



**FEUP** FACULDADE DE ENGENHARIA  
UNIVERSIDADE DO PORTO

# ARGILAS MIOCÉNICAS DE LISBOA PARAMETRIZAÇÃO PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS GEOTÉCNICAS

**Mafalda Reis Lima Lopes Laranjo**

Dissertação submetida para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na  
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Orientador: Professor Doutor Manuel António de Matos Fernandes

Coorientador: Professor Doutor Jorge Nuno Veiga de Almeida e Sousa

*Setembro 2013*



*“Far and away the best prize that life offers is the  
chance to work hard at work worth doing”*

Theodore Roosevelt

(1858-1919)

Ao Pipo e à Ló,  
que me ensinaram que o amor  
não tem limites.





## ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL .....	v
RESUMO .....	vii
ABSTRACT .....	ix
RÉSUMÉ.....	xi
AGRADECIMENTOS .....	xiii
ÍNDICE DE TEXTO .....	xvii
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xxvii
ÍNDICE DE QUADROS .....	liii
SIMBOLOGIA.....	lix
Considerações Iniciais.....	1
1 Algumas Argilas Sobreconsolidadas .....	5
2 O Caráter das Argilas .....	59
3 As Argilas do Miocénico de Lisboa .....	83
4 Características Físicas .....	137
5 Características Mecânicas - Ensaios de Laboratório .....	203
6 Características Mecânicas - Ensaios de Campo .....	261
7 Campo Experimental - Ensaios de Laboratório.....	299
8 Campo Experimental - Ensaios de Campo .....	365
9 Proposta de Parametrização das Argilas Miocénicas de Lisboa.....	397
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	415
Anexo I.....	425
Anexo II .....	433



## RESUMO

O presente trabalho dedica-se à caracterização das Argilas do Miocénico que ocorrem na região de Lisboa, e cujo comportamento mecânico e hidráulico é extremamente relevante para a conceção, o projeto e a construção das mais diversas estruturas de engenharia civil. Nas últimas décadas têm sido construídas naquela região numerosas obras de elevada complexidade técnica, que implicaram vastos estudos de caracterização geotécnica, que muitas vezes incluem as referidas formações. Criou-se assim um importante acervo de dados que se considera do maior interesse tratar de modo sistemático. Com o tratamento dos elementos existentes, complementado com outros resultados obtidos num campo experimental, pretende-se estabelecer para estas formações um quadro de referência atualizado acerca das suas principais características físicas e de comportamento mecânico.

A primeira parte do trabalho dedica-se ao estudo de trabalhos de caracterização abrangente de argilas sobreconsolidadas doutros locais do mundo, e visa fundamentalmente estabelecer as suas principais características físicas e mecânicas, como mostra o capítulo 1. Sendo as argilas solos bastante complexos, o seu comportamento à macro-escala não pode ser dissociado de uma série de fenómenos que ocorrem à micro-escala e estão relacionados com as suas génese, composição e história geológica. Justifica-se então o capítulo 2, dedicado ao estudo do carácter dos solos argilosos, e do efeito que a estrutura que lhes é conferida pela Natureza tem na sua compressibilidade e resistência.

Enquadram-se então geológica e geograficamente as argilas do Miocénico de Lisboa, e apresenta-se, ainda no capítulo 3, os resultados de análises semi-quantitativas da composição elementar destes solos, bem como resultados de observações microscópicas.

A segunda parte do trabalho dedica-se à recolha e ao tratamento de dados relativos às formações em estudo, obtidos a partir de inúmeros relatórios geológico-geotécnicos disponibilizados por empresas de prospeção, gabinetes de projeto, donos de obra e empreiteiros. Após análise preliminar, foram selecionados aqueles que incluíam resultados de ensaios realizados sobre as argilas miocénicas, e os elementos disponíveis foram tratados para estabelecer tendências para as suas características físicas, como mostra o capítulo 4, e características mecânicas, como descrevem os capítulos 5 e 6.

A terceira parte, apresentada nos capítulos 7 e 8, dedica-se ao campo experimental, onde foram recolhidas amostras em bloco e executados ensaios *in situ*, que incluíram ensaios com o pressiómetro de Ménard, com o pressiómetro autoperfurador e ensaios sísmicos entre furos. Em laboratório, para além dos ensaios triaxiais e edométricos realizados sobre amostras intactas, foram ainda realizados ensaios sobre amostras reconstituídas, com vista a comparar a compressibilidade e a resistência do solo natural com as do solo reconstituído. Estes ensaios permitiram estabelecer os parâmetros intrínsecos deste solo e aferir a sua sensibilidade.

No último capítulo apresenta-se uma proposta de parametrização para as argilas miocénicas de Lisboa, bem como propostas de desenvolvimentos futuros.

## ABSTRACT

The research here presented is dedicated to the characterization of Miocene clays from Lisbon, which mechanical and hydraulic behaviour is extremely relevant to the conception, design and construction of several civil engineering structures. Over the last decades, a considerable number of highly complex structures have been built in that region, which implied a large set of geotechnical studies, often involving those formations. An important collection of data on Miocene clays was created, and its systematic treatment is considered to be of high interest. The study of existing data together with new results from an experimental site enables to establish an up-to-date framework for those formations, regarding its main physical and mechanical properties.

The first part of the thesis is dedicated to a broad characterization study on overconsolidated clays from other parts of the world, and establishes its main physical and mechanical properties, as described in chapter 1. Since clays are highly complex materials, its behavior at macroscale cannot be dissociated from microscale phenomena related to its genesis, composition and geological history. Chapter 2 deals with the character of clays and how its natural structure affects compressibility and strength.

In chapter 3 the geological and geographical background of Lisbon Miocene clays is described, and the results of semi-quantitative analysis performed by X-ray diffraction tests and SEM observations are presented.

The second part of the thesis is dedicated to the data collection and treatment concerning these geological entities, which was obtained from a vast number of geological-geotechnical reports made available by site investigation companies, construction owners, construction companies and design offices. After a preliminary analysis, the reports that included Miocene clays were selected and the available data was treated in order to establish trends for its physical characteristics, as shown in chapter 4, and for its mechanical properties, in chapters 5 and 6.

The third part of the thesis, presented in chapters 7 and 8, is dedicated to the experimental site, where block samples were collected and *in situ* tests were performed. These included Menard pressuremeter test, selfboring pressuremeter test and cross-hole seismic tests. In the laboratory, besides a number of triaxial and oedometer tests performed on intact samples,

a set of tests was also performed on reconstituted samples, in order to compare the intact with the reconstituted behaviour, in terms of compressibility and strength. These tests allowed establishing the intrinsic parameters of these clays and assess its sensitivity.

In the last chapter of the thesis, a framework for the characteristics of Miocene clays from Lisbon is proposed and presented, and some future developments are pointed out.

## RÉSUMÉ

Le présent travail est dédié à la caractérisation des argiles du Miocène de la région de Lisbonne, dont le comportement mécanique et hydraulique est extrêmement pertinent pour la conception, le projet et la construction de plusieurs ouvrages de génie civil. Au cours des dernières décennies ont été construits dans la région un important nombre d'ouvrages d'une grande complexité technique, qui avaient besoin de vastes études de caractérisation géotechnique comprenant souvent ces formations argileuses. Cela a créé une importante collection de données considéré de grand intérêt à traiter systématiquement. Par le traitement des éléments existants, complétés par d'autres résultats expérimentaux obtenus dans un site expérimental, ce travail a comme objectif établir pour ces formations un cadre de référence mis à jour, concernant ses principales propriétés physiques et mécaniques.

La première partie de cette dissertation est consacrée à l'étude de quelques travaux de caractérisation sur argiles surconsolidées d'autres parties du monde, pour établir ses principales propriétés physiques et mécaniques, comme il est décrit dans le chapitre 1. Les argiles sont matériaux complexes, raison par laquelle son comportement à la macro-échelle ne peut être séparé d'un certain nombre de phénomènes qui se produisent à l'échelle microscopique et qui sont liés à sa genèse, sa composition et son histoire géologique. Cela est la pertinence du chapitre 2, consacré à l'étude de la nature des sols argileux, et l'effet que sa structure a dans sa compressibilité et son résistance.

Le chapitre 3 décrit le contexte géologique et géographique du Miocène de Lisbonne, présente les résultats des analyses semi-quantitatives de la composition élémentaire de ces sols, ainsi que les résultats des observations microscopiques.

La deuxième partie de la dissertation présente la collecte et le traitement des données relatives à ces formations, obtenues d'un grand nombre de rapports géologiques et géotechniques fournis par compagnies de prospection, bureaux de projet, maîtres d'ouvrage et entrepreneurs. Après une analyse préliminaire, les rapports qui comprennent des argiles du Miocène ont été sélectionnés et les données disponibles ont été traitées afin d'établir les tendances de ses caractéristiques physiques, indiqués dans le chapitre 4, et ses propriétés mécaniques, présentés dans les chapitres 5 et 6.

La troisième partie, présentée dans les chapitres 7 et 8, est dédiée au site expérimental, où des échantillons de blocs ont été collectés, et essais *in situ* ont été effectués. Le programme expérimentale comprenait des essais pressiométriques Ménard, essais pressiométriques SBPT et essais sismiques *cross-hole*. Dans le laboratoire, en plus des essais triaxiaux et œdométriques effectués sur échantillons intacts, d'autres essais ont été effectués sur échantillons reconstitués afin de comparer la compressibilité et la résistance du sol naturel avec le sol reconstitué. Ces essais ont permis d'établir les paramètres intrinsèques de ce sol et d'évaluer leur sensibilité.

Dans le dernier chapitre, une proposé de caractérisation est présenté comprenant les caractéristiques des argiles du Miocène de Lisbonne, ainsi que d'autres développements futurs.



## AGRADECIMENTOS

O doutoramento é um trabalho árduo, extenso e muitas vezes solitário, que sem o apoio da família, a amizade dos amigos, o companheirismo dos colegas, e a colaboração de empresas ou instituições seria com toda a certeza ainda mais difícil. A todos os que contribuíram para a realização desta tese, o meu muito obrigado!

Ao Professor Doutor Manuel de Matos Fernandes, orientador científico deste trabalho, excelente professor que desde cedo despertou em mim o gosto pela geotecnia e de quem partiu a ideia para o tema estudado, um agradecimento muito especial pela cuidada revisão do trabalho efetuado, pelo incentivo e pelas discussões esclarecedoras que tanto me ensinaram. A sua forma apaixonada de ensinar é para mim uma fonte de inspiração.

Ao Professor Doutor Jorge Almeida e Sousa, coorientador, pela disponibilidade, confiança e amizade com que acompanhou o trabalho. Agradeço ainda toda a ajuda prestada nos trabalhos desenvolvidos na FCTUC, e a entusiasta partilha da experiência e conhecimento sobre os solos estudados.

Ao Professor Doutor António Viana da Fonseca, grande aficionado da caracterização de solos, pela dedicação e pelo apoio constante, em particular na realização de ensaios no campo experimental e em laboratório, deixo o meu reconhecimento. Na qualidade de Diretor do Laboratório de Geotecnia da FEUP, um agradecimento sentido pela disponibilização de todos os meios que possibilitaram a realização dos ensaios.

Ao Professor Doutor Jorge Carvalho, pelo apoio prestado na realização e interpretação dos ensaios sísmicos entre furos no campo experimental, pela valiosa ajuda na interpretação das leituras de ondas no laboratório, e pela amizade e boa disposição com que acompanhou o trabalho desenvolvido.

À Professora Doutora Isabel Moitinho de Almeida, pelo seu trabalho dedicado, que no âmbito do Projeto GeoSIS Lx PTDC/ECM/64167/2006 possibilitou o acesso a um conjunto significativo de dados e forneceu apoio financeiro na realização de alguns ensaios.

À Professora Doutora Isabel Fernandes da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, pela colaboração nas observações microscópicas e pelas valiosas conversas que me ajudaram a entrar no complexo mundo da mineralogia das argilas.

Ao Professor Doutor António Sousa Coutinho, pela muito amável cedência dos ficheiros de resultados dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador realizados no LNEC, cuja interpretação constitui uma parte importante deste trabalho.

*I would like to thank Fredica Cotecchia from Politecnico di Bari, for the outstanding course I had the privilege to attend to at the UPC, on the mechanical behaviour of natural clays in relation to composition, history, and structure. Her enthusiastic way of explaining clay behaviour, as encouraged me to proceed with this work.*

Ao Nuno Vitorino, ao Professor Doutor João Abrantes e à Professora Doutora Eduarda Gomes, um agradecimento sincero pela ajuda no trabalho efetuado na UIDM do IPVC. Sem o conhecimento profundo que têm das argilas, ainda que num contexto diferente, não teria sido possível interpretar os resultados dos ensaios por difração de raios-X, nem as observações com o Microscópio Eletrónico de Varrimento. Ao Professor Doutor Manuel Ribeiro agradeço a amizade, a cedência de bibliografia sobre mineralogia das argilas, e o apoio incondicional na preparação do solo para reconstituição das amostras.

Aos professores da secção de geotecnia da FEUP, por proporcionarem um ambiente de trabalho acolhedor e pela total disponibilidade manifestada para ajudar. Um agradecimento particular ao amigo António Topa pela ajuda na interpretação dos resultados dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador e à Sara pela atenciosa revisão do resumé.

Ao Laboratório de Geotecnia da FEUP, onde passei muitas horas durante o último ano, nomeadamente à Eng<sup>a</sup>. Daniela Coelho, pela dedicação e amizade com que sempre me ajudou, à Eng<sup>a</sup>. Cláudia Pinto, pelo apoio e pela companhia amiga, e ao Sr. Armando Pinto pelos valiosos ensinamentos que partilhou e pela muito preciosa ajuda na preparação das amostras e na realização dos ensaios.

Ao Laboratório de Geotecnia da FCTUC, nomeadamente ao seu Coordenador, o Professor Doutor Paulo da Venda Oliveira pela cedência de equipamento, ao colega António Alberto pela muito valiosa ajuda na reconstituição das amostras, ao Matheus Covelo pela realização dos ensaios edométricos e ao Sr. António Lopes pelo apoio técnico.

Este trabalho não teria sido possível sem o contributo de várias empresas e outras entidades que gentilmente me concederam acesso às suas bases de dados, nomeadamente, Ferconsult, Geocontrolo, Tecnasol FGE, Geotest, Mota-Engil, LNEC e Metropolitano de Lisboa. A todas deixo o meu sincero agradecimento.

À empresa Teixeira Duarte, pela cedência do campo experimental e por todo o apoio na realização dos ensaios de campo e na recolha de blocos, em particular ao Dr. Jorge Dinis pela sua simpatia e pela forma responsável e interessada com que colaborou neste trabalho.

Ao IPVC pelas facilidades concedidas em relação ao meu horário letivo e à FCT pelo apoio atribuído no âmbito do programa SFRH/PROTEC/49805/2009.

Aos meus amigos e colegas do IPVC um agradecimento pelo apoio e incentivo constantes. Aos colegas da FEUP: à Elisabete pela amizade, pelas inúmeras sugestões e pela companhia diária, à Cristiana pela revisão do abstract, e aos restantes, que não nomeio por recear cometer alguma injustiça, pelo convívio saudável e pela partilha, o meu muito obrigado.

Aos meus amigos do coração agradeço o conforto que me dão com a sua companhia e à minha família o calor, a força anímica e o apoio logístico com que sempre pude contar. À Bi, um agradecimento especial pela amizade e completa disponibilidade para ajudar. Espero um dia ser capaz de retribuir todo o seu altruísmo e boa vontade.

Aos meus pais e irmã agradeço a total disponibilidade, o apoio nos momentos mais difíceis e a forma como me ensinaram a seguir com garra aquilo que desejo.

Finalmente, mais do que um agradecimento, um pedido de desculpas à minha família pelo tempo que por vezes não pudemos partilhar, e uma homenagem ao Laranjo pelo seu amor e dedicação, e aos nossos filhos Filipe e Carlota, pela alegria contagiante que todos os dias trazem à minha vida.



## ÍNDICE DE TEXTO

ÍNDICE GERAL .....	v
RESUMO .....	vii
ABSTRACT .....	ix
RÉSUMÉ.....	xi
AGRADECIMENTOS .....	xiii
ÍNDICE DE TEXTO .....	xvii
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xxvii
ÍNDICE DE QUADROS .....	liii
SIMBOLOGIA.....	lix
Considerações Iniciais.....	1
1    Algumas Argilas Sobreconsolidadas .....	5
1.1    Introdução.....	5
1.2    A variabilidade dos solos naturais .....	10
1.3    Argila de Londres .....	11
1.3.1    Nota sobre a história geológica .....	11
1.3.2    Características físicas e estado de tensão .....	13
1.3.3    Características mecânicas.....	16
1.4    Argila Boom da Bélgica .....	20
1.4.1    Nota sobre a história geológica .....	20
1.4.2    Características físicas e estado de tensão .....	22
1.4.3    Características mecânicas.....	23
1.5    Argilas sub-Apeninas e argilitos de Bisaccia .....	26
1.5.1    Nota sobre a história geológica .....	26
1.5.2    Características físicas e estado de tensão .....	29
1.5.3    Características mecânicas.....	32
1.6    Argilas glaciares de Cowden.....	34

1.6.1	Nota sobre a história geológica .....	34
1.6.2	Características físicas e estado de tensão .....	37
1.6.3	Características mecânicas.....	39
1.7	Argila azul de Boston .....	42
1.7.1	Nota sobre a história geológica .....	42
1.7.2	Características físicas e estado de tensão .....	45
1.7.3	Características mecânicas.....	50
1.8	Conclusões .....	56
2	O Caráter das Argilas .....	59
2.1	Introdução.....	59
2.2	Caracterização das argilas .....	60
2.2.1	Definições.....	60
2.2.2	Génese e composição .....	62
2.2.3	Minerais de argila.....	63
2.2.4	Microestrutura .....	65
2.2.5	Fábrica.....	66
2.2.6	História de tensões.....	68
2.3	Comportamento mecânico.....	70
2.3.1	Introdução.....	70
2.3.2	Teoria dos Estados Críticos.....	70
2.3.3	Compressibilidade .....	73
2.3.3.1	Propriedades intrínsecas do material.....	73
2.3.3.2	Sensibilidade .....	78
2.4	Conclusões .....	81
3	As Argilas do Miocénico de Lisboa .....	83
3.1	Nota histórica .....	83
3.2	Enquadramento geológico.....	85
3.3	Enquadramento geográfico.....	91

3.3.1	Introdução.....	91
3.3.2	Camadas de Prazeres .....	93
3.3.3	Argilas do Forno do Tijolo.....	96
3.3.4	Argilas Azuis de Xabregas .....	98
3.4	Análise mineralógica.....	101
3.4.1	Introdução.....	101
3.4.2	Metodologias .....	101
3.4.2.1	Análise semi-quantitativa por difração de raios-X.....	101
3.4.2.2	Observação no Microscópio Ótico de Polarização.....	102
3.4.2.3	Observação MEV .....	103
3.4.3	Camadas de Prazeres .....	105
3.4.3.1	Composição.....	105
3.4.3.2	Microscopia.....	108
3.4.3.3	Conclusões .....	125
3.4.4	Argilas do Forno do Tijolo.....	126
3.4.4.1	Composição.....	126
3.4.4.2	Microscopia.....	128
3.4.4.3	Conclusões .....	135
4	Características Físicas .....	137
4.1	Introdução.....	137
4.2	Base de dados .....	138
4.2.1	Metodologia.....	138
4.2.2	Locais de amostragem .....	139
4.2.3	Características estudadas .....	143
4.3	Camadas de Prazeres .....	143
4.3.1	Composição granulométrica.....	143
4.3.2	Limites de Atterberg e teor em água .....	146
4.3.3	Atividade .....	151

4.3.4	Índices físicos .....	152
4.4	Argilas do Forno do Tijolo .....	154
4.4.1	Composição granulométrica .....	154
4.4.2	Limites de Atterberg e teor em água .....	157
4.4.3	Atividade .....	161
4.4.4	Índices físicos .....	162
4.5	Argilas Azuis de Xabregas .....	163
4.5.1	Composição granulométrica .....	163
4.5.2	Limites de Atterberg e teor em água .....	166
4.5.3	Atividade .....	169
4.5.4	Índices físicos .....	169
4.6	Locais mais representados .....	171
4.6.1	Introdução .....	171
4.6.2	Baixa-Chiado .....	171
4.6.2.1	Granulometria .....	171
4.6.2.2	Limites de Atterberg e teor em água .....	172
4.6.2.3	Índices físicos .....	175
4.6.3	Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa .....	176
4.6.3.1	Granulometria .....	176
4.6.3.2	Limites de Atterberg e teor em água .....	177
4.6.3.3	Atividade .....	180
4.6.3.4	Índices físicos .....	180
4.6.4	Alvalade .....	182
4.6.4.1	Granulometria .....	182
4.6.4.2	Limites de Atterberg e teor em água .....	182
4.6.4.3	Índices físicos .....	185
4.6.5	Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa .....	186
4.6.5.1	Granulometria .....	186



4.6.5.2	Limites de Atterberg e teor em água .....	187
4.6.5.3	Atividade .....	190
4.6.5.4	Índices físicos .....	190
4.6.6	Nossa Senhora de Fátima .....	191
4.6.6.1	Granulometria.....	191
4.6.6.2	Limites de Atterberg.....	192
4.6.6.3	Índices físicos .....	194
4.7	Conclusões .....	195
5	Características Mecânicas - Ensaios de Laboratório .....	203
5.1	Introdução.....	203
5.2	Ensaio edométrico .....	204
5.2.1	Introdução.....	204
5.2.2	Parâmetros de compressibilidade .....	205
5.2.3	Grau de sobreconsolidação.....	209
5.2.3.1	Introdução. Métodos para avaliação de $\sigma'_p$ .....	209
5.2.3.2	Resultados .....	213
5.2.4	Parâmetros de consolidação .....	215
5.3	Ensaio triaxial.....	220
5.3.1	Introdução.....	220
5.3.2	Alguns aspetos a considerar .....	221
5.3.2.1	Tensão de consolidação do ensaio.....	221
5.3.2.2	Critério para identificação da rotura.....	223
5.3.3	Parâmetros de resistência em tensões efetivas .....	225
5.3.3.1	Camadas de Prazeres .....	225
5.3.3.1.1	Ensaio de compressão.....	225
5.3.3.1.2	Ensaio de extensão .....	230
5.3.3.2	Argilas do Forno do Tijolo.....	231
5.3.3.3	Argilas Azuis de Xabregas .....	233

5.3.3.4	Proposta global.....	234
5.3.4	Resistência não drenada .....	236
5.3.4.1	Camadas de Prazeres .....	236
5.3.4.1.1	Tensão de consolidação do ensaio .....	236
5.3.4.1.2	Parâmetro $A_f$ de pressões neutras .....	240
5.3.4.1.3	Critério para identificação da rotura .....	242
5.3.4.1.4	Expressão teórica .....	244
5.3.4.1.5	Ensaio de extensão .....	246
5.3.4.2	Argilas do Forno do Tijolo.....	248
5.3.4.2.1	Tensão de consolidação .....	248
5.3.4.2.2	Expressão teórica .....	252
5.3.4.3	Argilas Azuis de Xabregas.....	253
5.3.5	Conclusões .....	256
6	Características Mecânicas - Ensaio de Campo .....	261
6.1	Introdução.....	261
6.2	Ensaio com o pressiómetro de Ménard (PMT).....	262
6.2.1	Introdução.....	262
6.2.2	Camadas de Prazeres .....	264
6.2.3	Argilas do Forno do Tijolo.....	267
6.2.4	Correlação com SPT.....	269
6.3	Ensaio com o pressiómetro autoperfurador (SBPT).....	274
6.3.1	Introdução.....	274
6.3.2	Coefficiente de impulso em repouso .....	276
6.3.3	Módulo distorcional .....	278
6.3.4	Resistência não drenada .....	281
6.3.5	Pressão limite .....	285
6.3.6	Comentário final.....	286
6.4	Ensaio sísmico entre furos (CHT).....	289

6.4.1	Introdução.....	289
6.4.2	Camadas de Prazeres .....	290
6.4.3	Argilas do Forno do Tijolo .....	291
6.4.4	Conclusões .....	295
7	Campo Experimental - Ensaios de Laboratório.....	299
7.1	Introdução.....	299
7.1	Amostragem intacta.....	300
7.1.1	Campo experimental.....	300
7.1.2	Recolha de amostras em bloco .....	301
7.1.3	Subamostragem .....	303
7.2	Amostras reconstituídas .....	304
7.2.1	Preparação do solo.....	304
7.2.2	Subamostragem .....	308
7.2.3	Observação microscópica.....	309
7.3	Medição da sucção em amostras intactas .....	312
7.4	Ensaios de identificação .....	315
7.4.1	Amostras intactas .....	315
7.4.2	Amostras reconstituídas .....	316
7.5	Medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas.....	317
7.5.1	Introdução.....	317
7.5.2	Equipamento.....	317
7.5.3	Metodologia.....	318
7.5.4	Resultados .....	319
7.6	Ensaios edométricos .....	323
7.6.1	Amostras intactas .....	323
7.6.1.1	Edómetro clássico .....	323
7.6.1.2	Edómetro de alta pressão.....	328
7.6.1.2.1	Introdução .....	328

7.6.1.2.2	Resultados .....	329
7.6.2	Amostras reconstituídas .....	334
7.7	Ensaio triaxiais.....	338
7.7.1	Programa de ensaios.....	338
7.7.2	Saturação, consolidação e instrumentação das amostras.....	340
7.7.3	Amostras intactas .....	343
7.7.3.1	Ensaio de compressão triaxial.....	343
7.7.3.1.1	Parâmetros de resistência em tensões efetivas .....	343
7.7.3.1.2	Representação no espaço $q-p'-v$ .....	348
7.7.3.1.3	Resistência não drenada .....	352
7.7.3.1.4	Parâmetros de rigidez.....	354
7.7.3.2	Ensaio de extensão.....	356
7.7.4	Amostras reconstituídas .....	360
7.8	Conclusões .....	362
8	Campo Experimental - Ensaio de Campo.....	365
8.1	Introdução.....	365
8.2	Ensaio com o Pressiómetro Autoperfurador .....	368
8.2.1	Trabalhos realizados.....	368
8.2.2	Resultados obtidos.....	369
8.2.3	Conclusões .....	374
8.3	Ensaio com o Pressiómetro de Ménard.....	375
8.3.1	Trabalhos realizados.....	375
8.3.2	Resultados obtidos.....	375
8.3.3	Comparação com os resultados do SBPT.....	378
8.4	Ensaio sísmico entre furos.....	379
8.4.1	Trabalhos de campo realizados .....	379
8.4.2	Resultados obtidos.....	385
8.4.2.1	Nota inicial .....	385

8.4.2.2	Ensaio com a fonte tipo <i>sparker</i> .....	385
8.4.2.3	Ensaio com o martelo gravítico .....	387
8.4.3	Conclusões .....	391
8.5	Resumo do capítulo .....	394
9	Proposta de Parametrização das Argilas Miocénicas de Lisboa.....	397
9.1	Introdução.....	397
9.2	Proposta de parametrização.....	399
9.2.1	Características físicas .....	399
9.2.2	Estado de tensão em repouso.....	402
9.2.3	Características de compressibilidade e consolidação .....	404
9.2.4	Parâmetros de resistência em tensões efetivas e resistência não drenada .....	404
9.2.5	Parâmetros de rigidez .....	408
9.2.6	Correlações entre parâmetros de ensaios mais comuns.....	410
9.3	Desenvolvimentos futuros .....	412
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	415
	Anexo I.....	425
	Anexo II .....	433



# ÍNDICE DE FIGURAS

## CAPÍTULO 1

Figura 1.1 - Unidades litológicas na Argila de Londres (adaptado de Hight et al., 2002) .....	13
Figura 1.2 - Evolução em profundidade do teor em água natural das Argilas de Londres com identificação das fronteiras entre unidades e sub-unidades litológicas (Hight et al., 2007) .....	14
Figura 1.3 - Perfis de $K_0$ para a Argila de Londres em diferentes locais: a) Terminal T5 de Heathrow e Ashford Common,; b) Paddington ; c) Waterloo (Hight et al., 2002).....	16
Figura 1.4 – Envolventes de rotura de pico e pós-rotura em ensaios triaxiais de compressão e de extensão para diferentes unidades litológicas nas Argilas de Londres (adaptado de High et al., 2007) .....	17
Figura 1.5 – Resistência não drenada em diversas unidades litológicas das Argilas de Londres obtida a partir de diferentes formas de corte, compressão triaxial, extensão triaxial com provetes de diferentes dimensões, e corte simples no <i>hollow cilinder</i> : a) compressão triaxial em provetes de 100 mm; b) perfil com unidades litológicas de Hight et al. (2007); c) extensão e corte no <i>hollow cilinder</i> (Gasparre, 2005; Nishimura et al., 2007).....	18
Figura 1.6 – Curvas de compressão para amostras reconstituídas (rO) e intactas (O) de amostras da Argila de Londres recolhidas a diferentes profundidades (Gasparre & Coop, 2008).....	20
Figura 1.7 – Extensão geográfica, profundidade e espessura da argila Boom na Bélgica, com localização de Mol, Essen e Sint-Katelijne-Waver, e indicação de alguns furos de sondagem realizados. A profundidade absoluta refere-se ao nível médio das marés de sizígia que é cerca de 2 m abaixo do nível médio das águas do mar (adaptado de Aerstsens, 2004) .....	21
Figura 1.8 – Resultados de ensaios triaxiais não drenados em amostras reconstituídas de argila Boom: a) curvas tensão de desvio-deformação axial; b) curvas pressão de água nos poros-deformação axial (adaptado de Bouazza et al., 1996).....	25
Figura 1.9 – Mapa geológico esquemático das Bacias de Taranto e Montemesola, com indicação dos principais locais de amostragem e secção transversal ao longo das bacias (Cotecchia, 2002) .....	26
Figura 1.10 - Tectónica do sul dos Apeninos mostrando um esquema tipo de estrutura duplex (adaptado de Picarelli, 2002).....	28
Figura 1.11 – Dados de amostras das argilas sub-Apeninas amarelas e cinzentas, recolhidas na bacia de Montemesola (A e B) e no Vale de Pappadai (P): a) tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) e	

tensão de cedência ( $\sigma'_y$ ); b) grau de sobreconsolidação ( $R_{OC}$ ) e <i>Yield Stress Ratio</i> ( <i>YSR</i> ) (Cotecchia <i>et al.</i> , 2007) .....	31
Figura 1.12 - Relações tensão-deformação em amostras intactas de argila de Pappadai obtidas de ensaios triaxiais: a) não drenados; b) drenados (Cotecchia, 2002) .....	33
Figura 1.13 – Localização do campo experimental do BRE no Reino Unido: a) mapa do Reino Unido; b) limites aproximados dos lençóis de gelo do Quaternário (adaptado de Powell & Butcher, 2002).....	36
Figura 1.14 – Possível extensão dos avanços do gelo na costa Este de Inglaterra durante o Devensiano em relação à topografia (adaptado de Powell & Butcher, 2002).....	36
Figura 1.15 - Perfil de solo típico de Cowden (Powell & Butcher, 2002) .....	37
Figura 1.16 – Módulo de distorção em função da profundidade em argilas glaciares de Cowden obtido em ensaios PMT e ensaios de carga em placa: a) carga; b) recarga (Powell & Butcher, 2002) .....	39
Figura 1.17 – Evolução em profundidade do $G_0$ obtido em ensaios sísmicos realizados nas argilas glaciares de Cowden: a) ensaios de superfície ( $G_{0R}$ ), ensaios <i>crosshole</i> ( $G_{0hv}$ e $G_{0hh}$ ), ensaios <i>downhole</i> ( $G_{0vh}$ ); b) razão entre os módulos de distorção obtidos nos ensaios <i>crosshole</i> ( $G_{0hh}$ e $G_{0hv}$ ) e nos ensaios <i>downhole</i> e <i>crosshole</i> ( $G_{0hh}$ e $G_{0vh}$ ) (Powell & Butcher, 2002).....	40
Figura 1.18 – Resistências não drenadas obtidas nas argilas glaciares de Cowden, a partir dos resultados de ensaios de campo: a) ensaios de carga em placa; b) ensaios pressiométricos de acordo com a equação 1.4; c) ensaios pressiométricos com $c_u = \tau_{max}$ e de acordo com Hously & Withers (Powell & Butcher, 2002).....	41
Figura 1.19 – Curvas tensão deformação obtidas em ensaios triaxiais realizados sobre amostras não consolidadas de argila Cowden (Powell & Butcher, 2002).....	42
Figura 1.20 – Mapa da península da Boston com indicação das moreias de Fresh Pond, Charles River e Back Bay e de zonas onde há vestígios de sobreposição de camadas de argila (Barosh <i>et al.</i> , 1989) .....	43
Figura 1.21 – Unidades geológicas encontradas durante obras de fundações na cidade de Boston (Johnson, 1989).....	44
Figura 1.22 – Perfis de tensões <i>in situ</i> em <i>South Cove</i> : a) coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ); b) tensão efetiva vertical em repouso ( $\sigma'_{v0}$ ), tensão de pré-consolidação obtida de ensaios edométricos ( $\sigma'_p$ ), resistência não drenada obtida em ensaios FVT ( $c_u$ ) (adaptado de Jen (1998) .....	47



Figura 1.23 – Perfis de tensões de pré-consolidação da argila azul de Boston com base nos dados do <i>SBSTS</i> (Jen, 1998).....	48
Figura 1.24 – Valores de $K_0$ (NC) em função da cota de projeto obtidos de ensaios triaxiais tipo SHANSEP sobre amostras da argila azul de Boston recolhidas em dois locais: <i>South Boston (SB)</i> e <i>East Boston (EB)</i> (de La Beaumelle, 1991).....	49
Figura 1.25 - Valores de $n$ em função de $R_{OC}$ obtidos em ensaios triaxiais e edométricos <i>LSO</i> sobre amostras de argila azul de Boston (de La Beaumelle, 1991).....	49
Figura 1.26 – Coeficiente de impulso na consolidação ( $K_c$ ), resistência não drenada normalizada pela tensão vertical de consolidação ( $q_f/\sigma'_{vc}$ ) e ângulo de resistência ao corte para máxima obliquidade ( $\phi'_{mo}$ ) em amostras da argila azul de Boston submetidas a ensaios triaxiais de compressão ( <i>TC</i> ) e de extensão ( <i>TE</i> ): a) <i>South Boston</i> ; b) <i>East Boston</i> .....	53
Figura 1.27 – Perfis de resistência não drenada em compressão triaxial ( $c_{u,TC}$ ), em extensão triaxial ( $c_{u,TE}$ ) e em corte direto ( $c_{u,DS}$ ), obtidos com o modelo MIT-E3 para a <i>Transitway</i> (Jen, 1998) .....	54
Figura 1.28 – Comparação do perfil de resistência não drenada da Argila Azul de Boston obtida em ensaios de corte rotativo (FVT) e modelação MIT-E3 com base nos ensaios de corte direto realizados na <i>Transitway</i> (Jen, 1998).....	54
Figura 1.29 – Índice de compressibilidade para diferentes cotas de projeto nas argilas azuis de Boston: a) <i>South Boston</i> ; b) <i>East Boston</i> .....	56
<b>CAPÍTULO 2</b>	
Figura 2.1 – Estrutura dos principais minerais argilosos (adaptado de Cotecchia, 1996).....	64
Figura 2.2 – Primeiros tipos de arranjos floclados descritos para solos argilosos: a) fábrica tipo “castelo de cartas” num depósito de água salgada; b) fábrica tipo “castelo de cartas” num depósito de água doce; c) fábrica remoldada .....	67
Figura 2.3 – Tipos de fábrica (adaptado de Sides & Barden, 1970): a) Castelo de cartas; b) Castelo de livros; c) Favo de mel; d) Disperso; e) Turbostrático; f) Pilha.....	68
Figura 2.4 – Estados críticos: a) tensão de desvio vs pressão; b) volume específico vs pressão (adaptado de Schofield & Wroth, 1968) .....	71
Figura 2.5 – Linha de compressão isotrópica e linhas de expansão de amostras remoldadas de argila de Londres (Schofield & Wroth, 1968).....	72
Figura 2.6 – Superfície do estado limite no espaço $v$ - $q$ - $p'$ (Atkinson & Bransby, 1978) .....	73

Figura 2.7 – Curvas de sedimentação para solos argilosos normalmente consolidados (Skempton, 1970) .....	74
Figura 2.8 - Curvas de compressão unidimensional para várias argilas reconstituídas (adaptado de Burland, 1990).....	75
Figura 2.9 - Linha de compressão intrínseca do solo normalizada (adaptado de Burland (1990)) .....	76
Figura 2.10 - Relação entre $I_{v0}$ e $\log \sigma'_{v0}$ para muitas das argilas normalmente consolidadas apresentadas na Figura 2.7 (adaptado de Burland (1990)) .....	78
Figura 2.11 - A sensibilidade para argilas moles (adaptado de Cotecchia, 1996).....	79
Figura 2.12 – Definição geométrica da sensibilidade de resistência ( $S_r$ ) (Cotecchia & Chandler, 2000) .....	80
Figura 2.13 – Sensibilidade das argilas (Cotecchia & Chandler, 1997).....	80
Figura 2.14 - <i>SEL</i> de amostras de Argila Pappaday intactas e reconstituídas consolidadas para tensões pré-cedência (Cotecchia & Chandler, 1997) .....	81
 CAPÍTULO 3	
Figura 3.1 - Evolução cronológica dos principais acontecimentos na bacia do Baixo Tejo (Antunes <i>et al.</i> , 1998d).....	86
Figura 3.2 - Paleoambientes do Miocénico e unidades litoestratigráficas que compõe a Série Miocénica. Ambientes continentais: variação de temperatura (frio – 20 °C – quente) e humidade (seco – húmido). Ambientes marinhos: temperatura da água (21/22 °C a 27 °C) e profundidade (Antunes <i>et al.</i> , 1998b).....	89
Figura 3.3 - Estratigrafia da Bacia do Baixo Tejo na região de Lisboa e Almada (Antunes <i>et al.</i> , 2000). .....	90
Figura 3.4 – Legenda da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Moitinho de Almeida, 1986) .....	92
Figura 3.5 - Excerto da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Folha 4 - que inclui as áreas desde o Campo Pequeno até ao Marquês, de S. Sebastião até ao Saldanha, Alameda, Vale de S. Bento, Bairro Alto, Rossio, Cais do Sodré e Colina do Castelo). .....	94
Figura 3.6 - Excerto da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Folha 3 - compreendendo áreas como Campo de Ourique, Amoreiras, Estrela, Lapa e Prazeres). .....	95

Figura 3.7 - Excerto da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Folha 1 e Folha 3- incluindo as áreas geográficas da Luz, Hospital de S. Maria, Telheiras, Carnide, Ameixoeira, Santa Cruz, Cruz da Pedra, Laranjeiras e Sete Rios).....	97
Figura 3.8 - Excerto da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Folha 2 - compreendendo áreas geográficas como Av. do Brasil, Hospital Júlio de Matos e S. João de Brito).....	98
Figura 3.9 - Excerto da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Folha 2 - compreendendo o limite do concelho, o Aeroporto e a zona de Chelas).....	99
Figura 3.10 - Excerto da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Folha 4 - compreendendo a zona do concelho, incluindo as áreas de Marvila e Beato). ....	100
Figura 3.11 – Esquema de um microscópio com abertura para formação de imagens planas ..	102
Figura 3.12 - a) Aspeto da amostra 7 (85,5 mm de diâmetro) com fragmentos de fósseis de dimensão centimétrica. b) Prisma de amostra (taco) a partir do qual foram preparadas as lâminas polidas para observação no MOP (50 mm de comprimento).....	106
Figura 3.13 - Localização esquemática das lâminas polidas, cortadas de um trecho de carote proveniente do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa utilizadas para observação com o MOP .....	108
Figura 3.14 - Imagens obtidas no MOP para a Lâmina 1: a) orientação preferencial dos minerais marcada pelos filossilicatos; b) microfóssil; c) clasto anguloso de quartzo representativo da dimensão máxima observada; d) moscovite (NX); e) nível mais rico em quartzo com pequenas lamelas de biotite e clorite; f) clorite.....	109
Figura 3.15 - Imagens obtidas no MOP para a Lâmina 2: a) estrutura granular, não orientada; b) concentração de clastos siliciosos; c) clasto de clorite; d) clasto de moscovite; e) aglomerados de pirite framboidal; f) plagioclase .....	111
Figura 3.16 - Imagens obtidas no MOP para a Lâmina 3: a) orientação preferencial dos minerais; b) grandes clastos de quartzo e feldspatos (do lado esquerdo com clivagens); c) óxidos de ferro e matéria orgânica; d) nível mais rico em quartzo e ilites (NX); e) plagioclase (albite); f) clasto de clorite.....	112
Figura 3.17 - Imagens obtidas com MEV para a Lâmina 1: a) nível silicioso, mostrando uma maior concentração de clastos angulosos de quartzo; b) orientação preferencial dos minerais e dimensões variáveis dos clastos de quartzo .....	113
Figura 3.18 - Imagens obtidas com MEV para as Lâminas 2 e 3: a) partícula escura constituída por carbono (matéria orgânica); b) clastos de dimensão variável sem orientação preferencial	113

Figura 3.19 - Imagens obtidas ao MEV e espectros EDS: a) e b) clasto de clorite (na imagem é visível um fósfil contendo pirite framboidal); c) e d) textura não orientada na Lâmina 2 e identificação de clasto de moscovite. ....	114
Figura 3.20 - Imagens obtidas ao MEV: a) aglomerados de pirite framboidal; b) microfósseis. ....	114
Figura 3.21- Aspetto da matriz de solo onde pode observar-se orientação preferencial dos filossilicatos e estrutura em favo de mel .....	115
Figura 3.22 – Orientação preferencial dos silicatos. ....	116
Figura 3.23 - Aglomerado de pirites .....	116
Figura 3.24 - Nódulo de pirite: a) dimensões; b) espectro EDS com identificação do sulfureto de ferro; c) espectro EDS com identificação de uma partícula de argila .....	117
Figura 3.25 - Pirite framboidal.....	118
Figura 3.26 - Fragmento de concha rodeado de partículas de argila.....	118
Figura 3.27 – a) Concha com pequenas crostas de carbonato de cálcio na parede e alumino-silicatos no interior dos alvéolos; b) espectro EDS com identificação dos silicatos; c) espectro EDS com identificação do carbonato de cálcio.....	119
Figura 3.28 – Concha com dimensões milimétricas a interromper a matriz argilosa: a) imagem ampliada; b) espectro EDS com identificação do carbonato de cálcio .....	120
Figura 3.29 - Cristais de calcite: a) imagem ampliada; b) espectro EDS com identificação do carbonato de cálcio.....	121
Figura 3.30 – Partículas de argila: a) estrutura em favo de mel e pirite framboidal a interromper a matriz; b) domínios compactos de partículas de argila (pilhas) .....	122
Figura 3.31 – Aspetto da superfície de uma concha e partículas de argila empilhadas em domínios compactos: a) imagem MEV; b) espectro EDS com identificação do carbonato de cálcio; c) espectro EDS com identificação de uma grande quantidade de silício .....	123
Figura 3.32 - Ponte de filossilicatos com orientação perpendicular à dos domínios mais orientados .....	124
Figura 3.33 – Partículas de argila com fragmentos de conchas e aglomerados de pirite framboidal .....	124
Figura 3.34 - Partículas de argila com arranjos muito compactos (pilhas) no interior da matriz argilosa .....	125

Figura 3.35 – Aspeto de uma amostra recolhida a 3,3 m de profundidade na obra do IOP-Lisboa (máxima dimensão 50 mm).....	127
Figura 3.36 - Estrutura em favo de mel (amostra 1 da unidade Argilas do Forno do Tijolo) ....	129
Figura 3.37 – Aspeto da estrutura em favo de mel (amostra 4 da unidade Argilas do Forno do Tijolo).....	129
Figura 3.38 – Estrutura em favo de mel (amostra 4 da unidade Argilas do Forno do Tijolo) ..	130
Figura 3.39 – Orientação marcada das partículas (amostra 5 da unidade Argilas do Forno do Tijolo).....	130
Figura 3.40 – Arranjo bastante orientado (amostra 4 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)	131
Figura 3.41 – Pormenor do arranjo os filossilicatos em torno da partícula de maiores dimensões (amostra 3 da unidade Argilas do Forno do Tijolo) .....	131
Figura 3.42 – Pilhas de partículas de argila (amostra 4 da unidade Argilas do Forno do Tijolo) .....	132
Figura 3.43 – Pormenor dos arranjos compactos de partículas de argila (amostra 4 da unidade Argilas do Forno do Tijolo) .....	132
Figura 3.44 – Arranjo muito compacto dos filossilicatos (pilha) na amostra 5 da unidade Argilas do Forno do Tijolo .....	133
Figura 3.45 – Filossilicato com arranjo muito compacto e dimensões superiores às das partículas de argila (amostra 1 da unidade Argilas do Forno do Tijolo) .....	133
Figura 3.46 – Folha de mica (amostra 2 da unidade Argilas do Forno do Tijolo) .....	134
Figura 3.47- Contactos <i>face-a-face</i> e <i>topo-a-face</i> entre partículas de argila (amostra 1 da unidade Argilas do Forno do Tijolo).....	134
Figura 3.48 – Aspeto de um arranjo de partículas de argila com diferentes tipos de contactos entre partículas (amostra 4) .....	135
Figura 3.49- Ponte de filossilicatos a fazer a ligação entre dois domínios (amostra 2) .....	135
<b>CAPÍTULO 4</b>	
Figura 4.1 – Valores médios das percentagens de argila, silte e areia obtidos para as Camadas de Prazeres .....	144
Figura 4.2 – Distribuição granulométrica em profundidade (valores médios) para as Camadas de Prazeres .....	144

Figura 4.3 - Classificação das amostras recolhidas recorrendo ao triângulo de Feret para amostras das Camadas de Prazeres .....	145
Figura 4.4 – Percentagens de amostras com diferentes classificações para as Camadas de Prazeres .....	145
Figura 4.5 – Distribuição da fração argilosa em função da fração fina para as Camadas de Prazeres .....	146
Figura 4.6 - Evolução em profundidade para as Camadas de Prazeres de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de consistência.....	147
Figura 4.7 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande de todas as amostras recolhidas para as Camadas de Prazeres .....	148
Figura 4.8 - Carta de plasticidade de Casagrande excluindo as amostras situadas abaixo da Linha “A” para as Camadas de Prazeres .....	149
Figura 4.9 - Evolução em profundidade para as Camadas de Prazeres dos valores médios de: a) percentagem de argila, silte e areia; b) limites de Atterberg .....	150
Figura 4.10 - Variação em profundidade do índice de plasticidade para as Camadas de Prazeres .....	151
Figura 4.11 - Atividade para as Camadas de Prazeres .....	152
Figura 4.12 – Variação em profundidade para as Camadas de Prazeres de: a) índice de vazios; b) peso volúmico seco e peso volúmico .....	153
Figura 4.13 – Peso volúmico em função do peso volúmico seco para as Camadas de Prazeres .....	154
Figura 4.14 – Valores médios das percentagens de argila, silte e areia obtidos para as Argilas do Forno do Tijolo .....	154
Figura 4.15 – Distribuição granulométrica em profundidade (valores médios) para as amostras das Argilas do Forno do Tijolo (a tracejado mostra-se a percentagem de finos) .....	155
Figura 4.16 - Classificação das amostras recolhidas recorrendo ao triângulo de Feret das Argilas do Forno do Tijolo .....	156
Figura 4.17 – Percentagens de amostras com diferentes classificações das Argilas do Forno do Tijolo.....	156
Figura 4.18 – Distribuição da fração argilosa em função da fração fina para as Argilas do Forno do Tijolo .....	157

Figura 4.19 - Variação em profundidade para as Argilas do Forno do Tijolo de: a) teor em água natural; b) índice de consistência .....	158
Figura 4.20 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande de todas as amostras de Argilas do Forno do Tijolo disponíveis.....	159
Figura 4.21 - Carta de plasticidade de Casagrande excluindo as amostras das Argilas do Forno do Tijolo situadas abaixo da Linha “A” .....	159
Figura 4.22 - Evolução em profundidade para as Argilas do Forno do Tijolo dos valores médios de: a) percentagem de argila, silte e areia; b) limites de consistência .....	160
Figura 4.23 - Variação em profundidade do Índice de Plasticidade das Argilas do Forno do Tijolo.....	161
Figura 4.24 - Atividade para as amostras das Argilas do Forno do Tijolo.....	162
Figura 4.25 – Distribuição em profundidade para as Argilas do Forno do Tijolo de :a) índice de vazios; b) peso volúmico seco e peso volúmico.....	163
Figura 4.26 - Valores médios das percentagens de argila, silte e areia para as Argilas Azuis de Xabregas.....	164
Figura 4.27 - Composição granulométrica em profundidade das Argilas Azuis de Xabregas..	164
Figura 4.28 - Classificação das amostras recolhidas recorrendo ao triângulo de Feret das Argilas Azuis de Xabregas.....	165
Figura 4.29 – Percentagens de amostras com diferentes classificações das Argilas Azuis de Xabregas.....	165
Figura 4.30 – Distribuição da fração argilosa em função da fração fina para as amostras da Argilas Azuis de Xabregas.....	166
Figura 4.31 - Variação em profundidade para as Argilas Azuis de Xabregas de: a) teor em água natural e dos limites de Atterberg; b) índice de consistência .....	167
Figura 4.32 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande de todas as amostras recolhidas para as Argilas Azuis de Xabregas .....	168
Figura 4.33 - Variação em profundidade do índice de plasticidade para as Argilas Azuis de Xabregas.....	168
Figura 4.34 - Atividade das argilas para as amostras das Argilas Azuis de Xabregas .....	169
Figura 4.35 – Distribuição em profundidade para as Argilas Azuis de Xabregas de: a) índice de vazios; b) peso volúmico seco e peso volúmico.....	170

Figura 4.36 - Valores médios das percentagens de argila, silte e areia para a zona da Baixa-Chiado .....	172
Figura 4.37 - Distribuição média das amostras com diferentes classificações usando a Classificação Unificada na zona da Baixa-Chiado.....	172
Figura 4.38 – Evolução em profundidade na zona da Baixa-Chiado de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de plasticidade; c) índice de consistência.....	173
Figura 4.39 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande de todas as amostras das Camadas de Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo na zona da Baixa-Chiado.....	174
Figura 4.40 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande na zona da Baixa-Chiado excluindo as amostras situadas abaixo da “Linha A”.....	175
Figura 4.41 – Distribuição em profundidade na zona da Baixa-Chiado de: a) índice de vazios natural; b) peso volúmico seco e peso volúmico.....	176
Figura 4.42 – Valores médios das percentagens de argila, silte e areia na Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa .....	177
Figura 4.43 - Distribuição das amostras com diferentes classificações na Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa .....	177
Figura 4.44 – Evolução em profundidade na zona da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de plasticidade; c) índice de consistência .....	178
Figura 4.45 – Representação na Carta de plasticidade de Casagrande das amostras na Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa.....	179
Figura 4.46 - Atividade das argilas nas amostras da zona da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa .....	180
Figura 4.47 – Distribuição em profundidade na zona da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa de: a) índice de vazios natural; b) peso volúmico seco e peso volúmico .....	181
Figura 4.48 - Valores médios da composição granulométrica em profundidade na zona de Alvalade .....	182
Figura 4.49 – Evolução em profundidade na zona de Alvalade de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de plasticidade; c) índice de consistência.....	183
Figura 4.50 - Carta de plasticidade de Casagrande para as amostras das Camadas de Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo da zona de Alvalade .....	184



Figura 4.51 - Carta de plasticidade de Casagrande para as amostras das Argilas do Forno do Tijolo na zona de Alvalade, excluindo as amostras situadas abaixo da Linha “A” .....	185
Figura 4.52 - Distribuição em profundidade para as Argilas do Forno do Tijolo na zona de Alvalade de: a) índice de vazios natural; b) peso volúmico seco e peso volúmico.....	186
Figura 4.53 - Valores médios da percentagem de argila, silte e areia nas amostras da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa.....	187
Figura 4.54 – Distribuição das amostras com diferentes classificações na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa .....	187
Figura 4.55 – Evolução em profundidade na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de plasticidade; c) índice de consistência .....	188
Figura 4.56 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande de todas as amostras na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa .....	189
Figura 4.57 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande das amostras na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa, excluindo as das Camadas de Prazeres que se situam abaixo da Linha “A”.....	189
Figura 4.58 - Atividade das argilas para as amostras das Camadas de Prazeres e Argilas do Forno do Tijolo na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa .....	190
Figura 4.59 - Distribuição em profundidade na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa de: a) índice de vazios natural; b) peso volúmico seco e peso volúmico .....	191
Figura 4.60 - Composição granulométrica em profundidade das amostras da zona de Nossa Senhora de Fátima.....	192
Figura 4.61 - Evolução em profundidade na zona de Nossa Senhora de Fátima de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de plasticidade; c) índice de consistência .....	193
Figura 4.62 - Representação na Carta de plasticidade de Casagrande das amostras das Camadas de Prazeres na zona de Nossa Senhora de Fátima.....	194
Figura 4.63 - Distribuição em profundidade para as amostras das Camadas de Prazeres na zona de Nossa Senhora de Fátima de: a) índice de vazios; b) peso volúmico seco e peso volúmico	195
Figura 4.64 - Carta de Plasticidade de Casagrande para 422 amostras das Camadas de Prazeres, 207 amostras das Argilas do Forno do Tijolo e 11 amostras das Argilas Azuis de Xabregas ..	197
Figura 4.65 - Atividade das argilas para as três unidades geológicas estudadas.....	198
Figura 4.66 – Principais índices físicos para as Camadas de Prazeres.....	200

Figura 4.67 – Principais índices físicos para as Argilas do Forno do Tijolo.....	201
Figura 4.68 – Principais índices físicos para as Argilas Azuis de Xabregas.....	202
CAPÍTULO 5	
Figura 5.1 – Curvas de compressão normalizadas pelo índice de vazios inicial obtidas em ensaios com o edómetro de alta pressão em diferentes amostras das Camadas de Prazeres.....	206
Figura 5.2 – Resultados tratados em ensaios edométricos usando o edómetro de alta pressão em amostras das Camadas de Prazeres: a) índice de compressibilidade; b) índices de expansibilidade e de recompressibilidade .....	207
Figura 5.3 - Valor máximo do declive da curva de compressão e índice de compressibilidade e nas amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro clássico e no edómetro de alta pressão.....	208
Figura 5.4 – Curvas de compressibilidade intrínseca e natural das amostras das Camadas de Prazeres recolhidas na Av. da Liberdade, Praça do Saldanha e Av. da República (Figueiredo, 2009) .....	209
Figura 5.5 – Construção de Casagrande para a avaliação da tensão de pré-consolidação .....	210
Figura 5.6 – Método Simplificado para a avaliação da tensão de pré-consolidação.....	212
Figura 5.7 – Método de Butterfield para a avaliação da tensão de pré-consolidação .....	213
Figura 5.8 – Grau de sobreconsolidação em ensaios edométricos com o edómetro de alta pressão sobre amostras das Camadas de Prazeres, considerando diferentes métodos para avaliação da tensão de pré-consolidação.....	215
Figura 5.9 – Coeficiente de consolidação obtido em ensaios edométricos realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres: a) escalão de carga imediatamente acima da tensão vertical <i>in situ</i> ; b) ramo virgem .....	216
Figura 5.10 – Coeficiente de consolidação primária ( $c_v$ ) em função do escalão de carga nos ensaios do Túnel do Término às profundidades de: a) 12,9 m; b) 24,7 m (dados de Marques, 1998) .....	217
Figura 5.11 – Coeficiente de permeabilidade obtido em ensaios edométricos realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres: a) escalão de carga imediatamente acima da tensão vertical <i>in situ</i> ; b) ramo virgem .....	217
Figura 5.12 – Resultados de ensaios edométricos realizados sobre amostras das Argilas do Forno do Tijolo usando o edómetro clássico: a) coeficiente de consolidação primária para o	

escalão de carga imediatamente acima da tensão <i>in situ</i> ; b) coeficiente de permeabilidade vertical para o escalão de carga imediatamente acima da tensão <i>in situ</i> .....	219
Figura 5.13 – Diagrama $e$ -log $\sigma'_v$ para ilustrar as alterações no estado de tensão que antecedem a realização de ensaios triaxiais em solos sobreconsolidados .....	222
Figura 5.14 – a) Curvas tensão deformação obtidas em ensaios de compressão triaxial sobre amostras sobreconsolidadas; b) Trajetória de tensões num ensaio <i>CIU</i> com identificação das tensões de rotura para diferentes critérios .....	224
Figura 5.15 - Envoltentes de rotura em ensaios triaxiais de compressão com consolidação isotrópica ( <i>CIU</i> ) para diferentes tensões de consolidação realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres .....	226
Figura 5.16 - Envoltentes de rotura em ensaios triaxiais de compressão com consolidação anisotrópica ( <i>CK<sub>0</sub>U</i> ) para diferentes tensões verticais de consolidação realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres.....	227
Figura 5.17 - Envoltentes de rotura em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres: a) ensaios <i>CIU</i> ; b) ensaios <i>CK<sub>0</sub>U</i> .....	228
Figura 5.18 - Envoltente de rotura de pico em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres .....	229
Figura 5.19 - Envoltente de rotura a volume constante em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres.....	230
Figura 5.20 - Envoltentes de rotura em ensaios triaxiais de extensão com consolidação isotrópica ( <i>EIU</i> ) e anisotrópica ( <i>EK<sub>0</sub>U</i> ) realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres .	230
Figura 5.21 - Envoltente de rotura em ensaios triaxiais de extensão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres.....	231
Figura 5.22 - Envoltentes de rotura em ensaios triaxiais de compressão com consolidação isotrópica ( <i>CIU</i> ) para diferentes níveis de tensão de consolidação realizados sobre amostras das Argilas do Forno do Tijolo.....	232
Figura 5.23 - Envoltente de rotura de pico em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Argilas do Forno do Tijolo .....	232
Figura 5.24 – Envoltente de rotura a volume constante em ensaios triaxiais de compressão nas Argilas do Forno do Tijolo.....	233
Figura 5.25 – Envoltente de rotura em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Argilas Azuis de Xabregas .....	234

Figura 5.26 - Envolvente de rotura a volume constante em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Argilas Azuis de Xabregas.....	234
Figura 5.27 – Envolventes de rotura de pico para as argilas do Miocénico de Lisboa .....	235
Figura 5.28 - Envolventes de rotura a volume constante para as argilas do Miocénico de Lisboa .....	236
Figura 5.29 – Resistência não drenada em profundidade para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais de compressão nas amostras das Camadas de Prazeres .....	237
Figura 5.30 - Resistência não drenada em profundidade obtida em ensaios triaxiais de compressão nas amostras das Camadas de Prazeres, com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso.....	238
Figura 5.31 – Evolução da razão $c_u/\sigma'_c$ com a tensão de consolidação do ensaio para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais de compressão $CIU$ e $CK_0U$ nas amostras das Camadas de Prazeres .....	239
Figura 5.32 – Relação entre a razão $c_u/\sigma'_c$ e o parâmetro $A_f$ de Skempton nas amostras das Camadas de Prazeres submetidas a ensaios triaxiais de compressão $CIU$ e $CK_0U$ .....	240
Figura 5.33 – Relação entre a razão $c_u/\sigma'_c$ e o parâmetro $A_f$ de Skempton nas amostras das Camadas de Prazeres submetidas a ensaios triaxiais de compressão .....	241
Figura 5.34 – Resistência não drenada em profundidade considerando diferentes critérios de rotura para alguns resultados de ensaios triaxiais de compressão nas amostras das Camadas de Prazeres .....	242
Figura 5.35 - Relação entre a razão $c_u/\sigma'_c$ e o parâmetro $A_f$ de Skempton considerando diferentes critérios de rotura nas amostras das Camadas de Prazeres: a) ensaios $CIU$ ; b) ensaios $CK_0U$ .....	243
Figura 5.36 - Relação entre a razão $c_u/\sigma'_c$ e o parâmetro $A_f$ de Skempton nas amostras das Camadas de Prazeres submetidas a ensaios triaxiais de compressão considerando o critério de rotura de máxima obliquidade.....	244
Figura 5.37 – Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada em ensaios triaxiais de compressão em amostras das Camadas de Prazeres .....	245
Figura 5.38 - Resistência não drenada obtida em ensaios triaxiais de extensão com consolidação isotrópica ( $EIU$ ) e anisotrópica ( $EK_0U$ ) nas amostras das Camadas de Prazeres .....	246
Figura 5.39 - Evolução da razão $c_u/\sigma'_c$ com a tensão de consolidação do ensaio para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais de extensão $EIU$ e $EK_0U$ nas amostras das Camadas de Prazeres .....	247

Figura 5.40 - Resistência não drenada obtida em ensaios triaxiais de extensão com consolidação isotrópica ( $EIU$ ) e anisotrópica ( $EK_0U$ ) nas amostras das Camadas de Prazeres .....	248
Figura 5.41 - Resistência não drenada em profundidade para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais com consolidação isotrópica nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo.....	249
Figura 5.42 – Resistência não drenada em profundidade obtida em ensaios triaxiais de compressão nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo, com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso .....	250
Figura 5.43 - Evolução da razão $c_u/\sigma'_c$ com a tensão de consolidação do ensaio para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo.....	250
Figura 5.44 - Relação entre a razão $c_u/\sigma'_c$ e o parâmetro $A_f$ de Skempton nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo.....	251
Figura 5.45 – Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo considerando diferentes valores para o ângulo de resistência ao corte.....	253
Figura 5.46 – Resistência não drenada em profundidade para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais com consolidação isotrópica nas amostras das Argilas Azuis de Xabregas ...	254
Figura 5.47 – Evolução da razão $c_u/\sigma'_c$ com a tensão de consolidação do ensaio para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais $CIU$ nas amostras das Argilas Azuis de Xabregas .....	255
Figura 5.48 – Relação entre a razão $c_u/\sigma'_c$ e o parâmetro $A_f$ de Skempton nas amostras das Argilas Azuis de Xabregas submetidas a ensaios triaxiais $CIU$ .....	255
Figura 5.49 – Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada em ensaios triaxiais $CIU$ nas amostras das Argilas Azuis de Xabregas .....	256
Figura 5.50 – Envolventes de rotura em tensões efetivas em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas.....	257
Figura 5.51 – Valores tratados da resistência não drenada <i>in situ</i> nas amostras das Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas.....	259
<b>CAPÍTULO 6</b>	
Figura 6.1 – Diagrama típico do ensaio com o pressiómetro de Ménard (Matos Fernandes, 2011) .....	263
Figura 6.2 – Resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard realizados nas Camadas de Prazeres: a) módulo pressiométrico; b) pressão limite; c) razão $E_M/p_c$ .....	265

Figura 6.3 - Resistência não drenada obtida a partir dos ensaios com o pressiómetro de Ménard e de ensaios triaxiais nas Camadas de Prazeres ..... 266

Figura 6.4 – Resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard para as Camadas de Prazeres: a) Módulo de deformabilidade em condições não drenadas; b) razão entre  $E_u$  e  $c_u$  .. 267

Figura 6.5 – Resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard realizados nas Argilas do Forno do Tijolo: a) módulo pressiométrico; b) pressão limite; c) razão  $E_M/p_c$ ..... 268

Figura 6.6 - Resistência não drenada obtida a partir dos ensaios com o pressiómetro de Ménard e de ensaios triaxiais nas Argilas do Forno do Tijolo ..... 268

Figura 6.7 – Resultados de ensaios com o pressiómetro de Ménard para as Argilas do Forno do Tijolo: a) Módulo de deformabilidade em condições não drenadas; b) razão entre  $E_u$  e  $c_u$  ..... 269

Figura 6.8 – Módulo pressiométrico em função do valor de  $N_{60}^*$  para as Camadas de Prazeres ..... 270

Figura 6.9 – Pressão limite em função do valor de  $N_{60}^*$  para as Camadas de Prazeres ..... 271

Figura 6.10 – Resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard em função dos resultados de ensaios SPT nas Camadas de Prazeres, comparados com as equações empíricas descritas na bibliografia: a) módulo pressiométrico; b) pressão limite..... 273

Figura 6.11 - Curva típica de compressão de um ensaio *SBPT* realizado nas Camadas de Prazeres no Palácio Sottomayor, a 15,5 m de profundidade ..... 275

Figura 6.12 – Coeficiente de impulso em repouso para as Camadas de Prazeres obtido em ensaios com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge ..... 277

Figura 6.13 – Condições do ensaio *SBPT* - pressão na cavidade cilíndrica: a) estado inicial; b) estado deformado ..... 278

Figura 6.14 - Módulos de distorção obtidos em ensaios *SBPT* nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo: a) valor inicial,  $G_i$ ; b) valor médio em ciclos de descarga-recarga  $G_{ur}$ ..... 280

Figura 6.15 – Módulos de distorção em ciclo de descarga-recarga obtidos em ensaios *SBPT*: a) Camadas de Prazeres; b) Argilas do Forno do Tijolo ..... 280

Figura 6.16 – Interpretação dos resultados do ensaio *SBPT* a) Comportamento idealizado do solo; b) relação entre a pressão e a expansão; c) medição de  $c_u$  para um solo elástico-perfeitamente plástico (Cotecchia, 1996)..... 282

Figura 6.17 – Curvas  $\psi - \ln(\Delta V/V)$  e  $\tau - \varepsilon_c$  obtidas em ensaios *SBPT* ..... 283

Figura 6.18 – Resistência não drenada obtida de ensaios SBPT nas Camadas de Prazeres de acordo com: a) Gibson & Anderson (1961); b) Palmer (1972).....	284
Figura 6.19 - Resistência não drenada das Camadas de Prazeres obtida através de ensaios com os pressiómetros de Ménard e autopercussor e triaxiais: a) Campo Grande – Lumiar; b) Baixa-Chiado; c) Alameda D. Afonso Henriques.....	285
Figura 6.20 - Pressão limite obtida em ensaios com o pressiómetro autopercussor e com o pressiómetro de Ménard nas Camadas de Prazeres.....	286
Figura 6.21 – Resultados dos ensaios <i>Cross-hole</i> realizados nas Camadas de Prazeres: a) $N_{60}^*$ ; b) velocidade de propagação das ondas P; c) velocidade de propagação das ondas S.....	290
Figura 6.22 – Resultados dos ensaios <i>Cross-hole</i> realizados nas Camadas de Prazeres: a) módulo de distorção máximo ( $G_0$ ); b) coeficiente de Poisson ( $\nu_{din}$ ); c) módulo de elasticidade ( $E_0$ ).....	291
Figura 6.23 – Resultados dos ensaios <i>Cross-hole</i> realizados nas Argilas do Forno do Tijolo, no local do novo Estádio José de Alvalade: a) $N_{SPT}$ ; b) velocidade de propagação das ondas S; c) velocidade de propagação das ondas P.....	292
Figura 6.24 – Resultados dos ensaios <i>Cross-hole</i> realizados nas Argilas do Forno do Tijolo, no local do novo Estádio José de Alvalade: a) módulo de distorção máximo ( $G_0$ ); b) coeficiente de Poisson ( $\nu_{din}$ ); c) módulo de elasticidade ( $E_0$ ).....	293
Figura 6.25 – Resultados dos ensaios <i>Cross-hole</i> realizados nas Argilas do Forno do Tijolo, no local da Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa: a) $N_{60}^*$ ; b) velocidade de propagação das ondas S; c) velocidade de propagação das ondas P.....	294
Figura 6.26 – Resultados dos ensaios <i>Cross-hole</i> realizados nas Argilas do Forno do Tijolo, no local da Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa: a) módulo de distorção máximo ( $G_0$ ); b) coeficiente de Poisson ( $\nu_{din}$ ); c) módulo de elasticidade ( $E_0$ ).....	295
Figura 6.27 – Resultados dos ensaios <i>Cross-hole</i> realizados nas Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas: a) velocidade de propagação das ondas P; b) velocidade de propagação das ondas S; c) módulo de distorção máximo ( $G_0$ ).....	296
Figura 6.28 – Módulo distorcional máximo obtido nos ensaios sísmicos entre furos em função do $N_{60}^*$ e limites inferior e superior estabelecidos para a relação entre $G_0$ e $N_{60}^*$ : a) Camadas de Prazeres; b) Argilas do Forno do Tijolo.....	298
<b>CAPÍTULO 7</b>	
Figura 7.1 – Localização do Campo Experimental.....	300

Figura 7.2 – Aspeto da vala correspondente ao início da escavação do poço com identificação unidade Camadas de Prazeres .....	301
Figura 7.3 – Recolha de amostras em bloco: a) escavação do poço; b) abertura de vala no interior do poço; c) marcação do bloco a talhar; d) bloco totalmente esculpido; e) proteção do bloco com película aderente e colocação de areia fina na base; f) corte da face inferior do bloco .....	302
Figura 7.4 – Subamostragem no Laboratório de Geotecnia da FEUP: a) abertura do bloco; b) extração de um tubo amostrador com 50 mm de diâmetro; c) aspeto heterogéneo do bloco; d) extração para anel edométrico; e) anel do ensaio edométrico; f) extração de tubo amostrador com 70 mm de diâmetro.....	303
Figura 7.5 – Preparação da lama com misturadora para obtenção de amostras reconstituídas: a) misturadora mecânica; b) adição do solo à água na misturadora; c) aspeto da lama no fim da mistura.....	305
Figura 7.6 – Peças que compõem o consolidómetro da FCTUC: a) placa da base; b) célula de consolidação; c) placa de topo. ....	305
Figura 7.7 - Montagem da lama no consolidómetro da FCTUC: a) célula montada na base; b) e c) colocação da célula no consolidómetro; d) colocação da lama no interior da célula; e) enchimento do consolidómetro com água; f) papel de filtro e geotêxtil colocados no topo da amostra; g) colocação da placa de topo; h) aspeto final do consolidómetro .....	306
Figura 7.8 – Extração do solo remoldado no consolidómetro: a) colocação do molde num suporte sobre um macaco hidráulico; b) fixação do molde; c) e d) subida do solo; e) aspeto do solo remoldado; f) corte em quatro partes para armazenamento; g) separação de uma das partes; h) proteção com película aderente prévia à aplicação da parafina .....	308
Figura 7.9 – Preparação de um provete com 50 mm de diâmetro para ensaio triaxial de amostra reconstituída .....	309
Figura 7.10 – Aspeto de uma amostra reconstituída com identificação de dois locais onde se pode observar partículas com orientação muito distinta .....	310
Figura 7.11 – Pormenor da Figura 7.10, onde se podem observar partículas de argila com orientação paralela ao plano de observação .....	310
Figura 7.12 – Pormenor da Figura 7.10 onde se podem observar partículas de argila com orientação perpendicular ao plano de observação .....	311
Figura 7.13 – Imagem colorida da observação de uma amostra reconstituída, com eletrões retrodispersos representados a vermelho e eletrões secundários representados a verde .....	311



Figura 7.14 – Recolha de amostras para medição da sucção: a) cravação do amostrador; b) colocação do papel de filtro; c) cravação restante do amostrador.....	312
Figura 7.15 – Curvas granulométricas de três amostras das Camadas de Prazeres recolhidas no campo experimental .....	315
Figura 7.16 – Curva granulométrica da amostra reconstituída, dentro dos limites definidos pelas curvas das restantes amostras das Camadas de Prazeres.....	316
Figura 7.17 – Equipamento utilizado para medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas com <i>bender elements</i> .....	317
Figura 7.18 – Alguns aspetos da medição das velocidades de propagação das ondas S e P na bancada com o equipamento Pundit®: a) vista do equipamento; b) medição das ondas P; c) medição das ondas S .....	318
Figura 7.19 – Velocidades de propagação das ondas sísmicas obtidas para a amostra 5 na fase correspondente ao fim da saturação: a) ondas P; b) ondas S.....	319
Figura 7.20 – Medição com o equipamento Pundit® da velocidade de propagação das ondas P com frequência de 82 kHz na amostra 5 .....	322
Figura 7.21 - Medição com o equipamento Pundit® da velocidade de propagação das ondas P com frequência de 82 kHz na amostra 6 .....	322
Figura 7.22 – Medição das velocidades de propagação das ondas sísmicas com o equipamento Pundit® usando pesos sobre a amostra para melhorar a qualidade do sinal recebido: a) medição da velocidade das ondas P na amostra 5; b) medição da velocidade das ondas S na amostra 5; c) medição da velocidade das ondas S na amostra 6.....	322
Figura 7.23 – Diminuição do módulo distorcional durante o corte para as amostras 5, 10 e B2A7 .....	323
Figura 7.24 – Montagem dos ensaios edométricos na FEUP: a) preparação da amostra no anel; b) anel de 75 mm; c) amostra pronta; d) colocação do papel de filtro e do anel de fixação da amostra na célula edométrica; e) aspeto da célula na câmara antes da colocação da placa de topo; f) aspeto final da montagem do ensaio.....	324
Figura 7.25 – Curvas de compressibilidade das amostras 1 e 2, colhidas em direções ortogonais: a) diagrama $e$ - $\log \sigma'_v$ ; b) diagrama curva normalizada pelo índice de vazios inicial .....	325
Figura 7.26 - Coeficiente de compressibilidade para os diferentes níveis de tensão nas amostras 1 e 2, colhidas em direções ortogonais.....	326

Figura 7.27 – Coeficiente de consolidação segundo os métodos de Taylor e Casagrande para as amostras ensaiadas no edómetro clássico para diferentes escalões de carga: a) amostra 1; b) amostra 2 .....	327
Figura 7.28 - Coeficiente de permeabilidade para as amostras ensaiadas no edómetro clássico para diferentes escalões de carga, definido a partir do coeficiente de consolidação determinado pelo método de Casagrande.....	327
Figura 7.29 – Aspeto do edómetro de alta pressão com a máxima carga aplicada (450 kg e placa de topo).....	328
Figura 7.30 – Alguns aspetos da preparação da amostra 3: a) colocação da amostra no anel dentro da célula de Rowe; b) aspeto do edómetro de Rowe montado; c) extração da amostra 3 para um anel de 50 mm da célula do edómetro de alta pressão .....	329
Figura 7.31 – Variação do índice de vazios com o escalão de carga nos ensaios realizados sobre amostras intactas das Camadas de Prazeres: a) escala logarítmica; b) escala aritmética .....	330
Figura 7.32 - Coeficiente de compressibilidade nos ensaios realizados no edómetro de alta pressão sobre amostras intactas das Camadas de Prazeres.....	331
Figura 7.33 – Coeficiente de compressibilidade volumétrico nos ensaios realizados no edómetro de alta pressão sobre amostras intactas das Camadas de Prazeres .....	331
Figura 7.34 – Coeficiente de consolidação segundo os métodos de Taylor e de Casagrande nos ensaios realizados no edómetro de alta pressão sobre amostras intactas das Camadas de Prazeres: a) OED1; b) OED2; c) OED3 .....	333
Figura 7.35 - Coeficiente de permeabilidade nos ensaios realizados no edómetro de alta pressão sobre amostras intactas das Camadas de Prazeres: a) todos os escalões de carga; b) só escalões de carga no ramo virgem.....	334
Figura 7.36 – Variação do índice de vazios com o escalão de carga nos ensaios realizados sobre amostras reconstituídas das Camadas de Prazeres: a) escala logarítmica; b) escala aritmética	335
Figura 7.37 – Curvas de compressão no plano $I_v$ -log $\sigma'_v$ das amostras de Camadas de Prazeres intactas e reconstituídas.....	336
Figura 7.38 – Determinação das tensões de $\sigma'_y$ e $\sigma_e^*$ para a amostra OED3 das Camadas de Prazeres .....	337
Figura 7.39 – Imagens das câmaras triaxiais utilizadas nos ensaios sobre amostras da Camadas de Prazeres: a) câmara clássica com instrumentação interna; b) câmara clássica equipada com <i>bender elements</i> ; c) câmara <i>stress path</i> .....	340

Figura 7.40 – Aspectos da montagem dos ensaios triaxiais nas câmaras clássica e <i>stress path</i> : a) amostra colocada no pedestal com membrana marcada para colagem da instrumentação interna; b) base da câmara <i>stress path</i> equipada com <i>bender elements</i> ; c) colocação da amostra na câmara <i>stress path</i> ; d) câmara clássica com instrumentação interna .....	341
Figura 7.41 – Aspectos da montagem das amostras na câmara triaxial de alta pressão no Laboratório de Geotecnia da FEUP: a) montagem da amostra no pedestal; b) colocação das tiras de PVC junto ao topo e à base da amostra; c) colocação das tiras de neoprene; d) colocação da membrana de neoprene; e) colocação da membrana de latex para colar a instrumentação; f) aspecto dos LVDTs que realizam a monitorização dos deslocamentos vertical e radial; g) fecho da câmara triaxial .....	342
Figura 7.42 – Envolventes de rotura em ensaios de compressão triaxial no espaço $s'-t$ : a) amostras sobreconsolidadas; b) amostras normalmente consolidadas .....	344
Figura 7.43 - Envolvente de rotura em ensaios de compressão triaxial no espaço $s'-t$ para as amostras ensaiadas com tensão de consolidação inferior a 1000 kPa .....	344
Figura 7.44 - Envolvente de rotura em ensaios de compressão triaxial no espaço $s'-t$ para as amostras ensaiadas com tensão de consolidação superior a 1000 kPa .....	345
Figura 7.45 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras sobreconsolidadas: a) tensão de desvio ( $\sigma_1-\sigma_3$ ) e obliquidade das tensões efetivas ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) vs extensão axial ( $\varepsilon_a$ ); b) excesso de pressão neutra ( $\Delta u$ ) vs extensão axial ( $\varepsilon_a$ ) .....	346
Figura 7.46 – Resultados dos ensaios realizados de compressão triaxial realizados sobre amostras normalmente consolidadas: a) tensão de desvio ( $\sigma_1-\sigma_3$ ) e obliquidade das tensões efetivas ( $\sigma'_1/\sigma'_3$ ) vs extensão axial ( $\varepsilon_a$ ); b) excesso de pressão neutra ( $\Delta u$ ) vs extensão axial ( $\varepsilon_a$ ) .....	346
Figura 7.47 - Parâmetro $A$ de Skempton nos ensaios de compressão triaxial: a) amostras sobreconsolidadas; b) amostras normalmente consolidadas .....	347
Figura 7.48 - Trajetórias de tensão no espaço $s, s', t$ obtidas nos ensaios triaxiais de compressão: a) ensaios sobreconsolidados; b) ensaios normalmente consolidados .....	348
Figura 7.49 – Curva de consolidação isotrópica da amostra 11, consolidada na câmara triaxial de alta pressão até à tensão de consolidação de 4150 kPa: a) escala arimética; b) escala logarítmica .....	349
Figura 7.50 – Curva de consolidação isotrópica da amostra 8, consolidada na câmara triaxial de alta pressão até à tensão de consolidação de 2000 kPa: a) escala arimética; b) escala logarítmica .....	349

Figura 7.51 - Trajetórias de tensões no espaço  $q, p'$  normalizadas para a tensão de consolidação do ensaio: a) amostras sobreconsolidadas; b) amostras normalmente consolidadas..... 350

Figura 7.52 – Representação do estado de tensão das amostras sobreconsolidadas no fim da consolidação e na rotura por corte não drenado: a) diagrama  $(\sigma_1 - \sigma_3) vs \varepsilon_a$ ; b) trajetórias de tensão no espaço  $q - p'$ ; c) relação entre  $p'$  e o índice de vazios no fim da consolidação e na rotura em escala logarítmica; d) relação entre  $p'$  e o índice de vazios no fim da consolidação e na rotura em escala aritmética..... 351

Figura 7.53 - Representação do estado de tensão das amostras normalmente consolidadas no fim da consolidação e na rotura por corte não drenado: a) diagrama  $(\sigma_1 - \sigma_3) vs \varepsilon_a$ ; b) trajetórias de tensão no espaço  $q - p'$ ; c) relação entre  $p'$  e o índice de vazios no fim da consolidação e na rotura em escala logarítmica; d) relação entre  $p'$  e o índice de vazios no fim da consolidação e na rotura em escala aritmética..... 352

Figura 7.54 – Resistência não drenada em função da tensão de consolidação do ensaio: a) amostras sobreconsolidadas; b) amostras normalmente consolidadas ..... 353

Figura 7.55 – Resistência não drenada normalizada pela tensão de consolidação do ensaio em função da tensão de consolidação do ensaio: a) amostras sobreconsolidadas; b) amostras normalmente consolidadas ..... 353

Figura 7.56 – Razão do módulo de deformabilidade secante pelo módulo tangente inicial em ensaios de compressão triaxial: a) em função do nível de tensão (SL); b) em função da extensão axial (representada em escala logarítmica) ..... 355

Figura 7.57 – Razão do módulo de deformabilidade secante pela resistência não drenada em ensaios de compressão triaxial em função da extensão axial (representada em escala logarítmica) ..... 356

Figura 7.58 – Trajetórias de tensão no espaço  $s, s', t$  obtidas nos ensaios triaxiais de extensão.....357

Figura 7.59 – Resultados do ensaio de extensão triaxial: a) tensão de desvio  $(\sigma_1 - \sigma_3) vs$  extensão axial ; b) máxima obliquidade  $(\sigma'_1 / \sigma'_3) vs$  extensão axial ..... 358

Figura 7.60 – Ensaio de extensão: a) excesso de pressão neutra; b) parâmetro A de Skempton ..... 358

Figura 7.61 – Razão do módulo de deformabilidade secante pelo módulo tangente inicial no ensaio de extensão triaxial: a) em função do nível de tensão (SL); b) em função da extensão axial (representada em escala logarítmica) ..... 359

Figura 7.62 - Trajetórias de tensões totais e efetivas no espaço  $s, s', t$  em ensaios de compressão triaxial para as amostras reconstituídas ..... 360

Figura 7.63 – Excesso de pressão neutra <i>vs</i> extensão axial em ensaios de compressão sobre amostras reconstituídas: a) tensão de desvio <i>vs</i> extensão axial; b) excesso de pressão neutra <i>vs</i> extensão axial.....	361
Figura 7.64 - Trajetórias de tensões no espaço $q, p'$ das amostras reconstituídas.....	361
Figura 7.65 - Razão do módulo de deformabilidade medido com <i>bender elements</i> pelo módulo inicial num ensaio de compressão triaxial sobre uma amostra reconstituída das Camadas de Prazeres.....	362
<b>CAPÍTULO 8</b>	
Figura 8.1 - Esquema do local da obra com indicação da localização dos furos e dos ensaios realizados.....	366
Figura 8.2 – <i>Log</i> da sondagem efetuada no Campo Experimental e resultados dos ensaios SPT.....	367
Figura 8.3 - Alguns aspetos da realização dos ensaios: a) aspeto geral do pressiómetro; b) pormenor da ferramenta de corte ( <i>rock roller bit</i> ) utilizada; c) pressiómetro instalado na máquina de furação; d) furação prévia; e) vista geral do local dos ensaios. ....	369
Figura 8.4 – Curvas de expansão obtidas nos ensaios com o pressiómetro autoperfurador no campo experimental: a) ensaio T1, 4,75 m de profundidade; b) ensaio T2, 9,5 m de profundidade; c) ensaio T3, 15,5 m de profundidade.....	370
Figura 8.5 – Ciclos de descarga-recarga para determinação de $G_{ur}$ nos ensaios SBPT no campo experimental : a) 1ºciclo ensaio T1; b) 2º ciclo ensaio T1; c) 1ºciclo ensaio T3; d) 2º ciclo ensaio T3; e) 3ºciclo ensaio T3 .....	371
Figura 8.6 – Determinação da resistência não drenada e da pressão limite de acordo com Gibson & Anderson (1961) a partir de ensaios SBPT realizados no campo experimental: a) ensaio T1; b) ensaio T3.....	373
Figura 8.7 – Tensão de corte medida nos pares de braços extensométricos durante a expansão da membrana nos ensaios SBPT realizados no campo experimental: a) ensaio T1; b) ensaio T3. ....	374
Figura 8.8 – Resultados dos ensaios PMT realizados no campo experimental: a) curva volume <i>versus</i> pressão aplicada do ensaio S3-01; b) curvas volume <i>versus</i> pressão aplicada dos ensaios S3-02 e S3-03; c) curvas $1/V$ <i>versus</i> pressão aplicada do ensaio S3-01; d) curvas $1/V$ <i>versus</i> pressão aplicada dos ensaios S3-02 e S3-03; e) curva de variação de volume entre os 30 s e os 60 s <i>versus</i> pressão aplicada do ensaio S3-01; f) curva de variação de volume entre os 30 s e os 60 s <i>versus</i> pressão aplicada dos ensaios S3-02 e S3-03.....	377

Figura 8.9 – Relação entre os parâmetros do ensaio PMT e o número de golpes do ensaio SPT obtidos no campo experimental: a) $E_M$ com $N_{60}^*$ ; b) $p_c$ com $N_{60}^*$ .....	378
Figura 8.10 – Resultados dos ensaios PMT e SBPT realizados no campo experimental: a) módulo de distorção de Ménard ( $G_M$ ), inicial ( $G_i$ ) e média dos ciclos de descarga recarga ( $G_{ur}$ ) do ensaio SBPT; b) resistência não drenada; c) pressão limite .....	379
Figura 8.11 – Configuração dos ensaios <i>cross-hole</i> realizados no campo experimental .....	379
Figura 8.12 – Montagem dos tubos de PVC para ensaios sísmicos no campo experimental: a) aspecto geral da furação; b) colocação da calda de cimento; c) tubos com ligações UNI; d) base do tubo obturada; e) colocação de cola nas uniões entre trechos; f) proteção das uniões com fita adesiva de alta resistência .....	380
Figura 8.13 – Levantamento inclinométrico dos furos para ensaios sísmicos no campo experimental: a) inclinómetro magnético; b) descida do inclinómetro no furo; c) registo das coordenadas a cada metro de profundidade .....	381
Figura 8.14 – Alguns aspetos da execução dos ensaios sísmicos entre furos no campo experimental: a) gerador de impulsos e unidade de controlo; b) sismógrafo; c) calha com bússola para <i>sparker</i> nas ondas S; d) sistema de aquisição triaxial; e) <i>sparker</i> de ondas S; f) aspecto geral do <i>sparker</i> instalado no furo .....	382
Figura 8.15 - Execução dos ensaios sísmicos entre furos usando como fonte o martelo gravítico no campo experimental: a) sistema de aquisição triaxial; b) introdução do geofone no furo; c) retirada da água do interior do furo; d) martelo gravítico; e) descida do martelo no tubo; f) disparo do martelo gravítico; g) vista geral do ensaio.....	384
Figura 8.16 - Velocidade de propagação das ondas sísmicas nos ensaios realizados no campo experimental entre os furos 3 e 1 (3_1) e 3 e 2 (3_2) usando a fonte tipo <i>sparker</i> : a) ondas P; b) ondas S nos três canais (3_1); c) ondas S nos três canais (3_2).....	386
Figura 8.17 – Velocidades de propagação das ondas S medidas no campo experimental nos canais 1, 2 e 3 nos dois ensaios usando a fonte tipo <i>sparker</i> : a) canal 1; b) canal 2; c) canal 3	386
Figura 8.18 – Coeficiente de Poisson ( $\nu_{din}$ ), e módulo de distorção máximo ( $G_0$ ), obtidos nos ensaios sísmicos entre furos realizados no campo experimental usando o gerador de impulsos .....	387
Figura 8.19 - Velocidade de propagação das ondas P nos ensaios realizados no campo experimental entre os furos 3 e 1 (3_1), 3 e 2 (3_2) e 1 e 2 (1_2) usando o martelo gravítico.	388

Figura 8.20 - Velocidade de propagação das ondas S medidas nos três canais nos ensaios realizados no campo experimental, usando o martelo gravítico: a) entre os furos 3 e 1; b) entre os furos 3 e 2; c) entre os furos 1 e 2.....	389
Figura 8.21 – Coeficiente de Poisson dinâmico medido nos três canais nos ensaios realizados no campo experimental usando o martelo gravítico: a) entre os furos 3 e 1; b) entre os furos 3 e 2; c) entre os furos 1 e 2 .....	389
Figura 8.22 – Módulo de distorção dinâmico medido nos três canais nos ensaios realizados no campo experimental usando o martelo gravítico: a) entre os furos 3 e 1; b) entre os furos 3 e 2; c) entre os furos 1 e 2 .....	390
Figura 8.23 – Valores calculados com base na média dos tempos de chegada das ondas de corte e das distâncias percorridas pelas ondas nos três pares de furos nos ensaios realizados no campo experimental usando o martelo gravítico: a) coeficiente de Poisson dinâmico; b) módulo distorcional inicial.....	390
Figura 8.24 – Resultados dos ensaios <i>cross-hole</i> realizados no campo experimental com a fonte tipo <i>sparker</i> e com o martelo gravítico: a) velocidade de propagação das ondas P; b) velocidade de propagação das ondas S medidas nos três canais .....	391
Figura 8.25 – Campo experimental: a) resultados do ensaio SPT extrapolados para atender à profundidade de penetração; b) módulo de distorção inicial obtido nas duas campanhas de ensaios realizadas .....	392
Figura 8.26 – Relação entre $G_0$ e $N_{60}^*$ nas Camadas de Prazeres na Av. Visconde Valmor .....	393
Figura 8.27 – Resultados obtidos no campo experimental e expressões definidas no Capítulo 6 para as Camadas de Prazeres.....	393
Figura 8.28 – Comparação dos resultados dos ensaios de campo realizados nas Camadas de Prazeres no campo experimental: a) módulo de distorção; b) módulo de elasticidade .....	394
Figura 8.29 – Módulo de distorção nas Camadas de Prazeres: a) $G_0$ obtido nos ensaios CHT; b) $G_M$ obtido a partir dos ensaios PMT; c) $G_i$ e $G_{ur}$ obtidos a partir dos ensaios SBPT .....	395
Figura 8.30 – Módulo de deformabilidade nas Camadas de Prazeres: a) $E_0$ obtido nos ensaios CHT; b) $E_M$ obtido a partir dos ensaios PMT; c) $E_i$ e $E_{ur}$ obtidos a partir dos ensaios SBPT ...	396
<b>CAPITULO 9</b>	
Figura 9.1 – Banda para distribuição granulométrica das argilas do Miocénico de Lisboa recolhidas no Campo Experimental .....	399

Figura 9.2 – Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande para 422 amostras das Camadas de Prazeres, 207 amostras das Argilas do Forno do Tijolo e 11 amostras das Argilas Azuis de Xabregas.....	400
Figura 9.3 – Atividade das argilas para as Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas.....	401
Figura 9.4 - Coeficiente de impulso em repouso nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo .....	403
Figura 9.5 – Grau de sobreconsolidação determinado para as Camadas de Prazeres considerando diferentes métodos para quantificação da tensão de pré-consolidação .....	403
Figura 9.6 – Envolvente de rotura para as argilas do Miocénico de Lisboa em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras sobreconsolidadas .....	405
Figura 9.7 – Envolvente de rotura para amostras das Camadas de Prazeres em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras normalmente consolidadas.....	406
Figura 9.8 – Limites para a resistência não drenada <i>in situ</i> nas amostras das Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas.....	407
Figura 9.9 – Resistência não drenada obtida nos ensaios PMT e limites definidos a partir das expressões teóricas do Quadro 9.9: a) Camadas de Prazeres; b) Argilas do Forno do Tijolo...	408
Figura 9.10 – Resultados dos ensaios PMT realizados nas Camadas de Prazeres e Argilas do Forno do Tijolo: a) módulo pressiométrico; b) pressão limite; c) razão entre $E_M$ e $p_c$ .....	409
Figura 9.11 – Resultados obtidos com ensaios sísmicos entre furos realizados nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo: a) módulo de distorção máximo; b) módulo de deformabilidade máximo; c) coeficiente de Poisson dinâmico .....	409
Figura 9.12 – Correlações entre os resultados dos ensaios PMT e SPT para as argilas do Miocénico de Lisboa: a) módulo pressiométrico em função de $N_{60}^*$ ; b) pressão limite em função de $N_{60}^*$ ; .....	411
Figura 9.13 - Módulo distorcional máximo em função de $N_{60}^*$ para as argilas miocénicas de Lisboa.....	412



# ÍNDICE DE QUADROS

## CAPÍTULO 1

Quadro 1.1 – Alguns estudos recentes sobre a caracterização de argilas duras .....	7
Quadro 1.2 – Principais índices físicos para a argila de Londres (Hight <i>et al.</i> , 2002; Gasparre <i>et al.</i> , 2007a; Hight <i>et al.</i> , 2007; Nishimura <i>et al.</i> , 2007; Pantelidou & Simpson, 2007) .....	15
Quadro 1.3 – Comparação entre parâmetros de rigidez obtidos em ensaios triaxiais com <i>bender elements</i> , ensaios estáticos no <i>hollow cylinder</i> e ensaios de coluna ressonante, para a unidade B2(c) da argila de Londres (Gasparre <i>et al.</i> , 2007b) .....	19
Quadro 1.4 – Principais índices físicos para a argila Boom da Bélgica em Essen, Mol e Sint-Katelijne-Waver (Delage <i>et al.</i> , 2000; Dehandschutter <i>et al.</i> , 2005; Piriyakul & Haegeman, 2007; François <i>et al.</i> , 2009; Deng <i>et al.</i> , 2010) .....	23
Quadro 1.5 – Principais características mecânicas da argila Boom da Bélgica em Mol .....	24
Quadro 1.6 – Principais índices físicos para as argilas do Vale Pappadai, de Montemesola e Sub-Apeninas de Bisaccia .....	30
Quadro 1.7 – Parâmetros de compressão unidimensional das argilas sub-Apeninas (Cotecchia, 2002; Cotecchia <i>et al.</i> , 2007) .....	34
Quadro 1.8 – Parâmetros de compressibilidade de argilas sub-Apeninas em Montemesola (A e B) e no Vale de Pappadai (P) (Cotecchia, 2002; Cotecchia <i>et al.</i> , 2007) .....	34
Quadro 1.9 – Principais índices físicos determinados em amostras intactas de argila azul de Boston .....	46
Quadro 1.10 – Resumo dos resultados obtidos em ensaios triaxiais de compressão e de extensão realizados sobre amostras normalmente consolidadas da argila azul de Boston (de La Beaumelle, 1991) .....	51
Quadro 1.11 – Intervalos de valores de alguns índices físicos para diversos solos .....	57
Quadro 1.12 - Intervalos de valores de alguns parâmetros de resistência e deformabilidade para diversos solos .....	57

## CAPÍTULO 2

Quadro 2.1 – Constantes de compressibilidade intrínseca para argilas naturais reconstituídas (adaptado de Burland, 1990) .....	77
--	----

## CAPÍTULO 3

Quadro 3.1 - Principais índices físicos das amostras obtidas no poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa.....	106
Quadro 3.2 - Principais índices físicos das amostras obtidas de um bloco de solo recolhido na Av. Visconde Valmor em Lisboa.....	107
Quadro 3.3 - Resultados da análise mineralógica total das amostras obtidas no poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L. ....	107
Quadro 3.4 - Resultados da análise mineralógica da fração inferior a 2 $\mu$ m das amostras obtidas no poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L.....	107
Quadro 3.5 - Resultados da análise mineralógica total das amostras obtidas de um bloco recolhido na Av. Visconde Valmor em Lisboa .....	107
Quadro 3.6 – Identificação dos fragmentos observados no MEV para as Argilas do Forno do Tijolo.....	127
Quadro 3.7 - Principais índices físicos das amostras de Argilas do Forno do Tijolo.....	127
Quadro 3.8 - Resultados da análise mineralógica total das amostras de Argilas do Forno do Tijolo.....	128

## CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 - Resumo dos locais de amostragem para ensaios de identificação .....	140
Quadro 4.2 – Estatística descritiva para o teor em água natural, os limites de Atterberg e índices de consistência das amostras das Camadas de Prazeres.....	146
Quadro 4.3 - Matrizes de correlação entre limites de Atterberg para as Camadas de Prazeres	149
Quadro 4.4 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras das Camadas de Prazeres .....	153
Quadro 4.5 – Estatística descritiva para o teor em água natural, os limites de Atterberg e índices de consistência das amostras das Argilas do Forno do Tijolo.....	157
Quadro 4.6 - Matrizes de correlação entre limites de Atterberg para as Argilas do Forno do Tijolo.....	160
Quadro 4.7 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras das Argilas do Forno do Tijolo.....	162
Quadro 4.8 – Estatística descritiva para o teor em água natural, os limites de Atterberg e índices de consistência das amostras das Argilas Azuis de Xabregas .....	166

Quadro 4.9 - Matrizes de correlação entre limites de Atterberg para as Argilas Azuis de Xabregas.....	169
Quadro 4.10 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras das Argilas Azuis de Xabregas.....	170
Quadro 4.11 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras na zona da Baixa-Chiado .....	175
Quadro 4.12 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras na zona da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa.....	181
Quadro 4.13 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras das Argilas do Forno do Tijolo na zona de Alvalade.....	185
Quadro 4.14 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras na Linha Amarela ...	190
Quadro 4.15 – Estatística descritiva para o teor em água natural, os limites de Atterberg e índices de consistência das amostras de Nossa Senhora de Fátima .....	192
Quadro 4.16 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras na zona de Nossa Senhora de Fátima.....	195
Quadro 4.17 – Valores médios dos índices físicos das amostras das três unidades geológicas	198
<b>CAPÍTULO 5</b>	
Quadro 5.1 – Características físicas das amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas em edómetros de alta pressão.....	205
Quadro 5.2 - Características físicas das amostras reconstituídas das Camadas de Prazeres .....	205
Quadro 5.3 – Parâmetros de compressibilidade para as amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de alta pressão.....	206
Quadro 5.4 – Parâmetros de compressibilidade para as amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de clássico .....	208
Quadro 5.5 – Declives das retas que aproxima a recompressão e o ramo virgem na representação bi-logarítmica de Butterfield .....	213
Quadro 5.6 – Tensão de pré-consolidação e grau de sobreconsolidação obtidos nas amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de alta pressão .....	214
Quadro 5.7 – Parâmetros de consolidação para as amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de alta pressão .....	218

Quadro 5.8 – Parâmetros de compressibilidade das amostras reconstituídas para os níveis de tensão mais elevados (Figueiredo, 2009) .....	219
Quadro 5.9 – Resumo dos ensaios triaxiais tratados .....	221
Quadro 5.10 – Resultados obtidos para a coesão efetiva e o ângulo de resistência ao corte em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres e agrupados por tensão de consolidação ( $\sigma'_c$ ) .....	228
CAPÍTULO 6	
Quadro 6.1 – Equações empíricas que relacionam $p_\ell$ com $N$ e $E_M$ com $N_{60}$ (adaptado de Kayabasi, 2011).....	272
Quadro 6.2 – Equações que descrevem o crescimento linear de $V_s$ em profundidade .....	296
CAPÍTULO 7	
Quadro 7.1 – Esquema de cargas a colocar no consolidómetro .....	307
Quadro 7.2 – Resultados da sucção medida nos tubos recolhidos aquando da recolha dos blocos .....	313
Quadro 7.3 – Resultados de ensaios de identificação sobre amostras das Camadas de Prazeres recolhidas no Campo Experimental .....	315
Quadro 7.4 – Módulo de distorção máximo, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade medidos com <i>bender elements</i> na bancada, previamente à colocação das amostras nas câmaras triaxiais.....	320
Quadro 7.5 – Módulo de distorção máximo, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade medidos com <i>bender elements</i> nas câmaras triaxiais, nas amostras nas fases de saturação e consolidação das amostras 5, 6 e 10.....	321
Quadro 7.6– Características físicas das amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro clássico .....	325
Quadro 7.7– Características físicas das amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de alta pressão .....	328
Quadro 7.8 – Parâmetros obtidos das curvas de compressão nos ensaios edométricos de alta pressão.....	330
Quadro 7.9 - Tensão de pré-consolidação e grau de sobreconsolidação obtidos nas amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de alta pressão .....	332

Quadro 7.10– Características físicas das amostras reconstituídas das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro clássico.....	335
Quadro 7.11 – Parâmetros de compressibilidade para as amostras reconstituídas das Camadas de Prazeres .....	336
Quadro 7.12 – Resumo dos ensaios triaxiais realizados sobre amostras intactas .....	339
Quadro 7.13 – Resumo dos ensaios triaxiais realizados sobre amostras reconstituídas.....	339
Quadro 7.14 – Variação do módulo de deformabilidade para diferentes níveis de deformação obtidos para amostras intactas das Camadas de Prazeres.....	354
<b>CAPÍTULO 8</b>	
Quadro 8.1 – Resumo dos resultados dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador.....	372
Quadro 8.2 – Resistência não drenada e pressão limite nos ensaios com o pressiómetro autoperfurador.....	374
Quadro 8.3 – Resumo dos resultados dos ensaios com o pressiómetro de Menard .....	376
<b>CAPÍTULO 9</b>	
Quadro 9.1- Estatística descritiva para os limites de Atterberg, o teor em água natural, e o índice de consistência das amostras das Camadas de Prazeres.....	399
Quadro 9.2 - Estatística descritiva para os limites de Atterberg, o teor em água natural, e o índice de consistência das amostras das Argilas do Forno do Tijolo .....	400
Quadro 9.3 - Estatística descritiva para os limites de Atterberg, o teor em água natural, e o índice de consistência das amostras das Argilas Azuis de Xabregas .....	400
Quadro 9.4 – Relação entre $I_p$ e $w_L$ para as argilas do Miocénico de Lisboa.....	401
Quadro 9.5 - Índices físicos propostos para as argilas do Miocénico de Lisboa.....	402
Quadro 9.6 – Valores médios dos parâmetros de compressibilidade e consolidação para as Camadas de Prazeres.....	404
Quadro 9.7 – Valores médios dos parâmetros de compressibilidade intrínsecos para as Camadas de Prazeres .....	404
Quadro 9.8 - Parâmetros de resistência em tensões efetivas para as argilas do Miocénico de Lisboa.....	405
Quadro 9.9 – Resistência não drenada em compressão para as argilas do Miocénico de Lisboa .....	407
Quadro 9.10 – Resistência não drenada em extensão para as Camadas de Prazeres .....	407

Quadro 9.11 - Estatística descritiva para os resultados dos ensaios PMT realizados nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo ..... 408

Quadro 9.12 - Estatística descritiva para os resultados dos ensaios sísmicos entre furos realizados nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo ..... 410

Quadro 9.13 – Correlações entre  $E_M$  e  $N_{60}^*$  e entre  $p_c$  e  $N_{60}^*$  determinadas com base nos resultados tratados para as Camadas de Prazeres ..... 410

Quadro 9.14 – Correlações entre  $G_0$  e  $N_{60}^*$  para as Camadas de Prazeres e para as Argilas do Forno do Tijolo ..... 411

# SIMBOLOGIA

## ALFABETO LATINO

$At$	Atividade das Argilas
$C_c^*$	Índice de compressibilidade intrínseco
$c'$	Coesão efetiva
$C_\alpha$	Coefficiente de consolidação secundária
$C_c$	Índice de compressibilidade
$C_r$	Índice de recompressão
$C_s$	Índice de expansibilidade
$c_v$	Coefficiente de consolidação primária
$e$	Índice de vazios
$e^{*100}$	Índice de vazios intrínseco para $\sigma'_v=100$ kPa
$e^{*1000}$	Índice de vazios intrínseco para $\sigma'_v=1000$ kPa
$e_0$	Índice de vazios em repouso
$e_{fin}$	Índice de vazios final
$e_i$	Índice de vazios após colocação na célula edométrica
$e_L$	Índice de vazios correspondente ao limite de liquidez
$E_M$	Módulo pressiométrico
$G$	Módulo de distorção
$G_M$	Módulo de distorção do ensaio com o pressiómetro de Ménard
$G_{máx}$	Módulo de distorção para pequenas deformações ( $G_0, G_{din}$ )
$G_s$	Densidade das partículas sólidas
$I_C$	Índice de consistência
$I_L$	Índice de liquidez
$I_P$	Índice de plasticidade
$k$	Coefficiente de permeabilidade
$K_0$	Coefficiente de impulso em repouso
$L$	Índice de orientação da fábrica
$M$	Declive da linha dos estados críticos no plano $q-p'$
$m_{OD}$	Metros acima do nível das águas do mar de referência no Reino Unido
$m_v$	Coefficiente de compressibilidade volumétrico
$n$	Número de amostras
$p'$	Tensão efetiva normal média $(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3$ para simetria axial
$p_e^*$	Pressão equivalente
$p'_0$	Tensão efetiva média de consolidação

## SIMBOLOGIA

$p_\ell$	Pressão limite
$p_\ell^*$	Pressão limite diferencial
$q$	Tensão de desvio = $\sigma_1 - \sigma_3$
$s'$	Tensão média efetiva = $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$
$S$	Razão entre as resistências normalizadas no estado crítico intrínseco de amostras intactas e reconstituídas
$t$	Tensão distorcional = $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
$t_{90}$	Instante do ensaio edométrico correspondente a um grau de consolidação médio de 90 %
$v$	Volume específico
$V_0$	Volume inicial da cavidade no ensaio com o pressiómetro de Ménard
$v_0$	Volume injetado correspondente ao início do troço reto do diagrama típico do ensaio com o pressiómetro de Ménard
$V_c$	Volume inicial da célula do pressiómetro de Ménard (antes de entrar em contacto com o terreno)
$V_r$	Velocidade de ondas sísmicas superficiais
$V_{shh}$	Velocidade de ondas sísmicas de corte propagadas e polarizadas horizontalmente
$V_{shv}$	Velocidade de ondas sísmicas de corte propagadas horizontalmente e polarizadas verticalmente
$V_{svh}$	Velocidade de ondas sísmicas propagadas verticalmente e polarizadas horizontalmente
$w$	Teor em água natural
$w_L$	Limite de liquidez
$w_P$	Limite de plasticidade

## ALFABETO GREGO

$\beta$	Coefficiente de proporcionalidade entre a resistência não drenada e a pressão limite no ensaio com o pressiómetro de Ménard
$\Delta l$	Varição de comprimento
$\phi_{cs}^*$	Ângulo de resistência ao corte intrínseco de estado crítico
$\phi_e^*$	Ângulo de resistência ao corte verdadeiro de Hvorslev
$\phi'$	Ângulo de resistência ao corte
$\phi'_{cv}$	Ângulo de resistência ao corte a volume constante
$\Gamma$	Volume específico na LEC para $p' = 1$ kPa
$\kappa$	Declive do ramo de expansão/recompressão da curva $e - \ln p'$
$\lambda$	Declive da LCV
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\Psi$	Sucção



$\rho$	Massa volúmica do solo
$\sigma'_e$ *	Tensão efetiva vertical intrínseca equivalente
$\eta$	Razão entre $q$ e $p'$ nos modelos de estados críticos
$\sigma_a$	Tensão axial
$\sigma_r$	Tensão radial

## ABREVIATURAS

BRE	<i>Building Research Establishment</i>
CD	Ensaio de corte direto
CEMUP	Centro de Estudos de Materiais da Universidade do Porto
CHP	Permeâmetro de carga constante
CHT	Ensaio <i>Cross-hole</i>
CIGAR	Centro de Investigação em Geo-Ambientes e Recursos
CPT	Ensaio com o cone penetrómetro de penetração estática, <i>Cone Penetration Test</i>
CPV	Unidade de controlo de pressão e volume do ensaio com pressiómetro de Menard
CR	Índice de compressão
CRS	Edómetro de taxa de deformação constante
CTS	Ensaio de corte torsional
DEM	Departamento de Engenharia de Minas
DHT	Ensaio <i>Down-hole</i>
DMT	Dilatómetro plano
DRX	Difração de Raios-X
EDS	Espectrometria de dispersão de energia
$E_{oed}$	Ensaio edométrico
EIM	Ensaio de injeção de marcador
$F_a$	Fração argilosa
FCTUC	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
$F_f$	Fração fina
FVT	Ensaio de corte <i>rotativo in situ</i>
HC	Ensaio <i>Hollow cilinder</i>
HLW	<i>High Level Waste</i> , resíduo nuclear com grau de radioatividade alta
I	Ensaio de Identificação
ICL	Linha de compressão intrínseca
ILW	<i>Intermediate Level Waste</i> , resíduo nuclear com grau de radioatividade média
IOP	Instituto de Orientação Profissional

IPVC	Instituto Politécnico de Viana do Castelo
KIA	Kansai International Airport
LCV	Linha de compressão virgem
LEC	Linha do Estado Crítico
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LNEG	Laboratório Nacional de Energia e Geologia
LVDT	<i>Linear Variable Displacement Transducer</i>
M.L.	Metropolitano de Lisboa
MA	Milhões de anos
MIT	<i>Massachusetts Institute of Technology</i>
MOP	Microscópio Ótico de Polarização
N//	Nicóis paralelos
NX	Nicóis cruzados
Piez.-	Piezómetros
PLT	Ensaio de carga em placa
PT	Pulau Tekong
RC	Ensaio de coluna ressonante
$R_{oc}$	Grau de sobreconsolidação
RR	Índice de recompressão
SAC	<i>Singapore Arts Center</i>
SBPT	Pressiómetro Autoperfurador
SBSTS	<i>South Boston Special Test Site</i>
SCC	Curva de compressão por sedimentação
SCL	Linha de compressão por sedimentação
SEL	Superfície de Estado Limite
SEM	Microscópio Eletrónico de Varrimento
SL	<i>Stress level</i> , nível de tensão
SPT	<i>Standard Penetration Test</i> , ensaio de penetração dinâmica
SW	Surface Wave
Tx	Ensaio triaxial
Tx(BE)	Ensaio triaxial com <i>Bender Elements</i>
Tx(DT)	Ensaio triaxial com variação de temperatura
Tx(SP)	Ensaio triaxial tipo <i>Stress Path</i>
TTE	Trajectoria de tensões efetivas
TTi	<i>Thurlby Thandar Instruments</i>
TTT	Trajectoria de tensões totais
TW	Amostrador de parede delgada (thin wall)

TWC	Ensaio no <i>hollow cylinder</i> de paredes espessas
UIDM	Unidade de Investigação e Desenvolvimento em Materiais
UPC	<i>Universidad Politecnica de Cataluña</i>
URF	<i>Underground Research Facility</i>
UWA	<i>University of Western Australia</i>



## CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As formações Miocénicas constituem grande parte do subsolo da região de Lisboa. Na área do concelho de Lisboa, estão cartografadas 18 unidades litoestratigráficas compostas por uma grande diversidade de solos e rochas, sendo os solos predominantes. Em relação aos solos argilosos, é possível identificar no Miocénico três formações mais significativas: as “Argilas dos Prazeres”, recentemente denominadas por “Camadas de Prazeres”; as “Argilas do Forno do Tijolo” e as “Argilas Azuis de Xabregas”.

