores despoletadores citados na secção 2.3.3.3
Após a construção	Controlo da drenagem superficial e subsuperficial, a fim de conter a variação do teor em água nas fundações; eventual reforço de fundações por microestacas

Devido à falta de investigação nesta problemática presente nalguns dos solos de Lisboa é aconselhado fazer-se uma carta de perigosidade do potencial de expansão da região para que, num projeto, seja possível prever a necessidade de executar estudos específicos para este fim.

4 Considerações finais e trabalhos futuros

A presente dissertação teve como finalidade avaliar, de forma expedita, a problemática associada a solos/rochas brandas expansivas, que sofrem retração ou expansão por variação do seu teor em água e que se encontram em fundações de estruturas e pavimentos exteriores em Lisboa. Para este efeito, foi realizada uma classificação do potencial de expansão, com base em correlações de parâmetros geotécnicos índice, das unidades geológicas que afloram em Lisboa, nomeadamente, por ordem da mais antiga para a mais recente: o CVL, a FB e algumas formações miocénicas (M_I , M_{II} , M_{IVa} , M_{IVb} , M_{Va2}).

Primeiramente, realizou-se uma revisão bibliográfica sobre este tipo de solos, desde a sua formação, fatores que influenciam a respetiva variação de volume e os métodos de identificação de materiais expansivos no campo e em laboratório. A este propósito, descreveram-se os métodos para determinar a variação de volume e o potencial expansivo, diretamente, através da percentagem de expansão, em amostras remoldadas ou indeformadas, e indiretamente pela pressão de expansão. Sintetizaram-se, ainda, as correlações existentes para estimar o potencial de expansão dos solos através de parâmetros índice, como os limites de consistência, a fração de argilas e a sua atividade, bem como o índice de expansão (I_s), CEC, $CEAC_C$ e o Cole.

Concomitantemente, pesquisaram-se e resumiram-se os principais danos que se registam em fundações de estruturas ou de pavimentos exteriores causados por variações volumétricas de solos por variação do seu teor em água, bem como citaram-se alguns exemplos internacionais de países com áreas extensas vulneráveis ao perigo de expansão/retração, e referem-se os poucos casos de estudo nacionais.

Por fim, é feita uma síntese das principais medidas mitigadoras em fundações de estruturas em solos expansivos, antes, durante e depois da respetiva construção, que contemplam desde a estabilização ou a remoção do solo, passando por técnicas de drenagem, bem como a adoção de fundações especiais para

este tipo de solo, como é o caso de fundações diretas em grelha e lajes flutuantes ou estacas /microestacas profundas.

Para avaliar algumas das formações geológicas de Lisboa sob o ponto de vista da sua potencial expansibilidade, foi necessário fazer uma pesquisa geológica e hidrogeológica da área, recorrendo aos trabalhos de Pais *et al.* (2005, 2006). Procedeu-se à realização de ensaios laboratoriais, nomeadamente análise granulométrica, determinação dos limites de consistência e determinação da retração linear de amostras doadas pela SYNEGE e pelo Metropolitano E.P.E. Estes ensaios tiveram como objetivo a determinação a identificação geotécnica dos solos para a ulterior integração em correlações abordadas no Capítulo 2.

Com os dados obtidos nestes ensaios de identificação e os referidos por Almeida (1991), analisaram-se um total de 214 amostras das unidades geológicas CVL, FB, M_I, M_{II}, M_{IVa}, M_{IVb} e M_{Va2} de Lisboa, sendo que os dados relativos ao LR, IR, RL, *C* e γ_d são exclusivos de Almeida (1991). Com isto foi possível usar um conjunto de 13 correlações descritas no Capítulo 2 para avaliar indiretamente o potencial de expansão das unidades em apreço. Infelizmente não foi possível obter a localização em planta das amostras recolhidas na bibliografia e, portanto, conhecer a sua posição no âmbito do perfil estratigráfico, para a maioria das amostras consideradas.

As amostras foram estudadas primeiramente para cada uma das classificações obtidas a partir de correlações dos parâmetros geotécnicos índice (LL, LP, IP, LR, RL, IR, *C* e *A_c*), dos gráficos de Skempton (1953), Seed *et al.* (1962) e Vallejo & Ferrer (2011) e das equações de Seed *et al.* (1962), Komornik & David (1969) e Nayak & Christensen (1974). Esta análise foi feita com base nos valores médios, máximos e mínimos e o desvio padrão das amostras. De seguida foi examinada a classificação do potencial de expansão dos resultados das amostras para cada unidade, estando resumida nas Tabela 3.23 Tabela 3.25. Assim, foi possível observar quais as correlações mais consistentes, para serem usadas nestes solos.

Devido à importância do estudo da retração, foram reanalisados os dados, sendo retiradas as amostras que não continham dados relativamente à retração. Assim, refez-se a avaliação do potencial de expansão somente através das correlações dos seguintes parâmetros: LL, LP, IP, IR, LR e RL, e a correlação através da equação de Seed *et al.* (1962). A Tabela 3.32 mostra a classificação final do potencial de expansão, em termos de percentagem das amostras estudadas, apesar de algumas das unidades, como o CVL, terem uma amostragem fraca relativa à retração.

Assim, confirma-se que os solos das unidades com maior potencial de expansão são os do CVL e da FB. Em relação às formações miocénicas, quase todas apresentam um potencial expansivo maioritariamente baixo, com exceção das unidades M_I onde se detetou, para 42,1% das amostras, um potencial de expansão médio e para 24,9% das amostras um potencial de expansão elevado, e da unidade M_{IVb} em que 40,5% dos solos apresentam potencial de expansão médio.

Estas conclusões são confirmadas pela bibliografia que identifica os solos de origem marinha e vulcânica como sendo os mais propensos à expansibilidade/retração.

Presentemente, a presença de solos expansivos em Lisboa acarreta que se ponderem algumas medidas, para minimizar problemas futuros relativos à variação volumétrica de solos por variação do seu teor em água, bem como alertar para danos que entretanto se identifiquem e que possam ser motivados por este fenómeno. Provavelmente a esta problemática ainda não levantou problemas sérios porque, por um lado, tendem a confundir-se fenómenos de expansão/retração com assentamentos do solo por consolidação, e por outro, porque as pressões de expansão avaliadas analiticamente para estes solos são geralmente baixas e, em estruturas pesadas, estes efeitos não se fazem sentir, uma vez que têm tensões de contacto superiores à de expansão.