Nas últimas três décadas foram construídas na região de Lisboa numerosas obras de grande importância económica e social e considerável complexidade técnica, que implicaram relevantes estudos de caracterização geotécnica dos terrenos interessados, que em muitos casos incluem as referidas formações. Criou-se assim um importantíssimo acervo de dados e resultados que se curiosamente não foi ainda alvo de tratamento conjunto.

A principal dificuldade inerente ao projeto geotécnico, que se prende com saber até que ponto os valores obtidos num local podem ser aplicados noutra, limita o uso de dados geotécnicos. Com o trabalho que se apresenta, pretende-se estabelecer um quadro de referência atualizado acerca das principais características mecânicas das argilas do Miocénico de Lisboa, partindo do tratamento sistemático dos elementos existentes, e associando novos resultados de ensaios *in situ* realizados num campo experimental na Av. Visconde Valmor em Lisboa, e de ensaios em laboratório sobre amostras recolhidas no mesmo local.

No primeiro capítulo da tese apresenta-se uma revisão bibliográfica dos estudos mais significativos efetuados sobre argilas sobreconsolidadas em diversos locais do mundo. Para cada solo apresentam-se algumas notas sobre a sua história geológica, que se considera

relevante no estudo geotécnico, uma vez que é responsável pela heterogeneidade e pela variabilidade espacial das formações. Com efeito, para além das condições de deposição em que estes materiais sedimentaram, diversos eventos pós-deposicionais, como a erosão, a cimentação, a bioturbação, entre outros, alteraram a sua microestrutura, dotando estes solos de características particulares de resistência e de deformabilidade. Neste contexto, são apresentados as principais características físicas, o estado de tensão e o comportamento mecânico, dando um enfoque especial à influência do *fabric* e da microestrutura no comportamento destes solos.

No segundo capítulo descrevem-se os principais aspetos que condicionam o comportamento mecânico das argilas sobreconsolidadas. São definidos alguns conceitos que surgem posteriormente no desenvolvimento do trabalho e apresentam-se os principais aspetos teóricos que permitem compreender o comportamento destes solos, nomeadamente à luz da mecânica dos solos dos estados críticos.

No terceiro capítulo faz-se o enquadramento geral das formações miocénicas de Lisboa. É feita uma breve nota histórica acerca da primeira ocupação da cidade e do modo como esta se desenvolveu, inicialmente condicionada pela disponibilidade de material de construção no subsolo. Apresenta-se o enquadramento geológico e geográfico das formações argilosas do Miocénico e um estudo da sua mineralogia, que inclui resultados de análises químicas semi-quantitativas por difração de raios-X e resultados de observações microscópicas, de lâminas polidas e de fragmentos de solo, realizadas usando o Microscópio Ótico de Polarização e o Microscópio Eletrónico de Varrimento, complementado com Espectrometria de Dispersão de Energia para identificação de minerais (SEM/EDS).

No capítulo 4 apresenta-se o trabalho desenvolvido no âmbito da recolha e tratamento dos dados relativos às formações argilosas do miocénico de Lisboa. Na primeira parte faz-se a apresentação do método que levou à criação da base de dados utilizada para caracterizar estas formações, descrevendo as diversas etapas que este longo processo incluiu. Os resultados recolhidos foram sujeitos a uma triagem, inicialmente baseada na zona interessada pela prospeção, que foi sobreposta à Carta Geológica de Lisboa e, posteriormente, com base nas formações atravessadas e para as quais havia resultados de ensaios laboratoriais. Na segunda parte do capítulo apresenta-se a compilação e o tratamento estatístico dos resultados relativos às características físicas das Camadas de Prazeres, das Argilas do Forno do Tijolo e das Argilas Azuis de Xabregas.

Nos capítulos 5 e 6 apresenta-se o tratamento e a interpretação do conjunto de resultados existentes relativos às características mecânicas das Camadas de Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo resultantes de ensaios de laboratório e *in situ*, respetivamente. Para o quinto capítulo, os ensaios laboratoriais de que se dispunha em número mais significativo eram

ensaios triaxiais de compressão e ensaios edométricos. No sexto capítulo apresentam-se os resultados de diversas campanhas de ensaios *in situ*, que compreendem fundamentalmente ensaios com o pressiómetro de Ménard (PMT), ensaios sísmicos entre furos (CHT) e ensaios com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge (SBPT).

Os capítulos 7 e 8 são dedicados ao campo experimental, situado na Av. Visconde Valmor em Lisboa, onde foram realizados ensaios *in situ* e recolhidas amostras para realizar ensaios de laboratório. No capítulo 7 apresentam-se os resultados dos ensaios laboratoriais realizados nos laboratórios da FEUP e da FCTUC sobre amostras recolhidas em bloco no campo experimental. Os ensaios incluem triaxiais de compressão e de extensão para diferentes tensões de consolidação. Foram realizados ensaios com diferentes tensões de consolidação, com vista a caracterizar o comportamento do solo sobreconsolidado, ou seja para tensões próximas das tensões de repouso, e no ramo normalmente consolidado, adotando tensões de consolidação consideravelmente mais elevadas. Foram ainda realizados ensaios edométricos no edómetro de alta pressão para estabelecer os valores da tensão de pré-consolidação e, conseqüentemente, do grau de sobreconsolidação. No capítulo 7 apresentam-se ainda resultados de ensaios edométricos e triaxiais realizados sobre amostras reconstituídas, preparadas no Laboratório de Geotecnia da FCTUC, com o auxílio de um consolidómetro de grandes dimensões.

No capítulo 8 apresentam-se os resultados dos ensaios *in situ*, que incluíram ensaios SPT, ensaios com o pressiómetro de Ménard, ensaios com o pressiómetro autoperfurador e também ensaios sísmicos entre furos. Neste capítulo descrevem-se os procedimentos de ensaio e comparam-se os principais resultados obtidos com os resultados coligidos de outros estudos, que foram apresentados no Capítulo 6.

No capítulo 9 estabelecem-se algumas correlações entre parâmetros obtidos em diferentes ensaios e enquadram-se os resultados do campo experimental no conjunto de dados recolhidos junto das empresas, para traçar uma proposta de parametrização das argilas do Miocénico de Lisboa.





## ALGUMAS ARGILAS SOBRECONSOLIDADAS

### 1.1 Introdução

O comportamento de argilas duras, sobreconsolidadas, tem sido alvo de variadíssimos estudos por parte da comunidade científica tanto da Europa como do resto do Mundo. Há um número significativo de grandes cidades construídas sobre argilas duras, e a crescente necessidade de realizar obras geotécnicas, como grandes fundações, escavações profundas e túneis, por vezes em localizações muito próximas, põe à prova tanto o engenho como o conhecimento da comunidade científica (May, 2007).

Também fora dos grandes centros urbanos, nos setores dos transportes, da indústria e da energia se tem vindo a diversificar o âmbito das obras geotécnicas, aumentando os níveis de tensão induzidos nos maciços terrosos subjacentes ou envolventes, e exigindo melhores desempenhos às mesmas. Exemplo disso são os trabalhos desenvolvidos um pouco por toda a Europa sobre túneis muito profundos escavados em argilas muito duras para investigação na área do armazenamento de resíduos nucleares (Delage *et al.*, 2000; Dehandschutter *et al.*, 2004; May, 2007; Deng *et al.*, 2010; Yu *et al.*, 2010), as campanhas de prospeção efetuadas em Itália para a construção de uma central termo-elétrica (Rampello *et al.*, 2002) e os extensivos estudos levados a cabo em Londres na construção do Terminal 5 do Aeroporto de Heathrow (Hight *et*

*al.*, 2002; Gasparre, 2005; Gasparre *et al.*, 2007a; Gasparre *et al.*, 2007b; Hight *et al.*, 2007; Minh, 2007; Gasparre & Coop, 2008).

Também nos Estados Unidos, particularmente no MIT, se têm desenvolvido trabalhos de investigação para caracterizar a Argila Azul de Boston, significativamente impulsionados pela construção do *Central Artery - Tunnel*, um dos maiores projetos de vias de comunicação americanos (de La Beaumelle, 1991; Berman, 1993; Daniels *et al.*, 2003; Santagata *et al.*, 2007; Abdulhadi, 2009; House, 2012).

Paralelamente, tanto no Reino Unido como no resto da Europa têm sido desenvolvidos trabalhos de investigação que fornecem novas perspetivas acerca da caracterização destes materiais, e que incluem o estudo conjunto das propriedades geológicas, mineralógicas e geotécnicas. O estudo da geologia neste contexto permite contemplar e justificar a heterogeneidade dos solos e a sua variabilidade espacial. Os trabalhos de investigação têm sido acompanhados por desenvolvimentos significativos na área da modelação numérica do comportamento de argilas duras, pelo que se pode afirmar que atualmente se estudam as argilas sobreconsolidadas porque se pode e é preciso fazê-lo (May, 2007).

Quando se tenta conciliar o conhecimento geológico com o comportamento geotécnico surgem algumas dificuldades, associadas fundamentalmente a atitudes opostas entre geólogos e engenheiros face a um maciço natural. Na maior parte dos casos, o engenheiro está interessado em prever o futuro comportamento de um maciço, ao passo que ao geólogo interessa mais conhecer o seu passado, de onde veio e por que se formou. Enquanto o engenheiro procura relações complexas entre os parâmetros do solo que julga representarem a sua natureza, o geólogo pensa em traduzir a natureza dos solos por meio de diagramas de fases, tentando estabelecer famílias ou grupos. Se o engenheiro tende a normalizar o comportamento de um perfil de solo em função da tensão em repouso, ou seja usando o grau de sobreconsolidação para considerar o perfil mais ou menos uniforme, o geólogo procura dividi-lo em secções de fácies semelhante, seja pela cor, pela estrutura sedimentar e fósseis que contem ou pelo tamanho dos grãos. Finalmente, o engenheiro descreve o solo de cima para baixo, enquanto o geólogo o descreve de baixo para cima (Locat *et al.*, 2002). Estas diferenças de abordagem tornam interessante a ligação entre as duas áreas do conhecimento, o que se tem revelado muito útil na compreensão do comportamento dos solos naturais em geral e das argilas duras em particular.

No Quadro 1.1 resumem-se os principais estudos mais recentes de caracterização de argilas duras, indicando os ensaios realizados e as características estudadas.

Quadro 1.1 – Alguns estudos recentes sobre a caracterização de argilas duras

Referência	Local	Formação	Tipo de ensaio	Características/parâmetros estudados
de Freitas & Mannion, 2007	Londres, St. James's Park		-	Conteúdo fóssil em 20 amostras
			Identificação	Litologia; $w_L$ ; $I_p$ ; $w$ ; $\gamma$ ; % Argila
			SPT	$N$
			CPT; CPTU	$q_c$ ; $f_s$ ; $u$
			DHT; CHT	$V_{svh}$ , $V_{shv}$ , $V_{shh}$ , $G_{max}$
Hight <i>et al.</i> , 2002			SBPT	$K_0$ Permeabilidade
			DS	$c'$ ; $\phi'$
			$E_{oed}$	Compressibilidade
			Tx	Resistência e deformabilidade em compressão e extensão
Gasparre, 2005			SEM	Microestrutura
			Tx	Resistência e deformabilidade para amostras intactas e reconstituídas
			$E_{oed}$	
Nishimura <i>et al.</i> , 2007	Londres, Terminal 5 de Heathrow (T5)	Argila de Londres	HC	Anisotropia de resistência
Gasparre <i>et al.</i> , 2007a			Tx (SP)	Efeito da estrutura: diferença de comportamento entre amostras intactas e reconstituídas
			$E_{oed}$	
			HC	
			RC	
			Tx	
			Tx	
Gasparre <i>et al.</i> , 2007b			HC	Rigidez
			RC	
			BE	
Hight <i>et al.</i> , 2007			Identificação	Diferenças de comportamento mecânico para as diferentes unidades litológicas
			CHT; DHT	
			SBPT	
			Triax	
Sorensen <i>et al.</i> , 2007			Triax	Efeito dos processos pós-deposicionais no comportamento a longo prazo
			HC	
Minh, 2007			Tx (SP)	Anisotropia das características mecânicas
			Tx (BE)	
			RC	
Gasparre & Coop, 2008			$E_{oed}$	Efeito da estrutura na compressibilidade
Pantelidou & Simpson, 2007	Centro de Londres		Identificação	Variabilidade vertical das características físicas e mecânicas
			Tx	

Quadro 1.1 – Alguns estudos recentes sobre a caracterização de argilas duras (cont.)

Referência	Local	Formação	Tipo de ensaio	Características/parâmetros estudados
Dehandschutter <i>et al.</i> , 2004	Nordeste da Bélgica	Argila Boom	SEM	Influência da microestrutura na ductilidade e na dilatação do solo
Bouazza <i>et al.</i> , 1996			Tx	Características mecânicas de amostras reconstituídas
Delage <i>et al.</i> , 2000			Tx ( $\Delta T$ )	Efeito dos gradientes de pressão de água nos poros e de temperatura no comportamento mecânico do solo
			CHP	
Piriyakul & Haegeman, 2007			Tx (BE)	Medição do módulo de deformabilidade distorcional para muito pequenas deformações
Delage <i>et al.</i> , 2007			$E_{oed}$	Efeito da sucção em blocos recolhidos a grande profundidade
			Tx	
Aertsens <i>et al.</i> , 2004			EIM	Variabilidade espacial da condutividade hidráulica
Deng <i>et al.</i> , 2010			Identificação	Caracterização hidromecânica em diferentes locais
			$E_{oed}$	
Yu <i>et al.</i> , 2010			$E_{oed}$	Fluência
			Piez.	Pressão de água nos poros
			CHP	Permeabilidade
			SBPT	$K_0$
Bastiaens <i>et al.</i> , 2007	CHT; DHT	Velocidade de propagação de ondas sísmicas		
	Identificação	Litologia e índices físicos		
	Tx	Efeito da microestrutura na compressibilidade, resistência ao corte e rigidez para pequenas deformações		
Rampello <i>et al.</i> , 2002	Centro de Itália	Argila de Pietrafitta	$E_{oed}$	
Cafaro & Cotecchia, 2001	Bacia de Montemesola, Itália	Argilas sub-Apeninas de Montemesola e do Vale Pappadai	$E_{oed}$ Tx(SP)	Efeito da alteração no comportamento mecânico da argila
Cotecchia <i>et al.</i> , 2007			$E_{oed}$ Tx	Efeito da estrutura na <i>stress sensibility</i> e <i>swelling sensibility</i>
			Identificação	Diferenças de comportamento entre amostras intactas e reconstituídas
Cotecchia, 2002			$E_{oed}$	
Cotecchia & Chandler, 1997			Tx	
			SEM	
	SBPT	Influência da estrutura no comportamento mecânico do solo		
	$E_{oed}$ Tx			
Picarelli <i>et al.</i> , 2002	Sul de Itália	Argilite de Bisaccia	Identificação	Efeito da microestrutura na compressibilidade, resistência ao corte e rigidez para pequenas deformações
			Tx	
			CTS	
			$E_{oed}$	

Quadro 1.1 – Alguns estudos recentes sobre a caracterização de argilas duras (cont.)

Referência	Local	Formação	Tipo de ensaio	Características/parâmetros estudados
Amorosi & Rampello, 2007	Norte de Roma	Argila Vallericca	Identificação Tx E <sub>oed</sub>	Efeito da estrutura na resposta mecânica
Powell & Butcher, 2002	Humberside, Inglaterra	Argila de Cowden	Identificação E <sub>oed</sub> Tx SBPT PLT CPT; CPTU DMT CHT; DHT; SASW	Características de resistência e de deformabilidade fornecidas por diferentes métodos/ensaios
de La Beaumelle, 1991			Identificação DRX Tx Tx (SP) E <sub>oed</sub>	Características mecânicas de amostras intactas
Berman, 1993			Identificação E <sub>oed</sub> Tx DS	Características físicas Parâmetros de resistência e de deformabilidade Determinação de $R_{OC}$
Jen, 1998			Tx E <sub>oed</sub> FVT	Características mecânicas de amostras intactas
Daniels <i>et al.</i> , 2003			Identificação CHP	Condutividade hidráulica de argila intacta e com polímeros
Santagata <i>et al.</i> , 2005	Boston	Argila Azul de Boston	Tx (SP)	Fatores que afetam a rigidez de solos coesivos
Santagata <i>et al.</i> , 2007			Tx (SP)	Rigidez para pequenas deformações em amostras reconstituídas
Abdulhadi, 2009			E <sub>oed</sub> Tx TWC	Características de compressibilidade Possibilidade de normalizar o comportamento Ensaio sobre amostras reconstituídas
Casey, 2011			Tx	Efeito da ligação no topo das amostras nos resultados de ensaios triaxiais
House, 2012			Tx	Características de resistência e de compressibilidade em amostras intactas e reconstituídas

CHT – Ensaio *Cross-hole*; CHP - Permeâmetro de carga constante; CTS – Ensaio de corte torsional; DHT – ensaio *Down-hole*; DMT – Ensaio com o dilatômetro de Marchetti; DRX – Difração de Raios-X; DS – Ensaio de Corte direto; E<sub>oed</sub> – Ensaio edométrico; EIM - Ensaio de injeção de marcador; FVT – Ensaio *vane test*; HC – Ensaio no *hollow cylinder*; Piez.- Instalação de piezômetros; PLT – Ensaio de carga em placa; RC – Ensaio de coluna ressonante; SBPT – Ensaio com o pressiómetro autoperfurador; SEM – Observação microscópica; SASW – Ensaio sísmico de superfície; Tx – Ensaio triaxial; Tx (BE) – Ensaio triaxial com *bender elements*; Tx (SP) – Ensaio triaxial na câmara *Stress Path*; Tx ( $\Delta T$ ) – Ensaio triaxial com variação de temperatura; TWC – Ensaio no *hollow cylinder* de paredes espessas

## 1.2 A variabilidade dos solos naturais

O estudo da variabilidade nos solos naturais está intimamente relacionado com a Geologia. O primeiro passo na caracterização de um maciço natural consiste em identificar as diferentes unidades litológicas que o constituem e estabelecer fronteiras espaciais para cada uma delas. A variabilidade ocorre tanto vertical como lateralmente num depósito na medida em que, no caso de maciços sedimentares, é ditada pelo ambiente deposicional e pelos processos pós-deposicionais que aí tiveram lugar (Powell & Butcher, 2002).

Quando a variabilidade lateral parece pequena, dada a proximidade dos locais, pode tentar-se uma comparação visual para identificar camadas semelhantes. No entanto, no caso de solos argilosos, o tamanho das partículas não permite distingui-las a olho nu, pelo que a observação visual não é suficiente para identificar diferentes camadas (de Freitas & Mannion, 2007). Os estratos ou camadas podem ser estudados utilizando várias técnicas: a litoestratigrafia, que analisa o carácter das partículas; a cronoestratigrafia, que tem em consideração a idade das mesmas; a magnetoestratigrafia, que utiliza o magnetismo das partículas; e finalmente, a bioestratigrafia que analisa o conteúdo fóssil do solo (de Freitas & Mannion, 2007). Com efeito, a presença de microfósseis e a sua identificação permite esclarecer alguns aspetos acerca da idade geológica das formações e das condições em que as argilas foram depositadas (Tanaka & Locat, 1999; Hight & Leroueil, 2002; Hight *et al.*, 2002; Locat *et al.*, 2002; Gasparre, 2005; de Freitas & Mannion, 2007). Algumas destas técnicas têm sido utilizadas para identificar a variabilidade e facilitar a caracterização das mais significativas formações de argilas sobreconsolidadas.

A identificação de diferentes unidades litológicas nos maciços pode ser realizada com base na sua história geológica e através da observação dos logs das sondagens ou dos poços de reconhecimento. Alguns estudos mostram que é possível estabelecer uma relação entre o teor em água natural e as diferentes unidades litológicas (Hight *et al.*, 2002; Rampello *et al.*, 2002; Hight *et al.*, 2007). Outros autores consideram mais apropriado estabelecer as fronteiras entre diferentes unidades com base no limite de liquidez, uma vez que este é uma característica intrínseca do material, ao passo que tanto o teor em água, como o índice de consistência ou o índice de liquidez dependem do estado do solo (Pantelidou & Simpson, 2007).

A identificação de diferentes camadas ou unidades litológicas em maciços sedimentares de argila pode ainda ser realizada a partir de análises físico-químicas, nomeadamente da determinação da percentagem de matéria orgânica, do teor em carbonatos, da atividade das argilas e da sua superfície específica (Cotecchia & Chandler, 1997; Cotecchia, 2002; Locat *et al.*, 2002; Tan *et al.*, 2002; Dehandschutter *et al.*, 2005).

As curvas granulométricas e os limites de Atterberg constituem as características de identificação dos solos, no contexto da Mecânica dos Solos, estabelecendo-se como ponto de partida para a sua caracterização. No caso dos solos argilosos, a elevada percentagem de partículas finas retira alguma relevância às curvas granulométricas, já que o comportamento destas partículas não depende da sua forma e dimensões, ao contrário do que acontece com a fração grossa dos solos, quando presente. Com efeito, as pequeníssimas partículas de argila vêm o seu comportamento controlado por forças químicas e elétricas que se desenvolvem na sua superfície e dependem da sua mineralogia, do teor em água natural e dos limites de Atterberg ou de consistência.

Nos pontos que se seguem faz-se um resumo dos principais aspetos que caracterizam algumas formações argilosas relevantes, tecendo considerações acerca da sua história geológica e apresentando alguns dados existentes quer para as suas características físicas quer para as características mecânicas.

### **1.3 Argila de Londres**

#### **1.3.1 Nota sobre a história geológica**

A argila de Londres foi depositada em ambiente marinho durante o Eocénico, há 52 MA, numa bacia em subsidência e na qual o nível das águas do mar estava a subir. A sua história geológica compreende três fases principais: a deposição, a erosão dos sedimentos subjacentes e a redeposição de sedimentos no Quaternário (Nishimura, 2006). A esta sequência de eventos geológicos, Chandler (2000) atribuiu a designação de “Ciclo Geotécnico” por considerar ser muito relevante para a engenharia geotécnica.

No Reino Unido, a argila de Londres ocupa em terra uma área significativa que compreende as bacias de Londres e Hampshire. Embora se chamem bacias, estas não são efetivamente bacias sedimentares mas sim dobras sinclinais separadas pelo Anticlinal de Weald, que se formaram durante o Miocénico marcando o auge da Orogenia Alpina (Nishimura, 2006). Aquando da formação da argila de Londres, as bacias de Londres e de Hampshire estavam ligadas formando uma única área de deposição que fazia parte das margens submersas do Mar do Norte num período de elevado nível das águas do mar (Nishimura, 2006; Pantelidou & Simpson, 2007). Como este ambiente deposicional se situava nas margens de uma bacia sedimentar, eventos geológicos como alterações no nível das águas do mar provocaram alterações na litologia da argila de Londres.

A formação compreende uma sequência de argilas siltosas e siltes argilosos ou arenosos. Nesta sucessão as camadas mais arenosas foram possivelmente formadas num ambiente infratidal, onde sedimentos ricos em glauconite e concreções lenticulares sideríticas se

formaram durante quebras de sedimentação que ocorreram na sequência dos movimentos transgressivos e regressivos da linha da costa (Minh, 2007).

Na zona central da cidade esta formação foi depositada a uma profundidade da ordem dos 100 m, num ambiente marinho com baixa energia. Reflexo deste ambiente são as placas de mica disseminadas, os grãos de glauconite e a bioturbação sob a forma de furos de Condritas<sup>1</sup> preenchidos com silte cinzento e a presença de pequenos fragmentos de conchas. A forma dos nódulos de fósforo, dos grãos de glauconite e a intensa bioturbação revelam que este solo foi depositado muito lentamente (Hight *et al.*, 2007). Os sedimentos marinhos foram cobertos por camadas mais jovens, por ordem de sucessão: a camada *Claygate* (parte superior da Argila de Londres); a formação de *Bagshot* e a formação de *Brackelsham*, que marca o fim da deposição conhecida. A espessura total de deposição, incluindo as Argilas de Londres ronda os 350 m (Chandler, 2000).

No que respeita às unidades litológicas, Hight *et al.* (2002) apresentam para a Argila de Londres cinco unidades principais, como mostra a Figura 1.1, definidas em função do conteúdo fóssil e das quantidades de areia e silte presentes, e que correspondem a cinco principais ciclos transgressivos e regressivos. Na sua base, a Argila de Londres situa-se acima da formação de Harwich ou sobre a formação de Reading ou Woolwich. Cada uma destas unidades é subdividida em função da sua composição, sendo as fronteiras entre unidades mais facilmente identificáveis na Bacia de Hampshire e na zona Oeste de Londres, zonas mais próximas das margens da bacia de deposição. Em cada unidade existe um aumento nas dimensões das partículas de baixo para cima, o que indica a progradação<sup>2</sup> da linha costeira (Minh, 2007). Note-se que a sequência apresentada por estes autores está sujeita a variações não só de local para local devidas à história geológica, mas também em profundidade devidas a eventos pós-deposicionais que alteram o comportamento do solo (de Freitas & Mannion, 2007).

Quanto aos processos pós-deposicionais, o acontecimento mais importante que se julga ter influenciado o comportamento desta formação foi a erosão de uma camada de sedimentos com espessura significativa que levou a uma sobreconsolidação mecânica. Na zona do Terminal T5 do Aeroporto de Heathrow, por exemplo, é apenas possível identificar as unidades A, B e a parte mais inferior de C (Gasparre & Coop, 2008). Este evento ocorreu no final do Terciário e durante o Pleistocénico e removeu toda a camada superior de depósitos numa área vasta da

---

1 Pedra meteórica, também conhecida como aerólito, caracterizada pela presença de pequenos grãos de forma grosseiramente esférica.

2 Progradação é um processo natural de ampliação das praias provocado pela deposição de sedimentos transportados nas áreas de costa. Este é o processo oposto ao da erosão.



região. Após a erosão, a argila mais próxima da superfície sofreu dessecação, o que produziu descontinuidades sub-verticais abruptas (Hight *et al.*, 2002). A oxigenação da água freática conduziu à transformação dos óxidos de ferro em óxidos férricos, o que levou à alteração da cor do solo de azul para castanho, tendo ainda ocorrido a destruição das pirites e a dissolução do carbonato de cálcio, que constitui o cimento natural do solo.

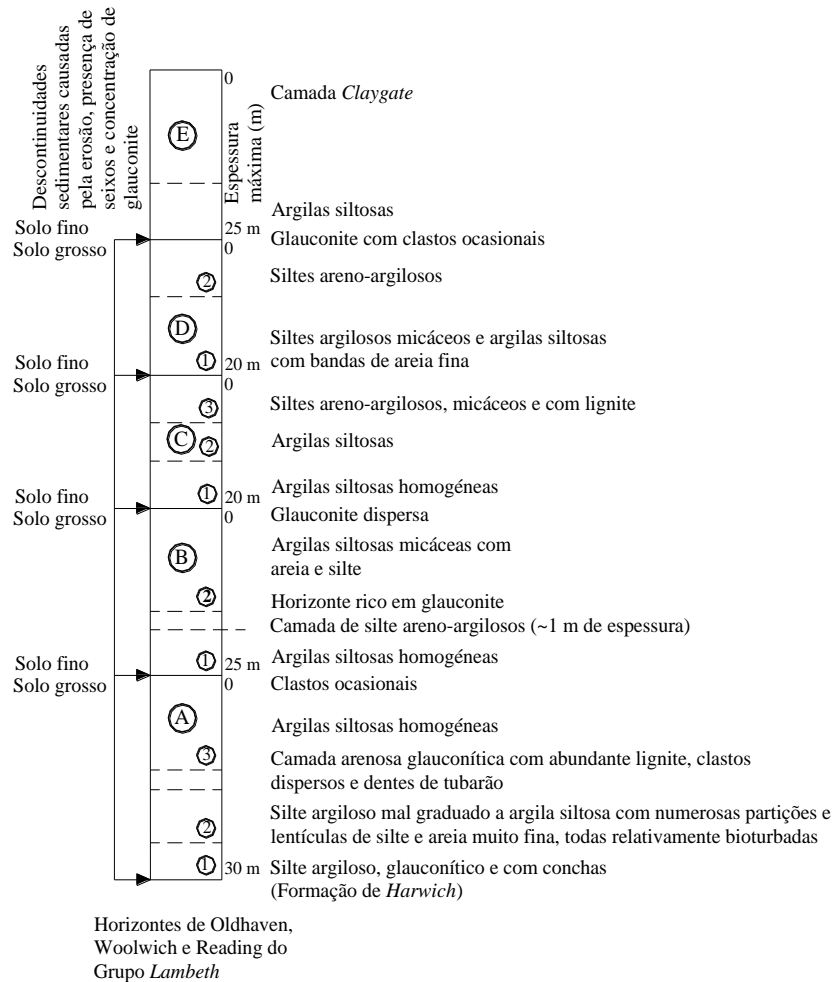


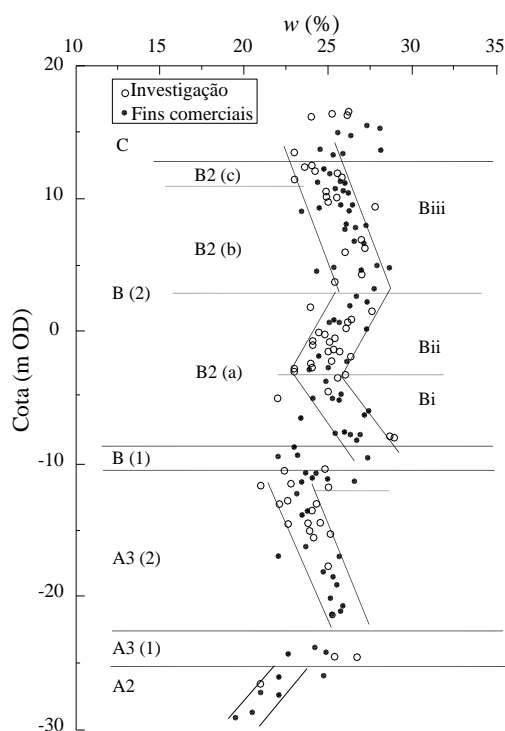
Figura 1.1 - Unidades litológicas na Argila de Londres (adaptado de Hight *et al.*, 2002)

Tanto a espessura atual como a original (anterior à forte erosão do final do Terciário) variam substancialmente ao longo das bacias de Londres e de Hampshire. Em alguns locais, no entanto, a espessura original da formação ainda é visível, como acontece em Essex, onde atinge os 150 m, e em Reading, onde chega a 90 m (Pantelidou & Simpson, 2007).

### 1.3.2 Características físicas e estado de tensão

Vários trabalhos têm sido publicados com informação acerca das características físicas das argilas de Londres. Os limites de Atterberg e o teor em água natural determinados em diversos locais tanto para trabalhos de investigação como para fins comerciais, têm inclusivamente sido utilizados para estabelecer subdivisões nas unidades litológicas descritas anteriormente como

mostra a Figura 1.2 (Hight *et al.*, 2002; Hight *et al.*, 2007). Com efeito, a correspondência entre o teor em água e as unidades litológicas mostra que aquele tende a diminuir junto aos topos de cada unidade como consequência da presença de material mais grosso. Pode ainda concluir-se que a variabilidade do teor em água é maior nas unidades que apresentam percentagens de areia mais significativas.



OD - metros acima do nível das águas do mar de referência no Reino Unido

Figura 1.2 - Evolução em profundidade do teor em água natural das Argilas de Londres com identificação das fronteiras entre unidades e sub-unidades litológicas (Hight *et al.*, 2007)

Os dados apresentados por Hight *et al.* (2002) referem-se a vários locais da cidade de Londres, onde a espessura dos sedimentos apresenta alguma variabilidade. No terminal T5 do Aeroporto de Heathrow, por exemplo, os valores de índice de plasticidade rondam os 40%, atingindo um máximo de 49% e um valor mínimo de 33%, com o limite de liquidez a variar entre 65 e 70%. Neste local a argila apresenta alta a muito alta plasticidade. A comparação com resultados de outros locais para a mesma formação permite concluir que há uma significativa variação, quer do índice de plasticidade quer do limite de liquidez com a profundidade. A zona do terminal T5 pode considerar-se representativa da argila de Londres na zona Oeste da Bacia de Londres, onde uma maior espessura de sedimentos foi erodida, e a argila tem menor plasticidade do que na zona Este (Hight *et al.*, 2002). No Quadro 1.2 apresentam-se os intervalos de valores de alguns índices físicos para as argilas de Londres, obtidos em diferentes locais.

Quadro 1.2 – Principais índices físicos para a argila de Londres (Hight *et al.*, 2002; Gasparre *et al.*, 2007a; Hight *et al.*, 2007; Nishimura *et al.*, 2007; Pantelidou & Simpson, 2007)

Local	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)	$w$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Terminal T5	65-70	-	33-49	20-29	-
St. James's Park	60-80	-	35-60	22-30	18,15-21,6
Waterloo	40-80	-	20-60	15-30	-
Royal Opera House	45-80	-	20-55	15-30	18,6-20,6
Bishopsbridge	45-80	-	30-50	25-50	17,6-21,6
Paddington	42-75	-	25-55	20-30	19,6-21,6
Brent Cross	60-80	-	45-65	25-35	18,6-19,6
Canons Park	65-85	-	40-55	25-30	18,6-19,6
Bradwell (Essex)	95	30	65	-	-
Waterloo (Centro de Londres)	77	27	50	-	-
Ashford Common	67	27	40	-	-
Terminal T5 (5,2 m abaixo da superfície do terreno)	69	25	44	23,7	19,9
Terminal T5 (10,5 m abaixo da superfície do terreno)	70	26	44	24,9	19,9
Terminal T5 (unidade C)	78-66	25-29	37-50	23-26	-
Terminal T5 (unidade B2)	63-75	23-32	37-48	22-29	-
Terminal T5 (unidade A3)	59-66	21-28	33-62	21-25	-
Terminal T5 (unidade A2)	65-72	24-30	41-42	21-27	-
Cross Rail, West	60-71	-	33-50	20-27	-
Paddington to Bond Street	40-75	-	20-47	24-30	-
Tottenham Ct. Road	37-62	-	12-55	17-22	-
King's Cross	52-85	-	20-60	15-35	-
Millennium Bridge	40-70	-	20-55	15-55	-
Bond Street	45-85	-	20-60	15-30	-
London Millennium Tower	60-75	-	45-62	15-35	-
Fenchurch Street	55-80	-	35-65	18-30	-
Moorhouse	40-80	-	20-50	10-40	-

O grau de sobreconsolidação da argila de Londres varia para cada unidade litológica, apresentando valores entre 4,3 e 16, como descreve Gasparre (2005).

O parâmetro mais difícil de determinar para a argila de Londres é o coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ). Devido à sua forte sobreconsolidação, é natural que as tensões horizontais sejam elevadas, mas o valor de  $K_0$  apresenta alguma variação, consoante o método utilizado para o determinar.

Hight *et al.* (2002) apresentam os resultados obtidos em diferentes locais a partir de ensaios com o pressiómetro autoperfurador (SBPT), cuja interpretação é ainda controversa, e de medições da sucção em amostras recolhidas com amostradores de paredes delgadas. Para a zona do Terminal T5 do Aeroporto de Heathrow as medições de sucção forneceram valores de  $K_0$  que variam entre 2,0 e 2,5 nas camadas mais superficiais e tendem a diminuir em profundidade para valores de cerca de 1,5 a 30 m (Gasparre, 2005). Estes apresentam boa concordância com os valores medidos em Ashford Common a partir de amostras talhadas de blocos, também ilustrados na Figura 1.3a. Em Paddington, como mostra a Figura 1.3b,  $K_0$  varia entre 1,5 e 2,1 até 30 m de profundidade e em Waterloo os valores são ligeiramente inferiores, variando entre

0,8 e 2,0: Neste local os resultados do SBPT são bastante próximos das medições de sucção, como pode verificar-se na Figura 1.3c (Hight *et al.*, 2002).

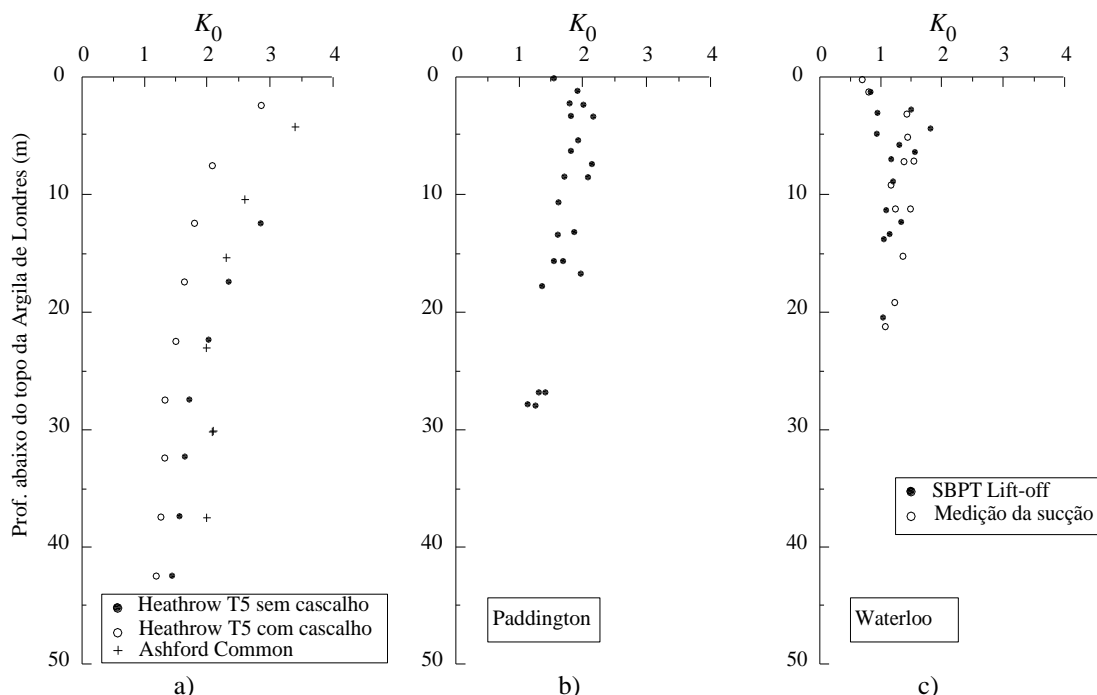


Figura 1.3 - Perfis de  $K_0$  para a Argila de Londres em diferentes locais: a) Terminal T5 de Heathrow e Ashford Common; b) Paddington ; c) Waterloo (Hight *et al.*, 2002)

### 1.3.3 Características mecânicas

O significativo número de obras geotécnicas de elevada complexidade realizadas nas Argilas de Londres justifica a quantidade de estudos extensivos de caracterização das suas propriedades mecânicas desde o final da década de 1950 (Minh, 2007). Nishimura (2006) apresenta um quadro que resume por década os principais estudos realizados na argila de Londres, com vista à sua caracterização. Neste ponto será dada mais importância aos parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo do que ao seu comportamento mecânico, que será mais detalhado num outro capítulo.

As características de resistência desta formação foram já apresentadas por vários autores, e resultam de diversos ensaios triaxiais de compressão e de extensão, realizados em amostras intactas e reconstituídas, que permitem estudar o efeito da estrutura (Hight *et al.*, 2002; Gasparre *et al.*, 2007a; Hight *et al.*, 2007), ensaios de corte direto (Hight *et al.*, 2002) e ainda de ensaios laboratoriais avançados, como o *hollow cylinder*, que permitem avaliar a anisotropia do solo (Nishimura, 2006; Gasparre *et al.*, 2007a; Gasparre *et al.*, 2007b; Minh, 2007; Nishimura *et al.*, 2007).

Vários estudos, incluindo os de Gasparre *et al.* (2007a), mostram que a estrutura da argila de Londres é mais compacta e mais orientada à medida que aumenta a profundidade, pelo que as características mecânicas das diferentes unidades litológicas apresentam diferenças

consideráveis. As unidades mais superficiais apresentam estruturas mais abertas e menos anisotrópicas, ao contrário das unidades mais profundas, que exibem estruturas fechadas e forte anisotropia. Também a presença de fissuras condiciona o comportamento ao corte destes solos, particularmente em extensão, como reporta Gasparre (2005).

O elevado número de ensaios triaxiais realizados para diferentes unidades permite identificar duas envolventes de rotura tanto em compressão como em extensão: uma referente à resistência de pico e outra relativa à resistência pós-rotura, embora a definição deste estado de seja bastante ambígua (Burland, 1990), já que os valores pós-rotura observados se referem a estados em que a deformação consiste num escorregamento quase-rígido ao longo do plano de rotura. A Figura 1.4 mostra as envolventes de rotura e permite observar que quer em compressão quer em extensão os parâmetros resistentes de pico tendem a aumentar em profundidade, sendo possível definir para as camadas mais profundas a presença de coesão efetiva, entre 50 kPa a 100 kPa, naturalmente associada a uma estrutura mais marcada (Hight *et al.*, 2007).

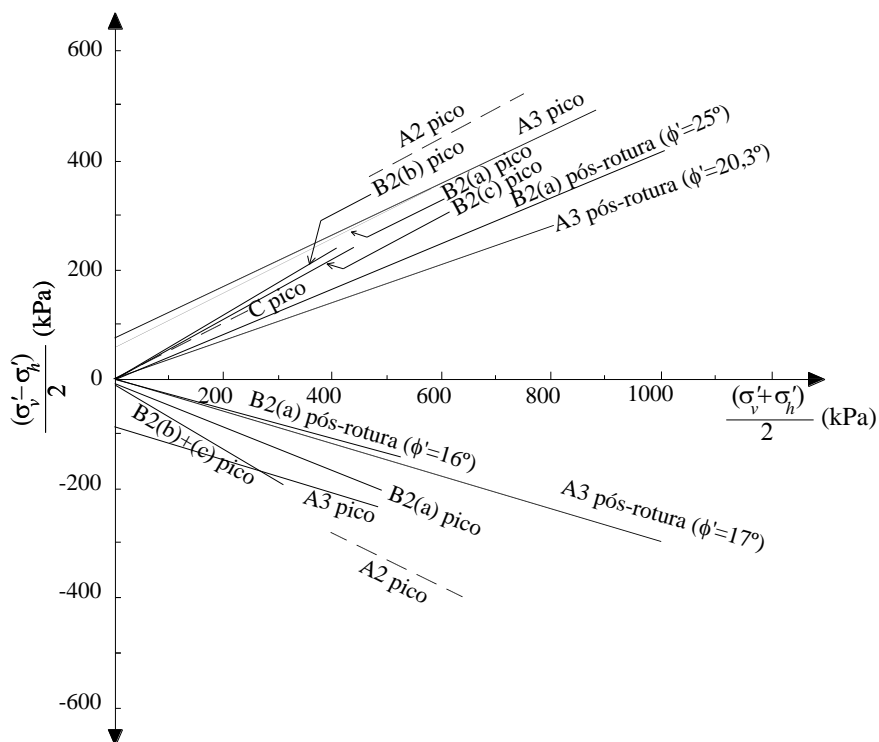


Figura 1.4 – Envolventes de rotura de pico e pós-rotura em ensaios triaxiais de compressão e de extensão para diferentes unidades litológicas nas Argilas de Londres (adaptado de Hight *et al.*, 2007)

Em relação às envolventes pós-rotura, verifica-se que em extensão, e apesar do mais reduzido número de resultados disponíveis, são sensivelmente as mesmas para as diversas unidades litológicas, com ângulos de resistência ao corte entre 16 ° e 18 °, tal como acontece nos ensaios de compressão, nestes com valores de  $\phi'$  a variar entre 20 ° e 25 °.

A resistência não drenada obtida a partir de três diferentes tipos de corte apresenta-se na Figura 1.5. Pode observar-se que nas camadas mais superficiais os valores não variam significativamente de ensaio para ensaio, o que vai de encontro à já referida presença menos significativa de anisotropia para menores profundidades. A partir dos 10 m de profundidade, verifica-se que o limite superior da resistência em compressão triaxial se situa significativamente acima dos valores obtidos com outras formas de corte, como mostra a figura da direita (Nishimura *et al.*, 2007). Apesar do aumento na anisotropia da resistência não drenada em profundidade, a ordem de grandeza dos resultados obedece à hierarquia identificada no trabalho de Nishimura (2006): compressão triaxial > corte simples usando o *hollow cylinder* ≥ extensão triaxial.

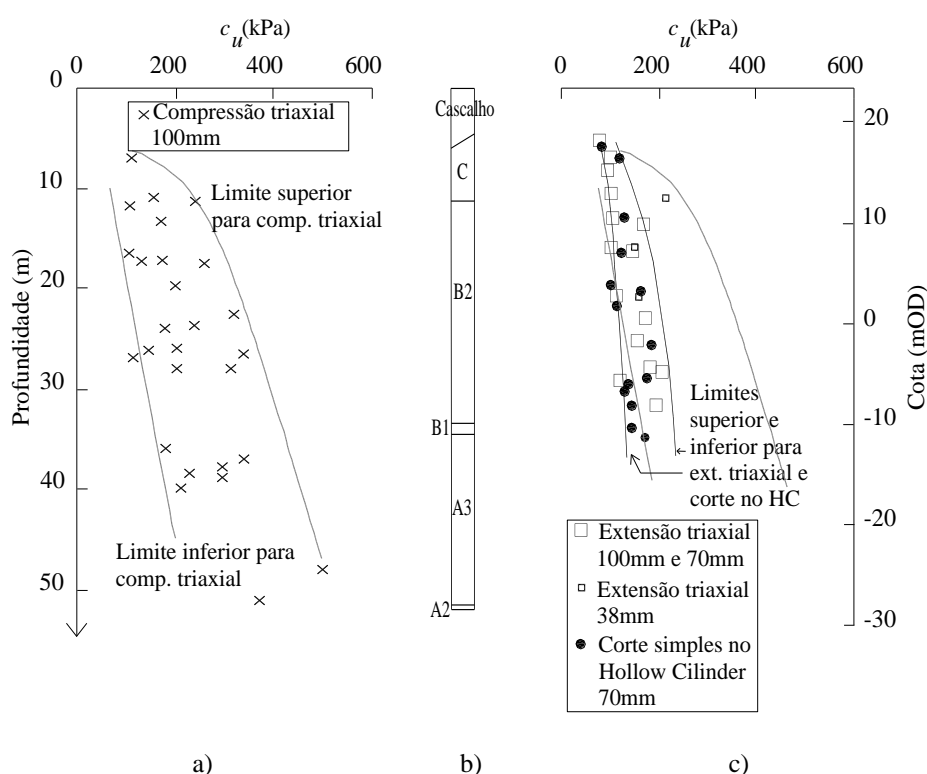


Figura 1.5 – Resistência não drenada em diversas unidades litológicas das Argilas de Londres obtida a partir de diferentes formas de corte, compressão triaxial, extensão triaxial com provetes de diferentes dimensões, e corte simples no *hollow cylinder*: a) compressão triaxial em provetes de 100 mm; b) perfil com unidades litológicas de Hight *et al.* (2007); c) extensão e corte no *hollow cylinder* (Gasparre, 2005; Nishimura *et al.*, 2007)

A rigidez da argila de Londres foi explorada através da realização de ensaios triaxiais e de corte torsional avançados, com recurso a transdutores de elevada resolução associados a *bender elements*, e ensaios de coluna ressonante (Gasparre *et al.*, 2007b). Os parâmetros de rigidez obtidos de formas diferentes exibiram de modo geral boa concordância, como mostra o Quadro 1.3. O parâmetro com dispersão mais significativa foi o coeficiente de Poisson, tendo sido obtidos valores bastante diferentes dos que são considerados na prática de projeto de fundações nas argilas de Londres.

Quadro 1.3 – Comparação entre parâmetros de rigidez obtidos em ensaios triaxiais com *bender elements*, ensaios estáticos no *hollow cylinder* e ensaios de coluna ressonante, para a unidade B2(c) da argila de Londres (Gasparre *et al.*, 2007b)

Parâmetro de rigidez	Ensaio triaxiais com <i>bender elements</i>	Ensaio no <i>hollow cylinder</i>	Ensaio de coluna ressonante
$E'_v$ (MPa)	122 ( $\pm 3$ )	112 ( $\pm 14$ )	-
$E'_h$ (MPa)	238 ( $\pm 4$ )	236 ( $\pm 27$ )	-
$G_{vh} = G_{hv}$ (MPa)	65 ( $\pm 1$ )	72 ( $\pm 6$ )	88 ( $\pm 3$ )
$\nu'_{vh}$	0,10 ( $\pm 0,14$ )	0,25 ( $\pm 0,05$ )	-
$\nu'_{hh}$	-0,02 ( $\pm 0,07$ )	-0,19 ( $\pm 0,08$ )	-
$\nu'_{hv}$	0,71 ( $\pm 0,15$ )	0,49 ( $\pm 0,15$ )	-
$E_{uv}$ (MPa)	184 ( $\pm 1$ )	-	-

Nota: Valores médios ( $\pm$  desvio padrão)

Os ensaios triaxiais com *bender elements* deveriam fornecer o valor de  $\nu'_{vh}$  estático mais preciso, ao passo que os ensaios de corte torsional devem fornecer valores mais seguros para  $\nu'_{hh}$  e de  $\nu'_{hv}$ , uma vez que os valores triaxiais dos dois últimos são dependentes da velocidade do ensaio e do rigor das medições estáticas e dinâmicas (Gasparre *et al.*, 2007b). A maior diferença entre dois conjuntos de resultados é a razão  $\nu'_{vh} / \nu'_{hv}$ , que devia ser igual a  $E'_v / E'_h$  para satisfazer os requisitos termodinâmicos, sendo que os ensaios no *hollow cylinder* forneceram melhores aproximações (Gasparre *et al.*, 2007b).

A evolução destes parâmetros em profundidade sugere que os valores absolutos da rigidez e o grau de anisotropia tendem a aumentar em profundidade, o que reflete tensões efetivas mais elevadas e alterações na estratigrafia (Gasparre *et al.*, 2007a; Hight *et al.*, 2007).

Ensaio edométricos realizados sobre amostras reconstituídas de diferentes unidades litológicas mostram valores intrínsecos dos parâmetros de compressibilidade semelhantes, apesar das diferenças na composição granulométrica e na plasticidade (Gasparre *et al.*, 2007a). As curvas de compressão para amostras intactas são também bastante semelhantes para as diferentes unidades litológicas e cruzam as curvas das amostras reconstituídas, apresentando cedência para tensões mais elevadas, o que resulta da estrutura do solo natural (Gasparre & Coop, 2008). A Figura 1.6 mostra algumas curvas de compressão e de expansão obtidas para diferentes profundidades para amostras intactas (O) e reconstituídas (rO), recolhidas a profundidades de 7, 12, 17, 25 e 51 m. Pode observar-se que as linhas de compressão intrínseca (ICL<sup>3</sup>) das camadas mais plásticas se situam acima das restantes, como na amostra recolhida a 25 m de profundidade, embora sejam todas sensivelmente paralelas, com declives  $C_c^* = 0,386$  e  $C_s^* = 0,184$  (Gasparre *et al.*, 2007b; Gasparre & Coop, 2008).

3 A linha de compressão intrínseca é a que resulta da representação num plano normalizado das curvas de compressão de materiais reconstituídos. Este assunto será aprofundado no capítulo 2 deste trabalho

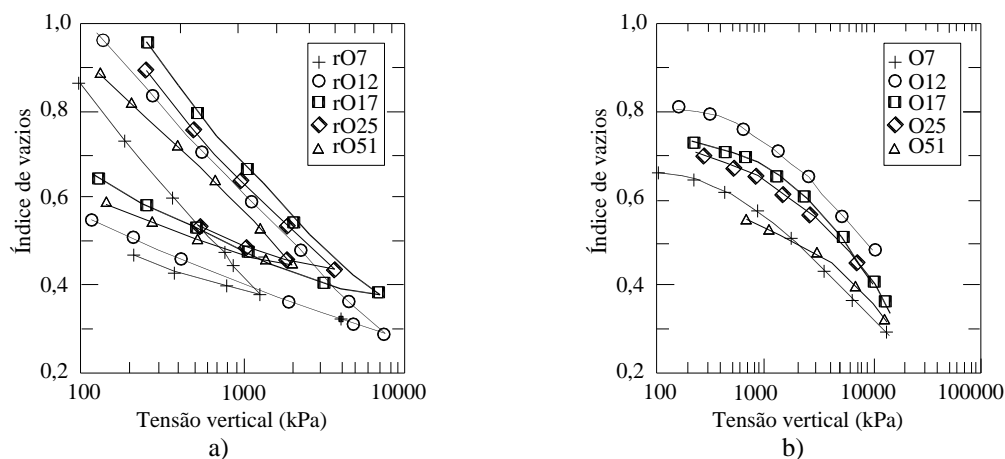


Figura 1.6 – Curvas de compressão para amostras reconstituídas (rO) e intactas (O) de amostras da Argila de Londres recolhidas a diferentes profundidades (Gasparre & Coop, 2008)

## 1.4 Argila Boom da Bélgica

### 1.4.1 Nota sobre a história geológica

A argila Boom pertence a uma formação do Oligocénico, detrítica, depositada em ambiente marinho durante o Rupeliano, que surge na zona Nordeste da Bélgica (Aertsens *et al.*, 2004; Dehandschutter *et al.*, 2005) e se estende por uma vasta área na Bacia do Mar do Norte (Bouazza *et al.*, 1996; Dehandschutter *et al.*, 2004), como mostra a Figura 1.7. Esta formação, com cerca de 100 m de espessura, surge a profundidades da ordem dos 200 m e separa os espessos sedimentos arenosos superficiais do Neogénico das camadas arenosas e argilosas mais profundas que formam numerosos aquíferos e aquitardos<sup>4</sup>. Apesar de ser uma argila apenas ligeiramente sobreconsolidada surge a grande profundidade pelo que se trata de uma argila dura.

A classe litológica em que se insere é a classe dos siltes argilosos e das argilas siltosas, já que contém cerca de 60% de minerais de argila, nomeadamente ilites, esmectites e caulinites, vestígios de clorites, cerca de 20% de quartzo e 10% de feldspatos (Aertsens *et al.*, 2004). A formação exhibe um perfil zonado, com alternância de níveis siltosos e níveis mais argilosos de cor escura com espessuras variáveis, que chegam a atingir os 2 m na base e apresentam dimensões centimétricas nas camadas mais superficiais. Visualmente, o contraste entre estes dois horizontes é bastante marcado devido à presença de matéria orgânica que confere às camadas mais argilosas uma coloração mais escura quando comparada com as camadas mais siltosas (Aertsens *et al.*, 2004). Esta característica é atribuída a variações no nível da água do mar e a variações climáticas. Na base das camadas argilosas mais superficiais surge matéria

---

4 Um aquitardo é uma formação geológica que embora possa armazenar importantes quantidades de água é de natureza semipermeável e portanto transmite água a uma taxa muito baixa, o que inviabiliza o seu aproveitamento a partir de poços e (ou) furos de captação de água.



orgânica e existem concreções calcárias que delimitam um horizonte calcário que se estende por toda a formação. Estes níveis têm a particularidade de poderem ser correlacionados a grandes distâncias (Aertsens *et al.*, 2004).

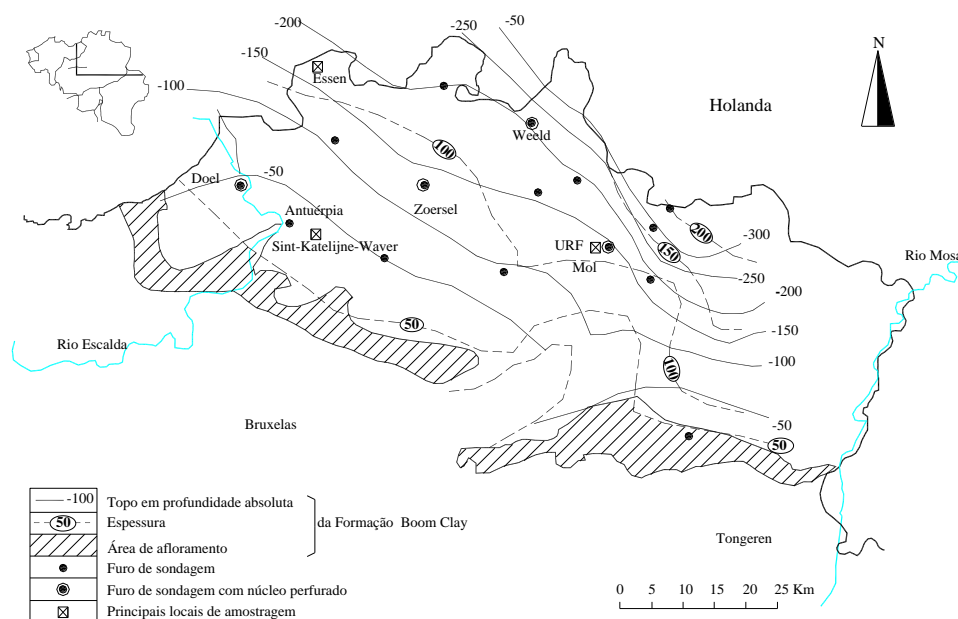


Figura 1.7 – Extensão geográfica, profundidade e espessura da argila Boom na Bélgica, com localização de Mol, Essen e Sint-Katelijne-Waver, e indicação de alguns furos de sondagem realizados. A profundidade absoluta refere-se ao nível médio das marés de sizígia<sup>5</sup> que é cerca de 2 m abaixo do nível médio das águas do mar (adaptado de Aertsens, 2004)

Para além das sequências de materiais finos (argilas e siltes) pode ainda dividir-se o perfil litológico em três unidades principais, definidas a partir da composição granulométrica e química do solo, nomeadamente do seu teor em matéria orgânica e percentagem de carbonatos. Em alguns níveis estratigráficos ocorrem zonas carbonatadas com decímetros de espessura, nas quais se formaram concreções ovais diagenéticas (Dehandschutter *et al.*, 2005). A parte superior da argila Boom sofreu erosão durante o Chattiano, como reflexo do soerguimento dos maciços de Londres-Brabant e Ardenne-Reno, antes da deposição das areias marinhas do Neogénico que se sobrepõem de modo discordante às argilas Boom nas zonas de afloramento (Dehandschutter *et al.*, 2005). Esta discordância estratigráfica foi estudada a partir de grupos de microfósseis presentes nas areias do Chattiano e nas argilas do Rupeliano. Com efeito, as espécies marinhas subtropicais encontradas na base do Chattiano contrastam com a fauna e a flora típicas de ambientes mais profundos e frios da zona superior do Rupeliano (Van Simaey, 2004).

<sup>5</sup> Em Oceanografia as marés de sizígia são as que ocorrem nas Luas Nova e Cheia, quando os efeitos lunares e solares se reforçam uns aos outros, produzindo as maiores marés altas e as menores marés baixas.

### 1.4.2 Características físicas e estado de tensão

No campo experimental de Mol na Bélgica, identificado na Figura 1.7, foi construída uma Unidade de Investigação Subterrânea (URF<sup>6</sup>) a cerca de 223 m de profundidade para estudar a viabilidade de armazenamento de resíduos com elevado grau de radioatividade (HLW<sup>7</sup>) na formação de Boom (Deng *et al.*, 2010). Desde a construção deste laboratório, há cerca de 30 anos, têm sido feitas muitas experiências termo-hidro-mecânicas em volta das escavações (Bernier *et al.*, 2007). Foi ainda considerada uma localização alternativa em Essen, a cerca de 60 km de Mol na zona Nordeste da Bélgica, também ilustrada na Figura 1.7.

Os principais índices físicos da argila Boom obtidos em amostras recolhidas a diferentes profundidades nos campos experimentais de Essen e Mol e ainda na zona de Sint-Katelijne-Waver, onde há um afloramento da mesma, apresentam-se no Quadro 1.4. Em relação ao teor em água natural, para as amostras de Mol aquele foi determinado a partir de blocos recolhidos durante a escavação de uma galeria de ligação na URF. Para além dos índices físicos apresentam-se também algumas propriedades relativas ao estado das amostras, como o índice de vazios e o teor em água natural. Pode concluir-se que as amostras recolhidas nos três locais apresentam resultados bastante semelhantes para todos os parâmetros, exceto para o índice de vazios natural, que é superior no campo de Essen. Estes valores estão de acordo com os que se apresentam em outras publicações (Bernier & Van Cauatern, 1998; Mertens *et al.*, 2004; Bastiaens *et al.*, 2007; Bernier *et al.*, 2007), e que não integram o Quadro 1.4 por não apresentarem dados para os limites de plasticidade e a densidade das partículas sólidas. Dos valores apresentados pode concluir-se que este solo apresenta elevada plasticidade e índice de consistência quase sempre superior à unidade, pelo que se trata de uma argila dura.

Aspeto particularmente interessante é o de não haver significativa variação dos índices físicos entre os campos de Mol e Essen, onde as amostras foram recolhidas a 200 m de profundidade e o campo de Sint-Katelijne-Waver, onde a argila Boom surge a 5 m e 8 m de profundidade. A principal diferença observada está no índice de consistência, que é ligeiramente superior à unidade nos campos de Mol e Essen, e inferior a 1,0 em Sint-Katelijne-Waver.

Os ensaios *in situ* realizados em Mol utilizando os pressiómetros de Ménard e autoperfurador, o dilatómetro e a fracturação hidráulica assim como retroanálises das tensões medidas no suporte das galerias forneceram para o coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ) valores que variam entre 0,3 e 0,9 (Bastiaens *et al.*, 2007). Os ensaios laboratoriais fornecem valores de  $K_0$  entre 0,5 e 0,8. De acordo com os estudos realizados, a composição química e

---

6 Underground Research Facility

7 High Level Waste

mineralógica desta formação é bastante constante e o grau de sobreconsolidação é de cerca de 2,4 (Bernier *et al.*, 2007)

Quadro 1.4 –Principais índices físicos para a argila Boom da Bélgica em Essen, Mol e Sint-Katelijne-Waver (Delage *et al.*, 2000; Dehandschutter *et al.*, 2005; Piriyaikul & Haegeman, 2007; François *et al.*, 2009; Deng *et al.*, 2010)

Local	Amostra	Prof. (m)	$G_s$	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)	$w$ (%)	$I_c$ (%)	$e_0$
Essen	75	219,41	2,65	78	33	45	29,7	1,07	0,785
	83	227,15	2,64	70	33	37	27,2	1,16	0,730
	96	240,12	2,68	69	33	36	26,5	1,18	0,715
	104	248,41	2,68	68	29	39	27,7	1,03	0,700
Mol	-	223	2,67	59-76	22-26	33-54	19-40	1,0-1,2	0,43-0,66
	-	223	-	70	25	45	25-30	0,9-1,0	0,54
	-	223	-	-	-	50	24-30	-	0,66
Sint-Katelijne-Waver	C5	5	2,71	65,38	22,23	43,15	29,42	0,83	-
	D5	5	2,69	65,95	23,21	42,74	24,00	0,98	-
	C8	8	2,70	57,51	21,02	36,49	28,25	0,80	-
	D8	8	2,71	54,12	22,89	31,23	23,32	0,99	-

### 1.4.3 Características mecânicas

As características mecânicas da argila Boom que têm sido estudadas estão quase sempre relacionadas com a viabilidade da sua utilização para armazenamento de resíduos nucleares com elevado nível de radioatividade, que resultam do funcionamento ou desmantelamento de reatores nucleares e são constituídos principalmente por combustível usado não processado, produtos provenientes do reprocessamento do combustível (HLW) e outros resíduos com nível médio de radioatividade (ILW<sup>8</sup>). Neste contexto, as formações argilosas são escolhidas para funcionarem como barreiras contra a migração de radionuclídeos para a biosfera (Verstricht *et al.*, 2003). Por questões de segurança, têm sido também estudadas e desenvolvidas barreiras artificiais, que permitem por exemplo evitar o contacto entre o material radioativo e a água da argila durante o período de tempo em que a temperatura é significativamente superior à temperatura original, que pode ser de 500 anos no caso de resíduos de elevado nível de radioatividade até alguns milhares de anos para combustível utilizado (Verstricht *et al.*, 2003).

Pelas razões expostas, grande parte dos trabalhos científicos que interessam esta argila compreende o estudo do seu comportamento termo-hidro-mecânico, havendo também registos de ensaios triaxiais, ensaios edométricos e ensaios de permeabilidade com o permeâmetro de carga constante (Bouazza *et al.*, 1996; Delage *et al.*, 2000; Aertsens *et al.*, 2004; Coll *et al.*, 2007; Delage *et al.*, 2007; Piriyaikul & Haegeman, 2007; François *et al.*, 2009; Deng *et al.*, 2010; Yu *et al.*, 2010).

---

8 Intermediate Level Waste

A influência da temperatura no comportamento mecânico das argilas não será explorada neste trabalho, por ser mais crucial no âmbito de estudos relacionados, por exemplo, com o ambiente. Formações que funcionem como depósito para resíduos nucleares ou onde estejam enterrados cabos de alta voltagem estão expostas a temperaturas elevadas durante longos períodos de tempo e vêm as suas características hidráulicas e mecânicas alteradas. Em solos saturados o calor induz expansão na água dos poros e nas partículas sólidas, logo excessos de pressão nos poros positivos que conduzem à diminuição da tensão efetiva *in situ* e a alterações de volume devido à subsequente dissipação e à transferência de calor (Delage *et al.*, 2000). Estes processos são bastante complexos uma vez que combinam gradientes de pressão e de temperatura, fluxos hidráulicos e térmicos e alterações nas características mecânicas do solo.

O Quadro 1.5 apresenta algumas características geomecânicas da argila Boom obtidas a partir de ensaios laboratoriais ou de retroanálises. Deve no entanto ter-se em consideração que este solo exibe uma acentuada não-linearidade no que respeita à relação entre tensão e deformação (Bernier *et al.*, 2007), pelo que os valores apresentados para o módulo de deformabilidade devem ser encarados com alguma prudência.

Quadro 1.5 – Principais características mecânicas da argila Boom da Bélgica em Mol

Referência	$E$ (MPa)	$\nu$	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\psi'$ (°)
Mertens <i>et al.</i> 2004)	200-400	0,4	11	396	-
Dehandschutter <i>et al.</i> (2005)	-	0,4	18	-	-
Bernier <i>et al.</i> (2007)	300	0,125	18	300	0-10
Gens <i>et al.</i> (2007)	200-400	-	-	-	-
François <i>et al.</i> (2009)	200-400	0,4-0,45	18-19,5	500-1200	0-23

Alguns ensaios de laboratório sobre amostras intactas de argila Boom realizados com pressões elevadas mostram que estas se caracterizam por uma resposta muito rígida e se aproximam da resistência de pico para uma extensão axial de cerca de 5 % com a resistência a diminuir após elevada deformação axial (Bouazza *et al.*, 1996). Apesar de alguma dispersão nos resultados, os ensaios laboratoriais mostram uma clara tendência para a variação da rigidez com o nível de deformação, podendo a rigidez para uma deformação de 0,01 % ser uma ordem de grandeza superior à que se verifica para uma deformação de 1 % (Bernier *et al.*, 2007).

Na Figura 1.8 apresentam-se resultados de ensaios triaxiais de compressão não drenados realizados sobre amostras reconstituídas de argila Boom com consolidação isotrópica. Os ensaios foram realizados na sequência da construção de um túnel perto de Antuérpia e do estudo de exequibilidade da URF em Mol. As amostras reconstituídas foram obtidas a partir de blocos de argila Boom recolhidos na zona de Antuérpia onde há um afloramento desta formação.

As curvas tensão-deformação das amostras reconstituídas consolidadas isotropicamente exibem um comportamento frágil, com diferentes resistências de pico para diferentes tensões de

confinamento, como mostra a Figura 1.8a. Todas as amostras têm inicialmente uma resposta rígida. A dilatância é negativa desde o início da fase de corte, como indicam os excessos positivos de pressão de água nos poros ilustrados na Figura 1.8b.

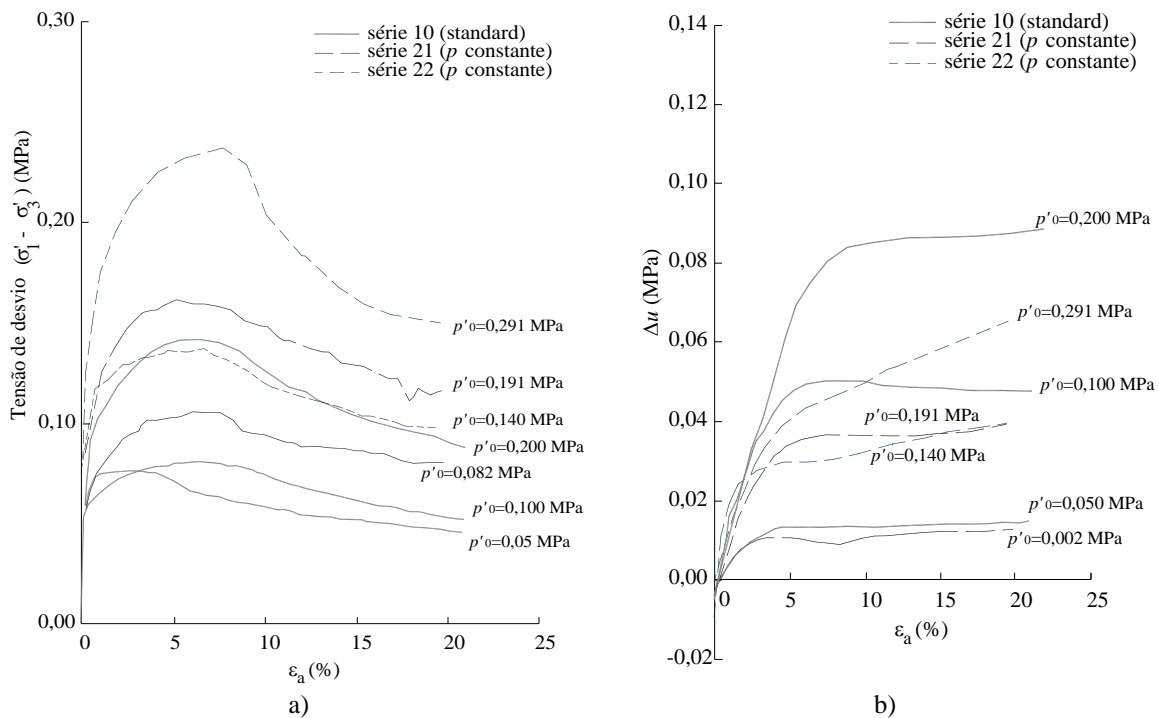


Figura 1.8 – Resultados de ensaios triaxiais não drenados em amostras reconstituídas de argila Boom: a) curvas tensão de desvio-deformação axial; b) curvas pressão de água nos poros-deformação axial (adaptado de Bouazza *et al.*, 1996)

No que respeita à compressibilidade, os ensaios sobre amostras reconstituídas forneceram um parâmetro  $\lambda = 0,129$ , semelhante ao descrito na bibliografia para solos da mesma natureza, o que indica uma compressibilidade moderada, correspondente com a plasticidade do solo. O declive da curva de recompressão,  $\kappa = 0,039$ , foi também semelhante ao que se obteve com outra argila com a mesma origem, a argila de Marino, que foi de  $\kappa = 0,042$  (Bouazza *et al.*, 1996). A razão  $\lambda/\kappa = 3,3$  está situada no intervalo de 2 a 5 para solos argilosos (Schofield & Wroth, 1968). As amostras reconstituídas exibiram comportamento frágil, contrariamente ao que seria de esperar para amostras normalmente consolidadas sujeitas a corte em condições isotrópicas. Para níveis de tensão moderados, os parâmetros de resistência em tensões efetivas são  $\phi' = 18,5^\circ$  e  $c' = 10$  kPa. Estes resultados fornecem alguma informação acerca do comportamento da argila Boom reconstituída, mas não permitem ainda estabelecer uma base teórica para a modelação numérica (Bouazza *et al.*, 1996).

## 1.5 Argilas sub-Apeninas e argilitos de Bisaccia

### 1.5.1 Nota sobre a história geológica

A Bacia de Montemesola situa-se no Sudeste de Itália, na região da Apúlia. Neste local os calcarenitos de Gravina do Pleistocénico, areias finas a médias fracamente cimentadas sobre um *bedrock* Cretácico, são subjacentes às Argilas Azuis sub-Apeninas. Estas argilas correspondem à sedimentação contínua durante o ciclo transgressivo superior do Pleistocénico Inferior, resultante da erosão das rochas dos Apeninos. Posteriormente, o soerguimento resultou numa regressão durante o Pleistocénico Superior, pelo que ocorreu a erosão das argilas e a formação de terraços marinhos de se depositaram os calcarenitos. Não há evidência de atividade tectónica nesta zona, pelo que se admite que estas argilas não têm falhas e são horizontalmente estratificadas.

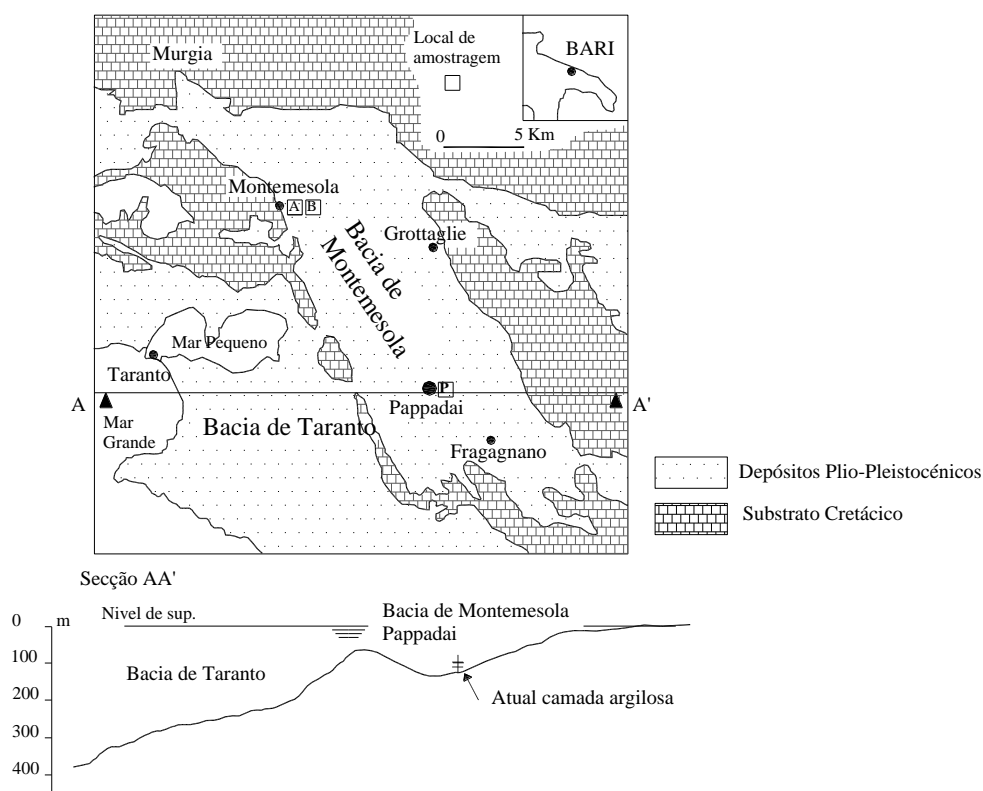


Figura 1.9 – Mapa geológico esquemático das Bacias de Taranto e Montemesola, com indicação dos principais locais de amostragem e secção transversal ao longo das bacias (Cotecchia, 2002)

Na área central da Bacia de Montemesola, em Pappadai, foram detetadas percentagens significativas de plâncton, que indicam que a deposição ocorreu num ambiente marinho calmo e protegido que resultou num ambiente redutor<sup>9</sup>. Para além disso, a fauna bentónica<sup>10</sup> identificada

<sup>9</sup> Um ambiente redutor é aquele em que há baixa disponibilidade de oxigénio (O<sub>2</sub>), ou alta de hidrogénio (H<sub>2</sub>), necessário para que haja a formação de ligações C–H.

está associada a *habitats* de águas profundas, o que, combinado com a presença de sulfatos residuais na argila confirma a presença de matéria orgânica no ambiente redutor e pouca circulação de água na altura da deposição (Cotecchia, 2002). Estas terão sido as condições de deposição no vale Pappadai, onde estudos paleontológicos revelaram a presença de inúmeros nanofósseis bem conservados e a idade da argila se julga ser de 1,2 MA. a 1,3 MA. Crê-se que o ambiente deposicional das zonas mais periféricas da Bacia, como em Montemesola, tenha sido mais turbulento (Cotecchia, 2002).

A espessura total dos depósitos no vale de Pappadai é atualmente de cerca de 50 m nas zonas laterais e 25 m na zona central, surgindo os calcarenitos de Gravina sensivelmente a 61 m de profundidade. Tendo em conta que geologicamente se estima que a espessura tenha sido da ordem de 170 m, é possível calcular que a camada de argila erodida teria entre 120 m e 145 m de espessura, o que levou à sobreconsolidação da formação remanescente. Depois da descarga devida à erosão as argilas do topo ficaram sujeitas a alteração, pelo que atualmente as argilas mais profundas são cinzentas, ao passo que as mais superficiais apresentam uma coloração amarela, resultante de um longo processo de alteração e de oxidação, nomeadamente através de ciclos de secagem e expansão (Cotecchia *et al.*, 2007).

A cadeia montanhosa dos Apeninos constitui a espinha dorsal da Itália, estendendo-se por todo o seu território desde a Ligúria até à Sicília. Estas montanhas representam a parte mediterrânica da cintura orogénica dos Alpes e Himalaias e consistem numa estrutura arqueada de escamas com espessura total de 10 km, produzida pela convergência das placas Afro-Adriática e Euro-Asiática, que se desenvolveu durante o Neogénico (Picarelli *et al.*, 2002). A evolução tectónica Miocénica e Pliocénica da cadeia dos Apeninos surge associada à interação entre as placas Euro-Asiática e Africana e a microplaca de Adria.

O estilo tectónico do Sul dos Apeninos é um sistema duplex<sup>11</sup>, caracterizado por todas as unidades apresentarem uma posição paleogeográfica interna, que converge no teto ao longo da fronteira Oeste do cabo de Apúlia, cobrindo uma camada enterrada constituída por unidades tectónicas associadas aos domínios paleogeográficos mais exteriores, nos quais se desenvolveu um empilhamento da base no cabo da Apúlia.

A Figura 1.10 apresenta uma secção transversal simplificada do sul dos Apeninos, com indicação de: parte Oeste da cadeia montanhosa, caracterizada por subsidência tectónica

---

10 Os organismos bentónicos são aqueles que vivem no solo marinho.

11 Uma estrutura duplex é um sistema de falhas imbricadas, falhas paralelas pouco espaçadas e do mesmo tipo, que terminam contra ou se fundem com a falha principal, e que podem terminar em convergência na base ou no teto.

compensada quer por elevados níveis de sedimentação quer pela atividade vulcânica (planícies costeiras na área do mar Tirreno); parte axial-este da cadeia a sofrer soerguimento contínuo desde o Pliocénico Superior até ao presente; e zona este da cadeia com sedimentação marinha até ao Pleistocénico Inferior e soerguimento desde então até ao presente.

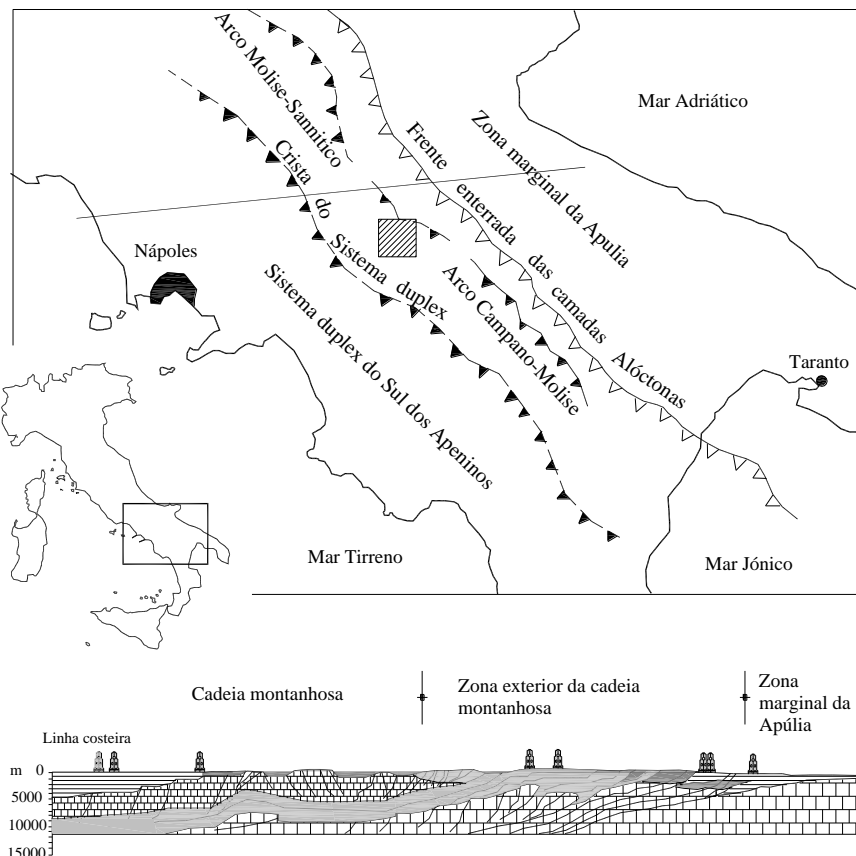


Figura 1.10 - Tectónica do sul dos Apeninos mostrando um esquema tipo de estrutura duplex (adaptado de Picarelli, 2002)

A área ocupada pelos argilitos de Bisaccia situa-se ao longo do eixo longitudinal da cadeia dos Apeninos, entre o planalto de Monte do Formicoso e o rio Calaggio. Nesta zona, a formação da cadeia decorreu desde o fim do Miocénico até ao início do Pleistocénico, formando estruturas fortemente imbricadas sem envolver a base. A configuração morfológica e estrutural desta área resulta de uma série de processos geológicos que ocorreram entre o final do Pliocénico e o Quaternário. O aspeto geomorfológico mais significativo pode ser representado por uma paisagem antiga, constituída por superfícies levemente erodidas que dizem respeito às atuais planícies, e cuja fase erosiva teve início no Pliocénico médio (Picarelli *et al.*, 2002).

O sistema evolutivo em que esta cadeia montanhosa se insere caracteriza-se por um intenso soerguimento (0,3 mm a 0,4 mm por ano), que se desenvolve ao longo das falhas tectónicas com orientação NW-SE e NE-SW, e que desloca as anteriores estruturas geológicas subdividindo-as em séries de blocos rodados e elevando as superfícies (Picarelli *et al.*, 2002). Alterações climáticas cíclicas acentuaram a alteração dos solos e diversos processos erosivos



foram induzidos, pelo que ocorreram escorregamentos e se depositaram nas zonas mais baixas solos coluviais, aluvionares e depósitos de vertente.

Na área de Bisaccia surgem depósitos sedimentares Meso-Cenozóicos, localmente cobertos por finas camadas Pliocénicas ou Pleistocénicas, e podem ser identificadas quatro unidades principais, definidas fundamentalmente através de diferenças de composição: a unidade *Fortore*, representada pela Argille Varicolori, de origem marinha e que se estende por uma vasta área; a marga de *Toppo Capuana*, constituída por argilas verdes e margas cinza-azuladas, que se estende para a zona do Vale de Isca, onde chega a atingir os 200 m de espessura; a unidade *Baronia*, de origem marinha e composta por arenitos e conglomerados sobre areias alternados com argilas margosas e arenosas; e a unidade mais recente, formada por materiais de escorregamentos aluvionares e coluviais do final do Pleistocénico e do Holocénico (Picarelli *et al.*, 2002). As unidades estratigráficas têm origem marinha e datam de diferentes épocas, pelo que apresentam significativas diferenças na fábrica e na microestrutura.

### 1.5.2 Características físicas e estado de tensão

A comparação das argilas de locais diferentes mostra sinais de variabilidade na composição, na estrutura e nas propriedades mecânicas das argilas sub-Apeninas (Cotecchia *et al.*, 2007). O Quadro 1.6 apresenta os principais índices físicos das argilas sub-Apeninas provenientes de dois locais, o Vale Pappadai e a Bacia de Montemesola e ainda os índices físicos dos argilitos de Bisaccia. Como foi já referido em relação a Montemesola, as argilas mais profundas apresentam cor cinzenta, ao passo que as mais superficiais se apresentam com tons amarelados, por terem sido sujeitas a fenómenos de alteração.

Em Montemesola e no Vale de Pappadai a fração argilosa varia entre 42 % e 56 % e é fundamentalmente ílítica, mas tem percentagens significativas de esmectite e caulinite. As propriedades químicas e mineralógicas das argilas amarelas e cinzentas são bastante semelhantes, nos dois locais, excetuando a oxidação parcial dos minerais de ferro. Não se observam grandes diferenças nas características físicas das argilas cinzentas e amarelas, uma vez que a alteração não modificou significativamente a composição do solo. A maior parte das amostras pode classificar-se como muito plásticas embora algumas exibam plasticidade média. A evolução em profundidade dos índices físicos no Vale de Pappadai mostra uma menor dispersão de resultados entre os 21 m e os 31 m de profundidade, o que é consistente com um ambiente deposicional mais tranquilo (Cotecchia, 2002). É ainda possível identificar uma ligeira diminuição da atividade com a profundidade. Os valores mais elevados do índice de vazios ocorrem em profundidades onde a argila apresenta laminação e percentagens significativas de agregados floculados com elevada porosidade. De uma maneira geral, as camadas alteradas

apresentam maiores índices de consistência do que as camadas cinzentas, o que pode ser atribuído a uma pré-consolidação provocada pela dessecação, como se discutirá mais adiante.

Quadro 1.6 – Principais índices físicos para as argilas do Vale Pappadai, de Montemesola e Sub-Apeninas de Bisaccia

Local	Prof. (m)	$G_s$	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)	$w$ (%)	$At$	$e_0$	Referência
Vale de Pappadai	25,4 (c)	2,69	65	30	35	31	-	-	Cotecchia & Chandler (1997)
	9 (a)	2,74	69,3	30,9	38,4	23,2	0,69	0,67	Cotecchia (2002); Cotecchia <i>et al.</i> (2007)
	19 (c)	2,74	51,8	23	28,8	22,7	0,55	0,63	
	25 (c)	2,75	65	30	35	31	0,70	0,88	
Montemesola	33 (c)	2,74	53,4	25,9	27,5	27	0,57	0,75	Cotecchia <i>et al.</i> (2007)
	5 (a)	-	-	-	-	21,9	-	0,65	
	8 (a)	-	51,9	23,2	28,7	22,8	-	0,64	
	11 (a)	-	53,2	25,6	27,6	-	-	-	
	23 (c)	-	42,5	18,5	24	22,6	-	0,66	
	26 (c)	-	69,8	28,1	41,7	30,1	-	0,83	
	35 (a)	2,72	49	22,6	26,4	17,1	0,63	0,55	
	70 (c)	2,71	51,1	23,4	27,7	23,6	0,56	0,65	
50	2,77	58,4	26,3	32,1	24,1	0,80	0,69		
Bisaccia	-	-	100-200	60-120	-	-	1-1,5	-	Picarelli <i>et al.</i> (2002)

(c) – cinzenta; (a) – amarela

Ensaio pressiométricos permitiram apurar que o coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ) varia entre 1,0 e 1,5 nas argilas cinzentas, mais profundas, e atinge o valor 2,5 na camada de argila amarela (Cotecchia & Chandler, 1997). Em relação ao grau de sobreconsolidação ( $R_{OC}$ ), tendo em conta a tensão de pré-consolidação obtida para amostras intactas recolhidas a 25 m de profundidade no Vale de Pappadai (argila cinzenta) e a tensão efetiva vertical de repouso, será igual a 3,1 (Cotecchia, 2002). Cotecchia *et al.* (2007) apresentam para amostras de argila de Montemesola valores da mesma ordem de grandeza, embora ligeiramente menores em Montemesola, dado que a espessura dos sedimentos erodidos é menor. As camadas de argila amarela apresentam  $R_{OC}$  superior, como mostra a Figura 1.11. A comparação das argilas de locais diferentes mostra uma vez mais sinais de variabilidade na composição, na estrutura e nas propriedades mecânicas desta formação (Cotecchia *et al.*, 2007). Os valores de  $K_0$  medidos nestes estudos são maiores do que os que provêm de correlações empíricas entre  $K_0$  e  $R_{OC}$  para amostras reconstituídas, o que pode ser atribuído ao efeito de processos diagenéticos (Cotecchia & Chandler, 1997).

Os argilitos de Bisaccia caracterizam-se por serem materiais muito finos e de alta plasticidade. A sua composição granulométrica indica uma percentagem de argila geralmente superior a 50 % e uma percentagem de areia inferior a 10 % (Picarelli *et al.*, 2002). Os valores dos limites de Atterberg sugerem tratar-se de uma argila muito ativa, com limite de liquidez geralmente superior a 100 %, podendo chegar a 200 %, e limite de plasticidade a variar entre 60 % e 120 %. A atividade das argilas varia entre 1,0 e 1,5.

No que respeita ao estado de tensão *in situ* dos argilitos de Bisaccia, importa referir que a sua caracterização se torna bastante complexa dado tratar-se de um material intensamente fraturado, com fissuras contínuas e concorrentes, planares e onduladas com várias orientações, polidas e estriadas, que tendem a fechar em profundidade (Picarelli *et al.*, 2002). Assim, tal como as discontinuidades afetam a resistência ao corte e governam o comportamento dos maciços rochosos, a presença de fissuras afeta, embora numa escala diferente, os parâmetros mecânicos e hidráulicos medidos em ensaios laboratoriais e usados em leis constitutivas que consideram o solo como meio contínuo. Com efeito, se a superfície controla a resistência ao corte ao longo das fissuras, os outros fatores, como a continuidade, a orientação, a forma e o espaçamento das fissuras controlam o mecanismo de rotura e conseqüentemente a resistência medida.

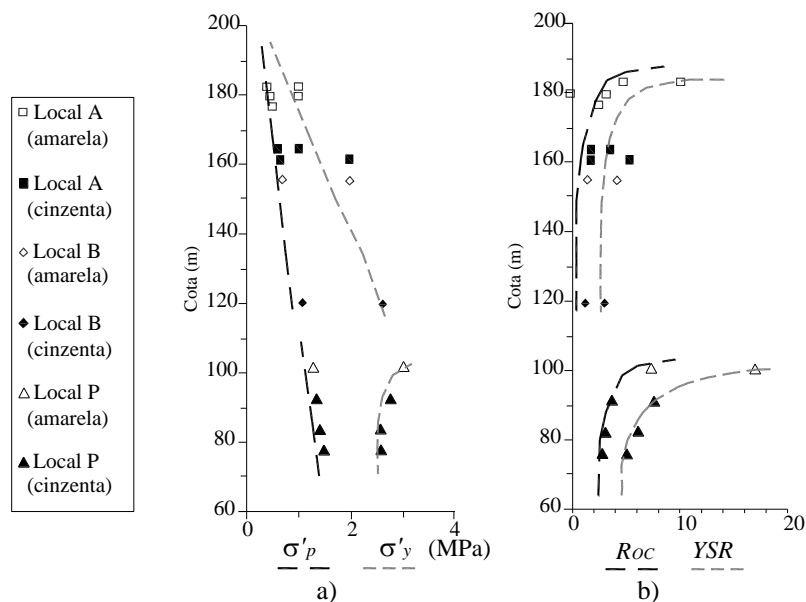


Figura 1.11 – Dados de amostras das argilas sub-Apeninas amarelas e cinzentas, recolhidas na bacia de Montemesola (A e B) e no Vale de Pappadai (P): a) tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) e tensão de cedência ( $\sigma'_y$ ); b) grau de sobreconsolidação ( $R_{OC}$ ) e Yield Stress Ratio <sup>12</sup>(YSR) (Cotecchia *et al.*, 2007)

Picarelli *et al.* (2002) referem que quanto maior for a influência das fissuras menor será a influência do grau de sobreconsolidação da argila intacta. Os argilitos de Bisaccia são materiais muito sobreconsolidados, e crê-se que processos erosivos recentes lhes tenham

12 O YSR é um parâmetro indicativo da evolução da estrutura do solo desde a sua deposição. Este parâmetro distingue-se do  $R_{OC}$  por ser definido em função da tensão de cedência ( $\sigma'_y$ ), correspondente à ocorrência de grandes deformações, ao passo que o  $R_{OC}$  se define com base na tensão de pré-consolidação

( $\sigma'_p$ ). Sendo  $\sigma'_{v0}$  a tensão efetiva vertical em repouso tem-se:  $YSR = \frac{\sigma'_y}{\sigma'_{v0}}$  e  $R_{OC} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$

retirado cerca de 100 m de solo, o que corresponde a uma diminuição da tensão vertical de cerca de 2 MPa, explicando os elevados valores de  $R_{OC}$ .

### 1.5.3 Características mecânicas

O comportamento mecânico das argilas azuis sub-Apeninas tem sido estudado com vista a clarificar as quatro principais fases da sua história geológica: consolidação, erosão, secagem profunda, que se julga responsável por uma maior sobreconsolidação dos 20 m superiores da argila, e subida do nível freático para a posição atual, sequência de eventos que resultou na alteração das camadas mais superficiais da argila, particularmente no Vale de Pappadai (Cotecchia, 2002).

Ensaio triaxiais, drenados e não drenados, foram realizados em amostras talhadas a partir de um bloco recolhido a 25 m de profundidade no Vale de Pappadai. Todas as amostras foram comprimidas ou descomprimidas isotropicamente, exceto duas que foram consolidadas unidimensionalmente (Cotecchia, 2002). O intervalo de variação da tensão média de consolidação ( $p'_0$ ) foi escolhido de modo a representar o comportamento desta argila em pré-cedência e pós-cedência (de 250 kPa a 3800 kPa), e a tensão efetiva média de cedência em compressão isotrópica,  $p'_{iy}$ , foi de 2000 kPa. Os resultados apresentam-se na Figura 1.12 em termos da razão  $q/p'$  versus distorção ( $\gamma$ ), e de excesso de pressão neutra e extensão volumétrica versus distorção ( $\gamma$ ).

Pode observar-se que em condições não drenadas, para graus de sobreconsolidação no ensaio definidos por:

$$R_{OC}^{test} = \frac{p'_{iy}}{p'_0} \quad 1.1$$

superiores a 2, a argila sofre amolecimento para extensões superiores a 1,5 ou 2 %, exibindo dilatância positiva. Para valores inferiores do grau de sobreconsolidação do ensaio e em tensões de pós-cedência, a argila exibe dilatância negativa e algum endurecimento, embora volte a amolecer para grandes extensões (8 a 10 %). Em tensões efetivas, o ângulo de atrito crítico das argilas de Pappadai reportado por Cotecchia & Chandler (1997) para níveis de tensão moderados é de 23 °.

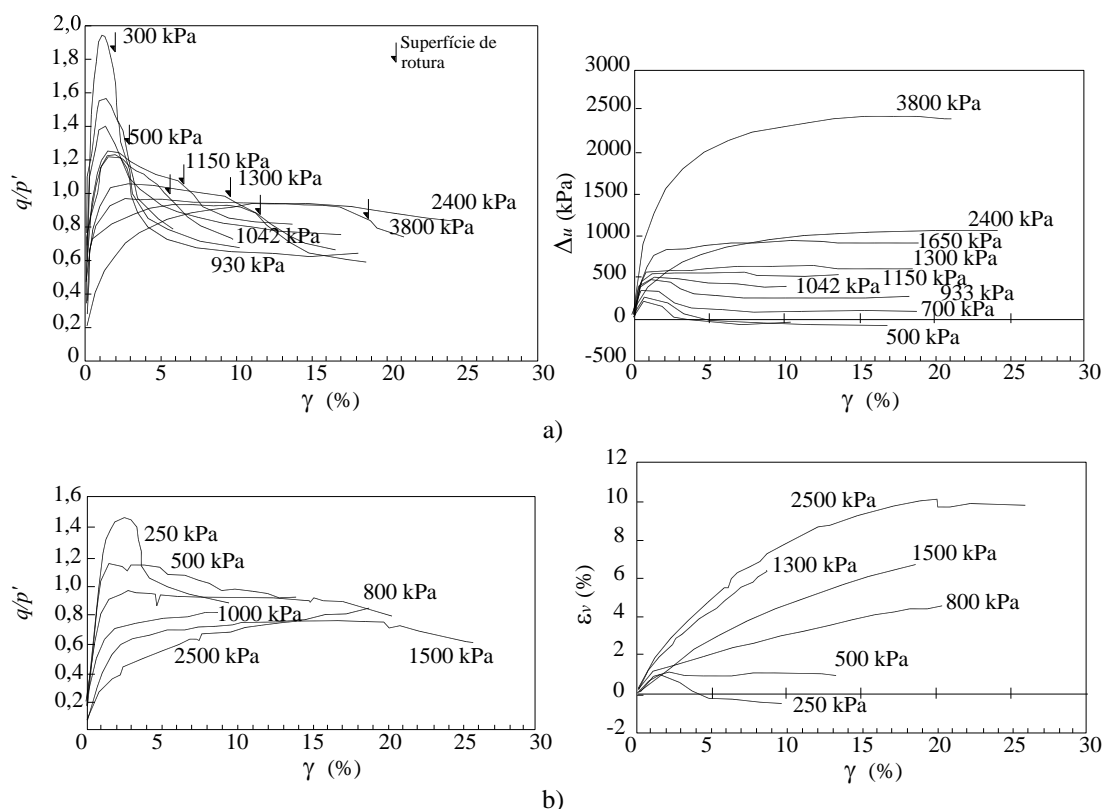


Figura 1.12 - Relações tensão-deformação em amostras intactas de argila de Pappadai obtidas de ensaios triaxiais: a) não drenados; b) drenados (Cotecchia, 2002)

A resistência não drenada obtida em ensaios com o pressiómetro autopercussor nas argilas de Pappadai foi igual a 200 kPa a 11 m de profundidade e de cerca de 430 kPa e 520 kPa a 25 m de profundidade, valores bastante consistentes com os obtidos em ensaios triaxiais realizados sobre uma amostra recolhida de um bloco à mesma profundidade (Cotecchia, 1996).

O módulo de deformabilidade distorcional obtido em ciclos de descarga-recarga nos ensaios com o pressiómetro autopercussor é muito dependente do nível de deformação em que se inicia a descarga, pelo que os valores obtidos desta forma representam apenas uma ordem de grandeza para este parâmetro. Cotecchia (1996) reporta valores de  $G$  da ordem dos 150 MPa.

A compressibilidade das argilas duras sub-Apeninas tem sido estudada através de ensaios edométricos e ensaios triaxiais convencionais ou *stress path* (Cotecchia & Chandler, 1997; Cafaro & Cotecchia, 2001; Cotecchia, 2002; Cotecchia *et al.*, 2007). Dada a influência, reportada por Skempton (1970), que a composição da argila tem na sua compressibilidade, o estudo da mesma deve ser realizado agrupando as amostras de acordo com a sua composição, pelo que as diferenças de comportamento entre amostras do mesmo grupo deverá ser devida apenas à sua estrutura. Cotecchia *et al.* (2007) apresentam um conjunto de resultados de ensaios edométricos realizados sobre amostras de argila da Bacia de Montemesola e do Vale Pappadai, intactas e reconstituídas, agrupadas em função do seu índice de plasticidade, não tendo sido considerado o facto de as amostras exibirem ou não alteração. Os resultados apresentam-se no

Quadro 1.7, onde o asterisco (\*) se refere a amostras reconstituídas. As curvas de compressão das amostras reconstituídas e as curvas de compressão intrínsecas são bastante concordantes para amostras do mesmo grupo, confirmando as semelhanças na composição do solo. Os casos em que as curvas se afastam do grupo correspondem a amostras com menor percentagem de argila ou maior índice de plasticidade.

Quadro 1.7 –Parâmetros de compressão unidimensional das argilas sub-Apeninas (Cotecchia, 2002; Cotecchia *et al.*, 2007)

Local	Prof. (m)	$C_c$	$C_s$ (pré-cedência)	$C_s$ (pós-cedência)	$C_c^*$	$C_s^*$
Vale de Pappadai	9	0,291	0,132 (600-80 kPa)	0,146 (600-80 kPa)	-	-
	19	0,308	0,064 (600-80 kPa)	0,107 (600-80 kPa)	0,305	0,377
	25	0,560	-	-	0,494	0,481
	33	0,387	0,053 (600-80 kPa)	0,096 (600-80 kPa)	-	-
Montemesola	5	0,214	0,038 (294-39 kPa)	0,067 (1176-78 kPa)	-	-
	8	0,236	-	-	-	-
	11	-	-	-	0,240	0,374
	23	0,230	0,051 (294-39 kPa)	0,097 (2451-147 kPa)	-	-
	26	0,396	-	-	-	-
	35	0,242	0,047 (1176-78 kPa)	0,073 (1176-78 kPa)	0,296	0,367
	70	0,293	0,011 (1176-147 kPa)	0,065 (1176-147 kPa)	0,300	0,379

Cotecchia & Chandler (2007) apresentam ainda os parâmetros de compressibilidade obtidos para amostras intactas e reconstituídas de argilas de Montemesola e do Vale de Pappadai. Os valores do declive da linha de compressão virgem ( $\lambda$ ) e do ramo de recompressão ( $\kappa$ ) apresentam-se no Quadro 1.8. Os resultados estão agrupados de acordo com a composição das amostras e em função do seu índice de plasticidade, e os valores são consistentes com os que se obtêm para solos da mesma natureza

Quadro 1.8 – Parâmetros de compressibilidade de argilas sub-Apeninas em Montemesola (A e B) e no Vale de Pappadai (P) (Cotecchia, 2002; Cotecchia *et al.*, 2007)

Grupo	Argila	Local	Prof. (m)	$\lambda$	$\lambda^*$	$\kappa$	$\kappa^*$
1	Amarela	A	8	0,106	-	0,038	-
		B	35	0,107	0,128	0,015	0,027
		B	70	0,127	0,127	0,008	0,02
	Cinzenta	P	19	0,136-0,139	-	0,029-0,024	-
		P	33	0,193-0,185	-	0,023	-
2	Amarela	P	9	0,127	-	-	-
	Cinzenta	P	25	0,254	0,204	0,02	0,03
		A	26	0,180	-	0,04	-

## 1.6 Argilas glaciares de Cowden

### 1.6.1 Nota sobre a história geológica

Cowden é uma localidade na costa Este da Inglaterra – costa Holderness – onde foi desenvolvido, no âmbito de um programa governamental, o primeiro campo experimental do *Building Research Establishment* (BRE) com vista à caracterização de depósitos glaciares.

A Figura 1.13 mostra a localização do campo experimental bem como os limites prováveis das camadas de gelo do Quaternário. O local foi escolhido por interessar uma área onde ocorrem depósitos glaciares predominantemente argilosos, dos quais cerca de 25 m estão expostos em elevadas escarpas que se estendem numa área de cerca de 40 km ao longo da linha costeira (Powell & Butcher, 2002).

A glaciação ocorreu durante os principais avanços de gelo para as zonas baixas de Inglaterra. Embora tenha provavelmente existido alguma deposição em cada uma destas fases glaciares, muito do material depositado nos primeiros avanços deve ter sido reincorporado no gelo e redepositado durante a glaciação Devensiana, que foi a última glaciação conhecida na Terra e marca o final do Pleistocénico. Do estudo da forma das moreias terminais<sup>13</sup> de Holderness e Lincolnshire, crê-se que os avanços de gelo mais significativos tenham sido três, como se apresenta na Figura 1.14. A elevação do gelo, em particular na América do Norte durante esta glaciação, baixou o nível do mar mais de 130 m em relação ao nível atual, pelo que a área de Cowden ficou localizada consideravelmente abaixo de um deserto gelado que se estendeu pelo Mar do Norte para o continente Europeu (Powell & Butcher, 2002).

Os estudos estratigráficos e de sedimentologia disponíveis para esta região indicam que a maior parte dos depósitos em Cowden pertence ao final do Devensiano, e pode ter sido formada por sucessivos avanços do gelo ou pela fusão de uma única camada (Powell & Butcher, 2002). Alguns autores referem que a natureza dos solos erodidos durante o avanço do gelo e a presença de níveis de cascalho bastante extensos sugere pequenas oscilações nas margens do gelo. Por outro lado, dados provenientes de furos realizados *offshore* sugerem que estes depósitos se estendem como uma camada uniforme e intacta até pelo menos 200 km de distância da costa. Parece provável que estes depósitos sejam provenientes de um grande lobo glaciário, muito ativo, cujos limites ultrapassam os da calote glaciária do Mar do Norte (Powell & Butcher, 2002).

---

13 Uma moreia (ou morena) é uma acumulação de detritos não consolidados (solo e rocha), de origem glaciária, à medida que ocorre o degelo. Estes detritos podem ser arrancados da parte inferior do vale à medida que os glaciares vão descendo ou podem resultar de escorregamentos nas paredes dos mesmos. Uma moreia terminal é uma acumulação de detritos no limite do glaciar que reflete a sua forma. Os glaciares atuam como cintos de segurança, retendo os materiais que escorregam do topo para a base onde se acumulam nas moreias terminais. A forma e o tamanho destas moreias indica se o glaciar está a avançar, a recuar ou em equilíbrio. Quanto mais tempo o limite do glaciar ficar no mesmo local, maior será a acumulação de detritos na moreia. As moreias terminais marcam o máximo avanço do glaciar, e as moreias recessionais são pequenas cristas deixadas pelos glaciares quando estes recuam.