Às vezes, a existência de problemas relacionados com solos com variação volumétrica nas fundações é derivada da falta de investigação antes da construção, sendo que assim se recomenda a realização de ensaios de identificação, de forma sistemática - como a determinação de teor em água natural, LL, LP e LR associada à granulometria, com identificação da fração de argilas, para que antes da construção seja possível prever a possibilidade de se tratarem de solos com potencial expansivo.

Nos locais de Lisboa onde se verifique a presença de unidades com solos de potencial expansivo médio a elevado, recomenda-se ainda a estabilização do solo, pelos métodos descritos na secção 2.3.3.1, sendo necessário fazer um estudo primário de qual dos tipos de estabilização é economicamente mais viável para o tipo de estrutura em apreço. Nas zonas de drenagem deficiente, é economicamente apropriado o uso de coletores para direccionar a água para longe dos edifícios e das respetivas fundações e garantir a manutenção das infraestruturas de serviços com fluidos.

A construção de fundações especiais para este tipo de solo é uma mais-valia apesar de, às vezes ser dispendiosa para evitar danos na edificação e só deve ser implementada se a estabilização com ligantes não for viável – ver secção 2.3.3.2.

Depois da construção, o mais aconselhava será garantir o controle da variação do teor em água na envolvente da fundação e eventualmente recorrer ao reforço destas. Não se pode deixar de referir os estudos de Nuhfer *et al.* (1997) e Farid & Amin (2013) de que se citam na secção 2.3.3.3 algumas medidas simples e práticas para se efetuarem depois das estruturas estarem construídas nos fatores despoletadores.

Como trabalho futuro, recomenda-se a realização de uma carta de perigosidade de expansão potencial dos solos do substrato em Lisboa e zonas envolventes, que possa vir a integrar futuros planos de ordenamento de edilidades da região, bem como difundir e implementar a prática da determinação do LR em Portugal.

Referências bibliográficas

- Al-Homoud, A. S., A. A. Basma, A. I. Husein Malkawi, and M. A. Al Bashabsheh. 1995. "Cyclic Swelling Behavior of Clays." *Journal of Geotechnical Engineering* 121(7).
- Al-Rawas, Amer Ali, and Mattheus F.A. Goosen, eds. 2006. *Expansive Soils: Recent Advances in Characterization and Treatment*. London; New York: Taylor & Francis.
- Al-Shayea, Naser A. 2001. "The Combined Effect of Clay and Moisture Content on the Behavior of Remolded Unsaturated Soil." *Engineering Geology* 62 (4).
- Almeida, Isabel Maria Baptista Moitinho de. 1991. "Características Geotécnicas Dos Solos de Lisboa." Universidade de Lisboa.
- Altmeyer, W.T. 1955. "Discussion of Engineering Properties of Expansive Clays." In *ASCE*. Vol. 81.
- Amaral, P., R. Marques, J.L. Zêzere, F. Marques, G. Queiroz, T.B. Ramos, and M.C. Gonçalves. 2009. "Caracterização Hidrológica E Geotécnica de Solos Vulcânicos Pomíticos Com Vista À Integração Em Modelos Determinísticos Para a Avaliação Da Estabilidade de Vertentes No Concelho Da Povoação (S . Miguel , Açores)." *Publicações Da Associação Portuguesa de Geomorfólogos* 6 (January).
- Antão, Armando Manuel Sequeira Nunes. 2011. *Mecânica Dos Solos C*. Almada, Monte da Caparica: Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.
- Armstrong, C. P. 2014. "Effect of Fabric on the Swelling of Highly Plastic Clays." The University of Texas.
- ASTM D1883. 2016. "Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils."
- ASTM D427. 2004. "Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method (Withdrawn 2008)."
- ASTM D4318. 2000. "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils."

- ASTM D4546. 2014. "Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils."
- ASTM D4644 - 87. 1998. "Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks."
- ASTM D4829. 2011. "Standard Test Method for Expansion Index of Soils." West Conshohocken, PA.
- ASTM D4943. 2008. "Standard Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Wax Method (Withdrawn 2017)."
- ASTM D6938. 2017. "Standard Test Methods for In-Place Density and Water Content of Soil and Soil-Aggregate by Nuclear Methods (Shallow Depth)."
- ASTM D698. 2012. "Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 Ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))."
- Attewell, P. B., and Ian William Farmer. 2007. *Principles of Engineering Geology*. Edited by 1976 Chapman and Hall. 7th ed. Michigan.
- Attom, M., M. Abu-Zreig, and M. Obaidat. 2001. "Changes in Clay Swelling and Shear Strength 437 Properties with Different Sample Preparation Techniques." *Geotechnical Testing Journal*.
- Basma, A.A. 1993. "Prediction Of Expansion Degree For Natural Compacted Clays." *ASTM Geotechnical Testing Journal* 16(4).
- Belchior, Ingrid Milena Reys Martinez. 2016. "Belchior Behavior of a Lime-Treated Expansive Soil." Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Bell, F. G. 1992. *Engineering Properties of Soils and Rocks*. 3rd ed. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Bowels, J.E. 1988. *Foundation Design and Analysis*. New York: McGraw Hill Inc.
- Brackley, I. J. A. 1980. "Prediction of Soil Heave from Suction Measurements." In *7th Reg. Afr. Conf. Soil Mech.* Accra.
- BRED. 1993. "Building Research Establishment Digest."
- BS 1377-2. 1990. "Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes. Classification Tests."
- Butscher, Christoph, Simon Breuer, and Philipp Blum. 2016. "Swelling Laws for Clay-Sulfate Rocks Revisited." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. Springer Berlin Heidelberg. doi:10.1007/s10064-016-0986-z.
- Charlie, Wayne A., M. ASCE, Mohamed A. Osman, and AH Elfatih M. 1985a. "Construction on Expansive Soils in Sudan" 110 (3): 359–74.
- Charlie, Wayne A., M. ASCE, Mohamed A. Osman, and AH Elfatih M. 1985b. "Oil Pipeline. The Frequent Failure to Recognize the Potential Problem Has Resulted in Extensive Damages to Irrigation Systems, Water Lines, Sewers, Buildings, Roads and Other Structures. In Some Cases, the Cost of Repairs to or Replacement of Irrep" 110 (3).
- Chen, F. H. 1988. *Foundations on Expansive Soils*. Elsevier Science Publishers B. V.
- Chen, F.H. 1965. "The Use of Piers to Prevent the Uplifting of Lightly Loaded Structures Founded on Expansive Soils." In *Proceeding of the First International Research and*

- Engineering Conference on Expansive Clay Soils. Texas A&M University*, edited by College Station. Texas A&M University.
- Coduto, Donald P. 2001. *Foundation Design: Principles and Practices*. 2nded. New Jersey: Prentice Hall.
- County of San Diego Planning & Development Services. 2017. “Expansive Soil Foundation Design.”
- Dakshanamurthy, V. and V. Raman. 1973. “A Simple Method of Identifying an Expansive Soil.” *Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering* 13(1).
- Day, R. W. 1999. *Geotechnical and Foundation Engineering Design and Construction*. New York: McGraw- Hill Book Companies.
- DMA 2000 Hazard Mitigation Plan Update – Suffolk County New York. 2014. “Expansive Soils.” Suffolk County, New York.
- Earl, David. 2005. “To Determine If There Is a Correlation between the Shrink Swell Index and Atterberg Limits for Soils within the Shepparton Formation.” University of Southern Queensland.
- Elarabi, H. 2005. “Evaluation of Predicted Equations for Swelling Potential.” *Proceedings of 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, no. SU-4: 341–44.
- Fall, M., R. Azzam, and M. Sarr. 2006. “Characterization of Problematic Soils for Slope and Foundation Stability: Case Study from Dakar.” *The Geological Society of London*, no. 103: 1–12.
- Farid, Ahmed T. M., and Hesham K. Amin. 2013. “Evaluation of Treatment Methods Used for Construction on Expansive Soils in Egypt,” 1–6.
- Fattah, Mohammed Y, Firas A Salman, and Bestun J Nareeman. 2010. “A Treatment of Expansive Soil Using Different Additives.” *Acta Montanistica Slovaca Ročník* 15 (4): 290–97.
- Fattah, Mohammed Yousif, Aysar Hassan Al-Lami, and Mahmood D. Ahmed. 2015. “Effect of Initial Water Content on the Properties of Compacted Expansive Unsaturated Soil.” *Journal of Engineering* 21 (3): 94–109.
- Fityus, Stephen G., Donald A. Cameron, and Paul F. Walsh. 2005. “The Shrink Swell Test.” *Geotechnical Testing Journal* 28 (1): 92–101. doi:10.1520/GTJ12327.
- Folque, José de Brito. 1980. *Fundações Superficiais*. 1sted. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Forouzan, Amir Jaleh. 2016. “Prediction of Swelling Behavior of Expansive Soils Using Modified Free Swell Index, Methylene Blue and Swell Oedometer Test.” Middle East Technical University.
- Grim, R.E. 1952. *Applied Clay Mineralogy*. New York: McGraw Hill.
- Guedes de Melo, Pedro, and Carlos Mota. 2014. “Caracterização Geotécnica de Piroclastos E Escodas Lávicas Basálticas Na Ilha de São Miguel, Nos Açores.” In *14º Congresso Nacional de Geotecnia - Geotecnia Nas Infraestruturas*, edited by LREC. Covilhã.
- Hamilton, W.B. 1977. *Subduction in the Indonesian Region: Amer. Geophys.* Union Maurice

Ewing Series.

- Han, J. 2006. "Foundation on Problematic Soils." http://www.engr.ku.edu/~jhan/download/Foundations_on_Problematic_Soils.pdf. Date.
- Harcastel, J. H. 2003. "Evaluation and Treatment of US95 , Owyhee County , Idaho." Moscow.
- Head, K.H. 1980. *Manual of Soils Laboratory Testing. Vol.1: Soil Classification and Compaction Tests*. London: Pentech Press.
- Holtz, R.D., and H.J. Gibbs. 1956. "Engineering Properties of Expansive Clays." *American Society of Civil Engineers* 121(1).
- International Rice Research Institute. 1972. "Problem Soils."
- IS 1498. 1970. "Classification and Identification of Soils for General Engineering Purposes by Bureau of Indian Standards."
- Isik, Nihat Sinan. 2009. "Estimation of Swell Index of Fine Grained Soils Using Regression Equations and Artificial Neural Networks." Vol. 4.
- ISO/TS 17892-12. 2004. "Geotechnical Investigation and Testing -- Laboratory Testing of Soil -- Part 12: Determination of Atterberg Limits."
- ISRM Commission on Swelling Rock. 1994. "Suggested Methods for Rapid Field Identification of Swelling Slaking Rocks." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 31 (5): 547–50.
- ISRM Commission on swelling rocks. 1983. "3_1131357638isrm_characterization_of_swelling_rock.pdf." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*.
- ISRM Commission on swelling rocks and commission on testing methods. 1999. "Suggested Methods for Laboratory Testing of Swelling Rocks." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 36: 307–22. doi:10.1016/0148-9062(87)91231-9.
- Janardhana, M R, and Abdul-aleam Ahmed A D Al-qadhi. 2016. "Geotechnical Characteristics of Volcanic Soils in and around Taiz City, Yemen." *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, no. June: 420–25.
- Jones, L.D. D, and R. Terrington. 2011. "Modelling Volume Change Potential in the London Clay." *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 44 (1): 109–22. doi:10.1144/1470-9236/08-112.
- Justo, J.L., A. Delgado, and J. Ruiz. 1984. "The Influence of Stress-Path in Collaspe-Swelling of Soils at the Laboratory." In *Proceeding of the 5th International Conference on Expansive Soils*. South Australia.
- Kalantari, B. 1991. "Construction of Foundations on Expansive Soils." University of Missouri Columbia.
- Kantey, Basil. A. 1980. "Some Secrets to Building Structures on Expansive Soils." *Civil Engineering* 50.
- Kariuki, P. C. 2003. "Spectroscopy and Swelling Soils - An Integrated Approach." Technische Universiteit Delft.
- Kerni, Vipul, Vinod Kumar Sonthwal, and Umar Jan. 2015. "Review on Stabilization of Clayey Soil Using Fines Obtained From Demolished Concrete Structures." *International Journal*