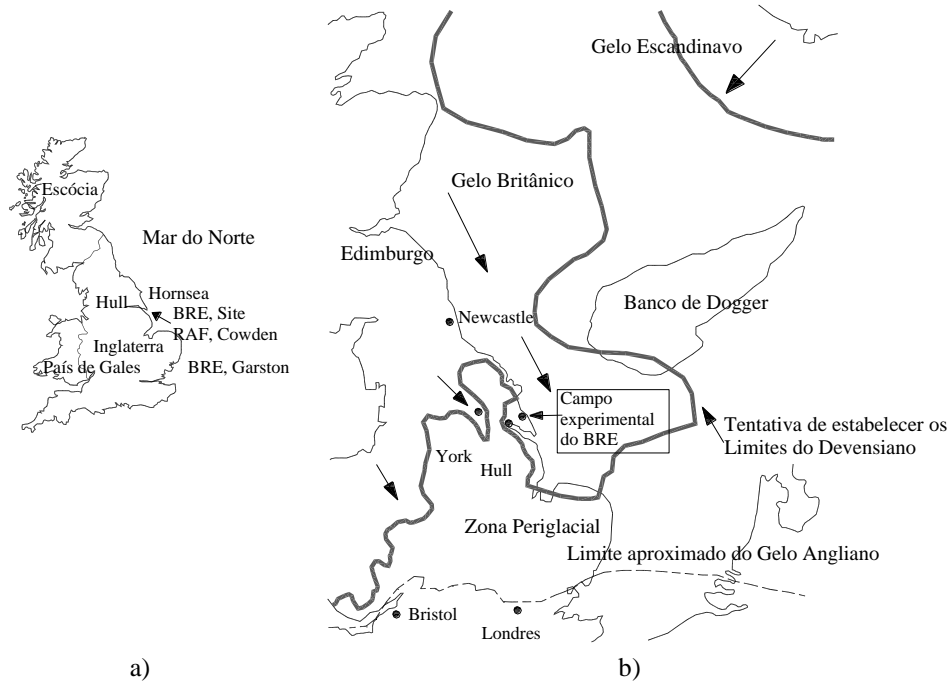
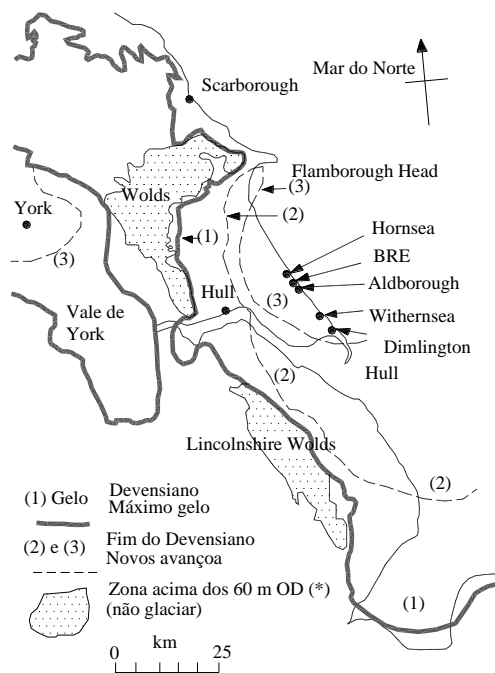


Figura 1.13 – Localização do campo experimental do BRE no Reino Unido: a) mapa do Reino Unido; b) limites aproximados dos lençóis de gelo do Quaternário (adaptado de Powell & Butcher, 2002)

Estudos sedimentológicos indicam que a maioria das sequências dos depósitos na região de Holderness é subglaciária. A forte anisotropia subhorizontal e a presença de clastos gresosos esmagados são indicadoras da ocorrência de corte pós-deposicional na base da calote glaciária. A presença de clastos com composição mais aleatória indica que ocorreu remoldagem e compactação de depósitos molhados após a separação do gelo (Powell & Butcher, 2002).



(\*) metros acima do nível das águas do mar de referência no Reino Unido

Figura 1.14 – Possível extensão dos avanços do gelo na costa Este de Inglaterra durante o Devensiano em relação à topografia (adaptado de Powell & Butcher, 2002)





trata de depósitos glaciários, em que partículas de diversas dimensões foram muito compactadas durante os processos deposicionais e pós-deposicionais.

Em relação à composição mineralógica da fração de solo com dimensões inferiores a 2 µm, uma pequena percentagem é composta por minerais não argilosos, como a calcite, a dolomite e o quartzo. Análises por difração de Raios-X permitiram identificar a presença de minerais argilosos como a caulinite, a mica sob a forma de ilite, a clorite e a vermiculite. Estes minerais combinam-se para formar uma matriz silto-argilosa com plasticidade moderada, sendo o índice de plasticidade médio de 20 % nas camadas mais superficiais e de apenas 15 % nas camadas abaixo do estrato de cascalho.

A estimativa do grau de sobreconsolidação a partir de ensaios edométricos e de correlações entre  $R_{OC}$  e  $K_0$ , forneceu para os primeiros 15 m de depósito tensões de cedência no intervalo de 350 a 480 kPa, o que se traduz em  $R_{OC}$  entre 1,0 e 1,5. Esta aproximação deve no entanto ser considerada com alguma reserva, uma vez que se julga não se ter atingido a curva de compressão virgem do solo para as tensões de cedência consideradas. Tensões de 550 kPa ou até de 750 kPa, correspondendo a um  $R_{OC}$  até 2,3 foram mais tarde apresentadas por outros autores para a mesma formação. (Powell & Butcher, 2002).

A evolução em profundidade das tensões totais verticais foi obtida a partir de medições do peso volúmico de amostras recolhidas a diferentes profundidades através da cravação de amostradores de parede delgada. A determinação das tensões horizontais pode ser conseguida através da medição de sucção em amostras de elevada qualidade. Considerando que as amostras estão saturadas e que a amostragem consiste apenas no descarregamento elástico da tensão de desvio, então a sucção medida é igual à tensão efetiva média no terreno antes da amostragem. Se não houver drenagem:

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{(3p - \sigma'_{v0})}{2\sigma'_{v0}} \quad 1.2$$

em que  $p$  representa a tensão média no solo antes da amostragem.

Os valores obtidos desta forma nos laboratórios do BRE apresentam, no entanto, bastante dispersão.

A determinação das tensões horizontais foi também realizada com recurso a ensaios pressiométricos. Apesar de não ter sido possível estabelecer uma tendência para qualquer dos ensaios, pode concluir-se que na zona superficial do depósito, que está significativamente mais alterada,  $K_0$  varia entre 1,0 e 3,0 e, excluindo esta zona, pode considerar-se que  $K_0$  se situa próximo da unidade.

As tensões *in situ* foram ainda medidas de forma indireta através de outros ensaios de campo, como o CPT, o CPTU e o dilatómetro de Marchetti. Os perfis de  $K_0$  e de  $R_{OC}$ , embora bastante variáveis, mostram uma certa tendência para a diminuição destes com a profundidade, pelo menos até ao estrato de cascalho. Todos os ensaios forneceram perfis em profundidade com forma semelhante, o que indica que, apesar da sua complexa história geológica glaciária, estes depósitos terão tido uma consolidação unidimensional (Powell & Butcher, 2002).

### 1.6.3 Características mecânicas

No campo de Cowden foram realizados ensaios de carga em placa, utilizando placas rígidas com 865 mm de diâmetro instaladas na base de furos com 900 mm para medir parâmetros resistentes para fundações em larga escala em solos duros ou rochas brandas. Um exemplo dos resultados obtidos apresenta-se na Figura 1.16. Nesta figura, o módulo de distorção secante foi obtido a partir de (Powell & Butcher, 2002):

$$G = \frac{\Delta q}{\Delta \rho} \frac{\pi}{8} \cdot B \cdot (1-\nu) \cdot f(z) \tag{1.3}$$

em que  $\Delta q$  representa o incremento de pressão aplicada;  $\Delta \rho$  representa o assentamento devido à aplicação de  $\Delta q$ ;  $B$  é o diâmetro da placa;  $\nu$  o coeficiente de Poisson (0,5 em condições não drenadas) e  $f(z)$  a razão entre o assentamento da placa à profundidade  $z$  e o seu assentamento à superfície. Os resultados referem-se a ensaios com tensões entre  $\sigma_{v0}$  e  $\sigma_{v0} + (q_u - \sigma_{v0})/3$  e  $f(z) = 0,85$ .

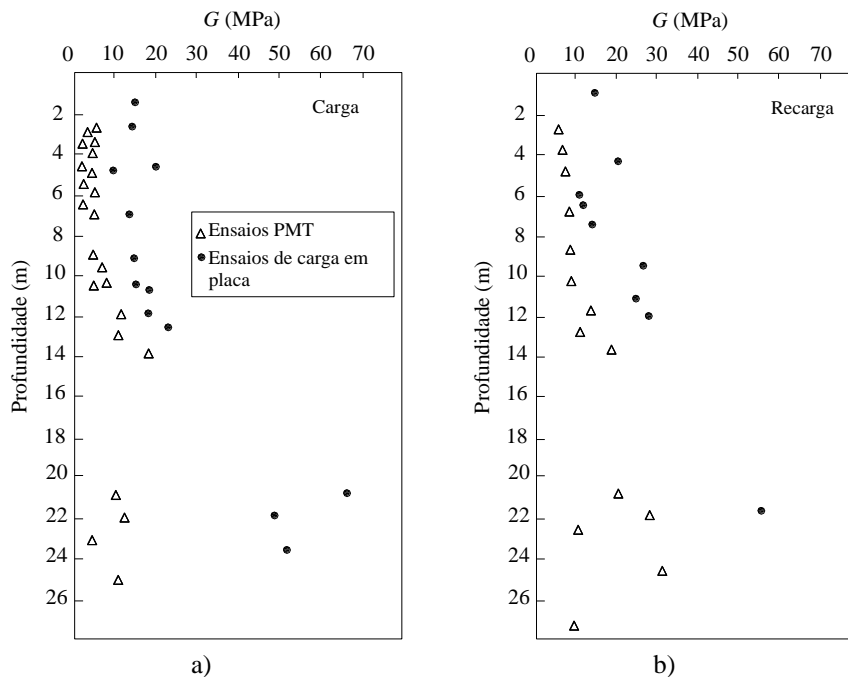


Figura 1.16 – Módulo de distorção em função da profundidade em argilas glaciares de Cowden obtido em ensaios PMT e ensaios de carga em placa: a) carga; b) recarga (Powell & Butcher, 2002)

Para avaliar o módulo de distorção para pequenas deformações,  $G_0$ , foram realizados ensaios sísmicos *crosshole*, *downhole* e de superfície. Os ensaios *crosshole* foram realizados entre três furos alinhados e espaçados de 5 m. Foram utilizados dois emissores e as ondas propagadas horizontalmente e polarizadas nas direções horizontal (para fornecer  $V_{hh}$ ) e vertical (para fornecer  $V_{hv}$ ). Os ensaios *downhole* foram realizados utilizando dois recetores instalados num dos furos usado para o *crosshole*. Foram ainda feitas medições de ondas de Rayleigh, propagadas à superfície ( $V_R$ ) utilizando um agitador eletromecânico como fonte emissora, um conjunto de geofones para receber o sinal e um analisador de espectro.

Os resultados obtidos indicam que os valores de  $G_0$  aumentam ligeiramente em profundidade, variando entre os 50 MPa e os 220 MPa até aos 18 m. Junto à camada mais cascalhenta, que surge a 20 m, os valores de  $G_0$  disparam, uma vez que as ondas de corte se propagam com muito maior velocidade nas camadas mais duras.

Tendo em conta que o estado de tensão nas direções de propagação e polarização das ondas sísmicas influencia as velocidades medidas, conclui-se que o comportamento para pequenas deformações é em larga medida afetado pelas tensões *in situ*. Neste contexto, as razões entre módulos obtidos a partir de ondas propagadas e polarizadas em direções distintas constituem um elemento para avaliar o grau de sobreconsolidação do solo.

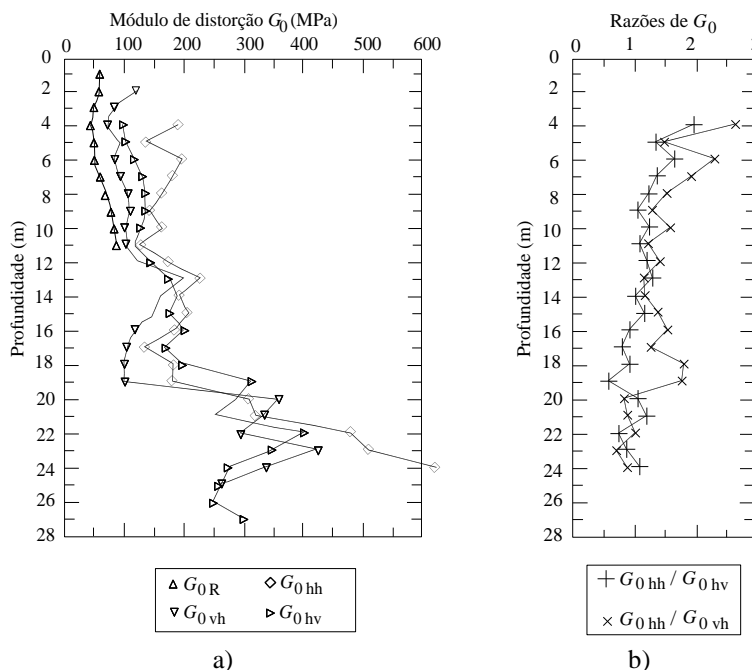


Figura 1.17 – Evolução em profundidade do  $G_0$  obtido em ensaios sísmicos realizados nas argilas glaciares de Cowden: a) ensaios de superfície ( $G_{0R}$ ), ensaios *crosshole* ( $G_{0hv}$  e  $G_{0hh}$ ), ensaios *downhole* ( $G_{0vh}$ ); b) razão entre os módulos de distorção obtidos nos ensaios *crosshole* ( $G_{0hh}$  e  $G_{0hv}$ ) e nos ensaios *downhole* e *crosshole* ( $G_{0hh}$  e  $G_{0vh}$ ) (Powell & Butcher, 2002)

A resistência não drenada foi determinada através dos ensaios de carga em placa (PLT), de ensaios com os pressiómetros de Ménard (PMT) e autoperfurador (SBPT) e ensaios com o

cone penetrômetro (CPT). A Figura 1.18 mostra os resultados obtidos para a resistência não drenada considerando as pressões limite para todos os equipamentos e usando o método de tensão-deformação para os ensaios com o pressiómetro e o método descrito por Houlsby & Withers (1988) para o CPT. O método da pressão limite utiliza a relação:

$$c_u = \frac{p_\ell - \sigma_{h0}}{N_p} \tag{1.4}$$

em que  $p_\ell$  representa a pressão limite, ou seja a pressão correspondente à expansão infinita da cavidade;  $\sigma_{h0}$  é a tensão total horizontal em repouso e  $N_p$  é a constante do penetrômetro, considerada igual a 6,18, que corresponde a um fator de capacidade de carga  $N$  de 9,25.

Pelo método tensão-deformação, a resistência não drenada é dada por:

$$c_u = \tau_{máx} \tag{1.5}$$

com

$$\tau = \frac{dp}{d \ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right)} \tag{1.6}$$

Os resultados obtidos são bastante consistentes, com a evolução em profundidade a apresentar forma semelhante para o pressiómetro de Ménard e para o ensaio de carga em placa. Os resultados do pressiómetro autoperfurador são 1,3 a 1,4 vezes superiores, o que provavelmente será devido a diferenças na interpretação dos resultados.

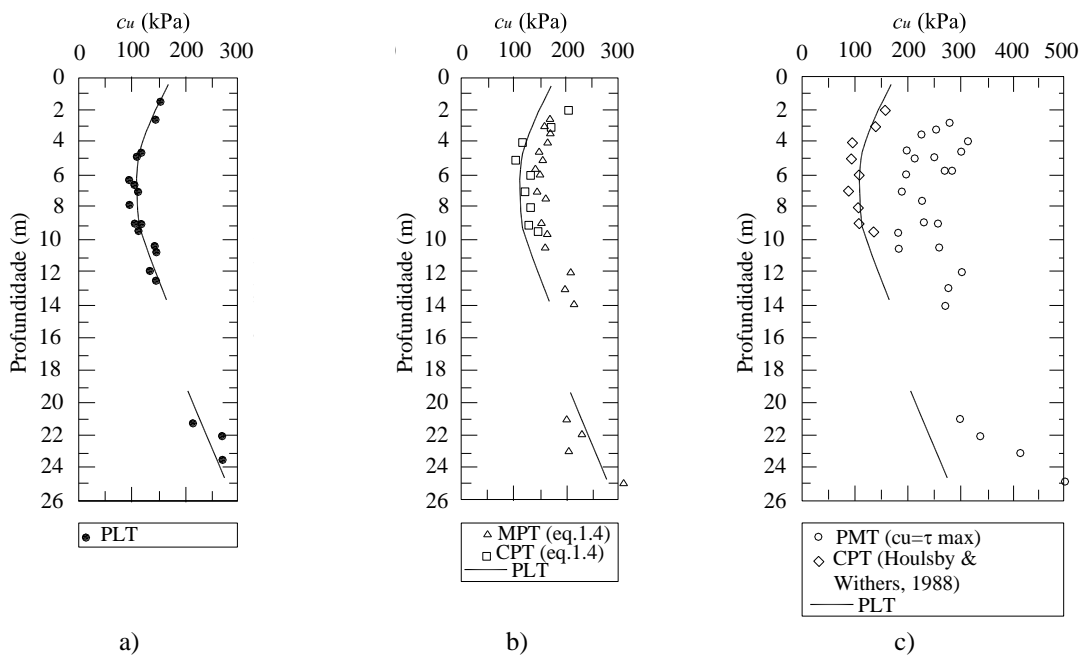


Figura 1.18 – Resistências não drenadas obtidas nas argilas glaciares de Cowden, a partir dos resultados de ensaios de campo: a) ensaios de carga em placa; b) ensaios pressiométricos de acordo com a equação 1.4; c) ensaios pressiométricos com  $c_u = \tau_{max}$  e de acordo com Houlsby & Withers (Powell & Butcher, 2002)

Para estudar as características mecânicas das argilas glaciares de Cowden foram também realizados ensaios triaxiais de compressão e de extensão em amostras recolhidas com amostradores cravados, à rotação e com vibração.

A Figura 1.19 mostra as curvas tensão-deformação típicas obtidas em ensaios triaxiais realizados sobre amostras não consolidadas e mostra claramente a natureza dilatante destes depósitos, facto que dificulta a determinação da resistência não drenada.

As trajetórias de tensão obtidas a partir de ensaios triaxiais não drenados de compressão e de extensão sobre provetes obtidos por cravação de um amostrador mostram envolventes de rotura bastante consistentes. Foram ainda realizados ensaios de compressão drenados e não drenados sobre amostras consolidadas, que forneceram valores para a coesão e o ângulo de resistência ao corte de 15 kPa e 30,4° em extensão e de 0 e 26,7° em compressão, respetivamente. Os resultados obtidos em compressão não drenada para amostras não consolidadas apresentam-se próximos dos últimos.

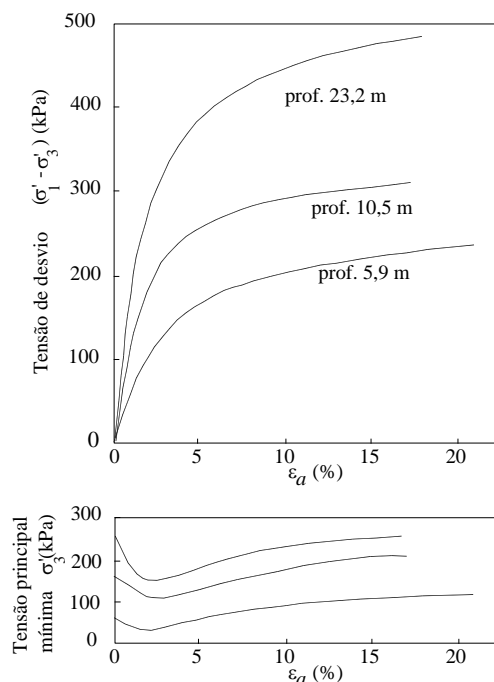


Figura 1.19 – Curvas tensão deformação obtidas em ensaios triaxiais realizados sobre amostras não consolidadas de argila Cowden (Powell & Butcher, 2002)

## 1.7 Argila azul de Boston

### 1.7.1 Nota sobre a história geológica

A argila azul de Boston foi depositada na bacia de Boston durante a glaciação do Pleistocénico, na sequência de avanços e recuos do gelo, responsáveis por alterações no nível médio das águas do mar. Durante os avanços do gelo a quantidade de água armazenada nos glaciares provoca um abaixamento do nível médio das águas do mar, enquanto que durante o degelo a água que

derrete dos glaciares faz com que este nível volte a subir. Para além disso, as glaciações provocam também fenómenos de subsidência ou soerguimento à medida que as camadas de solo vão sendo comprimidas ou descomprimidas.

Na zona de Boston o nível médio das águas do mar é, do ponto de vista geológico, uma entidade continuamente em alteração. Durante o recuo do gelo na última glaciação, há cerca de 15 000 anos, o nível do solo elevou-se ligeiramente e o nível das águas do mar era mais elevado do que é atualmente, pelo que se depositaram nesta região consideráveis camadas de detritos. A maior parte dos detritos arenosos ou cascalhentos acabaram por sedimentar junto dos limites do glaciário, mas os detritos mais leves, como poeiras e argilas, foram transportados pelo degelo para o interior do oceano e aí sedimentaram dando origem à Argila Azul de Boston, que forma o substrato de praticamente toda a cidade de Boston e do seu porto de mar.

A Figura 1.20 mostra um esquema dos avanços e reavanços do gelo naquela região, com indicação de algumas moreias e de áreas onde há vestígios de sobreposição de camadas de argila.

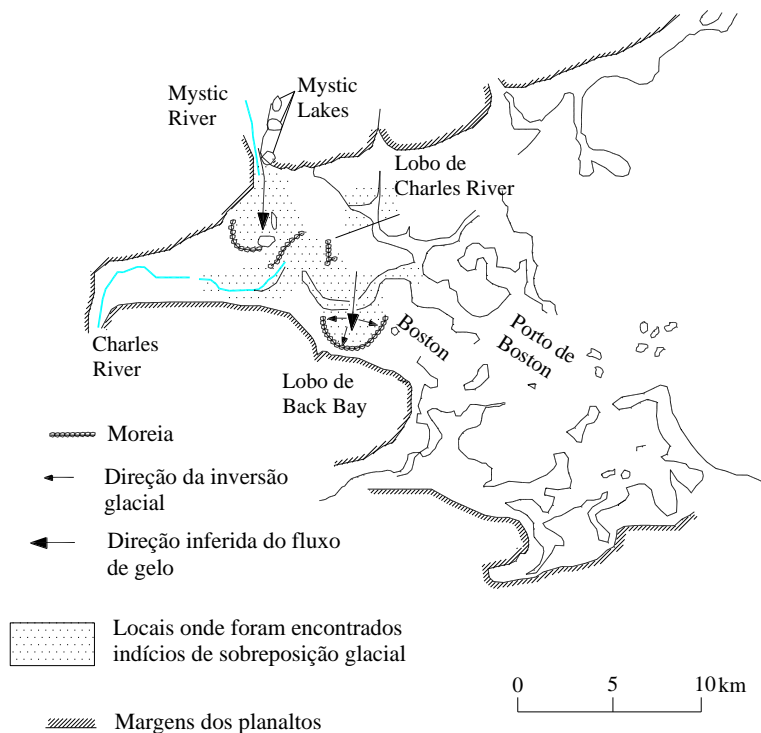


Figura 1.20 – Mapa da península da Boston com indicação das moreias de Fresh Pond, Charles River e Back Bay e de zonas onde há vestígios de sobreposição de camadas de argila (Barosh *et al.*, 1989)

A parte superior do *bedrock* de Boston é composta pelo argilito de Cambridge, que quando está são se apresenta como um argilito duro, de cor azul acinzentada e com laminação fina (Johnson, 1989). Localmente podem observar-se camadas de tufos e arenitos, bem como numerosas inclusões de dioritos ou basaltos. No entanto, em muitos locais aquele argilito encontra-se bastante alterado e apresenta zonas de fácies argilosa que contêm material

caulinizado, nas quais o solo se desagrega entre os dedos. Esta degradação das propriedades do solo pode ser explicada por fenômenos hidrotermais ou de alteração extensiva. O argilito alterado apresenta uma coloração que varia entre o cinza claro e o verde escuro e a sua distribuição é bastante errática.

Johnson (1989) propõe a existência de três perfis geológico-geotécnicos típicos para a área da cidade de Boston, como mostra a Figura 1.21: o perfil A, representativo da *Back Bay* e das zonas marginais à beira-mar; o perfil B que representa as áreas adjacentes à Península de Boston; e o perfil C que corresponde às moreias que se encontram tipicamente nos limites do litoral colonial da península de Boston.

Acima do *bedrock* e em praticamente toda a área de Boston surge o maciço glacial (unidade VI), que é uma camada muito compacta, indiferenciada, de matriz argilosa ou arenosa e granulometria extensa, que contém blocos de dimensões variáveis, fruto de um ambiente deposicional bastante complexo. Sobre esta camada, surge a unidade V de origem glaciofluvial, que é estratificada e composta por areias e cascalhos medianamente compactos.

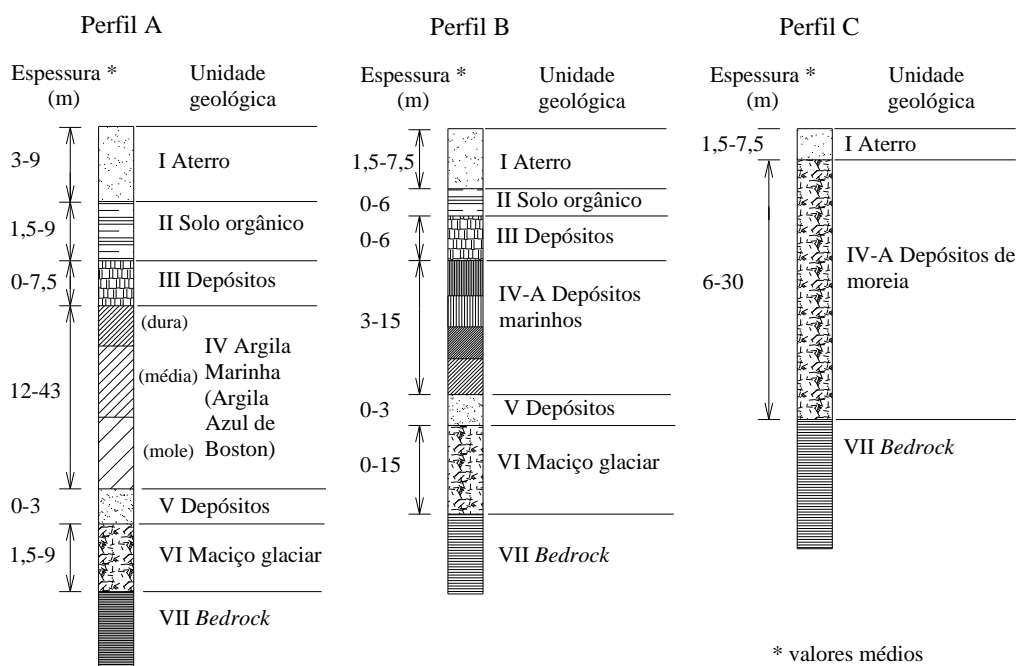


Figura 1.21 – Unidades geológicas encontradas durante obras de fundações na cidade de Boston (Johnson, 1989)

A argila azul de Boston é a camada predominante em todos os perfis. A sua espessura varia significativamente podendo atingir os 40 m, na zona de *Back Bay*, como mostra o perfil A da Figura 1.21. Esta unidade apresenta geralmente uma parte superficial mais rija, sobreconsolidada, devido aos efeitos da dessecação e oxidação. Esta crosta, que se sobrepõe a uma argila que nos níveis mais profundos é quase normalmente consolidada, apresenta uma coloração amarela acastanhada que contrasta com os tons mais acinzentados da argila inferior.



A unidade III, composta por estratos de areias e cascalhos compactos ou medianamente compactos, foi depositada sobre a argila alterada durante um dos últimos avanços glaciais e não surge em todos os perfis geológicos (Johnson, 1989). Esta unidade apresenta elevada permeabilidade e espessura que varia entre 3,0 m e 7,5 m.

Os depósitos orgânicos argilosos e siltosos mais superficiais (unidade II) formaram-se nas zonas mais baixas da península de Boston após a última glaciação. A sua presença não é constante mas estas camadas podem atingir espessuras entre 1,5 m e 7,5 m. Em zonas onde surge o perfil A estas camadas estão comprimidas pelos aterros superficiais.

Em todos os perfis apresentados na Figura 1.21 se pode observar a presença de aterros, justificada pelo facto de a maior parte da cidade de Boston ter sido construída sobre aterros feitos gradualmente desde o final do século XVIII, quando a cidade colonial começou a ultrapassar os limites da península original (Woodhouse, 1989). Nas zonas mais baixas da península foram executados aterros para a construção da linha férrea, para conter as marés ou unicamente para possibilitar a expansão da cidade. Estes aterros são compostos por material granular natural e contêm fragmentos de tijolos e ocasionalmente restos de demolições ou produtos de escavações feitas nas zonas altas.

### **1.7.2 Características físicas e estado de tensão**

As características físicas da argila azul de Boston têm sido estudadas extensivamente no âmbito de trabalhos de investigação e trabalhos com fins comerciais. Um dos maiores projetos que envolveu diversos trabalhos de prospeção e caracterização foi o *Central Artery - Tunnel*, que foi o maior e mais complexo projeto de vias de comunicação da história dos Estados Unidos, e incluiu a construção e reconstrução de cerca de 260 km de autoestrada no coração da cidade de Boston. Cerca de metade desta construção envolveu túneis e o resto incluiu viadutos, estradas e pontes.

Vários autores têm estudado as propriedades da argila azul de Boston, tanto no seu estado natural (Johnson, 1989; de La Beaumelle, 1991; Berman, 1993; Ladd *et al.*, 1999) como reconstituído (Abdulhadi, 2009; Abdulhadi *et al.*, 2011; House, 2012) ou seja, consolidado unidimensionalmente depois de seco e misturado com água até perfazer cerca de duas vezes o seu limite de liquidez.

O Quadro 1.9 resume as principais características físicas das amostras intactas da argila Azul de Boston. Macroscopicamente esta unidade apresenta duas zonas distintas: uma mais uniforme em termos de granulometria e com cariz maioritariamente argiloso, e outra mais estratificada, com intercalações arenosas e siltosas mais pronunciadas em profundidade.

Em relação ao estado de tensão podem observar-se nesta formação duas zonas distintas: uma zona superficial mais rija, muitas vezes identificada por crosta superficial, com grau de sobreconsolidação que varia entre 4,0 e 6,0 e tendência a diminuir em profundidade, e a zona inferior, ligeiramente sobreconsolidada, na qual  $R_{OC}$  varia entre 1,0 e 1,3 (Jen, 1998).

Quadro 1.9 – Principais índices físicos determinados em amostras intactas de argila azul de Boston

Referência	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$G_s$	w (%)	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)
Johnson (1989)	18,04- 19,61	-	25-35	40-55	-	15-30
	17,89- 18,83	-	30-40	40-55	-	15-30
	17,75- 18,53	-	30-50	40-55	-	15-30
de La Beaumelle (1991)	-	2,79 (±0,09)	30-40	50 (±6)	22 (±2)	20-35
	-	2,79 (±0,09)	40-45	50(±6)	22( ±2)	20-35
Berman (1993)	-	2,79	-	36,8 (±8,6)	24,7 (±3,2)	15,5 (±6,2)
Jen (1998)	18,9	-	30-35	35-40	18-20	13-17
	19,2	-	26-36	38-45	18-36	10-28
Daniels <i>et al.</i> (2003)	18,58	-	14	31	14	17
House (2012)	-	-	40	41	24	17
	-	-	39	47	21	26
	-	-	26	37	17	20
	-	-	42	47	22	25
	-	-	34	54	24	30
	-	-	25	28	15	13

Nota: Valor médio (± desvio padrão)

Jen (1998) apresenta análises numéricas de três escavações profundas realizadas em Boston: a estação *South Cove* do *Massachussets Bay Transportation Authority (MBTA)*, concluída em 1971; a zona *South Boston* do *Central Artery - Tunnel*, secção 4A, concluído em 1995; e a *Transitway* do *MBTA*, que na altura estava ainda em projeto. Todos estes locais apresentam a argila azul de Boston como subsolo dominante. Sendo a caracterização do estado de tensão fundamental para a previsão dos movimentos induzidos pelas escavações, este autor apresenta descrições bastante detalhadas do mesmo. Na zona de *South Cove* o estado de tensão foi caracterizado através da realização de ensaios de campo e de laboratório que permitiram estabelecer diferentes perfis de tensões de pré-consolidação, de  $K_0$  e do grau de sobreconsolidação, como mostra a Figura 1.22.

De uma maneira geral, é possível identificar neste local duas camadas distintas de argila azul de Boston: uma crosta superficial mais rija e sobreconsolidada, entre os 6,5 m e os 11,0 m de profundidade, e uma camada normalmente consolidada ou ligeiramente sobreconsolidada abaixo dos 11,0 m de profundidade.

Relativamente a *South Boston*, o estado de tensão foi estudado extensivamente a partir de 62 furos de sondagem, ensaios de campo e de laboratório e de um conjunto de elementos relativos a obras vizinhas, que permitiram identificar na argila azul de Boston a mesma crosta superficial sobreconsolidada, neste caso com cerca de 10 m de espessura, cujo grau de sobreconsolidação varia entre 3 e 10 e tende a diminuir em profundidade até à camada inferior, normalmente consolidada a ligeiramente sobreconsolidada, com  $R_{OC}$  inferior a 2,0 (Jen, 1998).

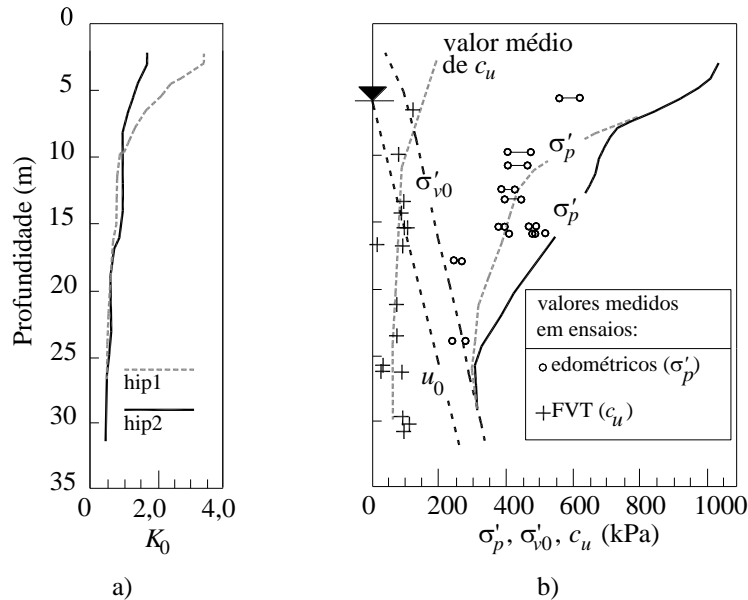


Figura 1.22 – Perfis de tensões *in situ* em *South Cove*: a) coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ); b) tensão efetiva vertical em repouso ( $\sigma'_{v0}$ ), tensão de pré-consolidação obtida de ensaios edométricos ( $\sigma'_p$ ), resistência não drenada obtida em ensaios FVT ( $c_u$ ) (adaptado de Jen (1998))

No que respeita ao projeto da *Transitway*, o estado de tensão foi caracterizado com base em furos de sondagem realizados para o efeito e no conjunto de informação proveniente do *South Boston Special Test Site (SBTST)*, que se situa na extremidade Este desta secção. Os ensaios laboratoriais efetuados no *SBTST* incluíram cerca de 70 ensaios edométricos, com consolidação unidimensional e  $CRS^{14}$ , que permitiram identificar uma camada de argila com cerca de 14 m de espessura e  $R_{OC}$  entre 1,0 e 1,3, coberta por uma crosta superficial com cerca de 16 m de espessura onde o  $R_{OC}$  aumenta com a cota do terreno (Jen, 1998).

A Figura 1.23 apresenta os perfis de tensões de pré-consolidação desta unidade no *SBTST*, que incluem o perfil original, que corresponde à melhor estimativa da tensão de pré-consolidação usando o modelo MIT-E3 (Whittle & Kavvas, 1994), e o perfil revisto obtido ao fazer corresponder a estimativa da resistência não drenada do modelo MIT-E3 nos ensaios de corte direto aos valores obtidos nos ensaios de corte rotativo *in situ* (FVT), que se apresentam à

---

14 CRS – *Constant Rate of Strain*, ensaio edométrico em que os escalões de carga se deixam atuar o tempo necessário para que se processe determinada deformação

frente. Pode observar-se que o perfil original tende a subestimar os valores de  $\sigma'_p$  medidos na crosta superficial, e considera que  $R_{OC}$  é igual à unidade para profundidades superiores a 28 m. Em relação ao coeficiente de impulso em repouso, de La Beaumelle (1991) apresenta um perfil que resulta da análise de 55 ensaios triaxiais  $CK_0U$  realizados com a técnica SHANSEP (Ladd *et al.*, 1977) para a consolidação das amostras provenientes de dois locais: *South Boston (SB)* e *East Boston (EB)*. Deste conjunto de ensaios, 18 foram ainda utilizados para determinar o valor de  $K_0$  na descarga para diferentes graus de sobreconsolidação. Para além destes, o autor realizou ainda 9 ensaios edométricos LSO<sup>15</sup> para avaliar os valores normalmente consolidados e sobreconsolidados de  $K_0$  na recarga, ou seja, após a descarga.

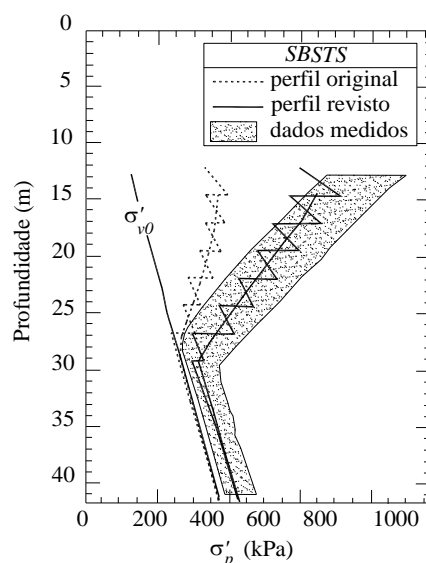


Figura 1.23 – Perfis de tensões de pré-consolidação da argila azul de Boston com base nos dados do SBSTS (Jen, 1998)

A determinação do  $K_0(NC)$  a partir dos ensaios tipo SHANSEP  $CK_0U$  foi feita durante a fase de consolidação das amostras, em que a razão entre as tensões lateral e vertical é continuamente monitorizada. A consolidação  $K_0$  é conseguida através do controlo da tensão de confinamento ( $\sigma'_{hc}$ ) na amostra, de modo a que a extensão volumétrica ( $\varepsilon_v$ ) seja sempre igual à extensão axial ( $\varepsilon_a$ ), ou seja, de modo a garantir que a área da secção se mantém constante (de La Beaumelle, 1991). Os ensaios forneceram para o  $K_0(NC)$  valores distintos para as duas camadas identificadas: na crosta superficial os valores obtidos variam entre 0,56 e 0,61 e na camada mais profunda o intervalo passa a ser entre 0,53 e 0,57, como mostra a Figura 1.24 (de La Beaumelle, 1991). O coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ) considerado por Jen (1998) como parâmetro de *input* do modelo MIT-E3 para *South Boston* varia entre 0,62 e 1,26, diminuindo em profundidade.

---

<sup>15</sup> *Lateral Stress Oedometer* – ensaio edométrico com medição das tensões efetivas horizontais

A estimativa do  $K_0$  sobreconsolidado pode ser feita a partir do  $K_0(NC)$  através da relação:

$$\frac{K_0(OC)}{K_0(NC)} = (R_{OC})^n \tag{1.7}$$

apresentada por Schmidt (1966) e Alpan (1967). Os ensaios realizados por de La Beaumelle (1991) mostram que a relação entre  $\log K_0(NC)$  e  $\log R_{OC}$  é linear ou apresenta tendência para uma concavidade voltada para baixo, que significa que o parâmetro  $n$  tende a diminuir com o aumento de  $R_{OC}$ . A Figura 1.25 apresenta os valores médios de  $n$  obtidos nos diferentes ensaios em função de  $R_{OC}$ . Estes valores resultam de regressões lineares para valores de  $R_{OC}$  iguais a 1,5, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8 para os ensaios triaxiais. Os valores obtidos nos ensaios edométricos apresentam a mesma tendência, embora forneçam para  $n$  valores mais elevados.

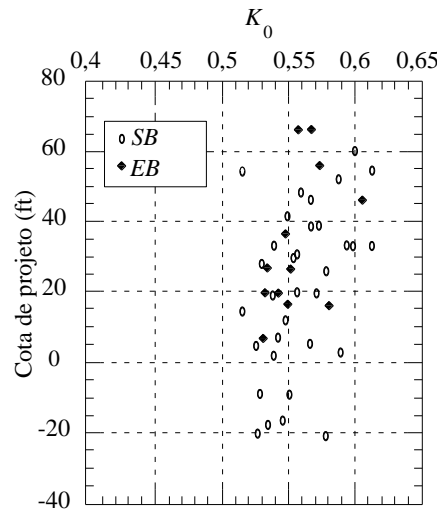


Figura 1.24 – Valores de  $K_0(NC)$  em função da cota de projeto obtidos de ensaios triaxiais tipo SHANSEP sobre amostras da argila azul de Boston recolhidas em dois locais: *South Boston (SB)* e *East Boston (EB)* (de La Beaumelle, 1991)

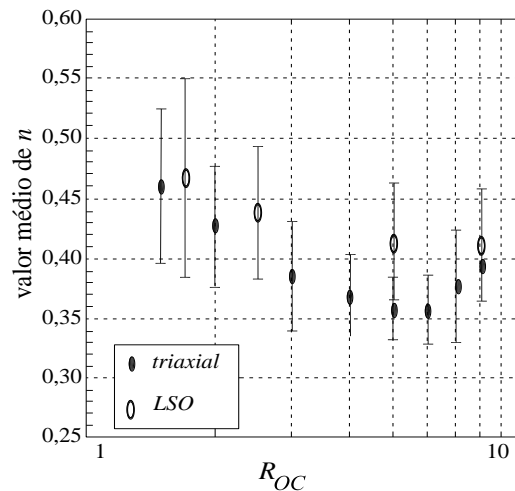


Figura 1.25 - Valores de  $n$  em função de  $R_{OC}$  obtidos em ensaios triaxiais e edométricos *LSO* sobre amostras de argila azul de Boston (de La Beaumelle, 1991)

### 1.7.3 Características mecânicas

O comportamento mecânico da argila azul de Boston foi estudado maioritariamente através de ensaios triaxiais não drenados de compressão e de ensaios edométricos unidimensionais ou tipo *CRS*. De La Beaumelle (1991) realizou 46 ensaios de compressão  $CK_0U$  com bons resultados utilizando diferentes graus de sobreconsolidação, 15 ensaios de extensão  $EK_0U$  e 9 ensaios edométricos clássicos, em amostras recolhidas em *South Boston (SB)* e *East Boston (EB)*. Os ensaios triaxiais foram realizados utilizando diferentes técnicas para a consolidação das amostras: a recompressão, ou seja, a aplicação de uma tensão de confinamento de valor igual ou muito próximo ao da tensão efetiva vertical *in situ* e a técnica SHANSEP (Ladd *et al.*, 1977; Ladd, 1991; Chandler *et al.*, 1992).

No que respeita aos ensaios normalmente consolidados em compressão, de La Beaumelle (1991) relata que as amostras desta unidade apresentam rotura de pico para extensões axiais relativamente pequenas ( $\varepsilon_a=0,355 \% \pm 0,15$ ), e exibem significativo amolecimento até ser atingida a condição de máxima obliquidade entre as tensões, ou seja máxima razão entre as tensões efetivas principais (House, 2012). O ângulo de resistência ao corte nestas condições resulta maior do que o ângulo de pico, aqui definido como o correspondente à mobilização da máxima tensão de desvio ( $\sigma'_1-\sigma'_3$ ). O valor médio do ângulo de resistência ao corte obtido na condição de máxima obliquidade para 14 ensaios  $CK_0U$  foi de  $31,2^\circ \pm 1,3$ , valor superior ao que se obteve na condição de pico, que foi de  $21,2^\circ \pm 1,2$  (de La Beaumelle, 1991).

Nos ensaios de extensão a rotura ocorre para valores bastante maiores da extensão axial ( $\varepsilon_a=12,1 \% \pm 2,6$ ), pelo que aquelas duas condições ocorrem quase simultaneamente. Os valores do ângulo de resistência ao corte apresentam maior dispersão sendo o valor médio obtido em 15 ensaios igual a  $32,7^\circ \pm 2,9$ .

O Quadro 1.10 resume os resultados obtidos por de La Beaumelle (1991) em ensaios triaxiais de compressão (*TC*) e de extensão (*TE*) com consolidação  $K_0$  sobre amostras normalmente consolidadas.

No caso dos ensaios sobre amostras sobreconsolidadas, de La Beaumelle (1991) apresenta os resultados de 11 ensaios de compressão e 11 ensaios de extensão realizados sobre solos de *South Boston* e *East Boston*, para diferentes graus de sobreconsolidação. As envolventes de rotura em compressão forneceram para a máxima tensão de desvio um valor mais baixo do ângulo de atrito ( $19,6^\circ$ ) e mais alto da coesão efetiva ( $0,064 \sigma'_{vm}$ ) do que para a máxima obliquidade, em que os valores obtidos foram de  $28,5^\circ$  e  $0,017 \sigma'_{vm}$ . Já em extensão as diferenças observadas para ambos os critérios de rotura não foram significativas, sendo os

valores médios do ângulo de atrito e da coesão efetiva iguais a  $18,8^\circ$  e  $0,055 \sigma'_{vm}$ , respetivamente.

Quadro 1.10 – Resumo dos resultados obtidos em ensaios triaxiais de compressão e de extensão realizados sobre amostras normalmente consolidadas da argila azul de Boston (de La Beaumelle, 1991)

Tipo	Local	n.º	Máxima tensão de desvio ( $\sigma'_1 - \sigma'_3$ )			Máxima obliquidade ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ )			$E_{50} / \sigma'_{vc}$
			$\varepsilon_f$ (%)	$q_f / \sigma'_{vc}$	$\phi'$ (°)	$A_f$	$\varepsilon_f$ (%)	$q_f / \sigma'_{vc}$	
TC	SB T	9-10	0,36 (±0,17)	0,2795 (±0,010)	22,1 (±1,15)	0,84 (±0,09)	10,2 (±1,8)	0,2043 (±0,019)	31,4 (±1,3)
		11							285 (±60)
	EB T	3	0,40 (±0,08)	0,2775 (±0,016)	22,5 (±1,7)	0,95 (±0,06)	9,6 (±3,0)	0,217 (±0,029)	30,5 (±1,2)
	SB B	1	0,22	0,279	22,0	0,79	11,8	0,195	31,7
	total	13-14	0,355 (±0,15)	0,279 (±0,010)	22,2 (±1,2)	0,86 (±0,09)	10,2 (±2,0)	0,2065 (±0,021)	31,2 (±1,3)
TE	SB T	6	11,5 (±3,3)	0,153 (±0,016)	33,2 (±3,0)	1,17 (±0,07)			273 (±55)
		8							109 (±23)
	EB T	2	13,1 (±1,2)	0,1505 (±0,0007)	34,25 (±3,7)	1,205 (±0,02)	Valores muito próximos dos valores de pico	117 (±9)	
	SB B	3	12,6 (±1,2)	0,1425 (±0,015)	30,4 (±1,6)	1,21 (±0,03)		105 (±10)	
	total	11	12,1 (±2,6)	0,1495 (±0,014)	32,65 (±2,9)	1,19 (±0,06)		109 (±10)	
		13						109 (±10)	

*n* – número de ensaios; SB – South Boston; EB – East Boston; T – Amostrador de tubo; B – Bloco  
Nota: Valor médio (± desvio padrão)

Relativamente ao módulo de Young ( $E_{50}$ ) para tensões correspondentes a 50 % do incremento de tensão correspondente à rotura ( $0,5\Delta q_f$ ), os valores encontrados neste estudo não revelam qualquer tendência em profundidade sendo o valor médio deste parâmetro normalizado pela tensão de consolidação do ensaio igual a  $273 (\pm 55)$  em compressão e a  $109 (\pm 10)$  em extensão. Os valores mais baixos nos ensaios de extensão devem-se ao facto de serem necessárias maiores deformações para que se atinja 50 % de  $\Delta q_f$ .

O parâmetro  $A_f$  de pressões neutras na rotura nos ensaios de compressão é igual a  $0,86 (\pm 0,09)$ . A dispersão observada é resultado do facto de o excesso de pressão neutra aumentar rapidamente com a deformação e com a variação de  $\varepsilon_f$ . De La Beaumelle (1991) refere ainda que baixos valores da razão entre as tensões efetivas horizontal e vertical de consolidação ( $K_c$ ) correspondem a também baixos valores de  $A_f$ . No caso dos ensaios de extensão o valor do parâmetro  $A_f$  é bastante mais elevado, valendo  $1,19 (\pm 0,06)$ , e apresenta menor dispersão, o que corresponde a um nível de deformação mais elevado.

Em relação à resistência não drenada os resultados obtidos em ensaios triaxiais sobre amostras normalmente consolidadas de Argila Azul de Boston mostram que a consideração de um ou outro critério de rotura influencia significativamente os resultados. Para estas amostras verificou-se que a resistência não drenada correspondente ao pico é bastante dependente do coeficiente de impulso na fase de consolidação do ensaio, definido por:

$$K_c = \frac{\sigma'_{hc}}{\sigma'_{vc}} \quad 1.8$$

aumentando com a diminuição deste, como mostra a Figura 1.26. O valor médio da resistência não drenada normalizada para a tensão vertical de consolidação obtido em 14 amostras foi de 0,279.

Por seu turno, para que a condição de máxima obliquidade seja atingida são necessárias extensões superiores aos valores registados para a máxima tensão de desvio, pelo que as tensões efetivas diminuem, diminuindo também a tensão de corte. Pode concluir-se que este amolecimento provoca uma diminuição de cerca de 25 % na resistência não drenada (de La Beaumelle, 1991; House, 2012).

Os ensaios realizados sobre amostras sobreconsolidadas por de La Beaumelle (1991) tiveram como principal objetivo o estabelecimento de valores apropriados para os parâmetros  $S$  e  $m$  da equação SHANSEP:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{vc}} = S \cdot (R_{OC})^m \quad 1.9$$

Os resultados obtidos em 24 ensaios de compressão foram bastante consistentes e forneceram valores de 0,2795 para  $S$  e de 0,681 para  $m$ . Os ensaios de extensão, em menor número, forneceram para  $S$  valores de 0,1399 e para  $m$  valores de 0,8404. Estes valores são corroborados por valores obtidos noutros estudos realizados sobre amostras intactas e reconstituídas de argila azul de Boston (Casey, 2011).

Nas modelações numéricas apresentadas por Jen (1998) os valores adotados para  $S$  e  $m$  foram de 0,20 e 0,77, respetivamente, para a crosta sobreconsolidada, e 0,18 e 0,66 na zona inferior da camada de argila. Nos casos em que o autor não subdividiu a camada de argila azul de Boston, os valores considerados para estes parâmetros foram de  $S$  igual a 0,28 e  $m$  igual a 0,68. Em ambos os casos, estes valores permitiram obter perfis de resistência não drenada bastante consistentes com os resultados experimentais.



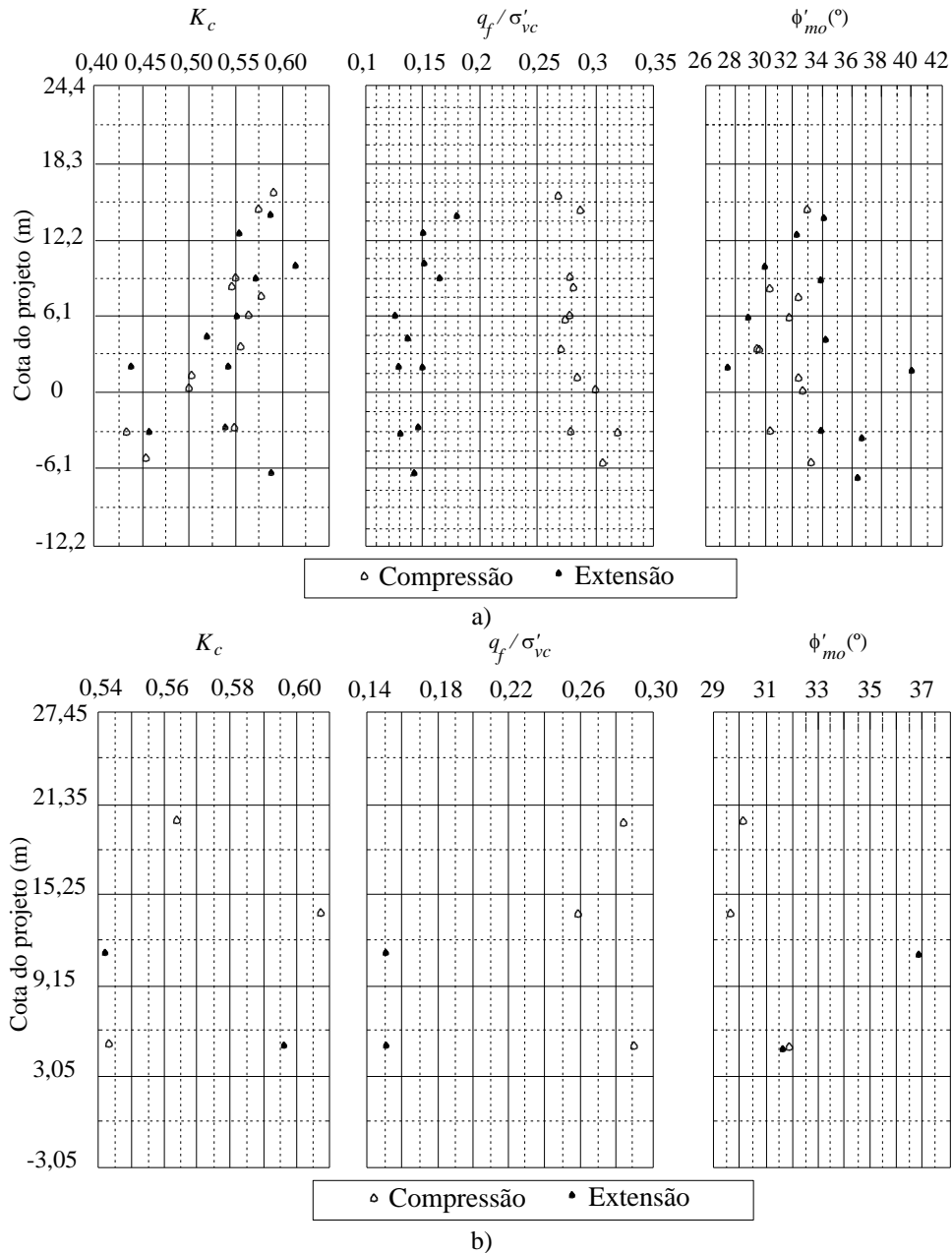


Figura 1.26 – Coeficiente de impulso na consolidação ( $K_c$ ), resistência não drenada normalizada pela tensão vertical de consolidação ( $q_f/\sigma'_{vc}$ ) e ângulo de resistência ao corte para máxima obliquidade ( $\phi'_{mo}$ ) em amostras da argila azul de Boston submetidas a ensaios triaxiais de compressão (TC) e de extensão (TE): a) *South Boston*; b) *East Boston*

A Figura 1.27 mostra as previsões do modelo MIT-E3 descritas por Jen (1998) para a resistência não drenada em compressão triaxial ( $c_{u,TC}$ ), em extensão triaxial ( $c_{u,TE}$ ) e em corte direto ( $c_{u,DS}$ ), com base no perfil de tensões *in situ* adotado para o projeto da *Transitway*. A comparação destes perfis de resistência não drenada calculada com os resultados de ensaios laboratoriais efetuados no *SBSTS* mostra que, embora sejam bastante consistentes, os resultados do modelo MIT-E3 tendem a sobrestimar em 15 % a 25 % os resultados de laboratório (Jen, 1998).

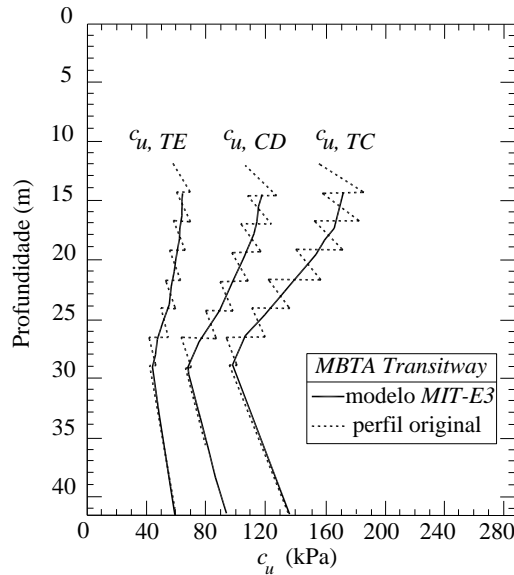


Figura 1.27 – Perfis de resistência não drenada em compressão triaxial ( $c_{u,TC}$ ), em extensão triaxial ( $c_{u,TE}$ ) e em corte direto ( $c_{u,DS}$ ), obtidos com o modelo MIT-E3 para a *Transitway* (Jen, 1998)

A Figura 1.28 mostra o perfil de resistência não drenada juntamente com os resultados de ensaios de corte rotativo (FVT), e permite observar uma dispersão bastante significativa, em particular na camada inferior de argila, na qual  $c_u$  variou entre os 30 kPa e os 10 kPa, valores bastante mais baixos do que os previstos pelo modelo MIT-E3.

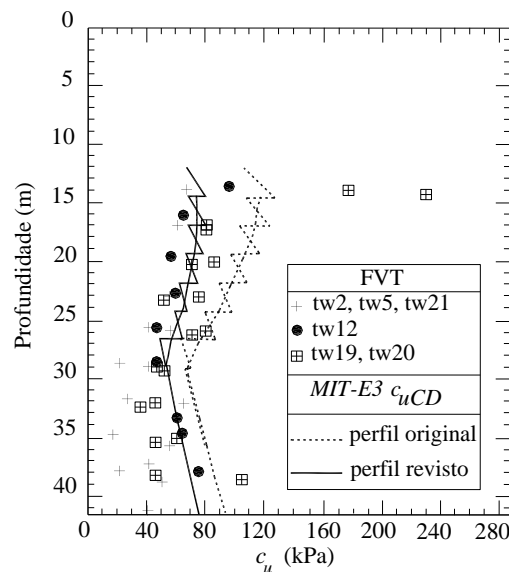


Figura 1.28 – Comparação do perfil de resistência não drenada da Argila Azul de Boston obtida em ensaios de corte rotativo (FVT) e modelação MIT-E3 com base nos ensaios de corte direto realizados na *Transitway* (Jen, 1998)

Os resultados relativos ao módulo de Young para 50 % de  $\Delta q_f$  no caso dos ensaios sobreconsolidados mostram grande dispersão e, curiosamente, uma ligeira tendência para  $E_{50}/\sigma'_{vc}$  diminuir com o aumento de  $R_{OC}$ . Os intervalos de variação de  $E_{50}/\sigma'_{vc}$  são entre 200 e 300 em compressão e entre 50 e 100 em extensão (de La Beaumelle, 1991). Em relação ao parâmetro  $A_f$  dos ensaios sobreconsolidados, os resultados mostram que este parâmetro tende a

diminuir com o aumento do grau de sobreconsolidação, tanto em compressão como em extensão. Tal como acontecia no caso normalmente consolidado, o valor médio de  $A_f$  em extensão é maior do que em compressão.

No que respeita à compressibilidade, os resultados apresentados por de La Beaumelle (1991) fornecem valores do índice de compressão  $CR$ , definido por:

$$CR = \frac{C_c}{1+e} \quad 1.10$$

em função da cota de projeto, correspondentes ao valor máximo ( $CR_{max}$ ) e ao valor relativo à máxima tensão aplicada  $\sigma'_{vm}$  ( $CR_{vm}$ ), para os dois locais estudados ( $SB$  e  $EB$ ). Os resultados obtidos resumem-se na Figura 1.29, onde se apresenta apenas uma marca quando  $CR$  é constante, e duas marcas quando os valores de  $CR_{max}$  e de  $CR_{vm}$  são diferentes. Importa notar que quanto mais afastados estiverem estes valores, maior será o declive da linha de compressão virgem (de La Beaumelle, 1991). Os valores médios de referência de  $CR_{max}$  para argilas com baixo grau de sobreconsolidação são de  $0,25 \pm 0,10$  no caso de argilas magras, e de  $0,35 \pm 0,10$  no caso de argilas gordas, pelo que a existência de valores de  $CR$  que frequentemente ultrapassam o valor 0,40 em conjunto com o facto de a linha de compressão virgem apresentar grande curvatura, sugere que a parte inferior desta unidade apresenta estrutura, facto que outros autores não haviam ainda reportado. Os resultados disponíveis para *East Boston* revelam a mesma tendência de  $CR_{max}$  para aumentar abaixo da crosta mais superficial, embora esta tendência seja menos pronunciada do que se verifica em *South Boston*.

Por seu turno, os resultados apresentados por Jen (1998) apontam para valores do índice de compressão ( $CR$ ) de  $0,17 (\pm 0,005)$  na zona superficial mais rija e de  $0,23 (\pm 0,02)$  na zona inferior. Resultados de ensaios sobre 67 amostras intactas de argila Azul de Boston fornecem para  $CR$  o valor médio de  $0,196$  com desvio padrão igual a  $0,075$  (House, 2012). Quanto ao índice de recompressão  $RR$ , definido por:

$$RR = \frac{C_r}{1+e_0} \quad 1.11$$

Jen (1998) fornece um valor médio de  $0,025 (\pm 0,010)$ .

Os resultados de ensaios edométricos clássicos e  $CRS$  efetuados previamente ao trabalho de de La Beaumelle (1991) forneceram para o coeficiente de consolidação normalmente consolidado ( $c_{v, NC}$ ) valores que diminuem em profundidade no interior da crosta dessecada e depois se tornam sensivelmente constantes. Os valores típicos deste parâmetro são de  $20 (\pm 10) \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ , no interior da crosta, e de  $7 (\pm 3) \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  abaixo da crosta (de La Beaumelle, 1991).

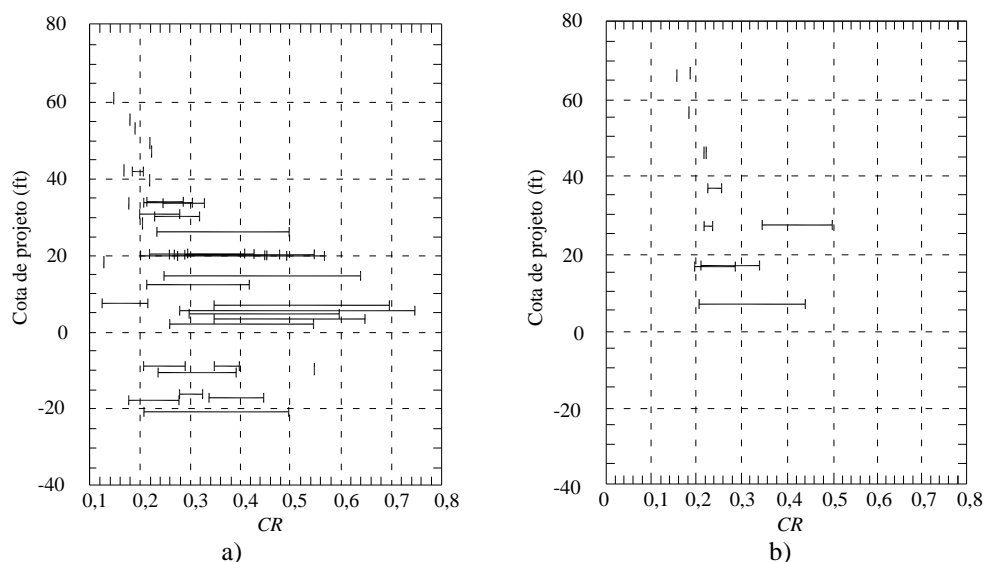


Figura 1.29 – Índice de compressibilidade para diferentes cotas de projeto nas argilas azuis de Boston: a) *South Boston*; b) *East Boston*

## 1.8 Conclusões

Neste primeiro capítulo apresentou-se um resumo de alguns estudos relevantes realizados sobre algumas argilas sobreconsolidadas. Foi feita uma síntese da sua história geológica e apresentadas algumas características de resistência e de deformabilidade descritas na bibliografia, obtidas através de ensaios de campo e (ou) de ensaios em laboratório com maior ou menor complexidade. Para cada uma destas argilas, indicaram-se os principais índices físicos, como a densidade das partículas, o teor em água natural, o peso volúmico e o índice de vazios; os parâmetros relativos ao estado de tensão *in situ*, como o coeficiente de impulso em repouso e o grau de sobreconsolidação, e os parâmetros que controlam o seu comportamento mecânico, no que respeita à resistência, como a coesão efetiva, o ângulo de resistência ao corte efetivo e a resistência não drenada, e a deformabilidade, como os módulos de deformabilidade e de distorção.

Relativamente às características físicas, apesar de o número de resultados disponíveis para cada solo estudado ser bastante variável, foi possível estabelecer para as cinco formações apresentadas intervalos de variação dos parâmetros com representatividade. Já em relação ao estado de tensão, o coeficiente de impulso em repouso nem sempre foi determinado, e em alguns casos os valores que se apresentam são relativos a um reduzido número de ensaios. O grau de sobreconsolidação foi determinado através de ensaios edométricos e apresenta variação em profundidade sempre que a sobreconsolidação decorreu de processos erosivos. O Quadro 1.11 apresenta os intervalos de valores de alguns índices físicos apresentados anteriormente.

Quadro 1.11 – Intervalos de valores de alguns índices físicos para diversos solos

Formação	w (%)	w <sub>L</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub>	K <sub>0</sub>	R <sub>OC</sub>
Argila de Londres	10,0–55,0	37,0–95,0	12,0–65,0	17,6–21,6	2,69–2,77	0,8-2,5	4,3–16,0
Argila Boom da Bélgica	19,0–40,0	54,0–78,0	31,0–50,0	18,9–21,8	2,64–2,71	0,3-0,9	2,4
Argilas Sub-Apeninas	17,1–31,0	42,5–69,8	24,0–41,7	18,8–20,2	2,69–2,77	1,0-1,5 (a) 2,5 (c)	3,1
Argilas Glaciares de Cowden	12,0–20,0	27,9–54,0	10,9–37,8	19,6–22,0	-	1,0–3,0	1,0–1,5
Argila Azul de Boston	25,0–45,0	31,0–55,0	13,0–35,0	18,04–19,6	2,70–2,88	0,6–1,26	1,6–6,0

No que respeita aos parâmetros de resistência e de deformabilidade das cinco formações apresentadas, os resultados obtidos resumem-se no Quadro 1.12.

Quadro 1.12 - Intervalos de valores de alguns parâmetros de resistência e deformabilidade para diversos solos

Formação	φ' (°)		c' (kPa)	c <sub>u</sub> (kPa)		E (MPa)
	Ext.	Comp.		Ext.	Comp.	
Argila de Londres	16–18	20–25	50–100	100–450	70–200	209–242 (h) 98–125 (v)
Argila Boom da Bélgica	11-18		300-400	-		200-400
Argilas Sub-Apeninas	23		-	200-500		E = 450 MPa
Argilas Glaciares de Cowden	30,4	26,7	6–15	100–300		E = 150–1500 MPa
Argila Azul de Boston	18,8-32,7	19,6-31,2	0,064 σ' <sub>vm</sub> 0,055 σ' <sub>vm</sub>	0,15 σ' <sub>vc</sub>	0,21 σ' <sub>vc</sub> 0,28 σ' <sub>vc</sub>	E <sub>50</sub> =273 σ' <sub>vc</sub> (comp.) E <sub>50</sub> =109 σ' <sub>vc</sub> (ext.)



# 2

## O CARÁTER DAS ARGILAS

### 2.1 Introdução

O caráter de um solo, e conseqüentemente o seu comportamento, é determinado por uma série de fatores, de entre os quais se destacam a sua gênese, composição, fábrica e microestrutura, a história de tensões e de deformações recente, o seu estado, nomeadamente o seu índice de vazios, o teor em água, o grau de saturação e a consistência, as condições de drenagem e a perturbação ou desestruturação (Hight & Leroueil, 2002). A completa caracterização de um solo deve incluir o estudo da sua história geológica, das características físicas e ainda dos aspetos que controlam o seu comportamento mecânico.

As características físicas e os aspetos relacionados com o comportamento mecânico são estudados através de ensaios em laboratório e de ensaios de campo. No entanto, o caráter de um solo dependerá sempre da perturbação ou desestruturação que este sofreu ou que se prevê venha a sofrer. As variações volumétricas e as tensões de corte que se desenvolvem durante a realização de ensaios de campo, durante a recolha de amostras ou mesmo durante a consolidação das mesmas em laboratório, pode conduzir à destruição da microestrutura de um solo natural. Alguns autores identificam como “estrutura intacta” o estado com que o solo ocorre na Natureza. No entanto, outros descrevem uma aproximação mais geral a este conceito e referem-se ao estado da estrutura, como o estado em que o solo pode ser encontrado ou

produzido: intacto, desestruturado, remoldado ou resedimentado (Gasparre, 2005). Neste caso, a mineralogia da argila, a sua composição química e as condições de deposição e consolidação influenciam as características do estado resedimentado (Gasparre, 2005).

Neste capítulo apresentam-se sucintamente os aspetos mais importantes que permitem caracterizar os solos argilosos, e que estão relacionados com a sua génese, composição e microestrutura. Descrevem-se ainda os principais conceitos teóricos que permitem compreender o comportamento mecânico das argilas naturais no contexto da Mecânica dos Solos do Estados Críticos.

## **2.2 Caracterização das argilas**

### **2.2.1 Definições**

As características físicas obtêm-se a partir de ensaios em laboratório realizados sobre amostras consideradas representativas do solo em estudo. Já o comportamento mecânico do solo para as condições de jazida requer a realização de ensaios de campo ou de ensaios de laboratório sobre amostras de melhor qualidade, que além de preservarem a constituição e o teor em água natural do solo original, devem exibir estados de tensão próximos do estado de tensão *in situ*. Há, no entanto, alguns aspetos do comportamento do solo que dependem de fenómenos que ocorreram durante a sua formação, que adiante serão apresentados e que só podem ser estudados quando ao solo original se retira parte da história geológica, ensaiando amostras cuja estrutura original foi alterada.

O tipo de amostras utilizadas para caracterizar um solo fornece diferentes informações relativas ao carácter do solo. Para facilitar a compreensão do texto, e uma vez que ao longo do mesmo surgirão expressões diferentes para a classificação das amostras, julga-se pertinente apresentar algumas definições.

#### *Amostra intacta*

Uma amostra intacta ou amostra de solo natural é uma amostra cuidadosamente recolhida, transportada e armazenada de modo a exibir o mínimo de perturbação. Quando se realizam ensaios sobre amostras intactas utilizando estados de tensão efetiva semelhantes ao estado de tensão de repouso os resultados obtidos consideram-se representativos do solo, uma vez que foram conservadas as propriedades do solo.

#### *Amostra remexida*

Uma amostra remexida é uma amostra que sofreu perturbação na amostragem por não ter sido recolhida e (ou) armazenada convenientemente. Sobre estas amostras podem apenas fazer-se alguns ensaios de identificação, como a determinação da densidade das partículas



sólidas, a determinação do peso volúmico e dos limites de Atterberg, já que a fiabilidade dos resultados de ensaios que permitem caracterizar a resistência ao corte, fica comprometida.

#### Amostra remoldada

Uma amostra remoldada é obtida quando se aplica a uma amostra intacta energia mecânica suficiente para reduzir a sua resistência ao mínimo (Gasparre, 2005). As amostras remoldadas não apresentam o efeito da *fábrica* nem da microestrutura, uma vez que as ligações interparticulares foram destruídas. A água adsorvida ocupa os espaços deixados pela quebra daquelas ligações, e a resistência vê-se reduzida.

#### Amostra reconstituída

Uma amostra reconstituída é preparada a partir de uma amostra remexida ou desestruturada misturada com água para um teor em água entre 1,0 e 1,5 vezes o limite de liquidez, e consolidada unidimensionalmente em laboratório, a uma velocidade muito elevada à escala geológica, o que conduz a uma estrutura de sedimentação bastante básica. As características mecânicas de uma argila reconstituída designam-se por características intrínsecas por serem inerentes ao material e independentes do estado em que este se encontra (Burland, 1990; Burland *et al.*, 1996). O seu conhecimento forma uma boa base de referência para avaliar as propriedades do material natural intacto, e estudar a influência da microestrutura no comportamento do solo.

Tendo em conta que utilizando o mesmo procedimento as estruturas de várias argilas diferirão apenas no que se deve à sua composição, a comparação das respostas de diferentes amostras reconstituídas permite delinear a influência da composição no comportamento das argilas. Como se verá adiante, apesar desta influência, é possível estabelecer um modelo de comportamento mecânico para amostras reconstituídas, já que a composição não afeta o padrão de comportamento mas apenas os valores dos parâmetros mecânicos (Cotecchia *et al.*, 2011).

Alguns autores utilizam a expressão *resedimentada* em vez de *reconstituída*, quando se referem a um solo que é consolidado unidimensionalmente depois de seco e misturado com água até perfazer cerca de 2 vezes o seu limite de liquidez (Abdulhadi, 2009; Abdulhadi *et al.*, 2011; House, 2012). Esta é a técnica utilizada no Massachusetts Institute of Technology para *resedimentar* a Argila Azul de Boston, que foi iniciada no início da década de 60 do século XX, e tem vindo a ser desenvolvida e melhorada ao longo dos anos, para tornar possível produzir amostras completamente saturadas e uniformes (Abdulhadi, 2009).

#### Amostra desestruturada

Uma amostra desestruturada é a que se obtém quando se submete uma amostra intacta a grandes deformações que destroem a sua estrutura original. O termo “desestruturado” tem sido

recentemente questionado por alguns autores, que através de observações com o Microscópio Eletrónico de Varrimento (MEV) verificaram que, para níveis de tensão bastante além da tensão de cedência, as amostras não ficam desestruturadas, mas sim reestruturadas, ao adquirem uma nova estrutura diferente da original (Cotecchia, 1996; Cotecchia *et al.*, 2011).

### 2.2.2 Génese e composição

No que respeita à génese, os solos podem ser sedimentares, quando transportados pela gravidade, pelo vento, pela água ou pelos glaciares, ou podem ser residuais. Os solos residuais podem distinguir-se em função da alteração que exibem e do tipo de rocha que lhes deu origem (rocha-mãe) e a sua caracterização requer o uso de diferentes estratégias e relações entre grandezas básicas. Os solos sedimentares apresentam significativas diferenças de comportamento condicionadas quer pelo ambiente deposicional, que pode ser eólico, aluvionar, marinho, lacustre, glacial ou estuarino, quer por ocorrências pós-deposicionais como *bonding*<sup>16</sup>, bioturbação<sup>17</sup>, dessecação, *ageing*, litificação, alteração química e decomposição (Hight & Leroueil, 2002; Powell & Butcher, 2002).

Também a idade geológica participa no carácter do solo, já que dela depende toda a sequência de eventos a que os sedimentos estão expostos, como foi já referido. As variações no nível das águas do mar têm também um papel importante, na medida em que provocam alterações na química da água intersticial e promovem a alteração dos sedimentos (Locat *et al.*, 2002). Esta questão é particularmente importante no caso das argilas, dada a forte interação entre as partículas sólidas e a água.

A composição do solo engloba a sua granulometria, o tamanho, a forma e a resistência dos grãos, o conteúdo em matéria orgânica, a forma e a plasticidade da fração silte e da fração areia, a mineralogia da fração argilosa, nomeadamente a presença de material biogénico como as diatomáceas (Tanaka & Locat, 1999), e ainda a água dos poros e a química do solo (Hight & Leroueil, 2002). Estas são características intrínsecas do material, determinadas em laboratório a partir de amostras remexidas, pelo que por si só não são reveladoras do comportamento mecânico do solo, que depende de muitos outros fatores.

---

16 Combinação de todas as forças interparticulares que não são de natureza puramente friccional

17 Processo de construção de estruturas sedimentares de origem biológica características de ambientes específicos, que perturbam a estrutura sedimentar a que se sobrepõem.

### 2.2.3 Minerais de argila

Os minerais de argila são compostos por camadas alternadas de silicatos de magnésio e de alumínio hidratados. As unidades minerais estruturais das argilas contêm estruturas cristalinas que alternam níveis siliciosos e níveis de alumínio-magnésio, nos quais pode ocorrer a substituição de alguns cátions por outros isomórficos. A sequência de camadas em cada unidade estrutural varia para os diversos minerais de argila, como ilustra a Figura 2.1.

As partículas de argila são formadas pela sequência de unidades estruturais, cujo espaçamento basal<sup>18</sup> será mais ou menos estável, dependendo da força de ligação que existe entre as unidades. A estrutura da caulinite é a mais estável, uma vez que as ligações entre unidades são feitas por pontes de hidrogénio. As ilites apresentam potássio no espaçamento basal e as clorites têm ligações de brucite, pelo que são também relativamente estáveis. As esmectites, que resultam da degradação extrema dos silicatos de rocha, são os minerais de argila menos estáveis, cujas ligações basais são feitas por cátions de sódio, cálcio ou magnésio (Cotecchia, 1996).

Através de processos de degradação, as ilites e as caulinites podem transformar-se em esmectites. Inversamente, através de processos diagenéticos como a agradação, as esmectites podem perder a sua capacidade de expansão e adquirir ligações basais mais fortes, que podem levar à transformação de esmectites em ilites. A agradação<sup>19</sup> e a degradação dos minerais de argila ocorrem na Natureza durante os processos de deposição e alteração, respetivamente, e influenciam significativamente o comportamento das argilas.

Teoricamente os solos finos possuem mais energia livre do que os solos formados por partículas de maiores dimensões e com a mesma composição. Consequentemente, as argilas não representam uma condição potencial de equilíbrio, na medida em que o seu comportamento é governado por forças de superfície e não por forças gravíticas. Pode considerar-se que as partículas de argilas não são cristais perfeitos, uma vez que podem apresentar cargas não equilibradas nos topos devido à ocorrência de fraturas e têm carga negativa nos planos basais devido às trocas iónicas e substituições isomórficas. Estas cargas desequilibradas controlam o comportamento dos solos argilosos e o *bonding*.

---

18 Distância entre unidades estruturais

19 Processo inverso da degradação, e que leva à construção de uma superfície devido a fenómenos deposicionais

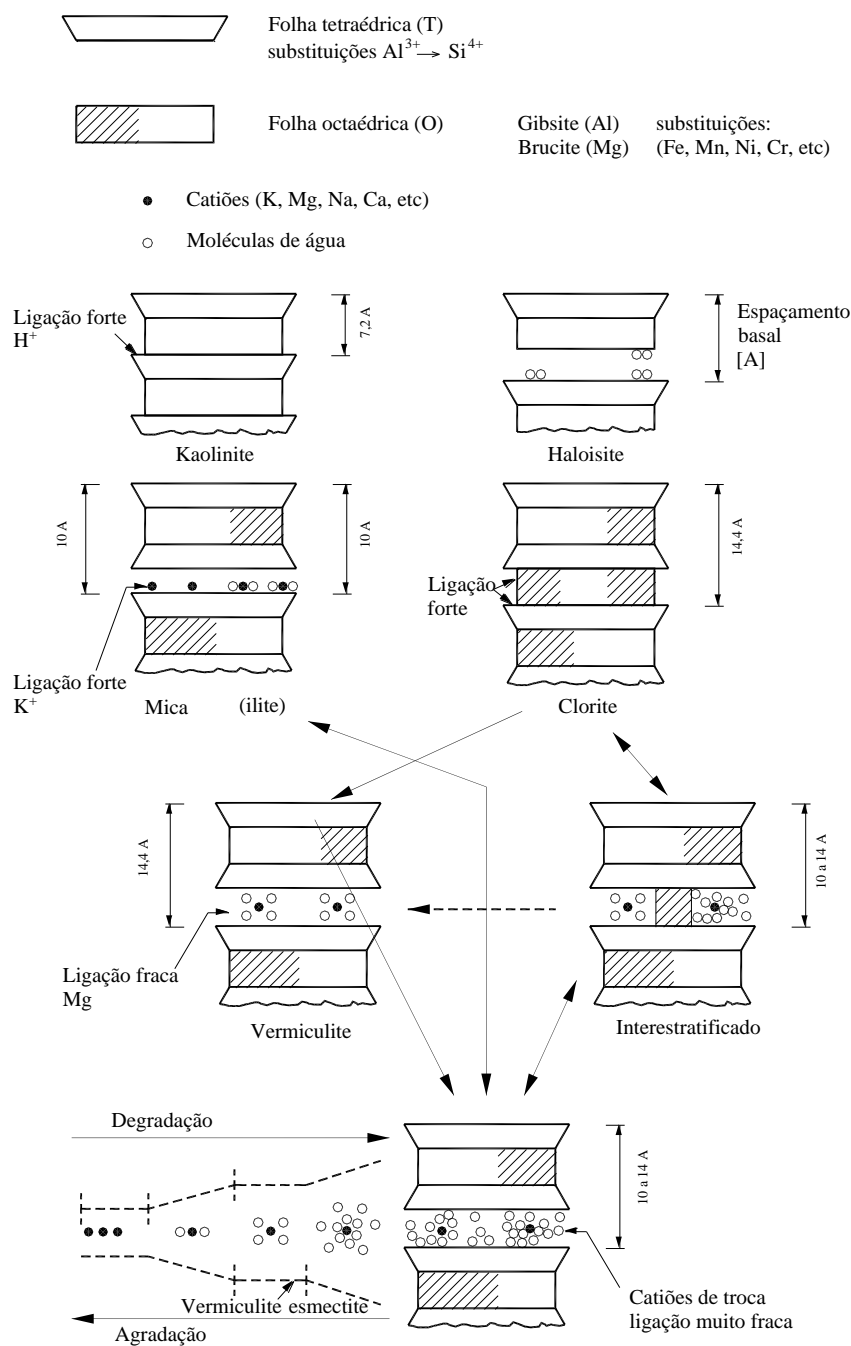


Figura 2.1 – Estrutura dos principais minerais argilosos (adaptado de Cotecchia, 1996)

Quando submersas as partículas de argila interagem com a água formando uma camada de água sólida no contacto com as partículas, que não pode ser removida por aquecimento, e uma camada de água adsorvida de grande viscosidade, que pode ser removida por aquecimento mas não é sensível a gradientes hidráulicos. A superfície carregada da partícula e os catiões presentes na água adsorvida formam uma dupla camada, cuja espessura depende da natureza do mineral argiloso.

Pode então considerar-se que a interação entre as partículas de argila se processa não entre as partículas entre si diretamente, mas sim entre as unidades formadas por cada partícula

sólida e a sua dupla camada. Esta interação é então governada pela combinação de um conjunto de efeitos como a gravidade, as forças eletrostáticas, as forças de *Van der Waals*, as pressões osmóticas e as tensões superficiais na água dos poros, pelo que a sua complexidade é evidente.

Durante a consolidação, ou seja, à medida que na Natureza novas camadas de sedimentos se depositam sobre uma camada existente, o aumento de pressão sobre as partículas força a expulsão de alguma água e a reorganização das unidades formadas por cada partícula e a sua dupla camada, de modo a que a massa de solo atinja um novo estado de equilíbrio.

#### 2.2.4 Microestrutura

O termo “estruturado” foi inicialmente utilizado para descrever um solo cujo comportamento exhibe características que não podem ser atribuídas exclusivamente ao seu índice de vazios e à história de tensões (Leroueil & Vaughan, 1990).

O comportamento de uma argila no seu estado natural e o comportamento de uma amostra reconstituída da mesma, consolidada para a tensão de repouso, são distintos. Isto acontece porque apesar de terem composições idênticas as amostras não coincidem em termos de história de tensões, ambiente de deposição e eventos pós-deposicionais. De entre os eventos pós-deposicionais, merece algum destaque o *bonding*, que se define como a combinação de todas as forças interparticulares que não são de natureza puramente friccional. Estas forças podem ser eletrostáticas, eletromagnéticas, forças de *Van der Waals* ou viscosas, que se desenvolvem na camada de água adsorvida ou, de uma forma mais geral, pode dizer-se que são todas as forças que mantêm unidas as partículas de solo (Gasparre, 2005).

Burland (1990) define a estrutura do solo como o elemento responsável pelas diferenças observadas na resposta mecânica das amostras de solo natural em relação ao comportamento intrínseco de amostras reconstituídas. Esta definição parece ser mais específica do que a anteriormente dada por Mitchell (1976) para quem a estrutura representa geralmente uma combinação do arranjo geométrico das partículas e grãos, designado por *fábrica*, e de todas as forças interparticulares definidas como *bonding*, e que pode por isso ser atribuída tanto a solos naturais como a amostras reconstituídas (Cotecchia *et al.*, 2011). A diferença na resposta mecânica de amostras intactas e reconstituídas pode ser atribuída à microestrutura e à macroestrutura. A microestrutura compreende o *bonding* e os arranjos interparticulares, ao passo que a macroestrutura inclui as descontinuidades, a laminação e a bioturbação.

O parâmetro que incorpora as diferenças na microestrutura de argilas intactas e reconstituídas foi designado por sensibilidade, que é definida como a razão entre as resistências não drenadas de uma amostra intacta e de uma amostra remoldada para o mesmo teor em água (Terzahi, 1944). A quantificação do efeito da microestrutura não é fácil, na medida em que esta

pode existir em maior ou menor grau, e pode caracterizar-se (Burland, 1990; Hight & Leroueil, 2002):

- i. em termos de estado, ao fazer a comparação entre os índices de vazios de amostras intactas e reconstituídas;
- ii. em relação à resistência, ao comparar a resistência intacta com a resistência reconstituída;
- iii. pela tensão de cedência que a amostra apresenta comparada com a que deriva da sua sobreconsolidação mecânica.

A estrutura ou microestrutura de um solo refere-se então à orientação e à distribuição das partículas numa massa de solo, designada por *fábrica*, e às forças que se desenvolvem entre partículas adjacentes, e que se define por *bonding*.

Cada uma destas aproximações traduz uma diferente faceta da microestrutura, que confere geralmente aos solos maior pré-tensão de cedência, mais resistência e maior fragilidade de comportamento, o que em conjunto com a variabilidade natural dificulta bastante a normalização. A influência da microestrutura e da fábrica no comportamento dos solos tem sido avaliada através da comparação das características de resistência e de compressibilidade de amostras intactas e reconstituídas do mesmo material (Burland *et al.*, 1996; Rampello *et al.*, 2002; Amorosi & Rampello, 2007; Gasparre *et al.*, 2007a; Sorensen *et al.*, 2007).

### 2.2.5 Fábrica

A importância da fábrica, entendida como o arranjo espacial das partículas sólidas e o tamanho e a forma dos vazios inter-agregados e intra-agregados, no comportamento mecânico dos solos naturais é sobejamente conhecida. Solos com a mesma composição mas diferente fábrica apresentam comportamentos distintos (Leroueil & Hight, 2002).

Antes das primeiras utilizações de microscópios eletrónicos de transmissão, a classificação da fábrica era demasiado simplista. A Figura 2.2 mostra os modelos existentes, que descreviam sempre arranjos floclados de partículas de argila, e que favoreciam a presença de contactos do tipo *face-a-topo* ou *topo-a-topo*. Os arranjos floclados conferiam maior resistência e menor compressibilidade às argilas naturais, ao passo que os arranjos desfloclados se referiam às amostras remoldadas.

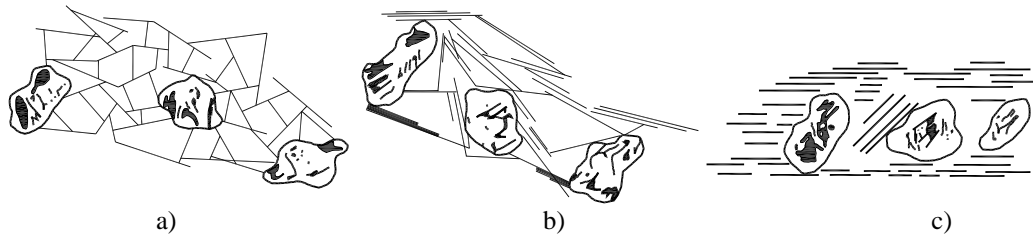


Figura 2.2 – Primeiros tipos de arranjos flocculados descritos para solos argilosos: a) fábrica tipo “castelo de cartas” num depósito de água salgada; b) fábrica tipo “castelo de cartas” num depósito de água doce; c) fábrica remoldada

Mais tarde, Sides & Barden (1971) desenvolveram uma classificação fundamental da fábrica, que é considerada bastante útil. Estes autores descrevem fundamentalmente três tipos de de *fábrica*: flocculada, dispersa e turbostrática<sup>20</sup>.

O termo “flocculado” refere-se a uma massa de solo onde a rede de forças elétricas entre partículas adjacentes durante a deposição foi atrativa. As Figuras 2.3a, 2.3b e 2.3c mostram três esquemas de estrutura flocculada. O termo “castelo de cartas” refere-se essencialmente a arranjos de partículas únicas e dele há poucos registos na literatura (Cotecchia, 1996). A expressão “castelo de livros” refere-se a um tipo de estrutura muito mais comum. Os grupos de partículas, formados por arranjos aproximadamente paralelos são designados por domínios. Os domínios são atualmente reconhecidos como unidades fundamentais uma vez que se formam livremente em suspensão durante a deposição. Arranjos muito mais abertos são designados por “favo de mel” (Sides & Barden, 1971).

A denominação “dispersa” é usada para descrever uma massa de solo onde a rede de forças elétricas entre partículas adjacentes durante a deposição foi repulsiva, pelo que disperso implica uma *fábrica* mais compacta, como mostra a Figura 2.3d. No entanto, alguns autores consideram que uma representação mais realista da *fábrica* dispersa é a turbostrática, onde, como mostra a Figura 2.3e existem contactos *topo-a-face* entre camadas de partículas muito orientadas (Sides & Barden, 1971; Gasparre, 2005). As áreas onde a orientação preferencial é muito significativa são identificadas por “pilha”, representados na Figura 2.3f.

Estes esquemas bidimensionais simplificados são muitas vezes difíceis de identificar nas imagens tridimensionais fornecidas pelo MEV. Além do mais, a *fábrica* é fortemente influenciada pela presença de grãos de areia ou silte, que induzem turbulência, mesmo nos arranjos dispersos.

---

<sup>20</sup> Estrutura cristalina em que os planos basais sofreram escorregamento lateral causando afastamentos relativos entre eles.

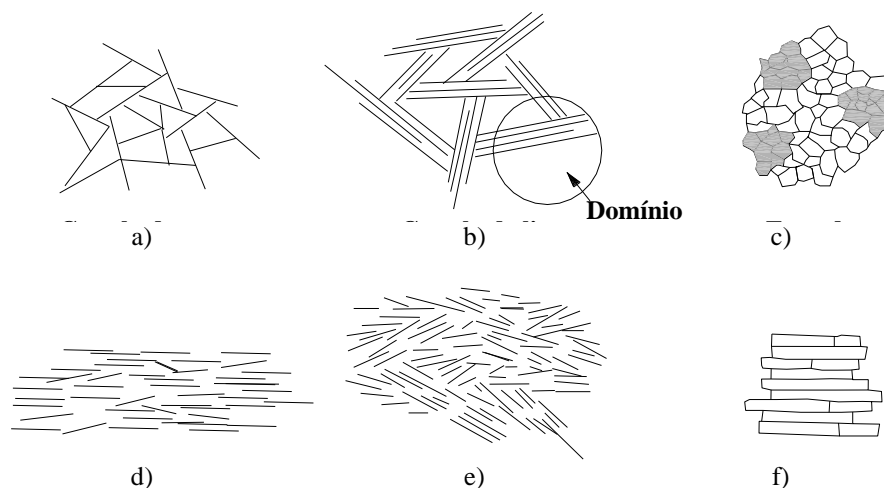


Figura 2.3 – Tipos de fábrica (adaptado de Sides & Barden, 1970): a) Castelo de cartas; b) Castelo de livros; c) Favo de mel; d) Disperso; e) Turbostrático; f) Pilha

As condições em que um solo sedimentar é depositado afetam significativamente a sua *fábrica*, sendo os fatores deposicionais mais importantes a velocidade de deposição e a quietude ou agitação das águas em que esta ocorre. Uma deposição lenta e em águas calmas traduz-se numa fábrica mais aberta, e leva à ocorrência de laminação. Por outro lado, deposições rápidas e em meios mais turbulentos ou correntes mais fortes conduzem a fábricas mais orientadas e a arranjos compactos (Burland, 1990; Cotecchia, 1996).

Para identificar as condições em que um solo foi depositado procuram-se por observação microscópica evidências da presença de alguns minerais associados a diferentes condições de deposição. A presença de pirites framboidais, por exemplo, é um indicador da ocorrência de diagénese de sulfuretos numa fase inicial da consolidação, o que significa que a deposição ocorreu num ambiente confinado e redutor. A fábrica e a composição são assim determinantes na anisotropia inerente dos solos, como é relatado em vários trabalhos (Anandarajah 2000; Gajo and Wood 2001; Wei et al. 2004; Oztoprak and Cinicioglu 2005; Nishimura et al. 2007).

### 2.2.6 História de tensões

As modificações que ocorrem na *fábrica* devido à consolidação unidimensional são bastante complexas. Após a sedimentação, a *fábrica* inicial aleatória pode ser preservada se alguns compostos químicos precipitarem de modo a atuar como cimento entre as partículas. No entanto, a presença de agentes cimentícios como o carbonato de cálcio não é suficiente para provar a natureza cimentada do solo, já que parte do carbonato de cálcio pode estar concentrada nas frações de silte e areia, sendo assim detrítico e não resultado da precipitação (Cotecchia, 1996).

É comum considerar-se que um carregamento unidimensional tende a orientar as partículas não cimentadas perpendicularmente à direção da consolidação. Com efeito, embora se observe um aumento na orientação preferencial das partículas de argila com o aumento da



tensão vertical, verifica-se que se desenvolvem no interior da massa de solo zonas muito orientadas enquanto outras se mantêm aleatórias. As observações com o MEV de amostras semelhantes carregadas para diferentes níveis de tensão mostram que à medida que a tensão aumenta ocorrem algumas quebras de ligações da *fábrica* original e se perde porosidade entre estruturas, mas ao mesmo tempo no interior destas estruturas os arranjos são preservados (Delage, 2010; Cotecchia *et al.*, 2011; Vitone & Cotecchia, 2011).

A influência da sobreconsolidação unidimensional no comportamento mecânico dos maciços sedimentares é um bom exemplo do papel que a história geológica desempenha (Picarelli *et al.*, 2002). A história recente de tensões e deformações inclui os efeitos da erosão, da redeposição de sedimentos noutra época geológica, das alterações na posição do nível freático, das construções e outras alterações induzidas por ensaios *in situ* ou mesmo pela amostragem.

Importa notar que a erosão não é necessariamente um processo unidimensional, pelo que pode induzir tensões de desvio em zonas bem definidas do maciço, dando origem a fissuração ou a roturas locais (Picarelli *et al.*, 2002). No que respeita a redeposição, esta desempenha um papel importante por duas razões fundamentais: em primeiro lugar porque influencia significativamente a história de tensões, e em segundo lugar porque protege algumas camadas de solo dos efeitos da alteração por secagem e oxidação (Nishimura, 2006).

O estado de um solo natural refere-se ao seu índice de vazios, teor em água, grau de saturação, consistência, nível de tensões *in situ* (e sua posição em relação à curva de estado limite), nível de deformação a que está sujeito e ainda aos efeitos do tempo.

As condições de drenagem também influenciam marcadamente o comportamento dos solos. A resistência ao corte de um solo é consideravelmente diferente em condições drenadas e em condições não drenadas. Muitas vezes a sequência de construção envolve etapas em condições drenadas, não drenadas ou parcialmente drenadas, e podendo estas ser deliberadamente organizadas de modo a aumentar a estabilidade. Também na interpretação de ensaios *in situ* devem ser tidas em consideração as condições de drenagem do maciço, sendo que a consideração de condições drenadas para areias e não drenadas para argilas pode ser demasiado simplista, por negligenciar o efeito dos ciclos de carregamentos drenados e não drenados (Hight & Leroueil, 2002).

## 2.3 Comportamento mecânico

### 2.3.1 Introdução

De acordo com o que se descreveu até aqui, o comportamento das argilas naturais depende fundamentalmente da sua composição e mineralogia e é governado pela sua estrutura, entendida como a *fábrica* e o *bonding*.

A comparação das respostas de amostras reconstituídas com as de amostras intactas possibilita uma melhor compreensão dos principais aspetos que caracterizam o comportamento mecânico das argilas, na medida em que ao eliminar o efeito da composição na resposta se pode aferir o efeito da estrutura. Esta linha de investigação tem sido seguida por vários autores para estudar o complexo comportamento das argilas naturais (Rossato *et al.*, 1992; Smith *et al.*, 1992; Cotecchia, 1996; Cotecchia & Chandler, 1997; Chandler, 2000; Cotecchia *et al.*, 2007; Chandler, 2010; Hattab & Fleureau, 2010; Cotecchia *et al.*, 2011; Vitone & Cotecchia, 2011). As amostras reconstituídas têm geralmente estruturas estáveis, ou seja que não enfraquecem com a deformação, e o estudo do seu comportamento à luz da elasto-plasticidade, através das teoria dos estados críticos, permite fazer estabelecer uma ligação entre os fenómenos à micro-escala e o comportamento mecânico à macro-escala.

### 2.3.2 Teoria dos Estados Críticos

A Teoria dos Estados Críticos (Schofield & Wroth, 1968) foi a primeira racionalização dos resultados de investigação sobre amostras reconstituídas de argila, e aborda os conceitos fundamentais para descrever o comportamento do solo. A ideia base é de que um solo ou outro material granular, se continuamente distorcido irá comportar-se como um fluido friccional, e atingirá um estado crítico bem definido, caracterizado por duas equações:

$$M = \frac{q}{p'} \quad 2.1$$

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad 2.2$$

em que as constantes  $M$ ,  $\Gamma$ , e  $\lambda$  representam propriedades do material,  $v$  é o volume específico e  $q$  e  $p'$  são invariantes da tensão efetiva (Schofield & Wroth, 1968), como esquematiza a Figura 2.4. À luz dos Estados Críticos, o estado de um solo é representado por um ponto no espaço  $v$ - $q$ - $p'$  em qualquer momento da sua história de tensões.

O declive da linha dos estados críticos (LEC) no plano  $q$ - $p'$  ( $M$ ) está relacionado com o ângulo de resistência ao corte, e representa uma constante na modelação do comportamento friccional à escala macroscópica, correspondendo à tensão de desvio  $q$  necessária para manter o solo a fluir no estado crítico para uma determinada tensão efetiva  $p'$ .

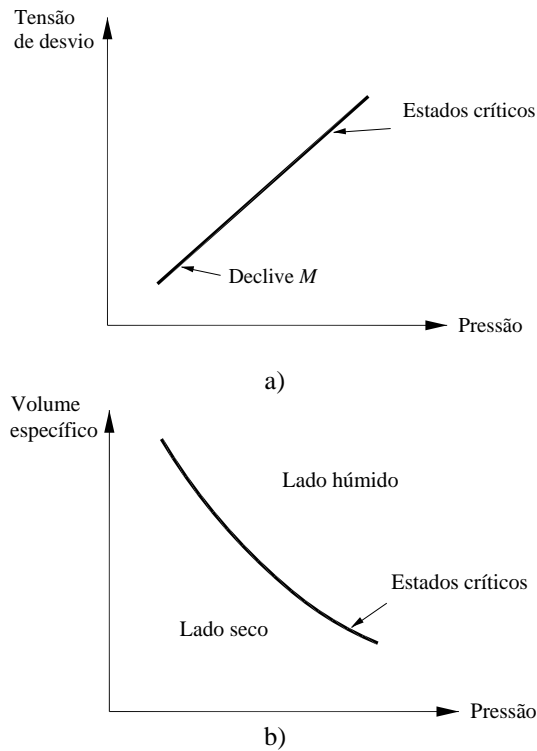


Figura 2.4 – Estados críticos: a) tensão de desvio vs pressão; b) volume específico vs pressão (adaptado de Schofield & Wroth, 1968)

A compressão isotrópica virgem e a expansão de amostras reconstituídas representam-se no plano  $v-\ln p'$  como retas, de declive  $\lambda$  e  $\kappa$ , respetivamente. De acordo com Schofield & Wroth (1968), o comportamento volumétrico é elasto-plástico durante a compressão virgem e elástico não linear durante a expansão. A linha de compressão unidimensional, descrita por:

$$\eta = \frac{q}{p'} = 3 \cdot \frac{1 - K_0}{1 + 2 \cdot K_0} \quad 2.3$$

é paralela à linha de compressão isotrópica (LCV). Todas as linhas para uma razão de tensões efetivas ( $\eta$ ) constante são paralelas no plano  $v-\ln p'$ , de modo a representarem posições geometricamente semelhantes para diferentes volumes, e a expansão a partir de qualquer uma das linhas  $\eta$  depende apenas da diminuição de  $p'$  e segue linhas de declive  $\kappa$  constante, como mostra a Figura 2.5.

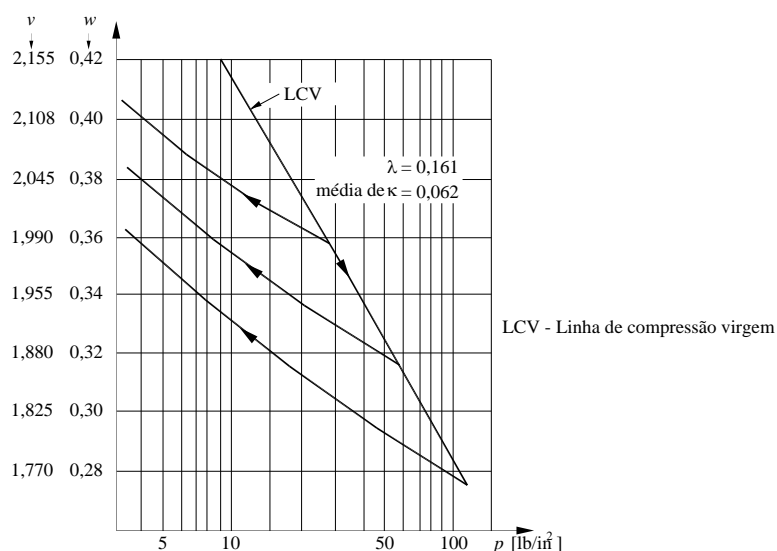


Figura 2.5 – Linha de compressão isotrópica e linhas de expansão de amostras remoldadas de argila de Londres (Schofield & Wroth, 1968)

O comportamento das argilas pode ser descrito ao longo de trajetórias de tensão axi-simétricas e demonstra-se que em relação às tensões efetivas este é sempre o mesmo para diferentes volumes constantes, variando apenas de um fator de escala, pelo que pode ser normalizado pelo volume (Schofield & Wroth, 1968).

As trajetórias de tensão não drenadas para um determinado volume e as isolinhas de volume constante provenientes das trajetórias drenadas apresentam formas semelhantes, pelo que no espaço  $v$ - $q$ - $p'$  as trajetórias de tensão durante o corte de argilas com consolidação isotrópica se localizam numa única superfície, a superfície de Roscoe, que se estende desde a linha de compressão isotrópica virgem até à linha do estado crítico (*LEC*).

Considera-se que todas as linhas  $\eta$  se situam sobre a superfície de Roscoe já que esta não pode ser atravessada por nenhuma trajetória de tensões. Esta superfície designa-se por Superfície do Estado Limite (SEL), por se considerar que confina o domínio de todos os estados de tensão possíveis para uma argila.

A normalização pelo volume das resistências de pico obtidas de trajetórias triaxiais em argilas consolidadas isotropicamente permite verificar que estas se situam sobre uma linha designada por superfície de Hvorslev.

De acordo com a Teoria dos Estados Críticos, os estados de tensão de argilas sobreconsolidadas, após atingirem a superfície de Hvorslev deslocam-se sobre a mesma até atingirem o estado crítico, enquanto sofrem deformações plásticas. A SEL para amostras de argila reconstituídas consolidadas isotropicamente fica completamente definida quando se consideram as superfícies de Roscoe e de Hvorslev em conjunto, como ilustra a Figura 2.6.

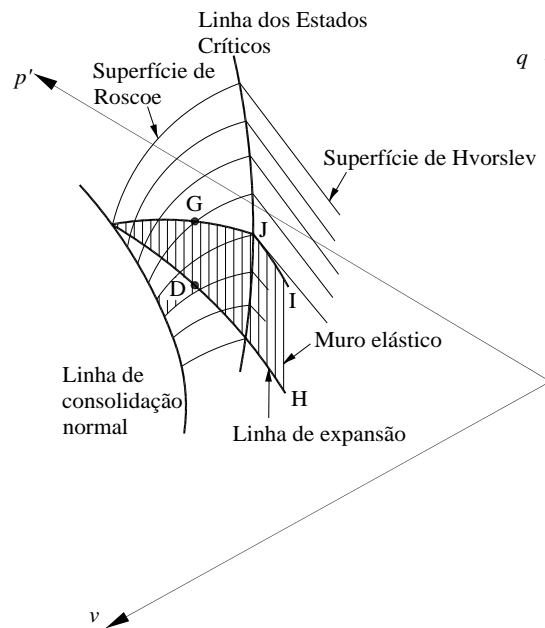


Figura 2.6 – Superfície do estado limite no espaço  $v$ - $q$ - $p'$  (Atkinson & Bransby, 1978)

### 2.3.3 Compressibilidade

#### 2.3.3.1 Propriedades intrínsecas do material

A compressibilidade das argilas foi apresentada por Skempton em 1970 através de um conjunto de curvas que relacionam o índice de vazios com a tensão efetiva vertical de repouso para cerca de 20 depósitos naturais com diferentes litologias, como mostra a Figura 2.7 (Burland, 1990). Todas as argilas representadas são normalmente consolidadas, na medida em que nunca estiveram sujeitas a tensões mais elevadas do que as atuais tensões de repouso. Excluídas deste estudo estiveram argilas com percentagem de matéria orgânica superior a 5% e teor em carbonatos maior que 25%, bem como argilas sensíveis e argilas com diatomáceas<sup>21</sup>.

---

<sup>21</sup> No estudo das características mecânicas de algumas argilas, diversos autores têm dado particular importância à presença de microfósseis como as diatomáceas, que parecem ter uma influência direta na resistência e na compressibilidade dos solos. Os microfósseis atuam como elementos estruturais responsáveis por elevada compressibilidade em solos com reduzidos espaços inter-agregados (Tanaka & Locat, 1999). A água presente nos microfósseis altera a composição física dos sedimentos e quando libertada por compactação pode resultar num decréscimo da tensão efetiva e conseqüentemente alterar a consolidação. Um exemplo relevante é o da argila da Cidade do México, cuja elevada compressibilidade se deve em parte à presença de 55 % a 65 % de diatomáceas com dimensões de silte (Mesri *et al.*, 1975).

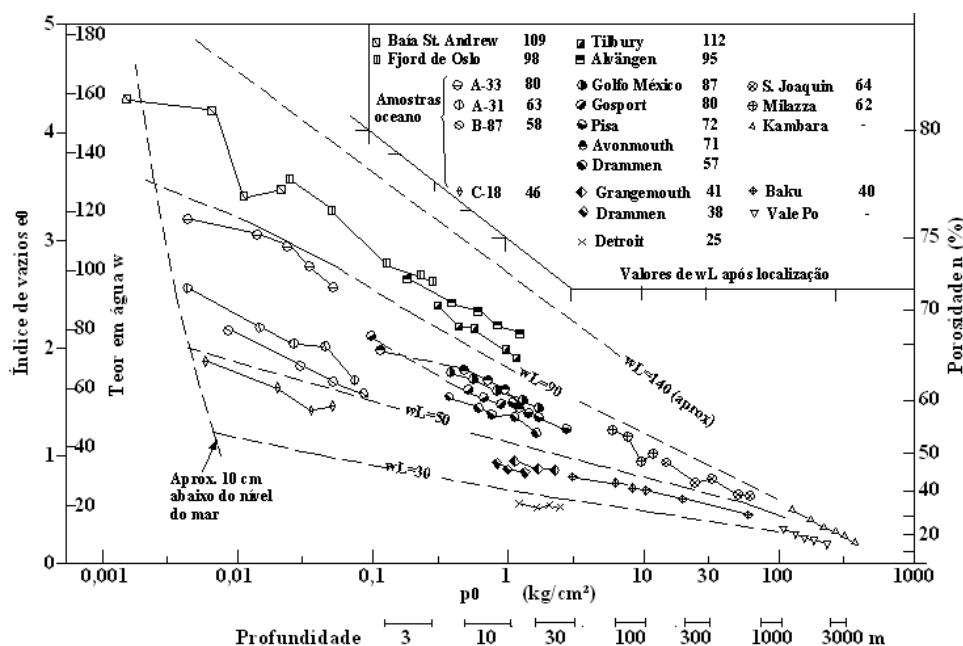


Figura 2.7 – Curvas de sedimentação para solos argilosos normalmente consolidados (Skempton, 1970)

As curvas ilustram alterações progressivas no valor do índice de vazios entre os depósitos mais recentes na base do mar, as argilas do Quaternário a dezenas de metros de profundidade e as argilas duras do Pliocénico e Pleistocénico, que se encontram a maiores profundidades. A observação desta figura permite concluir que:

- i. para cada argila há uma relação sensivelmente linear entre o índice de vazios e a tensão efetiva vertical de repouso representada em escala logarítmica;
- ii. para um dado valor da tensão de repouso o índice de vazios depende da natureza e da percentagem de partículas de argila;
- iii. para tensões mais elevadas há uma convergência das curvas de compressão por sedimentação (SCC).

A SCC de uma argila reflete a resposta da estrutura que se desenvolveu na argila durante a compressão virgem, ou seja a sua estrutura de sedimentação (Cotecchia, 1996). Eliminando os efeitos da perturbação das amostras e da estrutura do solo, o índice de compressibilidade  $C_c$  dependerá do limite de liquidez da argila (Skempton, 1944). A partir da utilização do limite de liquidez para normalizar as curvas de sedimentação de argilas reconstituídas, o comportamento pode ser representado por uma única linha designada por linha de compressão por sedimentação (SCL) (Gasparre, 2005).

A relação destas curvas de compressão com as que se obtêm em laboratório sobre amostras reconstituídas do mesmo material foi estudada por Burland (1990), com vista a expandir a compreensão das propriedades de solos reconstituídos em relação a solos naturais. A Figura 2.8 representa as curvas de compressão unidimensional obtidas para diversas amostras

reconstituídas de argila, e os valores do limite de liquidez e do índice de vazios correspondente ao limite de liquidez ( $e_L$ ). Uma vez que diferentes processos de reconstituição e consolidação em laboratório geram estruturas diferentes e, conseqüentemente diferentes curvas SCC, Burland (1990) propôs que a técnica de reconstituição e consolidação fosse normalizada, usando teores em água entre 1,0 e 1,5 vezes o limite de liquidez, como foi já descrito em 2.2.1. Sendo amostras reconstituídas de solos de diferentes locais, as diferenças de comportamento observadas dever-se-ão então apenas à sua composição. A observação das curvas mostra que para qualquer valor de  $\sigma'_v$ , o índice de vazios está relacionado com  $e_L$ , aumentando com este (Burland, 1990). Pode ainda concluir-se que todas as curvas apresentam forma semelhante pelo que são passíveis de normalização.

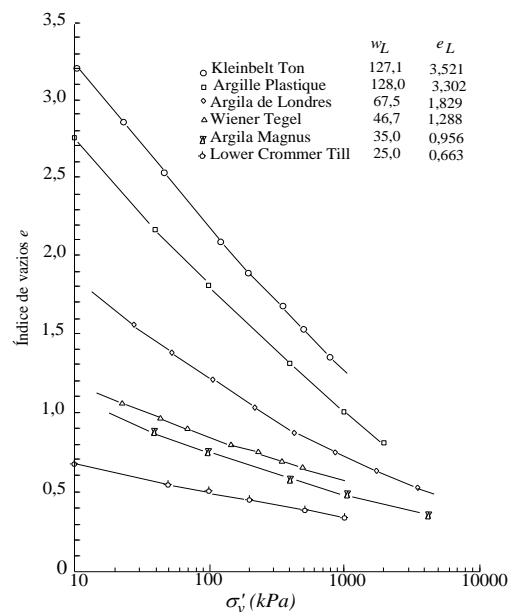


Figura 2.8 - Curvas de compressão unidimensional para várias argilas reconstituídas (adaptado de Burland, 1990)

Burland (1990) definiu as propriedades intrínsecas do material como aquelas que se referem a amostras reconstituídas como descrito anteriormente, propriedades que são inerentes ao solo, e por isso independentes do seu estado natural. Para identificar as propriedades intrínsecas do solo o autor utilizou um asterisco, e a normalização das curvas de compressibilidade foi conseguida à custa da introdução de um novo parâmetro  $I_v$  definido por:

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*} \quad 2.4$$

em que  $e_{100}^*$  e  $e_{1000}^*$  representam os índices de vazios intrínsecos para tensões efetivas verticais de 100 kPa e 1000 kPa, respetivamente, e  $C_c^*$  é o índice de compressibilidade intrínseco do solo.

No plano normalizado  $I_v - \sigma'_v$ , as curvas de compressão de materiais reconstituídos resultam numa única linha designada por linha de compressão intrínseca (ICL), como mostra a Figura 2.9.

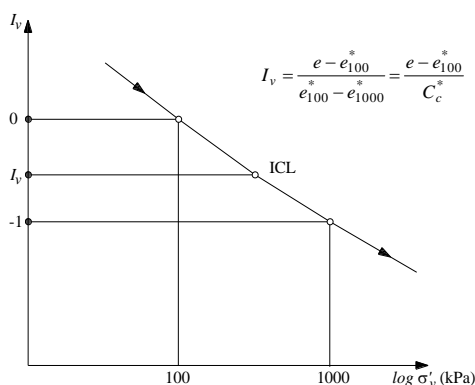


Figura 2.9 - Linha de compressão intrínseca do solo normalizada (adaptado de Burland (1990))

A linha de compressão intrínseca (ICL) de uma argila pode então ser obtida de duas formas distintas: ou a partir da determinação experimental de  $e_{100}^*$  e  $C_c^*$ ; ou utilizando a aproximação cúbica definida pela equação (Burland, 1990):

$$I_v = 2,45 - 1,285 \cdot \log \sigma'_v + 0,015 \cdot (\log \sigma'_v)^3 \quad 2.5$$

Resultados experimentais mostram que a curva de compressão intrínseca do solo, desde que sejam respeitados os intervalos de tempo entre incrementos de tensão necessários para que ocorra a consolidação primária, é bastante robusta para tensões iguais ou superiores a 100 kPa (Burland, 1990).

O Quadro 2.1 resume os principais valores das constantes de compressibilidade intrínseca inicialmente descritos por Skempton e posteriormente complementados com dados de outros autores.

Sempre que não se disponha das curvas de compressão de amostras reconstituídas, é possível estimar os parâmetros intrínsecos do solo através das seguintes expressões empíricas propostas por Burland (1990), que relacionam  $e_{100}^*$  e  $C_c^*$  com o índice de vazios para o limite de liquidez ( $e_L$ ):

$$e_{100}^* = 0,109 + 0,679 \cdot e_L - 0,089 \cdot e_L^2 + 0,016 \cdot e_L^3 \quad 2.6$$

$$C_c^* = 0,256 \cdot e_L - 0,04 \quad 2.7$$

Apesar de os coeficientes de determinação serem para estas expressões bastante próximos da unidade, estas devem ser usadas com cautela, sendo sempre preferível determinar a ICL de forma direta por via experimental. Estudos mostram que o modo com se faz a



reconstituição das amostras, nomeadamente o teor em água para o qual o solo é misturado, influencia o valor de  $e_{100}^*$ .

Quadro 2.1 – Constantes de compressibilidade intrínseca para argilas naturais reconstituídas (adaptado de Burland, 1990)

Solo	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$G_s$	$e_L$	$e_{100}^*$	$C_c^*$	Referência
Lower Crommer Till	25	13	2,65	0,663	0,503	0,154	Gens (1982)
Boulder clay	28	14	2,69	0,753	0,52	0,12	Skempton (1944)
Silty clay	28	20	2,72	0,762	0,603	0,136	Ramiah (1959)
Magnus clay	35	17,2	2,73	0,956	0,76	0,27	Jardine (1985)
Grangemouth	35	21	2,78	0,973	0,659	0,229	Burland (1990)
Ton V	36	18	2,71	0,976	0,74	0,25	Skempton (1944)
Weald clay	39	19	2,73	1,065	0,77	0,24	Skempton (1944)
Boston blue clay	39	23	2,78	1,084	0,80	0,21	Skempton (1944)
Red soil	45,3	22	2,667	1,208	0,785	0,27	Nagaraj & Srinivasa Murthy (1986)
River Severn Alluvium	46	25	2,59	1,191	0,80	0,21	Skempton (1944)
Wiener Tegel	46,7	22	2,76	1,288	0,859	0,297	Hvorslev, 1937
Oxford clay	53	27	2,57	1,362	0,96	0,30	Skempton (1944)
Ton IV	58	26	2,85	1,653	0,97	0,32	Skempton (1944)
Residual clay	58	27	2,74	1,589	1,024	0,337	Ramiah (1959)
London clay	62,3	24,3	2,76	1,707	1,200	0,446	Jardine (1985)
Belfast estuarine clay	67	30	2,66	1,782	1,00	0,32	Skempton (1944)
London clay	67,5	26,5	2,71	1,829	1,227	0,494	Som (1968)
Ganges delta clay	69	28	2,77	1,911	1,22	0,42	Skempton (1944)
Gosport clay	76	29	2,67	2,029	1,20	0,48	Skempton (1944)
London clay	77	28	2,71	2,087	1,28	0,49	Skempton (1944)
Brown London clay	88	32	2,65	2,332	1,32	0,56	Skempton (1944)
Black cotton clay	97,3	32	2,73	2,656	1,744	0,69	Nagaraj & Srinivasa Murthy (1986)
Kleinbelt Ton	127	36	2,77	3,518	2,18	0,91	Hvorslev (1937)
Argille plastique	128	31	2,58	3,302	1,82	0,81	Skempton (1944)
Whangamarino clay	136	61	2,78	3,74	2,44	0,797	Newland & Alely (1956)
SAIL	159,3	46	2,826	4,443	2,769	1,05	Nagaraj & Srinivasa Murthy (1986)

O uso de parâmetros normalizados como o  $I_v$ , possibilita a comparação das curvas de sedimentação de Skempton com a ICL. Burland (1990) definiu uma única linha de compressão por sedimentação (SCL), a partir de uma regressão linear sobre as curvas de sedimentação de solos naturais definidas por Skempton, como mostra a Figura 2.10.

A estabilidade das argilas reconstituídas é tal que as suas SCC se representam à esquerda das SCC das argilas naturais. Consequentemente, na Figura 2.10, as SCC das diversas argilas surgem à direita da ICL, e as suas localizações refletem diretamente o efeito da estrutura. O espaço à direita da ICL é designado por “espaço permitido pela estrutura” e indica que a estrutura de uma argila natural lhe permite situar-se fora da SEL das amostras reconstituídas (Leroueil & Vaughan, 1990). Com efeito a SEL de um solo reconstituído é sempre menor do que a SEL do solo natural correspondente.

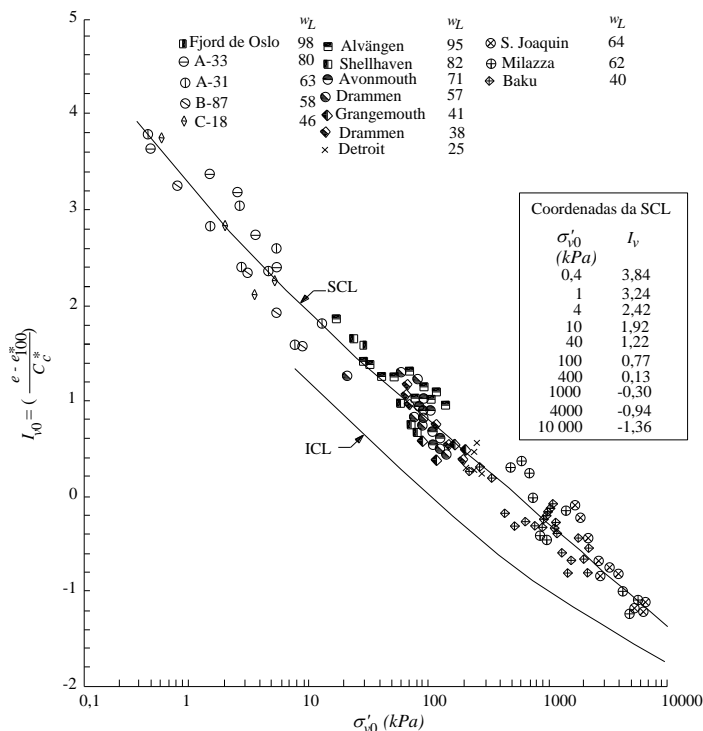


Figura 2.10 - Relação entre  $I_{v0}$  e  $\log \sigma'_{v0}$  para muitas das argilas normalmente consolidadas apresentadas na Figura 2.7 (adaptado de Burland (1990))

### 2.3.3.2 Sensibilidade

Calculando o  $I_v$  para os valores de índice de vazios correspondentes ao estado de tensão em repouso e fazendo a representação gráfica de  $I_v - \log \sigma'_v$  é possível observar que as curvas de sedimentação de solos naturais se situam acima da ICL e não apresentam formas suaves, o que resulta das condições de deposição dos sedimentos (Gasparre, 2005). A distância entre as duas curvas foi designada por sensibilidade ( $S_\sigma$ ) e corresponde à medida da resistência natural dos sedimentos em relação à da argila reconstituída, como mostra a Figura 2.11. Este parâmetro obtém-se dividindo a tensão de cedência, para a qual há rotura em compressão da estrutura natural ( $\sigma'_y$ ), pela tensão equivalente na ICL correspondente ao mesmo índice de vazios ( $\sigma_e^*$ ):

$$S_\sigma = \sigma'_{vy} / \sigma_e^* \tag{2.8}$$

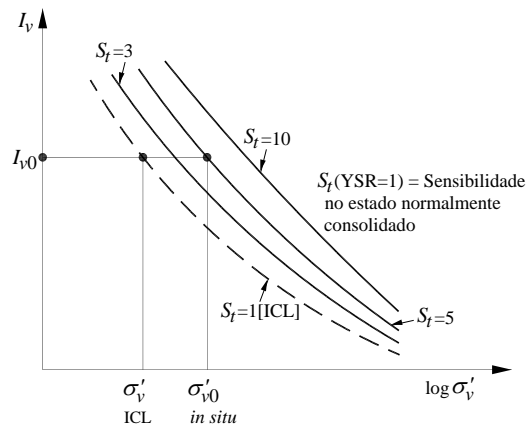


Figura 2.11 - A sensibilidade para argilas moles (adaptado de Cotecchia, 1996)

A linha SCL apresentada na Figura 2.10 refere-se a um conjunto de argilas com composição semelhante, teor em matéria orgânica inferior a 10% e menos de 25% de carbonato de cálcio (Skempton, 1970), que resultam em sensibilidades inferiores a 10, ou seja, em curvas de compressão por sedimentação (SCC) situadas próximas umas das outras numa faixa relativamente estreita.

Cotecchia & Chandler (2000) descreveram um modelo de comportamento para argilas a partir de dados relativos às argilas italianas de Pappadai, e desenvolveram o conceito de “Sensibilidade de Resistência” apresentado por Skempton (1970). Aqueles autores verificaram que, considerando as resistências de pico de amostras naturais e reconstituídas ( $q_{máx}$  e  $q_{máx}^*$ ), a sensibilidade pode ser determinada por:

$$S_t = q_{máx} / q_{máx}^* \approx \sigma'_{vy} / \sigma_e^{r*} \quad 2.9$$

pelo que a Superfície de Estado Limite (SEL) do material natural é proporcional à SEL do mesmo material reconstituído (Cotecchia & Chandler, 2000). O parâmetro  $S_t$  representa assim a distância entre a resistência do material intacto e a sua resistência intrínseca, ou seja, o efeito da estrutura aplica-se então apenas à magnitude da resposta, já que a sua forma não se altera, como ilustra a Figura 2.12. Na mesma figura, o símbolo  $i$  indica condições isotrópicas, o símbolo  $y$  é utilizado para identificar a cedência e finalmente  $K_0$  é o símbolo usado para indicar a consolidação unidimensional.

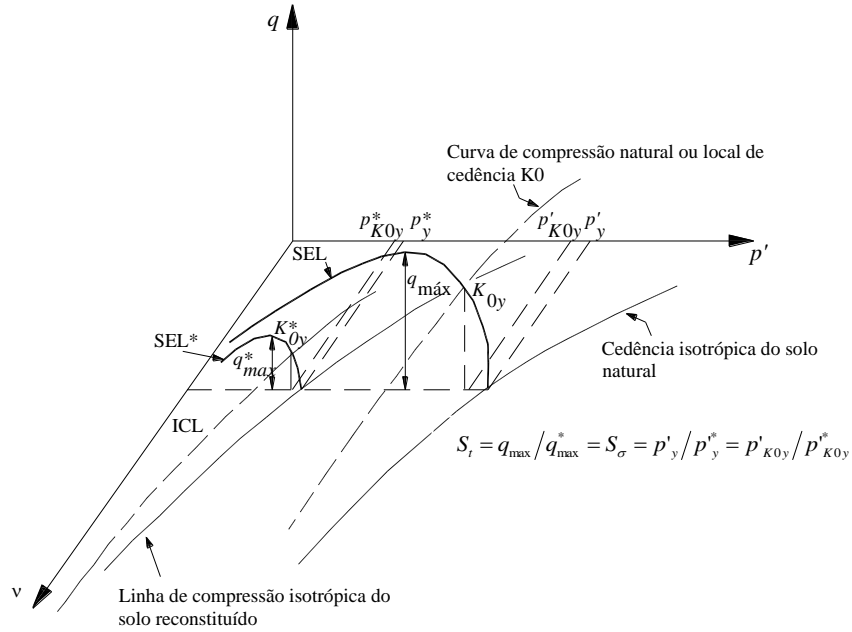


Figura 2.12 – Definição geométrica da sensibilidade de resistência ( $S_r$ ) (Cotecchia & Chandler, 2000)

Cotecchia e Chandler (2000) observaram ainda que, num gráfico de  $I_v - \sigma'_v$ , solos com a mesma Sensibilidade de Resistência seguem as mesmas curvas de sedimentação, cuja posição corresponde aproximadamente à sensibilidade da argila. As SCL de argilas naturais são aproximadamente paralelas à SCL reconstituída, que tem por definição  $S_r = 1,0$ , como mostra a Figura 2.13.

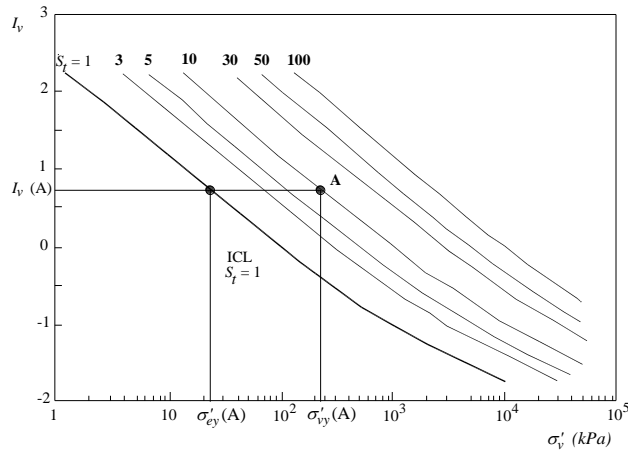


Figura 2.13 – Sensibilidade das argilas (Cotecchia & Chandler, 1997)

Dividindo as tensões pela pressão equivalente ( $p_e^*$ ), que corresponde à tensão efetiva na ICL para o mesmo volume específico de solo, a influência do volume pode ser eliminada e as SEL de amostras intactas podem ser representadas por uma única curva com um fator de escala em relação à do solo reconstituído igual a  $S_r$  no eixo das ordenadas e a  $S_\sigma$  nas abcissas, como mostra a Figura 2.14.

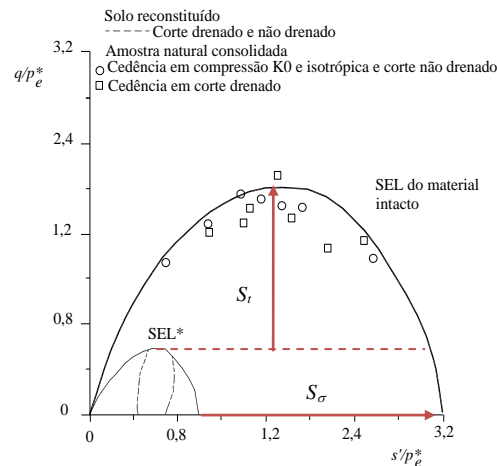


Figura 2.14 - SEL de amostras de Argila Pappaday intactas e reconstituídas consolidadas para tensões pré-cedência (Cotecchia & Chandler, 1997)

## 2.4 Conclusões

Neste capítulo apresentam-se alguns aspetos do carácter das argilas, desde o seu enquadramento geológico, que engloba o ambiente deposicional e a história de tensões, até ao comportamento mecânico, no que respeita à compressibilidade e à resistência ao corte. Na primeira parte descrevem-se vários aspetos que permitem caracterizar as argilas, e condicionam o seu comportamento mecânico. Na segunda parte apontam-se alguns aspetos do estudo do efeito da estrutura no comportamento mecânico das argilas naturais, realizado à custa da comparação de resultados de ensaios realizados sobre amostras intactas e sobre amostras reconstituídas.

O comportamento das amostras reconstituídas pode ser descrito à luz da Teoria dos Estados Críticos, e o efeito da estrutura nos solos naturais apresenta-se no âmbito da sensibilidade. Esta propriedade confere aos solos naturais uma SEL que difere da SEL dos solos reconstituídos de apenas um fator de escala.



## AS ARGILAS DO MIOCÉNICO DE LISBOA

### 3.1 Nota histórica

A cidade de Lisboa é uma das mais antigas cidades da Europa e a segunda mais velha capital europeia, depois de Atenas. A história da cidade desenvolve-se em torno da sua localização estratégica junto à foz do rio Tejo, local privilegiado para o abastecimento dos barcos que faziam as trocas comerciais marítimas entre o Mar do Norte e o Mediterrâneo. A sua posição no extremo da Sul da Europa Ocidental e a proximidade aos continentes Africano e Americano influenciaram também o decurso da sua história.

A fundação da cidade remonta a 1200 a.C., e é atribuída aos Fenícios, que fundaram uma colónia na zona que se estende desde a colina de S. Jorge, onde hoje se situa o Castelo de São Jorge e a Sé Patriarcal, até ao rio Tejo. O estuário natural do Tejo, também designado por Mar da Palha, é um bom porto natural e o rio uma via muito importante para as trocas com as tribos do interior, tendo por isso este povo fundado aqui uma colónia. Para além da proximidade do rio e das excelentes condições de defesa, também a existência de matérias-primas necessárias à construção, como areia, argila e rocha fácil de trabalhar, condicionou esta escolha. A exploração destes materiais foi sendo efetuada em áreas próximas dos locais de construção, envolvendo volumes restritos e as áreas escavadas ocupadas com novas construções (Sousa Pinto, 2005).

Durante o Império Romano, Lisboa estendia-se já desde a colina de S. Jorge até à Baixa, mas foi no início do século X, com os muçulmanos, que a cidade teve o seu apogeu, sendo nessa altura uma das maiores cidades da Europa. Continuando a ser um importante centro mercantil, a cidade foi sendo renovada e reconstruída de acordo com os padrões do Médio Oriente. Surge ao lado do núcleo urbano original o bairro de Alfama. Já no século XII, após a Reconquista Cristã, o rei dá o foral à cidade e tenta não só recuperar as ligações comerciais da Lisboa Árabe mas também abrir novas vias para os portos do Norte da Europa. No seguimento desta prosperidade, Lisboa passou a ser a Capital do Reino e novas ruas foram desenhadas e construídas. A escolha dos locais para implantação de edifícios principais era já na altura condicionada pelas condições do subsolo, embora os conhecimentos a este respeito fossem puramente empíricos. O Terreiro do Paço foi conquistado ao rio e o Rossio passou a ser o centro da cidade, em detrimento da colina do Castelo. Outras áreas da cidade foram sendo urbanizadas quase sempre condicionadas pelas características morfológicas e geológicas dos terrenos.

A cidade evoluiu expandindo-se, ocupando novas áreas e envolvendo terrenos com diferentes características geológicas. Esta evolução foi acompanhada da adaptação às condições geotécnicas locais, nalguns casos alterando a própria morfologia do terreno por meio de movimentações de terras (Sousa Pinto, 2005).

De acordo com Pereira de Sousa (1904), a evolução histórica da construção de Lisboa pode ser dividida em quatro períodos: os dois primeiros anteriores ao grande sismo de 1755 e os dois seguintes posteriores ao mesmo. Durante os dois primeiros haveria explorações de pedreiras com dimensões reduzidas e seriam mais explorados os materiais Miocénicos (calcários, areias e argilas), sendo também explorados calcários cristalinos nas zonas de Ajuda – Campolide - Alcântara, na época exteriores ao perímetro urbano, para uso no fabrico de cantaria e estatuária.

O terceiro período começa com a reconstrução da cidade após o violento sismo de 1755, quando o Marquês de Pombal ordenou a reconstrução da cidade à luz das novas teorias de organização urbana. O novo palácio para o Rei foi transferido da zona ribeirinha, com fundações nas aluviões do Tejo, para a encosta da Ajuda, na época ainda fora da cidade, onde os efeitos do sismo tinham sido reduzidos, fruto de condições geológico-geotécnicas mais favoráveis. No entanto, o grande volume de obras aconteceu no centro da antiga cidade, por ter sido a zona mais afetada pelo sismo. Foram construídas ruas largas e ortogonais, que permitissem boa iluminação e fácil circulação. Os novos edifícios foram projetados com outras regras de construção estrutural, com vista a serem passíveis de enfrentar melhor outro eventual terramoto. Os condicionamentos geológico-geotécnicos foram tidos em consideração na medida em que os novos edifícios da Baixa, para além da estrutura em madeira com contraventamentos diagonais, foram fundados em estacas de madeira cravadas, o que permitiu melhorar a



resistência dos solos arenosos da Baixa e transmitir as cargas a níveis de terreno com maior capacidade de carga. As fachadas dos edifícios, portas, janelas e cantarias foram alvo de uniformização com vista a acelerar o processo de construção, recorrendo à produção em série fora do local da obra. Este processo de expansão da cidade implicou necessariamente a intensificação da exploração de matérias-primas do subsolo, particularmente do “lioz”, explorado nas proximidades do Vale de Alcântara e na Ajuda, e empregue em edifícios como a Igreja da Estrela, o Palácio da Ajuda ou o Teatro de S. Carlos.

O quarto período referenciado (Pereira de Sousa, 1904) decorreu entre o princípio do século XIX, no final da reconstrução da cidade, e o início do século XX. Nessa época os limites do concelho não diferiam muito dos atuais e o ritmo de construção cresceu de forma exponencial (Almeida, 1991). Apesar da pouca capacidade financeira de uma cidade ainda em crise, esta foi crescendo e desenvolveu-se em todas as direções geográficas, ocupando áreas como Estrela, Rato, Alcântara, Ajuda, Sapadores e Amoreiras. A expansão da cidade deu-se com o crescimento dos edifícios não só em altura mas também em profundidade, pelo que o estudo das condições do terreno foi adquirindo mais significativa importância. Até ao final do século XIX, a atividade extrativa na cidade era muito intensa, motivada pela necessidade de matérias-primas tanto para os novos bairros habitacionais como para obras públicas. Os traços mais importantes da geologia da cidade de Lisboa definiram-se no século XIX com as contribuições dos estudos efetuados para grande obras de engenharia da época, como foram o Túnel do Rossio, o alargamento do Porto de Lisboa e a instalação das redes de distribuição de água e gás (Almeida, 1991). A atividade extrativa manteve-se até meados do século XX, altura em que se tornou incompatível com o crescimento da população urbana (Sousa Pinto, 2005). O uso crescente do betão em detrimento da construção em alvenaria de pedra ditou a cada vez menor procura destes materiais naturais e, conseqüentemente, o abandono da maior parte destas explorações, que entretanto se transformaram em depósitos de entulho ou deram lugar a estruturas de novos edifícios.

A evolução das técnicas construtivas e a crescente complexidade de que se revestem os edifícios obrigou cada obra a ser encarada individualmente exigindo não só o reconhecimento das características geotécnicas mas também as conseqüências que resultam da construção. A prospeção geotécnica constitui uma boa fonte de informação acerca das condições do subsolo, que compensa a falta de informação superficial resultante da cobertura urbana.

### **3.2 Enquadramento geológico**

A Bacia Cenozóica do Baixo Tejo ocupa uma vasta área em Portugal e constitui uma bacia simétrica da extensa Bacia do Alto Tejo centrada na região de Madrid (Pais, 2004). A história geológica da Bacia do rio Tejo e do seu estuário é bastante complexa, e resulta da interação

entre movimentos tectónicos da crosta terrestre, nomeadamente ao longo de uma falha na zona Sul do Tejo, e as oscilações do nível do mar. A região de Lisboa e a Península de Setúbal situavam-se na interface oceano-continente e houve frequentes alterações na linha de costa. Com condições climáticas bastante diversas, foi possível ao longo do tempo encontrar nesta região espécies de animais e plantas também diversas. A alternância de níveis continentais e marinhos, bem como a forte presença de fósseis, permite estabelecer uma cronologia rigorosa dos acontecimentos, como mostra a Figura 3.1.

Cronoestratigrafia			MA	Principais acontecimentos na parte terminal da Bacia do Baixo Tejo			
CENOZÓICO	Neogénico	Plistocénico			Deposição dos conglomerados com seixos facetados pelo vento		
		Pliocénico		2	Ambientes continentais predominantes	Continuação da sedimentação fluvial Pequena transgressão marinha Acumulação de areias trazidas pelo Pré-Tejo	
				5			
		Miocénico	Superior		11	Alternância de ambientes continentais e marinhos	Retirada brusca do mar Nova subida do nível do mar Regressão A maior transgressão Miocénica Regressão, clima árido com instalação de estepes e floresta galeria  Duas transgressões separadas por regressão Regressão e acumulação de areias e argilas em ambiente deltaico  Grande transgressão Início da elevação da Arrábida  1ª invasão marinha com desenvolvimento de recifes de corais
			Médio		16		
			Inferior		18		
		Paleogénico	Oligocénico		24	Ambientes continentais	Conglomerados, Calcários  Arenitos e argilitos  Conglomerados de elementos siliciosos
					33		
			Eocénico		55		
			Paleocénico		65		

Figura 3.1 - Evolução cronológica dos principais acontecimentos na bacia do Baixo Tejo (Antunes *et al.*, 1998d)

Há cerca de 80 MA, durante o Mesozóico, as intrusões magmáticas deram origem a rochas plutónicas que constituem o maciço eruptivo de Sintra. As movimentações tectónicas empurraram muito lentamente esta massa de granito em direção à superfície e, ao mesmo tempo as camadas de crosta que se encontravam por cima foram sendo erodidas. Alguns milhões de

anos há cerca de 30 MA, o granito começou a surgir à superfície dando origem à Serra de Sintra. A partir de então, ao longo de uma extensa falha existente do lado Sul do rio Tejo, deu-se o progressivo afundamento da área da Bacia do Baixo Tejo, responsável pelo atual percurso do rio e por importantes diferenças de relevo entre as suas duas margens. Este afundamento levou à formação de uma bacia de receção de sedimentos vindos de longe, das cadeias montanhosas do interior, como calhaus rolados de granito, xisto e quartzito (Antunes *et al.*, 1998c).

No Paleogénico chuvas torrenciais levaram à acumulação de conglomerados calcários, arenitos e argilitos, e ocorreu a individualização da Bacia Terciária do Tejo.

Durante o Neogénico a sedimentação na bacia continuou e, com a incursão do mar no início do Aquitaniano, iniciou-se a deposição da Série Miocénica na interface dos ambientes marinhos e continentais (Antunes *et al.*, 1998a). A intensa sedimentação na bacia ao longo da sua evolução foi compensada por fenómenos de subsidência<sup>22</sup>, que se julga manter-se atualmente (Carvalho, 1983).

O Miocénico de Lisboa corresponde assim à sedimentação quase constante durante cerca de 16 MA, na zona vestibular do rio Tejo. A subsidência muito intensa foi compensada por sedimentação ativa de elementos terrígenos, transportados pelos rios, que chegaram em grande quantidade durante as fases orogénicas<sup>23</sup> mais ativas (Almeida, 1991). No Aquitaniano, em consequência da subida do nível do mar, ocorreu o afundamento da Península de Setúbal que permitiu a entrada do mar, o desenvolvimento de recifes de corais e, localmente, de áreas pantanosas. O mar entrou na atual região de Lisboa e estendeu-se, sob a forma de um estreito golfo, até perto da região de Almeirim. Surgiram praias, umas no interior do golfo e outras mais expostas à influência direta do mar, e formaram-se os primeiros depósitos da Série, as *Argilas e Calcários dos Prazeres*, na base constituídos por conglomerados, areias, margas e siltes glauconíferos.

---

22 Subsidência - movimento de uma superfície à medida que ela se desloca para baixo relativamente a um nível de referência, como o nível médio das águas do mar. O oposto de subsidência é o soerguimento, que resulta num aumento da elevação.

23 Orogénese - processo de movimentação horizontal das placas tectónicas e principal agente formador do relevo terrestre.

A partir de então vários eventos transgressivos<sup>24</sup> e regressivos<sup>25</sup> tiveram lugar na bacia do Baixo Tejo. Durante os cerca de 16 MA decorreram diferentes alterações climáticas que conduziram à deposição de cerca de 300 m de sedimentos (Almeida, 1991).

A Figura 3.2 ilustra a sequência de depósitos que compõem o Miocénico de Lisboa, referindo a designação das diferentes unidades litoestratigráficas e as variações dos ambientes marinhos e continentais que constituíam as condições de génese dos depósitos durante o Miocénico. Estas variações apresentam-se como o reflexo de oscilações do nível do mar – movimentos transgressivos e regressivos traduzidos, na Figura 3.2, quer pelo aumento ou diminuição da profundidade da água, quer pelo arrefecimento ou aquecimento das águas, ou ainda pelas características dos depósitos que constituem as diferentes unidades – e da taxa de subsidência da bacia, que controla em simultâneo a taxa de deposição e a taxa de subida ou descida do nível do mar.

A Figura 3.3 ilustra as sequências deposicionais apresentadas para a Série Miocénica, as respetivas idades, os paleoambientes que estiveram na origem dos depósitos da série e a associação de fácies característico de cada ambiente sedimentar (Antunes *et al.*, 2000): Fluvial (conglomerados a arenitos mediamente grosseiros e argilas, com restos de plantas e mamíferos); Cordão litoral e canais de Delta-Estuário (arenitos finos a médios, bioclásticos); Planície de maré (siltes, geralmente com abundante matéria orgânica); Litoral a Estuário, infratidal<sup>26</sup> (biocalcarenitos e margas, com moluscos); Infralitoral (conglomerados/areias glauconíferas e areias margosas com foraminíferos planctónicos).

Ao primeiro ciclo deposicional *A* do Aquitaniano é atribuída a formação das *Argilas e Calcários dos Prazeres* e, parcialmente, os depósitos argilosos lagunares e de areias finas micáceas marinhas (Antunes *et al.*, 1987) das *Areolas da Estefânia*, que se desenvolveram sobretudo no ciclo deposicional posterior, do Burdigaliano inferior – *B0*.

Seguiu-se um novo ciclo deposicional, *B1*, do Burdigaliano médio, que se iniciou com a formação dos *Calcários de Entre-Campos*, em águas quentes e profundas, onde a incursão do mar (evidenciada na transgressão *T2*) adquiriu um carácter fortemente penetrativo e, no apogeu, avançou até às imediações da Azambuja, quando em Lisboa se formaram as *Argilas do Forno*

---

24 Ciclo transgressivo - ciclo de erosão e deposição originado pela subida generalizada do nível das águas do mar, provocando a inundação de regiões costeiras.

25 Ciclo regressivo - ciclo de erosão e deposição originado pela descida generalizada do nível dos oceanos, provocando a exposição e continentalização das regiões oceânicas submersas.

26 Infratidal refere-se a uma zona que está permanentemente coberta de água, ou seja, mais profunda do que a maior maré baixa.

de Tijolo. Esta sequência deposicional termina com o evento regressivo que, em Lisboa, é marcado pelos depósitos das *Areias da Quinta do Bacalhau*.

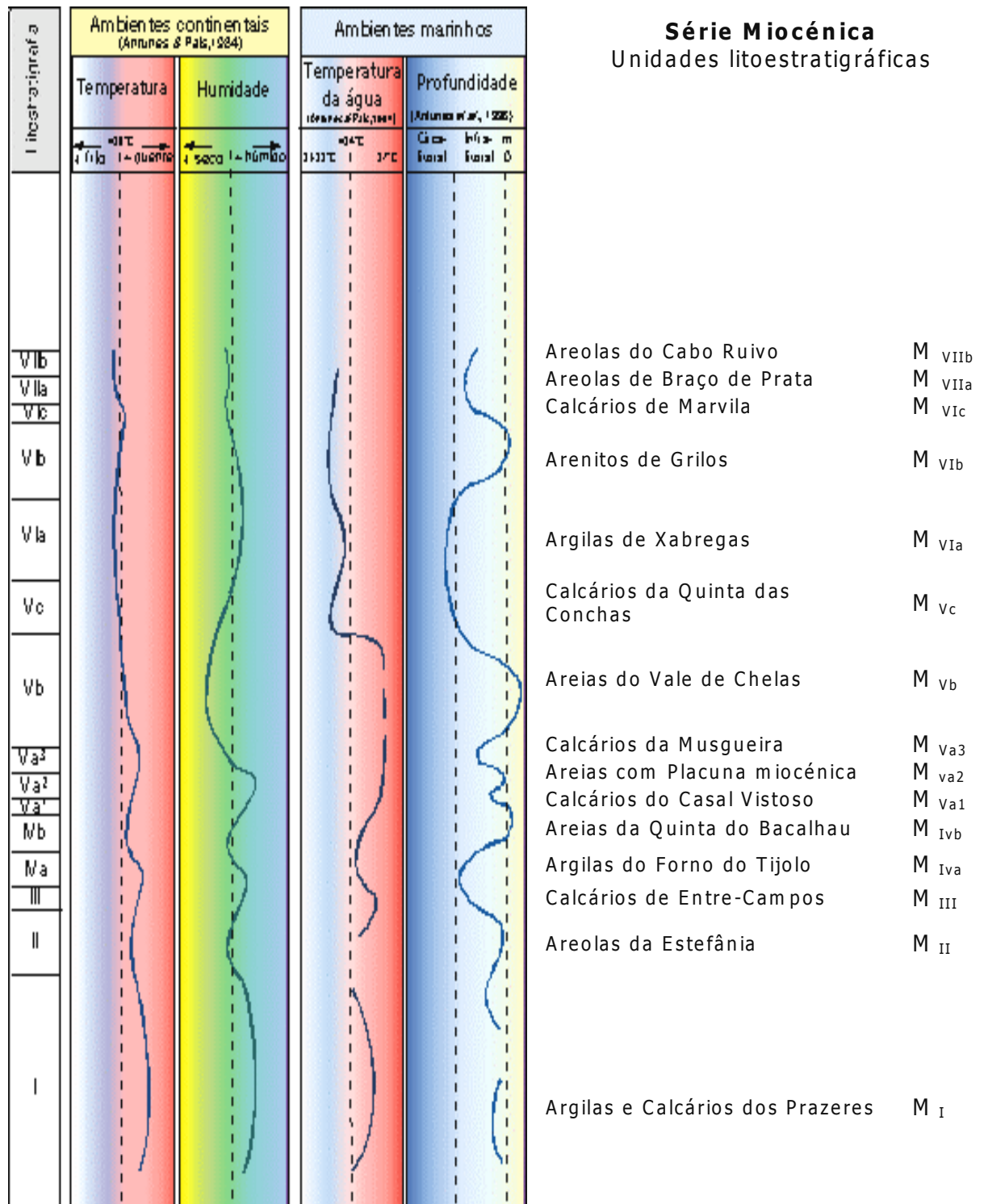


Figura 3.2 - Paleoambientes do Miocénico e unidades litoestratigráficas que compõe a Série Miocénica. Ambientes continentais: variação de temperatura (frio – 20 °C – quente) e humidade (seco – húmido). Ambientes marinhos: temperatura da água (21/22 °C a 27 °C) e profundidade (Antunes *et al.*, 1998b).

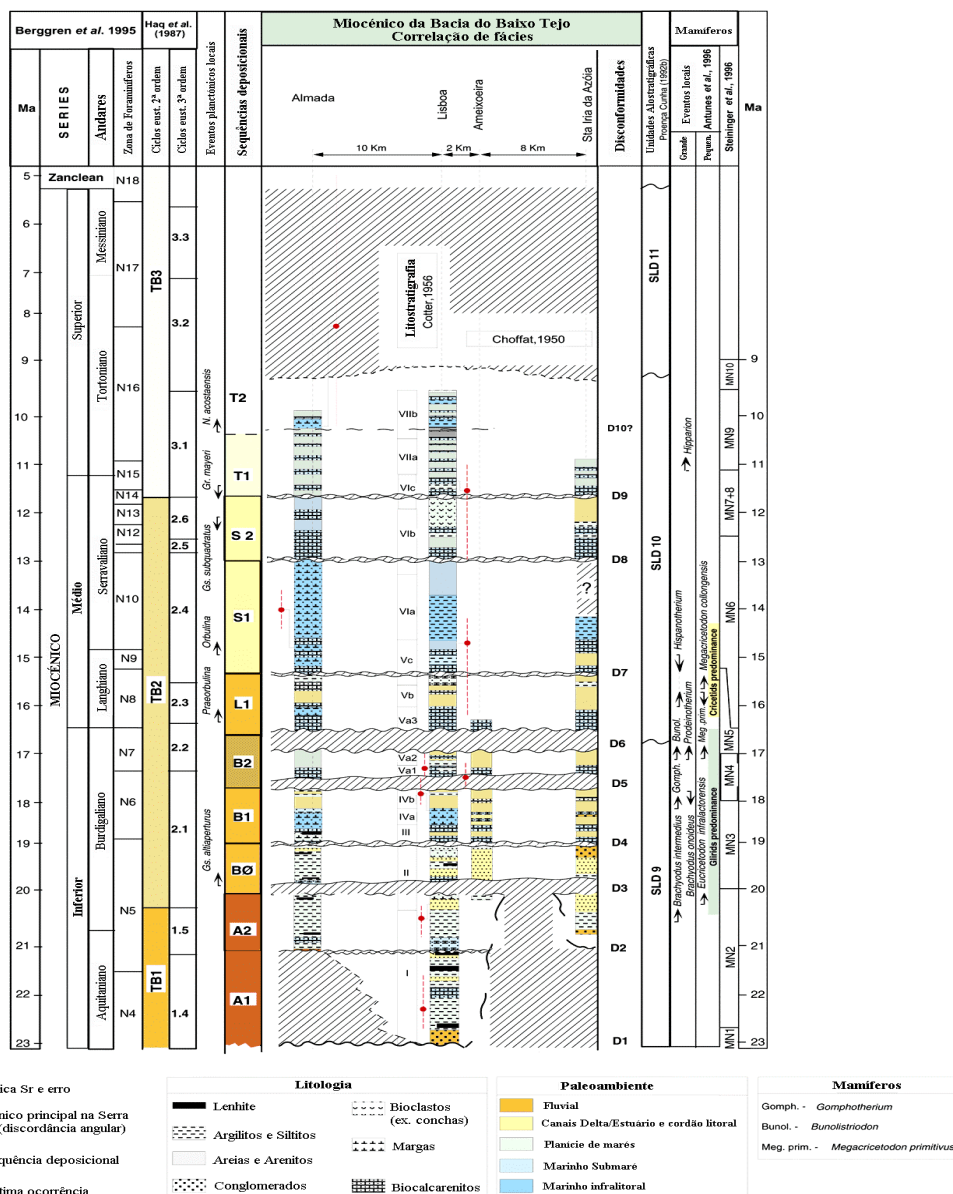


Figura 3.3 - Estratigrafia da Baía do Baixo Tejo na região de Lisboa e Almada (Antunes *et al.*, 2000).

Seguiram-se, em alternância, eventos transgressivos e regressivos (*T3* e *T4*), responsáveis pela deposição na bacia das unidades *va1*, *va2* e *va3*, que culminaram com a maior regressão do Miocénico inferior e médio e a deposição da unidade *vb* – *Areias do Vale de Chelas* – num clima árido (Figura 3.2).

O mar voltou avançar e, no decurso do Serravaliano, teve lugar a maior transgressão do Miocénico, cuja incursão do mar atingiu a região Santarém (*T5*) e originou a parcial submersão da Serra de Sintra – Caneças (Antunes & Pais, 1993). Em Lisboa depositaram-se os *Calcários da Quinta das Conchas* e as *Argilas de Xabregas* (sequência *S1*) num ambiente marinho de águas profundas e frias (Pais *et al.*, 2006). Esta sequência *S1* termina com o evento regressivo responsável pela formação dos *Arenitos dos Grilos*, que se prolonga pelo ciclo deposicional *S2*, mal definido nos depósitos de Lisboa (Antunes *et al.*, 1998a).

No Tortoniano destacam-se, na sequência *T1*, os depósitos *Calcários de Marvila*, *Areolas de Braço de Prata* e *Areolas do Cabo Ruivo*, que exibem uma tendência inicial para uma incursão do mar, mas cujo carácter regressivo aumenta para o topo da sequência.

No final do Miocénico o mar voltou a recuar e, a partir de então, no Pliocénico (há cerca de 5 MA), o Pré-Tejo transportou areias do interior, que se estenderam desde Castelo Branco até ao litoral da Península de Setúbal, enchendo a extensa depressão drenada pelo rio.

Em suma, o substrato da cidade de Lisboa é constituído pelos terrenos cretácicos do Cenomaniano, essencialmente compostos por calcários margosos e calcários cristalinos, sobre os quais, em consequência de uma intensa atividade vulcânica, ocorrida ainda durante o Cretácico, se estendem os mantos basálticos e as intercalações sedimentares, que constituem o *Complexo Vulcânico de Lisboa*. Sobre este, assentam os depósitos continentais da *Formação de Benfica*, constituídos por conglomerados, argilitos, arenitos e calcários, resultantes da intensa erosão e deposição ocorrida durante 15 MA, no decurso do Eocénico – Oligocénico. A Série Miocénica, por seu turno, assenta sobre os depósitos continentais da *Formação de Benfica*, nas zonas onde esta formação ocorre, e é coberta localmente por depósitos aluvionares e de aterro do Holocénico.

### 3.3 Enquadramento geográfico

#### 3.3.1 Introdução

A carta geológica de Lisboa na escala de 1:10 000 publicada em 1986 (Moitinho de Almeida, 1986) resulta de uma atualização da primeira “Carta Geológica de Lisboa” na escala de 1:20 000, publicada em 1940 pelos Serviços Geológicos de Portugal, que descreve as unidades litoestratigráficas aflorantes na área do concelho de Lisboa.

Não se tratando apenas de uma ampliação da cartografia existente, foram introduzidos nesta carta elementos resultantes de vários anos de estudos geológicos aplicados à engenharia, em diversos locais do concelho, e no âmbito de variadíssimos trabalhos. A metódica recolha de informações geológicas acerca das formações interessadas na área do concelho, teve início praticamente em 1942, e em 1954 foi publicado um Decreto que permitiu que se reunissem nos Serviços Geológicos de Portugal cerca de 400 relatórios de estudos relativos à área do concelho de Lisboa. Estes dados permitiram, em 1980, a realização de um estudo de vários traçados para o Metropolitano de Lisboa entre os Restauradores e o Cais do Sodré sem recorrer à realização de novas sondagens, e em 1981 a elaboração de um mapa de risco sísmico encomendado pelo Serviço Nacional de Proteção Civil.

A Figura 3.4 apresenta as unidades litoestratigráficas representadas na carta geológica de Lisboa.

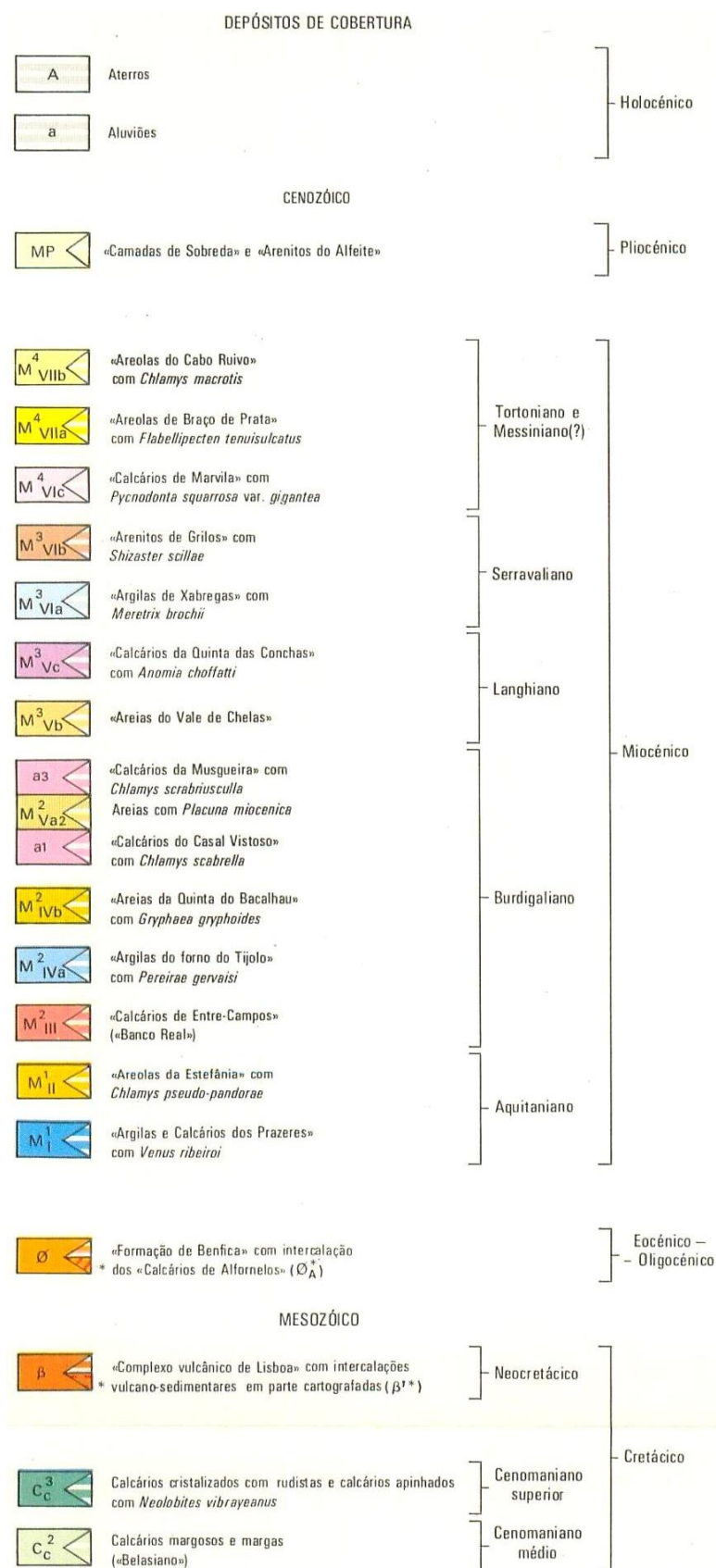


Figura 3.4 – Legenda da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Moitinho de Almeida, 1986)



### 3.3.2 Camadas de Prazeres

As Argilas e Calcários dos Prazeres, recentemente denominadas por “Camadas de Prazeres” (Pais *et al.*, 2006), surgem na carta geológica de Lisboa como Aquitaniano Superior, embora surjam na Folha 2 da carta geológica dos arredores de Lisboa – Loures como «Burdigaliano Inferior». Na realidade devem incluir camadas pertencentes aos dois andares. As Camadas dos Prazeres com *Venus ribeiroi*<sup>27</sup> constituem uma faixa de orientação SW-NE passando a Este das Quintas da Pontinha, da Mal-Penteada e da Pentieira pela base das Costas da Luz e estreitando bastante a Norte do Lumiar. A largura máxima deste afloramento é, a Norte de Lameiras, da ordem dos 500 m. A partir da Calçada de Carriche o afloramento estreita cada vez mais, continuando pela base do alto da Ameixoeira e seguindo pela encosta, até um ponto situado a Sul do Casal dos Cucos, a 1 km a Norte do Forte da Ameixoeira, onde desaparece (Zbyszewski, 1964). Na área de Lisboa estendem-se desde Carnide até Santos, passando por Benfica, Palma de Baixo, Campo Pequeno, Praça Marquês de Pombal, Largo do Rato, Estrela e Lapa. Mais para Oeste ocorrem junto do Forte do Alto do Duque e de Algés.

As Figuras 3.5 a 3.10 representam excertos da carta geológica de Lisboa e permitem identificar os limites geográficos das diversas Formações.

A formação *Argilas e Calcários dos Prazeres* ( $M_1^1$ ) estende-se, sensivelmente, desde o Campo Pequeno (Figura 3.5) até à Rua de Santo Antão, perto do Rossio, ao longo do qual é limitada a Este pelas *Areolas da Estefânia*, a formação Miocénica que lhe está imediatamente sobrejacente. Por sua vez, a Oeste é limitada pela *Formação de Benfica*, de N.<sup>a</sup> Sr.<sup>a</sup> de Fátima até às Amoreiras, embora interrompida pelo *Complexo Vulcânico de Lisboa* ao longo do Parque Eduardo VII (Figura 3.5 e Figura 3.6).

Da Lapa, a formação segue a Norte de Santos-o-Velho até atingir, em S. Paulo, a colina do Bairro Alto, onde afloram as formações miocénicas mais recentes. O seu limite contorna a colina de S. Paulo até ao Príncipe Real, e desce pelo Largo do Carmo, Sacramento, novamente pelo Rossio, até a formação ser novamente coberta na Baixa-Chiado (Figura 3.5).

Das Amoreiras, a formação prolonga-se a Oeste até encontrar a *Formação de Benfica* sensivelmente no cruzamento da Avenida Eng. Duarte Pacheco com a Rua das Amoreiras e na direção de Campo de Ourique, até ser interrompida pelo *Complexo Vulcânico de Lisboa* ao longo do Vale de S. Bento (Figura 3.5 e Figura 3.6).

---

<sup>27</sup> *Venus ribeiroi* refere-se a uma categoria taxonómica de fósseis, dedicada a Carlos José Ribeiro (1813-1882), ilustre estudioso da geologia e arqueologia de Portugal, cujo prestígio e méritos foram reconhecidos tanto em Portugal como no estrangeiro.





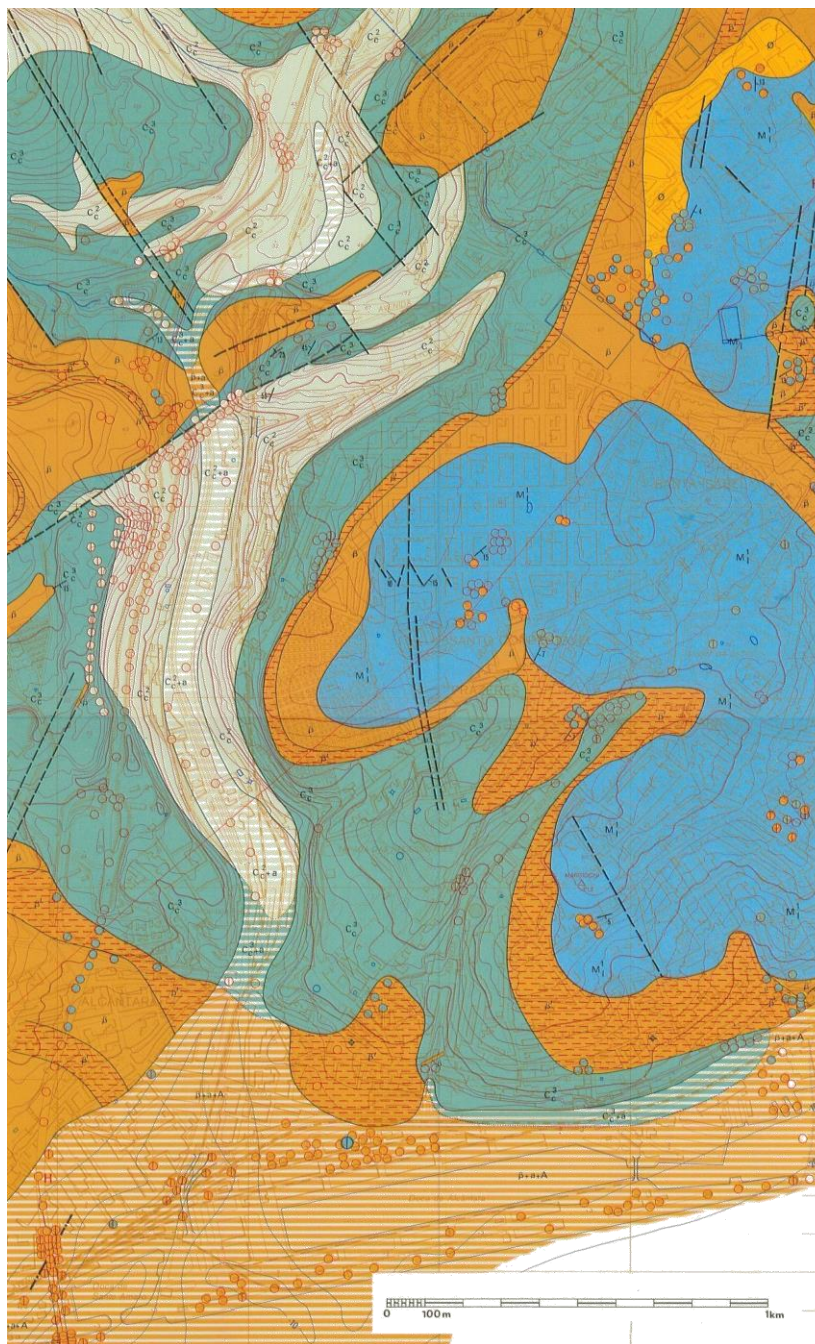


Figura 3.6 - Excerto da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Folha 3 - compreendendo áreas como Campo de Ourique, Amoreiras, Estrela, Lapa e Prazeres).

De Campo de Ourique o seu limite segue pelo Cemitério dos Prazeres, retoma no Santo Condestável por onde segue, contornando a Basílica da Estrela, até atingir a Lapa. Este limite é feito por uma estreita faixa do *Complexo Vulcânico de Lisboa* que, a Oeste e de forma coerente com um declive mais acentuado dos terrenos, fruto da erosão, deixa aflorar as formações mais antigas, os calcários do Cenomaniano, que se estendem, desde então, para a zona Oeste da cidade (Figura 3.6).

Em suma, a formação constitui, total ou parcialmente, o subsolo de áreas da cidade como o Campo Pequeno, S. Sebastião da Pedreira, Avenida da República, Praça do Duque de

Saldanha, Avenida Fontes Pereira de Melo, Avenida da Liberdade, Rua Alexandre Herculano, Coração de Jesus, S. Mamede, Mercês, Restauradores, Rossio, Baixa - Chiado, Amoreiras, Avenida Eng. Duarte Pacheco, Santa Isabel, Campo de Ourique, Estrela e Lapa.

Encontra-se ainda representada na Luz e na vizinhança de Sete-Rios, desde o cruzamento das Avenidas dos Combatentes e das Forças Armadas até Santa Cruz, onde é limitada a Sul pela *Formação de Benfica* e parcialmente ocupada pelas *Areolas da Estefânia*, na faixa que se estende até Telheiras (Figura 3.7). De Santa Cruz o contacto das *Argilas e Calcários dos Prazeres* com a *Formação de Benfica* segue por Carnide até ao Forte da Ameixoeira, ao longo do qual a formação é coberta a Este pelas formações miocénicas mais recentes, de que resulta apenas uma pequena faixa aflorante da formação (Figura 3.7). Está ainda representada através de pequenos retalhos, como no Forte do Duque, a Este de Algés, e no Alto de Algés.

### 3.3.3 Argilas do Forno do Tijolo

O nome do complexo *Argilas do Forno do Tijolo* ( $M_{IVa}^2$ ) deriva de estas terem sido muito exploradas no fabrico de tijolos na margem Sul do Tejo. Este complexo aflora entre o Terreiro do Trigo, a colina do Castelo de S. Jorge, Este da Avenida Almirante Reis, Areeiro, Alvalade, Campo Grande, Telheiras e Carnide (Pais *et al.*, 2006). Na área do concelho de Lisboa a sua espessura varia entre os 15 m na zona de Galinheiras, os 30 m na zona da Alameda D. Afonso Henriques e mais de 40 m, em profundidade, nos Olivais.

Na Figura 3.7 pode observar-se este complexo a estender-se desde o Largo da Luz para Nordeste, limitado a Noroeste pelos *Calcários de Entre-Campos*, formação que lhe está subjacente, numa faixa muito estreita até ao Lumiar. Para Este de Carnide a formação segue por Telheiras e é interrompida na zona do Alto da Faia, S. Vicente, por um afloramento da unidade *Areias da Quinta do Bacalhau*, que lhe está sobrejacente. Este afloramento é limitado a Este pela Alameda das Linhas de Torres e a Sudeste pelo Estádio José de Alvalade.

Da Ameixoeira a unidade segue para Nordeste por uma faixa estreita limitada pelas formações adjacentes (*Areias da Quinta do Bacalhau* e *Calcários de Entre-Campos*) passando por Galinheiras e seguindo até ao limite do concelho. Para Sul da Ameixoeira a formação é limitada a Este pelas *Areias da Quinta do Bacalhau* e a Oeste pelos *Calcários de Entre-Campos*, estendendo-se até Alvalade onde é interrompida pelos *Calcários de Entre-Campos*.

Da Rua do Campo Grande segue para Este e para Sul, passando pela Rua Agostinho Neto e pela Escola Politécnica até à zona do Hospital Júlio de Matos onde volta a ganhar mais significado ao surgir numa faixa mais larga. Nesta zona, a formação é limitada a Este pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, como mostra a Figura 3.8. Da Avenida do Brasil



continua para Sul, aflorando na zona de São João de Brito, passando pelo Estádio 1º de Maio e seguindo a maior profundidade pela Avenida de Roma até Alvalade (Figura 3.5), onde surge um importante afloramento.



Figura 3.7 - Excerto da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Folha 1 e Folha 3- incluindo as áreas geográficas da Luz, Hospital de S. Maria, Telheiras, Carnide, Ameixoeira, Santa Cruz, Cruz da Pedra, Laranjeiras e Sete Rios).

A formação volta a estreitar-se sensivelmente no cruzamento da Avenida de Roma com a Avenida João XXI e segue para Sul passando a Este de S. João de Deus, pela Alameda D. Afonso Henriques e a Este de S. Jorge de Arroios e de Anjos, até ser novamente interrompida na zona do Castelo de S. Jorge por um afloramento que acompanha a topografia local como mostra a Figura 3.5. Contornando a colina do Castelo de S. Jorge, a unidade desce até à zona da Praça do Comércio no Terreiro do Paço.

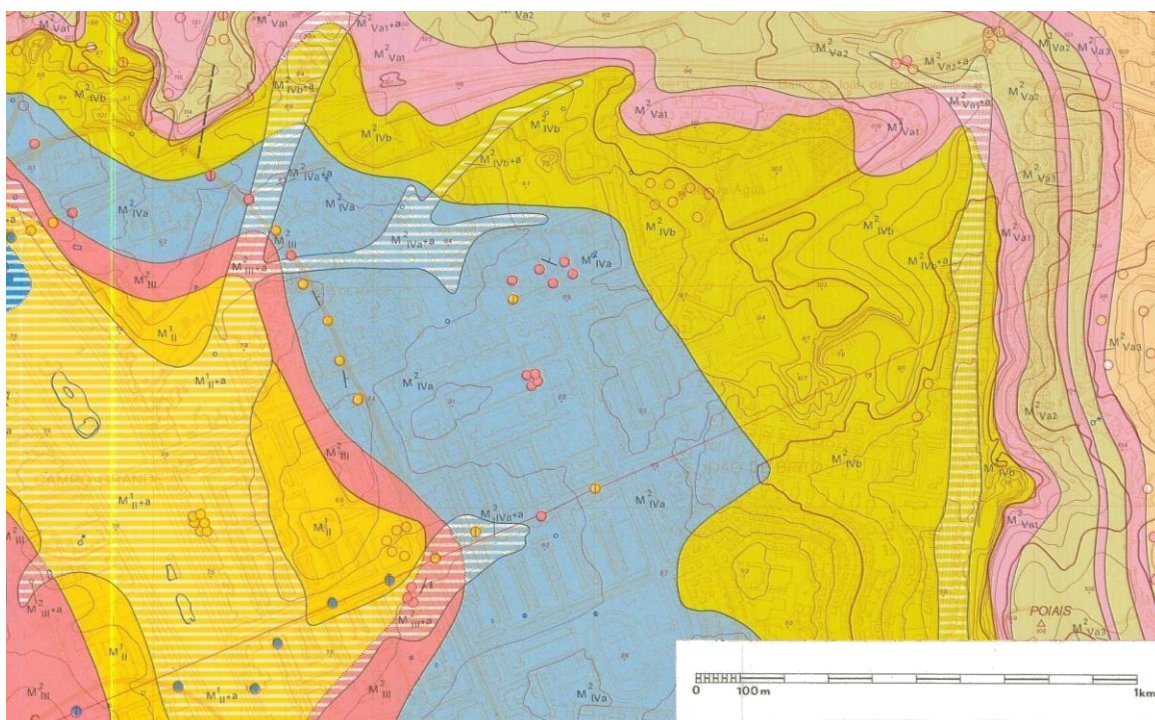


Figura 3.8 - Excerto da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Folha 2 - compreendendo áreas geográficas como Av. do Brasil, Hospital Júlio de Matos e S. João de Brito)

### 3.3.4 Argilas Azuis de Xabregas

As *Argilas Azuis de Xabregas* ( $M_{Va}^3$ ) afloram entre Xabregas, Quinta da Lebre e Poço dos Cortes. Na Península de Setúbal constituem uma banda contínua entre a Margueira (Cacilhas), Pragal, Murfacém e Costa da Caparica onde estão particularmente bem expostas (Pais *et al.*, 2006).

Na carta geológica de Lisboa este complexo surge desde o limite do concelho a Norte do Aeroporto, limitada a Este pelos *Calcários da Quinta das Conchas* e a Oeste pelos *Arenitos de Grilos* (Figura 3.9). Na zona do Aeroporto esta formação é bastante significativa, constituindo o subsolo de uma área bastante alargada, limitada a Este pelo Bairro da Encarnação. O complexo atravessa a 2ª Circular e segue para Sul passando a Oeste de Olivais Sul até atingir o Bairro de Chelas.

Na zona do Parque da Bela Vista esta formação é interrompida por um afloramento de *Arenitos da Quinta dos Grilos*, como mostra a Figura 3.10. A mesma figura mostra que a Oeste de Marvila o complexo volta a ficar mais estreito e segue para Sul, passando pelo Beato e pela Calçada do Grilo até à Avenida Infante D. Henrique, junto ao rio Tejo.



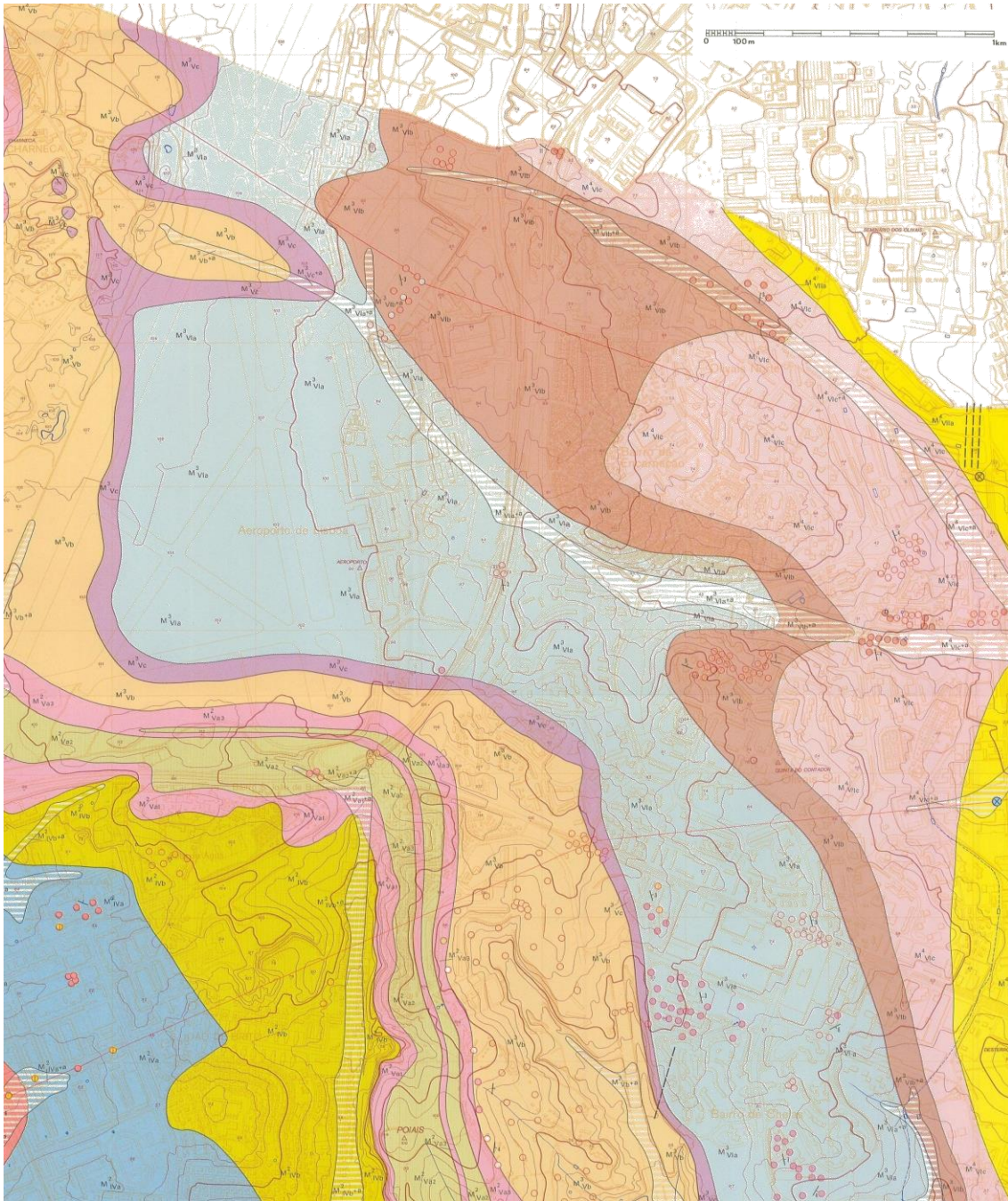


Figura 3.9 - Excerto da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Folha 2 - compreendendo o limite do concelho, o Aeroporto e a zona de Chelas).



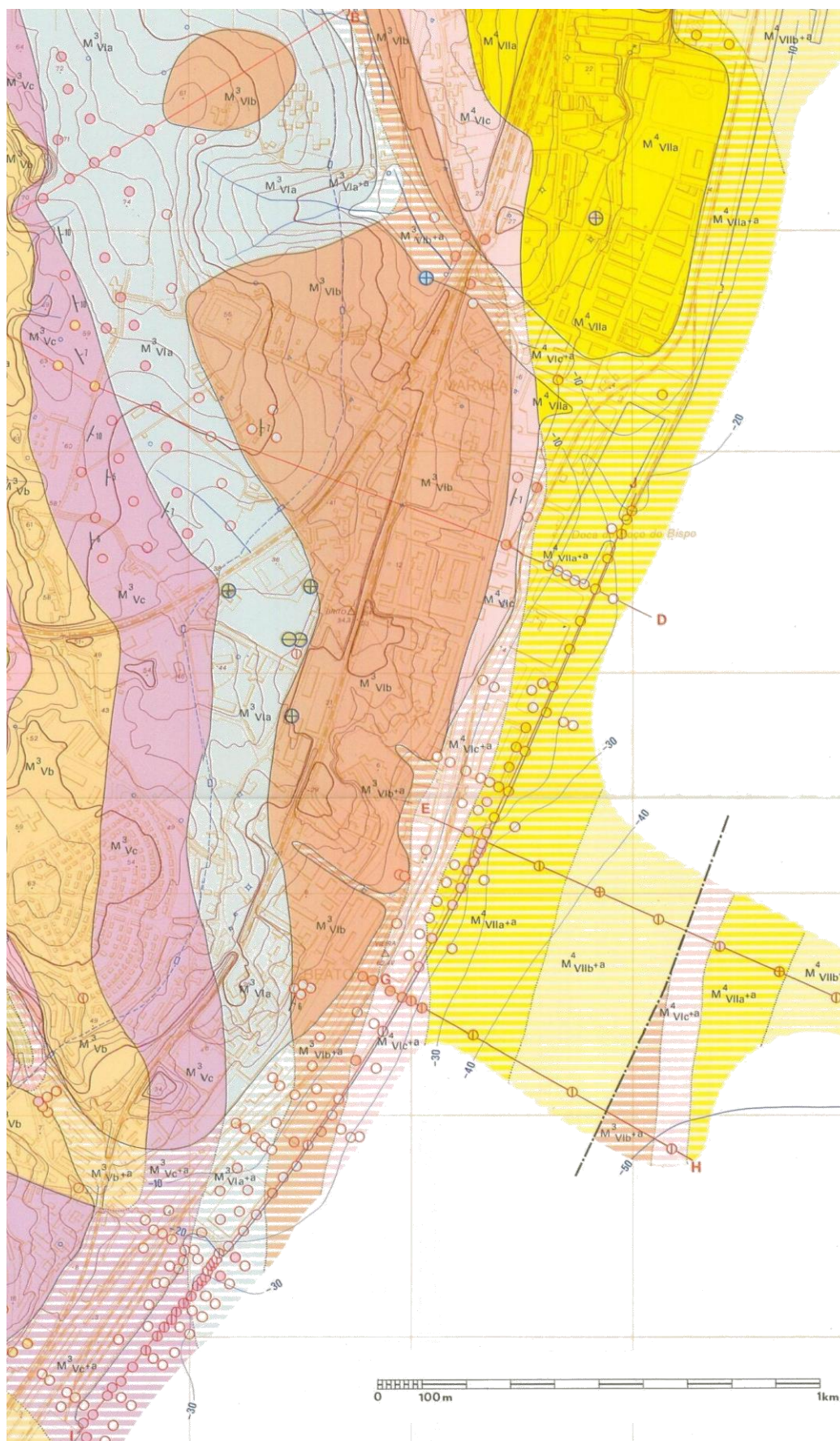


Figura 3.10 - Excerto da Carta Geológica do Concelho de Lisboa (Folha 4 - compreendendo a zona do concelho, incluindo as áreas de Marvila e Beato).



### **3.4 Análise mineralógica**

#### **3.4.1 Introdução**

O estudo da mineralogia das argilas do Miocénico foi realizado tendo em conta por um lado a sua composição mineralógica, e por outro a sua estrutura, entendida como a forma como as partículas que as constituem se arranjam e (ou) se ligam entre si. Com efeito, as diferenças de comportamento observadas entre amostras intactas e amostras reconstituídas de argilas rijas têm sido atribuídas à sua microestrutura, como descrevem diversos estudos recentes (Amorosi & Rampello, 2007; de Freitas & Mannion, 2007; Gasparre *et al.*, 2007a; Nishimura *et al.*, 2007; Monroy *et al.*, 2010; Cotecchia *et al.*, 2011). Os arranjos interparticulares referem-se à forma como as partículas que constituem o solo estão organizadas e ao tipo de contactos que exibem entre si: face-a-face ou topo-a-face. Quanto às ligações acima referidas, consistem geralmente em pontes de calcite que fazem ligações entre partículas e constituem o cimento do solo (Amorosi & Rampello, 2007).

Neste contexto, a determinação da composição mineralógica dos solos em estudo foi realizada através de análises semi-quantitativas por difração de Raios-X e a observação da estrutura foi feita numa primeira fase com recurso ao microscópio ótico de polarização (MOP) e posteriormente com maior ampliação recorrendo ao microscópio eletrónico de varrimento (MEV). Neste ponto resumem-se as metodologias empregues e apresentam-se os resultados obtidos para as Camadas de Prazeres e para as Argilas do Forno do Tijolo.

#### **3.4.2 Metodologias**

##### **3.4.2.1 Análise semi-quantitativa por difração de raios-X**

A determinação da composição mineralógica foi feita através da difração de raio-X, ensaio que tem sido amplamente utilizado na determinação das fases cristalinas de materiais argilosos (Gomes, 1988; Brilha & Sequeira Braga, 1995; Insua Pereira & Brilha, 2000; Albers *et al.*, 2002; Scapin, 2003; Souza *et al.*, 2003). Trata-se de uma técnica de análise rápida e muito versátil, com grande interesse para aplicação em argilas dado que as pequenas dimensões dos cristais não permitem a sua correta identificação por outros métodos, por exemplo por análise petrográfica. Por outro lado, uma análise química forneceria os elementos químicos presentes no material, mas não a forma como eles estão ligados (Albers *et al.*, 2002).

A técnica de ensaio consiste em fazer incidir um feixe de raios-X (de comprimento de onda conhecido), sobre uma pequena porção de amostra finamente moída e reduzida a pó. Uma vez que cada mineral tem uma determinada estrutura cristalina, o diagrama de raio-X revela o modelo de difração da radiação X nos planos estruturais (Gomes, 1988; Albers *et al.*, 2002). São

utilizados três difratogramas: um no estado natural, outro após impregnação em etilenoglicol durante 24 horas e mais um que se obtém depois de queimado a 480 °C durante 4 horas (Almeida, 1991). As distâncias interplanares obtidas dos difratogramas são comparadas com as distâncias de referência para cada fase cristalina, permitindo a sua identificação. A identificação dos minerais nos difratogramas baseia-se na localização dos picos no difratograma natural e nas deslocamentos que estes sofrem quando submetidos aos tratamentos descritos acima.

Estes ensaios podem ser realizados sobre as amostras totais ou apenas sobre a sua fração argilosa ( $< 2 \mu\text{m}$ ). As percentagens de cada mineral constituinte são obtidas através das áreas e das alturas dos picos nos difratogramas, sendo nos casos de análises apenas da fração argilosa geralmente as alturas dos picos das ilites tomadas como referência e atribuídos coeficientes aos outros minerais (Almeida, 1991). Os valores obtidos por este processo apresentam erros da ordem de  $\pm 5 \%$ .

### 3.4.2.2 Observação no Microscópio Ótico de Polarização

A obtenção de imagens planas ampliadas de uma determinada amostra pressupõe que esta seja iluminada por uma radiação incidente. O microscópio ótico de luz polarizada dispõe de vários tipos de lente, em função do tipo de radiação que utiliza, para focar a radiação incidente ou atuar sobre a radiação refletida pela amostra. Em qualquer caso, estas lentes produzem uma imagem ampliada onde é possível identificar diferenças devidas a variações na composição química da amostra observada. A Figura 3.11 esquematiza o funcionamento do microscópio petrográfico. A existência de um diafragma no plano da imagem permite selecionar a radiação associada a um pequeno volume de amostra, que com o auxílio de um espectrómetro pode ser analisada e fornecer informação acerca da sua composição (Pinto, 2011).

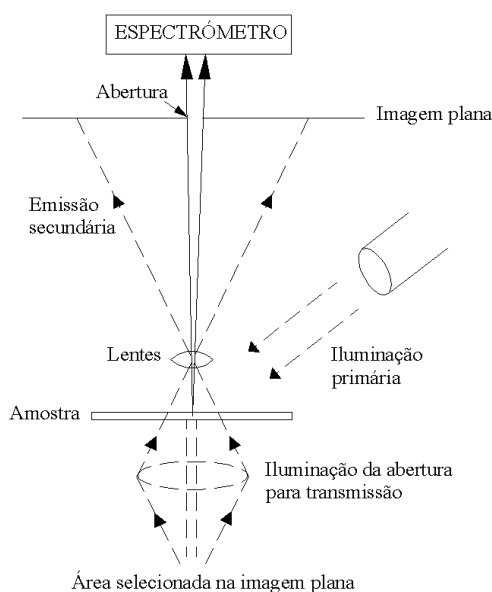


Figura 3.11 – Esquema de um microscópio com abertura para formação de imagens planas

Características como a estrutura cristalina, o índice de refração, a birrefringência<sup>28</sup>, a cor, a refletância<sup>29</sup>, a birrefletância<sup>30</sup> e as cores de interferência são características que dependem da composição química e que permitem identificar os minerais (Pinto, 2011). A partir de tabelas que relacionam as propriedades óticas de minerais e a sua composição química, é possível utilizar os microscópios para fornecer informação qualitativa e semi-quantitativa.

Os elementos que compõem o microscópio ótico de polarização são em tudo semelhantes aos que constituem os microscópios convencionais: sistema de lentes, analisador e polarizador e conjunto de diafragmas. A existência de uma fonte de luz que incide sobre a amostra é o que diferencia o microscópio petrográfico dos microscópios convencionais, já que permite observar secções polidas de minerais opacos. A polarização da luz é feita com o auxílio de um cristal de calcite, ou com um poloroide. A luz polarizada consiste em permitir que apenas passe a luz cuja vibração se dá num só plano. O analisador é um polarizador montado a 90 ° do polarizador num suporte que possibilita a sua rotação, o que permite a observação de suaves anisotropias (Pinto, 2011).

O principal objetivo da observação no MOP foi a caracterização petrográfica da amostra com o reconhecimento dos principais minerais que a constituem, identificados na difração de raios-X. Pretendeu-se ainda identificar a presença de laminação, a existência de alguma orientação preferencial dos silicatos e a maior ou menor angularidade das partículas de maiores dimensões, que está diretamente relacionada com o ambiente deposicional em que os solos se formaram.

### 3.4.2.3 Observação MEV

O objetivo da observação com recurso ao MEV foi de identificar a presença de contatos preferenciais entre partículas, de ligações por pontes de calcite, de cimentação, bioturbação ou de outros aspetos que permitissem caracterizar a génese destes materiais.

Para além de possibilitar ampliações substancialmente superiores às do microscópio ótico, o microscópio eletrónico possibilita ainda a realização de análises semi-quantitativas por

---

28 A birrefringência é a formação de dupla refração apresentada por certos cristais intimamente ligada com a velocidade e direção de propagação da luz

29 A refletância de um mineral define-se como a percentagem de luz incidente que é refletida para o observador quando esse mineral é estudado em superfície polida

30 A birrefletância é a variação de refletância e é geralmente descrita de forma qualitativa como fraca, moderada ou forte. As características particulares desta propriedade em cada mineral variam com o seu sistema de cristalização e com a orientação cristalográfica dos grãos sob o microscópio.

espectrometria de dispersão de energia (EDS), permitindo confirmar a natureza de alguns minerais. As observações no MEV foram realizadas no Centro de Estudos de Materiais da Universidade do Porto (CEMUP), complementadas com análises químicas pontuais por EDS e na Unidade de Investigação e Desenvolvimento em Materiais (UIDM) do Instituto Politécnico de Viana do Castelo (IPVC), num equipamento com *software* que possibilita análises por EDS em linha ou de superfície. Nestes casos foi possível obter mapas com a distribuição dos elementos químicos sobre as imagens provenientes do microscópio, como se refere mais adiante.

Numa primeira fase, as observações no MEV foram realizadas a partir de locais selecionados nas lâminas polidas no decurso das observações anteriores. Para tal, a superfície das lâminas foi revestida a carbono para garantir a existência de uma fina camada condutora, passível de ser varrida pelo feixe de eletrões do MEV (Amorosi & Rampello, 2007). Estas observações possibilitaram a identificação de alguns minerais, esclarecendo algumas situações que o MOP não permitiu identificar, mas forneceram imagens planas, sem profundidade, impossibilitando a visualização de ligações entre partículas situadas em diferentes planos. Com efeito, e como se verá adiante, as imagens obtidas desta forma são elucidativas do aspeto geral das lâminas, mais ordenado ou mais turbulento, com ou sem orientação preferencial dos silicatos e com maior ou menor diversidade de partículas em forma e em dimensão. No entanto, a presença de contactos do tipo face-a-face ou topo-a-face entre partículas não pode ser observada a não ser que estas estejam no mesmo plano, e este coincida com a superfície polida.

Outro aspeto importante prende-se com a angularidade das partículas, que fica comprometida pelo processo de polimento, em particular no caso das partículas de maiores dimensões, ou de aglomerados de partículas menores, e dos arrancamentos que podem ocorrer durante o processo de desgaste para polimento, em particular quando se está em presença de partículas com durezas diferentes. Para ultrapassar esta situação, procedeu-se numa segunda fase à observação no MEV de fragmentos obtidos aleatoriamente de amostras de solo, cuidadosamente montados num suporte metálico e cobertos com uma liga de ouro-paládio.

Os fragmentos de solo foram obtidos das amostras existentes utilizando um martelo de borracha e uma espátula. Das partes que se separaram do corpo principal da amostra, foram retirados cuidadosamente, com a ponta de uma faca, pequenos fragmentos que se colocaram numa caixa de plástico devidamente identificada. Uma vez que os fragmentos devem estar completamente secos para possibilitar uma correta cobertura com a fina camada condutora, esta operação foi realizada alguns dias antes da montagem no suporte, tendo os fragmentos ficado estendidos inicialmente ao ar e posteriormente num exsiccador. A técnica de secagem por congelamento é preferível em alguns casos por não acarretar alterações na estrutura dos solos, mas no caso de argilas sobreconsolidadas a secagem ao ar fornece resultados igualmente satisfatórios (Gasparre, 2005).

A fixação dos fragmentos no suporte metálico pode ser realizada utilizando uma fita de carbono (autocolante), uma cola de carbono ou uma base em cola de dois componentes do tipo *araldite*. No caso de solos muito finos e desagregados a fita de carbono permite fixar o material convenientemente para ser coberto. Já quando se trata de fragmentos de solo, é necessário assegurar que estes ficam muito bem fixos ao suporte, para não bascularem, o que perturbaria consideravelmente a observação, pelo que o uso de cola de carbono ou de cola de contacto é mais aconselhado. Esta foi a técnica utilizada nas observações que se descrevem adiante.

Antes da fixação no suporte é necessário escolher cuidadosamente para cada conjunto de fragmentos das diferentes amostras de solo aquele que será mais passível de uma boa observação, a saber, aquele que apresenta uma boa superfície para fixação e uma ampla superfície para observação. As dimensões do suporte metálico e dos fragmentos são tais que permitem a colocação de vários fragmentos em apenas um suporte. Uma vez concluída a escolha dos fragmentos para observação, assinala-se com um marcador na lateral do suporte metálico a numeração das amostras e sobre a sua face uma seta com indicação do sentido de rotação, que leva da amostra 1 à 2, da 2 à 3 e assim sucessivamente.

A cola de contacto deve ser preparada em quantidade suficiente para garantir que os fragmentos fiquem fixos mas não submergidos em cola, porque tal impossibilitaria qualquer observação. Depois de pronta, a cola é espalhada uniformemente no suporte metálico e os fragmentos meticolosamente colocados nos lugares respetivos com o auxílio de uma pinça comprida de pontas finas. Antes de ser recoberto com a fina camada condutora que permitirá observar os fragmentos no MEV o suporte metálico assim montado fica a secar ao ar pelo menos durante três dias.

### **3.4.3 Camadas de Prazeres**

#### **3.4.3.1 Composição**

A formação *Camadas de Prazeres* é composta predominantemente por argilas e margas de lagunas litorais. O complexo é constituído por argilitos, argilitos siltosos, argilitos margosos, margas e calcários. Lateralmente há níveis carbonosos com vegetais e gesso, e o conjunto é sobreposto por níveis arenosos finos a médios, micáceos, com mamíferos (Antunes & Mein, 1983). No topo, ocorrem argilitos arenosos de cor avermelhada com canais preenchidos por ostras (Antunes & Mein, 1986), e nos níveis mais argilosos há frequentemente vegetais incarbonizados, cristais de marcassite e gesso.

O estudo da mineralogia das Camadas de Prazeres foi realizado inicialmente recorrendo a sete amostras recolhidas no âmbito da prospeção realizada para caracterização dos maciços envolvidos pela construção de um poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do Metropolitano de

Lisboa, entre os 36 m e os 39,5 m de profundidade. A observação macroscópica destas amostras, revela um silte argiloso de cor cinzenta escura, rico em fósseis marinhos, alguns de dimensões centimétricas bem conservados. A Figura 3.12 mostra o aspeto da amostra 7 recolhida a 37 m de profundidade.



Figura 3.12 - a) Aspeto da amostra 7 (85,5 mm de diâmetro) com fragmentos de fósseis de dimensão centimétrica. b) Prisma de amostra (taco) a partir do qual foram preparadas as lâminas polidas para observação no MOP (50 mm de comprimento)

Foram ainda realizadas observações de cortes verticais de fragmentos de solo proveniente de um bloco recolhido aos 4,0 m de profundidade no campo experimental utilizado neste trabalho, situado na Av. Visconde Valmor em Lisboa e que adiante será descrito em mais detalhe.

No Quadro 3.1 apresentam-se os resultados da análise granulométrica e da determinação dos principais índices físicos das amostras 1, 2 e 7, nomeadamente o teor em água, os limites de liquidez e de plasticidade e a densidade das partículas sólidas. Os resultados apresentados indicam tratar-se de amostras de silte argiloso, de baixa plasticidade, com índices de plasticidade que variam entre 12 % e 19 % e frações argilosas, que de acordo com a Carta de Plasticidade de Casagrande, se classificam como argila magra (CL) e silte. O Quadro 3.2 refere-se às amostras recolhidas na Av. Visconde Valmor.

Quadro 3.1 - Principais índices físicos das amostras obtidas no poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa

Am.	Prof. (m)	% argila	% silte	% areia	w (%)	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	G <sub>s</sub>	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )
1	36,3	25,5	49,3	25,2	17,2	27	14	13	2,73	18,23	21,37
2	39,3	31,5	63,4	5,1	21,3	47	28	19	2,63	16,54	20,06
7	37,0	24	69,2	6,8	24	35	23	12	2,71	16,11	19,98

Quadro 3.2 - Principais índices físicos das amostras obtidas de um bloco de solo recolhido na Av. Visconde Valmor em Lisboa

Am.	Prof. (m)	% argila	% silte	% areia	w (%)	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	G <sub>s</sub>	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ (kN/m <sup>3</sup> )
1	4,0	56,3	39,7	4,0	24,1	54	23	31	2,78	15,15	18,81
2	4,0	56,3	41,7	2,0	22,8	51	22	29	2,79	16,53	20,30
3	4,0	53,2	42,3	4,5	17,6	44	21	23	2,81	15,02	17,66
4	4,0	54,7	42,9	2,4	21,7	52	24	26	2,75	16,02	19,49
5	4,0	59,1	39,8	1,1	20,4	48	25	23	2,77	15,61	18,79

A composição mineralógica das amostras da Baixa-Chiado foi determinada através da realização de ensaios por difração de Raios-X efetuados no Laboratório Nacional de Energia e Geologia (LNEG), e cujos resultados se apresentam no Quadro 3.3 para as amostras totais. As análises semi-quantitativas indicaram a presença predominante de filossilicatos (ilite) e quartzo, e revelou ainda a presença de plagioclases (feldspatos sódico e potássico), clorite, caulinite, calcite, gesso e pirite em percentagens menos significativas. No Quadro 3.4 apresentam-se os resultados obtidos apenas para a fração inferior a 2μm, que não foram efetuados para a amostra 7. O Quadro 3.5 mostra os resultados da análise mineralógica para a amostra total e para a fração fina do solo recolhido na Av. Visconde Valmor. Os difratogramas respetivos apresentam-se nos Anexos I e II deste trabalho.

Quadro 3.3 - Resultados da análise mineralógica total das amostras obtidas no poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L.

Am.	Clorite (%)	Mont. - Clorite (%)	Ilite (%)	Caulinite (%)	Quartzo (%)	Feld. K (%)	Feld. Na (%)	Calcite (%)	Gesso (%)	Pirite (%)
1	9	13	24	2	30	4	8	9	2	9
2	-	4	34	12	29	3	8	-	2	8
3	13	5	25	2	30	-	10	3	1	11
4	-	4	27	18	30	4	10	-	1	6
5	-	4	32	19	24	4	9	-	1	7
6	8	4	19	3	31	13	6	8	1	7
7	7	-	52	-	28	-	8	-	-	5

Quadro 3.4 - Resultados da análise mineralógica da fração inferior a 2μm das amostras obtidas no poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L.

Am.	Clorite (%)	Mont. - Clorite (%)	Ilite (%)	Caulinite (%)	Quartzo (%)	Feld. K (%)	Feld. Na (%)	Calcite (%)	Gesso (%)	Pirite (%)
1	14	6	63	11	5	1	-	Vest.	-	Vest.
2	11	4	77	6	-	-	-	-	2	-
3	11	4	76	7	-	-	-	-	2	-
4	11	7	74	8	-	-	-	-	-	-
5	13	3	64	4	13	3	-	-	2	-
6	19	6	59	15	Vest.	Vest.	-	Vest.	-	-

Quadro 3.5 - Resultados da análise mineralógica total das amostras obtidas de um bloco recolhido na Av. Visconde Valmor em Lisboa

Am.	Clorite (%)	Albite (%)	Caulinite (%)	Quartzo (%)	Feld. K (%)	Moscovite (%)	Calcite (%)	Pirite (%)
total	2	23	9	33	-	32	1	-
Fração < 2 μm	3	12	9	40	7	27	-	9

Os resultados que aqui se apresentam vão de encontro aos descritos por Almeida (1991), que efetuou numerosas determinações da composição mineralógica em amostras desta formação, e identificou as ilites como principais, quando não únicas, componentes das frações argilosas destes solos, e as caulinites e clorites, quase sempre presentes, embora com valores médios mais baixos. A significativa percentagem de quartzo encontrada nas amostras totais está certamente relacionada com a origem desta unidade, que se formou através da deposição de sedimentos provenientes das cadeias montanhosas do interior e constituídos por granito, xisto e quartzito.

### 3.4.3.2 Microscopia

Para observação das amostras de solo com o MOP foram preparadas três lâminas polidas obtidas de trechos de carote secos ao ar. A técnica de secagem por congelamento reduz a perturbação na estrutura devido à saída da água, especialmente em solos moles. No entanto, para solos rijos a retração devido à secagem ao ar não afeta significativamente a estrutura pelo que este processo pode ser adotado (Gasparre, 2005).

As lâminas foram cortadas em três direções ortogonais, para possibilitar a distinção entre as direções paralela e perpendicular ao plano de deposição. A lâmina cortada na horizontal, ou seja, paralela à atual superfície do terreno, foi identificada como Lâmina 1, e as Lâminas 2 e 3 foram obtidas de cortes verticais em direções ortogonais entre si, como mostra a Figura 3.13.

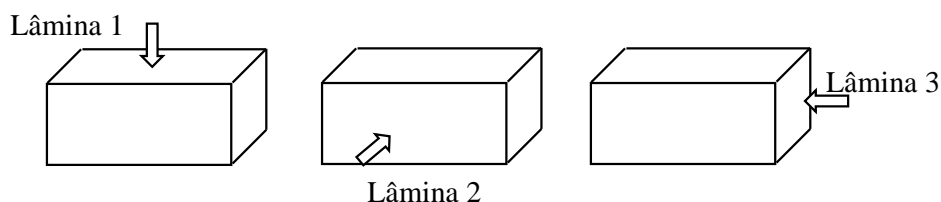


Figura 3.13 - Localização esquemática das lâminas polidas, cortadas de um trecho de carote proveniente do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do Metropolitano de Lisboa utilizadas para observação com o MOP

Ao microscópio ótico de polarização verifica-se que as lâminas mostram aspetos diferentes e que existe uma composição heterogénea em cada uma. Na Lâmina 1 foi possível observar uma orientação preferencial dos filossilicatos (ilites, clorite e minerais de argila), como mostra a Figura 3.14. Verifica-se que as partículas que constituem este solo têm granulometria muito fina, sendo por vezes difícil a sua identificação. A coloração acastanhada que se observa em luz natural (N//)<sup>31</sup> revela a presença de partículas argilosas e de matéria orgânica. Observam-se níveis mais ricos em ilite alternando com outros em que predominam os clastos de quartzo,

---

31 Quando a observação no microscópio ótico se faz recorrendo apenas ao polarizador designa-se por observação em nicóis paralelos (N//); quando a observação é feita rodando o analisador de 90 ° designa-se por observação em nicóis cruzados (NX).



estes predominantemente angulosos e por vezes alongados. O alongamento apresenta-se paralelo à orientação preferencial marcada pelos filossilicatos. Os clastos de quartzo mostram dimensões muito variadas, sendo em alguns setores facilmente visíveis, com dimensão máxima da ordem de 0,1 mm, e noutros em dimensões sub-microscópicas.

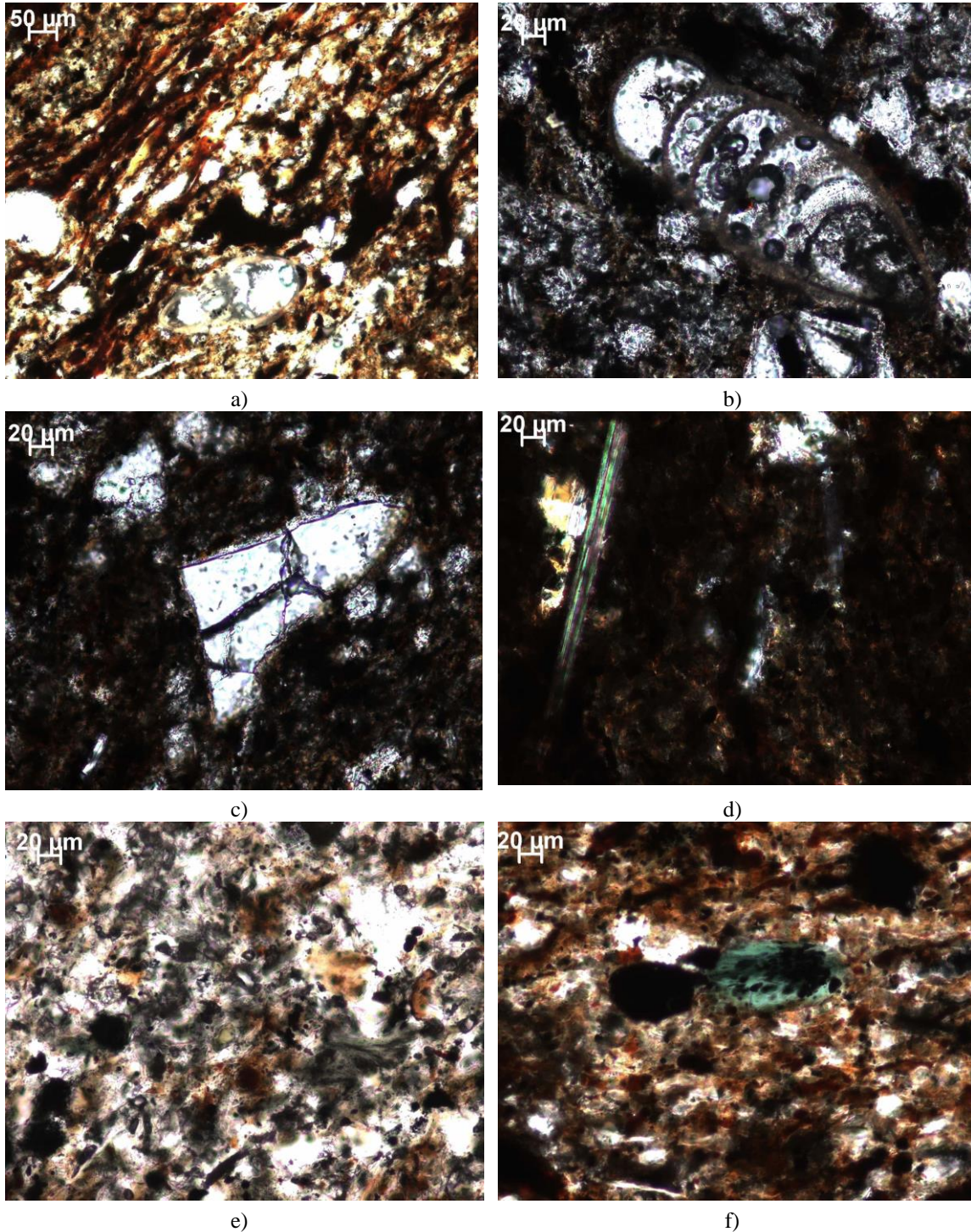


Figura 3.14 - Imagens obtidas no MOP para a Lâmina 1: a) orientação preferencial dos minerais marcada pelos filossilicatos; b) microfóssil; c) clasto anguloso de quartzo representativo da dimensão máxima observada; d) moscovite (NX); e) nível mais rico em quartzo com pequenas lamelas de biotite e clorite; f) clorite

As lamelas de moscovite são mais facilmente visíveis do que as de biotite, uma vez que são mais desenvolvidas. A clorite surge com coloração verde com diferentes intensidades, podendo ocorrer em cristais individuais dispersos nos níveis quartzosos ou em aglomerados de pequenos cristais. A plagioclase (albite) ocorre em clastos raros e de muito pequena dimensão, pelo que apenas foram identificados os clastos que apresentavam maclas polissintéticas visíveis. Foi ainda possível observar diversos microfósseis constituídos por calcite, sílica e, por vezes, sulfuretos de ferro (pirite). Na Lâmina 2 não foi possível observar qualquer orientação preferencial das partículas, uma vez que esta foi obtida a partir de um corte vertical, perpendicular à orientação preferencial dos minerais. A textura do solo é mais granular do que a observada na Lâmina 1, como mostra a Figura 3.15.

Podem observar-se grãos de quartzo, bastante angulosos e monocristalinos, algumas ilites, por vezes em palhetas longas, clorite, plagioclase e também óxidos e sulfuretos de ferro. Foi possível observar dois tipos de dimensões de cristais de quartzo, sendo os maiores mais rolados e os de menor dimensão mais angulosos. Os sulfuretos de ferro apresentam-se em geral em aglomerados nodulares de aspeto framboidal<sup>32</sup>. É muito significativa a quantidade de óxidos de ferro, de conchas e de fragmentos de conchas e de microfósseis observada nesta lâmina. Embora o teor de carbonatos não tenha sido determinado, crê-se que seja elevado tal como descrito por Almeida (1991), que identificou em 90 % das suas amostras desta unidade litológica teores de carbonatos a variar entre 1 e 90 %, com valor médio de 38,8 % (Almeida, 1991). A autora refere ainda que os carbonatos podem estar presentes através de fósseis com dimensões variadas, de concreções carbonatadas ou incorporadas na fração mineralógica sob a forma de calcite.

---

32 A palavra framboidal descreve um aspeto da micromorfologia de determinados minerais sedimentares, em particular da pirite ( $FeS_2$ ). O termo deriva de framboesa, e reflete o aspeto desta estrutura quando observada ao microscópio. A pirite framboidal pode ser encontrada em sedimentos marinhos, estuarinos e areias de praia.



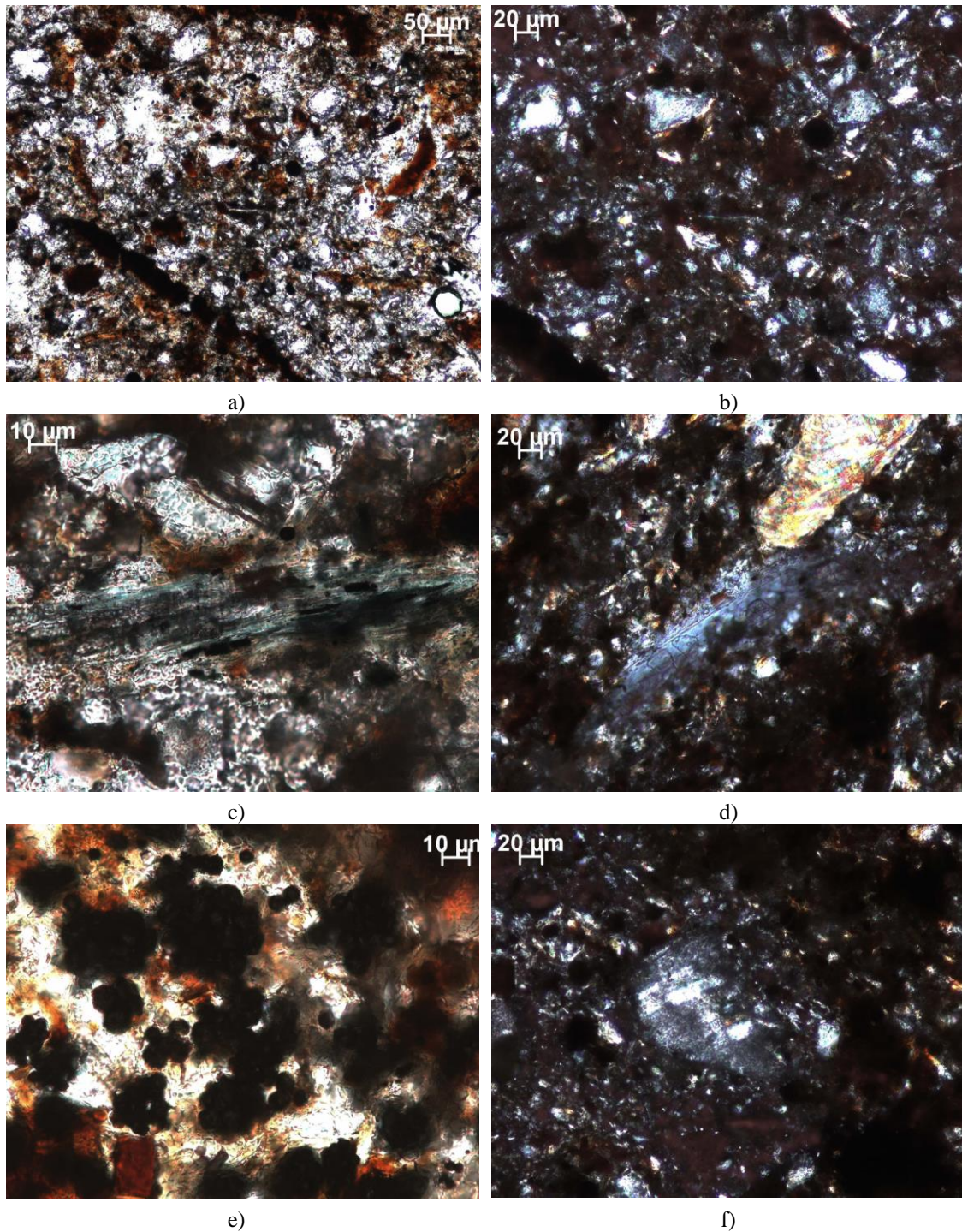


Figura 3.15 - Imagens obtidas no MOP para a Lâmina 2: a) estrutura granular, não orientada; b) concentração de clastos siliciosos; c) clasto de clorite; d) clasto de moscovite; e) aglomerados de pirite framboidal; f) plagioclase

A Lâmina 3 mostra, tal como foi observado na Lâmina 1, uma textura orientada marcada pelos filossilicatos. A Figura 3.16 permite observar, para além dos clastos de quartzo por vezes rolados, clastos angulosos de pequenas dimensões de plagioclases (albite), clastos de clorite, matéria orgânica, óxidos de ferro e alguns zircões (silicato de zircónio) de dimensões reduzidas. À semelhança da Lâmina 1, observam-se níveis mais ricos em quartzo e outros em que os clastos apresentam dimensões sub-microscópicas e são mais abundantes os filossilicatos.



Com base na observação realizada com o microscópio ótico de polarização, foram selecionados alguns locais para observação no microscópio eletrônico de varrimento (MEV) com realização de análise qualitativa por EDS para confirmar a natureza de alguns minerais anteriormente identificados por microscópio petrográfico. Para tal, a superfície das lâminas observadas anteriormente foi revestida a carbono para garantir a existência de uma fina camada condutora (Amorosi & Rampello, 2007).