- of Innovative Research in Science, Engineering and Technology* 4 (5): 296–99. doi:10.15680/IJRSET.2015.0405106.
- Knodel, Paul, Richard Young, Amster Howard, Robert Hatcher, A. Jeffrey Farrar, Robert Hatcher, H. Kit Fuller, et al. 1998. *Earth Manual Part 1*. Edited by U.S Department of the interior Bureau of reclamation. *RU S Department of the Interior*. 3rded. Denver, Colorado. <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:EARTH+MANUAL#5>.
- Komine, H. 2004. “Simplified Evaluation for Swelling Characteristics of Bentonites.” *Engineering Geology* 71(3).
- Komornik, J., and A. David. 1969. “Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays.” *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, American Society of Civil Engineers* 95(1).
- Kraynski, L.M. 1967. “A Review Paper on Expansive Clay Soils.” Woodward-Clyde & Assoc., Portland Cement Assoc.
- Lambe, T.W. 1958. “The Engineering Behavior of Compacted Clay.” *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 84(2).
- Lambe, T.W. 1969. “The Character and Identification of Expansive Soils.”
- Lautrin, D. 1987. “Une Procédure Rapide D’identification Des Argiles.” *Bulletin de Liaison Des Laboratoires Des Ponts et Chaussées* 152.
- Li, Jie, Jian Zou, Peter Bayetto, and Nick Barker. 2016. “Shrink-Swell Index Database for Melbourne.” *Australian Geomechanics* 51 (September): 61–76.
- LNEC E-198. 1967. “Determinação de CBR (Índice Californiano).”
- LNEC E-200. 1967. “Determinação Da Expansibilidade de Solos, Rochas E Resíduos.”
- LNEC E-204. 1967. “Determinação Da Baridade in Situ Pelo Método Da Garrafa de Areia. Unidade de Pavimentos E Materiais Para Infraestruturas de Transporte.”
- Lucian, Charles. 2008. “Geotechnical Aspects of Buildings on Expansive Soils in Kibaha , Tanzania.” KTH Architecture and the Built Environment.
- Marques, Filipe, Paulo Amaral, Ana Malheiro, and Catarina Amaral. 2014. “Contribuição Para a Caracterização Geotécnica Dos Piroclastos Traquíticos (Pedra Pomes).” In *14º Congresso Nacional de Geotecnia - Geotecnia Nas Infraestruturas*. Covilhã: LREC.
- Mccrone, W. C., and J. G. Delly. 1973. *The Particle Atlas Volum 1 Principles and Technics*. 2nded. Chicago: McCrone Research Institute.
- McKeen, R.G. 1992. “A Model for Predicting Expansive Soil Behavior.” In *Proceedings, Seventh International Conference on Expansive Soils*. Dallas, Texas.
- McKeen, R.G., and D.I. Hamberg. 1981. “Characterization of Expansive Soils.” In *Shales and Swelling Soils, Transportation Research Record 790*,. Washington, D.C.: National Academy of Sciences.
- McMahon, David. 2012. “Foundations for Machinery”.
- Merwe, D.H. Van der. 1964. “The Prediction of Heave from the Plasticity Index and Percentage Clay Fraction of Soils.” *The Civil Engineer in South Africa, South African Institution of Civil Engineers* 6.

- Mielenz, R. C., and M. E. King. 1955. "Physical-Chemical Properties and Engineering Performance of Clays." In *Clays and Clay Technology*, Pask J. A. and Turner, M. D. California Division of Mines, Bull.
- Mitchell, J. K. 1976. *Fundamentals of Soil Behavior*. Edited by Wiley. 1sted. New York.
- Mitchell, J. K., and K. Soga. 2005. *Fundamentals of Soil Behavior*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Mohan, D. 1977. "Engineering of Expensive Soils." In *Proceeding of the 1 St National Symposium on Expansive Soils*. Kanpur, India: HBTI.
- Morales, Emilio M, and Mark K Morales. 2004. "Expansive Soils – Identification , Detection and Remediation Strategies," 3–5. www.pgatech.com.ph.
- Murthy, V. N. S. 2002. "Geotechnical Engineering - Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering." In , 1sted., 791–832. New York: Marcel Dekker, inc.
- Nagaraj, T.S., and B.R.S. Murthy. 1985. "A Critical Reappraisal of Compression Index Equations." *Geotechnique* 36(1).
- Nakase, A., T. Kamei, and O. Kusakabe. 1988. "Constitute Parametersestimated by Plasticity Index."
- National Soil Survey Center. 1995. "Soil Survy Laboratory Information Manual." Lincoln, Nebraska.
- Nayak, N. V., and R. W. Christensen. 1971. "Swelling Characteristics of Compacted, Expansive Soils." *Clays and Clay Minerals* 19 (4): 251–61. doi:10.1346/CCMN.1971.0190406.
- Nayal, N. V., and R.W. Christensen. 1974. "Swelling Characteristics of Compacted Expansive Soils." *Clays and Clay Minerals* 19(4).
- Nelson, J. D., and D. J. Miller. 1992. *Expansive Soils, Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*. New York: Wiley.
- Nelson, John D., Kuo Chien Chao, Daniel D. Overton, and Erik J. Nelson. 2015. *Foundation Engineering for Expansive Soils*. 1sted. New Jersey: John Wiley & Son.
- NF P 94 - 068. 1998. "Détermination de La Valeur de Bleu de Méthylène D'un Sol Par L'essai À La Tache."
- NP-143. 1969. "Determinação Dos Limites de Consistência: Plasticidade E Liquidez."
- Nuhfer, Edward B., Richard J. Proctor, and Paul H Moser. 1997. *Guia Ciudadana de Los Riesgos Geologicos*. Edited by Luis Suárez and Manuel Regueiro. Madrid: Ilustre Colegio Oficial de Geólogos de Espana.
- O'Neill, M. W., and A. M. Poormoayed. 1980. "Methodology for Foundations on Expansive Clays." In *Proc. ASCE. J. Geot. Engg Div*.
- Pais, J., C. Moniz, J. Cabral, J. L. Cardoso, P. Legoinha, S. Machado, M. A. Morais, et al. 2006. *Notícia Explicativa Da Folha 34-D Lisboa*. Lisboa: Departamento de geologia, Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação.
- Pais, J., E. Moniz, R. P. Clavijo, G. Dias, S. Manuppella, and Machado. 2005. "Folha 34 D - Lisboa." Carta geológica 1:50.000, nº 34-D, Lisboa. Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação.