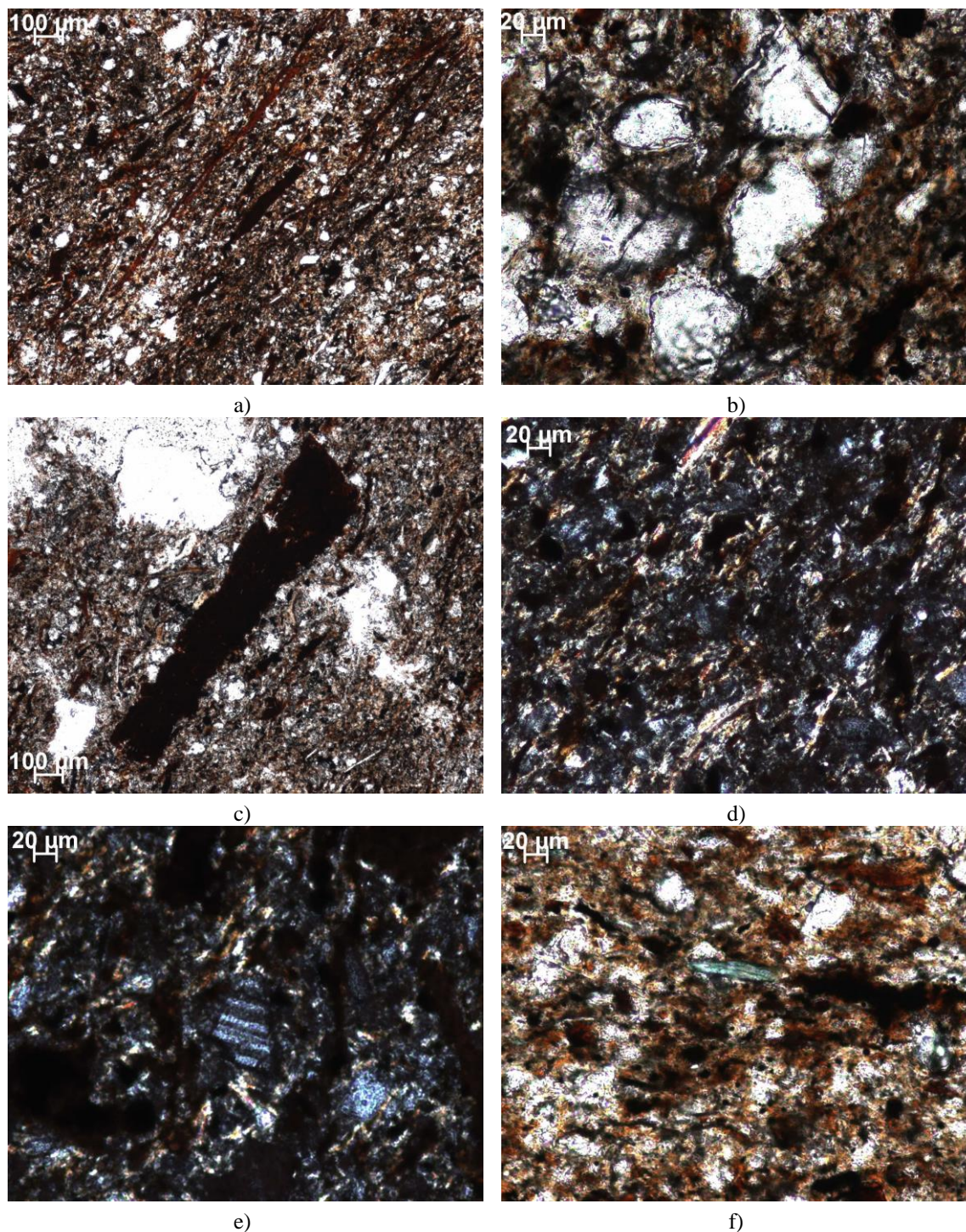


Figura 3.16 - Imagens obtidas no MOP para a Lâmina 3: a) orientação preferencial dos minerais; b) grandes clastos de quartzo e feldspatos (do lado esquerdo com clivagens); c) óxidos de ferro e matéria orgânica; d) nível mais rico em quartzo e ilites (NX); e) plagioclase (albite); f) clasto de clorite.

As imagens obtidas permitiram confirmar a heterogeneidade que caracteriza a amostra à escala microscópica, quer no que respeita à orientação preferencial quer à dimensão dos grãos. Com efeito, na lâmina cortada paralelamente à superfície do terreno (Lâmina 1) observa-se uma orientação preferencial dos minerais e abundantes clastos de dimensão sub-microscópica formando a matriz da rocha. As partículas de dimensão argila são abundantes assim como os clastos de quartzo de dimensões variáveis e com diferente esfericidade e arredondamento. Estes aspetos são evidentes nas imagens da Figura 3.17. Nas lâminas correspondentes a cortes perpendiculares à superfície do terreno, de que se mostra imagens na Figura 3.18, observa-se aspetos diversos, sendo a orientação preferencial pouco evidente e mais visível o carácter granular deste solo.

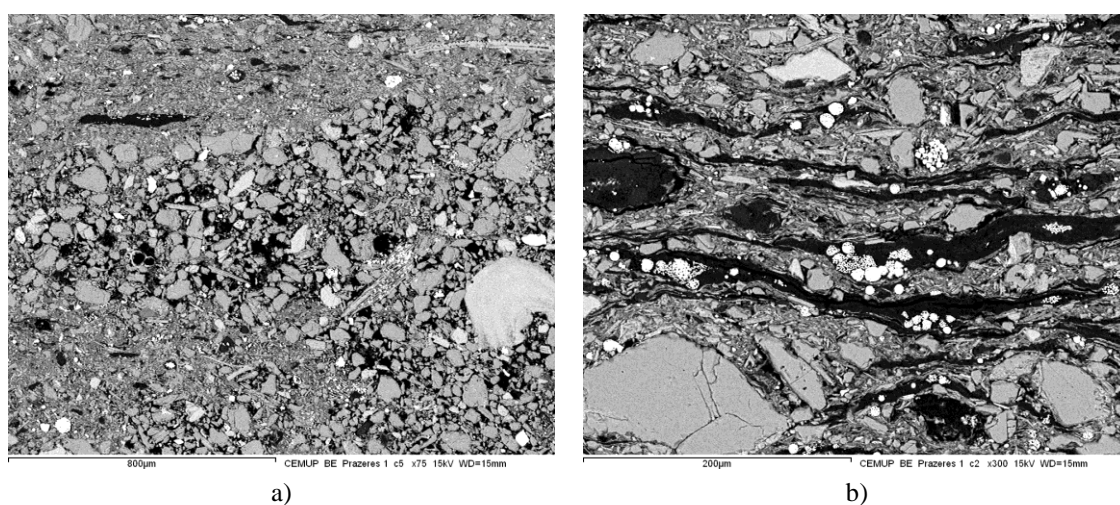


Figura 3.17 - Imagens obtidas com MEV para a Lâmina 1: a) nível silicioso, mostrando uma maior concentração de clastos angulosos de quartzo; b) orientação preferencial dos minerais e dimensões variáveis dos clastos de quartzo

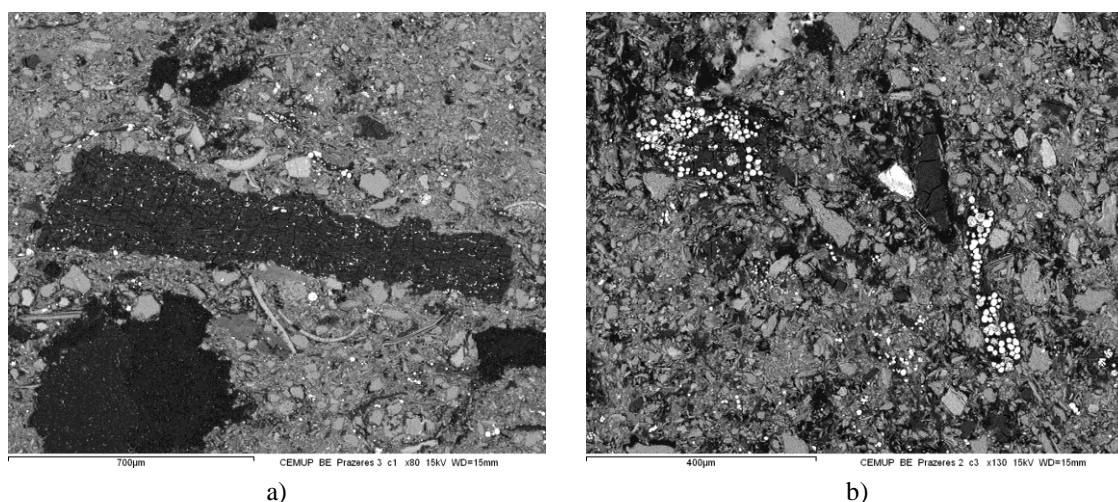


Figura 3.18 - Imagens obtidas com MEV para as Lâminas 2 e 3: a) partícula escura constituída por carbono (matéria orgânica); b) clastos de dimensão variável sem orientação preferencial

A realização de análises semi-quantitativas por EDS permitiu identificar alguns minerais a partir dos espectros obtidos. Foi atribuída especial atenção aos cristais de ilites e



clorite, como mostra a Figura 3.19 e confirmada a presença de matéria orgânica. A esta escala são bem visíveis os aglomerados de pirite framboidal e também alguns dos numerosos restos de conchas, fósseis de vários tipos, em geral de dimensão próxima da dos clastos de maior dimensão e, em alguns casos, de dimensão superior aos mesmos. As imagens da Figura 3.20 mostram que em alguns destes fósseis foi também identificada a presença de pirite.

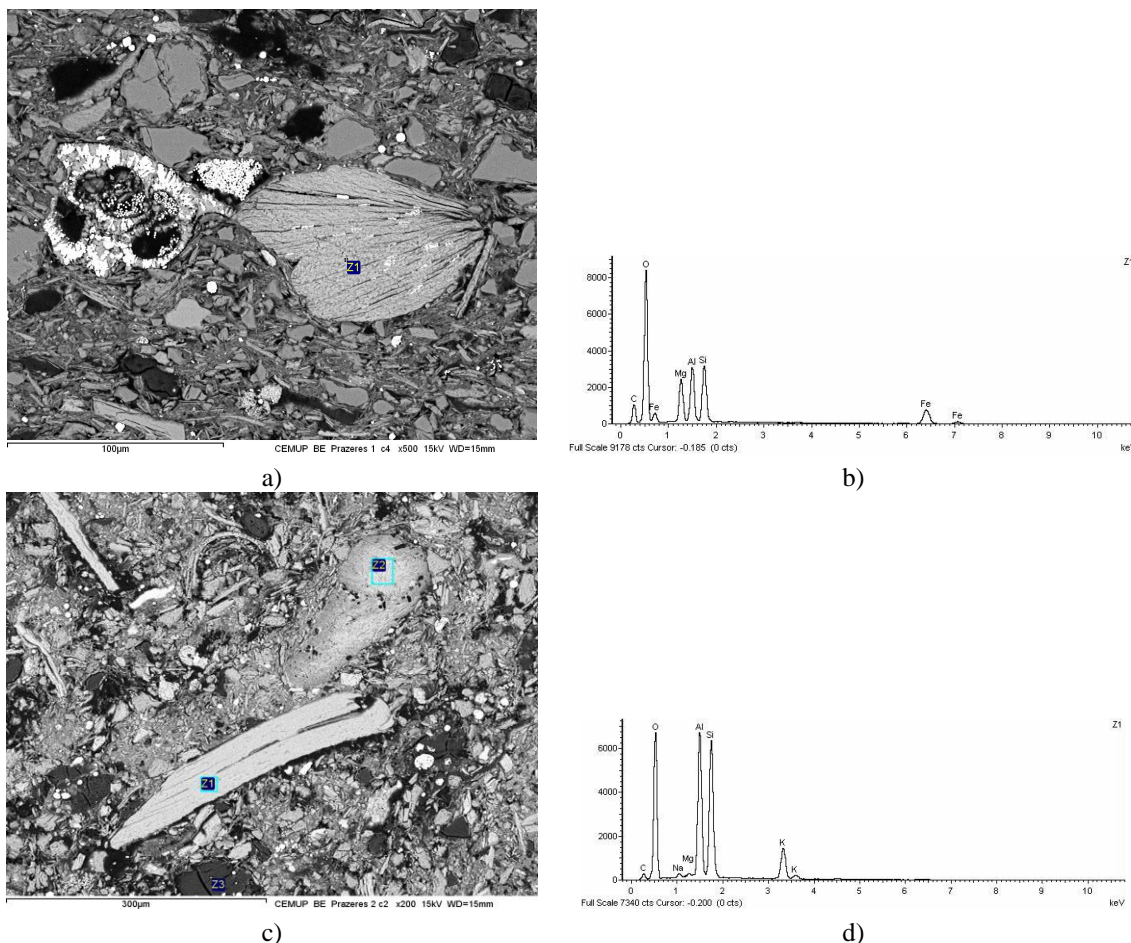


Figura 3.19 - Imagens obtidas ao MEV e espectros EDS: a) e b) clasto de clorite (na imagem é visível um fóssil contendo pirite framboidal); c) e d) textura não orientada na Lâmina 2 e identificação de clasto de moscovite.

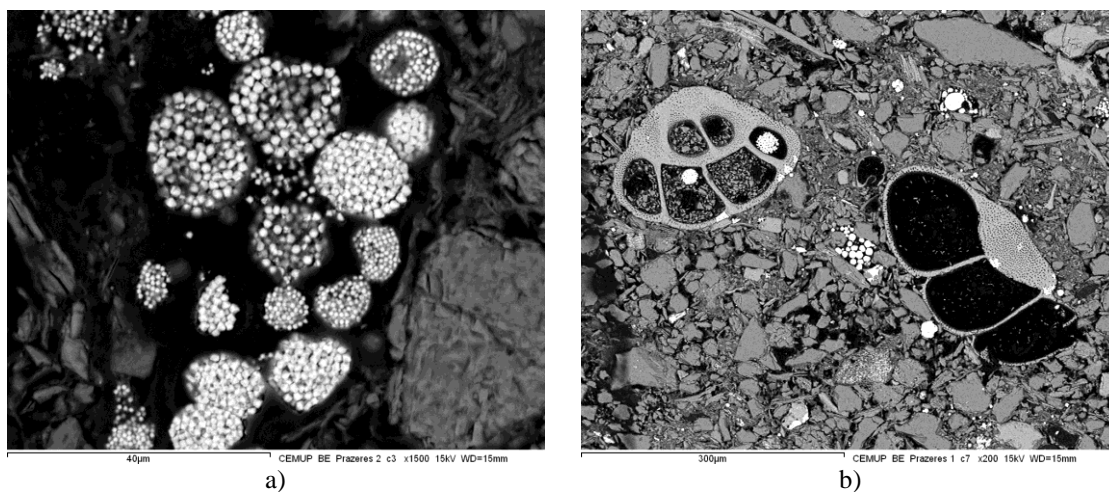


Figura 3.20 - Imagens obtidas ao MEV: a) aglomerados de pirite framboidal; b) microfósseis.

A presença de pirite framboidal é um indicador de uma diagénese de sulfuretos anaeróbia, que se desenvolve no início da consolidação, e está associada à existência de um ambiente redutor confinado (Gasparre, 2005).

Numa fase posterior do trabalho, foram observados fragmentos de solo, recolhidos aleatoriamente de amostras, e montados num suporte metálico, como foi já descrito. Relativamente à observação de fragmentos é importante ter em consideração que o facto de as amostras serem secas pode originar espaços vazios, que nas imagens poderão ser confundidos com planos de deposição, por aparecerem escuros. O índice de vazios da amostra deverá ser conhecido e garantir que as amostras observadas são compactas. No caso dos fragmentos observados, o índice de vazios situava-se entre 0,47 e 0,66.

A orientação preferencial dos silicatos pode ser identificada sempre que se vejam várias superfícies paralelas em diferentes planos da imagem, como mostram a Figura 3.21 e a Figura 3.22. Sempre que os planos observados coincidam com fraturas verticais, a presença de orientação é mais facilmente visível. Esta orientação preferencial está diretamente relacionada com a anisotropia do material, e pode ser quantificada através de técnicas de processamento de imagem digital (Martínez-Nistal *et al.*, 1999), que fornecem um histograma da direção das partículas a partir do qual se pode determinar um índice de *fabric orientation* ( $L$ ). A cada tipo de *fabric* corresponde uma gama de variação de  $L$ , pelo que estas análises permitem investigar vários aspetos relacionados com a microestrutura (Cotecchia *et al.*, 2011).

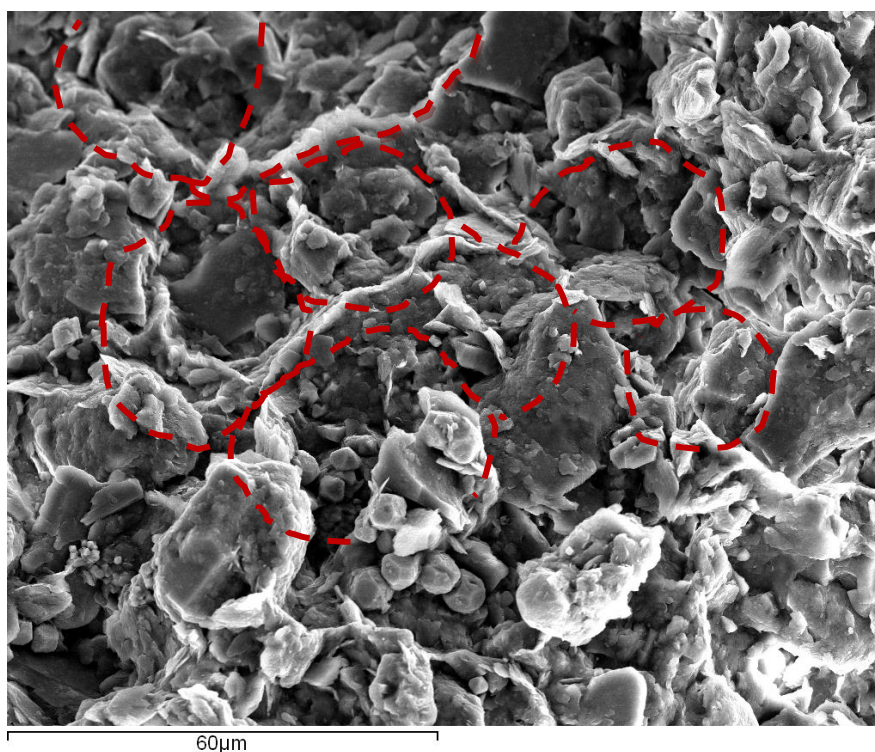


Figura 3.21- Aspeto da matriz de solo onde pode observar-se orientação preferencial dos filossilicatos e estrutura em favo de mel

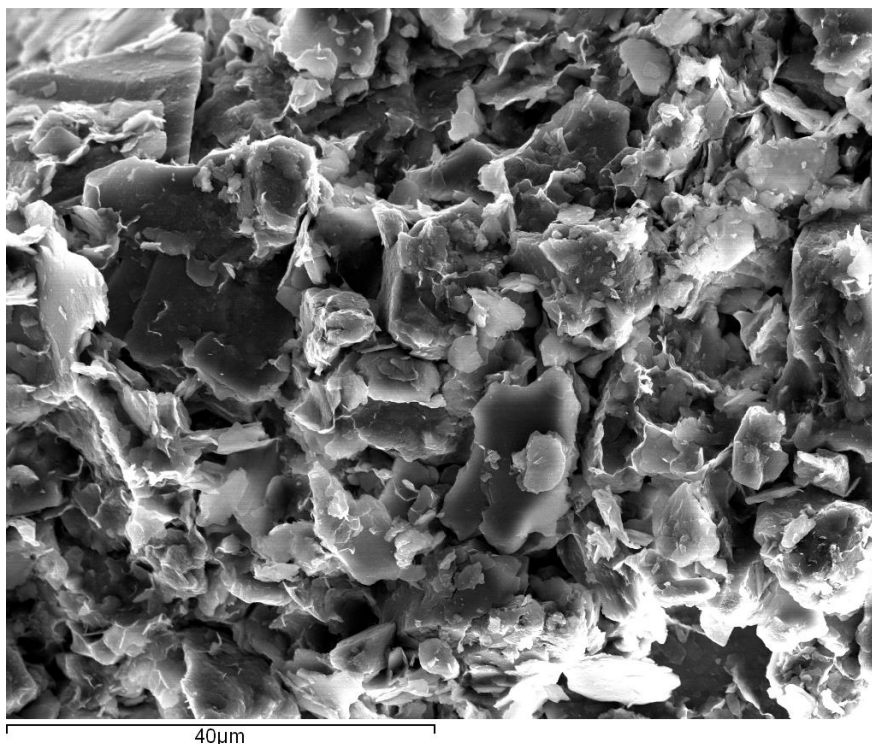


Figura 3.22 – Orientação preferencial dos silicatos.

Especial atenção merece o facto de todos os fragmentos mostrarem significativas quantidades de sulfureto de ferro em formas e tamanhos muito diferentes. A presença de pirites é constante e a sua quantidade muito elevada, como pode observar-se na Figura 3.23, na Figura 3.24 e Figura 3.25. Foram ainda observadas várias conchas, inteiras ou fragmentadas com dimensões que variam entre os cm e os  $\mu\text{m}$ , como mostram a Figura 3.26 e a Figura 3.27.

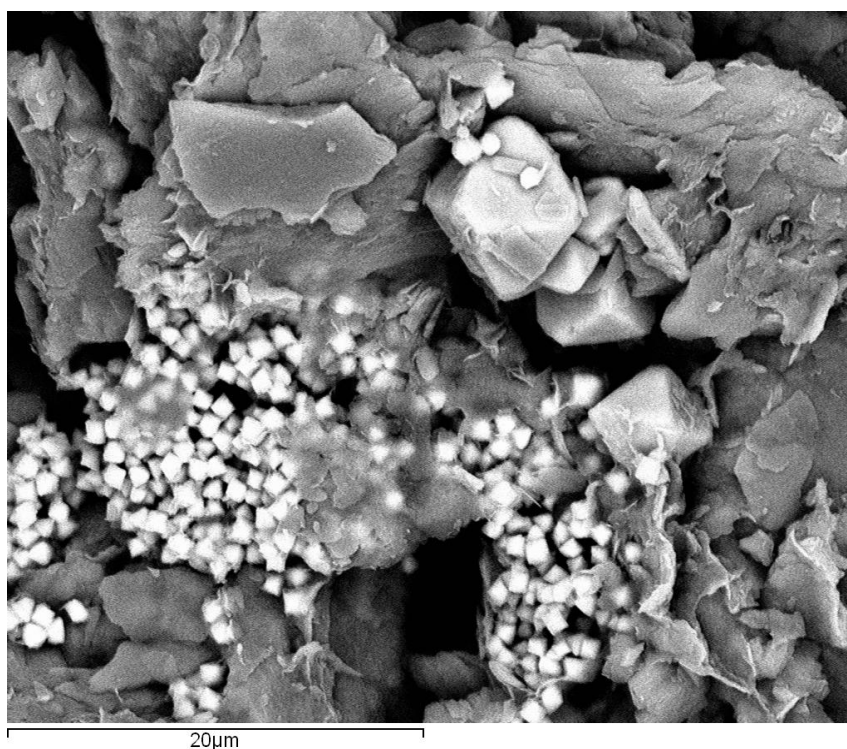


Figura 3.23 - Aglomerado de pirites



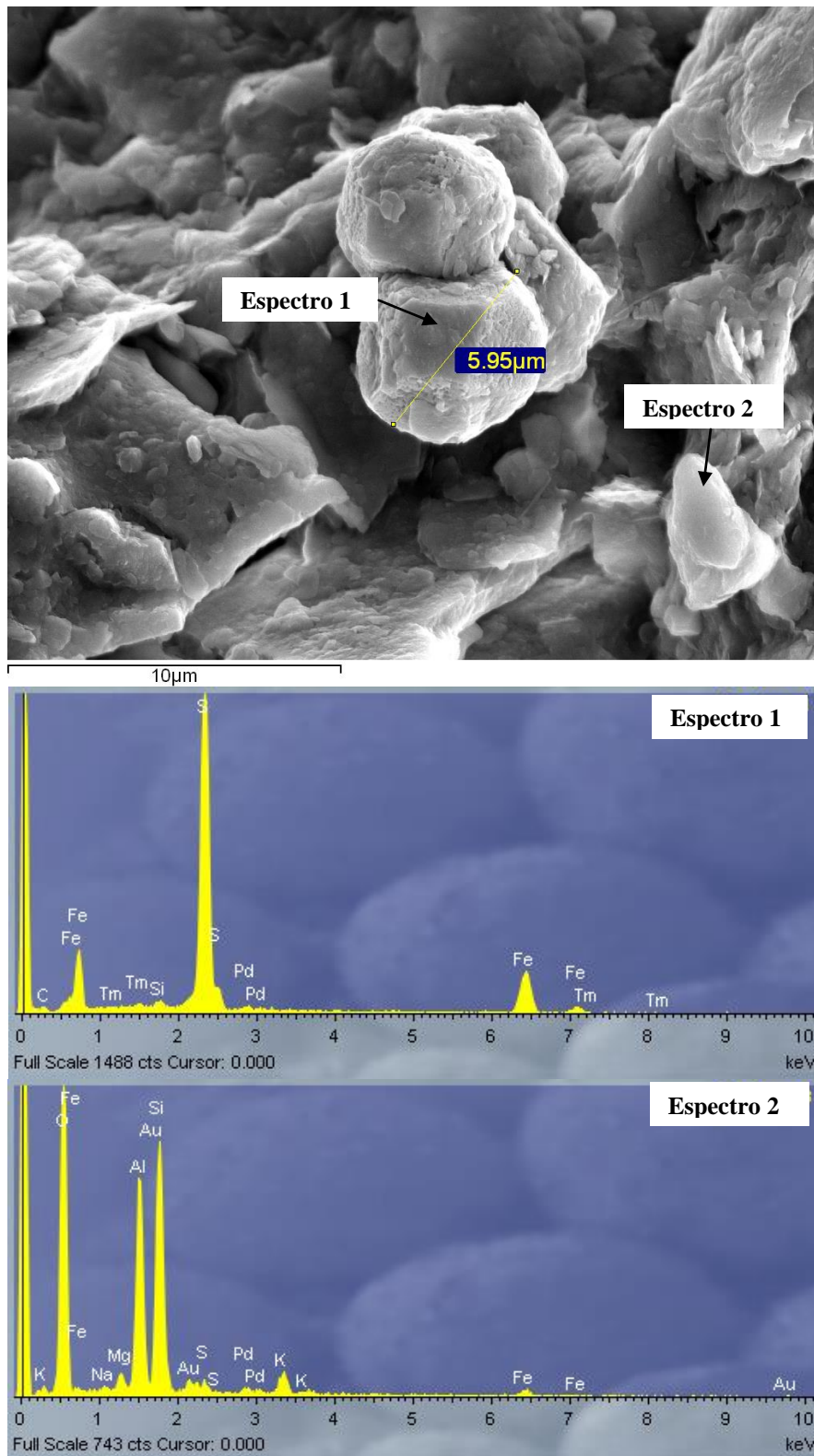


Figura 3.24 - Nódulo de pirite: a) dimensões; b) espectro EDS com identificação do sulfureto de ferro; c) espectro EDS com identificação de uma partícula de argila

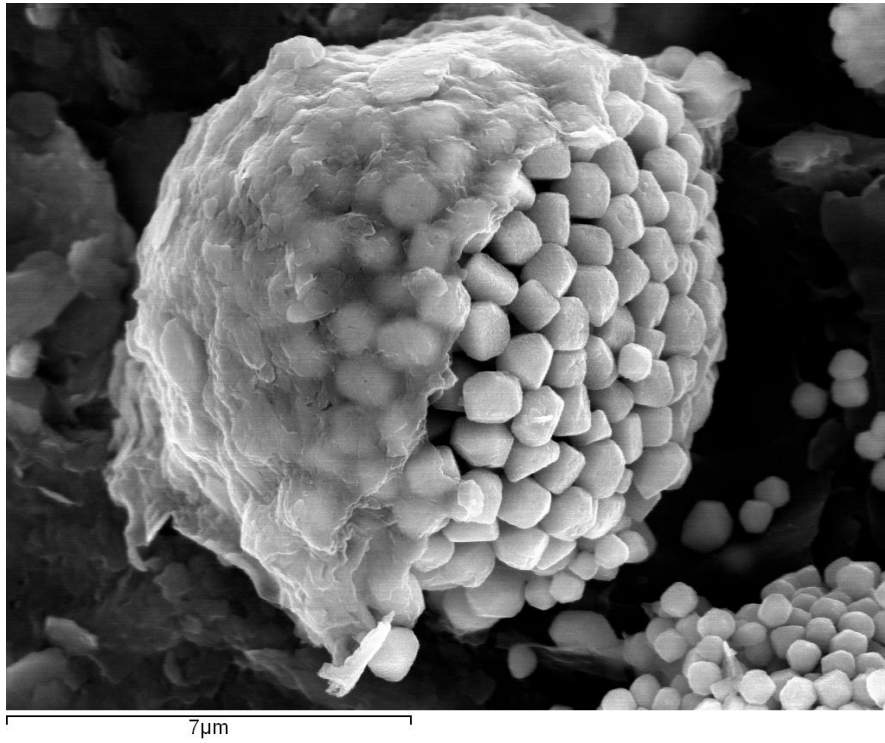
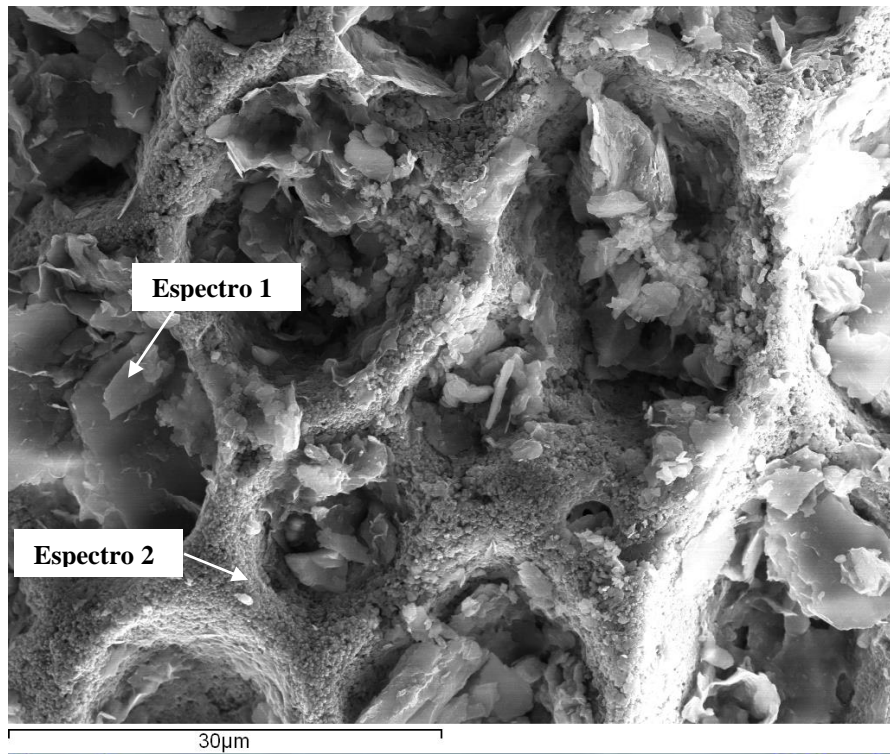


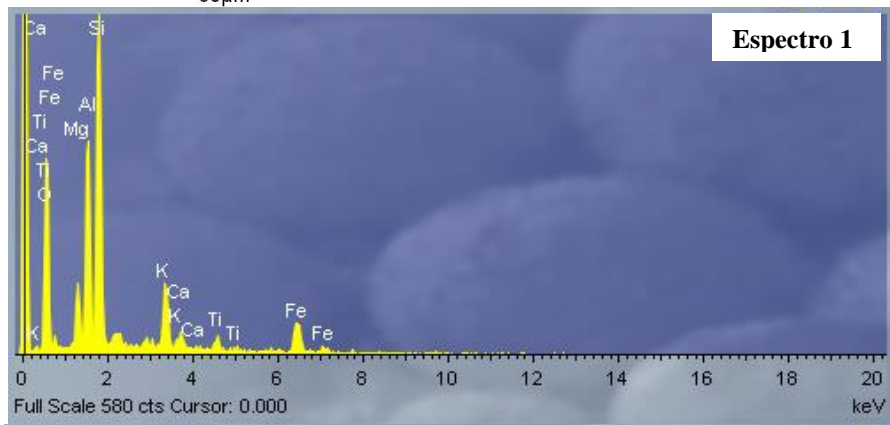
Figura 3.25 - Pirite framboidal



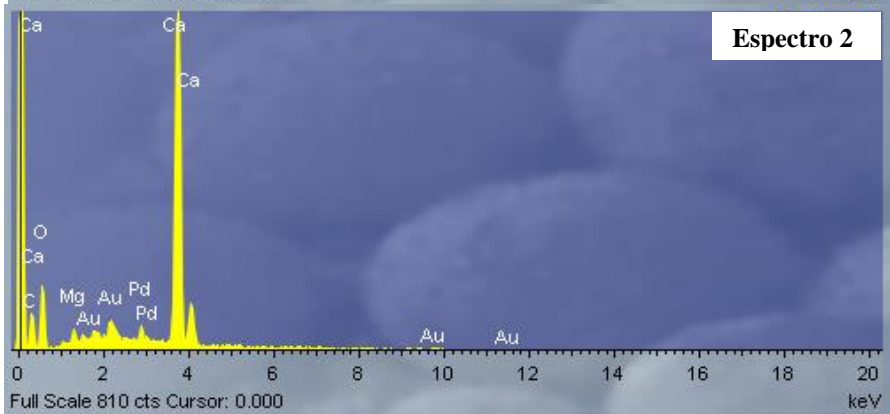
Figura 3.26 - Fragmento de concha rodeado de partículas de argila



a)



b)



c)

Figura 3.27 – a) Concha com pequenas crostas de carbonato de cálcio na parede e alúmino-silicatos no interior dos alvéolos; b) espectro EDS com identificação dos silicatos; c) espectro EDS com identificação do carbonato de cálcio



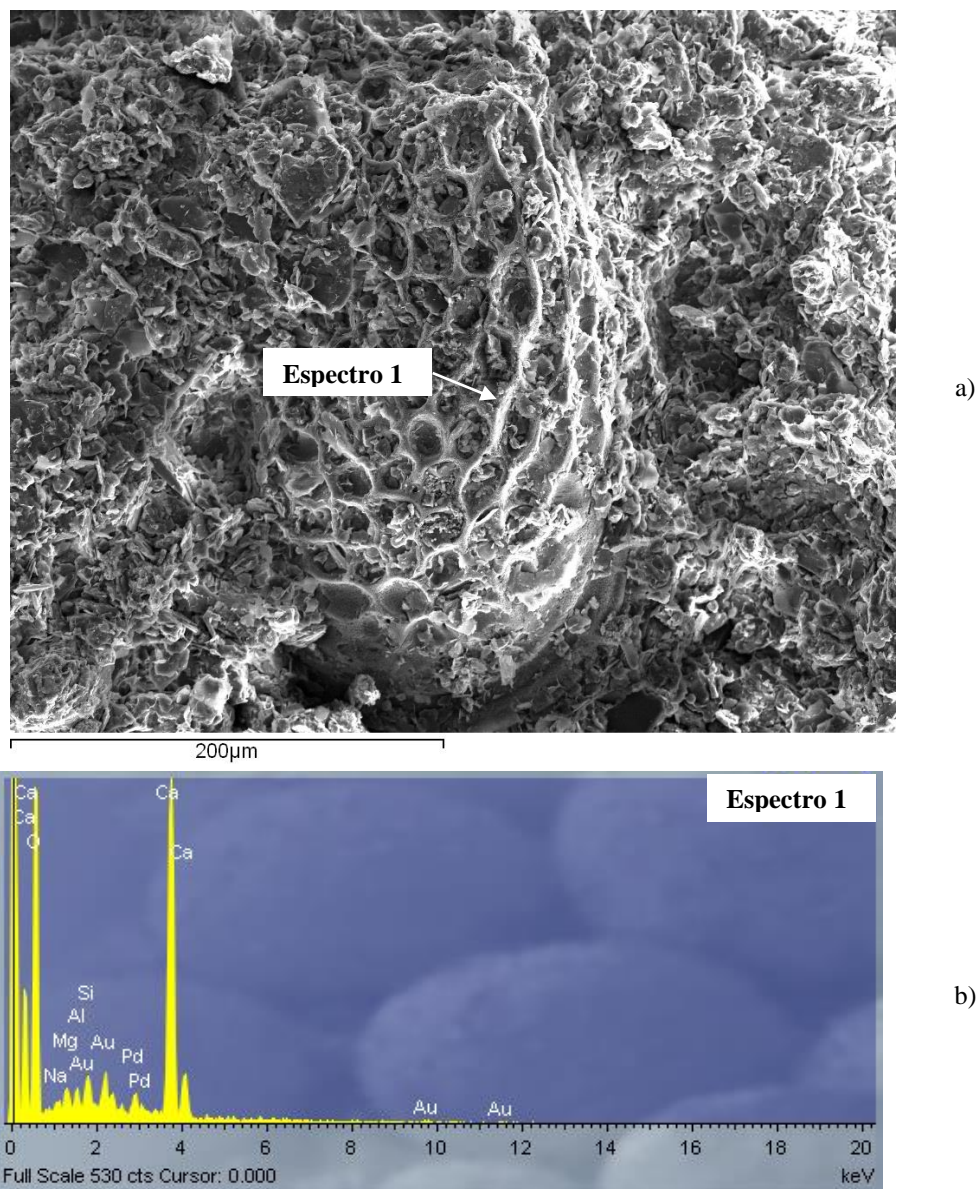
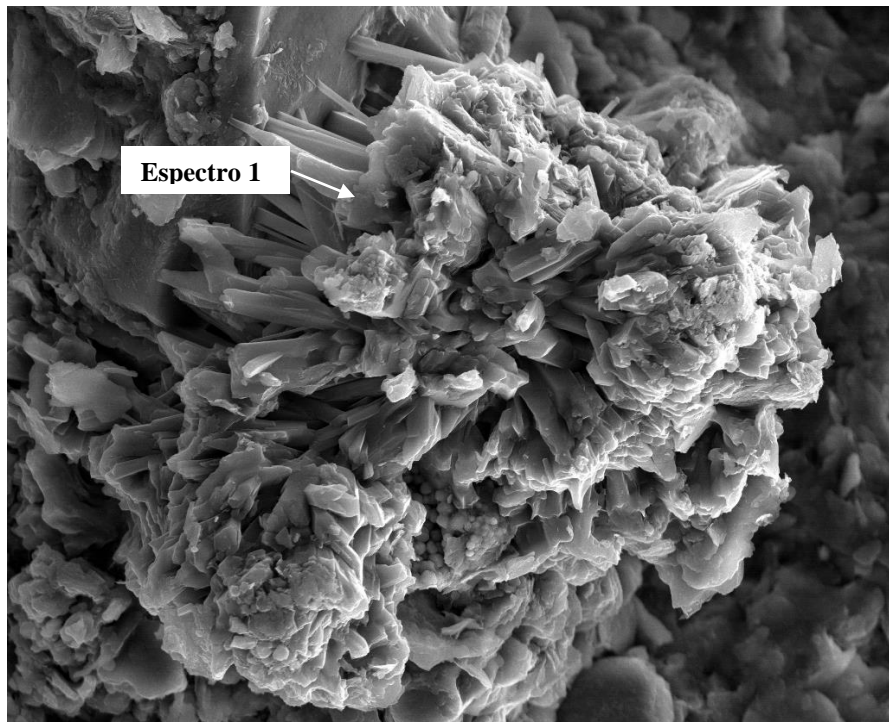


Figura 3.28 – Concha com dimensões milimétricas a interromper a matriz argilosa: a) imagem ampliada; b) espectro EDS com identificação do carbonato de cálcio

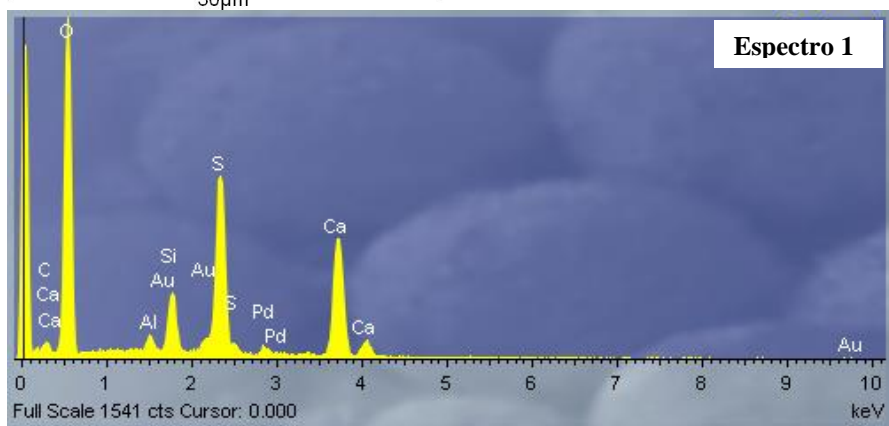
A Figura 3.29 mostra cristais de calcite, identificados pela sua composição química ( $\text{CaCO}_3$ ) e pela sua clivagem romboédrica<sup>33</sup> perfeita. Na Figura 3.30 mostra-se um aspecto da estrutura e a presença de pilhas de partículas de argila.

---

33 A clivagem é a forma pela qual muitos minerais se fragmentam ao longo de planos paralelos bem definidos. O sistema cristalino romboédrico possui três eixos cristalográficos horizontais de igual comprimento e formando ângulos de  $120^\circ$  entre si, e um eixo vertical perpendicular aos restantes, diferente deles no comprimento e com simetria ternária, ou seja, que numa rotação completa do cristal a mesma imagem se repete três vezes.

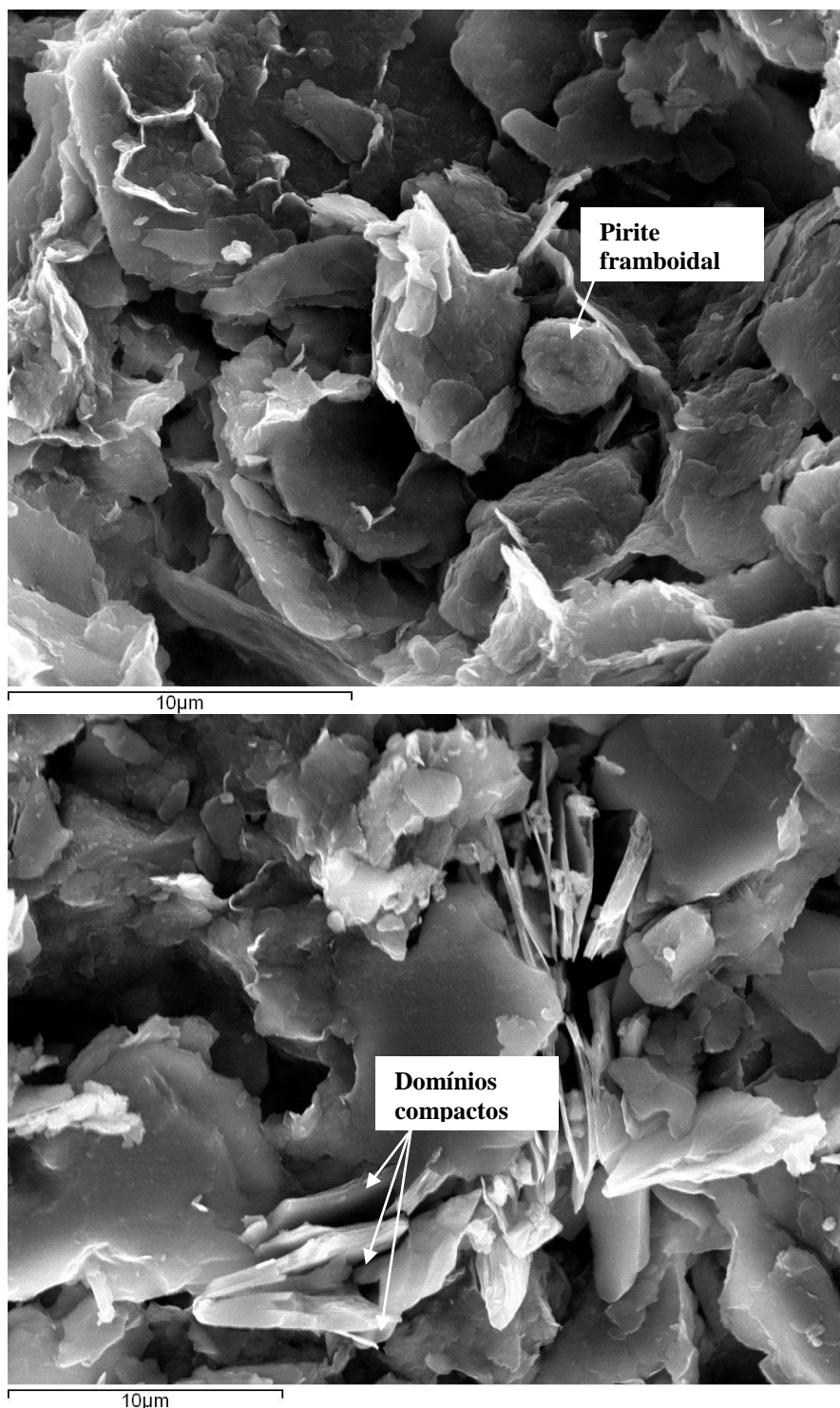


a)



b)

Figura 3.29 - Cristais de calcite: a) imagem ampliada; b) espectro EDS com identificação do carbonato de cálcio



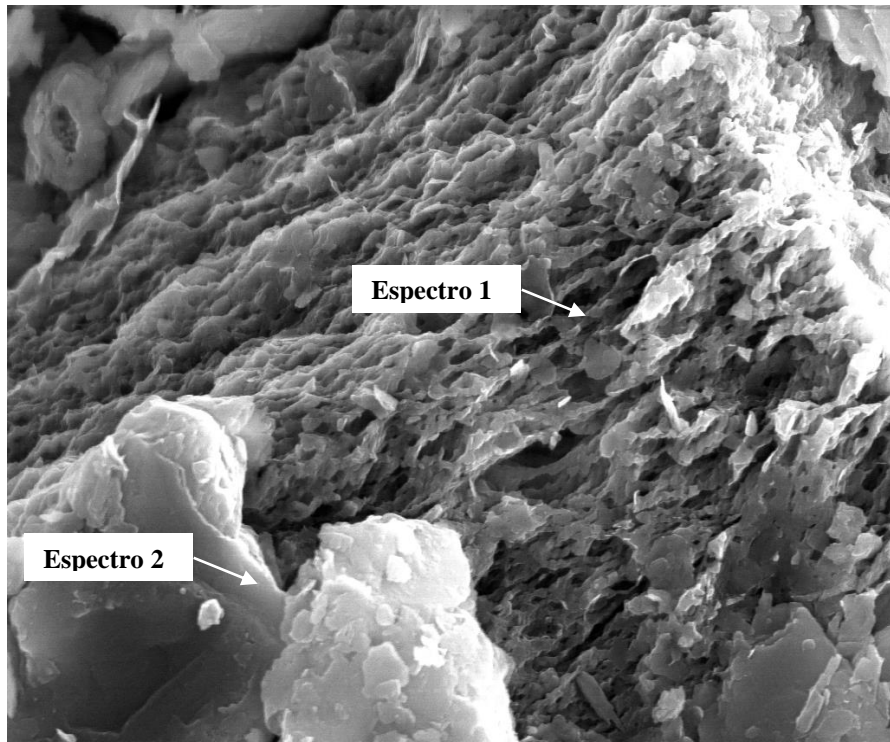
a)

b)

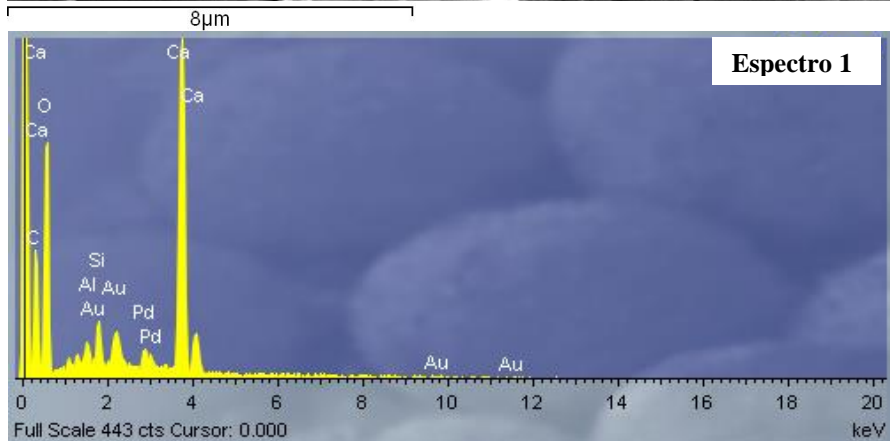
Figura 3.30 – Partículas de argila: a) estrutura em favo de mel e pirite framboidal a interromper a matriz; b) domínios compactos de partículas de argila (pilhas)

A Figura 3.31 mostra com bastante ampliação o aspecto rugoso da superfície de uma concha a contrastar com a estrutura plana de uma partícula de argila. Na Figura 3.32 é possível identificar uma ponte de filossilicatos a unir dois domínios e a Figura 3.33 mostra a grande diversidade de partículas presentes nesta unidade, que se observam com auxílio do MEV.

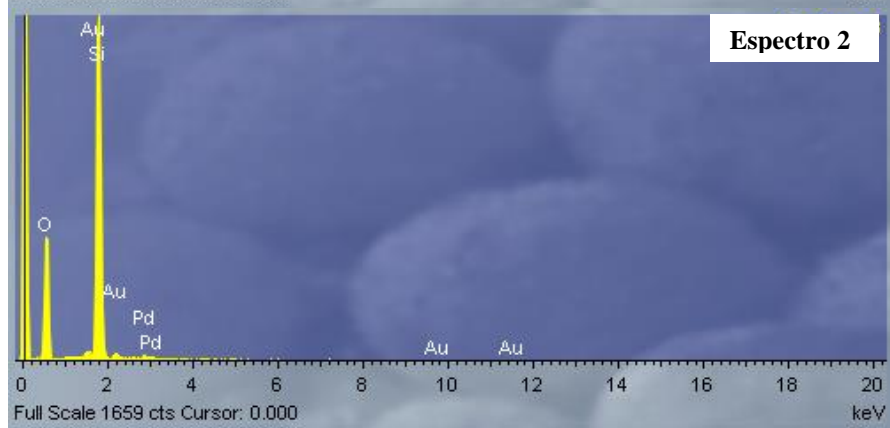




a)



b)



c)

Figura 3.31 – Aspeto da superfície de uma concha e partículas de argila empilhadas em domínios compactos: a) imagem MEV; b) espectro EDS com identificação do carbonato de cálcio; c) espectro EDS com identificação de uma grande quantidade de silício

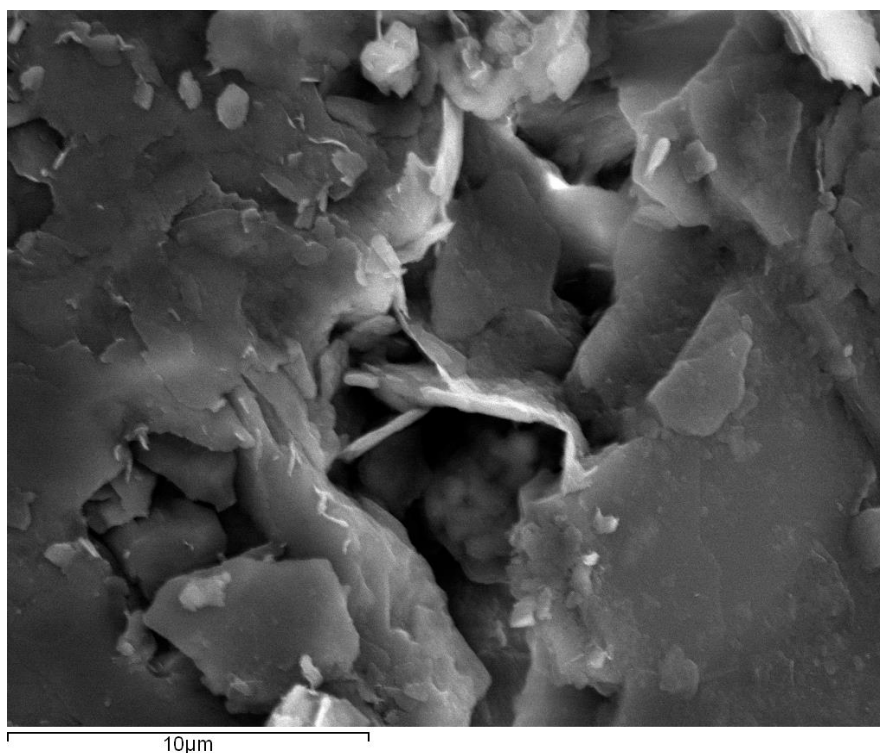


Figura 3.32 - Ponte de filossilicatos com orientação perpendicular à dos domínios mais orientados

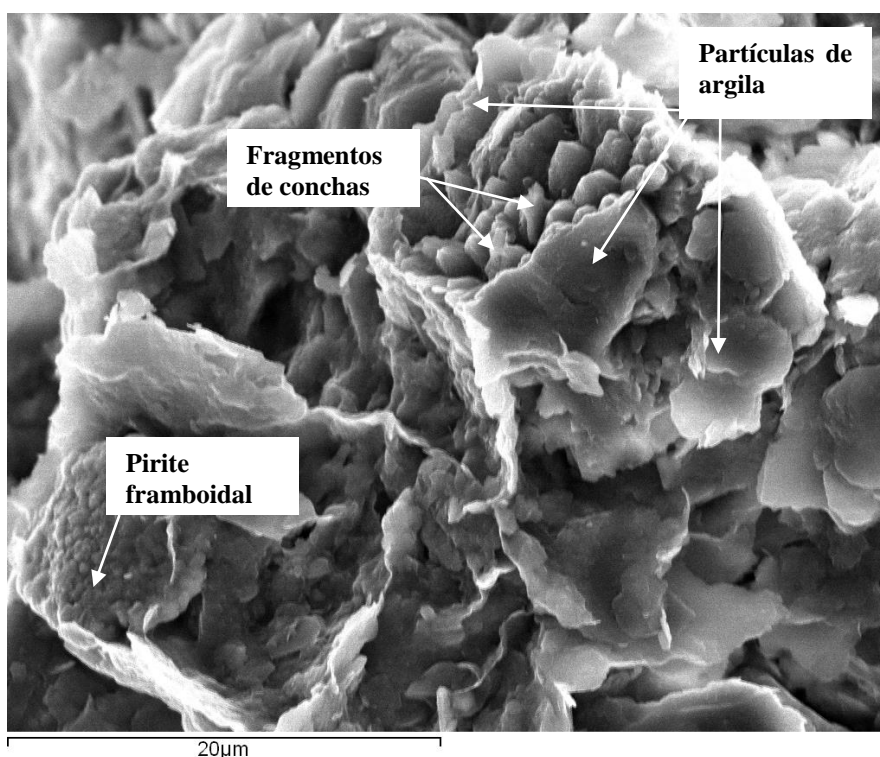


Figura 3.33 – Partículas de argila com fragmentos de conchas e aglomerados de pirite framboidal

Os arranjos compactos das partículas de argila que se descrevem no capítulo anterior, muito orientados no interior de uma matriz com arranjos aleatórios, são mais facilmente visíveis com maiores ampliações, como mostra a Figura 3.34.



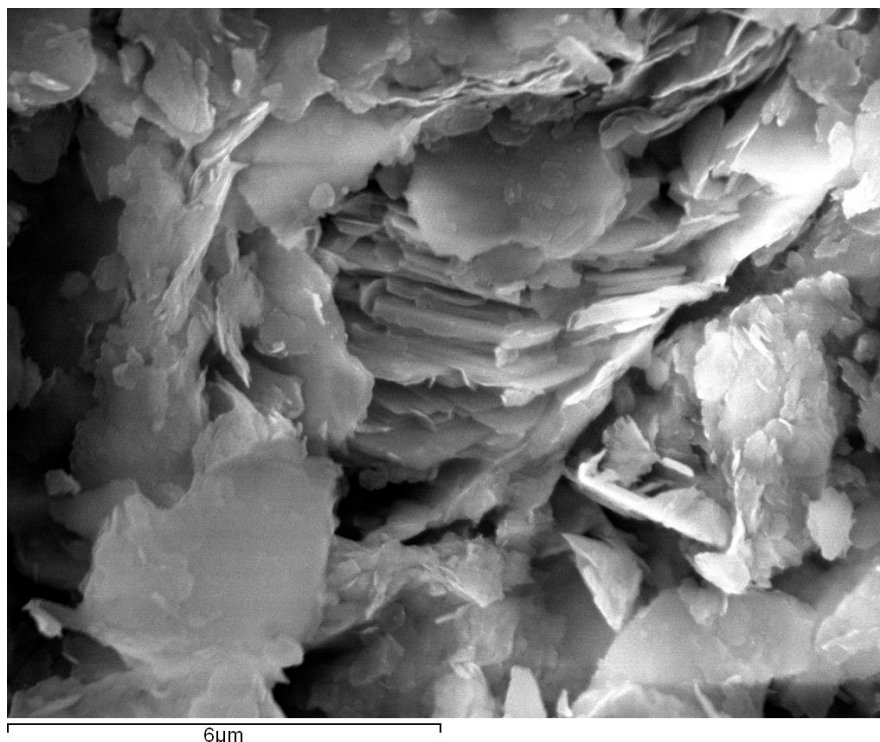


Figura 3.34 - Partículas de argila com arranjos muito compactos (pilhas) no interior da matriz argilosa

No Anexo II do presente trabalho mostram-se algumas imagens obtidas no MEV, com os respetivos mapas de análise elementar (EDS), que possibilitam a identificação das partículas.

### 3.4.3.3 Conclusões

Nas lâminas observadas neste estudo as partículas de argila não apresentaram uma predominância de contactos organizados como os descritos por Amorosi & Rampello (2007). Com efeito, a percentagem de silte presente na amostra é muito mais significativa do que a percentagem de argila pelo que, e tal como descrito para amostras de Argila de Londres ricas em silte (Hight *et al.*, 2002), as partículas de maiores dimensões interrompem a matriz argilosa e não apresentam obrigatoriamente contactos entre si.

A observação de fraturas verticais de fragmentos no MEV revelou arranjos bastante orientados pelo que as Camadas de Prazeres deverão exibir anisotropia. Importa salientar que a orientação se identifica quando se observam partículas com faces sensivelmente paralelas ao plano de observação. A heterogeneidade quer na forma quer nas dimensões das partículas que constituem os solos naturais dificulta a identificação da orientação preferencial, já que muitas vezes surgem elementos, como fragmentos de conchas ou microfósseis, que interrompem a matriz argilosa, e alteram a forma como as partículas de argila se organizam.

Outro aspeto que merece atenção prende-se com o facto de a observação microscópica revelar aspetos muito diferentes conforme a ampliação utilizada. Com efeito, à medida que se aumenta a ampliação aumenta o caos organizacional das partículas, e uma estrutura organizada

a uma determinada escala pode ser vista como aleatória com uma ampliação maior. A natureza das partículas de argila leva a que muitas vezes exibam domínios compactos, muito orientados, com estrutura empilhada, como acontece com as Camadas de Prazeres. No entanto, este *fabric* orientado num domínio pode ser aleatório no global.

A forma angulosa das partículas e a presença de ilites e feldspatos detríticos indicam que a deposição desta unidade decorreu sob influência direta da ação do mar. Nestes ambientes, catiões como o ferro que resultam da alteração dos silicatos podem ligar-se com o enxofre que provém da decomposição da matéria orgânica, levando ao crescimento de pirites como as observadas. Importa realçar que a estrutura das partículas de argila favorece a ligação química a catiões divalentes como o ferro e o cálcio. No entanto a quantidade de pirites observadas nestas amostras é muito significativa e constitui um indicador da existência de diagénese sulfúrica, que é muitas vezes responsável pela existência de *bonding*.

Este aspeto será esclarecido quando se comparar o comportamento de amostras intactas e reconstituídas de solo, como se descreve no capítulo 7.

### **3.4.4 Argilas do Forno do Tijolo**

#### **3.4.4.1 Composição**

O complexo *Argilas do Forno do Tijolo* é constituído na sua totalidade por areias finas argilosas, de cor cinzento azulado ( fácies euxínica) com moluscos, peixes e abundantes microfósseis (nanoplâncton calcário, dinoflagelados, foraminíferos, ostracodos). Surgem também camadas de argilas, de margas e de grés fino argiloso micáceo de cores escuras com intercalações de estratos delgados mais compactos de rocha olássica muito fossilífera, de forma tabular, de cores geralmente mais claras, escassa e desigualmente distribuídos por toda a sua espessura (Almeida, 1991).

As amostras cuja composição química foi determinada por ensaios de difração de raios-X foram cedidas pela empresa Geotest e provém de dois locais distintos: a zona de implantação das novas instalações do Instituto de Orientação Profissional (IOP) da Universidade de Lisboa e a Rua Maria Margarida, ao Lumiar. Em ambos os locais foram realizadas sondagens que permitiram identificar a unidade Argilas do Forno do Tijolo.

Neste estudo foi feita a análise mineralógica de 5 amostras, duas recolhidas na zona do IOP-Lisboa a diferentes profundidades, no mesmo furo de sondagem, e três no Lumiar a diferentes profundidades e em três furos de sondagem, como se resume no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Identificação dos fragmentos observados no MEV para as Argilas do Forno do Tijolo

Amostra	Local	Profundidade (m)
1	IOP	3,3
2	IOP	7,6
3	Lumiar	6,2
4	Lumiar	9,2
5	Lumiar	12,2

A Figura 3.35 mostra o aspeto de uma amostra recolhida a 3,3 m de profundidade no IOP – Lisboa, da qual foram retirados fragmentos para observação MEV. A coloração amarelada que se observa é fruto de uma elevada percentagem de ferro, que está na origem do nome dado a esta unidade geológica, conforme de descreveu anteriormente.

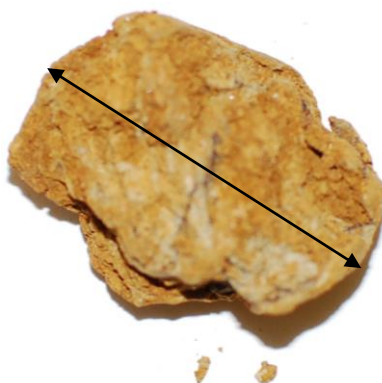


Figura 3.35 – Aspeto de uma amostra recolhida a 3,3 m de profundidade na obra do IOP-Lisboa (máxima dimensão 50 mm)

A composição granulométrica e os principais índices físicos das amostras analisadas apresentam-se no Quadro 3.7. Os resultados da análise semi-quantitativa por difração de raios-X mostram-se no Quadro 3.8 para a amostra total, e os respetivos difratogramas apresentam-se no Anexo I deste trabalho. A percentagem de quartzo é muito significativa, tal como se verificou nas Camadas de Prazeres. A análise mineralógica permitiu ainda identificar caulinite, albite e moscovite em quantidades expressivas. Nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo não foi identificada a presença de pirites, e apenas uma das amostras indicou alguma percentagem de calcite, como confirmaram as observações no MEV que se apresentam no ponto 3.4.4.2.

Quadro 3.7 - Principais índices físicos das amostras de Argilas do Forno do Tijolo

Am.	Prof. (m)	% finos	% areia	w (%)	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	G <sub>s</sub>
1	3,3	95,3 (*)	4,7	21,2	42	23	19	2,69
2	7,6	72,3 (*)	27,7	17,5	23	17	6	2,71
3	6,2	78,4 (*)	21,6	21	31	19	12	2,68
4	9,2	80,8 (*)	19,2	18	29	16	15	2,66
5	12,2	82,9 (*)	16,1	19	27	17	10	2,68

(\*) Não foi realizada a análise por sedimentação

Quadro 3.8 - Resultados da análise mineralógica total das amostras de Argilas do Forno do Tijolo

Am.	Clorite (%)	Albite (%)	Caulinite (%)	Quartzo (%)	Feld. K (%)	Moscovite (%)	Calcite (%)	Pirite (%)
1	7	21	15	34	-	24	-	-
2	4	9	11	50	-	19	7	-
3	2	21	18	30	-	29	-	-
4	2	17	16	35	-	30	-	-
5	3	20	4	51	-	22	-	-

#### 3.4.4.2 Microscopia

A observação microscópica das amostras das Argilas do Forno do Tijolo foi realizada no MEV, em 10 fragmentos obtidos de fraturas verticais de cinco amostras, com auxílio de um martelo de borracha, uma espátula e uma pinça, tal como se descreveu anteriormente para as Camadas de Prazeres.

Todos os fragmentos foram observados no equipamento disponível na UIDM do IPVC. Os fragmentos foram montados num suporte com 50 mm de diâmetro e colados com cola de carbono. Para além da observação das amostras foram em alguns casos feitos mapas de análise elementar (EDS) com vista à identificação de algumas partículas. Estes mapas mostram-se no Anexo II.

A observação destas amostras revelou uma estrutura do tipo favo de mel, como ilustram as Figuras 3.36 a 3.38 e possibilitou a identificação de orientação preferencial dos silicatos. A orientação preferencial das partículas foi visível em vários fragmentos, em particular quando observados com menor ampliação, como mostra a Figura 3.39 e a Figura 3.40.

Ao contrário das Camadas de Prazeres, que mostraram muitas pirites, não foi encontrado enxofre nas Argilas do Forno do Tijolo, nem isolado nem associado a qualquer outro elemento. Também não se encontraram microfósseis, embora à escala macroscópica tenham sido identificados alguns restos de conchas.

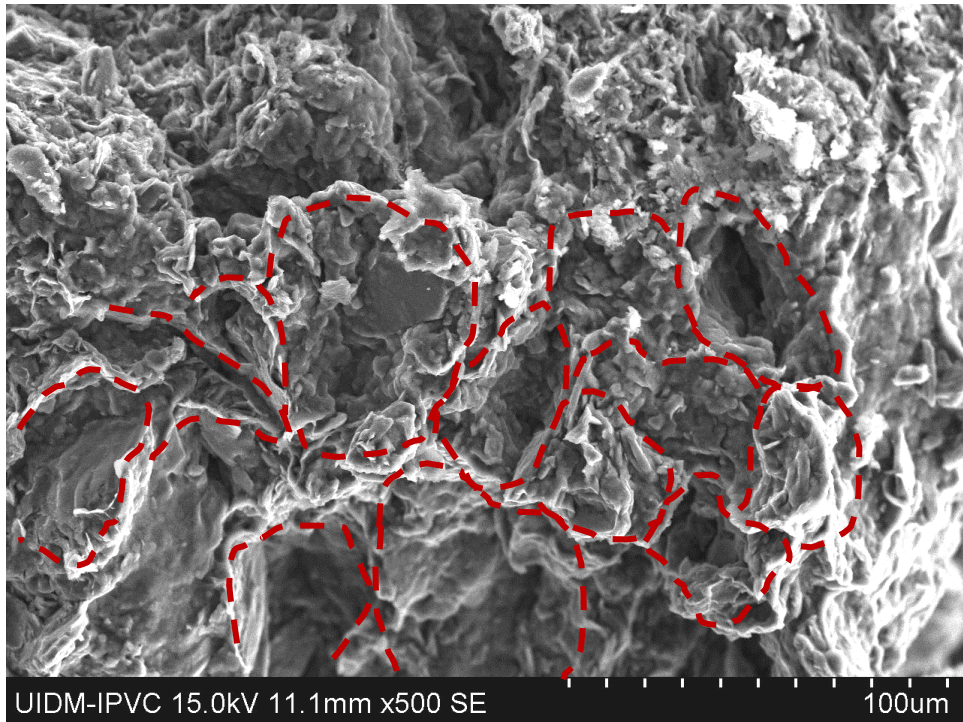


Figura 3.36 - Estrutura em favo de mel (amostra 1 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)

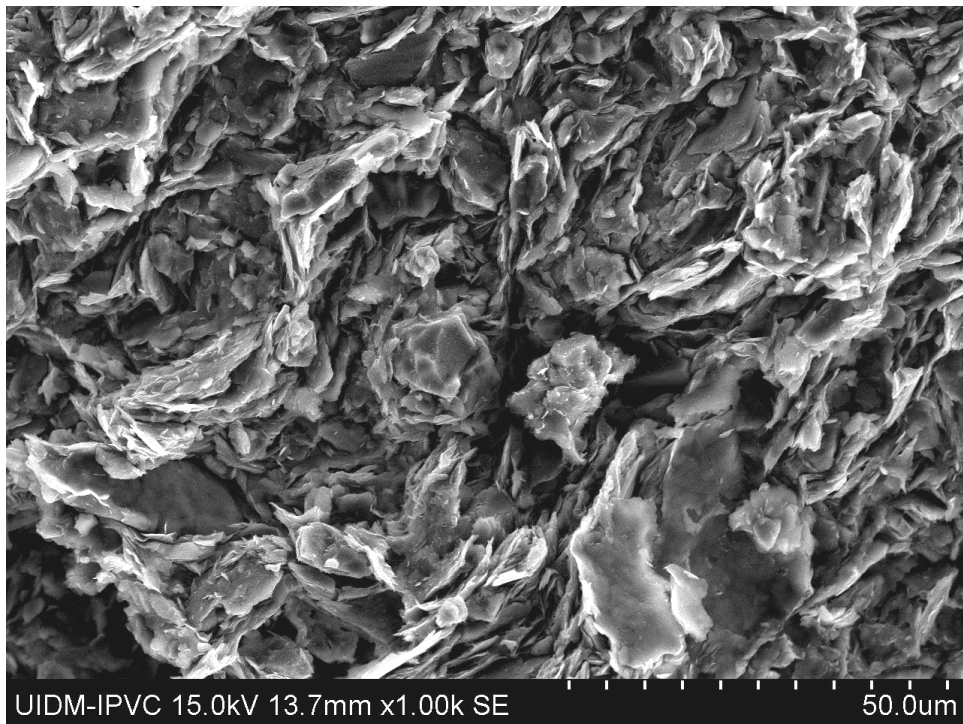


Figura 3.37 – Aspeto da estrutura em favo de mel (amostra 4 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)



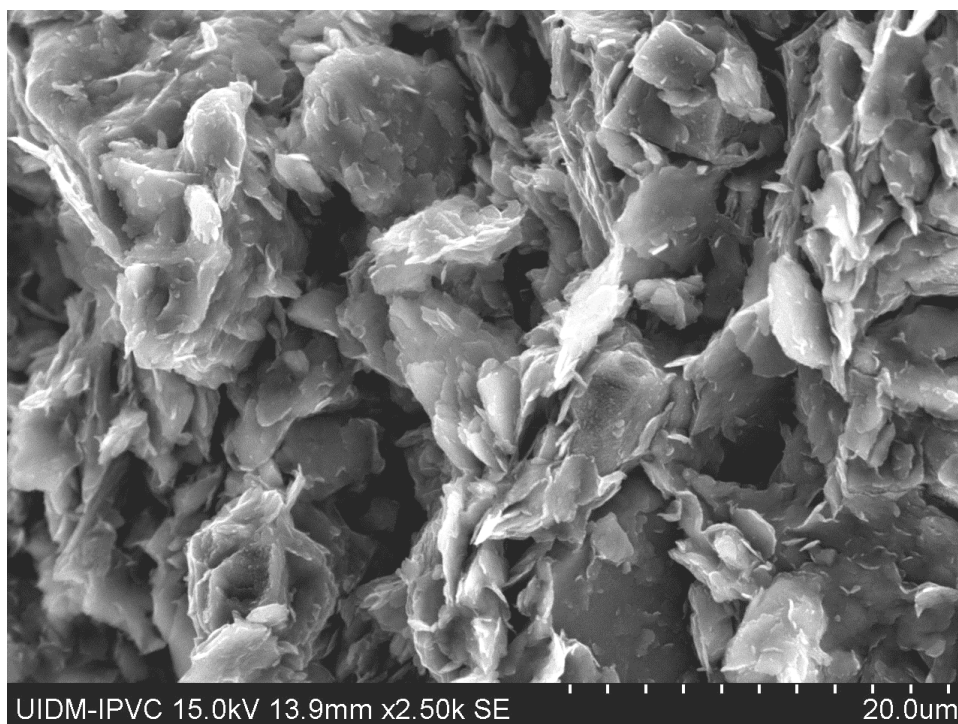


Figura 3.38 – Estrutura em favo de mel (amostra 4 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)

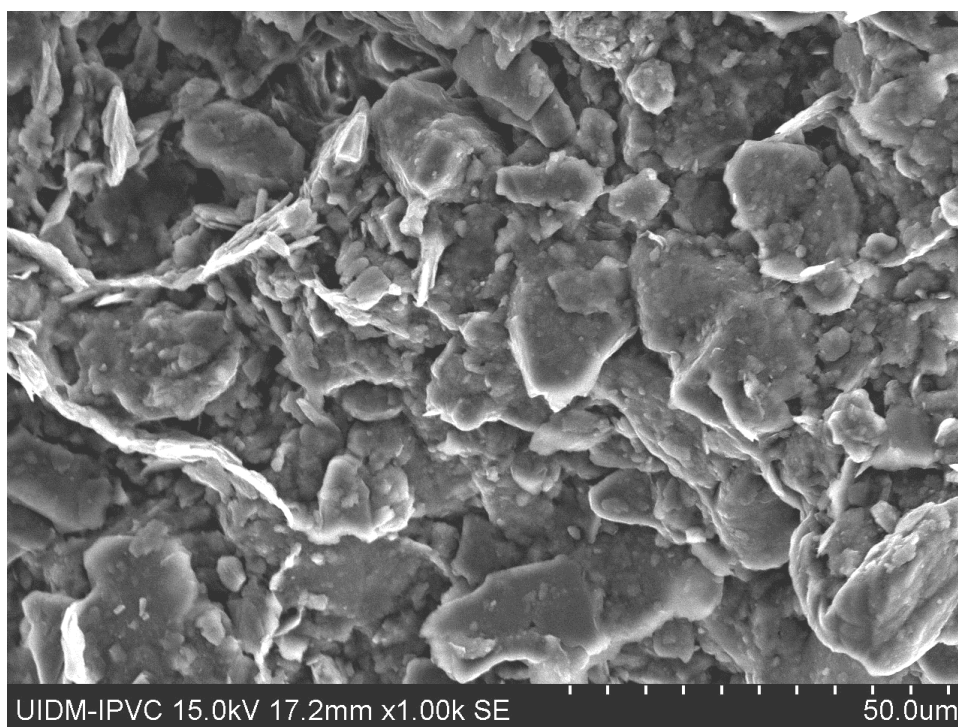


Figura 3.39 – Orientação marcada das partículas (amostra 5 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)

Tal como se observou nas amostras das camadas de Prazeres, a heterogeneidade das partículas em termos de dimensão, composição e forma leva a que a matriz mais fina seja frequentemente interrompida por partículas de maiores dimensões, que alteram localmente o aspeto da estrutura destes materiais. Estas partículas podem ser grãos de areia ou silte, e em

torno deles as partículas de filossilicatos surgem com orientação diversa, como pode observar-se na Figura 3.41.

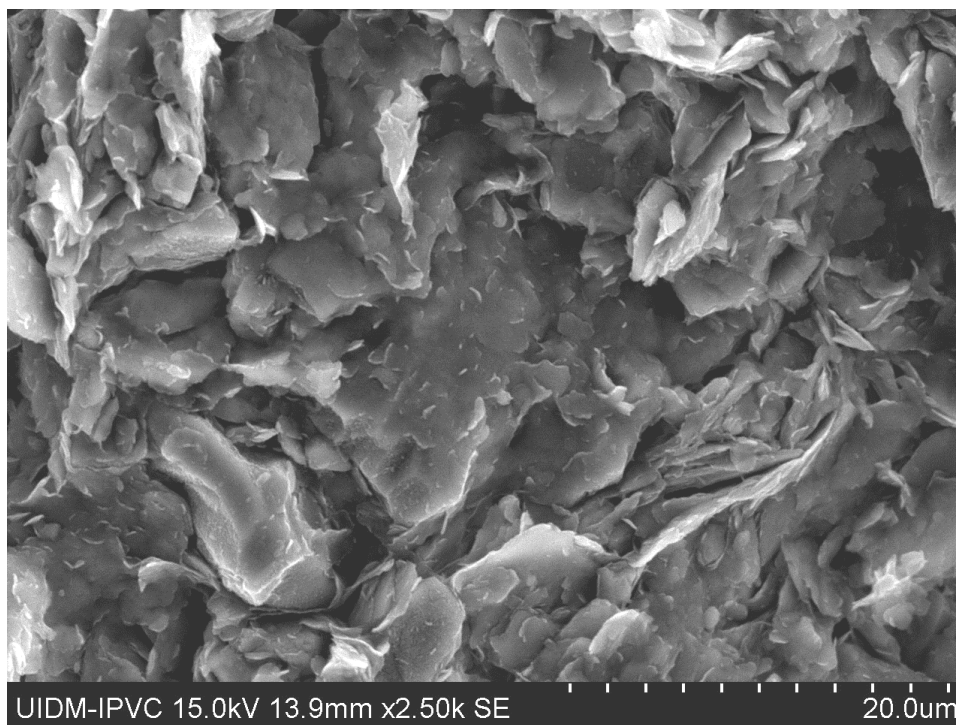


Figura 3.40 – Arranjo bastante orientado (amostra 4 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)

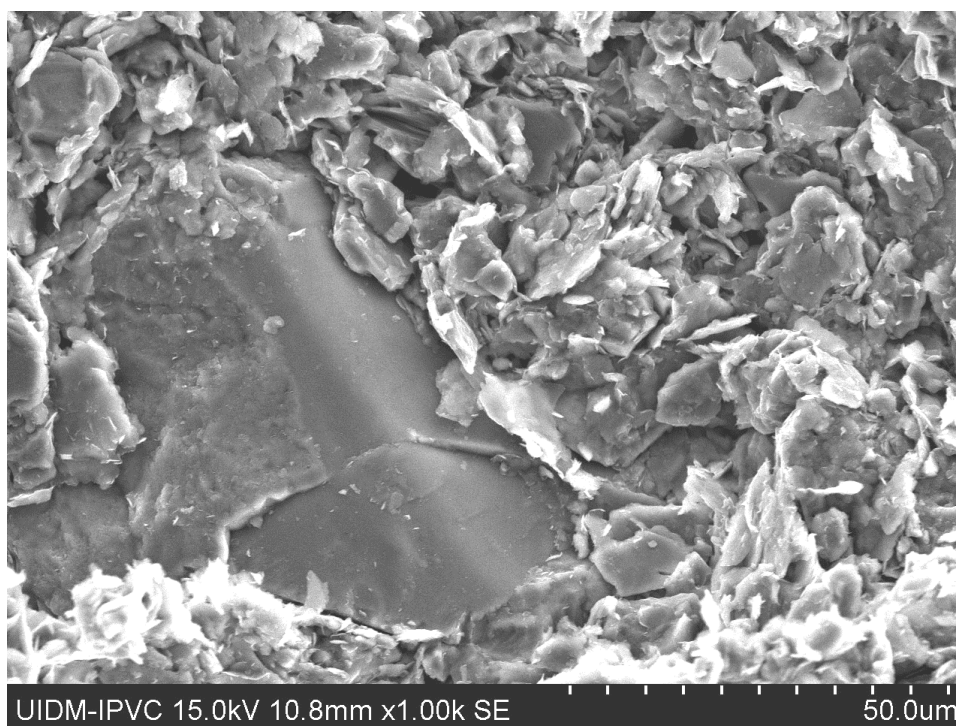


Figura 3.41 – Pormenor do arranjo os filossilicatos em torno da partícula de maiores dimensões (amostra 3 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)

Com maior ampliação foi possível observar em vários fragmentos a presença de domínios muito compactos de partículas de argila (pilhas) como mostram as Figuras 3.42 a 3.44.

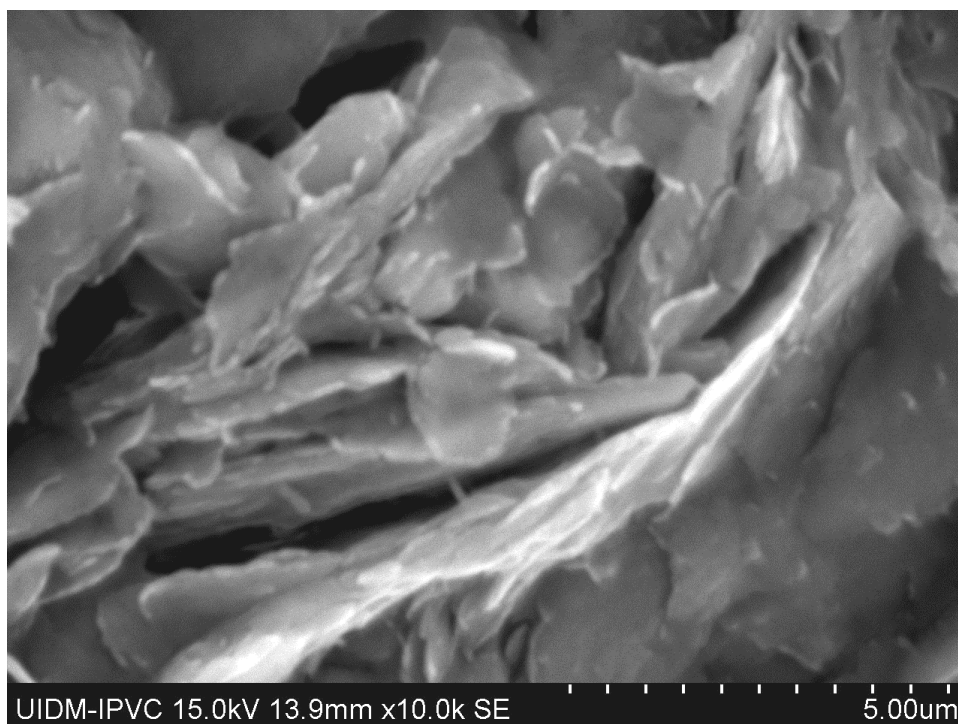


Figura 3.42 – Pilhas de partículas de argila (amostra 4 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)

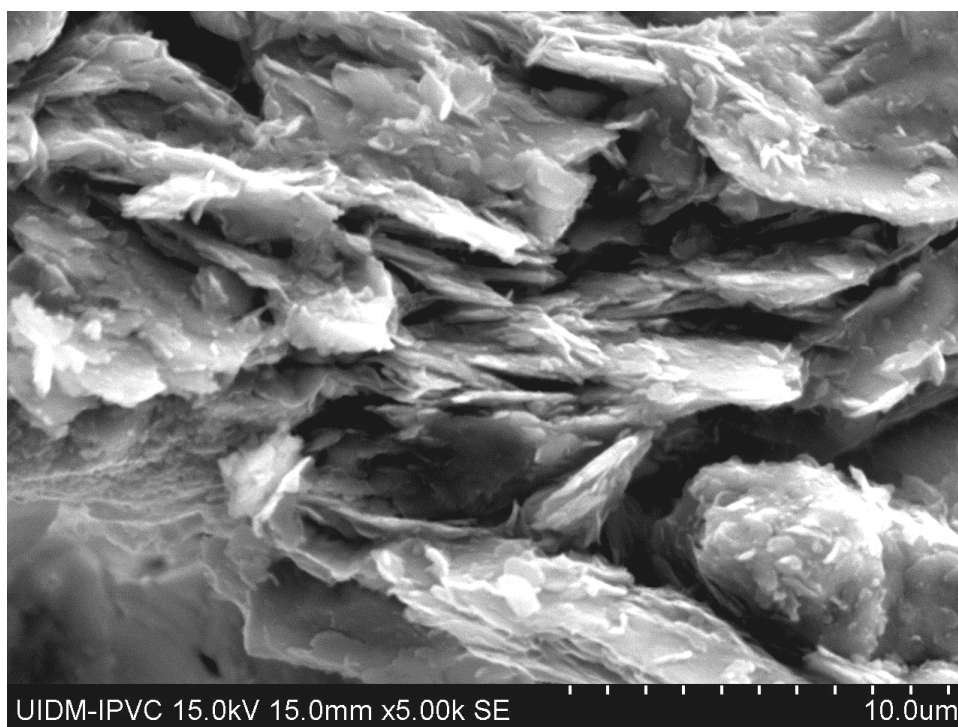


Figura 3.43 – Pormenor dos arranjos compactos de partículas de argila (amostra 4 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)



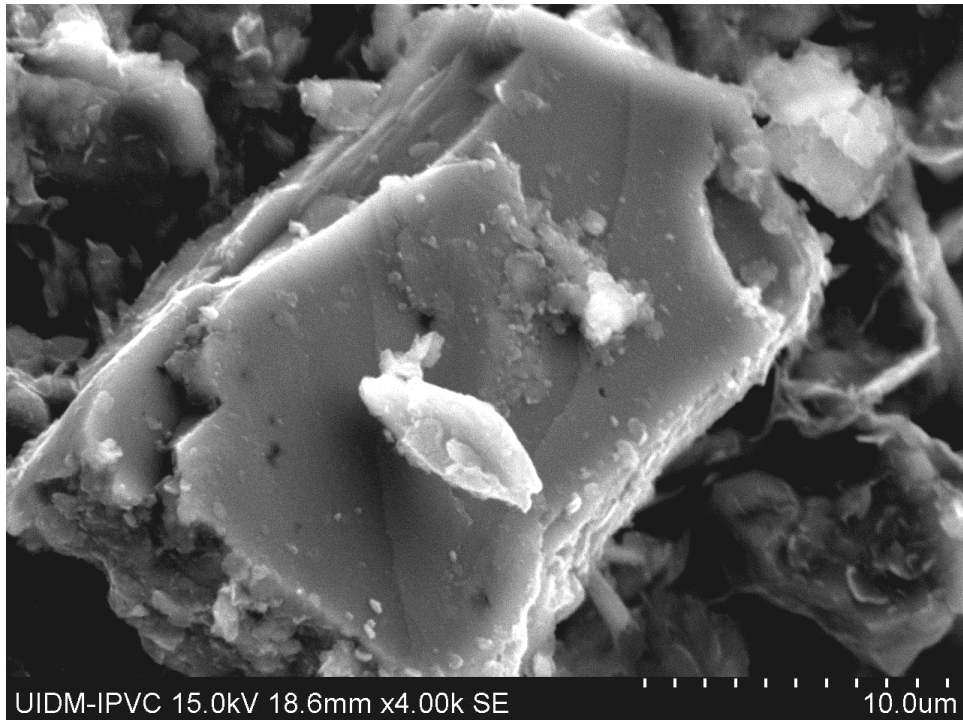


Figura 3.44 – Arranjo muito compacto dos filossilicatos (pilha) na amostra 5 da unidade Argilas do Forno do Tijolo

Nas amostras de Argila do Forno do Tijolo, foram ainda observadas várias lâminas de ilite, que dada a sua dimensão e se designam por micas, como mostram a Figura 3.45 e a Figura 3.46.

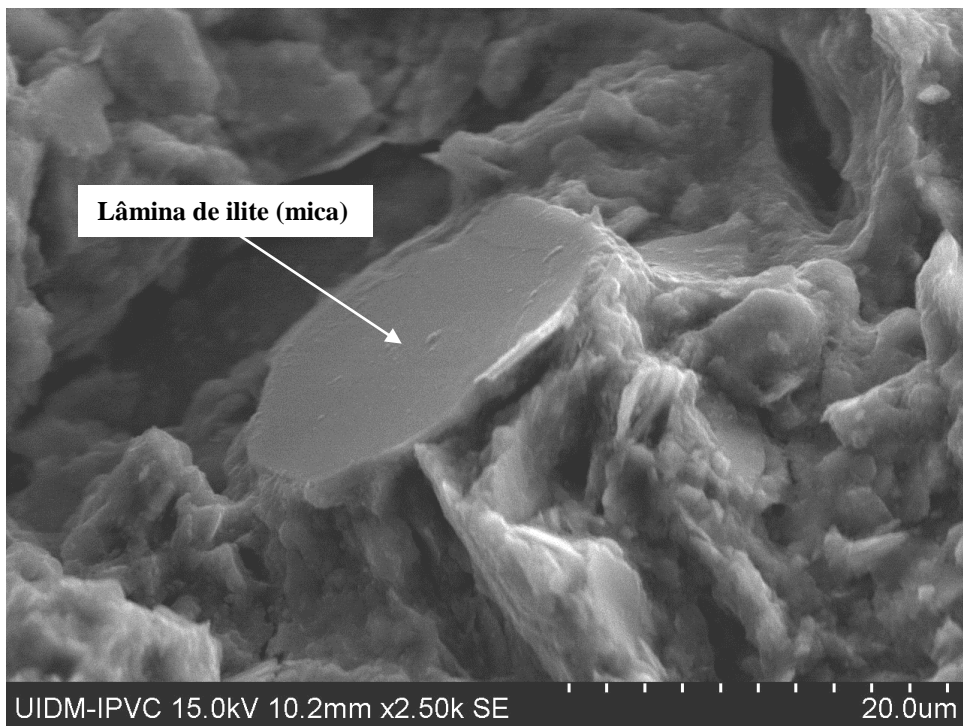


Figura 3.45 – Filossilicato com arranjo muito compacto e dimensões superiores às das partículas de argila (amostra 1 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)

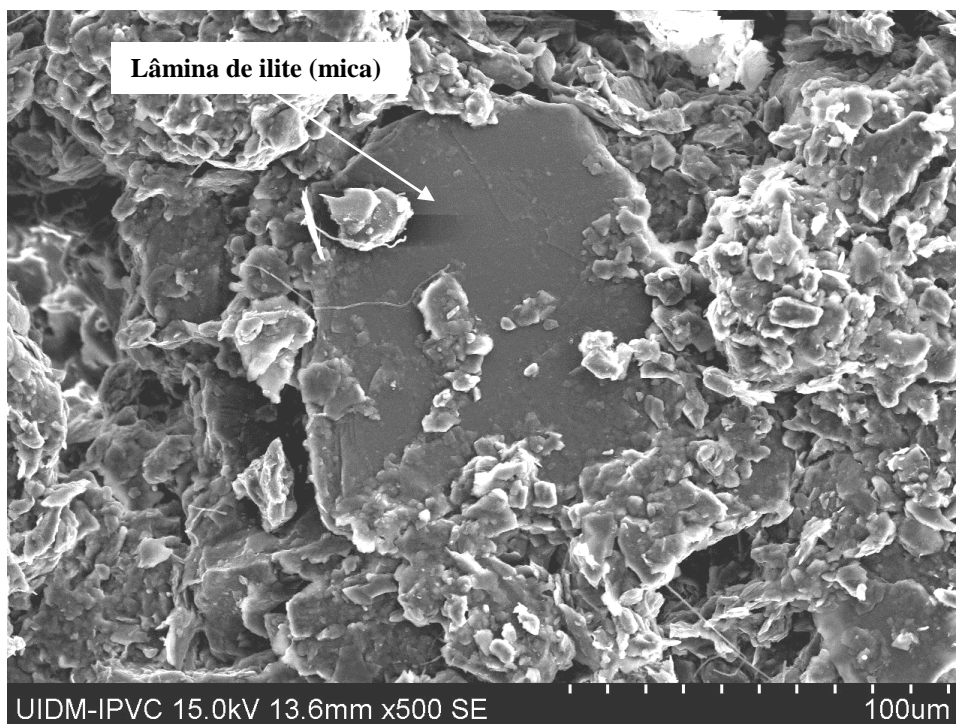


Figura 3.46 – Folha de mica (amostra 2 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)

As imagens mais ampliadas permitiram observar contactos do tipo *face-a-face* e *topo-a-face* de partículas, como mostram a Figura 3.47 e a Figura 3.48, e a presença de pontes de filossilicatos a unir diferentes domínios, como ilustra a Figura 3.49.

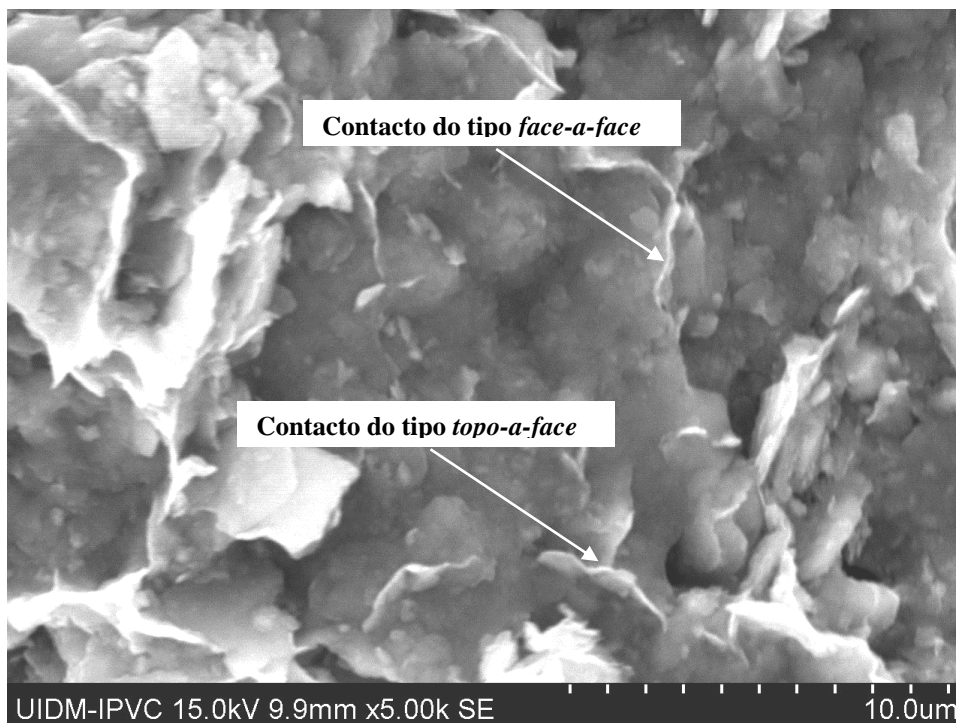


Figura 3.47- Contactos *face-a-face* e *topo-a-face* entre partículas de argila (amostra 1 da unidade Argilas do Forno do Tijolo)

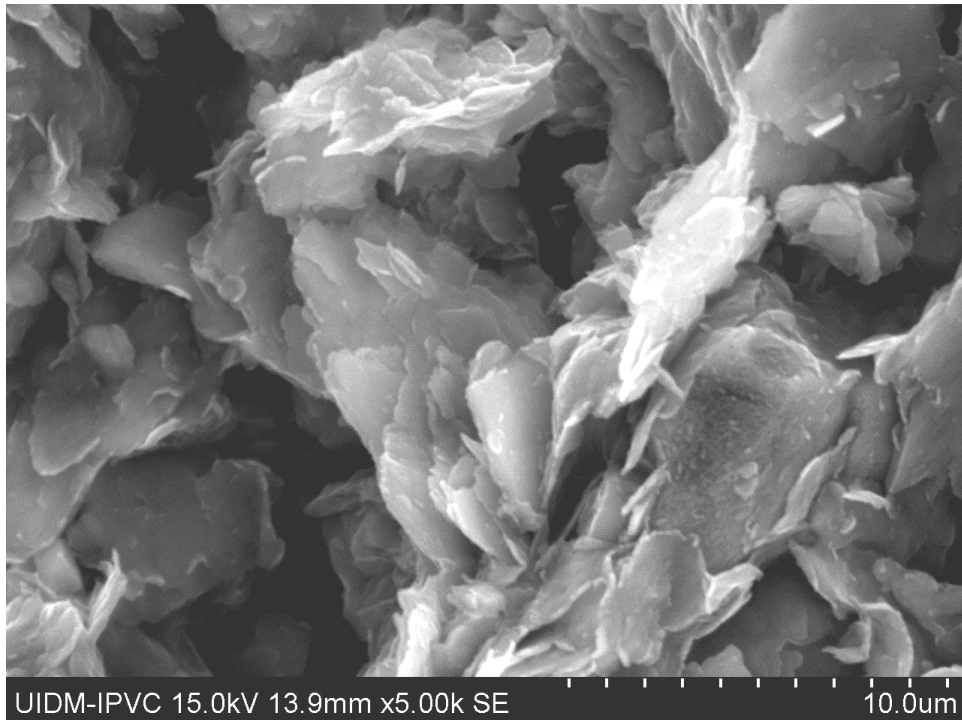


Figura 3.48 – Aspeto de um arranjo de partículas de argila com diferentes tipos de contactos entre partículas (amostra 4)

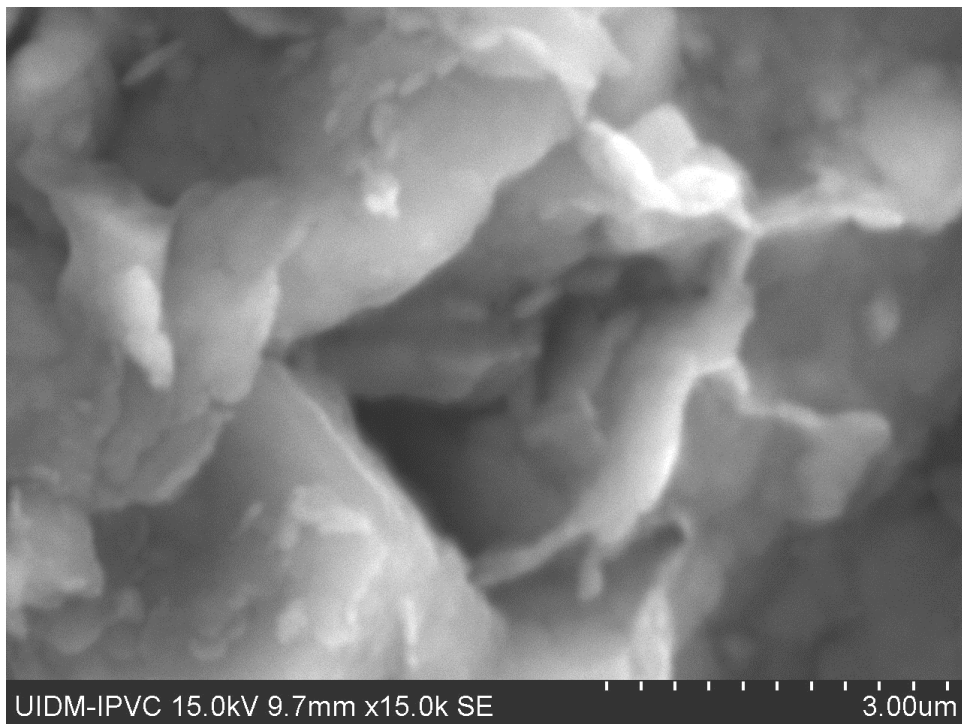


Figura 3.49- Ponte de fillosilicatos a fazer a ligação entre dois domínios (amostra 2)

#### 3.4.4.3 Conclusões

A análise mineralógica por difração de raios-X e a observação com recurso ao MEV, permitiu concluir que as Argilas do Forno do Tijolo apresentam na sua composição uma considerável percentagem de quartzo, o que se resulta muito provavelmente de serem provenientes da deposição de sedimentos resultantes da erosão das cadeias montanhosas do interior, constituídas

por granito, xisto e quartzito. Embora em percentagens diversas e não necessariamente muito significativas, foram encontradas em todas as amostras das Argilas do Forno do Tijolo albite e moscovite. A albite é uma plagioclase sódica e as plagioclases estão presentes na maior parte dos sedimentos de rochas, tanto na forma de minerais primários como autigénicos<sup>34</sup>. A moscovite é uma das micas mais frequentes e ocorre numa grande variedade de ambientes geológicos, nomeadamente em sedimentos que sofreram metamorfismo regional

Ao contrário da unidade Camadas de Prazeres, não foram detetados fósseis nem microfósseis, e a presença de calcite foi negligenciável. Também não foram observadas pirites, o que pode conduzir à ideia de que os solos desta unidade não terão sido sujeitos a processos diagenéticos, que são em muitos casos responsáveis pela presença de *bonding*. Esta ideia deve no entanto ser encarada com forte reserva, já que a validade das observações realizadas está condicionada à representatividade das amostras analisadas. A investigação da presença de *bonding* nas Argilas do Forno do Tijolo, não foi explorada por se considerar estar fora do âmbito deste trabalho.

---

34 Um mineral designa-se por autigénico quando é originado por processos diagenéticos que fazem variar a composição química dos sedimentos previamente acumulados

# 4

## CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

### 4.1 Introdução

Nas últimas décadas foram construídas na região de Lisboa numerosas obras de grande importância e complexidade técnica, que implicaram a caracterização geotécnica dos terrenos interessados, que incluem muitas vezes as formações miocénicas. O âmbito desta caracterização geotécnica é em geral tanto maior quanto mais complexa a obra a que se refere, podendo incluir apenas a realização de furos de sondagem com identificação das principais unidades litoestratigráficas interessadas, envolver a realização de ensaios de campo, ou ainda incluir a recolha de amostras e os resultados de ensaios laboratoriais. Do conjunto das obras com maior relevância, destacam-se as obras de expansão da rede do Metropolitano de Lisboa, as escavações para caves ou parques de estacionamento subterrâneos, e também obras de fundações para novos edifícios. O acervo de dados e de resultados é bastante significativo e encontra-se disperso pelas diversas entidades interessadas pela realização dessas obras, nomeadamente pelas empresas de prospeção geotécnica, pelas empresas construtoras, pelos gabinetes de projeto ou mesmo pelos donos de obra. A compilação e o tratamento sistemático destes dados surgem naturalmente como uma forma de contribuir para aprofundar o conhecimento acerca das características destes solos, particularmente tendo em conta a escassez de bibliografia técnico-científica sobre os mesmos.

Na análise destes solos foi dada particular importância à composição granulométrica, aos limites consistência e a outros índices físicos, com o objetivo de estabelecer relações entre parâmetros. As formações analisadas incluem as *Argilas e Calcários dos Prazeres*, recentemente denominadas por *Camadas de Prazeres* (Pais *et al.*, 2006), as *Argilas do Forno do Tijolo* e as *Argilas Azuis de Xabregas*.

## 4.2 Base de dados

### 4.2.1 Metodologia

As características físicas das três formações argilosas da Série Miocénica em Lisboa foram recolhidas a partir dos relatórios de prospeção geotécnica realizados no âmbito da construção de diversas obras, com ênfase particular para as obras do Metropolitano de Lisboa, que incluem campanhas de caracterização bastante abrangentes, quer em relação ao número de ensaios realizados quer no que respeita à sua diversidade. Os ensaios de identificação que compõem esta análise resultam ainda da compilação de resultados gentilmente cedidos por empresas de prospeção geotécnica referentes a outras obras, com menor número de amostras ensaiadas.

A primeira triagem dos dados foi realizada a partir da localização da obra e do seu posicionamento sobre a Carta Geológica de Lisboa. Este processo foi desenvolvido com recurso ao programa Google Earth<sup>®</sup>, no qual se inseriu a Carta Geológica de Lisboa à escala 1:10 000, permitindo sobrepor as diversas localizações, em forma de morada ou de coordenadas M e P, e identificar os processos que poderiam conter informação relevante.

Uma vez que os elementos de estudo foram recolhidos junto de entidades diversas, a sua organização era também diversa, pelo que a identificação do local interessado não foi conseguida sempre da mesma forma. No caso das empresas que dispunham de arquivos informatizados existiam listagens dos relatórios realizados, na maior parte dos casos ordenadas cronologicamente, e que continham toda a informação sobre que dados neles se poderiam encontrar. Estas listagens incluem, geralmente: o número do processo, a identificação do cliente, a designação ou descrição do trabalho, o local, a data, o estado (concluído ou em curso) e a existência ou não do relatório em formato digital. Quando o relatório existe em formato digital há geralmente uma ligação ao mesmo ou pelo menos uma referência ao sítio onde pode ser encontrado. Em alguns casos há ainda informação relativa à realização ou não de sondagens, poços, ensaios de campo, ensaios laboratoriais e à georreferenciação. Nestes casos, a recolha de informação foi facilitada uma vez que a triagem foi feita a partir dessas listagens.

Importa salientar que apenas os trabalhos efetuados a partir sensivelmente do final da década de 1990 existem de base em formato digital. Todos os trabalhos anteriores a essa data tiveram que ser digitalizados, sendo o trabalho mais antigo a que se teve acesso datado de 1976.

As listagens dos trabalhos realizados permitem para os processos mais antigos identificar o existente mas raramente contêm os documentos digitalizados, pelo que é necessário encontrá-los nos arquivos, tarefa que nem sempre é possível. No âmbito do Projeto *GeoSIS\_Lx - Modelação e cartografia geológica e geotécnica tridimensional em áreas urbanas – aplicação a Lisboa*, foi feito um levantamento cuidado e bastante completo do acervo de algumas empresas de prospeção, e desenvolvidas listagens que incluíram para os processos mais antigos um resumo do seu conteúdo e a digitalização dos elementos que os constituem (relatórios, *logs* de sondagens, boletins de ensaio, etc.). Estes elementos foram de grande valor ao facilitarem em alguns casos a recolha aqui apresentada.

Nos casos de empresas que não possuem bases de dados informatizadas a recolha dos dados passou por procurar nos arquivos os relatórios que poderiam ser relevantes. Esta procura partiu naturalmente dos registos existentes onde se identificam as principais obras realizadas em cada ano pela empresa. Das empresas de prospeção que colaboraram neste trabalho de recolha, apenas uma não dispunha de uma base de dados informatizada que facilitasse o acesso aos relatórios, embora tenham sido obtidos via dono de obra (cliente).

Após triar os relatórios por local verificou-se que, na maior parte dos casos, em particular quando se trata de obras mais pequenas, as campanhas de prospeção incluem apenas a realização de sondagens e ensaios de penetração dinâmica, e não fornecem dados relativos a ensaios de identificação. Na perspetiva de efetuar a caracterização física destes solos, foram então escolhidos apenas os relatórios que incluíssem no mínimo informação acerca dos índices físicos do solo. De entre estes relatórios, passou-se por fim a selecionar aqueles cujos ensaios laboratoriais interessassem as formações em estudo: Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas.

Após esta triagem, passou-se à organização dos dados propriamente ditos. Os elementos constantes dos relatórios foram compilados numa folha de cálculo, onde se registaram para cada unidade geológica: a origem do relatório, o nome ou número de referência do documento; o número da sondagem e (ou) da amostra estudada, a profundidade a que foi recolhida, a sua granulometria, os limites de Atterberg, o índice de plasticidade, o teor em água natural, o índice de consistência, o peso volúmico, a densidade das partículas sólidas, o índice de vazios natural e o peso volúmico seco.

#### **4.2.2 Locais de amostragem**

No processo acima descrito foram visados cerca de 709 processos de obras realizadas em Lisboa entre 1976 e 2010. Importa realçar que muitos destes processos, apesar de serem referentes a obras em zonas onde ocorrem as formações em estudo, não tinham resultados de ensaios para este efeito. Muitas vezes, apesar de conterem informação sobre granulometria e limites de

consistência, as amostras estudadas não respeitavam as formações interessadas por este trabalho. No total, foram tratados os resultados dos ensaios para a caracterização física de solos realizados sobre 736 amostras, das quais 495 correspondem às Camadas de Prazeres, 229 respeitam as Argilas do Forno do Tijolo e apenas 12 interessam as Argilas de Xabregas. Com efeito, e como se descreve no terceiro capítulo deste trabalho, as duas primeiras ocupam uma área mais significativa do subsolo da cidade, pelo que estão bastante mais representadas.

O Quadro 4.1 apresenta o resumo dos locais de amostragem para os quais se dispunha de informação sobre as características físicas, as formações interessadas, o número de amostras analisadas (n) e o intervalo das profundidades a que estas foram recolhidas. No caso de projetos mais relevantes, com maior número de resultados disponíveis, estes foram agrupados por “Obra”. É o caso das obras do Metropolitano de Lisboa, cujos resultados foram tratados em conjunto, organizados por Linha Azul, Linha Amarela, Linha Vermelha e Linha Verde. Para as obras mais pequenas os elementos foram organizados por localização, para poderem ser tratados em conjunto como relativos às unidades geológicas em zonas geograficamente próximas.

Quadro 4.1 - Resumo dos locais de amostragem para ensaios de identificação

	Obra /Localização	Formação interessada	n	Prof. (m)
M.L. - Linha Vermelha	Túnel Término	Camadas de Prazeres	35	12,6 a 31 m
	Alameda - Vale de Chelas	Argilas do Forno do Tijolo	52	5 a 41,9 m
	Alameda – S. Sebastião	Camadas de Prazeres	5	15 a 25 m
	Alameda – S. Sebastião	Argilas de Xabregas	6	9,5 a 21,5 m
	Olivais	Argilas de Xabregas	2	1,15 a 1,85 m
	Estação Encarnação	Argilas de Xabregas	3	21,5 a 23 m
	Estação Alameda II	Argilas do Forno do Tijolo	18	5 a 41,4 m
M.L. - Linha Amarela	Rotunda-Rato	Camadas de Prazeres	9	3,3 e 10,5 m
	Estação Ameixoeira	Camadas de Prazeres	3	23 a 37,5 m
	Campo Grande – Lumiar – Poço de Ataque	Camadas de Prazeres	6	8,15 a 25,5 m
		Argilas do Forno do Tijolo	4	14 a 20 m
	Nova Estação Lumiar	Argilas do Forno do Tijolo	2	15 a 20,1 m
	Estação Ameixoeira	Argilas do Forno do Tijolo	2	12,5 a 14,15 m
	Cidade Universitária – Entre-Campos	Camadas de Prazeres	15	7,2 a 25,15 m
Largo do Rato	Camadas de Prazeres	2	6 a 9 m	
M.L.--Linha Verde	Estação Areeiro	Argilas do Forno do Tijolo	10	15 a 19,75 m
	Estação Madrid	Argilas do Forno do Tijolo	3	13 a 14,2 m
	Estação de Santa Apolónia	Argilas do Forno do Tijolo	9	25,5 a 40,5 m
	Estação do Terreiro do Paço	Argilas do Forno do Tijolo	4	26 a 27,75 m
M.L.: - Linha Azul	Término provisório – Praça do Comércio	Argilas do Forno do Tijolo	4	28 a 30,7 m
	Interface fluvial do Terreiro do Paço	Argilas do Forno do Tijolo	1	35 m
	Término provisório Baixa - Praça do Comércio	Camadas de Prazeres	3	23,5 a 25,25 m



Quadro 4.1 - Resumo dos locais de amostragem para ensaios de identificação (cont.)

	Obra /Localização	Formação interessada	n	Prof. (m)
M.L. - Baixa - Chiado	Restauradores – Baixa/Chiado - Rossio – Cais do Sodré	Camadas de Prazeres	22	10 a 55 m
	P. Marinha - T. Paço - Santa Apolónia	Camadas de Prazeres	83	5 a 58,7 m
	Poço da Marinha - Terreiro do Paço	Argilas do Forno do Tijolo	11	27,8 a 51,4 m
	Poço de acesso à Est. Baixa- Chiado	Camadas de Prazeres	5	18,9 a 33,9 m
	Troço Alfândega – Sta. Apolónia	Argilas do Forno do Tijolo	3	29 a 30 m
Baixa	Rua Victor Cordon	Camadas de Prazeres	5	23,5 a 31,4 m
	Rua 1º de dezembro	Camadas de Prazeres	2	6 a 11 m
	Rua Ivens	Camadas de Prazeres	2	36 a 40 m
	Estação do Rossio	Camadas de Prazeres	2	1 a 2 m
	Túnel do Rossio	Camadas de Prazeres	16	2,5 a 22 m
	Rua da Madalena	Camadas de Prazeres	2	6 a 9 m
		Argilas do Forno do Tijolo	3	6 a 14 m
	R. dos Condes	Camadas de Prazeres	2	15,25 a 21,3 m
	Rua Capelo	Camadas de Prazeres	1	33 m
	Calçada do Sacramento	Camadas de Prazeres	1	36 m
	Travessa Ferregial	Camadas de Prazeres	1	27 m
	Estações Elevatórias, T. Paço	Camadas de Prazeres	2	15 a 21 m
Cais do Sodré	Interface	Camadas de Prazeres	2	21 a 28,25 m
	Av. 24 de julho	Camadas de Prazeres	2	20 a 26 m
Santa Apolónia	Cais de Santa Apolónia - Jardim do Tabaco	Argilas do Forno do Tijolo	17	14,5 a 37,7 m
N. Sra de Fátima	Av. da República	Camadas de Prazeres	5	4,7 a 10 m
	Largo do Duque de Saldanha	Camadas de Prazeres	3	8 a 10 m
	Campo Pequeno	Camadas de Prazeres	11	3 a 24,15 m
	Av. Casal Ribeiro	Camadas de Prazeres	4	2 a 8 m
	Av. 5 de outubro	Camadas de Prazeres	4	2 a 21 m
	Av. Marquês de Tomar	Camadas de Prazeres	4	6,6 a 14,9 m
	Av. Duque d'Ávila	Camadas de Prazeres	2	3,7 a 6,7 m
	Av. Defensores de Chaves	Camadas de Prazeres	2	1,75 a 6,4 m
Campo Grande	Reitoria da Universidade de Lisboa	Argilas do Forno do Tijolo	3	4,5 a 7,5 m
Estrela e Lapa	Rua de Santo Ildefonso	Camadas de Prazeres	1	3 m
	Rua Anastácio Rosa	Camadas de Prazeres	1	5,8 m
	R. Borges Carneiro	Camadas de Prazeres	3	7,5 a 11,63 m
	R. Buenos Aires	Camadas de Prazeres	3	7,07 a 10,87 m
	R. da Lapa	Camadas de Prazeres	2	7,5 a 9 m
	ISEG	Camadas de Prazeres	1	9 m

Quadro 4.1 - Resumo dos locais de amostragem para ensaios de identificação (cont.)

	Obra /Localização	Formação interessada	n	Prof. (m)
Alvalade	Av. Gago Coutinho	Camadas de Prazeres	2	3,2 a 5,1 m
	Estação CP Roma-Areeiro	Argilas do Forno do Tijolo	3	1,1 a 4 m
	Ampliação da Estação Roma	Argilas do Forno do Tijolo	11	2,5 a 9 m
	Av. de Roma	Argilas do Forno do Tijolo	3	1,95 a 3,45 m
	Rua José Duro	Argilas do Forno do Tijolo	4	1,5 a 3,15 m
	Novo Estádio José de Alvalade	Argilas do Forno do Tijolo	21	9,75 a 18,85 m
	Metropolis	Argilas do Forno do Tijolo	5	3 a 10 m
Coração de Jesus	Av. da Liberdade	Camadas de Prazeres	3	7,8 a 8 m
	Rua Rosa Araújo	Camadas de Prazeres	2	8,4 a 9,5 m
	R. Barata Salgueiro	Camadas de Prazeres	5	3 a 10 m
Benfica	Calhariz de Benfica	Camadas de Prazeres	8	5,15 a 8,35 m
	Complexo Norte-Sul, Torres de Lisboa	Camadas de Prazeres	4	2 a 7 m
	Telheiras	Argilas do Forno do Tijolo	7	4 a 13,15 m
	Novo Estádio SLB	Camadas de Prazeres	6	8,4 a 22 m
Campolide	Túnel do Marquês	Camadas de Prazeres	9	2,7 a 5,8 m
	Amoreiras	Camadas de Prazeres	9	2,8 a 12,9 m
	Av. Duarte Pacheco	Camadas de Prazeres	3	2,71 a 2,75 m
S. Sebastião	Pavilhão Carlos Lopes	Camadas de Prazeres	6	6 a 22 m
	R. Tomás Ribeiro	Camadas de Prazeres	2	3,5 a 6,5 m
Odivelas	Vale do Forno	Camadas de Prazeres	6	1,25 a 3,9 m
Anjos	Alameda Santo António dos Capuchos	Camadas de Prazeres	6	3,15 a 4,65 m
	Beco do Monte	Argilas do Forno do Tijolo	3	8,4 a 8,7 m
Lumiar	R. Freitas Branco	Camadas de Prazeres	5	2,25 a 15,02 m
	Escola Básica n.º91	Argilas do Forno do Tijolo	1	12 m
Campo de Ourique	R. Ferreira Borges	Camadas de Prazeres	1	9,15 m
Santos	Av. D. Carlos I	Camadas de Prazeres	1	11,25 m
São José	Príncipe Real	Camadas de Prazeres	10	6 a 16,63 m
	R. da Alegria	Camadas de Prazeres	4	7,5 a 16,5 m
São Paulo	Av. Dom Carlos I	Camadas de Prazeres	3	1,8 a 3,4 m
São Jorge de Arroios	Palácio Sotto Maior	Camadas de Prazeres	11	2,2 a 24,7 m
	Aeroporto	Argilas de Xabregas	1	2,5 m

O somatório dos elementos do quadro anterior não é igual ao total de resultados analisados uma vez que, para além dos que o quadro resume, foram ainda considerados os resultados de ensaios realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo publicados em Almeida (1991). Importa salientar que para estes resultados não se dispunha de informação acerca do local nem da profundidade a que as amostras foram recolhidas.

### 4.2.3 Características estudadas

As características físicas estudadas foram: a composição granulométrica, os limites de Atterberg, o teor em água natural, o peso volúmico do solo, a densidade das partículas sólidas, o índice de vazios e o peso volúmico seco do solo. Em primeiro lugar separaram-se os dados relativos às Camadas de Prazeres, às Argilas do Forno do Tijolo e às Argilas Azuis de Xabregas. Para estas três unidades foi possível obter intervalos de variação, médias e desvios padrão do total de resultados recolhidos. Em seguida foram consideradas algumas obras ou localizações com maior número de amostras estudadas e repetiu-se o estudo estatístico, considerando em paralelo os resultados das três unidades geológicas.

Relativamente à forma como as amostras foram comparadas, importa salientar que inicialmente foram consideradas tanto a profundidade a que estas foram recolhidas como a cota a que efetivamente se encontravam, determinada a partir do conhecimento da cota da boca do furo de sondagem. No entanto, a cota da boca do furo de sondagem não consta de muitos boletins de ensaio, pelo que o tratamento com base na cota inviabilizaria o uso de um número muito significativo de resultados. Por outro lado, verificou-se que havia uma maior concordância nas gamas de valores dos diversos índices físicos quando estes se agrupavam por profundidade do que quando se consideravam as cotas, pelo que a primeira opção foi preferida.

## 4.3 Camadas de Prazeres

### 4.3.1 Composição granulométrica

Os solos que pertencem às Camadas de Prazeres apresentam uma significativa diversidade relativamente à composição granulométrica. A fração silte é a mais significativa, sendo as percentagens de argila e areia bastante variáveis, pelo que se pode afirmar tratar-se de solos com granulometria extensa. Apesar do elevado número de amostras para as quais se dispunha da composição granulométrica, cerca de 350, apenas para 137 foi realizada a sedimentação, pelo que os resultados relativos a percentagem de argila que se apresentam neste ponto, se referem apenas a estes dados.

A Figura 4.1 mostra os valores médios da composição granulométrica para 137 amostras das Camadas de Prazeres e a Figura 4.2 apresenta a distribuição granulométrica em profundidade obtida para 79 amostras. Verifica-se que a fração silte é a mais significativa e a fração areia a menos representativa. Com efeito, a maior parte das amostras classifica-se como silte argiloso ou argila siltosa, como se verá adiante.

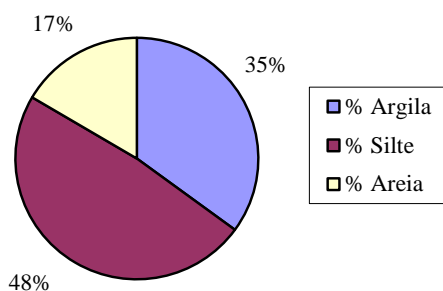


Figura 4.1 – Valores médios das percentagens de argila, silte e areia obtidos para as Camadas de Prazeres

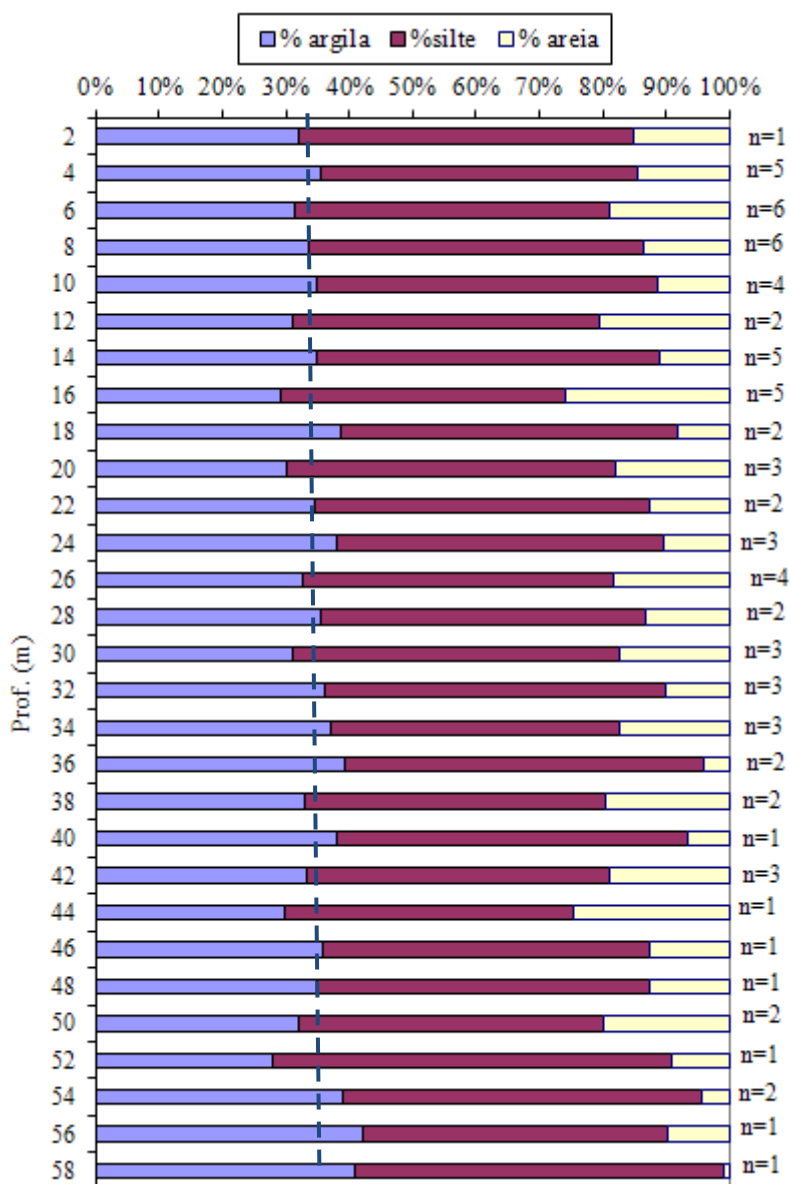


Figura 4.2 – Distribuição granulométrica em profundidade (valores médios) para as Camadas de Prazeres

No lado direito da Figura 4.2 mostra-se o número de amostras correspondentes a cada profundidade (n) que deram origem às médias apresentadas. Pode verificar-se que a percentagem de argila se apresenta aproximadamente constante em profundidade, ao contrário do que acontece com as frações silte e areia. A observação da figura sugere que a percentagem de areia tende a diminuir ligeiramente com o aumento da profundidade, mas o número de

amostras para as maiores profundidades foi menor, pelo que a representatividade dos resultados é também menor.

A representação da granulometria utilizando um diagrama triangular de Feret, que se apresenta na Figura 4.3, permite verificar a significativa heterogeneidade na composição das amostras das Camadas de Prazeres. Verifica-se que cerca de 35% das amostras correspondem a argilas siltosas e 23% correspondem a siltes argilosos, sendo as restantes percentagens bastante menos significativas, como ilustra a Figura 4.4.

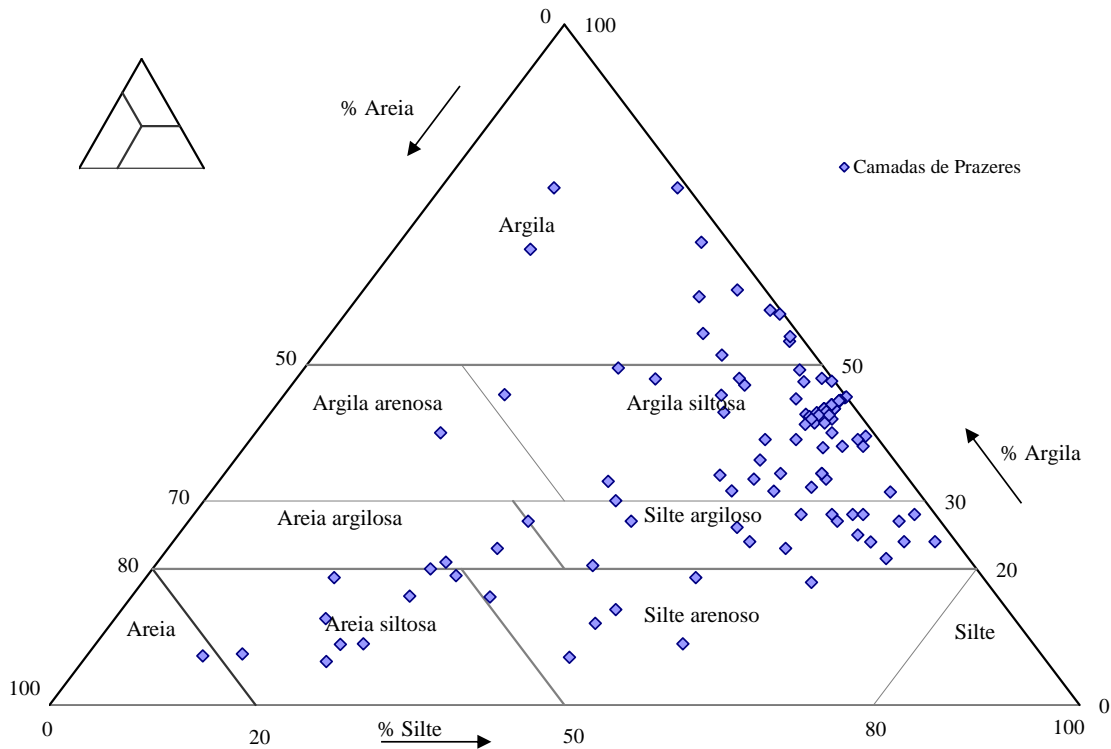


Figura 4.3 - Classificação das amostras recolhidas recorrendo ao triângulo de Feret para 137 amostras das Camadas de Prazeres

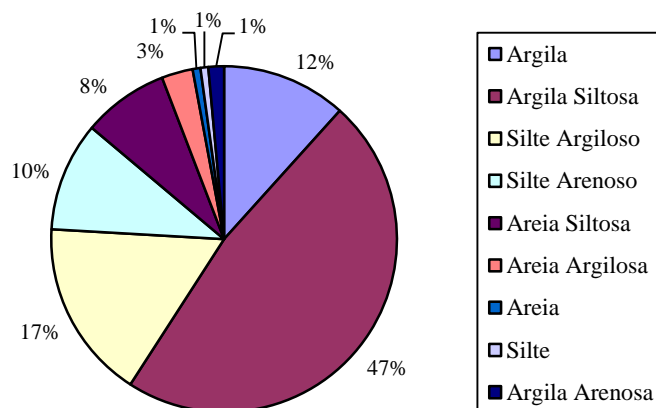


Figura 4.4 – Percentagens de amostras com diferentes classificações para as Camadas de Prazeres

Na Figura 4.5 apresenta-se a distribuição da fracção argilosa das amostras, percentagem de partículas com dimensão máxima inferior a 0,002 mm, em função da fracção fina, ou seja, a percentagem de partículas com dimensão máxima inferior a 0,06 mm. Da sua análise pode

concluir-se que a percentagem de argila presente nas amostras é muito variável e independente da percentagem de partículas finas. Com efeito, para amostras com 80 % a 100 % de fração fina a percentagem de argila varia entre 10 % e cerca de 80 %, pelo que não é possível estabelecer uma relação linear entre estes dois parâmetros. A variação na percentagem de argila presente nestas amostras deverá ser responsável por significativas variações no limite de liquidez das Camadas de Prazeres, que se apresenta no ponto seguinte. Admitindo que para esta unidade o mineral argiloso predominante é sempre o mesmo, uma variação tão considerável na percentagem de argila conduzirá certamente a substanciais diferenças na plasticidade das amostras.

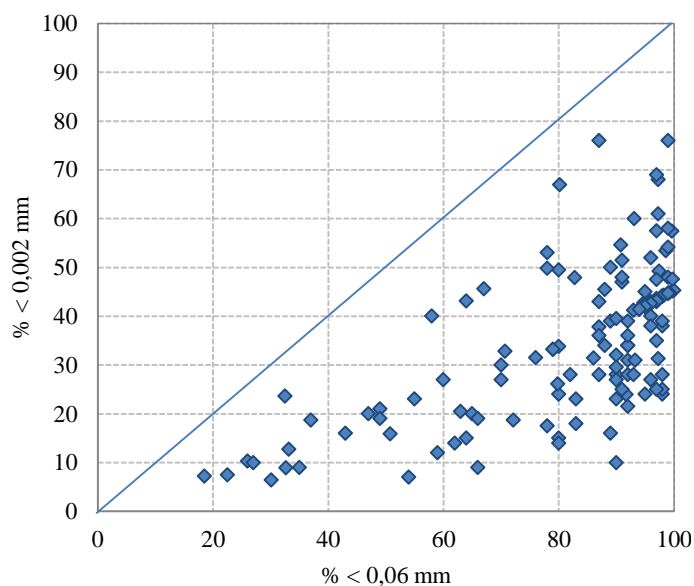


Figura 4.5 – Distribuição da fração argilosa em função da fração fina para as Camadas de Prazeres

### 4.3.2 Limites de Atterberg e teor em água

A determinação dos limites de Atterberg e do teor em água foi realizada para um número bastante significativo de amostras (n) e os valores estatísticos descritivos resumem-se no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Estatística descritiva para o teor em água natural, os limites de Atterberg e índices de consistência das amostras das Camadas de Prazeres

	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)	$w$ (%)	$I_C$ (%)
Mínimo	19,00	13,00	3,00	7,50	0,45
Máximo	72,00	57,00	53,00	37,70	2,67
Média	40,84	20,49	20,74	19,74	1,08
Desvio padrão	11,47	4,50	9,27	4,93	0,28
n	433	433	438	351	289

Verifica-se que se trata de argilas de média plasticidade, com teor em água em geral muito próximo do limite de plasticidade, pelo que apresentam índices de consistência característicos de solos rijos ou duros. Note-se que o número de resultados não é o mesmo para

todos os parâmetros apresentados, já que nem sempre se dispunha de informação relativa ao teor em água natural e aos limites de Atterberg para todas as amostras

A distribuição em profundidade dos limites de Atterberg e do teor em água natural apresenta-se na Figura 4.6a. A sua observação permite verificar que o teor em água natural não tende a diminuir em profundidade, mantendo-se, apesar de alguma dispersão, sensivelmente constante. Esta situação deverá estar relacionada com o elevado grau de sobreconsolidação dos solos desta unidade. De acordo com o que se descreve no capítulo 3 deste trabalho, os depósitos do Miocénico de Lisboa sofreram ao longo de 16 M.A. vários eventos transgressivos e regressivos, com acumulação e erosão de espessuras consideráveis de solo, o que lhes conferiu um elevado grau de sobreconsolidação. A máxima profundidade a que os resultados apresentados se referem é de cerca de 60 m, valor insuficiente para ser verificada uma tendência do teor em água natural diminuir em profundidade. O mesmo acontece, como se verá adiante, com o índice de vazios natural.

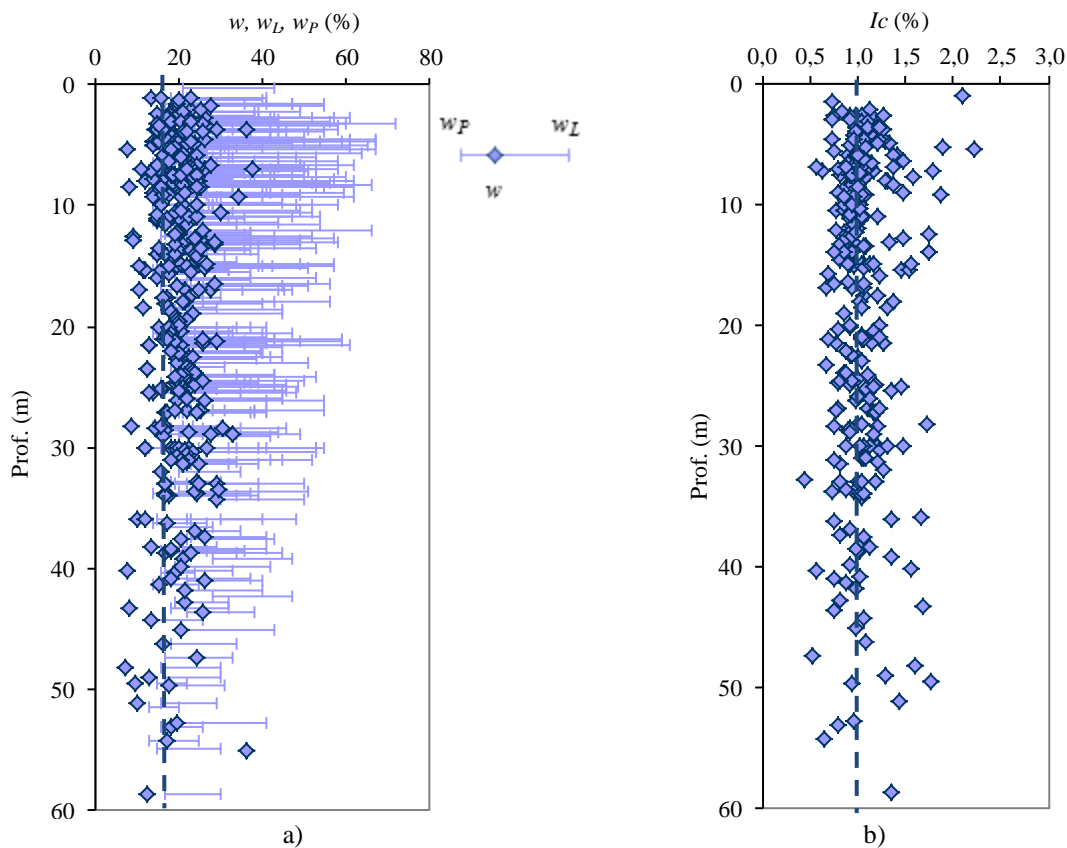


Figura 4.6 - Evolução em profundidade para as Camadas de Prazeres de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de consistência

Relativamente ao limite de liquidez, a Figura 4.6a mostra que este tende a diminuir com o aumento da profundidade. É ainda possível confirmar a localização do teor em água natural, na maior parte dos casos à esquerda do limite de plasticidade ou praticamente coincidente com este. A Figura 4.6b apresenta a variação em profundidade do índice de consistência.

A representação na Carta de Plasticidade de Casagrande, ilustrada na Figura 4.7, mostra que a fração fina da maior parte das amostras se classifica como argila magra, havendo algumas amostras de argila gorda e apenas uma percentagem pouco significativa de amostras classificadas como silte elástico. Na mesma figura apresenta-se ainda a reta de regressão obtida por Almeida (1991) para as Camadas de Prazeres, e que é descrita pela expressão:

$$I_p = 0,72*(w_L - 13) \quad 4.1$$

e ainda a reta de regressão linear obtida com todos os dados reunidos neste estudo expressa por:

$$I_p = 0,7*(w_L - 13,2) \quad 4.2$$

Importa referir que os dados reunidos neste estudo para as Camadas de Prazeres incluem os que deram origem à regressão de Almeida (1991).

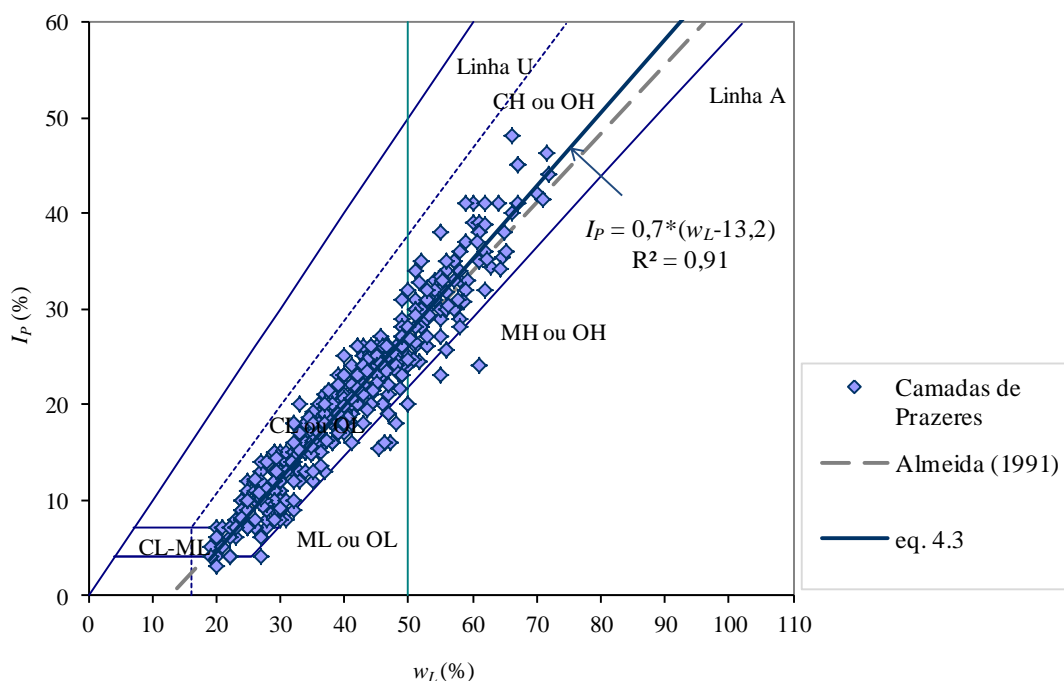


Figura 4.7 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande de todas as amostras recolhidas para as Camadas de Prazeres

Como mostra a Figura 4.8, quando se excluem as amostras situadas abaixo da Linha “A”, a reta de regressão passa a ser descrita pela equação:

$$I_p = 0,76*(w_L - 13,4) \quad 4.3$$

e o coeficiente de determinação sobe para 0,94. As retas apresentam-se praticamente coincidentes, pelo que poderão ser consideradas bastante representativas dos solos desta unidade.



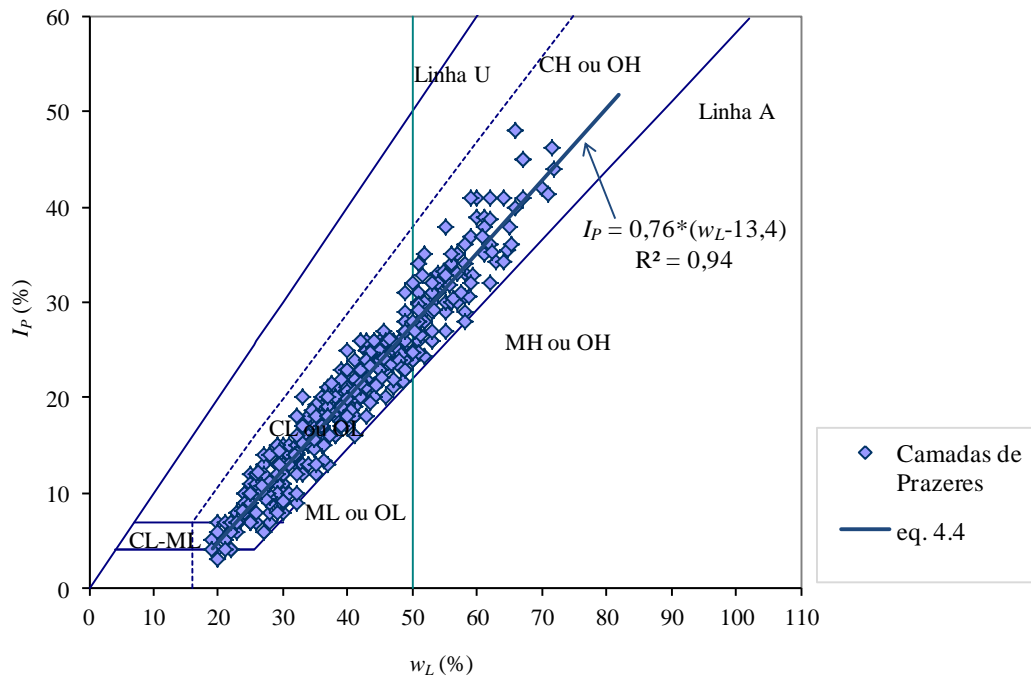


Figura 4.8 - Carta de plasticidade de Casagrande excluindo as amostras situadas abaixo da Linha “A” para as Camadas de Prazeres

No Quadro 4.3 apresenta-se a matriz de correlação para os limites de consistência e índice de plasticidade, e ainda o número de resultados (n) considerados. Este coeficiente de correlação representa o quociente entre a covariância das médias dos dois conjuntos de valores e o produto dos seus desvios padrão. Pode verificar-se que, como atrás se viu, a correlação entre  $I_p$  e  $w_L$  é bastante elevada aumentando quando se retiram as amostras situadas abaixo da Linha A na Carta de Plasticidade de Casagrande.

Quadro 4.3 - Matrizes de correlação entre limites de Atterberg para as Camadas de Prazeres

		$w_L$	$w_p$	$I_p$	n
Todas as amostras	$w_L$	1,000	0,702	0,955	433
	$w_p$	0,702	1,000	0,520	433
	$I_p$	0,955	0,520	1,000	438
Excluindo solos abaixo da Linha A	$w_L$	1,000	0,756	0,968	419
	$w_p$	0,756	1,000	0,594	431
	$I_p$	0,968	0,594	1,000	426

A variação em profundidade dos valores médios dos limites de consistência apresenta-se na Figura 4.9 a par com a distribuição granulométrica, também em valores médios determinados agora em intervalos de 5 m. Note-se que as percentagens de argila que se apresentam se referem aos casos em foi feita a sedimentação, pelo que o número de amostras (n) é relativamente baixo. No entanto, pode observar-se que a tendência observada na percentagem de argila é bastante próxima da que se observa para a percentagem de silte. Pode observar-se que tanto o limite de plasticidade como o limite de liquidez evoluem em profundidade de acordo com as variações da percentagem de argila, sendo o índice de plasticidade, em valores médios, sensivelmente constante.

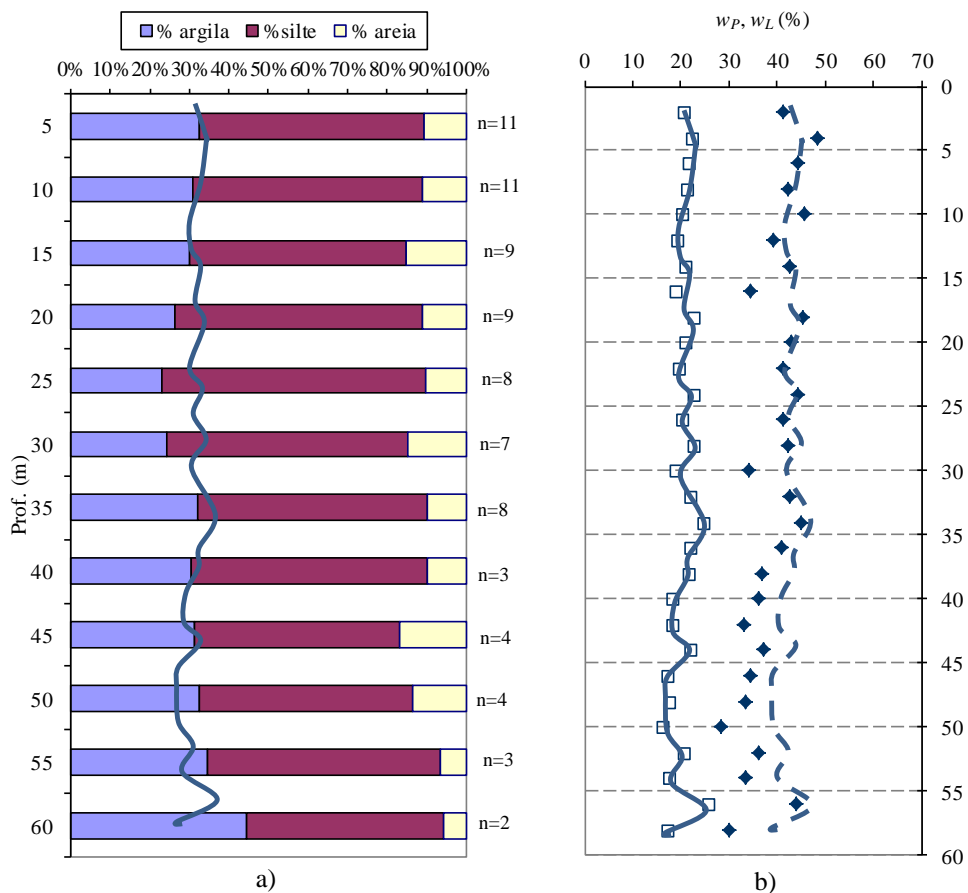


Figura 4.9 - Evolução em profundidade para as Camadas de Prazeres dos valores médios de: a) percentagem de argila, silte e areia; b) limites de Atterberg

Na Figura 4.10 apresenta-se a evolução em profundidade do índice de plasticidade. Contrariamente ao que acontece com os valores médios a cada nível, os valores absolutos apresentam-se bastante dispersos, e tendem a diminuir em profundidade. O valor médio é de 21 %, próprio de solos com média plasticidade.

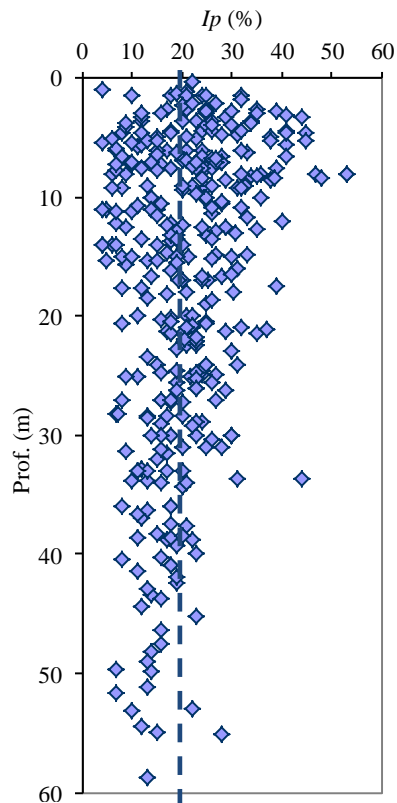


Figura 4.10 - Variação em profundidade do índice de plasticidade para as Camadas de Prazeres

### 4.3.3 Atividade

Em relação à atividade das Camadas de Prazeres, os dados aqui reunidos indicam argilas pouco ativas ou com atividade normal, salvo algumas exceções para as quais a atividade é superior a 1,25, casos que se referem a amostras com baixa percentagem de argila. Tendo em conta os dados de 72 amostras, a atividade varia entre 0,17 e 1,80, com valor médio de 0,68 e desvio padrão de 0,32.

Os resultados que se apresentam na Figura 4.11 são concordantes com a informação descrita na bibliografia (Almeida, 1991; Marques, 1998) e já mencionada neste trabalho relativa à composição mineralógica das Camadas de Prazeres, que refere a predominância de esmectites, ilites, caulinites e clorites. Na mesma figura apresentam-se ainda as atividades características de alguns minerais de argila.

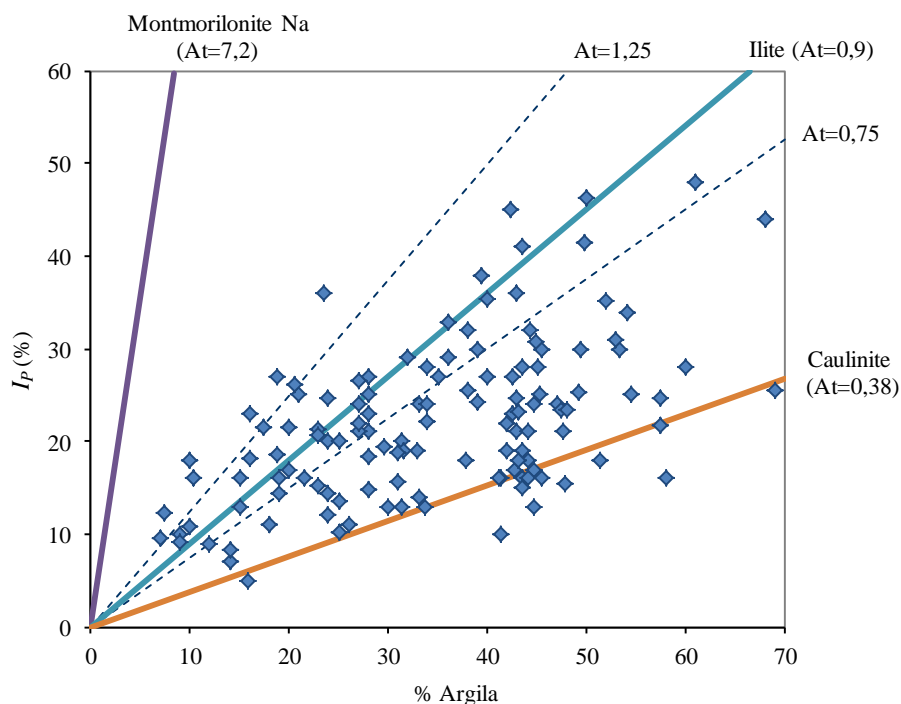


Figura 4.11 - Atividade para as Camadas de Prazeres

#### 4.3.4 Índices físicos

Os índices físicos determinados para as amostras de Camadas de Prazeres incluem o teor em água, discutido anteriormente, o peso volúmico ( $\gamma$ ), a densidade das partículas sólidas ( $G_s$ ), o peso volúmico seco ( $\gamma_d$ ) e o índice de vazios natural ( $e$ ). Algumas grandezas foram determinadas diretamente por meio de ensaios laboratoriais, e outras através das relações entre índices conhecidas. Na maior parte dos casos as grandezas dadas incluíam o teor em água natural e a densidade das partículas sólidas. Nestes casos, para determinar as restantes grandezas foi necessário procurar nos boletins de ensaio informação acerca da posição do nível freático, para saber se as amostras estavam saturadas. Outros boletins forneciam ainda o peso volúmico e o peso volúmico seco, o que permitiu determinar o índice de vazios natural sem ser necessário recorrer ao grau de saturação.

O número de resultados analisados varia para cada índice físico, uma vez que os dados disponíveis nem sempre incluíam a mesma informação. Os índices físicos mais representados são o peso volúmico e peso volúmico seco, e aquele com menor número de determinações é o índice de vazios. Em relação à densidade das partículas sólidas foi utilizado um critério de exclusão que permitiu chegar à gama de valores que aqui se apresenta. Com efeito, alguns boletins de ensaio indicavam valores muito pouco plausíveis para este parâmetro. Os valores considerados anómalos para este índice físico foram excluídos, na maior parte dos casos por serem demasiado elevados (alguns da ordem de 3,0). O Quadro 4.4 apresenta um resumo da estatística descritiva para os índices físicos das Camadas de Prazeres.

Quadro 4.4 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras das Camadas de Prazeres

	$w$ (%)	$G_s$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Mínimo	7,50	2,56	16,13	0,25	14,22
Máximo	37,70	2,80	23,76	0,95	22,30
Média	19,74	2,67	20,41	0,53	17,26
Desvio padrão	4,93	0,06	1,03	0,11	1,30
n	351	203	196	143	206

Na Figura 4.12a apresenta-se a distribuição em profundidade do índice de vazios. Pode observar-se que os valores mais altos correspondem a amostras recolhidas a menores profundidades, que naturalmente estarão mais descomprimidas, embora não seja possível detetar uma clara tendência para a sua diminuição em profundidade. Pode, no entanto, considerar-se um limite superior para a sua grandeza, que pode ser descrito por  $e = 0,96$

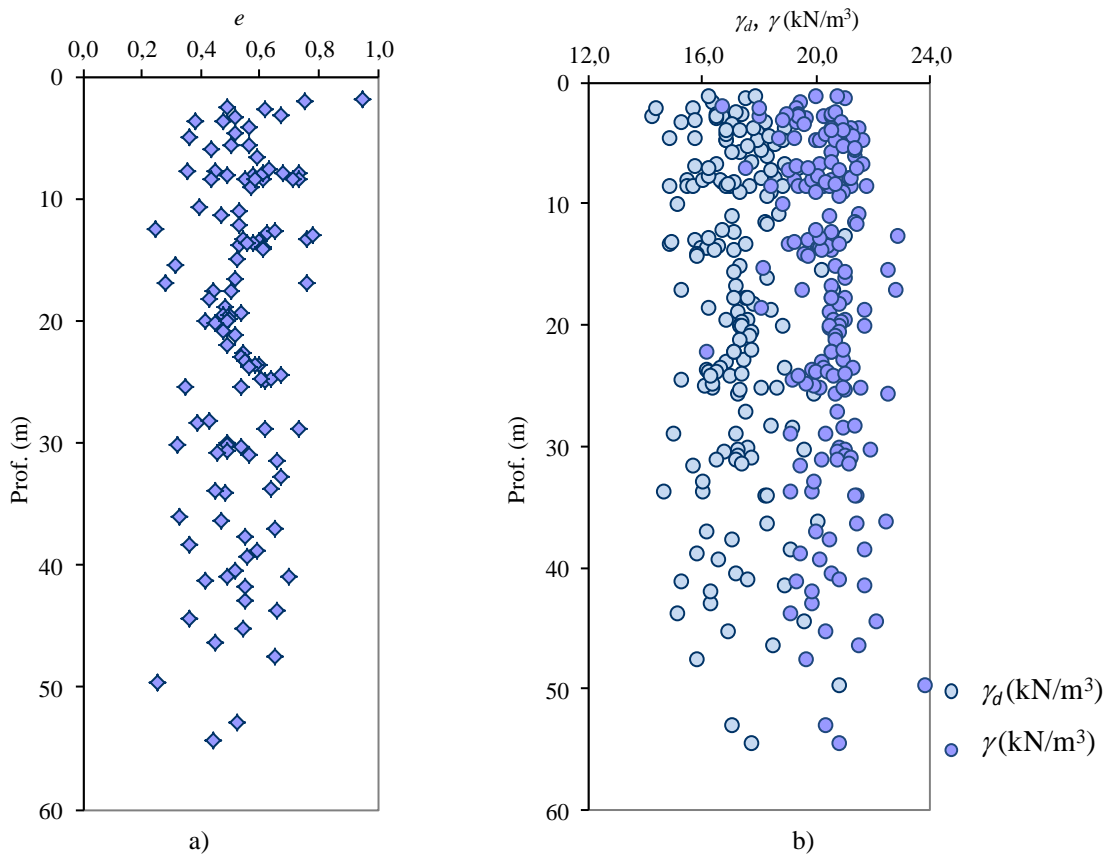


Figura 4.12 – Variação em profundidade para as Camadas de Prazeres de: a) índice de vazios; b) peso volúmico seco e peso volúmico

O peso volúmico e o peso volúmico seco apresentam-se na Figura 4.12b em função da profundidade a que as amostras foram recolhidas. Apesar da dispersão observada, os dois índices apresentam andamentos semelhantes. A Figura 4.13 apresenta os dois índices físicos e uma reta de regressão linear que os relaciona com coeficiente de determinação de 0,88.

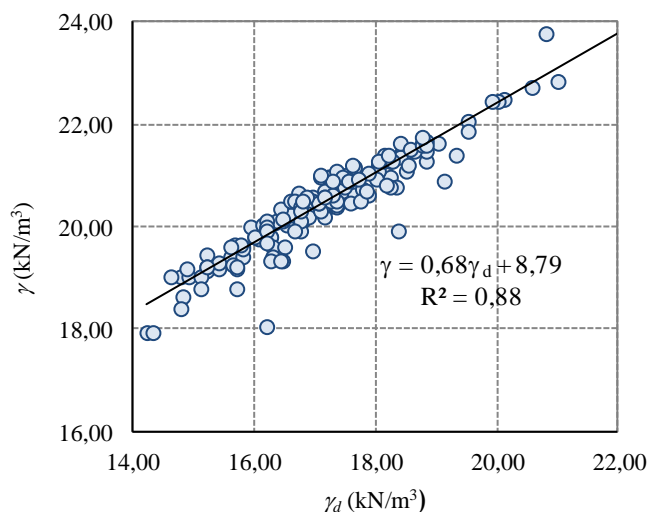


Figura 4.13 – Peso volúmico em função do peso volúmico seco para as Camadas de Prazeres

## 4.4 Argilas do Forno do Tijolo

### 4.4.1 Composição granulométrica

Os solos que pertencem à unidade Argilas do Forno do Tijolo apresentam maior diversidade granulométrica do que os solos pertencentes às Camadas de Prazeres. Para as Argilas do Forno do Tijolo dispunha-se de 76 resultados de análises granulométricas com sedimentação, que se apresentam neste ponto.

A Figura 4.14 mostra os valores médios da composição granulométrica de 76 amostras de Argilas do Forno do Tijolo. A fração silte é a mais significativa, sendo os valores médios das percentagens de argila, areia e silte bastante semelhantes aos que se apresentaram relativamente às Camadas de Prazeres, ilustrados pela Figura 4.1.

Na Figura 4.15 apresenta-se a distribuição granulométrica em profundidade obtida para as amostras em estudo. Do lado direito da figura inclui-se o número de resultados que deram origem às médias apresentadas, e a tracejado as percentagens de silte e argila, nos casos em que não se dispunha da percentagem de argila presente. Note-se que o número de amostras é neste caso igual a 49, dado que nem sempre se dispunha da profundidade a que estas foram recolhidas.

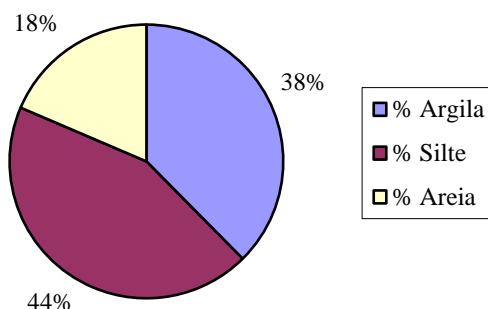


Figura 4.14 – Valores médios das percentagens de argila, silte e areia obtidos para as Argilas do Forno do Tijolo

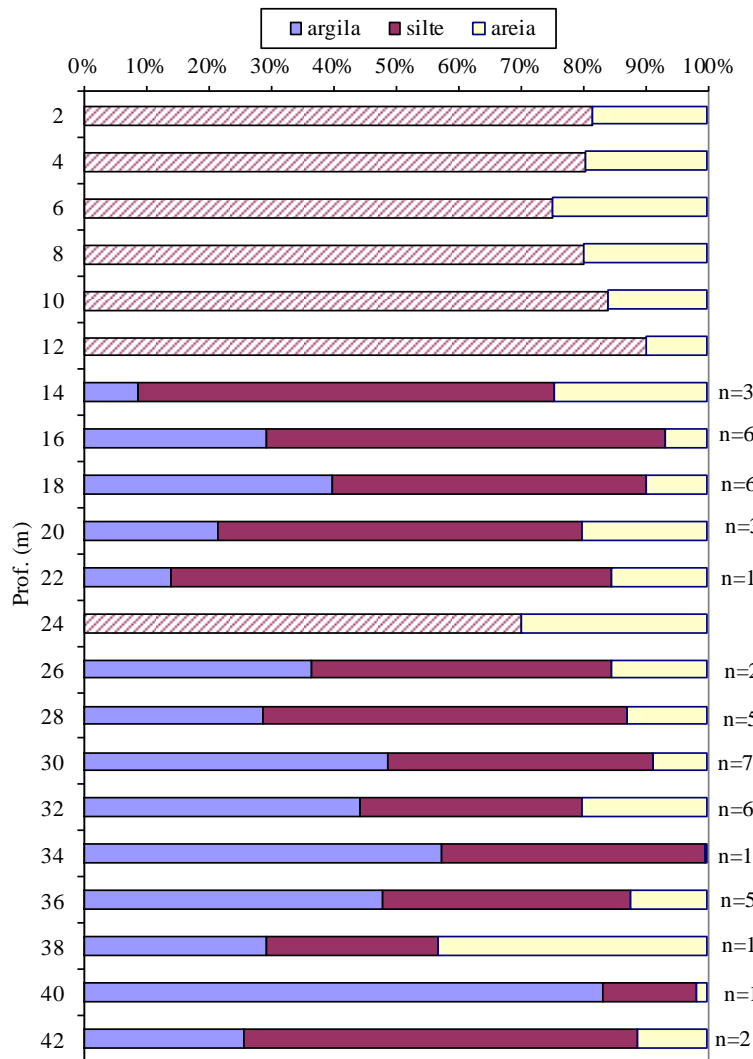


Figura 4.15 – Distribuição granulométrica em profundidade (valores médios) para as amostras das Argilas do Forno do Tijolo (a tracejado mostra-se a percentagem de finos)

A representação da granulometria utilizando um diagrama triangular de Feret, que se apresenta na Figura 4.16, permite verificar que as Argilas do Forno do Tijolo são de uma maneira geral mais finas do que as amostras das Camadas de Prazeres. A diversidade na composição granulométrica é também bastante significativa. A Figura 4.17 mostra as percentagens médias de amostras com diferentes classificações e permite verificar que 29 % das amostras se classificam como argilas, 20 % são argilas siltosas e 18 % correspondem a siltes arenosos. As restantes classificações surgem em percentagens bastante menos significativas.

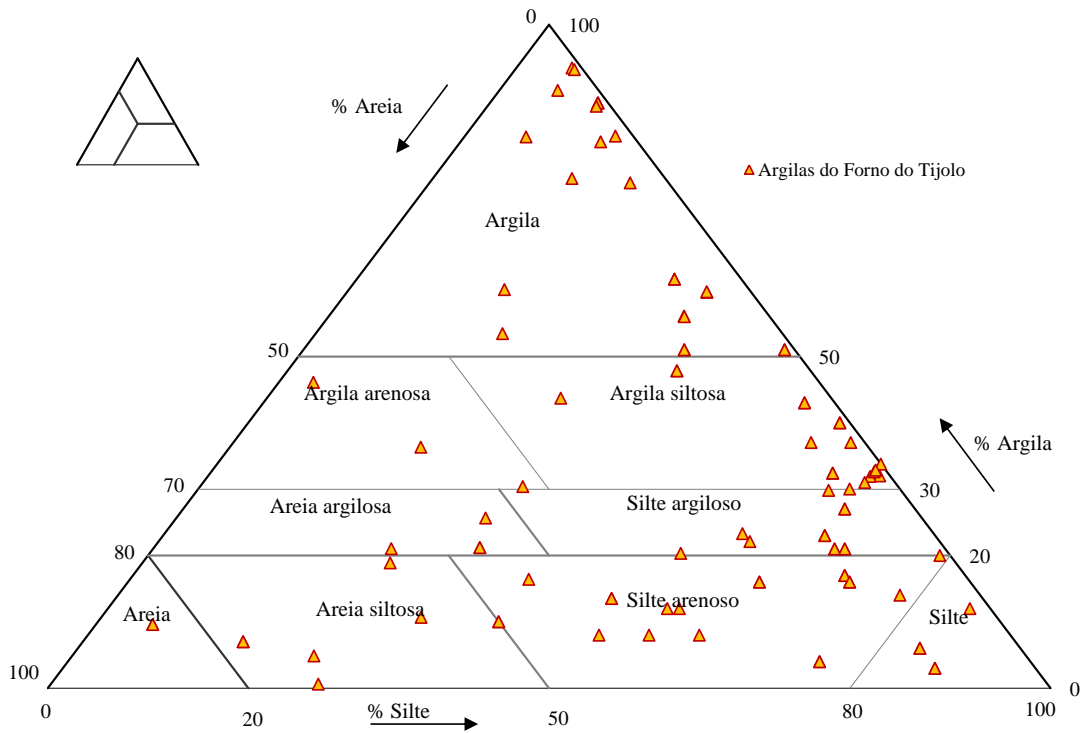


Figura 4.16 - Classificação das amostras recolhidas recorrendo ao triângulo de Feret das Argilas do Forno do Tijolo

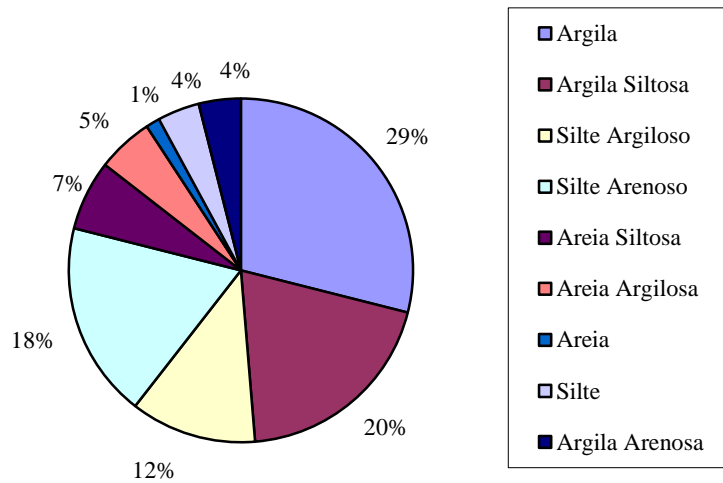


Figura 4.17 – Percentagens de amostras com diferentes classificações das Argilas do Forno do Tijolo

À semelhança do que se efetuou para as Camadas dos Prazeres, também para as Argilas do Forno do Tijolo se procurou a evidência de alguma relação entre as frações argilosa e fina de cada uma das amostras, como mostra a Figura 4.18. Tal como anteriormente, também para esta formação há uma enorme variação na percentagem de argila presente nas amostras, sendo os resultados ainda mais dispersos do que ocorre para as Camadas de Prazeres, pelo que não é possível estabelecer qualquer relação entre as duas frações de solo.



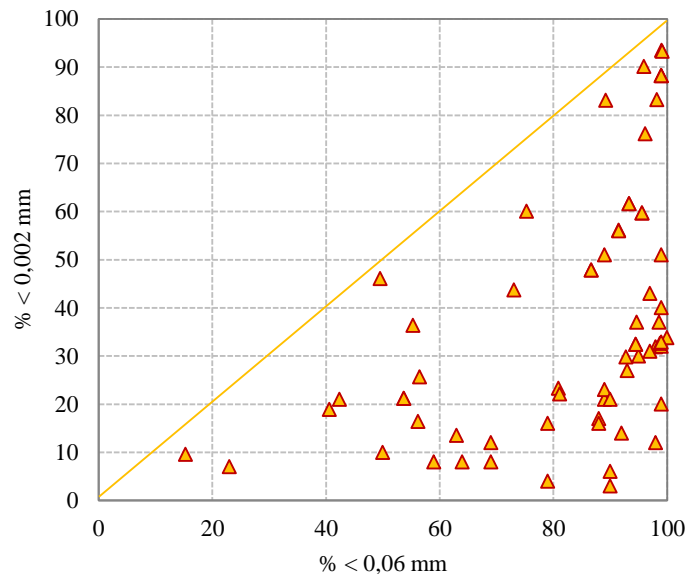


Figura 4.18 – Distribuição da fração argilosa em função da fração fina para as Argilas do Forno do Tijolo

#### 4.4.2 Limites de Atterberg e teor em água

A determinação do teor em água e dos limites de Atterberg foi realizada para um número bastante significativo de amostras (n) e os valores da estatística descritiva resumem-se no Quadro 4.5. Verifica-se que se trata de argilas de baixa plasticidade, com elevados valores do índice de consistência, característicos de solos rijos ou duros. Note-se que o número de resultados não é o mesmo para todos os parâmetros apresentados, já que nem sempre se dispunha de informação relativa ao teor em água natural e aos limites de Atterberg para todas as amostras.

Quadro 4.5 – Estatística descritiva para o teor em água natural, os limites de Atterberg e índices de consistência das amostras das Argilas do Forno do Tijolo

	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)	$w$ (%)	$I_C$ (%)
Mínimo	20,00	8,00	2,00	5,70	0,53
Máximo	67,80	48,60	41,00	33,50	2,30
Média	36,92	21,24	15,71	19,26	1,12
Desvio padrão	9,96	4,58	7,62	4,38	0,33
n	208	207	207	160	145

A distribuição em profundidade dos limites de Atterberg e do teor em água natural apresenta-se na Figura 4.19a. Pode observar-se que o teor em água natural se mantém sensivelmente constante em profundidade, apesar de apresentar alguma dispersão. O índice de plasticidade apresenta variações mais significativas, sendo bastante mais baixo para as amostras recolhidas abaixo dos 40 m de profundidade. A posição relativa do teor em água natural e do limites de Atterberg, confirma que se está perante amostras com consistência elevada. A Figura 4.19b apresenta a variação em profundidade do índice de consistência.

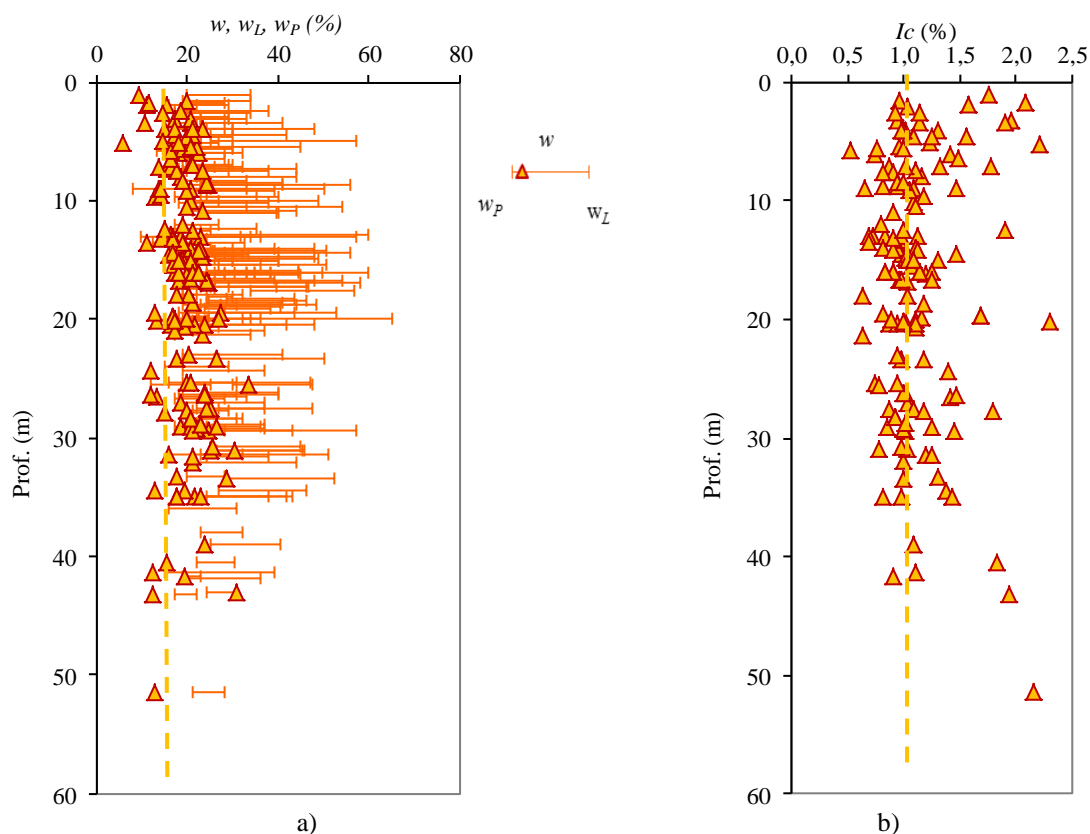


Figura 4.19 - Variação em profundidade para as Argilas do Forno do Tijolo de: a) teor em água natural; b) índice de consistência

A representação na Carta de Plasticidade de Casagrande, ilustrada na Figura 4.20, mostra que a fração fina da maior parte das amostras se classifica como argila magra, havendo algumas amostras de argila magra com silte. Na mesma figura apresenta-se ainda a reta de regressão obtida por Almeida (1991) para as Argilas do Forno do Tijolo, e que é descrita pela expressão:

$$I_p = 0,66 * (w_L - 14) \tag{4.4}$$

e ainda a reta de regressão linear obtida com os dados reunidos neste estudo expressa por:

$$I_p = 0,69 * (w_L - 14) \tag{4.5}$$

com coeficiente de determinação de 0,81. Os dados apresentados para as Argilas do Forno do Tijolo incluem os obtidos por Almeida (1991) que deram origem à reta apresentada. Quando se excluem as amostras situadas abaixo da Linha “A”, a reta de regressão passa a ser descrita pela equação:

$$I_p = 0,76 * (w_L - 15,42) \tag{4.6}$$

e o coeficiente de determinação sobe para 0,88, como mostra a Figura 4.21. As retas apresentam-se bastante semelhantes e foram obtidas para um número bastante significativo de resultados, pelo que poderão ser consideradas representativas dos solos desta unidade.

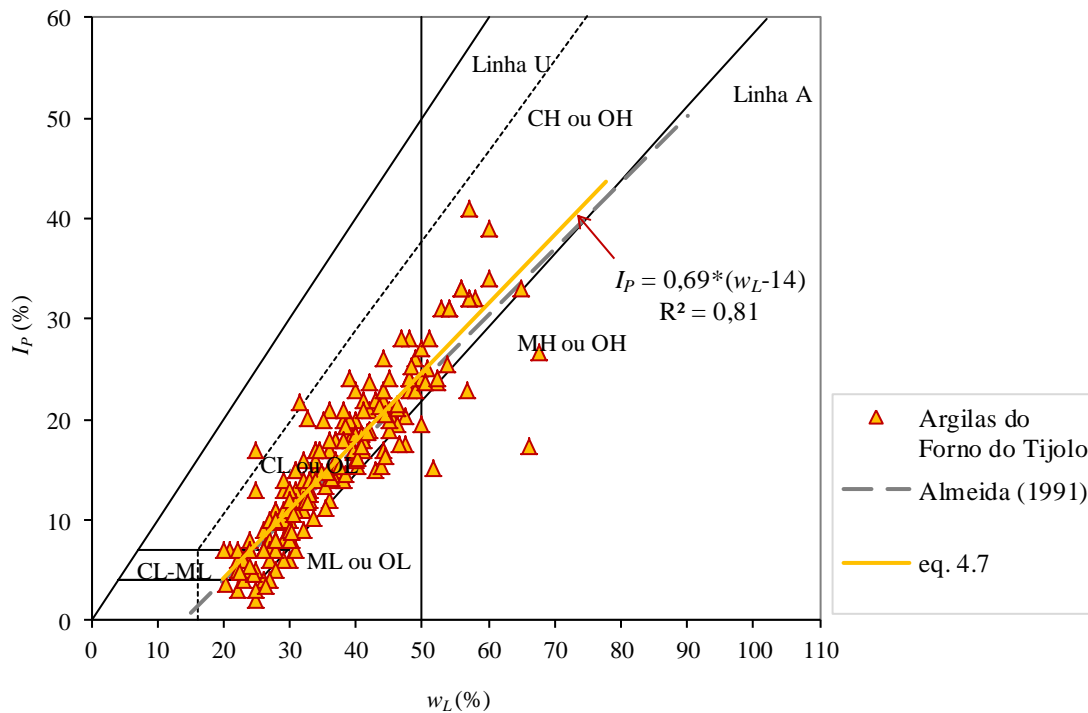


Figura 4.20 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande de todas as amostras de Argilas do Forno do Tijolo disponíveis

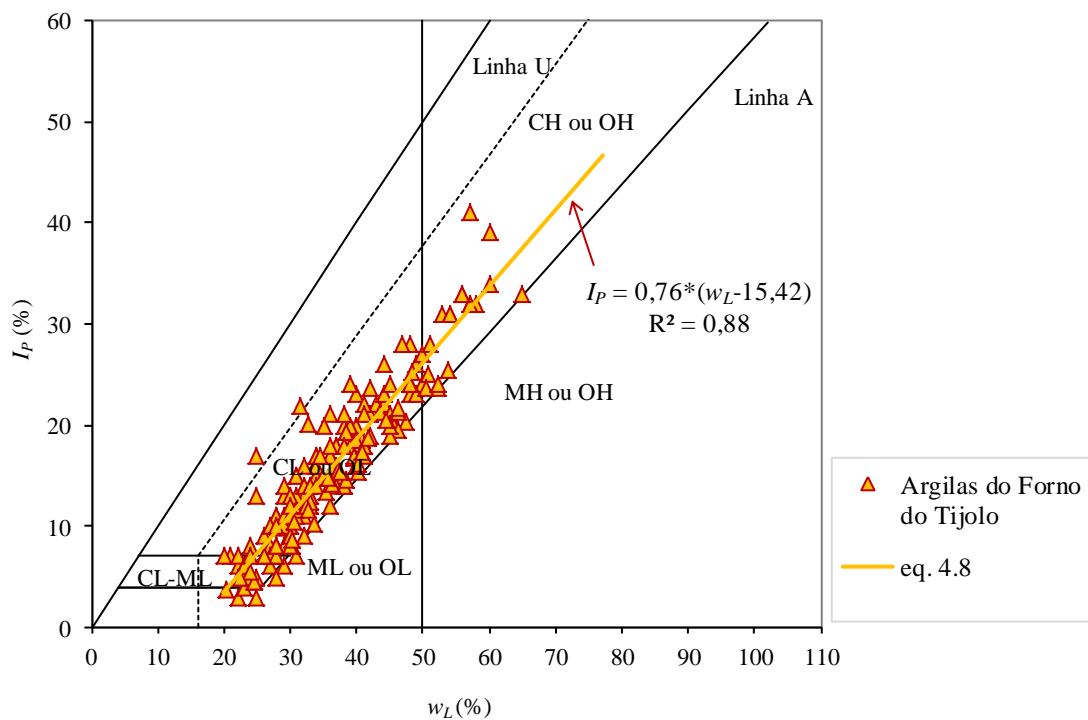


Figura 4.21 - Carta de plasticidade de Casagrande excluindo as amostras das Argilas do Forno do Tijolo situadas abaixo da Linha “A”

No Quadro 4.6 apresenta-se a matriz de correlação para os limites de consistência e índice de plasticidade, e ainda o número de resultados (n) considerado. Este coeficiente de correlação representa o quociente entre a covariância das médias dos dois conjuntos de valores e o produto dos seus desvios padrão, e representa a força e direção da relação linear que existe entre duas variáveis. Pode verificar-se que, como atrás se viu, a correlação entre  $I_p$  e  $w_L$  é

bastante elevada aumentando ligeiramente quando se retiram as amostras que se situam abaixo da Linha A na Carta de Plasticidade de Casagrande.

Quadro 4.6 - Matrizes de correlação entre limites de Atterberg para as Argilas do Forno do Tijolo

		$w_L$	$w_P$	$I_P$	n
Todas as amostras	$w_L$	1,000	0,682	0,898	208
	$w_P$	0,682	1,000	0,290	207
	$I_P$	0,898	0,290	1,000	207
Excluindo solos abaixo da Linha A	$w_L$	1,000	0,659	0,964	190
	$w_P$	0,659	1,000	0,364	190
	$I_P$	0,964	0,364	1,000	190

A variação em profundidade dos valores médios dos limites de consistência mostra-se na Figura 4.22 a par com a distribuição granulométrica, também em valores médios, determinados agora em intervalos de 5 m. O número de amostras para as quais se dispunha de resultados de sedimentação aparece identificado na figura (n), sendo que até aos 10 m de profundidade não existiam resultados. Assim, para os 5 m e os 10 m, a barra mais escura surge a tracejado e representa não a percentagem de silte mas sim a percentagem de silte e argila.

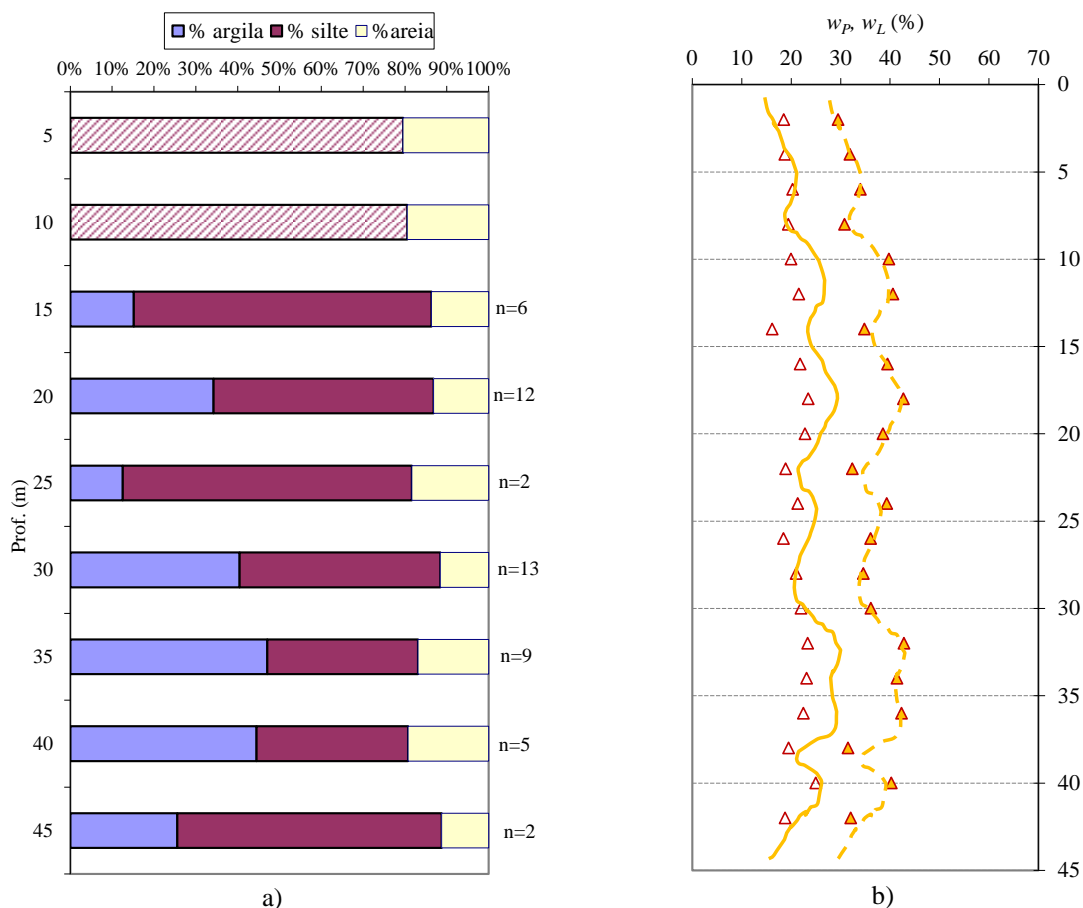


Figura 4.22 - Evolução em profundidade para as Argilas do Forno do Tijolo dos valores médios de: a) percentagem de argila, silte e areia; b) limites de consistência

Da observação da figura não parece existir uma relação direta entre a granulometria e os limites de Atterberg, como parecia acontecer para as Camadas de Prazeres. Esta observação deverá ser considerada com cautela dada a considerável diferença no número de resultados que

originam estas figuras. Da Figura 4.22b pode observar-se que, em termos de valores médios, o índice de plasticidade não varia substancialmente, como se verificou também para as Camadas de Prazeres.

Na Figura 4.23 apresenta-se a evolução em profundidade do índice de plasticidade. Contrariamente ao que acontece com os valores médios a cada nível, os valores absolutos apresentam-se bastante dispersos e tendem a diminuir em profundidade. O valor médio é de 15,7 %, característico de solos com baixa plasticidade.

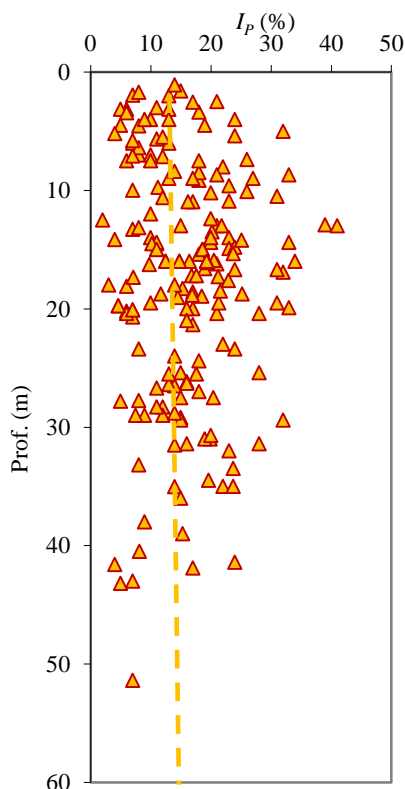


Figura 4.23 - Variação em profundidade do Índice de Plasticidade das Argilas do Forno do Tijolo

#### 4.4.3 Atividade

A Figura 4.24 apresenta a atividade das Argilas do Forno do Tijolo, juntamente com as retas que caracterizam as atividades de algumas argilas descritas na bibliografia. Os elementos recolhidos neste estudo mostram argilas pouco ativas ou com atividade normal, salvo muito poucas exceções para as quais a atividade é elevada, casos que se referem a amostras com baixa percentagem de argila. Tendo em conta os dados de 51 amostras, a atividade varia entre 0,18 e 2,73, com valor médio de 0,58 e desvio padrão de 0,50. De uma maneira geral, pode concluir-se que os solos desta unidade são menos ativos do que os das Camadas de Prazeres, embora o número de resultados disponíveis seja inferior.

Os resultados obtidos vão de encontro à informação descrita na bibliografia (Almeida, 1991; Marques, 1998) relativa à composição mineralógica das Argilas do Forno do Tijolo, que

difere da das Camadas de Prazeres por conter sempre um dos dois minerais predominantes, que são as esmectites e as ilites.

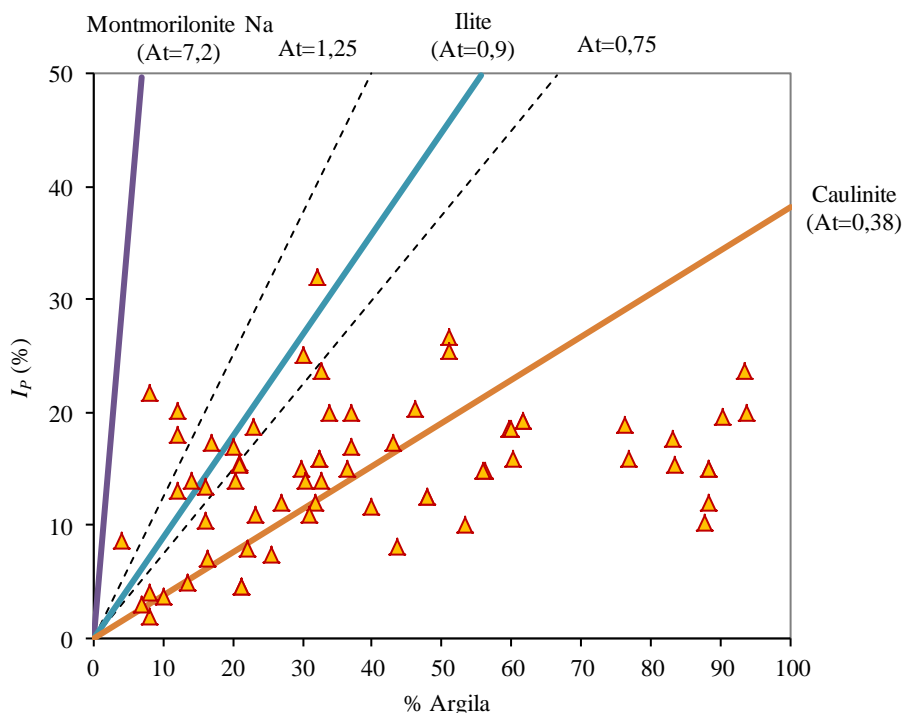


Figura 4.24 - Atividade para as amostras das Argilas do Forno do Tijolo

#### 4.4.4 Índices físicos

Os índices físicos determinados para as amostras das Argilas do Forno do Tijolo incluem o teor em água, o peso volúmico ( $\gamma$ ), a densidade das partículas sólidas ( $G_s$ ), o peso volúmico seco ( $\gamma_d$ ) e o índice de vazios natural ( $e$ ).

Tal como para as Camadas de Prazeres, o número de resultados analisados varia para cada índice físico, uma vez que os dados disponíveis nem sempre incluíam a mesma informação. Os índices físicos mais representados são o peso volúmico e peso volúmico seco, e aquele com menor número de determinações é o índice de vazios. O Quadro 4.7 apresenta um resumo da estatística descritiva para os índices físicos das Argilas do Forno do Tijolo.

Quadro 4.7 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras das Argilas do Forno do Tijolo

	$G_s$	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$e$	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )
Mínimo	2,56	16,50	0,33	14,60
Máximo	2,80	22,10	0,71	19,80
Média	2,70	20,42	0,55	17,10
Desvio padrão	0,06	0,96	0,08	0,93
n	46	110	47	109

A Figura 4.25a mostra a distribuição em profundidade do índice de vazios. Pode observar-se que a dispersão não é muito significativa, não sendo claro que os valores mais altos correspondam a amostras recolhidas a menores profundidades, que naturalmente estarão mais

descomprimidas. Embora o valor mais baixo corresponda a cerca de 40 m de profundidade, a figura não mostra uma clara tendência para a diminuição em profundidade deste parâmetro.

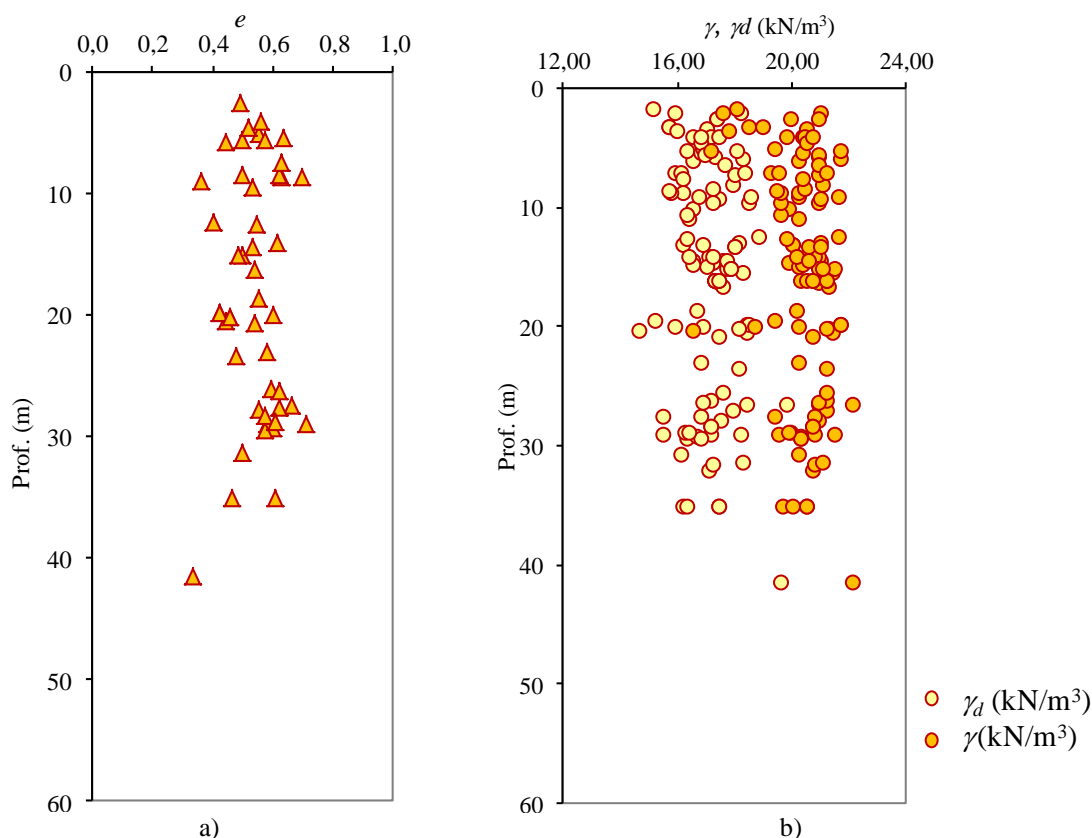


Figura 4.25 – Distribuição em profundidade para as Argilas do Forno do Tijolo de :a) índice de vazios; b) peso volúmico seco e peso volúmico

O peso volúmico e o peso volúmico seco apresentam-se na Figura 4.25b em função da profundidade a que as amostras foram recolhidas e mostra que, apesar da dispersão observada, os dois índices apresentam evoluções semelhantes.

#### 4.5 Argilas Azuis de Xabregas

##### 4.5.1 Composição granulométrica

As *Argilas de Xabregas* são um conjunto silto-argiloso, às vezes com areias finas, de cor cinzenta-azulada. Em regra é um complexo muito rico de moluscos, de foraminíferos e de ostracodos. Podem identificar-se camadas mais ou menos espessas de argilitos, margas e arenitos finos argilosos, piritosos, onde os tons predominantes são o azulado escuro e o amarelado (Almeida, 1991), razão pela qual são chamadas de *Argilas Azuis de Xabregas*. No topo da formação surgem estratos tabulares calcários e muito fossilíferos.

Relativamente aos dados recolhidos, a unidade Argilas Azuis de Xabregas é a menos representada, tendo sido apenas considerados os resultados de ensaios de identificação efetuados sobre 10 amostras recolhidas nas obras do Aeroporto e da Estação Encarnação da linha

Vermelha do Metropolitano de Lisboa e 2 amostras recolhidas nos Olivais. Curiosamente, para esta formação dispunha-se da composição granulométrica com sedimentação para 9 dos 12 resultados analisados. A Figura 4.26 apresenta os valores médios da composição granulométrica e mostra que a percentagem de silte é, mais uma vez, a mais significativa. Na Figura 4.27 apresenta-se a composição granulométrica ordenada por profundidade. As barras a tracejado representam as amostras para as quais não foi feita a sedimentação, pelo que se referem a percentagem de silte e argila.

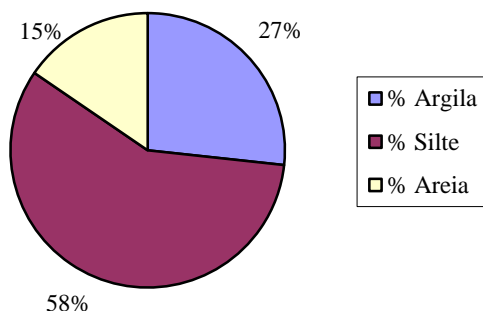


Figura 4.26 - Valores médios das percentagens de argila, silte e areia para as Argilas Azuis de Xabregas

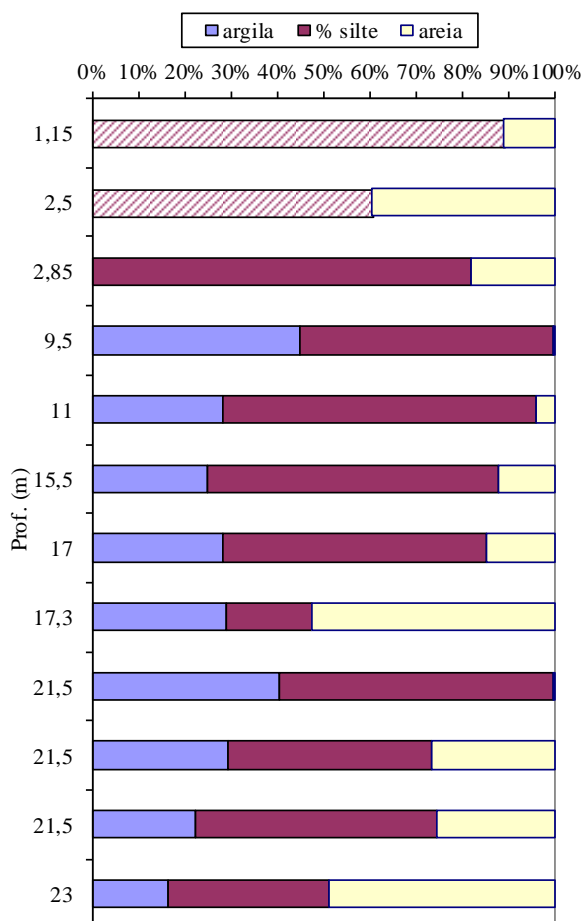


Figura 4.27 - Composição granulométrica em profundidade das Argilas Azuis de Xabregas

A representação da granulometria utilizando um diagrama triangular de Feret, que se apresenta na Figura 4.28, permite verificar que todas as amostras se classificam como argilas siltosas e siltes argilosos ou arenosos, como mostra a Figura 4.29. Almeida (1991) refere que



esta unidade é a mais homogénea em termos de litologia, sendo composta maioritariamente por solos argilosos.

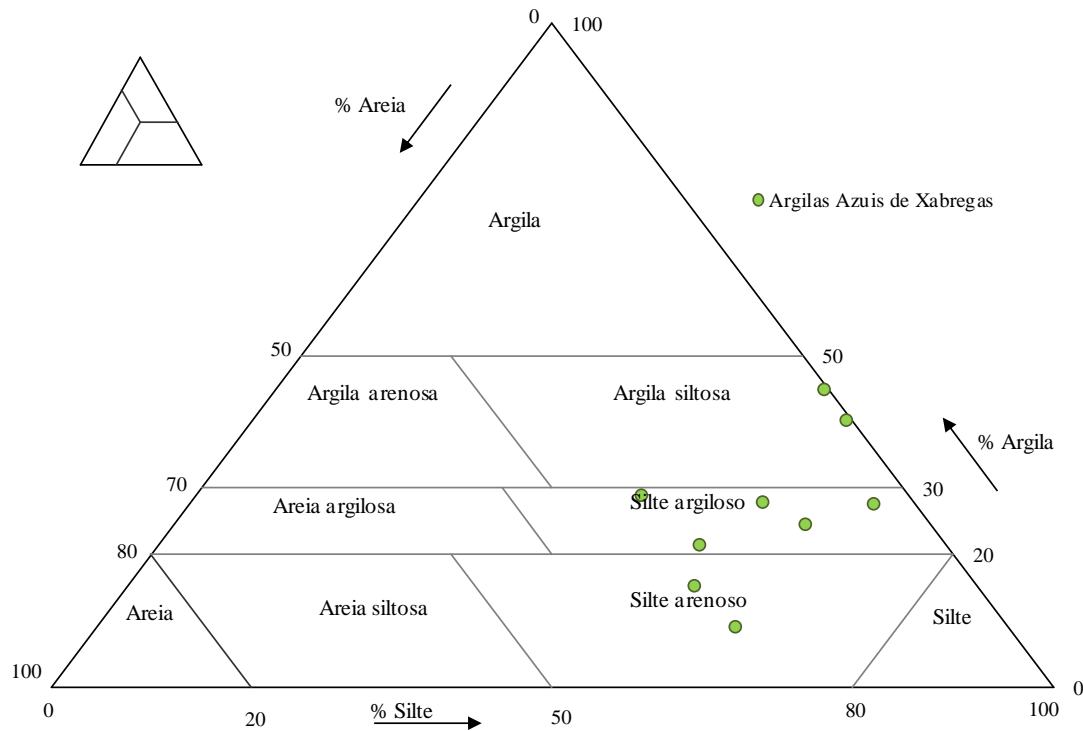


Figura 4.28 - Classificação das amostras recolhidas recorrendo ao triângulo de Feret das Argilas Azuis de Xabregas

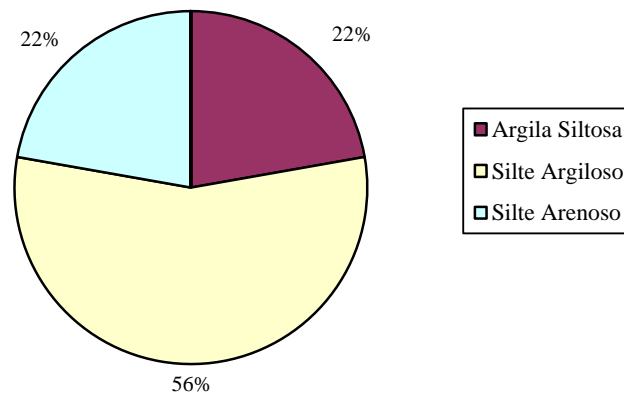


Figura 4.29 – Percentagens de amostras com diferentes classificações das Argilas Azuis de Xabregas

A distribuição da fração argilosa das amostras em função da fração fina, apresenta-se na Figura 4.30. Na mesma figura mostra-se a regressão linear obtida para estas duas grandezas, que poder ser descrita por:

$$F_a = 0,34 * F_f + 1,97 \tag{4.7}$$

em que  $F_a$  representa a percentagem de partículas com dimensão máxima inferior a 0,002 mm e  $F_f$  representa a percentagem de partículas com dimensão máxima inferior a 0,06 mm. Apesar de o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para a equação 4.9 ser de 0,74, importa salientar que esta

regressão deverá ser encarada com bastante reserva, dado ter sido obtida a partir de um número muito baixo de amostras, todas relativas ao mesmo local.

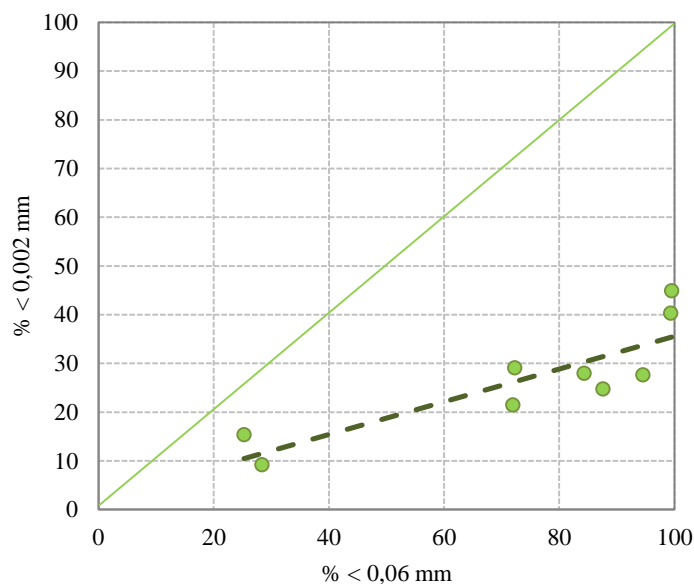


Figura 4.30 – Distribuição da fração argilosa em função da fração fina para as amostras da Argilas Azuis de Xabregas

#### 4.5.2 Limites de Atterberg e teor em água

O Quadro 4.8 apresenta os valores da estatística descritiva para as Argilas Azuis de Xabregas. O número de resultados disponíveis (n) é bastante inferior aos das outras unidades argilosas do Miocénico, pelo que a representatividade destes resultados será também menor. Verifica-se que se trata de argilas de baixa plasticidade, com teor em água em geral muito próximo do limite de plasticidade, pelo que apresentam valores do índice de consistência característicos de solos rijos ou duros.

Quadro 4.8 – Estatística descritiva para o teor em água natural, os limites de Atterberg e índices de consistência das amostras das Argilas Azuis de Xabregas

	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)	$w$ (%)	$I_C$ (%)
Mínimo	27,00	17,00	9,60	10,60	0,81
Máximo	49,40	24,00	29,70	24,41	1,64
Média	38,45	20,02	18,43	20,52	1,00
Desvio padrão	8,27	2,22	7,22	3,69	0,27
n	11	11	11	12	11

Os valores recolhidos vão de encontro aos descritos em Almeida (1991), que indica teor em água a variar entre 18,5 % e 23 %. Note-se que o número de resultados não é o mesmo para todos os parâmetros apresentados, já que nem sempre se dispunha de informação relativa ao teor em água natural e aos limites de Atterberg para todas as amostras.

A distribuição em profundidade dos limites de Atterberg e do teor em água natural apresenta-se na Figura 4.31a. A sua observação permite verificar que o teor em água natural mostra pouca variação em profundidade, tal como acontece com o índice de plasticidade. Pode

ainda observar-se que o teor em água natural está sempre próximo do limite de plasticidade, pelo que os índices de consistência serão sempre próximos da unidade ou superiores. Na Figura 4.31b apresenta-se a variação em profundidade do índice de consistência.

A representação na Carta de plasticidade de Casagrande, que se ilustra na Figura 4.32, indica que as amostras correspondem a argilas de baixa plasticidade. Na mesma figura apresenta-se ainda a reta de regressão obtida por Almeida (1991) para as Argilas Azuis de Xabregas, e que é descrita pela expressão:

$$I_p = 0,76*(w_L - 14,9) \tag{4.8}$$

e ainda a reta de regressão linear obtida com os dados reunidos neste estudo expressa por:

$$I_p = 0,85*(w_L - 16,5) \tag{4.9}$$

com coeficiente de determinação igual a 0,94.

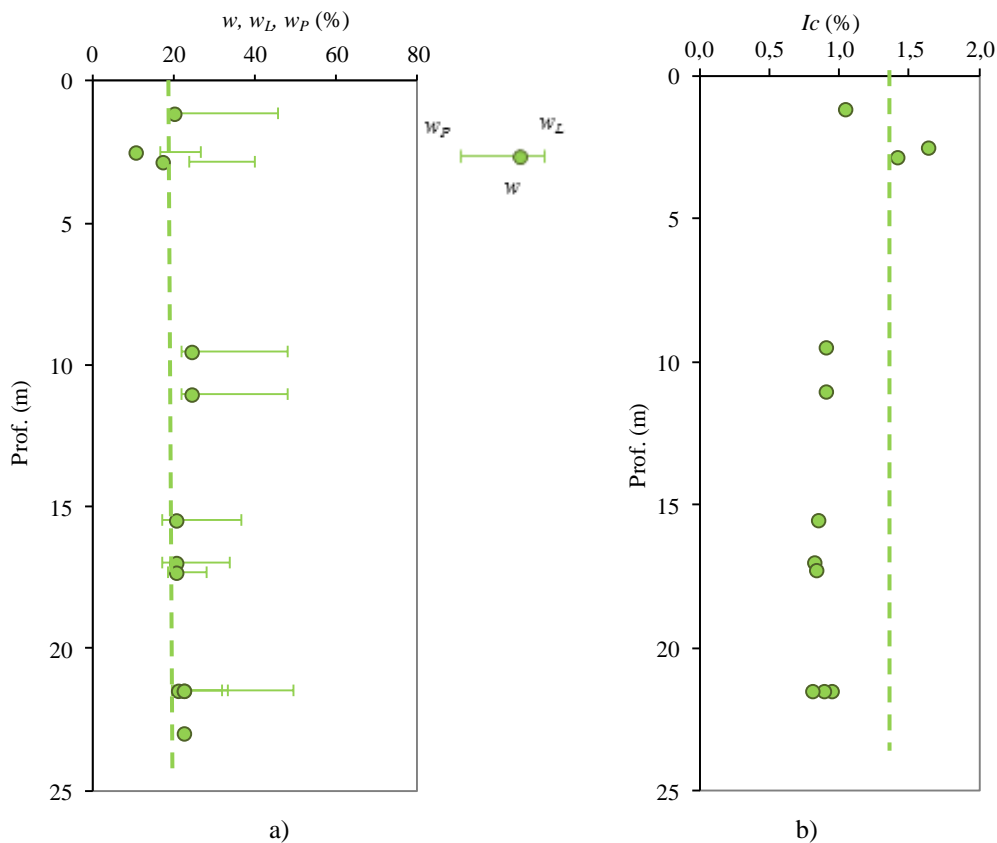


Figura 4.31 - Variação em profundidade para as Argilas Azuis de Xabregas de: a) teor em água natural e dos limites de Atterberg; b) índice de consistência

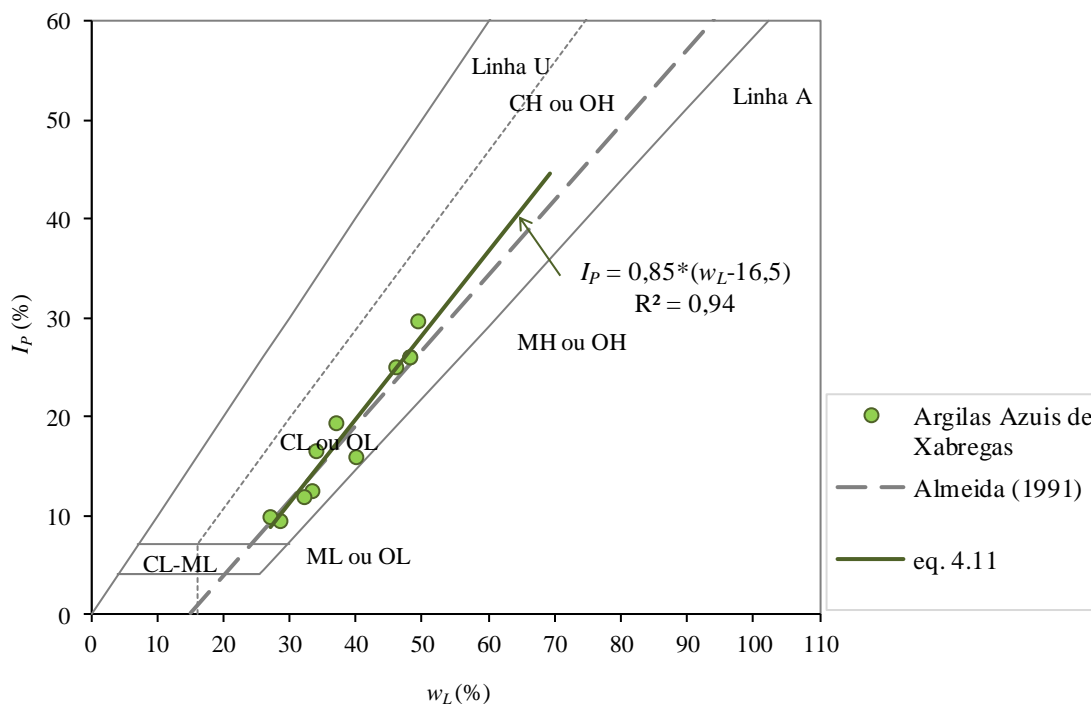


Figura 4.32 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande de todas as amostras recolhidas para as Argilas Azuis de Xabregas

A Figura 4.33 mostra a evolução em profundidade do índice de plasticidade. Pode observar-se que os valores se apresentam bastante dispersos em torno do valor médio de 18 %.

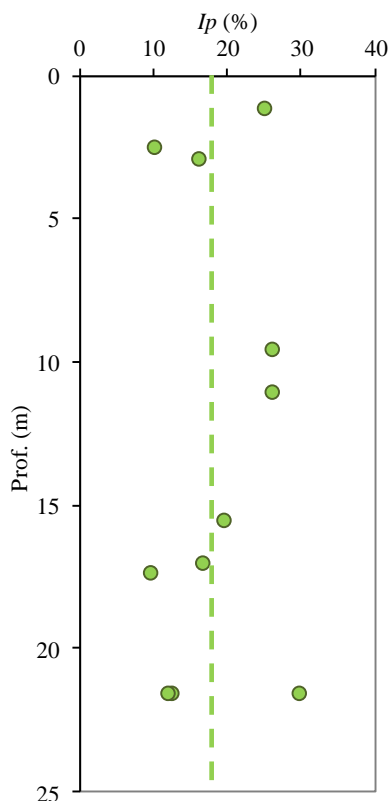


Figura 4.33 - Variação em profundidade do índice de plasticidade para as Argilas Azuis de Xabregas

No Quadro 4.9 apresenta-se a matriz de correlação para os limites de consistência e índice de plasticidade, e ainda o número de resultados (n) considerados. Pode verificar-se que a

correlação entre  $I_p$  e  $w_L$  é bastante elevada, estando próxima da unidade, o que significa uma correlação perfeita positiva.

Quadro 4.9 - Matrizes de correlação entre limites de Atterberg para as Argilas Azuis de Xabregas

	$w_L$	$w_P$	$I_p$	n
$w_L$	1,000	0,577	0,968	11
$w_P$	0,577	1,000	0,353	11
$I_p$	0,968	0,353	1,000	11

### 4.5.3 Atividade

A Figura 4.34 apresenta a atividade das Argilas Azuis de Xabregas juntamente com as retas que caracterizam as atividades de algumas argilas descritas na bibliografia.

Tendo em conta os dados de 8 amostras, a atividade varia entre 0,43 e 0,94, com valor médio de 0,66 e desvio padrão de 0,16. De uma maneira geral pode concluir-se que os solos desta unidade, pelo menos na zona da Linha Vermelha, são menos ativos do que os das restantes argilas miocénicas. Mais uma vez importa referir que o número de resultados disponíveis para esta unidade é muitíssimo inferior aos das outras duas, pelo que a sua representatividade fica comprometida.

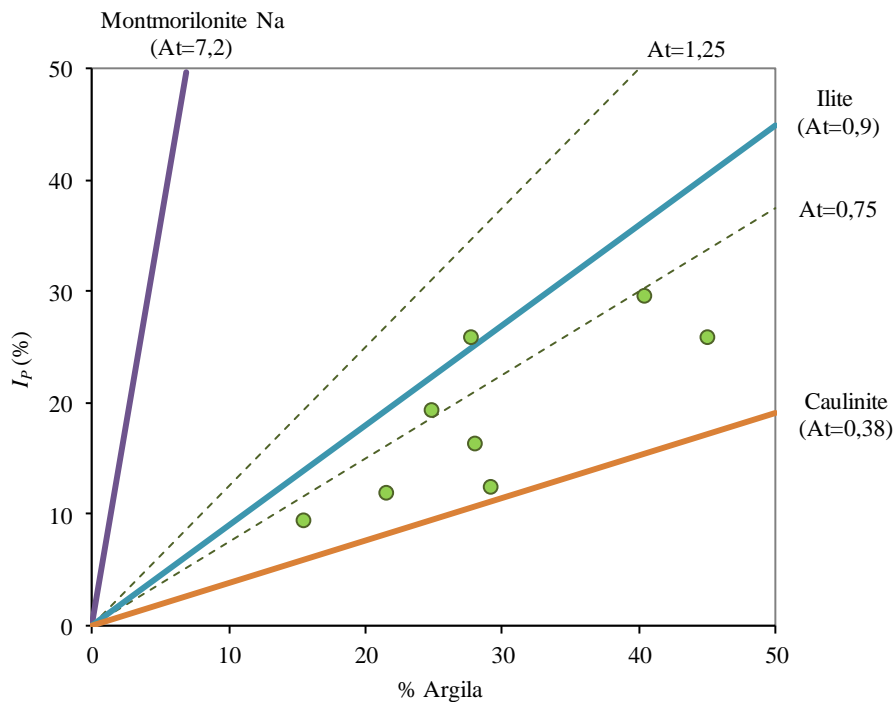


Figura 4.34 - Atividade das argilas para as amostras das Argilas Azuis de Xabregas

### 4.5.4 Índices físicos

Os índices físicos determinados para as amostras das Argilas Azuis de Xabregas incluem o teor em água, o peso volúmico ( $\gamma$ ), a densidade das partículas sólidas ( $G_s$ ), o peso volúmico seco ( $\gamma_d$ )

e o índice de vazios natural ( $e$ ). O Quadro 4.10 apresenta um resumo da estatística descritiva para os índices físicos das amostras de Argilas Azuis de Xabregas.

Quadro 4.10 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras das Argilas Azuis de Xabregas

	$G_s$	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$e$	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )
Mínimo	2,62	19,86	0,54	15,96
Máximo	2,76	20,61	0,67	17,12
Média	2,70	20,26	0,60	16,61
Desvio padrão	0,04	0,26	0,05	0,40
n	9	9	9	9

Na Figura 4.35a apresenta-se a distribuição em profundidade do índice de vazios. Pode observar-se que os valores são praticamente constantes em profundidade, pese embora o número de resultados disponíveis ser bastante reduzido. Tal como se apresentou no Quadro 4.10 a dispersão não é muito significativa, e dos resultados disponíveis não pode concluir-se que haja uma diminuição deste parâmetro em profundidade. O peso volúmico e o peso volúmico seco apresentam-se na Figura 4.35b em função da profundidade a que as amostras foram recolhidas. Pode observar-se que a diferença entre  $\gamma$  e  $\gamma_d$  é sensivelmente constante.