- Palacios, Teresa. 1985. "No Title." Universidade de Lisboa.
- Pearring, J.R. 1963. "A Study of Basic Mineralogical, Physical-Chem Cal, and Engineering Index Properties of Laterite Soils." Texas A&M Univ.
- Peck, R.B., W.E. Hanson, and T. Thoronburn. 1974. *Foundation Engineering*. New York: John Welly and Sons Inc.
- Pitts, J. 1984. *A Manual of Geology for Civil Engineering*. Singapore: Halsted Press Book.
- Polk County Natural Hazards Mitigation Plan. 2005. "Expansive Soils."
- Ramalho, M. M., J. Rey, G. Zbyszewski, C. A. Matos Alves, F. Moitinho de Almeida, C. Costa, and M. Kullberg. 2001. *Notícia Explicativa Da Folha 34-C Cascais*. Lisboa: Departamento de geologia, Instituto Geológico e Mineiro.
- Raman, V. 1967. "Identification of Expansive Soils from the Plasticity Index and the Shrinkage Index Data." *The Indian Engineer* 11(1).
- Ranganatham, B. V., and B. Satyanarayana. 1965. "A Rational Method of Predicting Swelling Potential for Compacted Expansive Clays." In *Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Canada.
- Rao, A.S., B.R. Phanikumar, and R.S. Sharma. 2004. "Prediction of Swelling Characteristics of Remoulded and Compacted Expansive Soils Using Free Swell Index." *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 37 (3): 217–26. doi:10.1144/1470-9236/03-052.
- Rifai., and N. Yasufuku. 2014. "Effect of Volcanic Ash Utilization as Substitution Material for Soil Stabilization in View Point of GeoEnvironment." In *Ground Improvement and Geosynthetics*.
- Rodrigues, Jónatas. 2017. "Informação Oral."
- Rosenbalm, Daniel Curtis. 2013. "Volume Change Behavior of Expansive Soils due to Wetting and Drying Cycles." Arizona State University.
- Salas, J.A.J., and J.L. Alpanes. 1975. *Geotecnia Y Cimientos Vol 1. Propriedades de Los Suelos Y de Las Rocas*. Madrid: Ed. Rueda.
- Schafer, W.M., and M.J. Singer. 1976. "A Reinvestigation of the Effect of Saran Coatings on the Extensibility of Swelling Soil Clods." *Soil Sci* 122.
- Schneider, G. L., and A. R. Poor. 1974. "The Prediction of Soil Heave and Swell Pressures Developed by an Expansive Clay."
- Seed, H.B., R.J. Woodward, Jr., and R. Lundgren. 1962. "Perdition of Swelling Potential for Compacted Clays." *Journal of Soil Mech. Found. Div., Am. Soc. Civil Eng* 88.
- Shi, Bin, Hongtao Jiang, Zhibin Liu, and H.Y Fang. 2002. "Engineering Geological Characteristics of Expansive Soils in China." *Engineering Geology* 67 (1–2): 63–71. doi:10.1016/S0013-7952(02)00145-X.
- Sivapullaiah, P. V. 2015. "Surprising Soil Behaviour: Is It Really!!!" *Indian Geotechnical Journal* 45 (1): 1–24. doi:10.1007/s40098-014-0141-3.
- Skempton, A.W. 1953. "The Colloidal "Activity." In *3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Switzerland.
- Snethen, D.R., L.D. Johnson, and D.M. Patrick. 1977. "An Evaluation of Expedient

- Methodology for Identification of Potentially Expansive Soils.” Vicksburg, Mississippi.
- Sowers, G. F., and C. M. Kennedy. 1967. “High Volume Change Clays of the South-Eastern Coastal Plain.” In *3rd Pan Am. Conf. Soil Mechanics Foundation Engng.* Caracas, Venezuela.
- Sowers, G.B., and G.F. Sowers. 1970. *Introductory Soil Mechanics and Foundations*. 3rded. New York: McMillan.
- Sridharana., M. Raos., and S. Murthyn. 1986. “A Rapid Method to Identify Clay Type in Soils by the Free-Swell Technique.”. *Geotechnical Testing Journal* 4.
- Teixeira Duarte. 2001. “Metropolitano de Lisboa, EP, Linha Vermelha Alameda II/S Sebastião II, Lisboa, Reconhecimento Geotécnico.” Lisboa.
- Teklu, Daniel. 2003. “Examining the Swelling Pressure of Addis Ababa Expansive Soil.” Addis Ababa University Technology Faculty.
- Terzaghi, K., and R .B. Peck. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley & Son.
- Thomas, P.J., J.C. Baker, and L.W. Zelazny. 2000. “An Expansive Soil Index for Predicting Shrink-Swell Potential.” *Soil Science Society of America Journal* 64.
- Thornthwaite, C.W. 1946. “The Moisture Factor in Climate.” In *Transactions of the American Geographical Union*. Washington, D.C.,.
- USBR. 1960. “United States Bureau of Reclamation.”
- USGS. 1989. “The United States Geological Survey.”
- Vallejo, Luis I. Gonzáles, and Mercedes Ferrer. 2011. *Geological Engineering*. Edited by Taylor & Francis Group. Liden: CRC Press/Balkema.
- Vallejo, Luis I. Gonzáles, Mercedes Ferrer, Luis Ortuno, and Carlos Oteo. 2002. *Ingenieria Geologica*. 2004thed. Madrid: Prentice Hall Pearson Educación.
- Vidalie, J.F. 1977. “Relations Entre Les Propriétés Physice-Chimiques et Les Caractéristiques Mécaniques Des Sols Compressibles.” *Rap. Rech. L.C.P.C.* 65.
- Vijayvergiya, V. N., and O.I. Ghazzaly. 1973. “Prediction of Swelling Potential for Natural Clays.” In : *Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils*. Haifa, Israel.
- Williams, A.A.B. 1957. “Discussion on the Prediction of Total Heave from the Double Oedometer Test.” In *Symposium on Expansive Clays*. South African Instituion of Civil Engineer.
- Williams, A.A.B., J.T. Pidgeon, and P.W. Day. 1985. *The State of the Art of Problem Soils in South Africa*. The Civil Engineer in South Africa.
- Yilmaz, Işık. 2004. “Relationships between Liquid Limit, Cation Exchange Capacity, and Swelling Potentials of Clayey Soils.” *Eurasian Soil Science* 37 (5): 506–12.
- Zapata, C.E., S.L. Houston, W.N. Houston, and H. Dye. 2006. “Expansion Index and Its Relationship with Other Index Properties.” *Unsaturated Soils. Geotechnical Special Publication No. 147*.

Anexos

Anexo A – Exposição de dados da unidade M_{Va2}

M_{Va2}	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ_d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christine)
		%													kg/cm ²	kPa	kPa
1	CL	38	22	16								1,87					
2	CL	46	23	23								4,54					
3	CL	27	19	8								0,35					
4	ML	34	25	9								0,46					
5	CL	40	25	15								1,60					
6	CL	32	22	10								0,59					
7		23															
8		22															
9	CH	54	19	35	10	9	18,1		6,6	0,1	17,9	12,6	0,07	6,6			
10	CL	23	15	8	13	2	4,3		6,6	0,3	19,0	0,3	0,02	1,5			
11	CL	28	22	6	24	-2	1,3		5,8	0,2	18,8	0,2	0,02	2,0			
12	CH	53	22	31					24,6	0,5		9,4					
13	CL	48	25	23					22,8	0,5	18,2	4,5	0,02	1,8			
14	CL	24	20	4					16,9	0,7	15,8	0,1	0,01	0,8			
15	CL	43	20	23	12	8	13,1		20	0,5	17,8	4,5	0,02	1,7			
16	CL	45	21	24					4	0,1	18,6	5,0	0,05	5,0			
17	CL	41	19	23	12	7	13,4		18,6	0,5	18,3	4,5	0,02	1,7			
18	CL	40	21	19					20,4	0,5		2,8					
19	CL	29	20	9	19	1	5,3					0,5					
20	CL	38	18	20								3,2					

M _{Va2}	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ _d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christine)
		%													kg/cm2	kPa	kPa
21	CL	40	22	18					3,3	0,1	19,7	2,5	0,04	4,1			
22	CL	46	17	28	12	6	16,2		14,5	0,3	18,0	7,3	0,03	2,7			
23	CL	43	21	22					30,9	0,7	15,5	4,1	0,01	0,9			
24	CL	38	19	19								2,8					
25	CL	24	18	6					18,2	0,8	17,5	0,2	0,01	0,8			
26	CL	40	19	21					17,9	0,4	18,2	3,6	0,02	1,7			
27	CL	42	15	27					7,1	0,2	17,2	6,7	0,04	3,6			
28	CL	39	16	23					23,2	0,6	16,9	4,5	0,01	1,1			
29	CL	28	22	6				18				0,2					
30	CL	34	19	15				39,5	20,7	0,6		1,6	0,01	1,0	31,0		
31	CL	28	17	11				22	19,5	0,7	17,4	0,8	0,01	0,8	10,5		
32	ML	33	26	7				28	1,9	0,1	18,6	0,2	0,03	3,2	695,0		
33	ML	29	26	3				35,5	3,5	0,1	18,2	0,0	0,02	2,4	130,6		
34	ML	39	30	9					18	0,5	16,8	0,5	0,02	1,6			
35	CL	32	16	16					20,4	0,6		1,9					
36	CL	30	18	12					19,5	0,7		0,9					

Anexo B – Exposição de dados da unidade M_{IVb}

M_{IVb}	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ_d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christensen 1974)
		%													kg/cm ²	kPa	kPa
1	CL	24	17	7	17,1	-0,3	2,7		3,3	0,1375	16,9			0,25	0,005	0,481	
2	CL	32	19	13	14,7	4,4	7,8							1,13			
3	CL	40	20	20	9,6	10,3	13,6							3,23			
4	CL	43	23	19	20,4	3	6,6							2,85			
5	CL	38	24	14	9,4	14,9	11,2							1,35			
6	CL	42	24	18	12,1	11,8	11,4		21,2	0,5	16,5			2,50	0,002	0,242	
7	CL	28	22	6										0,17			
8	CL	33	20	13										1,13			
9	CL	35	18	17										2,17			
10	CL	24															
11	CL	29	20	9										0,46			
12	ML	26	23	3										0,03			
13	CH	51	24	27										6,71	0,001	0,136	

Anexo C – Exposição de dados da unidade M_{Iva}

M_{Iva}	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ_d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christensen 1974)
		%													kg/cm2	kPa	kPa
1	ML	25	22	3				7				0,4	1,5	0,03			
2	CL	37	22	16	15	6,6	10,4	21				0,8	1	1,87			
3	CL	41	24	17	26	-2,5	5,8	17				1,0	1,416667	2,17			
4	CL	30	22	9	29,2	-7,7	-1,3	4				2,3		0,46			
5	CL	35	22	13	18,3	3,7	7,1	16				0,8	1,181818	1,13			
6	CH	52	28	24	15,9	12,3	15	6	17,4	0,3	16,6	4,0	24	5,04	0,09	8,4	5,3
7	CL	36	22	14	18,7	3,5	7,2	3	13,6	0,4	18,0	4,7		1,35	0,04	3,9	4,1
8	CL	42	23	19	29	-6,2	4,6	23	19,5	0,5	16,8	0,8	1,055556	2,85	0,05	5,2	17,3
9	CL	38	22	15	17,5	4,7	8	21	28,3	0,7	14,9	0,7	0,9375	1,60	0,04	4,3	7,9
10	CL	24	18	6	11,4	7	5,5							0,17			
11	ML	26	23	3	14,7	8,2	7,3							0,03			
12	MH	52	37	15	5,4	31,3	18,2							1,60			
13	CL	36	21	15	13,3	7,6	9,9							1,60			
14	CL	32	20	12	14,2	6,1	7,9	27				0,4	0,5	0,93			
15	CL	20	17	4	15,2	1,3	2,5	10				0,4	0,8	0,06			
16	CL	33	21	12	17,1	3,8	7,7	40				0,3	0,3	0,93			
17	CL	31	20	11	15,6	4,5	7,2	16				0,7	1,0	0,75			
18	MH	66	49	17	24,7	23,9	13,2	43				0,4	0,4	2,17			
19	MH	68	41	27	22,4	18,7	14,2	51				0,5	0,6	6,71			
20	CL	23	18	5	16,6	1,1	3,1	13,5				0,4	0,6	0,11			

M _{IVa}	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ_d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christensen 1974)
		%													kg/cm ²	kPa	kPa
21	CH	54	28	25	20,5	7,9	12,6	51				0,5	0,5	5,56			
22		30															
23	CL	35	18	17	1,8	15,8	7,5							2,17			