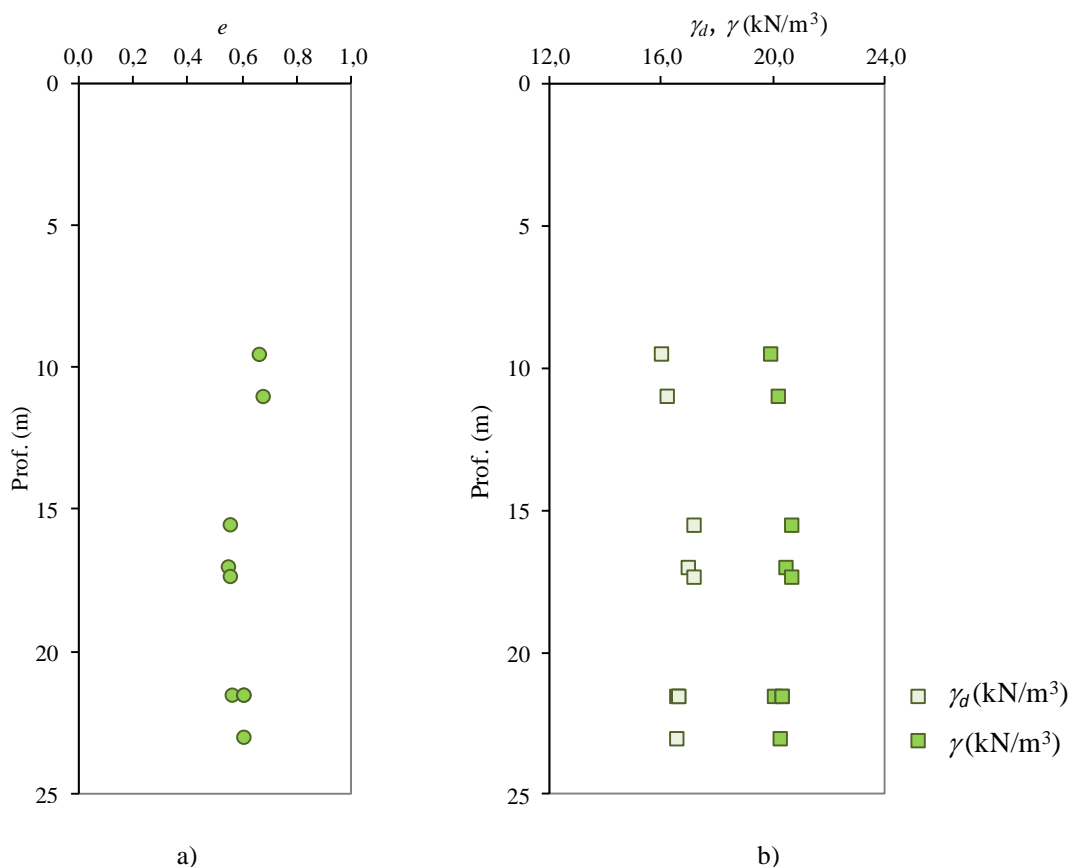


Figura 4.35 – Distribuição em profundidade para as Argilas Azuis de Xabregas de: a) índice de vazios; b) peso volúmico seco e peso volúmico

Em relação aos pesos volúmicos, os valores encontrados estão bem enquadrados com os valores indicados em Almeida (1991), que indicam variações entre 14,6 e 21,5 kN/m<sup>3</sup> para  $\gamma$ , e entre 12,1 e 18,0 kN/m<sup>3</sup> para  $\gamma_d$ .

## **4.6 Locais mais representados**

### **4.6.1 Introdução**

Neste ponto apresentam-se os resultados recolhidos para as características físicas das argilas miocénicas agrupados por local. A variabilidade das características físicas dos solos sedimentares ocorre tanto vertical como lateralmente num depósito (Powell & Butcher, 2002), pelo que o tratamento de resultados relativos a zonas geograficamente semelhantes poderá naturalmente limitar os efeitos da variabilidade no plano horizontal.

Os locais escolhidos para integrarem este ponto foram: a zona da Baixa-Chiado, para a qual se reuniram os resultados de 163 amostras das Camadas de Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo; a Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa, para a qual se dispunha de 121 resultados obtidos em amostras das Camadas de Prazeres, das Argilas do Forno do Tijolo e das Argilas Azuis de Xabregas; e a zona de Alvalade, com 47 resultados relativos às Argilas do Forno do Tijolo e apenas 2 relativos à Camadas de Prazeres; a Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa, onde se reuniram os resultados de 43 amostras referentes também às duas unidades mais representadas; e a freguesia de Nossa Senhora de Fátima, com 35 resultados disponíveis, neste caso todos relativos à unidade das Camadas de Prazeres. As obras a que os resultados se referem são as indicadas no Quadro 4.1, já agrupadas por localização escolhida.

### **4.6.2 Baixa-Chiado**

#### **4.6.2.1 Granulometria**

Na zona da Baixa-Chiado foram recolhidos 163 resultados de análises granulométricas realizadas sobre cerca de 150 amostras das Camadas de Prazeres e 13 amostras das Argilas do Forno do Tijolo. As amostras foram recolhidas quer para obras do Metropolitano de Lisboa quer para outras, nos locais que no Quadro 4.1 constituem M.L. – Baixa-Chiado e Baixa. A profundidade a que as amostras foram recolhidas variou entre a superfície e cerca de 60 m. Apesar do significativo número de resultados disponíveis, a composição granulométrica será apresentada apenas em valores médios, tendo em conta não o total de elementos existentes mas apenas os casos em que foi feita sedimentação. Relativamente à composição granulométrica, as Camadas de Prazeres e as Argilas do Forno do Tijolo serão tratadas em conjunto por ser relativamente reduzido o número de resultados disponíveis.

Dos resultados já apresentados para as Camadas de Prazeres e para as Argilas do Forno do Tijolo ficou claro que estes solos apresentam uma granulometria extensa. Na zona da Baixa-Chiado esta situação também se verifica, embora o solo apresente uma granulometria mais fina, com percentagem média de argila de 45 %, como mostra a Figura 4.36. Utilizando o triângulo de Feret para classificar as amostras, conclui-se que em dois terços dos casos as amostras se classificam como argilas ou argilas siltosas, 20 % correspondem a areias siltosas e 13 % são siltes argilosos, como se apresenta na Figura 4.37.

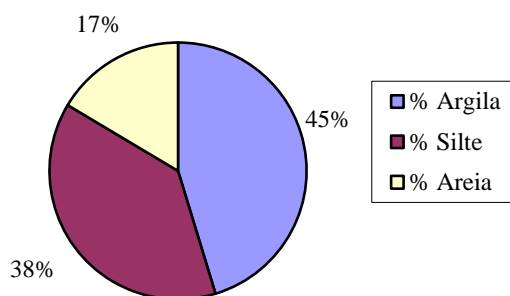


Figura 4.36 - Valores médios das percentagens de argila, silte e areia para a zona da Baixa-Chiado

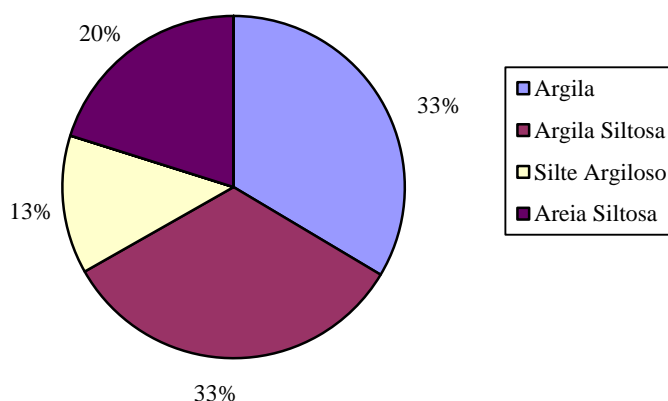


Figura 4.37 - Distribuição média das amostras com diferentes classificações usando a Classificação Unificada na zona da Baixa-Chiado

#### 4.6.2.2 Limites de Atterberg e teor em água

Para estudar os limites de Atterberg e o teor em água natural, foram considerados separadamente os resultados relativos às duas unidades geológicas.

A distribuição em profundidade dos limites de Atterberg e do teor em água natural apresenta-se na Figura 4.38a. Pode observar-se que não há diferenças significativas no teor em água natural para as duas unidades geológicas, estando os resultados das Argilas do Forno do Tijolo perfeitamente enquadrados no conjunto maior de resultados das Camadas de Prazeres. Já relativamente ao índice de plasticidade, a Figura 4.38b mostra que este varia consideravelmente nas Camadas de Prazeres e tende a ser ligeiramente inferior para as mesmas profundidades nas Argilas do Forno do Tijolo. Para ilustrar melhor esta situação, a Figura 4.38b apresenta a variação em profundidade do índice de plasticidade para as duas unidades geológicas.



A posição relativa do teor em água natural e dos limites de Atterberg confirma que também na zona da Baixa-Chiado os solos apresentam índices de consistência próximos ou superiores à unidade, característicos de solos rijos ou duros, como mostra a Figura 4.38c.

A representação do índice de plasticidade em função do limite de liquidez na Carta de Plasticidade de Casagrande apresenta-se na Figura 4.39, para as amostras das duas unidades geológicas em questão. Na mesma figura, inclui-se a reta de regressão obtida para as Camadas de Prazeres e descrita pela equação 4.2. Pode observar-se que a reta anterior se ajusta bastante bem aos dados da figura, particularmente, e como seria de esperar, para as amostras das Camadas de Prazeres. Se, e de forma análoga ao que foi feito anteriormente, se considerarem apenas as amostras que se situam acima da “Linha A”, os resultados continuam muito próximos dos obtidos anteriormente para as Camadas de Prazeres, descritos pela equação 4.3.

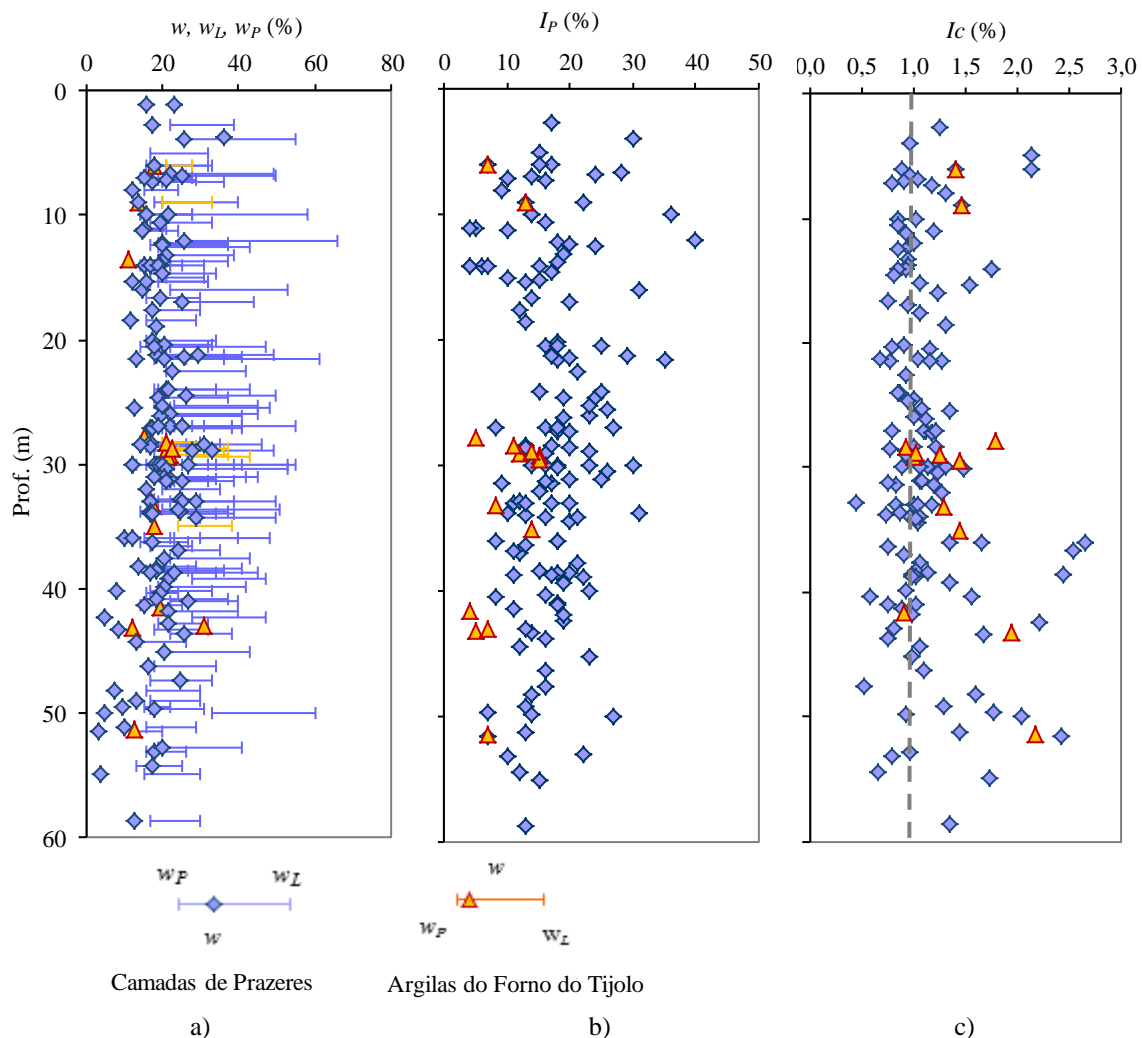


Figura 4.38 – Evolução em profundidade na zona da Baixa-Chiado de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de plasticidade; c) índice de consistência

Já em relação às Argilas do Forno do Tijolo os resultados mostram que na zona da Baixa-Chiado as amostras exibem menor plasticidade do que quando se considera a totalidade de resultados disponíveis. Com efeito, nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo na zona da

Baixa-Chiado o valor médio do índice de plasticidade é de cerca de 10 %, consideravelmente inferior à média da totalidade de resultados disponíveis, que era de cerca de 16 %, como se apresentou no Quadro 4.5. A Figura 4.40 mostra os resultados obtidos considerando apenas as amostras que se situam acima da “Linha A”. Apresentam-se na mesma figura as retas de regressão obtidas para cada uma das unidades geológicas na totalidade dos resultados para as Camadas de Prazeres e para as argilas do Forno do Tijolo, descritas pelas equações 4.3 e 4.6 respetivamente, e ainda as retas obtidas para as amostras da zona da Baixa-Chiado, que são descritas por:

$$I_p = 0,7*(w_L - 11,4) \quad 4.10$$

para as amostras das Camadas de Prazeres, e por:

$$I_p = 0,66*(w_L - 10,4) \quad 4.11$$

para as amostras da Argilas do Forno do Tijolo.

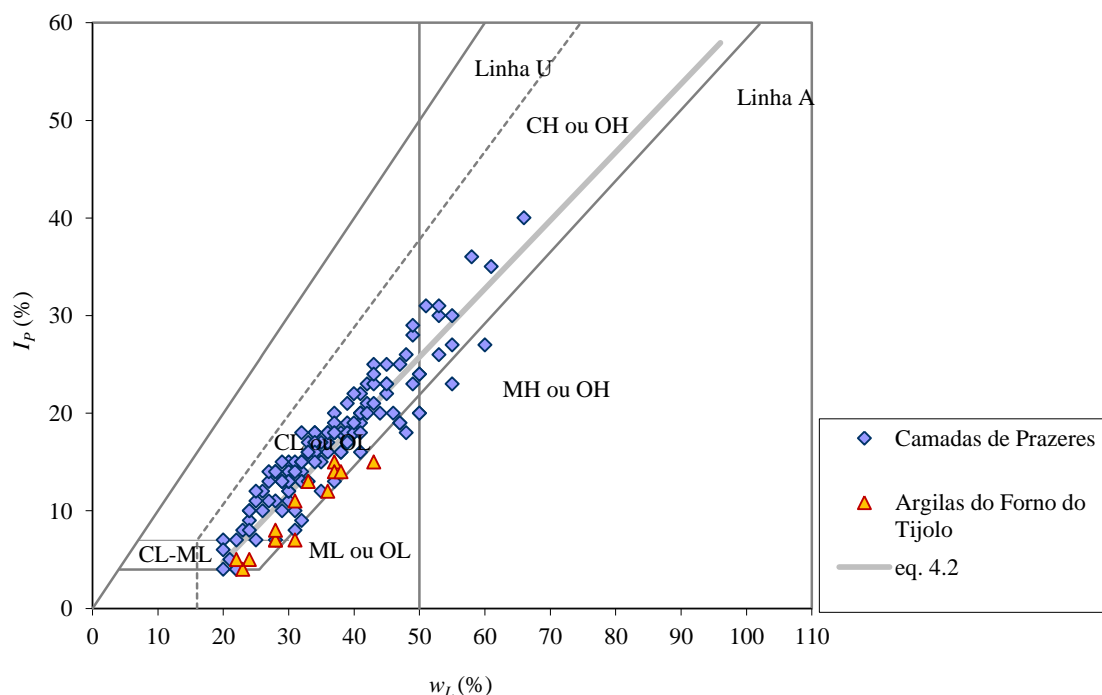


Figura 4.39 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande de todas as amostras das Camadas de Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo na zona da Baixa-Chiado

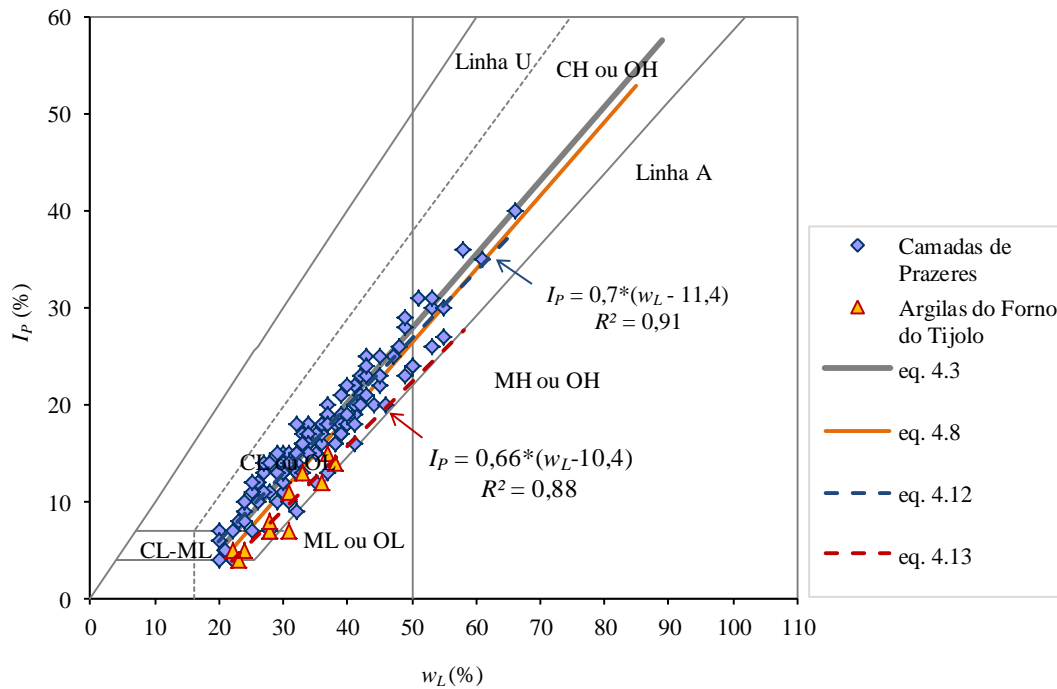


Figura 4.40 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande na zona da Baixa-Chiado excluindo as amostras situadas abaixo da “Linha A”

#### 4.6.2.3 Índices físicos

Os índices físicos determinados na zona da Baixa-Chiado incluem o teor em água, o peso volúmico ( $\gamma$ ), a densidade das partículas sólidas ( $G_s$ ), o peso volúmico seco ( $\gamma_d$ ) e o índice de vazios natural ( $e$ ).

Para além de se dispor para as Camadas de Prazeres de um número de elementos substancialmente superior ao número de resultados relativos às Argilas do Forno do Tijolo, os últimos enquadram-se muito bem nos primeiros, como se poderá observar nas figuras seguintes, pelo que no Quadro 4.11 se apresenta um resumo da estatística descritiva para os índices físicos na zona da Baixa-Chiado, considerando as duas unidades geológicas em conjunto.

Quadro 4.11 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras na zona da Baixa-Chiado

	$G_s$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Mínimo	2,56	18,05	0,26	14,81
Máximo	2,74	23,76	0,73	22,07
Média	2,66	20,45	0,52	17,36
Desvio padrão	0,05	1,05	0,11	1,37
n	50	99	44	100

A Figura 4.41a ilustra a evolução em profundidade do índice de vazios natural para as duas unidades geológicas representadas. Pode observar-se que, apesar de alguma dispersão, os valores relativos às Argilas do Forno do Tijolo se enquadram bastante bem no conjunto de resultados. Na zona da Baixa-Chiado também não se observa uma tendência para esta grandeza diminuir em profundidade.

O peso volúmico e o peso volúmico seco estão representados na Figura 4.41b em função da profundidade. Pode observar-se que a dispersão observada para os resultados das Camadas de Prazeres é mais significativa do que a que se observa para os resultados das Argilas do Forno do Tijolo, embora para as últimas haja um número muito menor de resultados disponíveis.

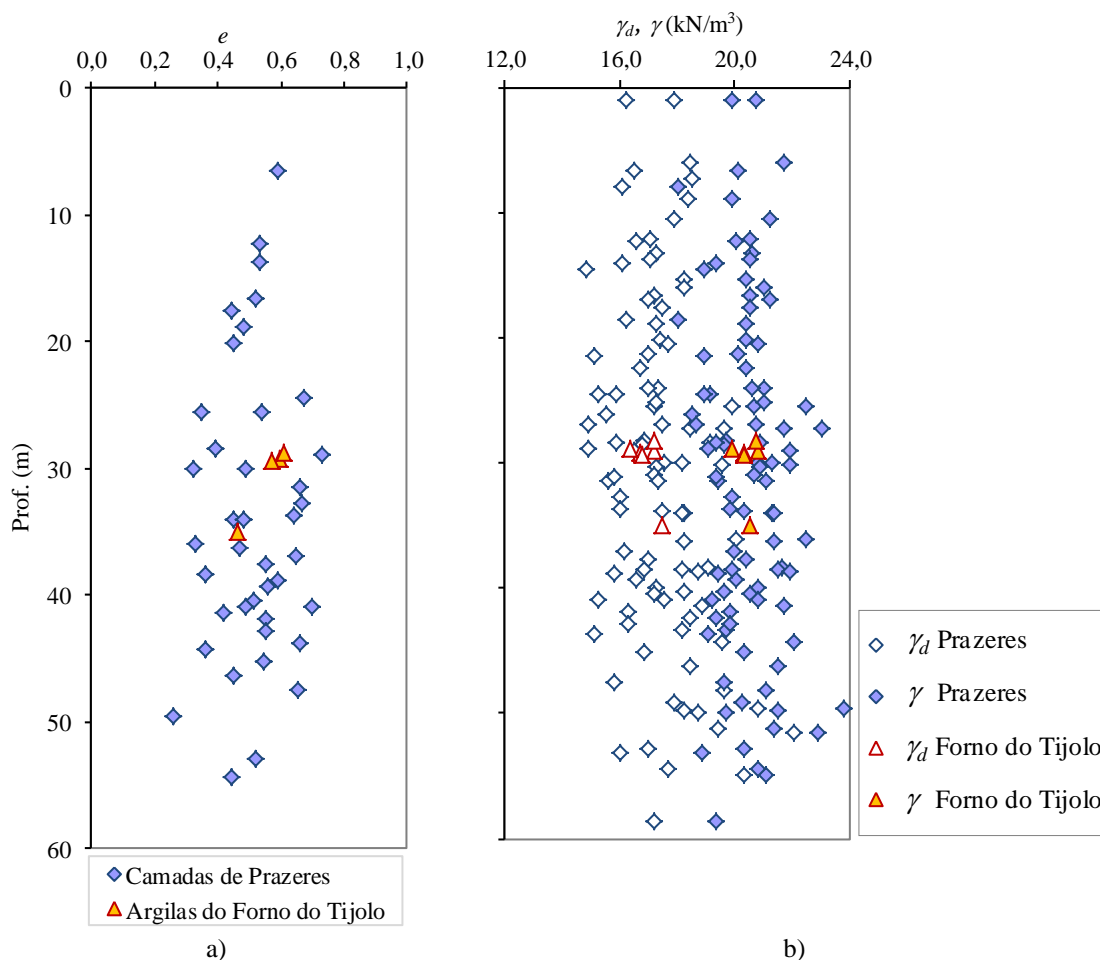


Figura 4.41 – Distribuição em profundidade na zona da Baixa-Chiado de: a) índice de vazios natural; b) peso volúmico seco e peso volúmico

## 4.6.3 Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa

### 4.6.3.1 Granulometria

Relativamente à Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa, os elementos recolhidos correspondem aos troços Alameda - São Sebastião e Alameda - Vale de Chelas, ao túnel do Término na Alameda, à Estação Alameda II e a uma obra nos Olivais. O número total de resultados disponíveis é de 121, sendo os solos pertencentes às três unidades geológicas do Miocénico de Lisboa aqui estudadas: 40 amostras das Camadas de Prazeres, 70 resultados das Argilas do Forno do Tijolo e 11 das Argilas Azuis de Xabregas. Tal como para a zona da Baixa-Chiado, apesar de o número de resultados disponível ser significativo, não há muitos resultados

de sedimentação, pelo que a composição granulométrica será apresentada para as três unidades em conjunto.

A Figura 4.42 mostra os valores médios da composição granulométrica das amostras da Linha Vermelha para as quais se dispunha da percentagem de argila, ou seja 36 amostras. A fração predominante nesta zona é a fração silte, seguida da argila e da areia. A Figura 4.43 mostra a percentagem de amostras com diferentes classificações e permite verificar que a maior parte das amostras se classifica como argila siltosa ou silte argiloso. De uma maneira geral observa-se que nesta zona os solos não são tão finos com na zona da Baixa-Chiado, aproximando-se mais da tendência global observada para as unidades geológicas consideradas isoladamente.

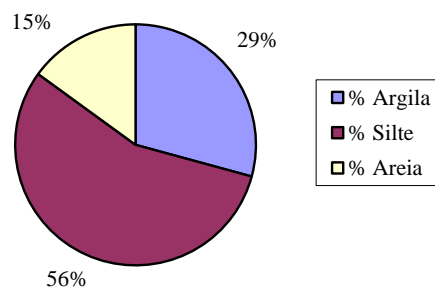


Figura 4.42 – Valores médios das percentagens de argila, silte e areia na Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa

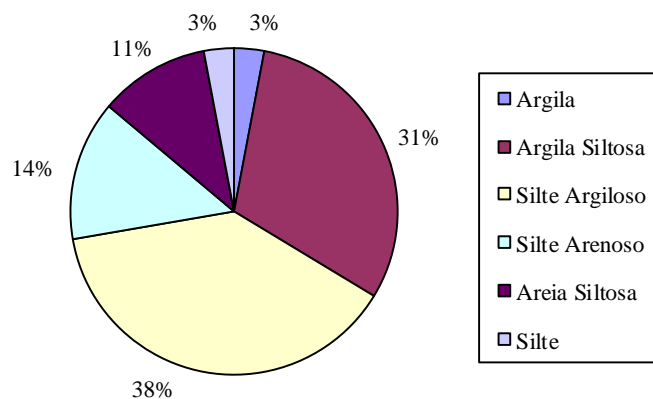


Figura 4.43 - Distribuição das amostras com diferentes classificações na Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa

#### 4.6.3.2 Limites de Atterberg e teor em água

Os limites de Atterberg e o teor em água natural das amostras da Linha Vermelha estão representados na Figura 4.44a, para as três unidades geológicas em estudo. Em relação ao teor em água natural ocorrem apenas ligeiras variações em profundidade, podendo concluir-se que este parece ser independente da unidade geológica a que pertencem as amostras. Os valores mais baixos surgem entre os 25 m e os 30 m de profundidade e referem-se a amostras quer das Camadas de Prazeres quer das Argilas do Forno do Tijolo. Estes valores mais baixos estão para as duas unidades associados a amostras com menor índice de plasticidade.

Já em relação ao índice de plasticidade, os resultados mostram que na Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa, e ao contrário do que acontecia para a zona da Baixa-Chiado, as Argilas do Forno do Tijolo se apresentam mais plásticas do que as Camadas de Prazeres. Os elementos relativos às Argilas Azuis de Xabregas, também por serem em menor número, apresentam valores muito semelhantes à tendência global observada.

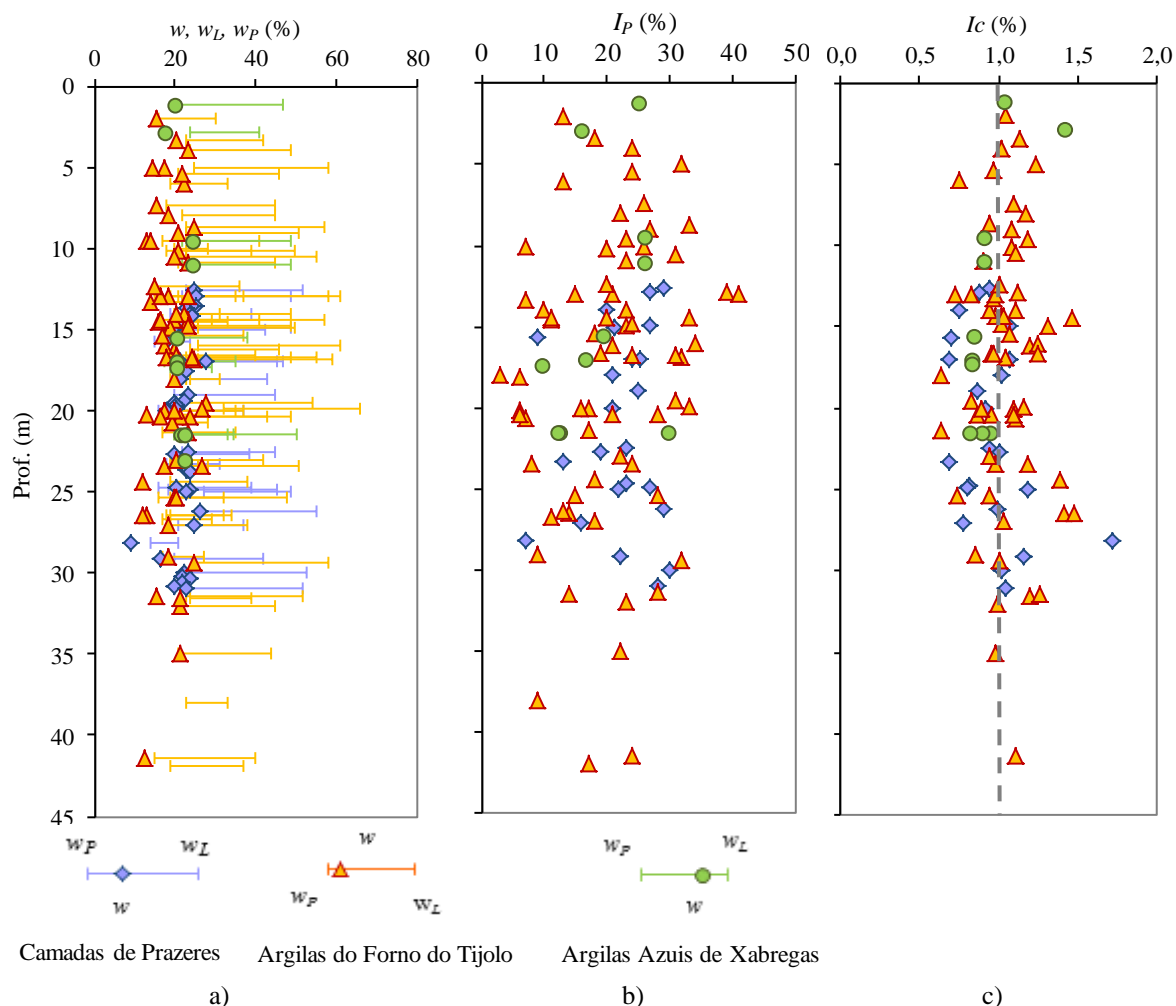


Figura 4.44 – Evolução em profundidade na zona da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de plasticidade; c) índice de consistência

A Figura 4.44b apresenta os índices de plasticidade para as três unidades geológicas. A observação atenta dos resultados permite concluir que a principal diferença entre os solos das duas unidades mais representadas está no limite de liquidez, que varia num intervalo mais amplo nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo, sugerindo que a sua composição mineralógica será, neste local, diferente da das restantes unidades. Os elementos disponíveis relativos à percentagem de argila nas amostras do Forno do Tijolo para esta localização são infelizmente muito escassos, como se verá adiante, pelo que não permitem fundamentar esta conclusão com base na determinação da atividade.

Pode verificar-se que para todas as amostras o teor em água natural se encontra próximo do limite de plasticidade pelo que os índices de consistência são próprios de solos rijos ou duros. A Figura 4.44c mostra os índices de consistência para as amostras das três unidades geológicas e permite verificar que para uma parte significativa das amostras os índices de consistência são superiores à unidade. Pode ainda observar-se uma ligeira tendência para o aumento desta grandeza em profundidade, em particular nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo.

A representação na Carta de Plasticidade de Casagrande, ilustrada pela Figura 4.45, mostra que mais uma vez os resultados parecem indiferentes em relação à unidade geológica a que as amostras pertencem, já que os resultados das três unidades se misturam perfeitamente. Na mesma figura incluem-se ainda as retas de regressão obtidas para a totalidade das amostras das Camadas de Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo, descritas respetivamente pelas equações 4.3 e 4.6, e ainda uma reta de regressão obtida considerando todas as amostras da Linha Vermelha, representada a tracejado azul e que pode ser descrita por:

$$I_p = 0,77*(w_L - 14,7) \tag{4.12}$$

com coeficiente de determinação igual a 0,91. Verifica-se que esta reta é praticamente coincidente com a definida pela equação 4.3, apesar de o número de elementos disponíveis para as Camadas dos Prazeres ser, nesta localização, inferior ao número de resultados para as Argilas do Forno do Tijolo. Importa salientar que as diferenças verificadas entre as retas apresentadas são muito pequenas, pelo que parece razoável definir, nesta localização, apenas uma para as camadas argilosas do Miocénico de Lisboa.

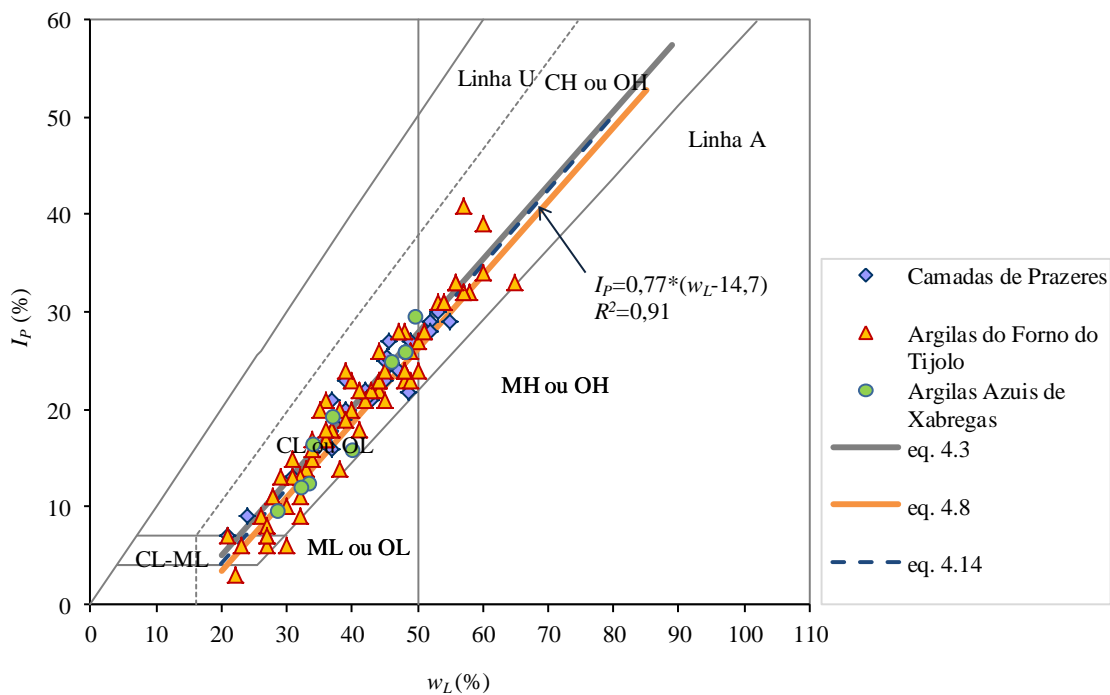


Figura 4.45 – Representação na Carta de plasticidade de Casagrande das amostras na Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa

### 4.6.3.3 Atividade

Como já foi referido, apesar de existir um número considerável de elementos relativos à Linha Vermelha, a atividade pôde apenas ser determinada para 35 amostras, uma vez que se dispunha de pouca informação relativamente às percentagens de argila presentes nas amostras. A Figura 4.46 mostra a atividade para as três unidades geológicas.

Dos 35 resultados analisados nesta localização, a atividade varia entre 0,38 e 1,5, com valor médio de 0,81 e desvio padrão de 0,27. Pode observar-se que as amostras se apresentam com atividade normal e pouco ativas, havendo apenas três casos em que as argilas se classificam como muito ativas, casos que correspondem a amostras com baixas percentagens de argila.

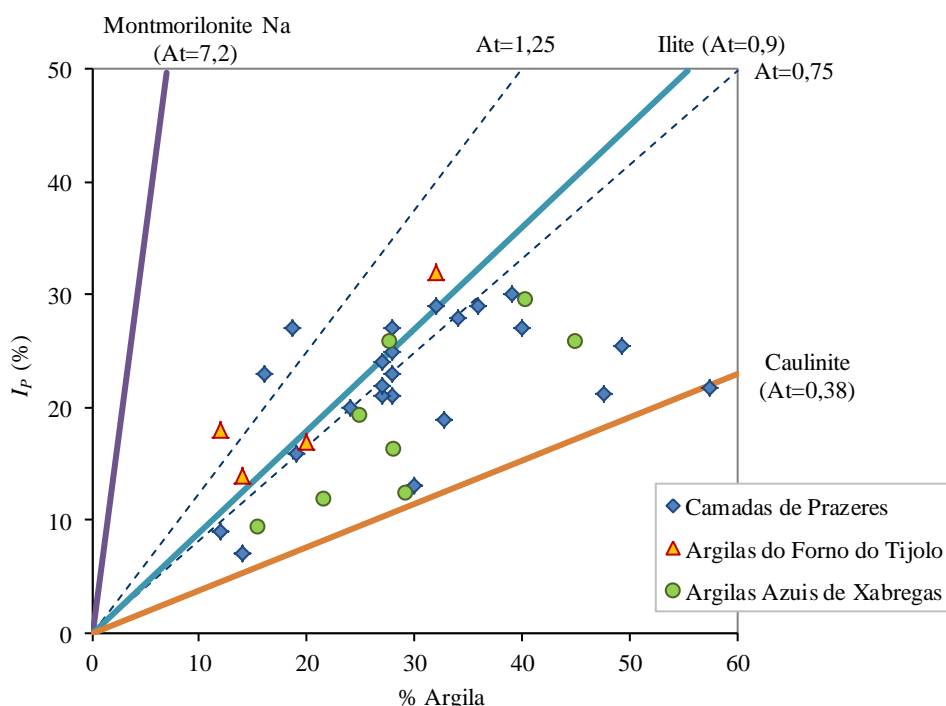


Figura 4.46 - Atividade das argilas nas amostras da zona da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa

### 4.6.3.4 Índices físicos

Os índices físicos determinados na zona da Linha Vermelha incluem o teor em água, o peso volúmico ( $\gamma$ ), a densidade das partículas sólidas ( $G_s$ ), o peso volúmico seco ( $\gamma_d$ ) e o índice de vazios natural ( $e$ ).

O número de elementos disponíveis para as Argilas do Forno do Tijolo é, nesta localização, bastante superior ao número de resultados relativos às restantes unidades. Os valores dos índices físicos que se apresentam neste ponto enquadram-se bastante bem uns nos outros, como mostram as figuras seguintes, pelo que no Quadro 4.12 se apresenta um resumo da estatística descritiva para os índices físicos na zona da Linha Vermelha considerando as três unidades geológicas em conjunto.



Quadro 4.12 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras na zona da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa

	$G_s$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Mínimo	2,58	16,50	0,33	14,60
Máximo	2,75	21,1	0,76	19,80
Média	2,66	20,42	0,55	16,99
Desvio padrão	0,05	0,75	0,07	0,91
n	52	86	46	86

A Figura 4.47a mostra a evolução em profundidade do índice de vazios natural para as três unidades geológicas. A dispersão observada não é significativa, como mostra o Quadro 4.12, e as três unidades geológicas apresentam índices de vazios naturais bastante próximos uns dos outros, e praticamente constantes em profundidade.

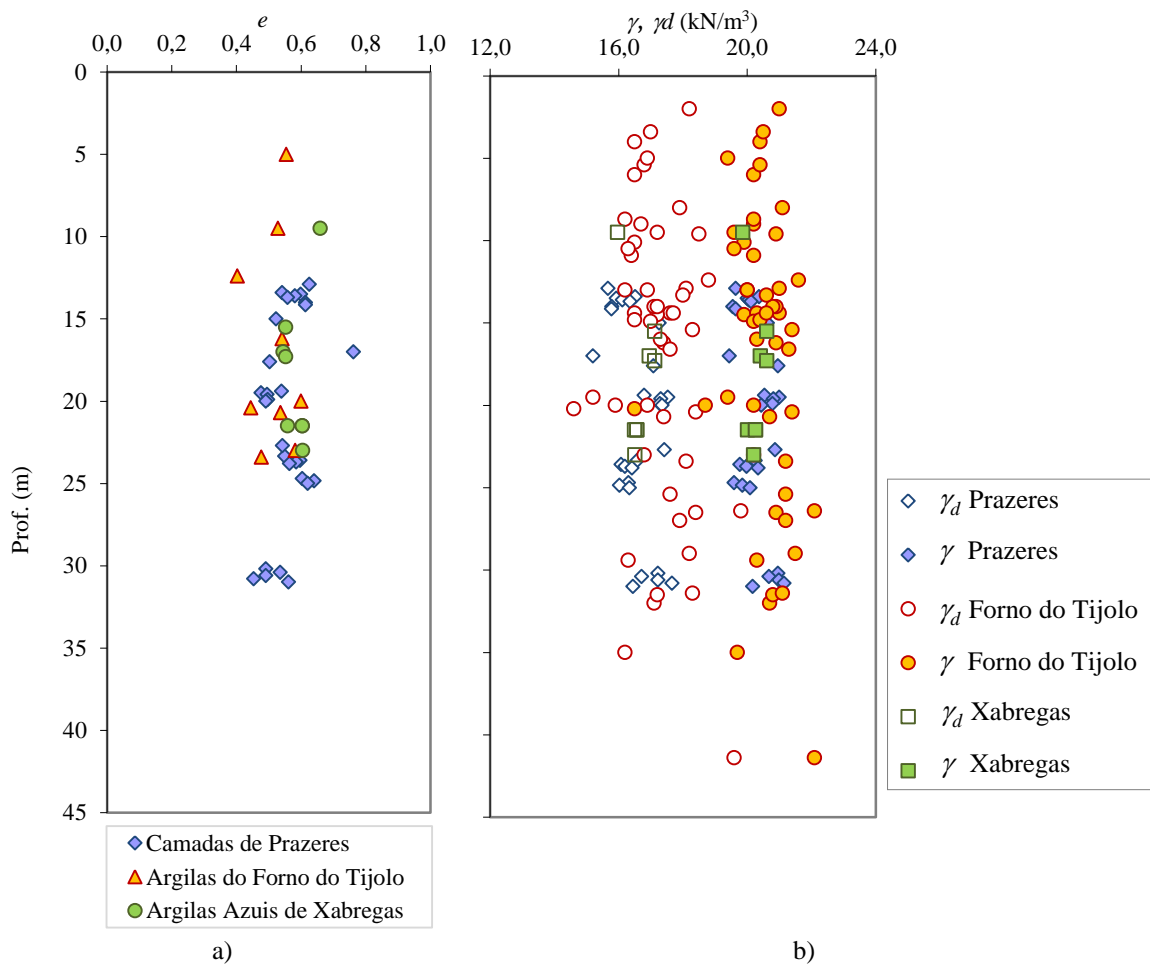


Figura 4.47 – Distribuição em profundidade na zona da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa de: a) índice de vazios natural; b) peso volúmico seco e peso volúmico

O peso volúmico e o peso volúmico seco apresentam-se na Figura 4.47b em função da profundidade. Pode observar-se que os resultados para as Argilas do Forno do Tijolo são mais dispersos do que os das restantes unidades geológicas, o que naturalmente ocorre por ser esta a unidade mais representada. Os pesos volúmicos e pesos volúmicos secos não revelam qualquer tendência para variar em profundidade nas amostras das Camadas de Prazeres e das Argilas

Azuis de Xabregas, ao passo que para as Argilas do Forno do Tijolo parece haver uma ligeira tendência para estas grandezas aumentarem com a profundidade.

#### 4.6.4 Alvalade

##### 4.6.4.1 Granulometria

Apesar de existirem resultados da caracterização física para 49 amostras das argilas miocénicas na zona de Alvalade, 2 para as Camadas de Prazeres e 47 para as Argilas do Forno do Tijolo, nenhuma análise da composição granulométrica coligida para esta zona incluiu a sedimentação, pelo que não existe informação acerca da percentagem de argila presente nas amostras. A Figura 4.48 apresenta os valores médios das percentagens de areia e silte com argila em função da profundidade.

Pode verificar-se que a percentagem de silte com argila é muito considerável em todas as amostras e não varia significativamente para as diferentes profundidades. A percentagem de máxima de areia determinada foi de 25 %.

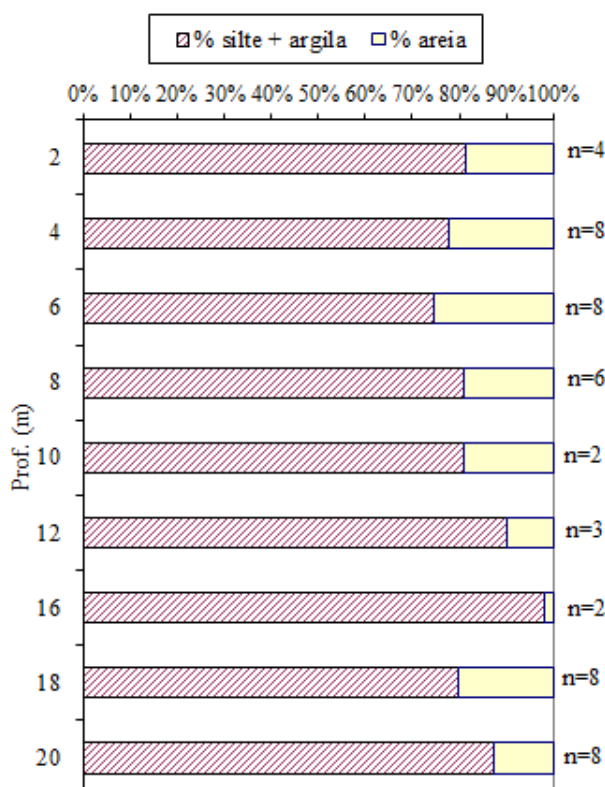


Figura 4.48 - Valores médios da composição granulométrica em profundidade na zona de Alvalade

##### 4.6.4.2 Limites de Atterberg e teor em água

O teor em água natural e os limites de Atterberg encontram-se representados na Figura 4.49a para as duas unidades geológicas identificadas na zona em estudo, embora para as Camadas de Prazeres não se disponha de resultados do teor em água natural nesta localização.

O teor em água natural das Argilas do Forno do Tijolo exhibe pouca variação em profundidade. Já em relação ao índice de plasticidade, que se apresenta na Figura 4.49b, para esta localização é maior nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo, ao contrário do que se verificou quando se analisaram as duas unidades geológicas separadamente. Esta situação deve no entanto ser encarada com reserva, dado que há uma diferença muito substancial na quantidade de resultados disponíveis para cada unidade na zona de Alvalade. Para além disso, os valores que podem considerar-se atípicos, em relação à tendência observada anteriormente, são os que correspondem às amostras das Camadas de Prazeres, que nesta localização surgem anormalmente baixos.

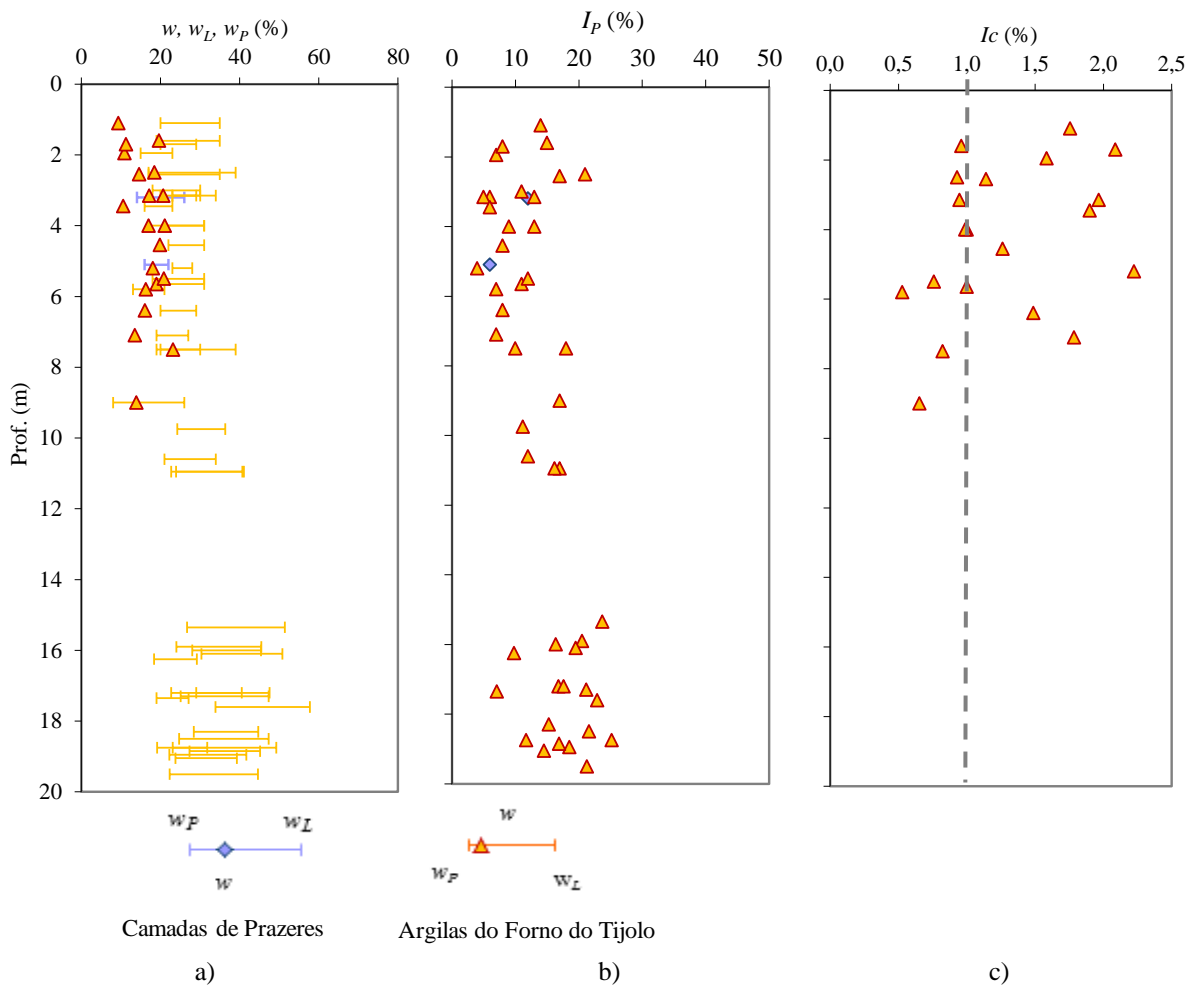


Figura 4.49 – Evolução em profundidade na zona de Alvalade de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de plasticidade; c) índice de consistência

O índice de consistência ilustra-se na Figura 4.49c, apenas para as Argilas do Forno do Tijolo, uma vez que não se dispunha de informação acerca do teor em água natural para as amostras das Camadas de Prazeres. Verifica-se que este índice é em 60 % das amostras superior à unidade, característico de solos duros. A dispersão observada está de acordo com o já descrito para a unidade Argilas do Forno do Tijolo, ao analisar o conjunto de todos os elementos disponíveis.

A representação na Carta de Plasticidade de Casagrande, que se ilustra na Figura 4.50 onde se inclui também a equação 4.5, indica que na zona de Alvalade as amostras das Argilas do Forno do Tijolo se classificam todas como argilas magras ou siltes, com exceção de uma que se apresenta como silte elástico. Se, à semelhança do que se fez em pontos anteriores, forem excluídas as amostras que se situam abaixo da Linha “A”, é possível estabelecer a correlação descrita por:

$$I_p = 0,66 * (w_L - 12,88) \quad 4.13$$

com coeficiente de determinação de 0,81, que se mostra na Figura 4.51, onde se ilustra também a reta descrita anteriormente pela equação 4.6. A observação da figura permite verificar que, nesta localização, as Argilas do Forno do Tijolo são ligeiramente menos plásticas do que quando se considera o conjunto de todos os resultados disponíveis. A reta de regressão aparece menos inclinada do que a da equação 4.6, pelo que para limites de liquidez iguais os índices de plasticidade são ligeiramente menores.

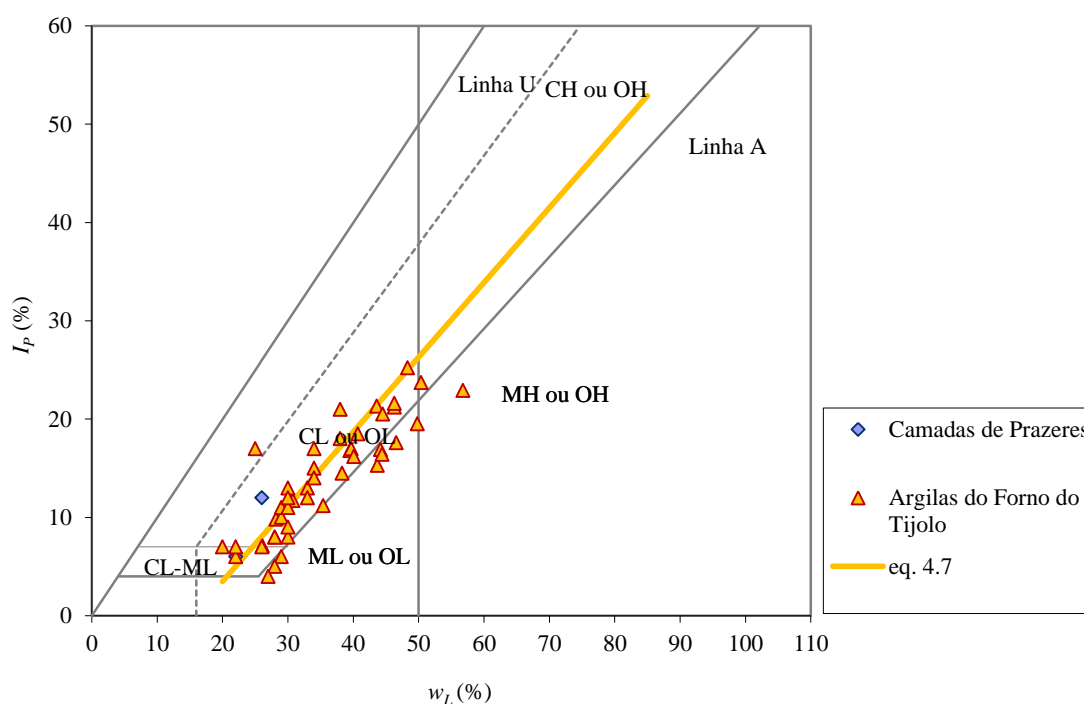


Figura 4.50 - Carta de plasticidade de Casagrande para as amostras das Camadas de Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo da zona de Alvalade

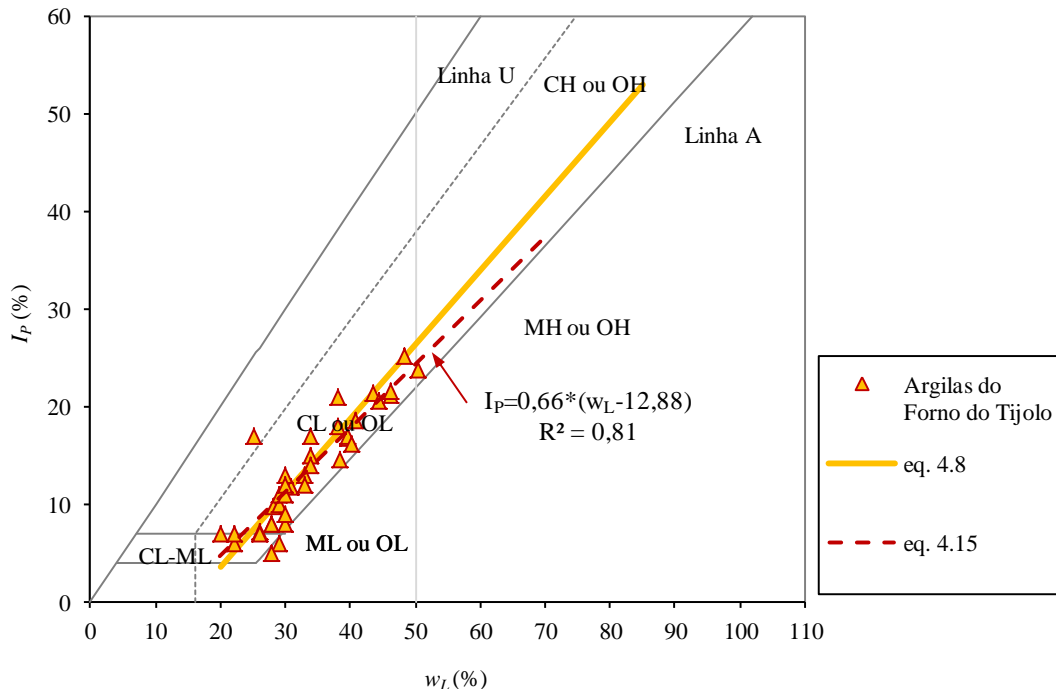


Figura 4.51 - Carta de plasticidade de Casagrande para as amostras das Argilas do Forno do Tijolo na zona de Alvalade, excluindo as amostras situadas abaixo da Linha “A”

#### 4.6.4.3 Índices físicos

Os índices físicos das amostras da zona de Alvalade incluem o teor em água, o peso volúmico ( $\gamma$ ), a densidade das partículas sólidas ( $G_s$ ), o peso volúmico seco ( $\gamma_d$ ) e o índice de vazios natural ( $e$ ). No Quadro 4.13 apresenta-se a estatística descritiva para as amostras das Argilas do Forno do Tijolo na zona de Alvalade. Da sua comparação com o Quadro 4.7, relativo ao conjunto das amostras desta unidade geológica, verifica-se que na zona de Alvalade, apesar de variarem em intervalos mais estreitos, os índices físicos têm valores médios praticamente iguais aos que se obtiveram para a totalidade dos resultados coligidos.

Quadro 4.13 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras das Argilas do Forno do Tijolo na zona de Alvalade

	$G_s$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Mínimo	2,56	17,56	0,36	15,11
Máximo	2,71	21,70	0,63	18,54
Média	2,65	20,14	0,51	16,97
Desvio padrão	0,05	1,37	0,08	1,02
n	8	18	8	18

A Figura 4.52 mostra o índice de vazios natural em função da profundidade. O escasso número de elementos disponíveis não permite estabelecer uma tendência, mas da observação da figura pode constatar-se que esta grandeza não exhibe significativa variação com o aumento da profundidade.

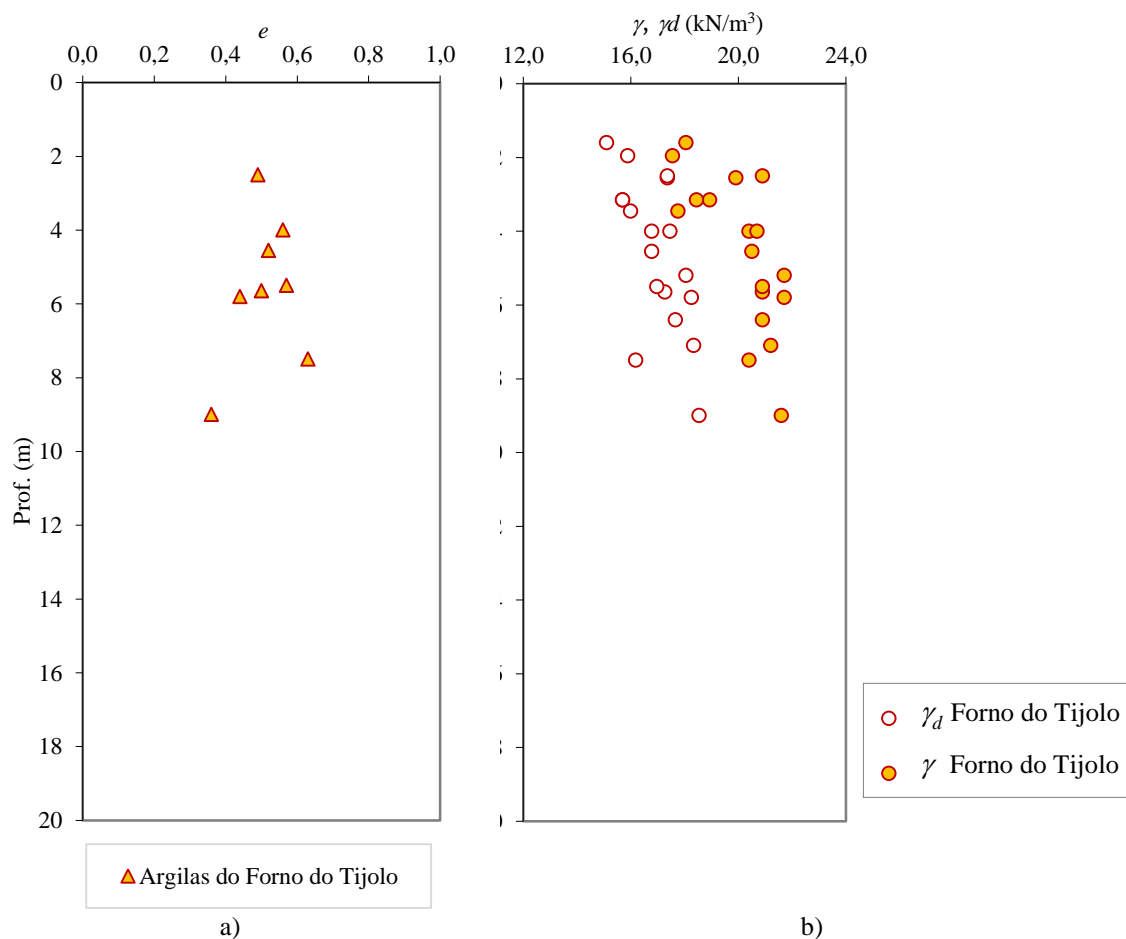


Figura 4.52 - Distribuição em profundidade para as Argilas do Forno do Tijolo na zona de Alvalade de: a) índice de vazios natural; b) peso volúmico seco e peso volúmico

O peso volúmico e o peso volúmico seco apresentam-se na Figura 4.52b para as amostras das Argilas do Forno do Tijolo. Verifica-se que a diferença entre estas duas grandezas é aproximadamente constante em profundidade, o que não era tão evidente quando se consideraram todos os resultados coligidos.

## 4.6.5 Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa

### 4.6.5.1 Granulometria

Para a Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa analisaram-se 43 resultados de ensaios de identificação realizados sobre 35 amostras das Camadas de Prazeres e 8 amostras das Argilas do Forno do Tijolo. O número de ensaios para os quais foi realizada a sedimentação foi de 15, distribuídos quase equitativamente entre as duas unidades geológicas. Tal como foi feito para os locais já apresentados, a análise da composição granulométrica foi feita considerando ambas as formações geológicas. Os solos nesta localização são predominantemente siltosos, como mostra a Figura 4.53, onde se apresenta os valores médios das percentagens de argila, areia e silte.

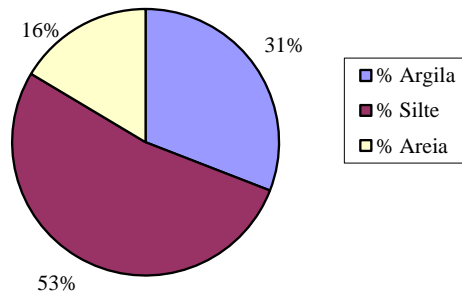


Figura 4.53 - Valores médios da percentagem de argila, silte e areia nas amostras da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa

Recorrendo ao triângulo de Feret para classificar as amostras, foi possível obter a distribuição que se apresenta na Figura 4.54. Em comparação com os elementos da Linha Vermelha, apesar das percentagens médias de argila, areia e silte serem sensivelmente iguais, há agora uma maior percentagem de amostras classificadas como argila e como silte arenoso o que se verificou anteriormente. Pode assim depreender-se que os solos neste local serão mais finos do que os da Linha Vermelha.

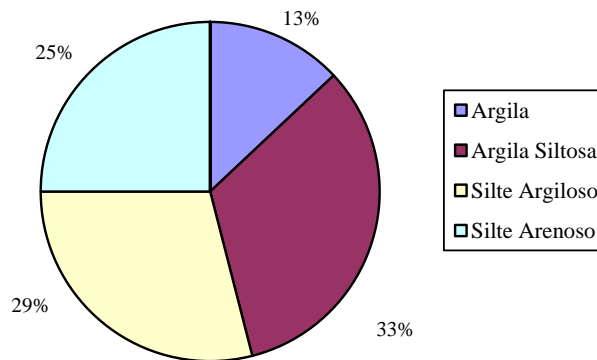


Figura 4.54 – Distribuição das amostras com diferentes classificações na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa

#### 4.6.5.2 Limites de Atterberg e teor em água

Os limites de Atterberg e o teor em água natural apresentam-se na Figura 4.55a para as amostras das duas unidades geológicas, em função da profundidade a que as estas foram recolhidas. Apesar de alguma dispersão os valores do teor em água natural das duas unidades são bastante próximos a cada profundidade, tal como foi já descrito para as restantes localizações. Relativamente ao índice de plasticidade, as amostras das Camadas de Prazeres exibem valores que variam num intervalo mais lato, enquanto as amostras das Argilas do Forno do Tijolo exibem menor plasticidade, situação que também se verificou para a zona da Baixa-Chiado, e que pode observar-se na Figura 4.55b. Verifica-se ainda uma certa tendência para o índice de plasticidade diminuir em profundidade, em particular para as amostras das Camadas de Prazeres.

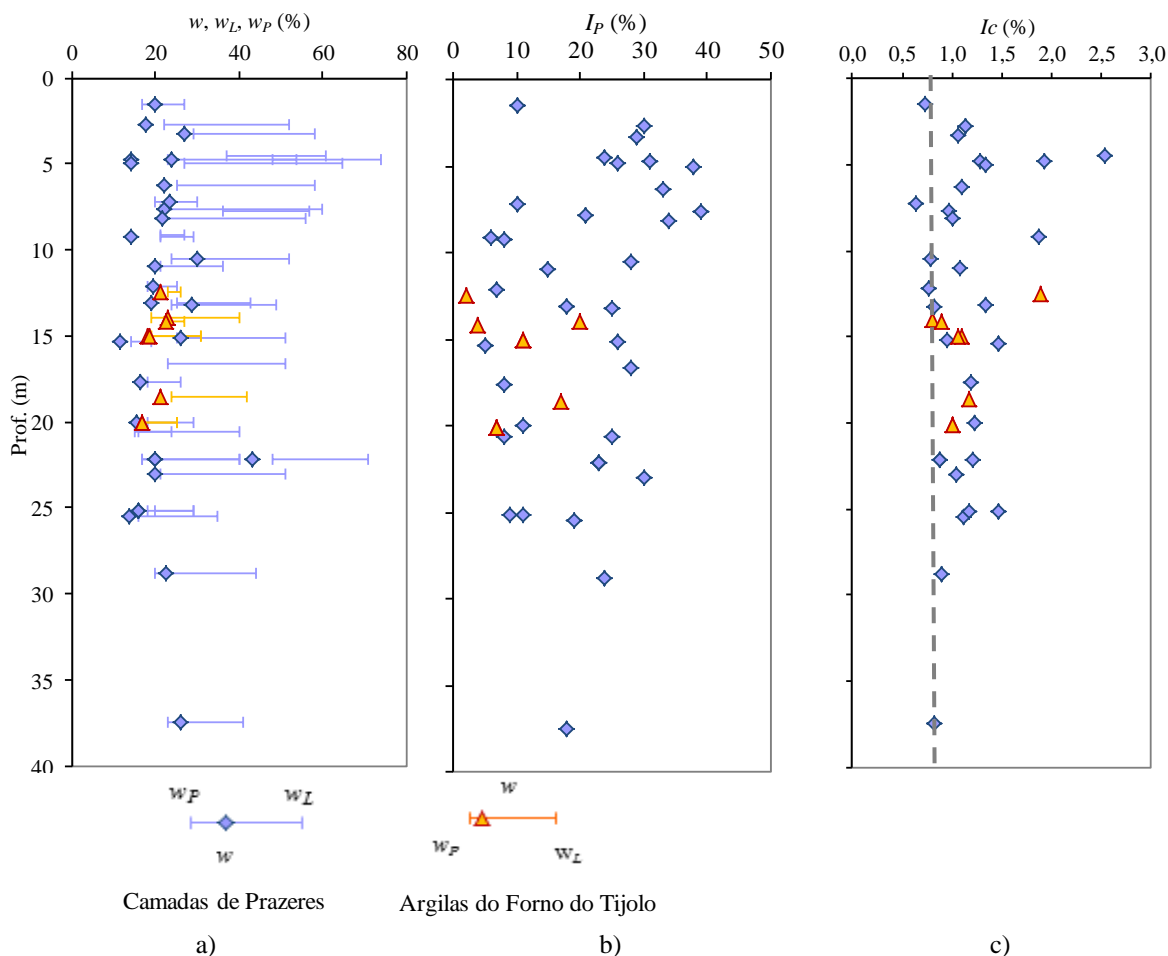


Figura 4.55 – Evolução em profundidade na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de plasticidade; c) índice de consistência

Aspeto interessante em relação aos dados da Linha Amarela prende-se com a posição do teor em água natural em relação aos limites de Atterberg, que na maior parte dos casos se situa à esquerda do limite de plasticidade, como mostra a Figura 4.55c, o que indica que se está na presença de solos mais consistentes do que nos casos anteriores. Para os 39 casos em que é possível determinar o índice de consistência, 25 apresentam valores iguais ou superiores à unidade, tratando-se pois de solos duros.

A representação do índice de plasticidade em função do limite de liquidez na Carta de Plasticidade de Casagrande mostra que as amostras da Linha Amarela estão de acordo com a tendência global observada para as duas unidades geológicas presentes, como mostra a Figura 4.56. Na mesma figura incluem-se as retas descritas pelas equações 4.2 e 4.6 obtidas para os conjuntos as amostras das Camadas de Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo coligidos neste estudo e a reta de regressão obtida para as amostras das Argilas do Forno do Tijolo, com coeficiente de determinação de 0,84, descrita por:

$$I_p = 0,85 \cdot (w_L - 18,2) \tag{4.14}$$



Na Figura 4.57 excluem-se as amostras situadas abaixo da Linha A.

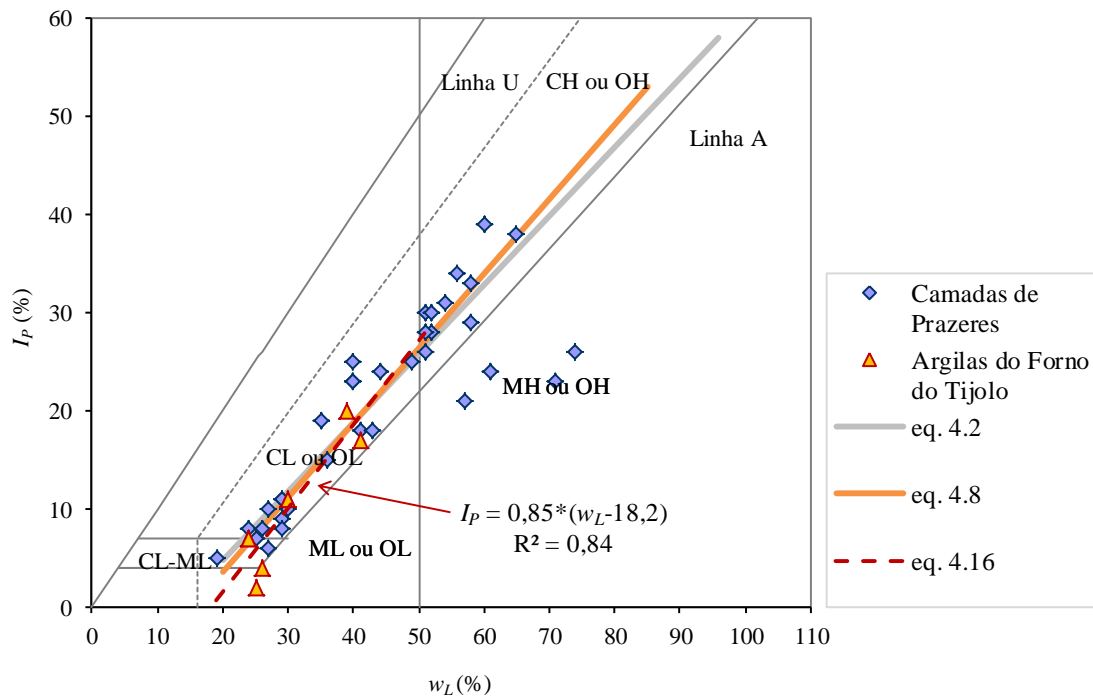


Figura 4.56 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande de todas as amostras na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa

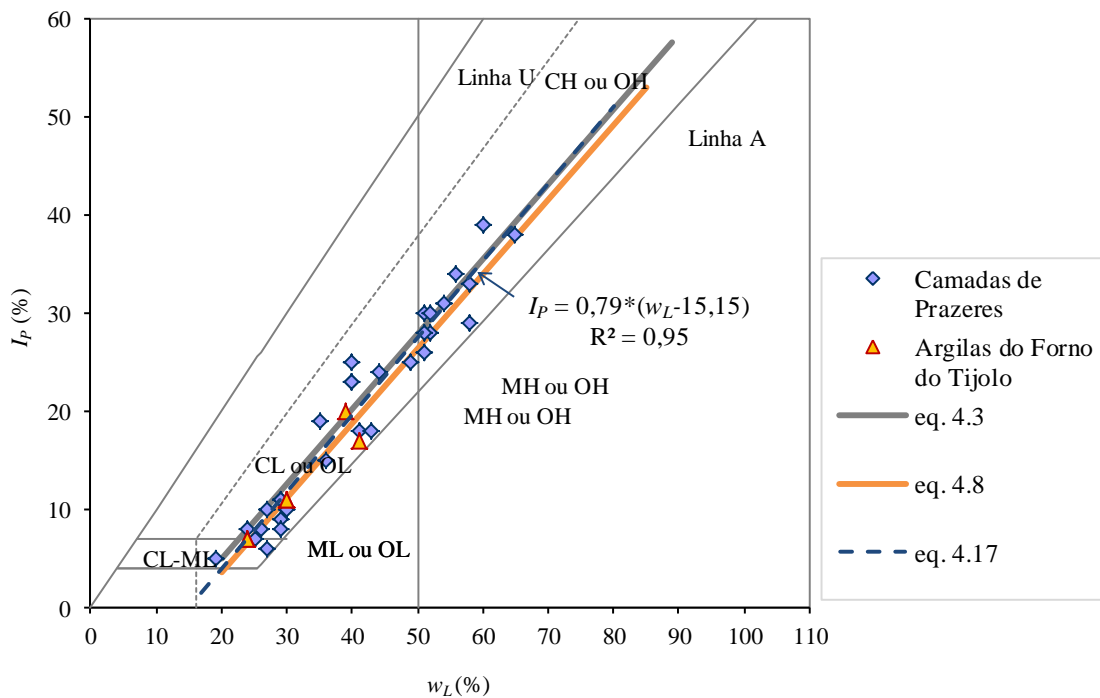


Figura 4.57 - Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande das amostras na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa, excluindo as das Camadas de Prazeres que se situam abaixo da Linha “A”

Relativamente às amostras das Camadas de Prazeres, excluindo as amostras que se situam abaixo da Linha “A”, pode também obter-se a reta de regressão dada por:

$$I_p = 0,79 \cdot (w_L - 15,15) \quad 4.15$$

praticamente coincidente com a descrita pela equação 4.3, como mostra a Figura 4.57.

#### 4.6.5.3 Atividade

Na Linha Amarela todas as amostras para as quais se determinou a percentagem de argila se classificam como pouco ativas, como pode observar-se na Figura 4.58. Este é o único local para o qual se verifica esta homogeneidade de resultados, pese embora o número de amostras disponível ser reduzido. Os resultados que aqui se coligem conduzem a valores da atividade bastante próximos.

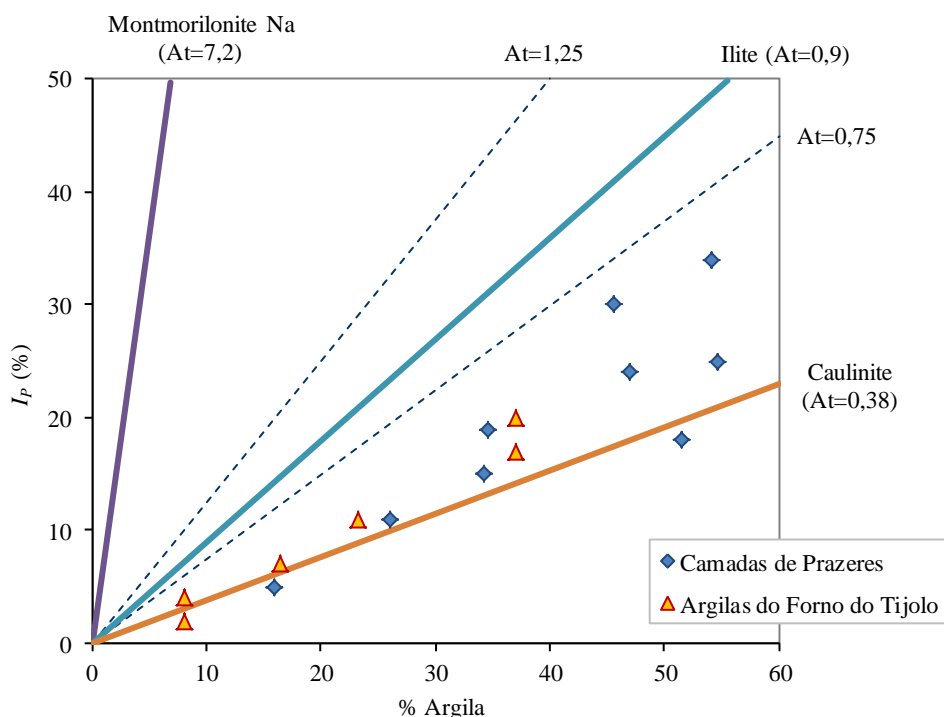


Figura 4.58 - Atividade das argilas para as amostras das Camadas de Prazeres e Argilas do Forno do Tijolo na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa

#### 4.6.5.4 Índices físicos

Os índices físicos das amostras na Linha Amarela não são também em grande número. A observação da sua evolução em profundidade mostra que, à semelhança do que já tem acontecido, os resultados das duas unidades geológicas se confundem, podendo pois, em termos estatísticos, ser tratados em simultâneo. O Quadro 4.14 mostra a estatística descritiva dos índices físicos para as amostras da Linha Amarela.

Quadro 4.14 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras na Linha Amarela

	$G_s$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Mínimo	2,56	16,16	0,32	14,79
Máximo	2,73	22,48	0,76	18,76
Média	2,67	20,11	0,54	17,04
Desvio padrão	0,05	1,05	0,15	1,35
n	20	33	18	29

O índice de vazios natural apresenta-se na Figura 4.59. Apesar da dispersão observada, em particular nas amostras das Camadas de Prazeres e nos primeiros 15 m de profundidade, verifica-se que o índice de vazios natural exibe pouca variação em profundidade.

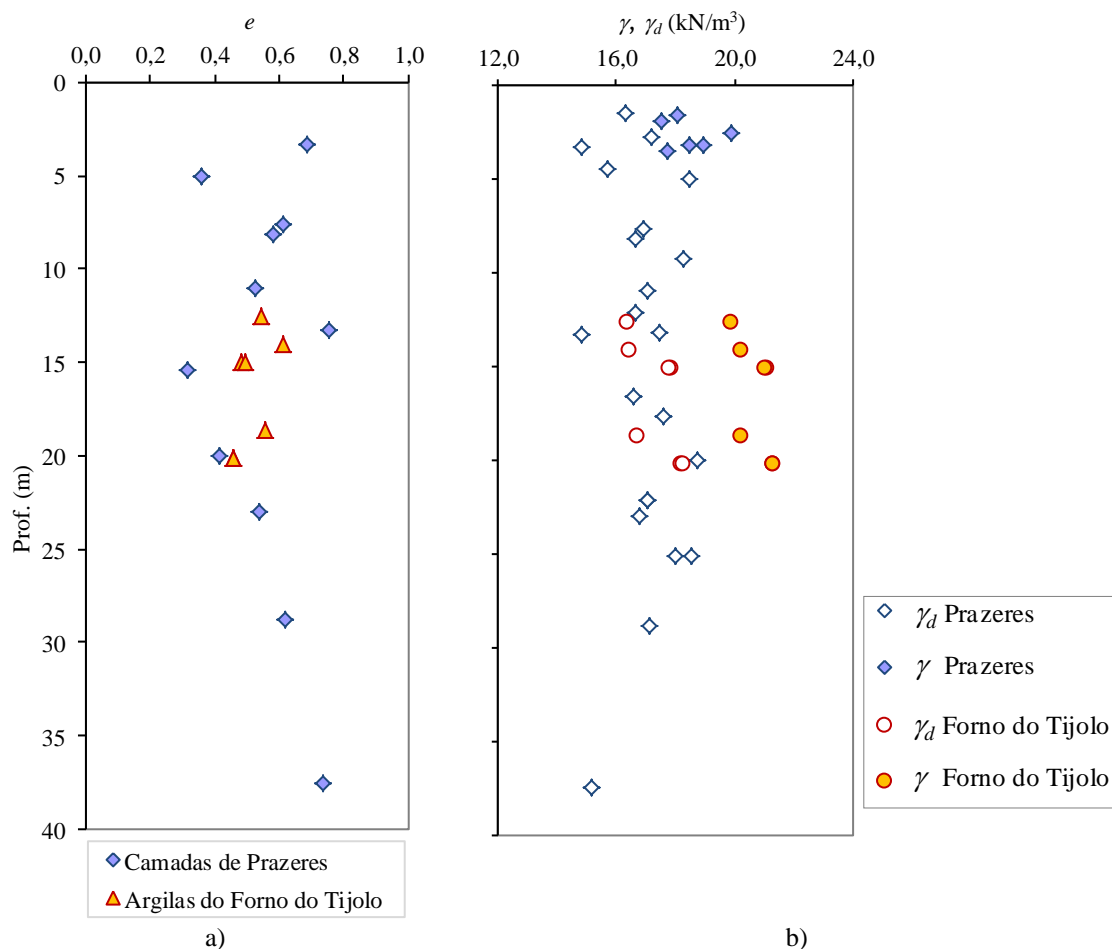


Figura 4.59 - Distribuição em profundidade na Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa de: a) índice de vazios natural; b) peso volúmico seco e peso volúmico

Relativamente ao peso volúmico e ao peso volúmico seco, a Figura 4.59b mostra os resultados recolhidos. Os valores apresentam-se bastante próximos para as duas unidades geológicas, e não variam significativamente em profundidade.

#### 4.6.6 Nossa Senhora de Fátima

##### 4.6.6.1 Granulometria

As amostras recolhidas na freguesia de Nossa Senhora de Fátima referem-se todas às Camadas de Prazeres. A composição granulométrica deverá pois ser semelhante à que se descreveu para esta unidade. No caso particular desta freguesia, os elementos recolhidos relativos à composição granulométrica referiam-se apenas a 24 amostras, sendo que para apenas duas se dispunha de resultados de sedimentação. Para as restantes a composição granulométrica é dada apenas pelas percentagens de areia e de silte com argila. Na Figura 4.60 apresentam-se os resultados das análises granulométricas. Pode observar-se que a percentagem de areia tende a diminuir em

profundidade, ou seja, que o solo tende a ser mais fino nas camadas mais profundas. As barras que aparecem a cheio aos 8 m de profundidade representam a percentagem de silte e referem-se às amostras para as quais se realizou a sedimentação.

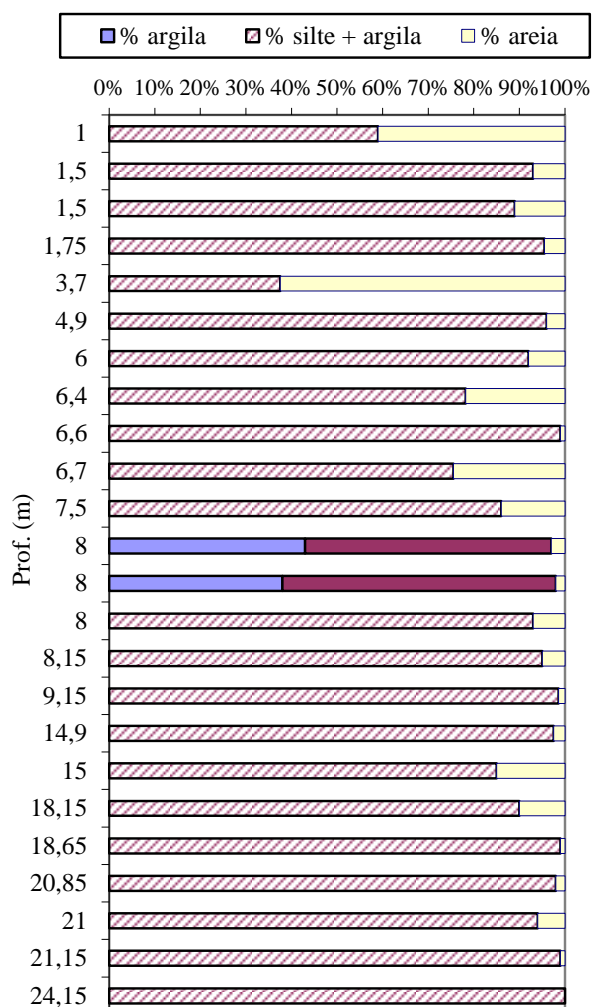


Figura 4.60 - Composição granulométrica em profundidade das amostras da zona de Nossa Senhora de Fátima

#### 4.6.6.2 Limites de Atterberg

No Quadro 4.15 apresenta-se a estatística descritiva relativa ao teor em água natural e aos limites de Atterberg obtida para as amostras das Camadas de Prazeres na freguesia de Nossa Senhora de Fátima.

Quadro 4.15 – Estatística descritiva para o teor em água natural, os limites de Atterberg e índices de consistência das amostras de Nossa Senhora de Fátima

	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)	$w$ (%)	$I_c$
Mínimo	22,00	14,00	4,00	10,50	0,90
Máximo	62,00	26,50	37,00	27,50	2,10
Média	45,76	21,27	24,50	20,01	1,18
Desvio padrão	11,32	3,36	9,12	4,09	0,29
n	28	28	28	27	17

Este quadro pode ser comparado com o Quadro 4.2, relativo ao conjunto das amostras das Camadas de Prazeres, uma vez que para todas as amostras relativas a esta freguesia

pertencem àquela unidade geológica. Essa comparação permite verificar que os parâmetros variam num intervalo mais estreito quando se analisa apenas uma zona geográfica, o que faz todo o sentido, tendo em conta que se está a eliminar um elemento que contribui para a variabilidade dos depósitos naturais.

A evolução em profundidade do teor em água natural e dos limites de Atterberg mostra-se na Figura 4.61a. Pode verificar-se que o teor em água apresenta pouca variação em profundidade, ao contrário do que acontece com o índice de plasticidade, que se apresenta na Figura 4.61b, e que exhibe bastante maior dispersão, tal como se ilustrou para a totalidade das amostras das Camadas de Prazeres. Importa salientar que neste caso não se pode observar uma tendência para o  $I_p$  diminuir em profundidade, como se verificou quando se analisou a totalidade dos resultados.

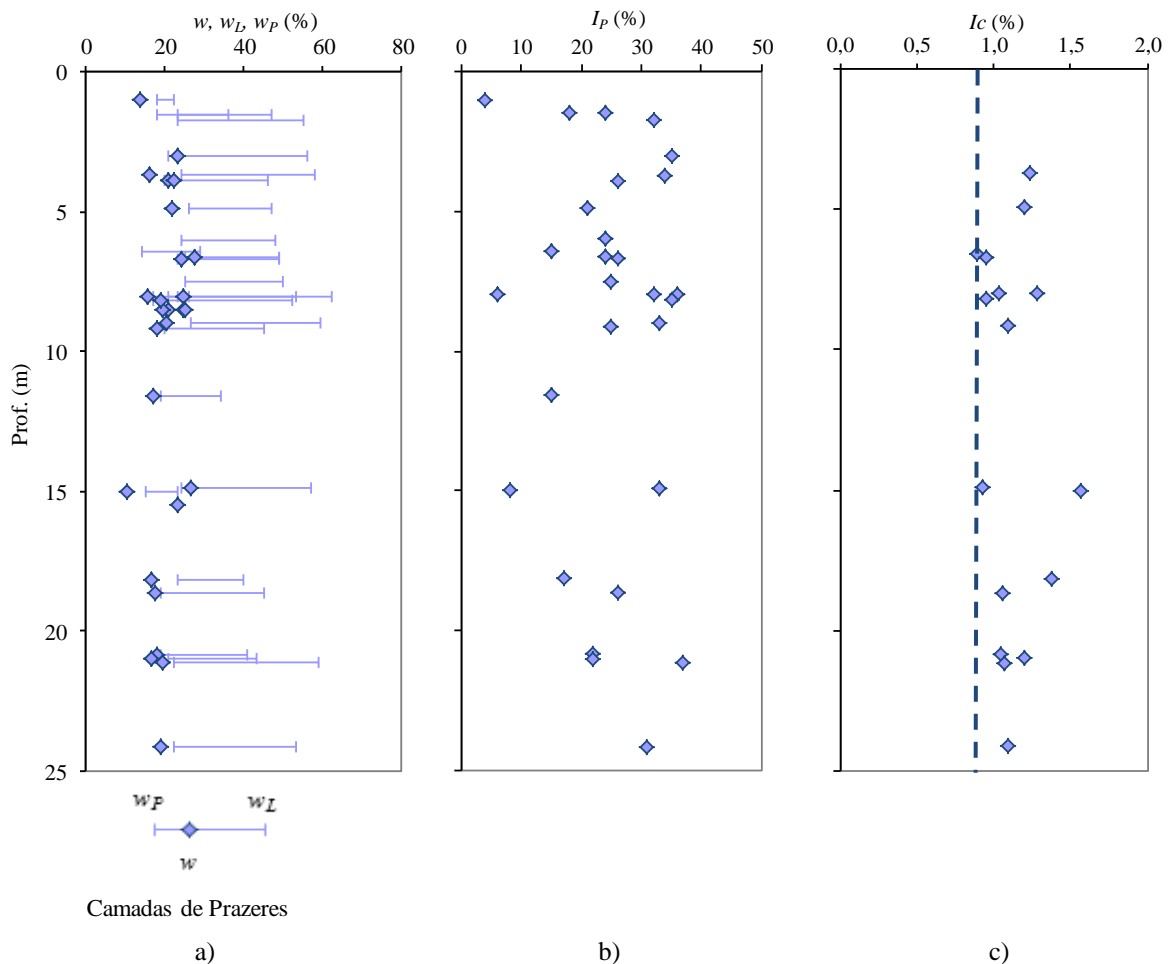


Figura 4.61 - Evolução em profundidade na zona de Nossa Senhora de Fátima de: a) teor em água natural e limites de Atterberg; b) índice de plasticidade; c) índice de consistência

A Figura 4.61c apresenta os índices de consistência em função da profundidade a que as amostras foram recolhidas. O valor mínimo do índice de consistência registado foi de 0,90, que corresponde a solos rijos, sendo que em 76 % das amostras o índice de consistência é superior à unidade, tratando-se de solos duros.

A representação na Carta de Plasticidade de Casagrande, ilustrada pela Figura 4.62, mostra que para esta localização todas as amostras se situam acima da Linha “A”. Na mesma figura inclui-se a reta descrita pela equação 4.3 e a tracejado azul a reta descrita por:

$$I_p = 0,78*(w_L - 14,4) \quad 4.16$$

com coeficiente de determinação de 0,94, que representa a regressão linear obtida para estas amostras. Esta regressão é praticamente coincidente com a equação 4.3, pelo que as amostras desta localização se podem considerar bastante representativas da unidade Camadas de Prazeres.

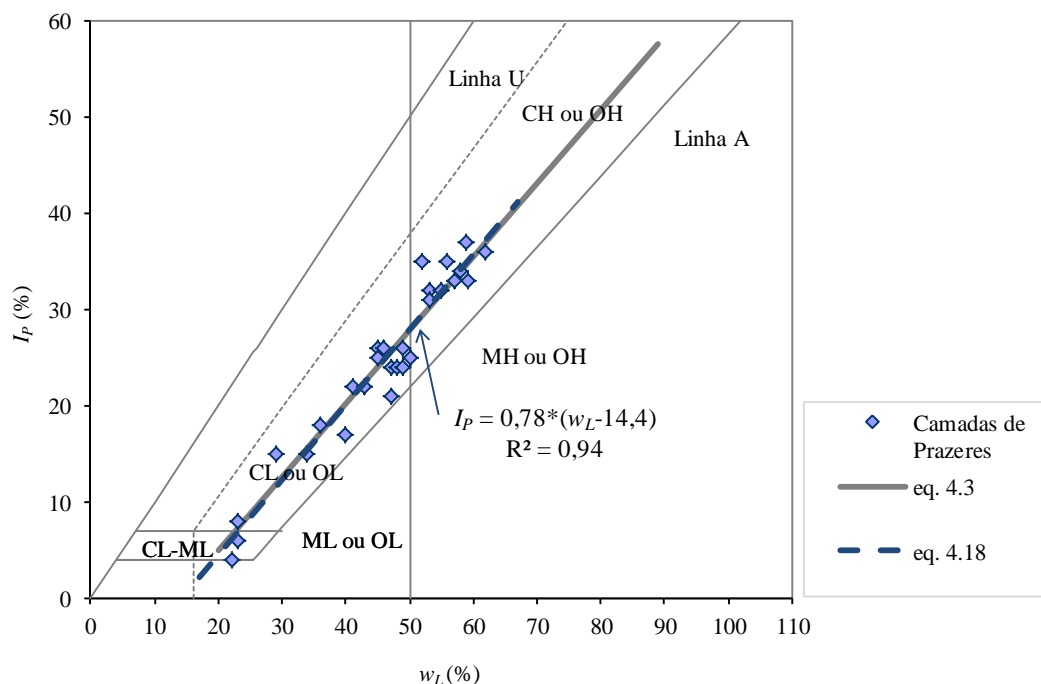


Figura 4.62 - Representação na Carta de plasticidade de Casagrande das amostras das Camadas de Prazeres na zona de Nossa Senhora de Fátima

#### 4.6.6.3 Índices físicos

Os índices físicos das amostras na zona de Nossa Senhora de Fátima incluem o teor em água natural, o peso volúmico do solo, a densidade das partículas sólidas, o índice de vazios natural e o peso volúmico seco. O Quadro 4.16 resume os resultados estatísticos obtidos para esta localização.

Tendo em conta que todas as amostras pertencem à unidade Camadas de Prazeres, os valores obtidos apresentam intervalos de variação mais estreitos do que quando se considerou a totalidade das amostras desta unidade, como mostra o Quadro 4.4, em particular no que ao índice de vazios natural diz respeito, cujo valor mínimo é, na zona em estudo, bastante superior ao registado para o conjunto dos resultados coligidos. A evolução em profundidade do índice de vazios natural apresenta-se na Figura 4.63a.

Quadro 4.16 - Estatística descritiva para os índices físicos das amostras na zona de Nossa Senhora de Fátima

	$G_s$	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Mínimo	2,59	19,20	0,43	15,40
Máximo	2,72	21,64	0,74	18,40
Média	2,67	20,47	0,58	17,00
Desvio padrão	0,05	0,76	0,11	0,92
n	7	16	10	16

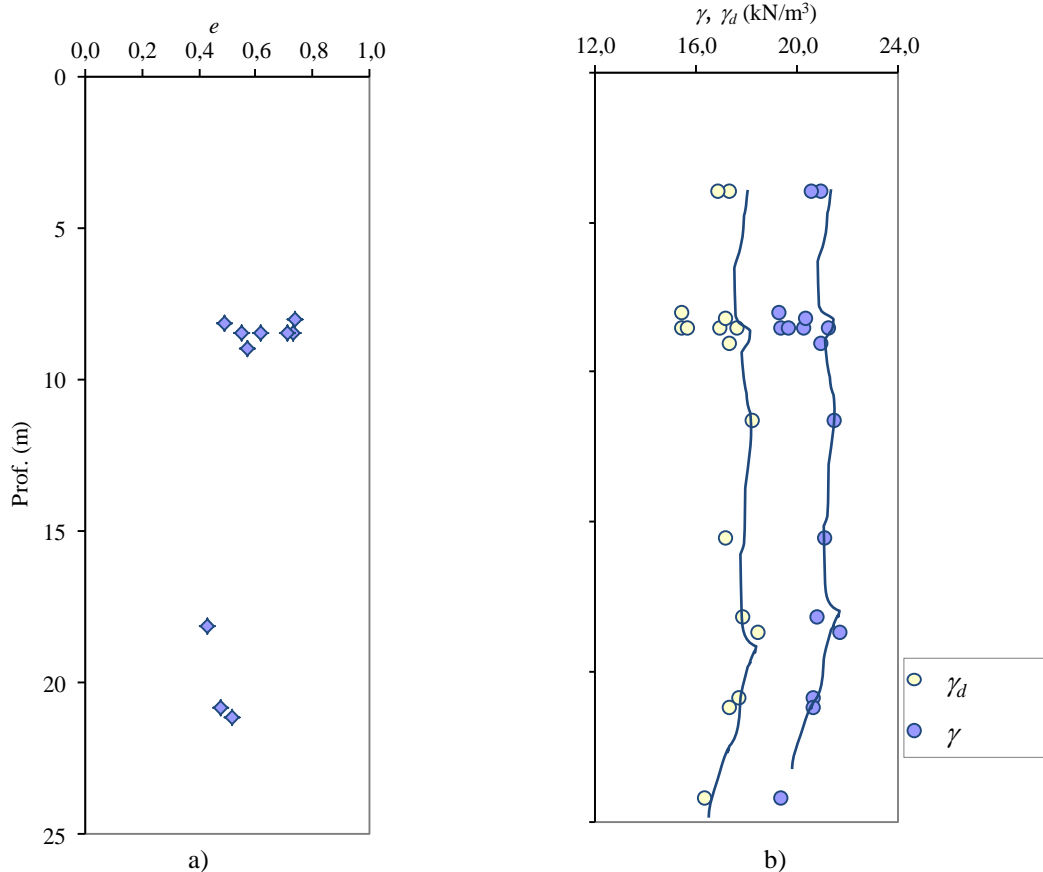


Figura 4.63 - Distribuição em profundidade para as amostras das Camadas de Prazeres na zona de Nossa Senhora de Fátima de: a) índice de vazios; b) peso volúmico seco e peso volúmico

A Figura 4.63b mostra o peso volúmico e o peso volúmico seco das amostras, e permite verificar que, apesar de alguma dispersão, estas grandezas variam da mesma forma em profundidade, sendo praticamente constante a diferença entre  $\gamma$  e  $\gamma_d$ . Para os pesos volúnicos não se observa qualquer tendência marcada em relação à forma como evoluem em profundidade, tal como acontecia para a totalidade das amostras consideradas.

#### 4.7 Conclusões

Neste capítulo fez-se um estudo das características físicas das argilas do Miocénico de Lisboa, através da compilação de numerosos resultados de ensaios laboratoriais de caracterização física de solos, recolhidos quer junto de empresas de construção ou de prospeção geotécnica que operam naquela região, quer junto de alguns donos de obra. Os elementos recolhidos foram

triados para selecionar apenas aqueles que continham informação acerca da composição granulométrica e resultados de ensaios de identificação realizados sobre amostras de pelo menos uma das três unidades argilosas do Miocénico de Lisboa: as Camadas de Prazeres, as Argilas do Forno do Tijolo e as Argilas Azuis de Xabregas.

Em primeiro lugar efetuou-se o estudo do conjunto das amostras pertencentes a cada unidade geológica. A unidade das Camadas de Prazeres, porque ocupa uma parte bastante significativa do subsolo da cidade, foi a mais representada, seguida das Argilas do Forno do Tijolo e das Argilas de Xabregas. As últimas surgem apenas na zona da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa, no troço junto ao Aeroporto, pelo que os resultados obtidos poderão ter menor representatividade.

O estudo da composição granulométrica efetuado mostra que as argilas do Miocénico de Lisboa são solos predominantemente siltosos, com grande diversidade granulométrica. Em valores médios todas as unidades apresentam percentagens semelhantes de areia, sempre inferior a 20 %. Quanto às percentagens de argila e silte, estas não variaram significativamente entre as Camadas de Prazeres e as Argilas do Forno do Tijolo. As amostras das Argilas Azuis de Xabregas apresentaram uma percentagem média de argila inferior à das restantes unidades.

O teor em água natural apresenta-se para todas as unidades com pouca variação em profundidade, o que comprova que estas argilas são fortemente sobreconsolidadas. O valor do teor em água natural é muitas vezes próximo ou mesmo inferior ao limite de plasticidade das amostras, pelo que 57 % das amostras das Camadas de Prazeres são solos duros, tal como acontece para 62 % das amostras das Argilas do Forno do Tijolo. Quanto às Argilas Azuis de Xabregas os índices de consistência são de solos rijos em 70 % dos casos e duros nos restantes.

A representação na Carta de Plasticidade de Casagrande, que se ilustra na Figura 4.64, mostra que a fração fina destes solos se classifica na maior parte dos casos como argila magra ou silte, havendo apenas alguns casos em que corresponde a argilas gordas. Esta observação vem corroborar o que está descrito em Almeida (1991) para estes solos.



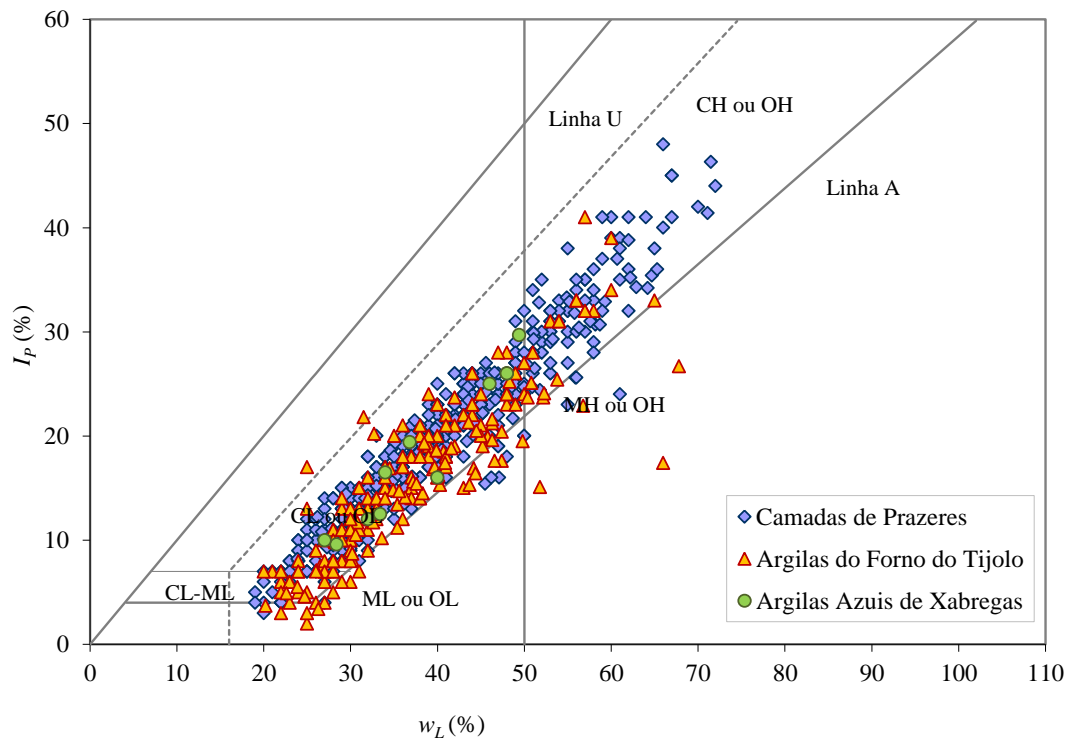


Figura 4.64 - Carta de Plasticidade de Casagrande para 422 amostras das Camadas de Prazeres, 207 amostras das Argilas do Forno do Tijolo e 11 amostras das Argilas Azuis de Xabregas

Quanto à atividade, os valores recolhidos apresentam-se bastante dispersos, como mostra a Figura 4.65. De uma maneira geral, as amostras são pouco ativas ou têm atividade normal, salvo algumas exceções onde muito baixas percentagens de argila fornecem valores mais altos para a atividade. Esta questão deverá estar relacionada com a expressão que permite calcular a atividade, onde se divide o índice de plasticidade do solo pela percentagem de argila presente na amostra. Se a fração silte apresentar também alguma plasticidade, esta não entra no cálculo, pelo que se obtêm valores bastante elevados para a atividade. A composição mineralógica destes solos indica que não terão valores da atividade muito elevados. A análise comparativa das três unidades permite apenas concluir que as Argilas do Forno do Tijolo, por terem índices de plasticidade menores, ou a variar num intervalo mais estreito, têm valores da atividade inferiores aos registados para as Camadas de Prazeres.

Os valores dos índices físicos resumem-se no Quadro 4.17, que mostra os valores médios e o desvio padrão obtidos nas amostras das três unidades geológicas. Pode verificar-se que apesar da diferença no número de elementos que conduziram àqueles valores estes são muito semelhantes para as duas unidades geológicas mais representadas. Já as Argilas Azuis de Xabregas parecem apresentar maiores índices de vazios e pesos volúmicos secos ligeiramente inferiores aos das restantes unidades, situação que poderá estar relacionada com o facto de esta formação ser mais recente do que as outras duas.