Anexo D – Exposição de dados da unidade M_{II}

M _{II}	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ _d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christine)
		%													kg/cm ²	kPa	kPa
1	ML	21	18	3				4				0,8		0,0			
2	CL	44	22	22	14,8	7	6,9	33				0,7	0,8	4,1			
3	CL	21	16	5	14,4	2	-2,5	10				0,5	1	0,1			
4	CL	26	17	9										0,5			
5	CL	26	18	8										0,3			
6	CL	30	20	10										0,6			
7	CL	36	22	14										1,4			
8	CL	44	24	20										3,2			

Anexo E – Exposição de dados da unidade M_I

M _I	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ _d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christensen 1974)
		%													kg/cm ²	kPa	kPa
1	MH	56	30	26	17,2	13,1	15,3	38				0,7	0,8	6,1			
2	CL	47	23	24	14,1	9,1	14,5	47,5				0,5	0,6	5,0		0	
3	CH	51	21	30	14,3	6,9	16	49,5				0,6	0,7	8,7		0	
4	CL	47	31	16	15	16,1	12,4	58				0,3	0,3	1,9		0	
5	ML	46	30	15	16,7	13,4	11,1	47,9				0,3	0,3	1,6		0	
6	ML	46	30	16	15,8	14,4	11,6	45,5				0,4	0,4	1,9		0	
7	ML	47	21	26	14,1	6,4	13,6	20,5	2,6	0,1	18,3	1,3	1,7	6,1	0,1	6,0	864,1
8	CL	28	19	10	18,7	-0,2	4	7	0,6	0,0	18,3	1,4	5,0	0,6	0,0	2,7	649,7
9	CL	28	18	10	17,3	0,2	5	9	0,7	0,0	19,6	1,1	2,5	0,6	0,0	2,7	788,3
10	CL	32	18	14	13,7	4	8,7	24	2,6	0,1	18,7	0,6	0,7	1,4	0,0	2,9	593,2
11	CL	30	21	9	12,9	7,9	6,9	9	1,6	0,1	22,3	1,0	2,3	0,5	0,0	2,9	137,2
12	CL	33	18	15	13,3	4,5	9,1	23	2,1	0,1	19,7	0,7	0,8	1,6	0,0	3,2	900,3
13	CL	44	19	25	15,3	3,5	12,3	24	3,3	0,1	18,1	1,0	1,3	5,6	0,1	5,0	704,3
14	CH	51	25	27	10,6	14,1	17,1	27	5,1	0,1	17,2	1,0	1,2	6,7	0,1	6,2	408,4
15	CH	65	29	35	14,6	14,7	19,9	40	4,5	0,1	16,3	0,9	1,0	12,6	0,1	12,6	1529,1
16	CL	26	14	12	6,9	7,1	9,1	7,5	0,7	0,0	19,4	1,6	4,8	0,9	0,0	2,5	672,0
17	CH	51	26	25	12,5	13,7	16,2	43	5,5	0,1	19,3	0,6	0,7	5,6	0,1	6,1	813,3
18	CL	27	18	9				76				0,4	0,5	0,5		0	
19	CH	55	22	33	15,2	6,4	16,5							11,0		0	
20	CL	23	16	7										0,2		0	
21	CL	40	20	20	12,4	7,8	13							3,2		0	

M _i	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ _d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christensen 1974)
		%													kg/cm ²	kPa	kPa
22	CL	43	19	24										5,0		0	
23	CL	44	18	26										6,1		0	
24	CH	56	24	32	11,6	12,4	19,2							10,2		0	
25	CH	63	29	34	11,2	17,4	20,8							11,8		0	
26	CH	53	24	29				48				0,5	0,5	8,0		0	
27	CH	55	22	33	11,1	11,2	19,7	39				0,6	0,7	11,0		0	
28	CL	32	18	14	14	3,7	9,2	18,7				1,0	1,4	1,4		0	
29	CL	36	21	15	11,3	10	10,7	18				0,6	0,8	1,6		0	
30	CL	48	24	25	13,9	9,9	15,5							5,6		0	
31	CL	44	20	23	11,6	8,6	14,3							4,5		0	
32	CL	46	21	24	14,3	7,1	13,2	35				0,8	0,9	5,0		0	
33	CL	35	16	19	13,6	2,4	9,3	52				0,7	0,7	2,8		0	
34	CL	32	16	16				28				0,6	0,8	1,9	0,0	3,4	
35	CL	37	17	20				31				0,6	0,7	3,2		0	
36	ML	19	15	4				29,5				0,7	0,8	0,1		0	
37	CL	33	16	17				25				0,4	0,5	2,2		0	
38	CL	48	24	24				16				1,1	1,6	5,0		0	
39	CL	28	17	11	14,4	2,3	6,2	23				0,9	1,2	0,8		0	
40	CL	35	20	15				25				0,6	0,7	1,6		0	
41	CL	45	23	22				57,5				0,4	0,5	4,1		0	
42	CL	44	23	21				43,1				0,5	0,6	3,6		0	
43	CL	40	22	18				69				0,4	0,4	2,5		0	
44	CH	59	28	31				53				0,6	0,6	9,4		0	
45	CH	61	24	37	11,6	12,1	20,2	10				1,8	3,6	14,5		0	
46	CH	64	30	34				17,5				1,3	1,8	11,8		0	
47	CL	37	21	16										1,9		0	
48	MH	58	46	12				15				1,1	1,6	0,9		0	

M _i	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ _d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christensen 1974)
		%													kg/cm ²	kPa	kPa
49	CH	51	22	29	11,9	9,9	17,3	31				0,5	0,6	8,0		0	
50	CH	50	23	27	14,1	9,3	15,2	23,6				1,5	1,9	6,7		0	
51	CH	62	27	35	13,1	13,9	19,3	49,8				0,8	0,9	12,6		0	
52	CL	38	19	18	15,8	3,6	10	10				1,1	2,2	2,5		0	
53	CL	41	22	19	14,4	7,4	12	50				0,9	1,0	2,8		0	
54	CL	43	24	20	16,9	7	11	14				0,6	0,9	3,2		0	
55	CL	27	17	10	13,3	3,5	7							0,6		0	
56	CL	37	19	18	12,5	6,2	11,5							2,5		0	
57	CL	41	21	21	13,3	7,2	13,2							3,6		0	
58	CL	36	23	14	14,8	7,9	10,2							1,4		0	
59	CH	50	25	25	14,2	11,1	15,7	32,5	2,7	0,1	18,8	0,8	1,2	5,6		0	
60	CL	48	25	23	14,8	10,4	14,6	7,0	0,6	0,0	16,3	0,3	0,3	4,5		0	
61	CH	56	30	26	17,7	12,7	15,9	76,0	5,5	0,1	22,3	1,8	5,0	6,1		0	
62	CH	58	27	31	15,8	10,8	17,3	17,4	1,8	0,0	1,6	0,4	1,1	9,4		0	
63	CL	40	22	18	16,2	5,7	11,1							2,5		0	
64	CL	42	21	22	12,2	8,3	12,8							4,1		0	
65	CL	36	18	18	12,1	5,8	11,3							2,5		0	
66	CL	35	19	16	12,4	6,7	10,2							1,9		0	
67	CL	35	19	16	12,4	6,8	10,1							1,9		0	
68	CH	65	29	36	15,5	13,8	19							13,5		0	
69	CH	71	30	41	10,7	19	21,1							18,6		0	
70	CL	26	16	11	15,7	0,2	4,7							0,8		0	
71	CH	71	25	46	10,3	14,9	23							24,6		0	
72	CL	24	16	8	15	0,7	3,8							0,3		0	
73	CH	52	19	33	10,8	8,1	17,9							11,0		0	
74	CL	37	16	22	11,8	4,1	11,8							4,1		0	
75	CL	30	15	15	13,2	1,9	7,9							1,6		0	

M _i	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ _d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christensen 1974)
		%													kg/cm ²	kPa	kPa
76	CL	29	17	13	15,9	0,6	5,4							1,1		0	
77	CL	25	15	10										0,6	0,0	1,0	
78	CL	32	20	12										0,9	0,0	3,4	
79	CL	32	22	10										0,6	0,0	2,1	
80	CL	49	26	23										4,5	0,0	2,3	
81	CL	34	21	13										1,1	0,0	1,3	
82	CL	25	15	10										0,6			
83	CL	35	22	13										1,1			
84	CL	23	16	7										0,2			
85	ML	22	18	4										0,1			
86	ML	20	17	3										0,0			
87	ML	21	17	4										0,1			
88	CL	35	17	18										2,5			
89	CL	26	19	17										2,2			
90	CL	37	19	18										2,5			
91	CL	40	24	16										1,9			
92	CL	51	22	29										8,0			
93	CL	37	20	17										2,2			
94	CL	34	20	17										2,2			

Anexo F – Exposição de dados da unidade FB

FB	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ_d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christensen 1974)
		%													kg/cm ²	kPa	kPa
1	MH	67	43	24				14						5,0			
2	ML	46	31	15	17,3	13,3	12,5	27,5				1,1	1,7	1,6			
3	CL	48	22	26	13,1	8,8	15,2	36				0,9	1,2	6,1			
4	CH	64	26	38	12	14,2	20,4	11				1,1	1,2	15,5			
5	CL	36	22	14	14,5	7,4	3,5	38				1,3	2,3	1,4			
6	CH	51	24	27	10,9	12,7	17,2	5				0,7	0,8	6,7			
7	CL	33	21	12	19,3	1,7	6,2	7,9				2,4		0,9			
8	MH	64	34	30				24	28,3	0,4	19,2	15,0		8,7	0,0	2,8	3,9
9	CH	50	20	30				32	22,9	0,5	18,5	1,2	1,4	8,7	0,0	2,0	24,7
10	CL	34	14	20					15,1	0,4				3,2			
11	ML	42	33	9				22	20,2	0,5				0,5			
12	CH	70	30	40				25,5	16,0	0,2		0,7	0,8	17,5			268,7
13	CH	68	31	37	18,4	12,6	17,7	24				4,7	12,8	14,5			
14	MH	76	36	39	15,6	20,6	20,8	13				1,6	2,1	16,5			
15	CL	41	22	19	15,2	6,6	11,2	27				0,6	0,7	2,8			
16	MH	74	45	28	27,5	17,9	14,5							7,3			
17	MH	93	41	53	30,5	10,1	17,7					2,4	3,1	34,8			
18	CH	63	28	35	16,5	11,8	17,8					1,4	1,7	12,6			
19	CH	58	26	32	19	7	13	28,5	5,1	0,1	20,8	1,3	1,7	10,2	0,09	8,8	390,5
20	CH	57	23	33	20	3	12,4		2,9	0,1	22,6	2,5	4,1	11,0	0,10	9,6	367,0
21	CH	54	24	30				25	4,4	0,1	18,3	1,6	2,1	8,7	0,08	7,5	306,7

FB	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ_d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christensen 1974)
		%													kg/cm ²	kPa	kPa
22	CL	39	20	19	15	5,3	10,9	21,5				0,7	0,9	2,8			
23	ML	48	28	20	25,3	3,1	7,9							3,2			
24	MH	110	70	40	59,4	10,7	11,4							17,5			
25	CH	48	28	20	20,8	6,8	10,9							3,2			
26	CH	60	29	30	25,4	4	12,5					1,1	1,3	8,7			
27	MH	61	33	28	25,9	7,4	12,5							7,3			
28	CH	78	36	43	23,7	12,1	18,6					1,7	2,2	20,9			
29	MH	75	36	38	23,1	13,1	17,9					1,8	2,3	15,5			
30	CL	40	17	23									4,1	4,5			

Anexo G – Exposição de dados da unidade CVL

CVL	Classificação de finos	LL	LP	IP	LR	IR	RL	C	w	w/LL	γ_d	A	Ac	Seed <i>et al.</i> (1962)	Ps (Komornik & David 1969)		Ps (Nayak & Christensen 1974)
		%													kg/cm2	kPa	kPa
1	CH	58	29	28	10,1	19,1	19,9	27				1,0	1,3	7,3			
2	CL	44	20	24	9,1	10,9	16,3	32,5				0,7	0,9	5,0			
3	MH	50	35	15				20				0,8	1,0	1,6			
4	MH	56	37	19			12,4	13,4				1,4	2,3	2,8			
5	CL	46	26	20			8,4	18,3				1,1	1,5	3,2			
6	MH	50	40	10				8				0,25	3,3	0,6			
7	CH	50	27	23	24									4,5			
8	CL	49	25	24	17									5,0			
9	MH	86	54	32										10,2			
10	MH	96	50	46										24,6			