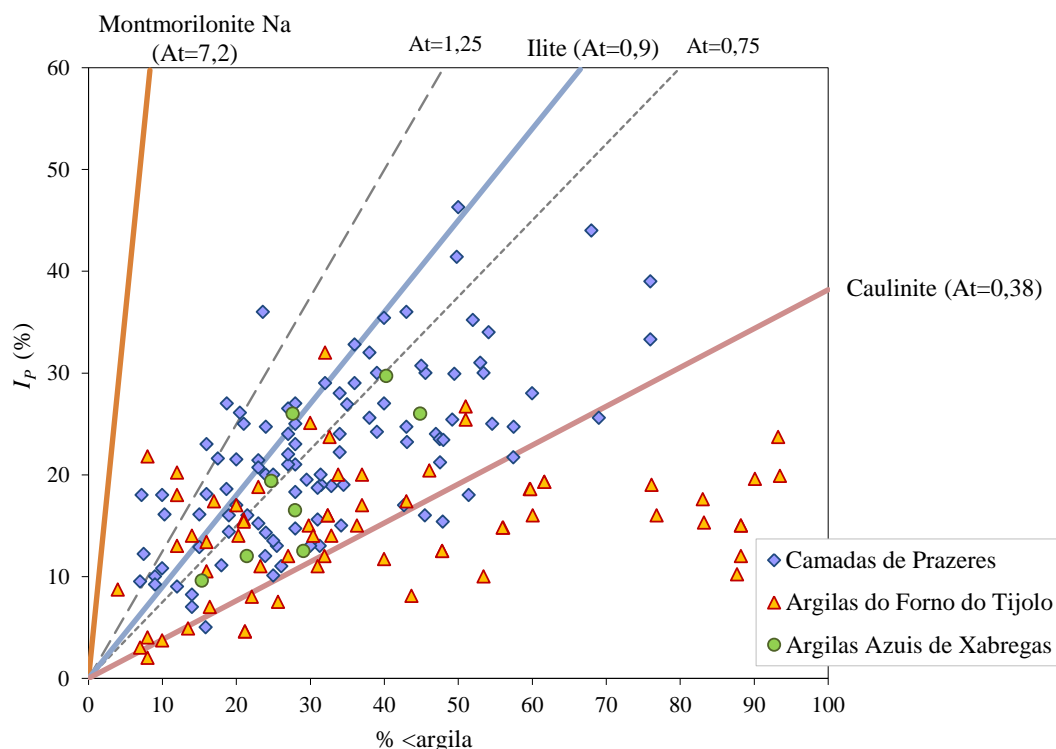


Figura 4.65 - Atividade das argilas para as três unidades geológicas estudadas

Quadro 4.17 – Valores médios dos índices físicos das amostras das três unidades geológicas

	$G_s$	$\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$e$	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )
Camadas de Prazeres	2,67 ( $\pm 0,06$ )	20,41 ( $\pm 1,03$ )	0,53 ( $\pm 0,11$ )	17,26 ( $\pm 1,30$ )
Argilas do Forno do Tijolo	2,70 ( $\pm 0,06$ )	20,42 ( $\pm 0,96$ )	0,55 ( $\pm 0,08$ )	17,10 ( $\pm 0,93$ )
Argilas Azuis de Xabregas	2,70 ( $\pm 0,04$ )	20,26 ( $\pm 0,26$ )	0,60 ( $\pm 0,05$ )	16,61 ( $\pm 0,40$ )

Numa segunda fase, os resultados recolhidos foram agrupados em função da localização da obra a que pertenciam, tendo sido escolhidos os locais com maior número de resultados disponíveis. Dentro de cada local os resultados foram separados em função da unidade geológica respetiva. O objetivo era o de eliminar a localização como um parâmetro que influencia a variabilidade dos depósitos naturais. Para cada local foram comparados os elementos relativos às diferentes unidades geológicas e a sua posição em relação ao conjunto de todas as amostras relativas a cada unidade, apresentado anteriormente.

Em relação à granulometria verificou-se que, uma vez que é extensa para todas as unidades estudadas, não parece ser significativamente influenciada pela localização. Os valores médios das percentagens de argila, silte e areia foram muito semelhantes para todos os locais estudados, exceto para a zona da Baixa-Chiado, onde o solo se apresentou mais fino, ou seja, com maior percentagem média de argila.

O teor em água natural foi em todos os locais praticamente independente da unidade geológica a que as amostras pertenciam, ao contrário do que se verificou para os limites de

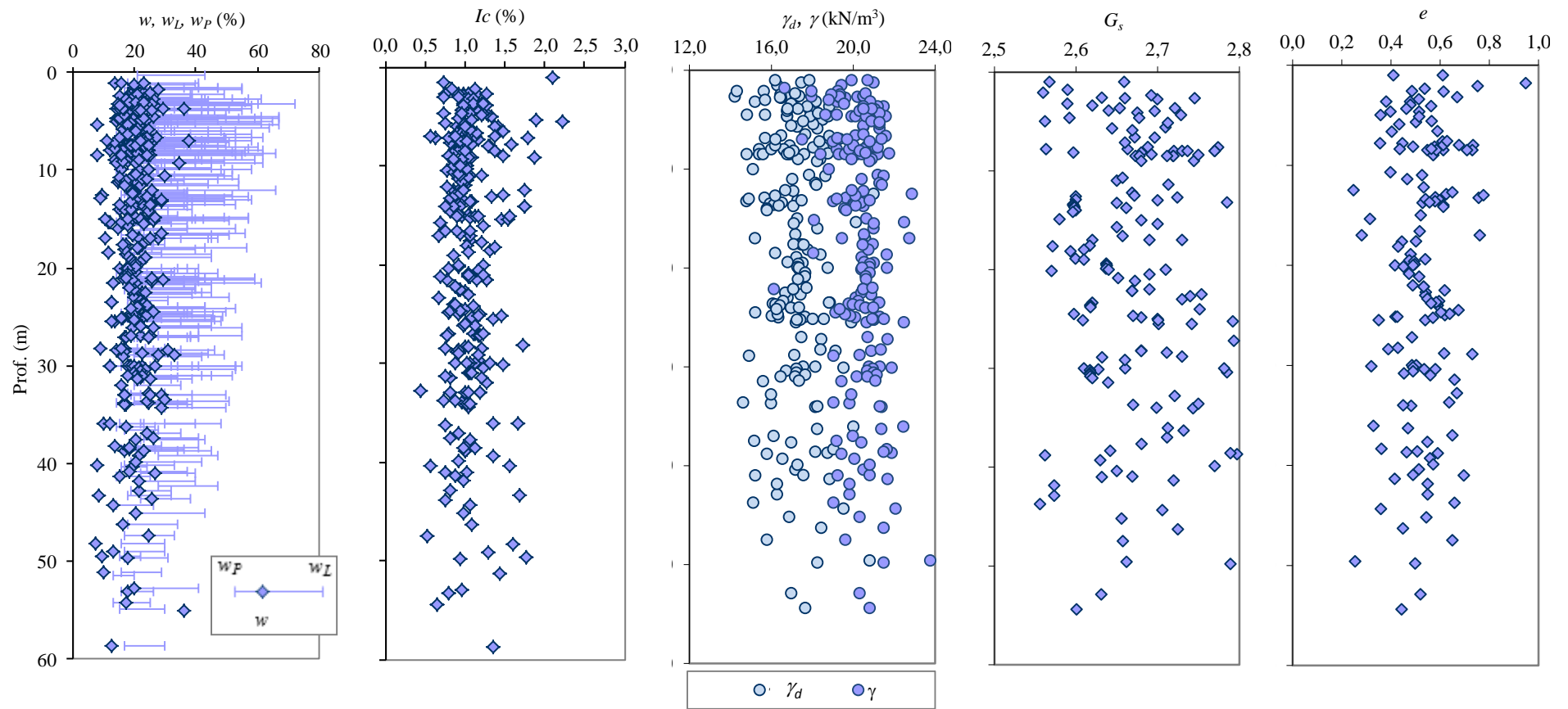
Atterberg. As tendências observadas local por local foram todavia semelhantes às tendências globais, com as Argilas do Forno do Tijolo a apresentarem menor plasticidade do que as Camadas de Prazeres. A única exceção verificou-se para a Linha Vermelha, onde a composição mineralógica das Argilas do Forno do Tijolo parece ligeiramente diferente, já que os limites de liquidez exibem variações significativas.

A representação na Carta de Plasticidade de Casagrande mostra que na zona da Baixa-Chiado as amostras das Argilas do Forno do Tijolo são menos plásticas do que se verifica para o conjunto dos resultados, ao passo que as Camadas de Prazeres se apresentam em maior consonância com a tendência ilustrada inicialmente.

A análise dos locais agrupando amostras de unidades diferentes mostra que a Linha Amarela é o local onde há maiores diferenças nas características físicas dos solos. Nesta localização surgem os valores mais elevados dos limites de liquidez e de plasticidade relativos às Camadas de Prazeres, sugerindo que possa haver diferenças na composição mineralógica destas amostras.

Do que se apresentou conclui-se que as principais diferenças entre unidades geológicas são independentes dos locais onde estas foram recolhidas, pelo que se pode apresentar um resumo das características físicas dos solos estudados considerando o conjunto de resultados recolhidos.

Nas Figuras 4.66 a 4.68 apresenta-se um resumo dos resultados obtidos para os índices físicos de cada unidade geológica estudada. Para cada característica indica-se o seu valor médio, o desvio padrão e o número de amostras considerado (n).



= 19,74 ( $\pm$  4,93)

$I_c=1,08$  ( $\pm$  0,28)

$\gamma_d=17,26$  ( $\pm$  1,30)

$G_s=2,67$  ( $\pm$  0,06)

$e=0,53$  ( $\pm$  0,11)

$w_P=20,49$  ( $\pm$  4,5);  $w_L= 40,84$  ( $\pm$  11,47) [n=289]

$\gamma=20,41$  kN/m<sup>3</sup> ( $\pm$  1,03)

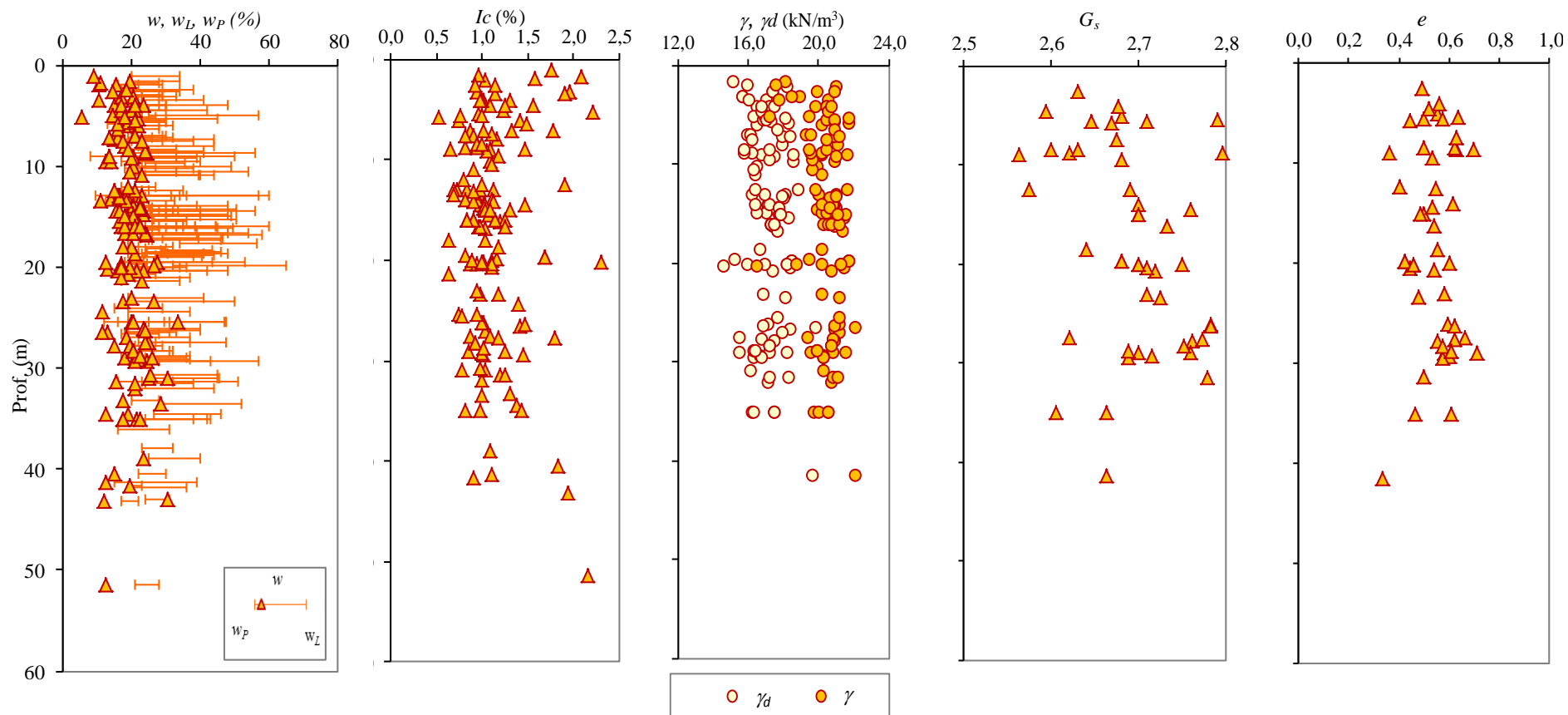
[n=203]

[n=143]

[n=351; n=433]

[n=206; n=196]

Figura 4.66 – Principais índices físicos para as Camadas de Prazeres



$w=19,26 (\pm 4,98)$

$Ic=1,12 (\pm 0,33)$

$\gamma_d=17,10 (\pm 0,93)$

$G_s=2,70 (\pm 0,06)$

$e=0,55 (\pm 0,08)$

$w_p=21,24 (\pm 4,58); w_L=36,92 (\pm 9,96)$

[n=145]

$\gamma=20,42 \text{ kN/m}^3 (\pm 0,96)$

[n=46]

[n=47]

[n=160; n=208]

[n=109; n=110]

Figura 4.67 – Principais índices físicos para as Argilas do Forno do Tijolo

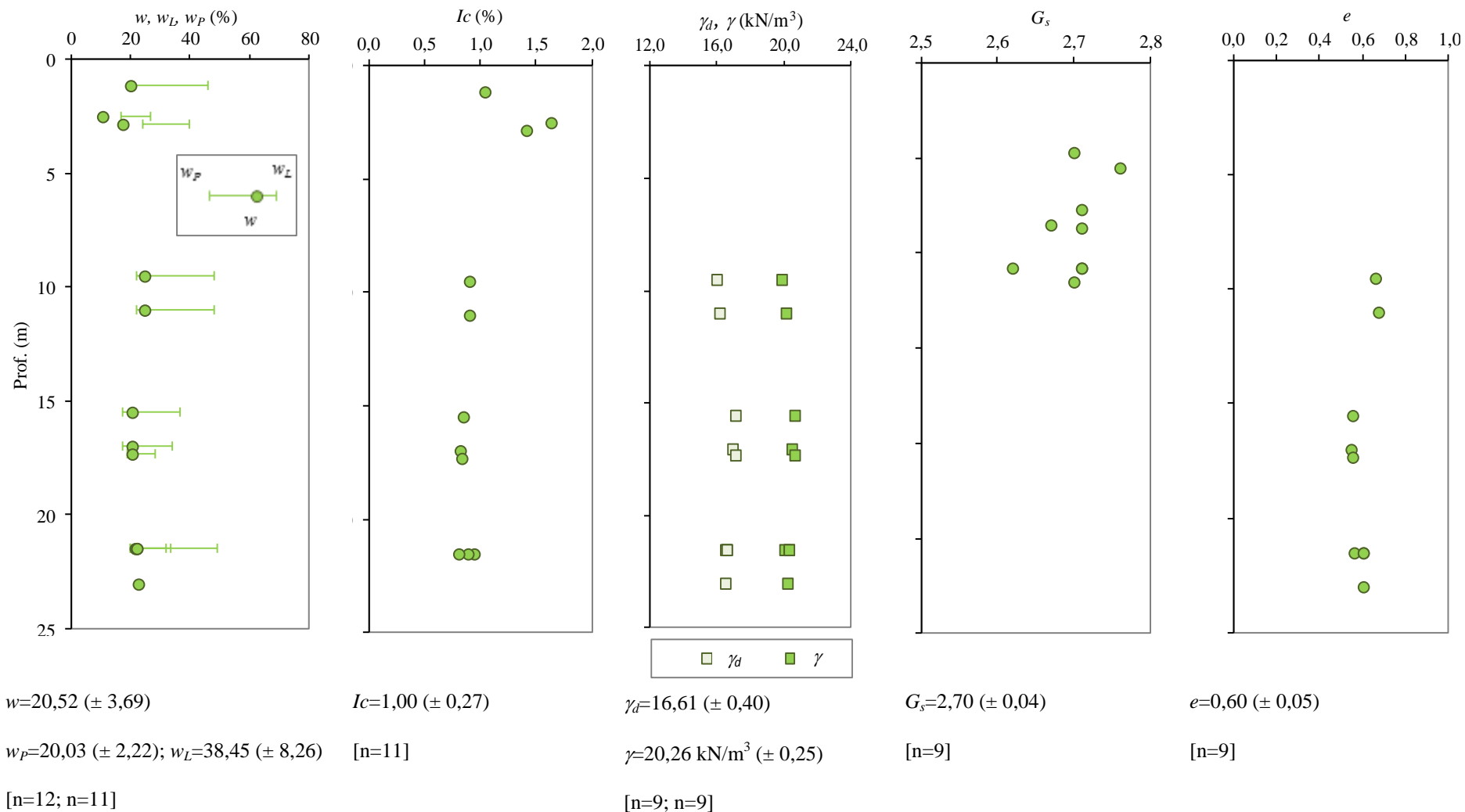


Figura 4.68 – Principais índices físicos para as Argilas Azuis de Xabregas

# 5

## CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS - ENSAIOS DE LABORATÓRIO

### 5.1 Introdução

Neste capítulo faz-se um resumo das principais características mecânicas obtidas a partir do tratamento e da interpretação dos resultados de ensaios edométricos e de ensaios triaxiais realizados sobre amostras pertencentes às unidades geológicas em estudo, existentes nos processos de obras descritos no capítulo anterior. As unidades geológicas estudadas foram as Camadas de Prazeres, as Argilas do Forno do Tijolo e as Argilas Azuis de Xabregas, sendo diferente o número de elementos disponíveis para cada uma.

Em relação aos ensaios edométricos a quantidade de elementos disponíveis foi significativamente menor, principalmente se se considerar que as tensões envolvidas nos ensaios clássicos não permitiram obter curvas de compressão que representassem o carregamento em ramo virgem. No entanto, reuniram-se os resultados relativos aos parâmetros de compressibilidade, aos parâmetros de consolidação e aos valores das tensões de pré-consolidação que foram identificados em alguns ensaios realizados em edómetros de alta pressão em amostras das Camadas de Prazeres. Nestes casos é possível apresentar uma estimativa fundamentada para o valor do grau de sobreconsolidação.

No que se refere aos ensaios triaxiais procurou-se determinar os parâmetros de resistência em tensões efetivas e em tensões totais: ângulo de resistência ao corte ( $\phi'$ ), coesão efetiva ( $c'$ ) e resistência não drenada ( $c_u$ ). As condições dos ensaios em termos de tensões efetivas são bem conhecidas, embora nem sempre se conhecesse a tensão efetiva vertical em repouso, nem consequentemente o grau de sobreconsolidação no ensaio, questão que dificultou bastante o tratamento e a interpretação dos resultados.

## 5.2 Ensaios edométricos

### 5.2.1 Introdução

Relativamente aos ensaios edométricos os elementos analisados neste trabalho compreendem 26 ensaios sobre amostras das Camadas de Prazeres, 11 ensaios sobre Argilas do Forno do Tijolo e apenas 2 nas amostras das Argilas Azuis de Xabregas. Os parâmetros determinados incluem os índices de compressibilidade ( $C_c$ ), de expansibilidade ( $C_s$ ) e de recompressão ( $C_r$ ), a tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) e o grau de sobreconsolidação ( $R_{OC}$ ), os coeficientes de consolidação primária ( $c_v$ ) e secundária ( $C_\alpha$ ) e o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ).

A maior parte destes ensaios foi conduzida utilizando equipamentos clássicos, que permitem atingir pressões máximas da ordem dos 3 MPa. Nestes casos, verifica-se que o declive da curva  $e$ - $\log \sigma'_v$  aumenta sempre à medida que aumenta a tensão efetiva vertical e até à descarga do provete, ou seja, não mostra sinal de estabilizar pelo que se considera que o ramo normalmente consolidado da curva não chega a ser atingido, o que não possibilita a determinação da tensão de pré-consolidação nem, consequentemente, do grau de sobreconsolidação das amostras.

Os parâmetros indicados só puderam ser determinados na sua totalidade, em particular  $C_c$  e  $\sigma'_p$ , para alguns ensaios realizados nos edómetros de alta pressão existentes no LNEC e na FCTUC, que permitem a aplicação de tensões verticais bastante superiores às do edómetro clássico e caracterizar adequadamente a compressibilidade de solos fortemente sobreconsolidados. O sistema edométrico do LNEC permite aplicar tensões até 12 MPa e o equipamento da FCTUC, utilizando um provete com menores dimensões, possibilita a aplicação de tensões até 24 MPa. Dos elementos disponíveis, apenas 11 resultados dizem respeito a ensaios em edómetros de alta pressão, e todos estes correspondem a amostras das Camadas de Prazeres. A profundidade a que estas amostras foram recolhidas varia entre os 8 m e os 40 m, e os locais de recolha foram o túnel do Término da Alameda (Marques, 1998), o poço da Rua Ivens (Sibley & Williams, 1990), a Av. da Liberdade, a Av. da República e a Praça do Saldanha (Figueiredo, 2009). O Quadro 5.1 resume as características das amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas nos edómetros de alta pressão.



Quadro 5.1 – Características físicas das amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas em edómetros de alta pressão

Local	Referência	Prof. (m)	Condições iniciais		Condições finais	
			$e_0$	$w_0$ (%)	$e_{fin}$	$w_{fin}$ (%)
Túnel do Término	Marques, 1998	12,9	0,696	25,36	0,512	19,71
		14,0	0,682	23,91	0,482	18,55
		20,0	0,613	17,78	0,417	15,83
		24,7	0,678	20,16	0,413	15,47
		31,0	0,709	22,62	0,482	18,40
Av. da Liberdade	Figueiredo, 2009	8,0	0,614	23,54	0,474	21,14
Saldanha		8,0	0,710	25,20	0,569	24,79
Av. da República		8,5	0,614	19,49	0,484	19,58
Poço na Rua Ivens	Pedro, 2013	36,5	0,563	16,40	0,391	14,50
		37,5	0,671	2,30 <sup>(1)</sup>	0,478	17,90
		40,0	0,735	27,0	0,605	23,60

(1) - amostra bastante seca antes do ensaio

As amostras correspondentes à Av. da Liberdade, Praça do Saldanha e Av. da República foram ensaiadas intactas e reconstituídas, com vista à determinação dos parâmetros intrínsecos de consolidação, conforme descrito por Burland (1990). O Quadro 5.2 resume as características físicas das amostras reconstituídas das Camadas de Prazeres.

Quadro 5.2 - Características físicas das amostras reconstituídas das Camadas de Prazeres

Local	Referência	Prof. (m)	Condições iniciais		Condições finais	
			$e_0$	$w_0$ (%)	$e_{fin}$	$w_{fin}$ (%)
Av. da Liberdade	Figueiredo, 2009	8,0	3,033	110,35	0,813	33,39
Saldanha		8,0	2,676	98,21	0,493	19,58
Av. da República		8,5	2,234	80,63	0,569	24,77

Relativamente às amostras das Argilas do Forno do Tijolo e às Argilas Azuis de Xabregas, todos os elementos tratados se referem a ensaios realizados no edómetro clássico.

### 5.2.2 Parâmetros de compressibilidade

O índice de compressibilidade do solo ( $C_c$ ) é o declive do ramo virgem da curva  $e$ -log  $\sigma'_v$ . O índice de recompressibilidade ( $C_r$ ) corresponde ao declive da curva  $e$ -log  $\sigma'_v$  no ramo de recompressão da mesma, ou seja, desde o início da recarga num ciclo de descarga-recarga até ao ramo virgem, e o índice de expansibilidade ( $C_e$ ) corresponde ao declive da curva quando a tensão vertical diminui.

A Figura 5.1 mostra as curvas de compressão dos ensaios que foram realizados no edómetro de alta pressão para as amostras das Camadas de Prazeres normalizadas pelo índice de vazios inicial ( $e_0$ ) e referem-se apenas à primeira carga, ou seja, excluem-se as descargas e subsequentes recargas. É interessante observar que, apesar de serem provenientes de diferentes locais e terem sido recolhidas a diferentes profundidades, as amostras exibem curvas de

compressão bastante semelhantes, que por isso deverão constituir uma boa base de comparação para outros resultados de ensaios.

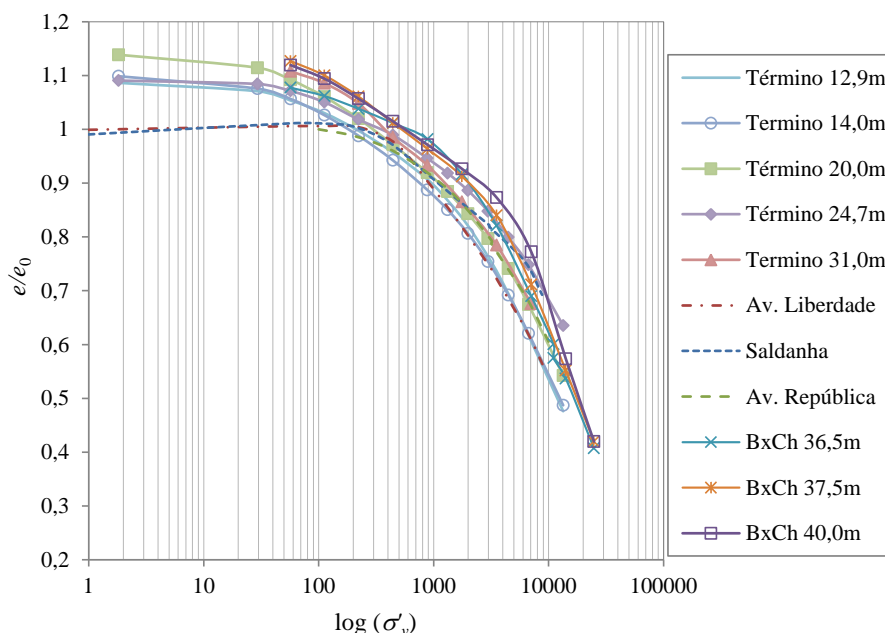


Figura 5.1 – Curvas de compressão normalizadas pelo índice de vazios inicial obtidas em ensaios com o edômetro de alta pressão em diferentes amostras das Camadas de Prazeres

Os parâmetros de compressibilidade obtidos nestes ensaios após tratamento pela autora resumem-se no Quadro 5.3. Para além dos valores dos índices de compressibilidade, de recompressão e de expansibilidade, apresentam-se ainda os valores da razão  $C_s/(1+e_0)$  e também da razão  $C_s/C_c$ .

Quadro 5.3 – Parâmetros de compressibilidade para as amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edômetro de alta pressão

Local	Referência	Prof. (m)	Class. Unif.	$C_c$	$\frac{C_c}{1+e_0}$	$C_s$	$C_r$	$\frac{C_s}{C_c}$
Túnel do Término	Marques, 1998	12,9	CL	0,294	0,173	0,056	0,053	0,190
		14,0	CL	0,275	0,163	0,045	0,053	0,171
		20,0	Cl	0,272	0,169	0,034	0,066	0,125
		24,7	Solo grosso	0,216	0,129	0,019	0,058	0,148
		31,0	CH	0,276	0,161	0,065	0,087	0,228
Av. da Liberdade		8,0	CL	0,239	0,148	0,046	0,020	0,192
Praça do Saldanha	Figueiredo, 2009	8,0	CH	0,191	0,112	0,035	0,029	0,183
Av. da República		8,5	CH	0,222	0,138	0,030	0,050	0,135
Poço Rua Ivens	Pedro, 2013	36,5	CL	0,245	0,157	0,041	0,041	0,167
		37,5	CL	0,305	0,183	0,058	0,074	0,190
		40,0	CH	0,404	0,233	0,083	0,074	0,205
Valor médio ( $\pm$ desvio padrão)				0,27 ( $\pm 0,06$ )	0,160 ( $\pm 0,03$ )	0,05 ( $\pm 0,02$ )	0,06 ( $\pm 0,02$ )	0,176 ( $\pm 0,03$ )

Relativamente à razão  $C_c/(1+e_0)$  para certos tipos de solo esta não exibe variação significativa (Matos Fernandes, 2006), e no caso das Camadas de Prazeres o valor médio obtido foi de 0,160 ( $\pm 0,03$ ).

A Figura 5.2 mostra os valores do índice de compressibilidade e dos índices de expansibilidade e recompressibilidade obtidos nestes ensaios sobre amostras das Camadas de Prazeres. Pode verificar-se que o índice de compressibilidade não exibe variações significativas, pelo que o valor médio de 0,27 constitui uma boa representação do conjunto.

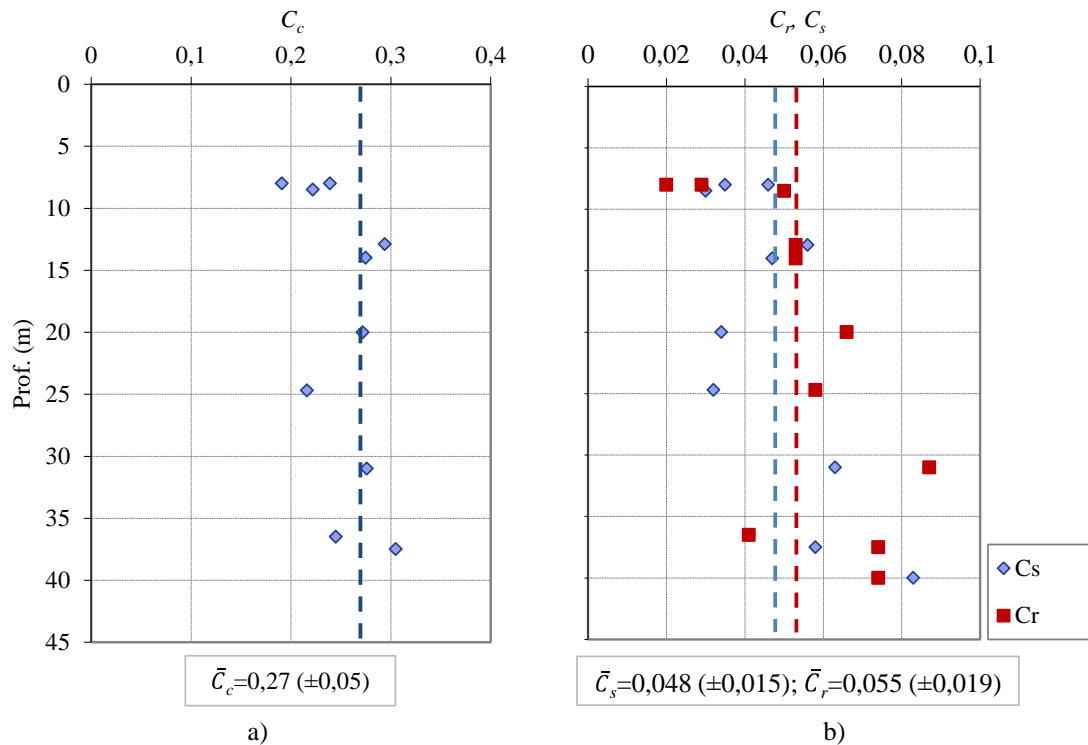
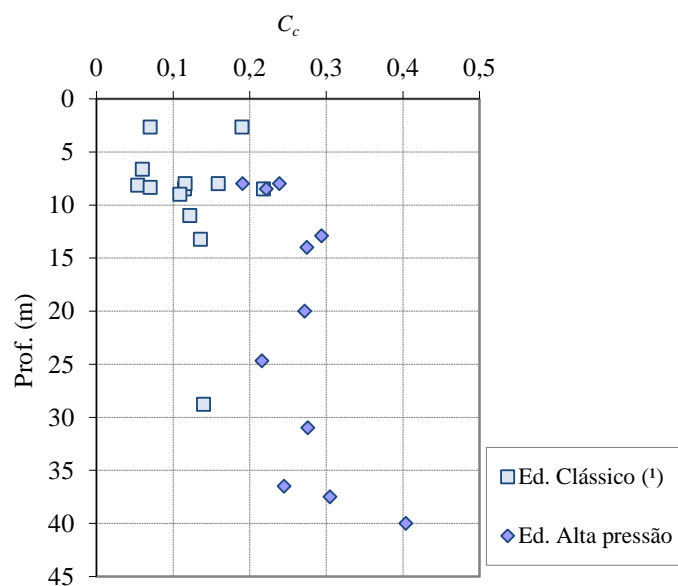


Figura 5.2 – Resultados tratados em ensaios edométricos usando o edómetro de alta pressão em amostras das Camadas de Prazeres: a) índice de compressibilidade; b) índices de expansibilidade e de recompressibilidade

Em relação aos índices de expansibilidade e de recompressibilidade, apesar de a dispersão de resultados ser ligeiramente maior, os valores médios de 0,048 e 0,055, respetivamente, parecem representar razoavelmente bem o conjunto de resultados tratados. Estes valores são próximos dos resultados relativos às argilas Subapeninas em Montemesola e no vale de Pappadai já apresentados num capítulo anterior, que forneceram para  $C_c$  e para  $C_s$  valores médios de 0,3 e de 0,056, respetivamente (Cotecchia, 2002; Cotecchia *et al.*, 2007).

A título meramente de curiosidade, representam-se na Figura 5.3 os valores do índice de compressibilidade obtidos nos ensaios com o edómetro de alta pressão e os valores do máximo declive da curva  $e$ - $\log \sigma'_v$  obtidos nos ensaios com o edómetro clássico. Esta figura mostra claramente que o edómetro clássico, ao envolver tensões insuficientes para que se atinja o ramo

virgem da curva de compressibilidade, fornece para aquele declive valores francamente inferiores aos que se obtêm no edómetro de alta pressão.



(<sup>1</sup>) valor máximo do declive da curva  $e$ -log  $\sigma'_v$

Figura 5.3 - Valor máximo do declive da curva de compressão e índice de compressibilidade e nas amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro clássico e no edómetro de alta pressão

Em relação aos ensaios sobre amostras reconstituídas, mostram-se no Quadro 5.4 os valores das características de compressibilidade intrínsecas das amostras ensaiadas no edómetro clássico, em comparação com os que se obtiveram para amostras intactas.

Quadro 5.4 – Parâmetros de compressibilidade para as amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de clássico

Local	Referência	Prof. (m)	$C_c$	$C_c^*$	$C_s$	$C_r$	$C_s^*$	$C_r^*$
Av. da Liberdade		8,0	0,239	0,482	0,046	0,020	0,097	-
Saldanha	Figueiredo, 2009	8,0	0,191	0,506	0,035	0,029	0,087	0,069
Av. da República		8,5	0,222	0,408	0,030	0,050	0,052	0,040

A comparação dos resultados obtidos em amostras reconstituídas e intactas evidencia que estas exibem compressibilidade substancialmente maior, tanto em ramo virgem como em recompressão, o que reflete uma influência marcada da microestrutura na compressibilidade destes solos.

As curvas de compressibilidade intrínseca e natural das amostras de Figueiredo (2009) ensaiadas intactas e reconstituídas no edómetro de alta pressão mostram-se na Figura 5.4. Para estas amostras foi possível determinar as tensões de cedência ( $\sigma'_{vy}$ ), correspondente a uma quebra evidente na estrutura do solo, e intrínseca equivalente ( $\sigma_e^*$ ), correspondente à intersecção da curva edométrica do solo com a ICL, de acordo com Burland (1990).

A razão entre estas duas tensões, definida por sensibilidade ( $S_\sigma$ ), constitui uma medida do efeito do *fabric* ou da microestrutura no comportamento do solo, e para as amostras da Av. da Liberdade, da Praça do Saldanha e da Av. da República varia entre 3 e 4, valores que correspondem a uma sensibilidade média (Figueiredo, 2009). Os valores da sensibilidade reportados na bibliografia para argilas sobreconsolidados são de 3,5 no caso da argila de Pappadai, 2,47 para a argila Vallerica e superiores a 2,0 na argila de Londres (Cotecchia *et al.*, 2011).

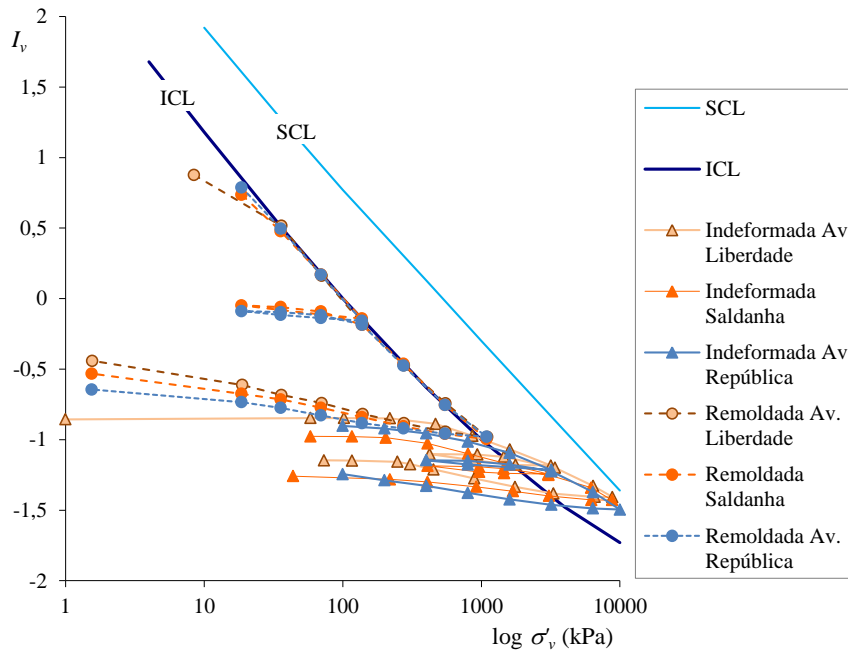


Figura 5.4 – Curvas de compressibilidade intrínseca e natural das amostras das Camadas de Prazeres recolhidas na Av. da Liberdade, Praça do Saldanha e Av. da República (Figueiredo, 2009)

### 5.2.3 Grau de sobreconsolidação

#### 5.2.3.1 Introdução. Métodos para avaliação de $\sigma'_p$

O grau de sobreconsolidação ( $R_{OC}$ ) é dado pela razão entre a tensão de pré-consolidação e a tensão efetiva vertical de repouso:

$$R_{OC} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad 5.1$$

A tensão efetiva vertical de repouso determina-se para cada amostra, desde que sejam conhecidas a profundidade a que esta foi recolhida e a posição do nível freático no local de recolha. Já a tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ), entendida como a máxima tensão vertical a que o solo já esteve sujeito, é de determinação mais complexa. Com base unicamente no conhecimento da história geológica de determinado local, é por vezes possível estabelecer um valor aproximado para a máxima tensão vertical que já lá esteve instalada. No entanto, é com base na análise da curva de compressão dos ensaios edométricos que esta tensão se define mais

rigorosamente. Identificar o ponto de cedência que define a tensão de pré-consolidação é difícil devido à perturbação das amostras, particularmente no caso de argilas rijas, uma vez que estas estão sujeitas a tensões isotrópicas nulas quando se retiram dos amostradores, e por vezes ocorre alguma expansão antes do carregamento. A consequência é que a tensão de pré-consolidação é subestimada (Mayne, 1988).

Os métodos mais conhecidos para a determinação de  $\sigma'_p$  são a construção de Casagrande (Casagrande, 1936) e o método simplificado (Josseaume *et al.*, 1991), que utilizam a curva  $e$ - $\log \sigma'_v$ , e também o método originalmente desenvolvido por Butterfield (Butterfield, 1979), e mais tarde apresentado por Sridharan (1991), que utiliza a representação da curva de compressão no sistema de eixos coordenados  $\log(1+e) - \log \sigma'_v$ . Relativamente aos resultados disponíveis, os valores da tensão de pré-consolidação tinham sido determinados por um destes métodos escolhido por cada autor como aquele que melhor representaria as amostras em estudo. Para a análise que aqui se apresenta, as curvas de compressão disponíveis foram tratadas novamente pelos três métodos indicados acima e que se descrevem de forma breve em seguida.

A construção de Casagrande consiste em traçar a partir do ponto de menor raio de curvatura da curva de compressão uma reta horizontal e outra tangente à própria curva. A tensão de pré-consolidação corresponde à intersecção da bissetriz do ângulo formado por estas duas retas com a reta que corresponde ao carregamento em ramo virgem, como procura ilustrar a Figura 5.5.

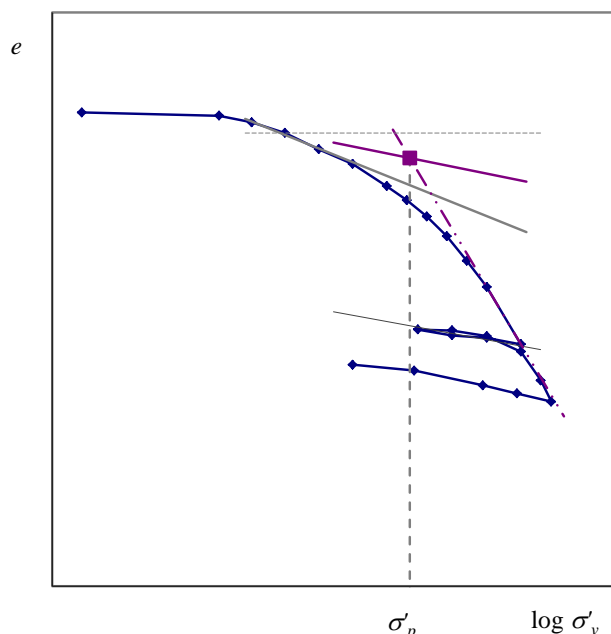


Figura 5.5 – Construção de Casagrande para a avaliação da tensão de pré-consolidação

Importa notar que a construção de Casagrande se reveste sempre de alguma subjetividade, na medida em que é necessário identificar o ponto da curva de compressão que exhibe menor raio de curvatura, para a partir dele iniciar a construção. A forma da curva e o facto

de se representar num eixo de abcissas em escala logarítmica faz com que uma variação relativamente pequena na posição deste ponto se possa traduzir numa diferença de uma ou duas unidades no valor do grau de sobreconsolidação calculado. Esta questão pode ser particularmente difícil sempre que a curva de compressão não exiba uma quebra nítida, como é frequente em argilas duras. Este foi um dos aspetos apontados por Marques (1998) para no seu trabalho ter preterido este método face ao método simplificado.

No âmbito de um trabalho de investigação em curso na FEUP dedicado à caracterização dos solos argilosos moles de Portugal (Costa Esteves, 2012) foi desenvolvido um método para a identificação do ponto de menor raio de curvatura do ensaio edométrico, que permite eliminar, pelo menos em parte, a subjetividade associada a este processo. Em traços gerais, o método consiste em aproximar a curva de compressão do solo por um polinómio de 7º grau, que obedece naturalmente a um conjunto de condições fronteira, e encontrar para essa função e num determinado intervalo de tensões o ponto com menor raio de curvatura. Este intervalo de tensões deverá ser sempre escolhido da curva de compressão de modo a interessar a transição entre o ramo de recompressão e o carregamento em ramo virgem. No tratamento dos resultados relativos às Camadas de Prazeres foi utilizado este método, em complemento à observação da curva de compressão, permitindo com mais rigor a determinação de  $\sigma'_p$ .

De acordo com o método simplificado (Josseaume *et al.*, 1991), a tensão de pré-consolidação é aquela que corresponde à intersecção do prolongamento da parte linear da curva de compressão com a reta de declive  $C_s$  que passa pelo ponto A, correspondente ao estado de tensão em repouso, ou seja de coordenadas  $(\sigma'_{v0}, e_0)$ , como mostra a Figura 5.6. No caso de um solo remexido, este ponto estará compreendido entre o ponto A, de coordenadas  $(\sigma'_{v0}, e_i)$ , sendo  $e_i$  o valor do índice de vazios após colocação na célula edométrica, e o ponto D, de abcissa  $\sigma'_{v0}$  e localizado sobre o ramo de recompressão da curva. A descompressão associada à amostragem provoca alguma expansibilidade que conduz a que o ponto M se situe sempre abaixo do ponto A. Por outro lado, o ponto M estará sempre acima de D, porque o índice de vazios  $e_D$  para um solo reconsolidado é sempre inferior a  $e_0$ . Nas análises efetuadas considerou-se que as amostras estavam praticamente intactas, pelo que os pontos A e M estão sobrepostos.

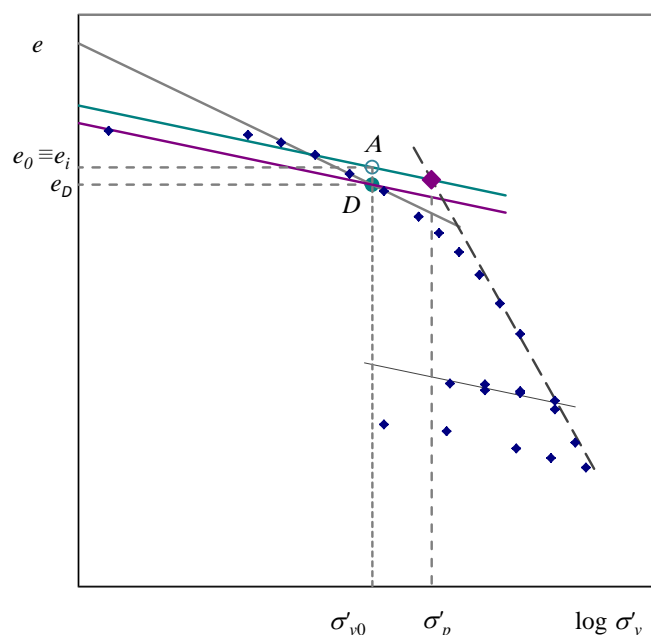


Figura 5.6 – Método Simplificado para a avaliação da tensão de pré-consolidação

O método de Butterfield, também chamado de método rigoroso, surgiu da constatação de que em solos mais compressíveis a representação  $e$ - $\log \sigma'_v$  nem sempre é linear, ao contrário do que acontece com a representação de  $\log(1+e) - \log \sigma'_v$  (Butterfield, 1979). A representação bi-logarítmica não perturba a bem conhecida quase-linearidade das curvas de descarga e recarga, uma vez que as alterações no volume específico associadas a estas variações são muito pequenas. Com efeito, o autor mostra para diversas argilas bem conhecidas, como a argila de Londres, a argila Azul de Boston e a argila de Chicago, que as curvas de compressão representadas neste sistema de eixos coordenados aumentam a sua linearidade. Utilizando esta representação, a tensão de pré-consolidação pode ser determinada como a que corresponde à intersecção dos dois troços lineares, correspondentes à fase inicial da recompressão e ao carregamento em ramo virgem, como mostra a Figura 5.7.

Mais tarde, Sridharan *et al.* (1991), após realizarem inúmeros estudos e ensaios edométricos com pressão controlada, em que era conhecida a tensão de pré-consolidação, concluíram que esta representação é, em comparação com todas as outras, a que fornece melhores resultados. Aqueles autores prepararam amostras reconstituídas e consolidaram-nas para um determinado valor de tensão, e deixaram esta tensão aplicada (controlada) durante períodos de tempo que variaram entre os 2 e os 96 dias, garantindo assim um determinado valor para a tensão de pré-consolidação. Após este período, as amostras foram descarregadas e recarregadas até tensões muito superiores às de pré-consolidação determinadas anteriormente. As curvas de compressão destas amostras foram tratadas segundo o método de Butterfield, o que possibilitou testar os valores de  $\sigma'_p$  assim determinados.



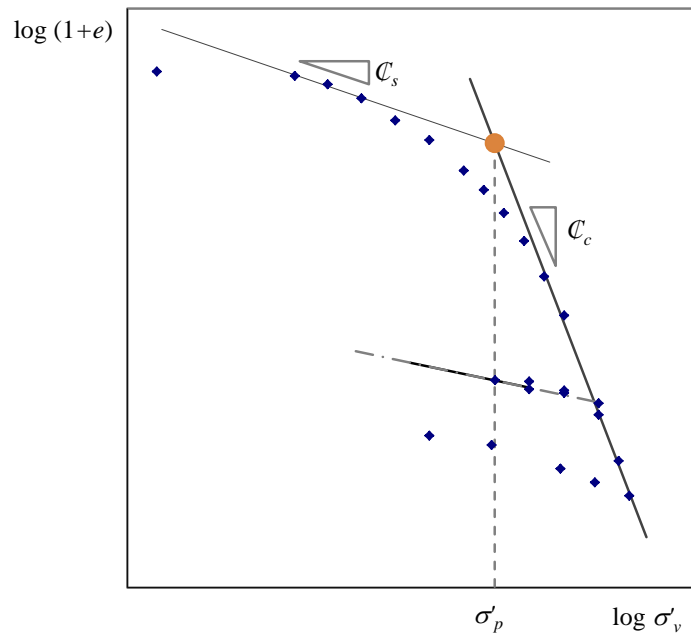


Figura 5.7 – Método de Butterfield para a avaliação da tensão de pré-consolidação

### 5.2.3.2 Resultados

Os declives das retas da Figura 5.7, identificados por  $\zeta_s$  e  $\zeta_c$ , para os ensaios tratados no âmbito deste trabalho, resumem-se no Quadro 5.5, que apresenta a gama de variação e o valor médio para cada subconjunto de ensaios, bem como a média e o desvio padrão para a totalidade dos elementos relativos às Camadas de Prazeres. Verifica-se que o valor médio obtido para  $\zeta_c$  é bastante próximo do apresentado por Butterfield (1979) para as argilas de Londres, que foi de 0,083. Já em relação a  $\zeta_s$ , o valor médio nas camadas de Prazeres aproxima-se mais do das argilas magras apresentadas por aquele autor, como a argila de Drammen, com  $\zeta_s$  igual a 0,016.

Quadro 5.5 – Declives das retas que aproxima a recompressão e o ramo virgem na representação bi-logarítmica de Butterfield

Local	$\zeta_s$		$\zeta_c$	
	Gama de variação	Valor médio	Gama de variação	Valor médio
Túnel do Término	0,009-0,017	0,014	0,072-0,098	0,087
Av. da Liberdade – Praça do Saldanha -Av. da República	0,006-0,010	0,008	0,054-0,075	0,066
Baixa-Chiado	0,011-0,019	0,016	0,086-0,128	0,105
Valor médio ( $\pm$ desvio padrão)		0,013( $\pm$ 0,004)		0,086( $\pm$ 0,04)

O Quadro 5.6 resume os resultados obtidos para a tensão de pré-consolidação e para o grau de sobreconsolidação considerando os três métodos descritos. Importa realçar que, independentemente do método utilizado para avaliar a tensão de pré-consolidação, os valores que se obtiveram são bastante elevados, quase todos superiores a 1000 kPa, e ultrapassando 3000 kPa em alguns casos.

Quadro 5.6 – Tensão de pré-consolidação e grau de sobreconsolidação obtidos nas amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de alta pressão

Local	Prof. (m)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	Construção de Casagrande		Método simplificado		Método de Butterfield	
			$\sigma'_p$ (kPa)	$R_{OC}$	$\sigma'_p$ (kPa)	$R_{OC}$	$\sigma'_p$ (kPa)	$R_{OC}$
Túnel do Término	12,9	230	1098	4,8	1350	5,9	1675	7,3
	14,0	240	1378	5,7	1371	5,7	1345	5,6
	20,0	300	1320	4,4	2000	6,7	2530	8,4
	24,7	350	1593	4,6	1910	5,5	1650	4,7
	31,0	410	2024	4,9	2268	5,5	1612	3,9
Av. da Liberdade	8,0	132	880	6,7	1110	8,4	926	7,0
Praça do Saldanha	8,0	160	1026	6,4	915,7	5,7	931	5,8
Av. da República	8,5	123	1185	9,6	1170	9,5	1337	10,9
Poço Rua Ivens	36,5	590	3227	3,0	5227	3,1	3275	3,6
	37,5	645	1758	4,4	1816	4,3	2140	4,8
	40,0	635	2845	5,1	2754	8,2	3125	5,9
Valor médio ( $\pm$ desvio padrão)				5,4( $\pm$ 1,6)	6,2( $\pm$ 1,8)	6,2( $\pm$ 2,0)		

Outro aspeto que merece atenção é o facto de que apesar de haver algumas diferenças entre os valores obtidos para cada local, os valores médios de  $R_{OC}$  para os 11 ensaios tratados são muito semelhantes, independentemente do método adotado para avaliação de  $\sigma'_p$ .

Uma vez que no método de Butterfield se utiliza o declive do ramo de recompressão, ao passo que no método simplificado se considera o declive que melhor representa a histerese num ciclo de descarga-recarga, os resultados obtidos utilizando o último poderiam ser ligeiramente inferiores aos obtidos com o método de Butterfield, o que nem sempre acontece. Curiosamente, os resultados obtidos pela construção de Casagrande foram os que forneceram o valor médio mais baixo.

A Figura 5.8 mostra os valores do grau de sobreconsolidação obtidos com os três métodos nos ensaios realizados no edómetro de alta pressão em amostras das Camadas de Prazeres. Como mostra a figura, se se retirarem os valores mais alto e mais baixo do conjunto de resultados tratados, ao valor médio de 6,0 corresponde um desvio padrão igual a 1,6. É interessante notar que o grau de sobreconsolidação apresenta uma tendência para diminuir em profundidade, facto que estará certamente relacionado com a história geológica desta unidade, já discutida num capítulo anterior, que compreende ciclos de erosão e deposição fruto de oscilações no nível médio das águas do mar. Com efeito, em algumas zonas da cidade de Lisboa a espessura das camadas erodidas foi bastante significativa, pelo que o grau de sobreconsolidação será mais elevado nos níveis mais superficiais.

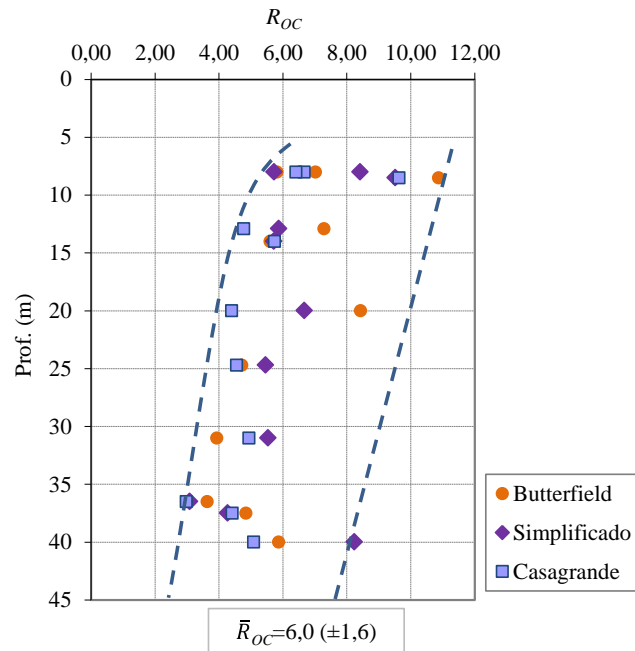


Figura 5.8 – Grau de sobreconsolidação em ensaios edométricos com o edômetro de alta pressão sobre amostras das Camadas de Prazeres, considerando diferentes métodos para avaliação da tensão de pré-consolidação

#### 5.2.4 Parâmetros de consolidação

A partir do conhecimento da curva que relaciona a variação do assentamento com o tempo, é possível determinar o coeficiente de consolidação do solo ( $c_v$ ), através da aplicação do método de Taylor (Taylor, 1948), ou do método de Casagrande (Casagrande & Fadum, 1940). Dos ensaios tratados no âmbito deste trabalho, verificou-se que os resultados obtidos pelo método de Taylor foram em geral superiores aos de Casagrande. Importa acrescentar que a interpretação pelo método de Casagrande foi menos rigorosa, uma vez que a forma das curvas  $\Delta h$  vs.  $\log(t)$  nem sempre se aproximou da forma da curva teórica. Por este motivo, o método de Taylor foi preferido, pelo que os valores que em seguida se apresentam se referem à sua aplicação.

A Figura 5.9a ilustra os valores de  $c_v$  obtidos nos ensaios realizados com o edômetro clássico e com o edômetro de alta pressão, para o escalão de carga imediatamente acima da tensão efetiva vertical *in situ*. Verifica-se que este coeficiente varia num intervalo relativamente estreito, sendo que o valor mais elevado obtido para  $c_v$ , igual a  $1,18 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ , corresponde a uma amostra recolhida a 24,7 m de profundidade, que na Classificação Unificada a corresponde a um solo grosso. Se se desprezar esse resultado, o coeficiente de consolidação para a tensão *in situ* nas Camadas de Prazeres será igual a  $2,13 (\pm 1,85) \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ .

No caso dos ensaios com o edômetro de alta pressão, foi também possível determinar o valor do coeficiente de consolidação para o ramo virgem do carregamento, como mostra a Figura 5.9b. Pode verificar-se que este parâmetro aumenta ligeiramente em praticamente todos os casos, excetuando o caso já referido da amostra do túnel do Término classificada como solo

grosso, e para a qual o valor de  $c_v$  no ramo virgem é cerca de três vezes menor do que para a tensão *in situ*. Relativamente à amostra recolhida na Praça do Saldanha, os resultados mostram que o coeficiente de consolidação no ramo virgem é cerca de cinco vezes superior ao correspondente à tensão de repouso.

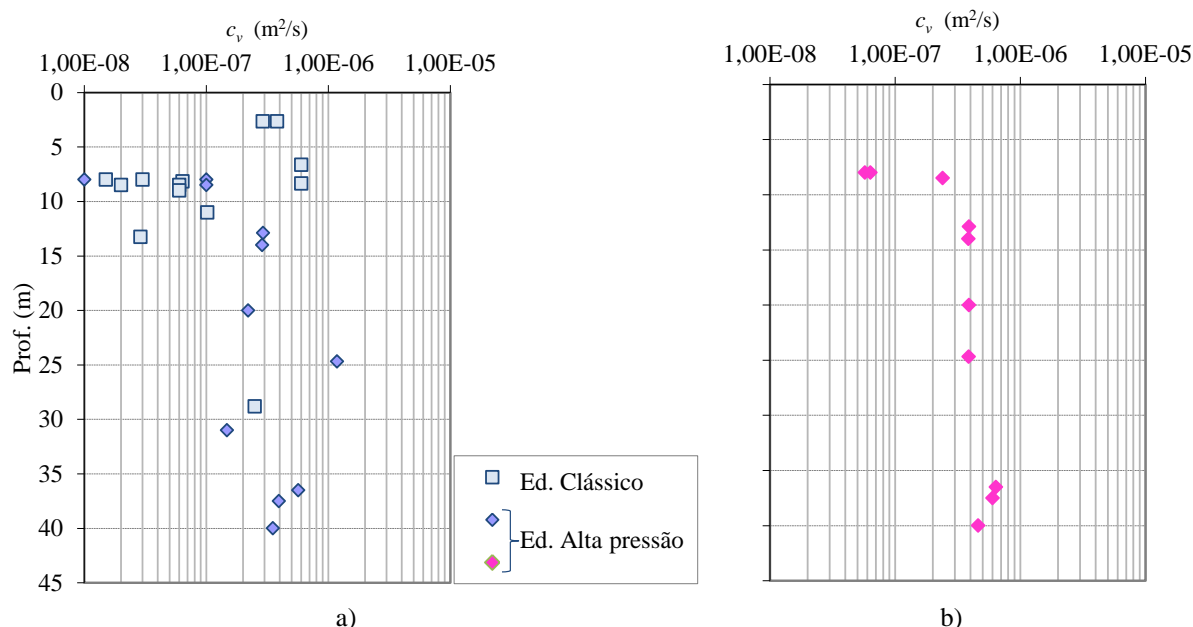


Figura 5.9 – Coeficiente de consolidação obtido em ensaios edométricos realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres: a) escalão de carga imediatamente acima da tensão vertical *in situ*; b) ramo virgem

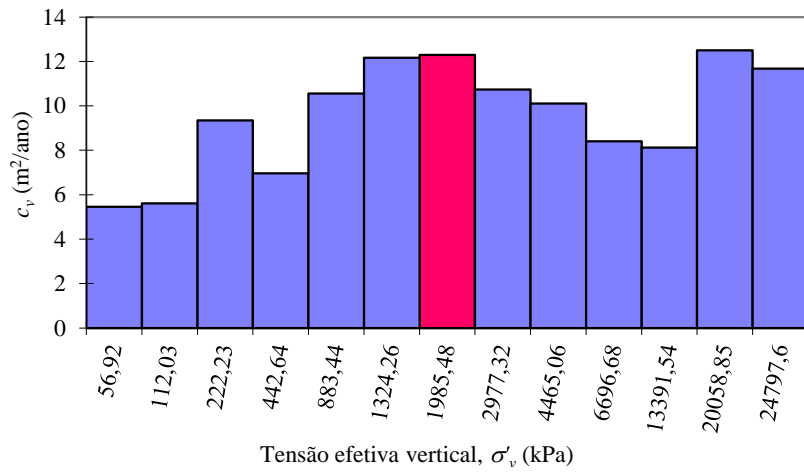
Uma observação qualitativa dos elementos tratados correspondentes aos ensaios no edómetro de alta pressão sugere que, de um modo geral, o valor do coeficiente de consolidação primária ( $c_v$ ) tende a aumentar com o aumento da tensão vertical, atingindo os valores mais elevados para tensões próximas da tensão de pré-consolidação, começando a diminuir ligeiramente após  $\sigma'_p$ , e estabilizando para os escalões mais altos, ou seja, em ramo virgem.

A título de exemplo, a Figura 5.10 mostra a evolução de  $c_v$  com o escalão de carga, a duas profundidades diferentes na zona do Túnel do Término mostrando numa cor diferente o escalão correspondente à tensão de pré-consolidação (Marques, 1998).

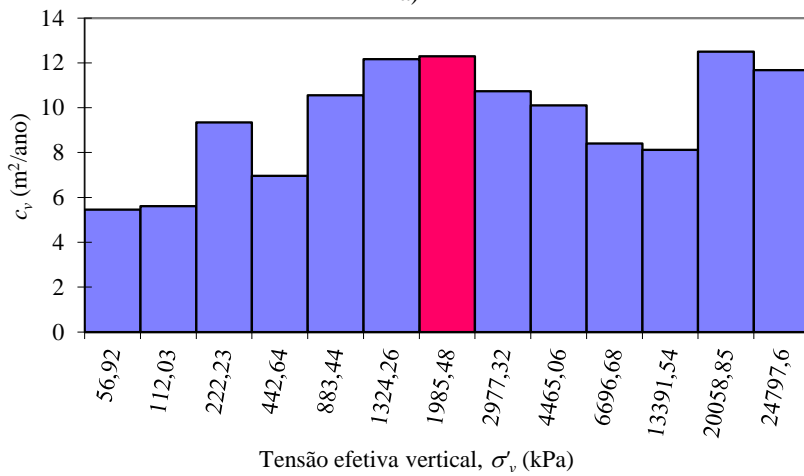
Relativamente ao coeficiente de permeabilidade vertical ( $k$ ), partindo do conhecimento do coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ) e do coeficiente de consolidação ( $c_v$ ) para todos os escalões de carga dos ensaios, pode ser determinado por:

$$k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad 5.2$$

Na Figura 5.11a mostram-se os resultados obtidos para o coeficiente de permeabilidade nos ensaios com o edómetro clássico e com o edómetro de alta pressão para o escalão de carga imediatamente acima da tensão vertical *in situ*.



a)



b)

Figura 5.10 – Coeficiente de consolidação primária ( $c_v$ ) em função do escalão de carga nos ensaios do Túnel do Término às profundidades de: a) 12,9 m; b) 24,7 m (dados de Marques, 1998)

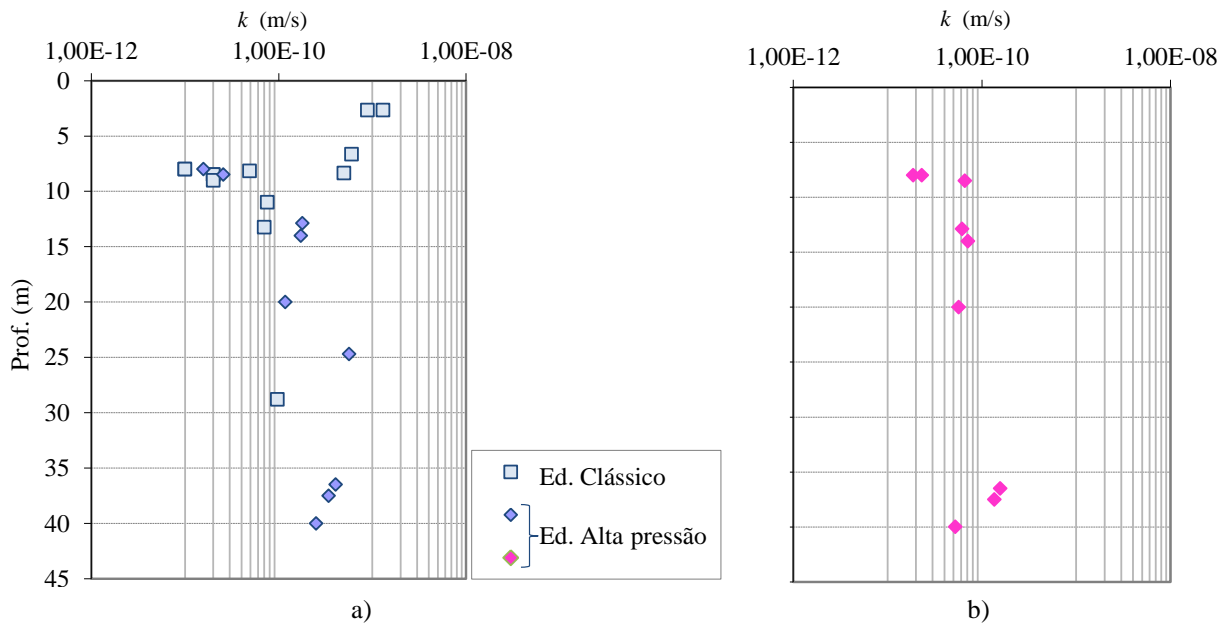


Figura 5.11 – Coeficiente de permeabilidade obtido em ensaios edométricos realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres: a) escalão de carga imediatamente acima da tensão vertical *in situ*; b) ramo virgem

Pode observar-se que este coeficiente varia entre os  $10^{-12}$  m/s e os  $10^{-9}$  m/s, valores que correspondem a solos com permeabilidade muito baixa. A Figura 5.11a mostra ainda que as amostras ensaiadas no edómetro clássico exibem maiores valores de  $k$ , o que advém de ser maior o valor do coeficiente de compressibilidade volumétrica ( $m_v$ ) para menores tensões no ensaio.

No caso dos ensaios no edómetro de alta pressão foi possível determinar o coeficiente de permeabilidade para o escalão de carga imediatamente acima da tensão de pré-consolidação, e os resultados são os que ilustra a Figura 5.11b. Pode verificar-se que no ramo virgem o coeficiente de permeabilidade varia numa faixa mais estreita e diminui relativamente ao seu valor para as tensões de repouso.

Relativamente ao coeficiente de consolidação secundária ( $C_\alpha$ ) este foi obtido a partir da relação:

$$C_\alpha = \frac{\Delta h}{h} \times \frac{1}{\log t_2 - \log t_1} \quad 5.3$$

em que  $h$  representa a altura da amostra no final da consolidação primária,  $t_1$  é o instante correspondente ao fim da consolidação primária e  $t_2$  é o instante correspondente ao fim do ensaio. Os valores obtidos são praticamente todos inferiores a 0,002, valor que corresponde a solos com compressibilidade secundária muito baixa (Das, 1997).

O Quadro 5.7 resume os parâmetros de consolidação obtidos para as Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de alta pressão, para o escalão de carga imediatamente acima da tensão efetiva *in situ* e para o ramo virgem.

Quadro 5.7 – Parâmetros de consolidação para as amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de alta pressão

Local	Prof. (m)	$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)		$C_\alpha$	$k \times 10^{-10}$ (m/s)	
		Escalão de carga imediatamente acima da tensão <i>in situ</i>	Ramo virgem		Escalão de carga imediatamente acima da tensão <i>in situ</i>	Ramo virgem
Túnel do Término	12,9	2,91 x10 <sup>-07</sup>	3,89 x10 <sup>-07</sup>	0,0017	1,79	0,62
	14,0	2,87 x10 <sup>-07</sup>	3,86 x10 <sup>-07</sup>	0,00151	1,73	0,71
	20,0	2,21 x10 <sup>-07</sup>	3,89 x10 <sup>-07</sup>	0,00108	1,18	0,57
	24,7	1,18 x10 <sup>-06</sup>	3,88 x10 <sup>-07</sup>	-	5,66	0,01
	31,0	1,48 x10 <sup>-07</sup>	-	0,00149	1,58	-
Av. da Liberdade	8,0	1,00 x10 <sup>-08</sup>	5,73 x10 <sup>-08</sup>	< 0,001	0,02	0,23
Praça do Saldanha	8,0	1,00 x10 <sup>-07</sup>	6,34 x10 <sup>-08</sup>	< 0,001	0,16	0,19
Av. da República	8,5	1,00 x10 <sup>-07</sup>	2,39 x10 <sup>-07</sup>	< 0,001	0,26	0,66
Poço Rua Ivens	36,5	5,68 x10 <sup>-07</sup>	6,01 x10 <sup>-07</sup>	0,0010	4,06	0,15
	37,5	3,93 x10 <sup>-07</sup>	6,39 x10 <sup>-07</sup>	0,0018	3,42	1,44
	40,0	3,52 x10 <sup>-07</sup>	4,60 x10 <sup>-07</sup>	0,0021	2,52	0,52
Valor médio (±desvio padrão)					2,08(±1,76)	0,64(±0,46)

No caso das amostras reconstituídas, verificou-se que o coeficiente de consolidação secundária foi bastante maior do que o obtido para as amostras intactas no mesmo local, pelo que se conclui que a não existência de ligações interparticulares fortes facilita a fluência do esqueleto sólido e os rearranjos entre partículas que ocorrem no processo de consolidação secundária. O Quadro 5.8 resume os resultados obtidos para as amostras reconstituídas, e mostra que o coeficiente de permeabilidade é incomparavelmente maior do que o das amostras intactas.

Quadro 5.8 – Parâmetros de compressibilidade das amostras reconstituídas para os níveis de tensão mais elevados (Figueiredo, 2009)

Local	Prof. (m)	$c_v$ (m <sup>2</sup> /s)	$C_{\alpha}^*$	$k \times 10^{-10}$ (m/s)
Av. da Liberdade	8,0	0,55 x10-08	0,005	0,06
Praça do Saldanha	8,0	3,42 x10-08	0,0051	0,41
Av. da República	8,5	2,82 x10-08	0,0044	0,28

A Figura 5.12 mostra os valores de  $c_v$  e  $k$  para as amostras das Argilas do Forno do Tijolo. Apesar de a gama de tensões aplicadas no edómetro clássico não permitir reproduzir o ramo normalmente consolidado da curva de compressão e, consequentemente, fornecer valores para os coeficientes de consolidação primária e de permeabilidade superiores aos que efetivamente caracterizam estes solos, é possível comparar os resultados obtidos para as duas unidades geológicas, quando ensaiadas nas mesmas condições. Assim, o confronto das Figuras 5.9a, 5.10 e 5.11a com a Figura 5.12 permite afirmar que de uma maneira geral as amostras das Argilas do Forno do Tijolo terão maior coeficiente de consolidação primária e maior coeficiente de permeabilidade do que as amostras das Camadas de Prazeres.

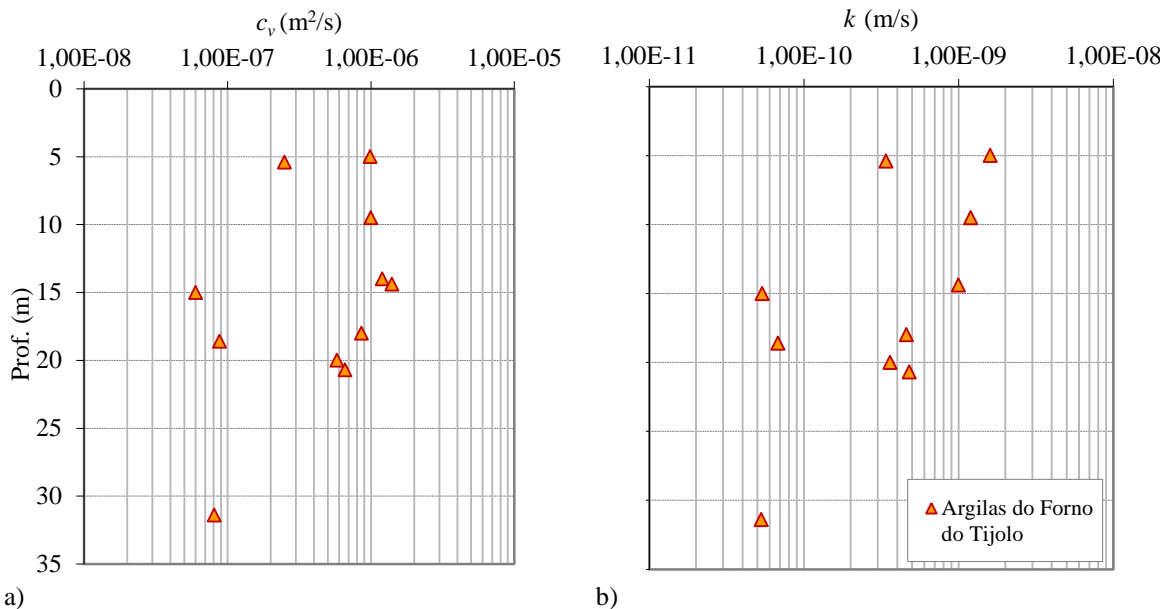


Figura 5.12 – Resultados de ensaios edométricos realizados sobre amostras das Argilas do Forno do Tijolo usando o edómetro clássico: a) coeficiente de consolidação primária para o escalão de carga imediatamente acima da tensão *in situ*; b) coeficiente de permeabilidade vertical para o escalão de carga imediatamente acima da tensão *in situ*

## 5.3 Ensaios triaxiais

### 5.3.1 Introdução

Relativamente aos ensaios triaxiais, a recolha de elementos para as Camadas de Prazeres incluiu ensaios sobre 86 amostras de solo, recolhidas a profundidades entre os 2 m e os 34 m. Já para as Argilas do Forno do Tijolo, os resultados incluem ensaios sobre 24 amostras recolhidas entre os 13 m e os 35 m de profundidade. A maior parte destes ensaios é de compressão, realizados a partir da consolidação isotrópica das amostras e posterior corte não drenado (*CIU*), embora também tenham sido tratados para as Camadas de Prazeres resultados de ensaios não drenados de compressão e de extensão com consolidação para as tensões de repouso (*CK<sub>0</sub>U* e *EK<sub>0</sub>U*), como resume o Quadro 5.9.

As condições em que os ensaios foram conduzidos são descritas na maior parte dos relatórios através da indicação do tipo de consolidação, isotrópica ou anisotrópica (*K<sub>0</sub>*), e da tensão de consolidação adotada ( $\sigma'_c$ ). Os resultados dos ensaios são em geral fornecidos sob a forma de tensão de desvio na rotura  $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ , e de excesso de pressão de água nos poros na rotura ( $\Delta u_r$ ). Alguns relatórios incluem ainda a listagem dos resultados dos ensaios, possibilitando a determinação das tensões totais e efetivas em diferentes etapas da deformação, enquanto outros fornecem apenas os valores obtidos para as tensões de rotura.

Os elementos tratados referem-se a obras realizadas em locais distintos, a amostras recolhidas a diversas profundidades e ensaiadas em condições diferentes. Apesar de se conhecer a profundidade a que todas as amostras foram recolhidas e de haver, na maior parte dos casos, ensaios de identificação associados aos solos ensaiados, nem sempre se conhece a posição do nível freático, pelo que a determinação das tensões efetivas de repouso nem sempre foi possível. A relação entre os estados de tensão inicial e induzido pelo ensaio não é a mesma em todos os ensaios, pelo que a comparação dos resultados não pode ser feita diretamente. Neste contexto, os resultados dos ensaios triaxiais são difíceis de interpretar, uma vez que correspondem a amostras com diversos graus de sobreconsolidação. Também a forma como os ensaios foram conduzidos e o critério de rotura adotado influenciam os resultados obtidos e dificultam a sua análise conjunta. De qualquer forma, a partir dos resultados das tensões obtidos na rotura foi possível estabelecer uma envolvente e identificar os parâmetros resistentes de pico destes solos, com bons coeficientes de determinação.

Antes dos resultados propriamente ditos, apresentam-se em detalhe as principais dificuldades que surgiram ao realizar esta análise, nomeadamente o efeito da tensão de consolidação do ensaio e do critério para identificação da rotura adotado. São discutidos os



aspectos que se prendem com o estado de tensão das amostras antes da aplicação das tensões de corte e as diferenças que advêm de considerar diferentes critérios de rotura para o ensaio.

Os resultados apresentados são em primeiro lugar os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas obtidos para os ensaios de compressão triaxial, analisando individual e conjuntamente os ensaios de compressão com consolidação isotrópica e anisotrópica. Na parte final deste ponto apresentam-se ainda os resultados obtidos em ensaios de extensão.

A segunda parte da análise dos resultados dedica-se ao comportamento destes solos em condições não drenadas para avaliação da tendência da resistência não drenada.

Quadro 5.9 – Resumo dos ensaios triaxiais tratados

Local	Unidade	Tipo de Ensaio	Consolidação	N.º de amostras	Prof. (m)		
Linha Vermelha M.L.	Camadas de Prazeres	Compressão	Isotrópica	6	17,0-22,7		
Linha Azul M.L.				3	24,95		
Linha Amarela M.L.	Argilas do Forno do Tijolo			20	7,2-28,8		
Linha Verde M.L.				3	14-18,6		
				4	13,05-14,2		
				4	13,6-30,9		
Túnel do Término Alameda				$K_0$	8	19-31,2	
				Extensão	Isotrópica	4	13,7-30,6
					$K_0$	7	13,4-31,0
Campo Pequeno	Camadas de Prazeres			Compressão	Isotrópica	2	20,8-21,15
Av. Duarte Pacheco		3	2,15-2,75				
Túnel do Rossio	9	2,15-6,6					
Rua Rosa Araújo	1	9,5					
Hospital dos Capuchos	3	3-4,65					
Calhariz Benfica	3	5,15-6,95					
Estação Baixa-Chiado		$K_0$	13			15,9-33,9	
Terreiro do Paço	Argilas do Forno do Tijolo		Isotrópica			17	26,15-35,0

### 5.3.2 Alguns aspetos a considerar

#### 5.3.2.1 Tensão de consolidação do ensaio

Como se viu em 5.2, as Camadas de Prazeres são solos sobreconsolidados, com graus de sobreconsolidação da ordem de 6,0 e tensões de pré-consolidação da ordem ou acima de 1000 kPa. As relações tensão-deformação em solos sobreconsolidados são complexas, já que para tensões inferiores à tensão de pré-consolidação a deformação se processa a uma taxa reduzida, e quando esta tensão é ultrapassada a deformação aumenta significativamente. A realização de ensaios triaxiais pressupõe a recolha de amostras, a sua consolidação para determinada tensão e a posterior aplicação das tensões de corte.

A Figura 5.13 procura ilustrar num diagrama  $e$ -log  $\sigma'_v$  as alterações no estado de tensão que antecedem a realização de ensaios triaxiais em solos sobreconsolidados. O ponto 1 refere-se à sedimentação e o ponto 2 representa o fim do Miocénico, cuja tensão vertical corresponde à

tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ). O ponto 3 representa o estado de tensão em repouso da amostra *in situ*, admitindo um determinado grau de sobreconsolidação. Com a amostragem ocorre a descompressão da amostra: as tensões totais diminuem até zero e, sendo a amostra intacta, logo não experimentando variações de volume, fica sujeita a tensões efetivas isotrópicas desconhecidas. O ponto 4 pretende ilustrar precisamente este processo.

Ao consolidar a amostra para posteriormente a levar à rotura por corte, está-se a instalar um determinado estado de tensão efetiva, representado na figura pelo ponto 5, que não é necessariamente igual ao que existe na Natureza, representado pelo ponto 3. A posição do ponto 5 depende do valor da tensão de consolidação adotada no ensaio. O percurso seguido entre os pontos 3, 4 e 5 da figura está representado a tracejado.

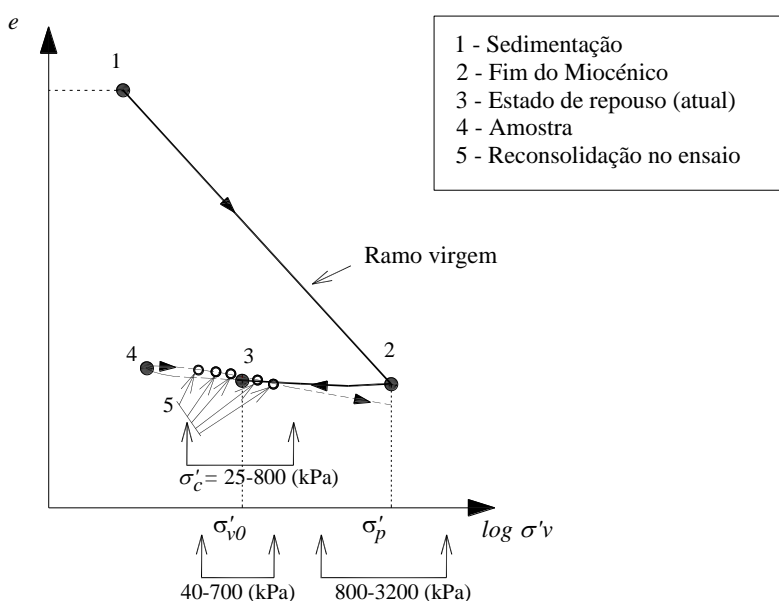


Figura 5.13 – Diagrama  $e$ - $\log \sigma'_v$  para ilustrar as alterações no estado de tensão que antecedem a realização de ensaios triaxiais em solos sobreconsolidados

A figura mostra ainda os intervalos de valores em que variam a tensão efetiva vertical de repouso, a tensão de pré-consolidação e a tensão de consolidação no ensaio triaxial, para os ensaios nas Camadas de Prazeres. Verifica-se que as condições em que os ensaios foram conduzidos os situam em pontos diferentes deste diagrama, podendo a tensão de consolidação do ensaio estar mais ou menos afastada para baixo em relação ao valor da tensão de pré-consolidação. Nos casos em que a tensão de consolidação estiver mais aquém da tensão de pré-consolidação, as amostras estarão a ser ensaiadas num estado mais sobreconsolidado. No caso dos ensaios com consolidação  $K_0$ , ou seja com  $\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0}$  ( $CK_0U$ ), pode definir-se o grau de sobreconsolidação do ensaio,  $R_{OC}^{CK_0U}$ , igual ao grau de sobreconsolidação do solo *in situ*,  $R_{OC}$ , definido pela equação 5.1.

No caso de ensaios com consolidação isotrópica ( $CIU$ ) pode definir-se um grau de sobreconsolidação do ensaio como:

$$R_{OC}^{CIU} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_c} \quad 5.4$$

Em suma, pode concluir-se que nenhum destes ensaios foi realizado com solo normalmente consolidado. Com efeito, os ensaios foram realizados para  $R_{OC}^{ensaio}$  muito variável, sendo nalguns casos menor e noutros maior do que  $R_{OC}$ , o que traz algumas dificuldades à interpretação. Importa no entanto notar que, apesar de haver diferenças impostas pela tensão de consolidação do ensaio, na figura ilustrada pelo ponto 5, em todos os casos o ponto de partida se situa no ramo de recompressão da curva. Uma vez que este apresenta um declive bastante pequeno, as diferenças estruturais que resultam das alterações nas tensões deverão ser relativamente reduzidas.

Refira-se ainda que a situação ilustrada na figura não considera que tenham ocorrido ao longo da sua história geológica outros ciclos de descarga e recarga, que terão certamente também influência nas relações tensão-deformação.

### 5.3.2.2 Critério para identificação da rotura

Outra dificuldade que surgiu ao longo desta análise prendeu-se com a forma de determinar as tensões de rotura. De entre os critérios para identificação da rotura existentes, utiliza-se geralmente o de máxima tensão de desvio, entendida como a diferença entre as tensões principais máxima e mínima ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), ou o de máxima razão entre as tensões efetivas principais ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ), também designado por critério de máxima obliquidade (de La Beaumelle, 1991; Jen, 1998; Abdulhadi, 2009; House, 2012).

A comparação de elementos provenientes de diferentes locais e ensaiados por entidades diversas pressupõe que se estabeleça apenas um critério para identificar a rotura e se utilize sempre o mesmo para o conjunto dos resultados analisados. A questão que se coloca é qual será o critério de rotura a escolher. A maior parte dos relatórios analisados identifica a rotura como o ponto onde a tensão de desvio atinge o valor máximo. No entanto, os resultados apresentados por Marques (1998) mostram que este critério nem sempre é adequado, por não ser sempre possível distinguir um único ponto de máxima tensão de desvio, preferindo este autor utilizar o critério de máxima razão entre as tensões efetivas principais.

Considere-se um ensaio de compressão triaxial com consolidação isotrópica, realizado sobre uma amostra de solo sobreconsolidado. Os diagramas tensão-extensão do ensaio terão sensivelmente a forma apresentada na Figura 5.14a. Utilizando como critério de rotura o ponto onde é máxima a tensão de desvio, representado por P, as tensões de rotura são geralmente maiores do que as que se obtêm quando se considera que a rotura acontece para a máxima razão  $\sigma'_1 / \sigma'_3$ , representada na figura pelo ponto Q. Em relação ao valor do excesso de pressão de água

nos poros verifica-se que quando a tensão de desvio atinge o seu valor máximo, este diagrama terá certamente entrado já em patamar, pelo que o excesso de pressão neutra na rotura será inferior ao que se obteria adotando outro critério.

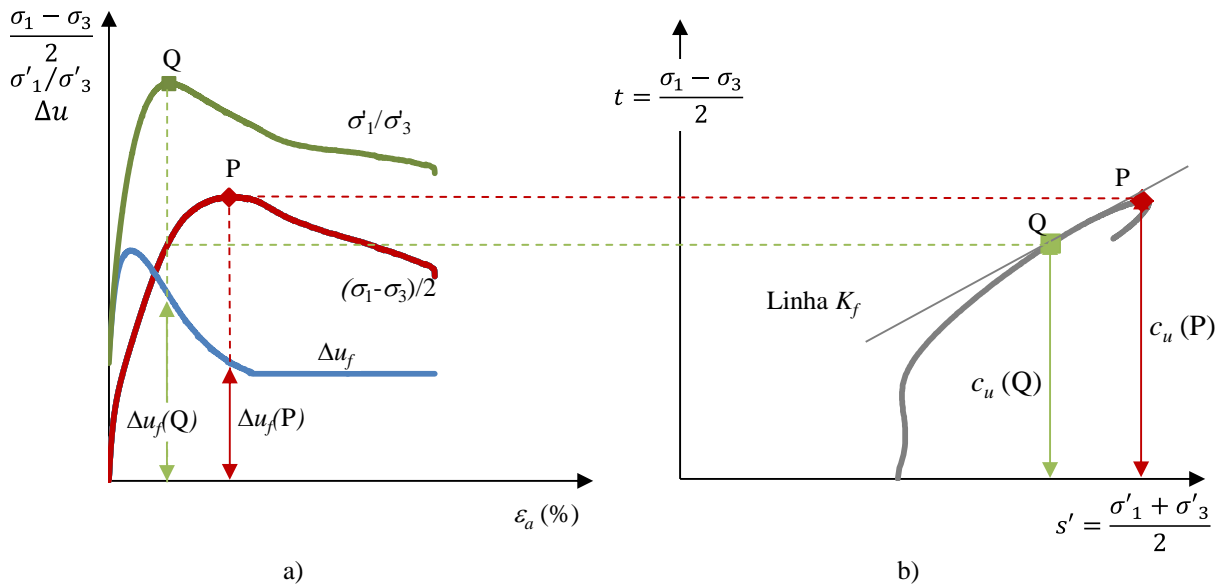


Figura 5.14 – a) Curvas tensão deformação obtidas em ensaios de compressão triaxial sobre amostras sobreconsolidadas; b) Trajetória de tensões num ensaio CIU com identificação das tensões de rotura para diferentes critérios

A Figura 5.14b mostra num diagrama  $(s', t)$  a trajetória de tensões efetivas seguida pela mesma amostra durante um ensaio de compressão triaxial com consolidação isotrópica. A trajetória parte de um ponto sobre o eixo das abcissas e evolui no sentido em que aumentam  $s'$  e  $t$ . Pode verificar-se que a partir do ponto em que se atinge a envolvente de rotura em tensões efetivas, representada pela linha  $K_f$ , a trajetória de tensões se desenvolve ao longo da mesma, até ao final do ensaio, quando as tensões começam a diminuir. Os pontos P e Q representados na figura correspondem aos dois critérios de rotura em análise, ou seja, ao de máxima tensão de desvio e de máxima obliquidade, respetivamente.

Relativamente aos parâmetros de resistência em tensões efetivas estes não se alteram significativamente consoante o ponto escolhido seja P ou Q já que a trajetória evolui ao longo da linha  $K_f$ , embora possa considerar-se que se esta passar preferencialmente no ponto P o declive será ligeiramente menor e a ordenada na origem sensivelmente maior do que se mostra na figura. Já em relação à resistência não drenada, uma vez que esta corresponde a metade da tensão de desvio na rotura, no diagrama representada por  $t$ , a adoção de um ou outro critério de rotura condiciona significativamente os resultados obtidos. A consideração de diferentes critérios de rotura irá influenciar também o valor do parâmetro  $A_f$  de Skempton, já que em P e em Q são diferentes quer os valores de  $\Delta\sigma_f$  quer os valores de  $\Delta u_f$ .

Neste estudo optou-se por considerar para a análise em tensões efetivas apenas o critério de máxima tensão de desvio na rotura, no caso dos ensaios de compressão. Para os ensaios de

extensão, o critério adotado foi o de máxima obliquidade, uma vez a máxima tensão de desvio correspondeu, na maior parte dos casos, ao final dos ensaios. Para a análise em tensões totais foram considerados ambos os critérios e comparados os resultados obtidos.

### 5.3.3 Parâmetros de resistência em tensões efetivas

#### 5.3.3.1 Camadas de Prazeres

##### 5.3.3.1.1 Ensaios de compressão

Os resultados obtidos em ensaios triaxiais para as amostras das Camadas de Prazeres foram tratados com o objetivo de estabelecer uma envolvente de rotura em termos de tensões efetivas para esta unidade geológica. Os resultados disponíveis foram inicialmente agrupados em função do local a que se referiam. Para cada local foram ensaiados pelo menos três provetes de amostras recolhidas à mesma profundidade, com diferentes tensões de consolidação. Conhecidas a tensão de consolidação no ensaio e as tensões efetivas na rotura, procurou-se uma envolvente em termos de tensões efetivas.

As tensões de consolidação para os ensaios *CIU* nas Camadas de Prazeres variaram entre os 29 kPa e os 784 kPa, pelo que o grau de sobreconsolidação das amostras ensaiadas não foi sempre o mesmo. Embora o ângulo de resistência ao corte não seja influenciado significativamente pelo grau de sobreconsolidação, o mesmo não acontece para a coesão efetiva, que tende a aumentar com o grau de sobreconsolidação das amostras (Matos Fernandes, 2006). Tratando-se de solos sobreconsolidados, ao considerar tensões de consolidação mais elevadas as amostras serão ensaiadas em condições mais próximas do estado normalmente consolidado. Tendo em conta os valores da tensão de consolidação do ensaio e das tensões de pré-consolidação que se descreveram atrás, grande parte destas amostras terá sido ensaiada para gamas de tensão bastante aquém de  $\sigma'_p$ , ou seja, num estado fortemente sobreconsolidado. Como se descreveu anteriormente, situando-se a amostra no ramo de recompressão, as diferenças estruturais que resultam de adotar diferentes tensões de consolidação deverão ser reduzidas. No entanto, adotou-se inicialmente o critério de agrupar os resultados dos ensaios em função da tensão de consolidação ( $\sigma'_c$ ), para verificar se de facto as alterações estruturais que ocorrem admitindo diferentes escalões de tensão de consolidação influenciam os valores dos parâmetros de resistência em tensões efetivas.

A Figura 5.15 mostra as tensões de rotura e as envolventes obtidas para os ensaios *CIU* agrupados por nível de tensão de consolidação para tensões inferiores a 250 kPa e entre 250 kPa e 800 kPa. Importa referir que o valor obtido para o ângulo de resistência ao corte no caso das tensões mais elevadas corresponde a forçar a reta a passar na origem, para não obter coesão negativa, que não teria qualquer significado físico. Caso esta reta não tivesse sido forçada a

passar na origem, a sua ordenada na origem seria relativamente baixa (- 43 kPa) e o ângulo de resistência ao corte correspondente resultaria ligeiramente maior (40 °).

Um outro aspeto que merece atenção prende-se com facto de o intervalo considerado para as tensões de consolidação condicionar os resultados obtidos. Se em vez dos intervalos de tensões de consolidação apresentados fossem escolhidos intervalos mais estreitos as retas de regressão apresentariam também bons coeficientes de determinação, embora fosse necessário fazer mais ajustes para evitar ordenadas nulas na origem.

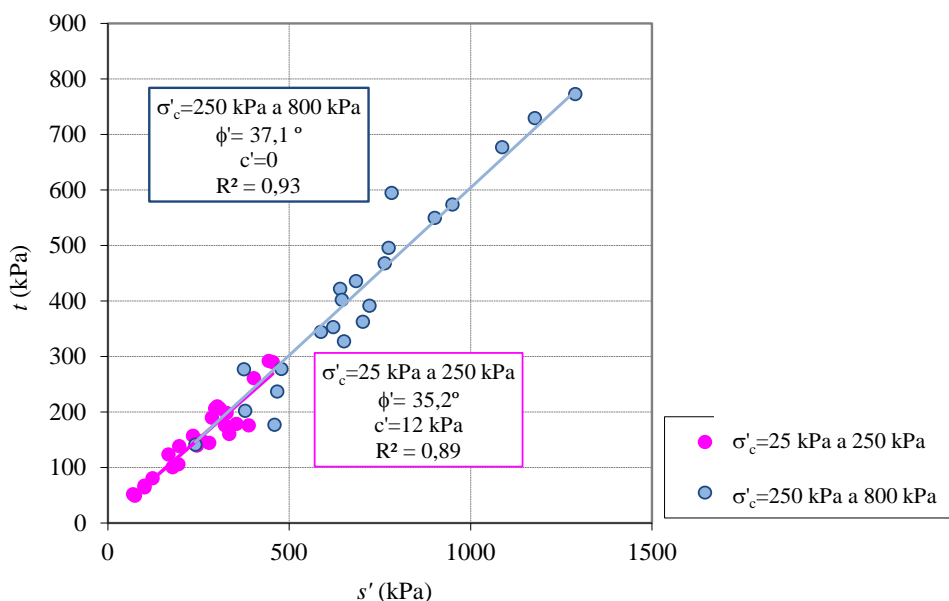


Figura 5.15 - Envolventes de rotura em ensaios triaxiais de compressão com consolidação isotrópica (CIU) para diferentes tensões de consolidação realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres

Os resultados apresentados mostram que em ensaios de compressão com consolidação isotrópica as amostras das Camadas de Prazeres apresentam valores praticamente nulos da coesão efetiva e ângulos de resistência ao corte que parecem aumentar ligeiramente quando as amostras são ensaiadas para níveis de tensão de consolidação mais elevados.

Em relação aos ensaios de compressão com consolidação  $K_0$  os resultados obtidos mostram-se na Figura 5.16. As tensões de consolidação consideradas correspondem neste caso às tensões efetivas verticais de consolidação e foram determinadas por:

$$\sigma'_c = \sigma'_{vc} = \frac{1+2 \cdot K_0}{3} \cdot \sigma'_{v0} \quad 5.5$$

com  $K_0$  igual a 0,8 conforme indicavam os relatórios dos ensaios.

Tal como para os ensaios CIU, o caso em que a coesão é nula corresponde a uma reta de regressão que foi forçada a passar na origem, para que não se obtivesse um valor negativo para a coesão efetiva. Este valor negativo seria da ordem de - 27 kPa para tensões de consolidação entre 300 kPa e 700kPa e o ângulo de resistência ao corte correspondente seria de 37 °. Pode

verificar-se que os valores do ângulo de resistência ao corte são nos ensaios  $CK_0U$  mais homogêneos do que nos ensaios  $CIU$ , o que pode dever-se ao facto de corresponderem apenas a duas localizações: o túnel do término da Alameda (Marques, 1998) e o poço de acesso à Estação Baixa-Chiado.

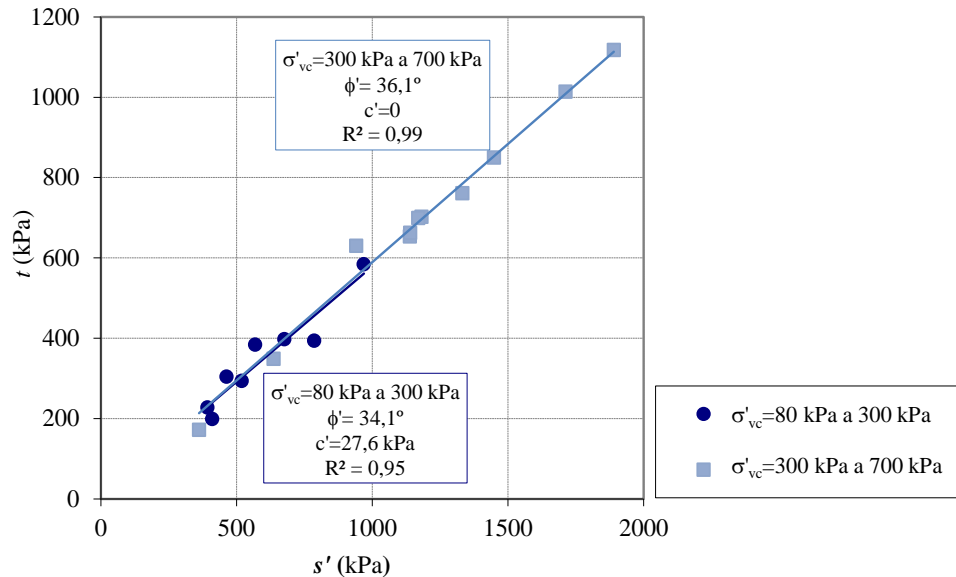


Figura 5.16 - Envolturas de rotura em ensaios triaxiais de compressão com consolidação anisotrópica ( $CK_0U$ ) para diferentes tensões verticais de consolidação realizadas sobre amostras das Camadas de Prazeres

O Quadro 5.10 resume os resultados obtidos ao considerar as amostras agrupadas por nível de tensão de consolidação no ensaio. Um aspeto curioso prende-se com o facto de apenas se obterem valores para a coesão efetiva nos ensaios realizados com tensões de consolidação mais baixas, que deverão corresponder a amostras ensaiadas num estado mais sobreconsolidado. Para estas amostras foram obtidos os valores mais baixos de ângulo de resistência ao corte, sugerindo que a envolvente de rotura exibe uma ordenada na origem para os níveis mais baixos de tensão e apresenta maior declive à medida que as amostras se aproximam do estado normalmente consolidado.

Esta questão pode ser explicada pelo efeito que a sobreconsolidação tem no comportamento das argilas. No caso das argilas normalmente consolidadas a coesão efetiva é frequentemente nula, o que se compreende por ao serem nulas as forças interparticulares não haver resistência ao corte. É o que acontece com as amostras ensaiadas para níveis de tensão mais elevados, que se encontram num estado mais próximo do normalmente consolidado. No caso das argilas sobreconsolidadas é comum haver alguma resistência ao corte para tensões efetivas nulas, uma vez que estes solos adquirem uma espécie de memória do carregamento a que foram já submetidos. Como é sabido, ao carregamento de um solo argiloso sucede a sua consolidação, processo durante o qual a estrutura do solo se reorganiza, ficando estabilizada numa nova posição de equilíbrio. Estas alterações são irreversíveis na descarga, pelo que para

tensões nulas, o solo continuará a exibir resistência ao corte. Esta situação ocorre para as amostras ensaiadas com tensões de confinamento mais baixas, que estão num estado mais sobreconsolidado.

Os elementos do Quadro 5.10 sugerem ainda que não há diferenças muito significativas entre os resultados de ensaios com consolidação isotrópica e anisotrópica. De uma maneira geral, os valores do ângulo de resistência ao corte variam entre  $35,2^\circ$  e  $37,1^\circ$ , aumentando ligeiramente para níveis de tensão de consolidação mais elevados.

Quadro 5.10 – Resultados obtidos para a coesão efetiva e o ângulo de resistência ao corte em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres e agrupados por tensão de consolidação ( $\sigma'_c$ )

	Ensaio	$c'$ (kPa)	$\phi'$ ( $^\circ$ )
CIU	$25 \text{ kPa} < \sigma'_c < 250 \text{ kPa}$	12	35,2
	$250 \text{ kPa} < \sigma'_c < 800 \text{ kPa}$	0	37,1
CK <sub>0</sub> U	$80 \text{ kPa} < \sigma'_c < 300 \text{ kPa}$	27	34,1
	$300 \text{ kPa} < \sigma'_c < 700 \text{ kPa}$	0	36,1

Face ao exposto, optou-se por estabelecer a envolvente de rotura a partir da análise de todos os resultados obtidos em cada tipo de ensaio de compressão. A envolvente de rotura no caso dos ensaios com consolidação isotrópica resulta numa reta caracterizada por um ângulo de resistência ao corte igual a  $36,9^\circ$  e com coesão efetiva nula, como ilustra a Figura 5.17a. Em relação aos ensaios CK<sub>0</sub>U, é possível adotar apenas uma reta de regressão que corresponde a um ângulo de resistência ao corte de  $36^\circ$  e coesão efetiva nula, com coeficiente de determinação igual a 0,99, como ilustra a Figura 5.17b.

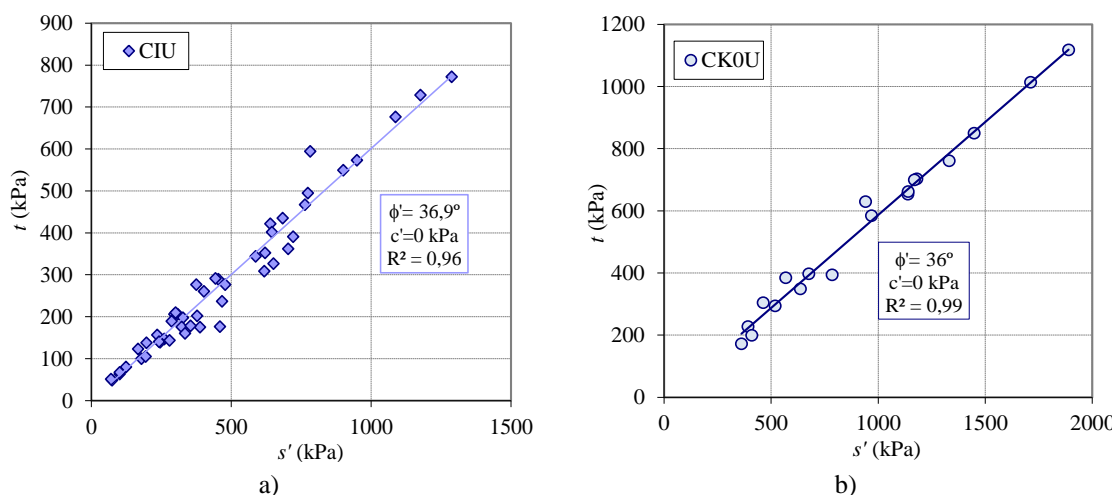


Figura 5.17 - Envolventes de rotura em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres: a) ensaios CIU; b) ensaios CK<sub>0</sub>U

Pode concluir-se que para as amostras das Camadas de Prazeres, os parâmetros de resistência em tensões efetivas não dependem significativamente da tensão de consolidação no ensaio, uma vez que todas as amostras terão sido ensaiadas no ramo de recompressão da curva, não sendo significativas as diferenças estruturais entre elas. Também no que se refere ao tipo de



ensaio, não se encontraram grandes diferenças significativas para consolidações isotrópica e anisotrópica  $K_0$ , pelo que se considera razoável analisar os resultados de ensaios de compressão todos em conjunto, como mostra a Figura 5.18. Os parâmetros obtidos foram de  $36,4^\circ$  para o ângulo de resistência ao corte e coesão efetiva nula com elevado coeficiente de determinação. O valor real da ordenada na origem considerando o conjunto dos resultados tratados seria de 2 kPa e o ângulo de resistência ao corte resultaria igual a  $36,5^\circ$ .

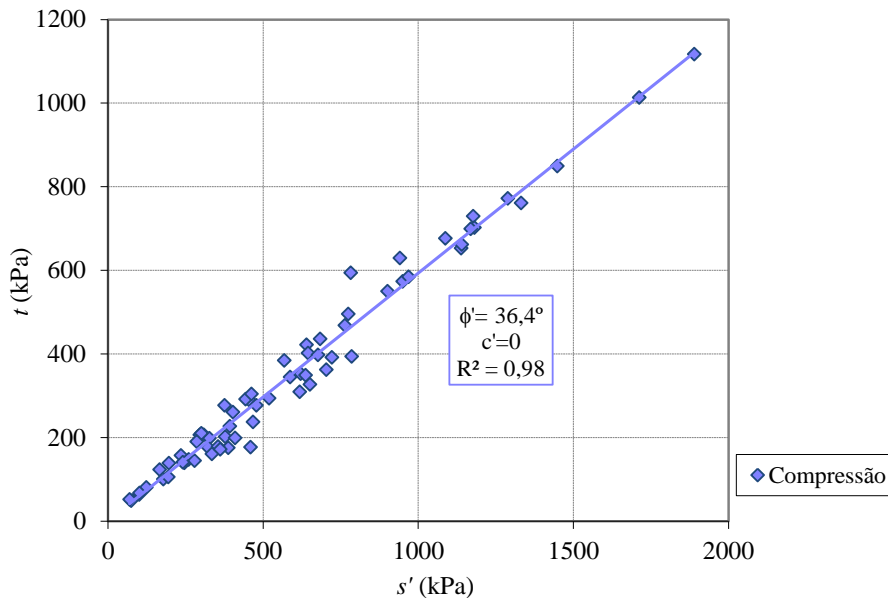


Figura 5.18 - Envoltória de ruptura de pico em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres

Para além do ângulo de resistência ao corte de pico, correspondente ao valor máximo da tensão de desvio, procurou-se identificar para as Camadas de Prazeres o ângulo de resistência ao corte a volume constante ( $\phi'_{cv}$ ) ou crítico ( $\phi'_{cr}$ ). Tratando-se de ensaios não drenados, em que a variação de volume é nula, a condição de volume constante pode ser identificada como a que corresponde à estabilização dos excessos de pressão neutra ( $\Delta u$ ) gerados, ou seja, às tensões a partir das quais o solo deixa de ter tendência para a dilatância. A análise dos ensaios tratados mostrou que na maior parte dos casos esta condição ocorre no final dos ensaios.

A Figura 5.19 mostra as tensões correspondentes ao final dos ensaios e a envoltória que pode ser estabelecida com base nos elementos tratados. Importa realçar que nem sempre foram conhecidos os *outputs* numéricos dos ensaios triaxiais, pelo que o número de elementos que deu origem a esta envoltória foi ligeiramente menor do que o que se usou anteriormente. O ângulo de resistência ao corte a volume constante obtido para as Camadas de Prazeres foi igual a  $31^\circ$ , valor que é inferior a  $\phi'$ , indicando que após atingir o pico de resistência o solo exhibe amolecimento.

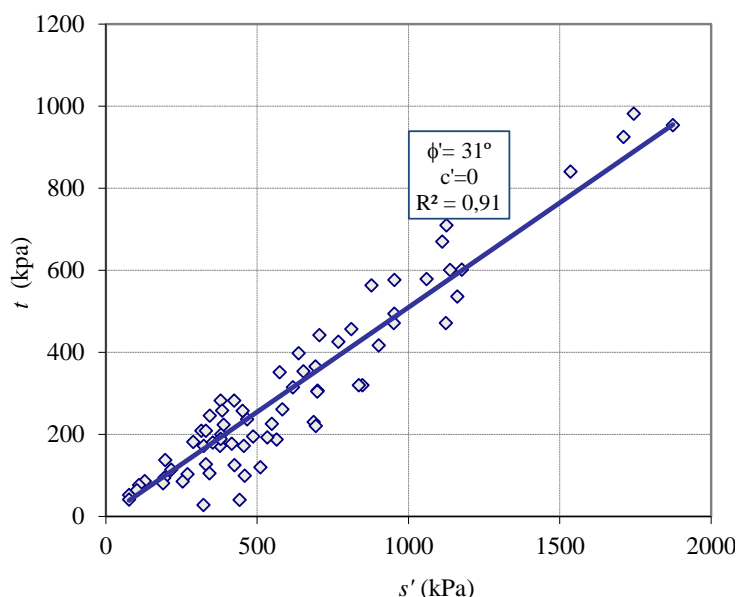


Figura 5.19 - Envolvente de rotura a volume constante em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres

### 5.3.3.1.2 Ensaios de extensão

Os elementos tratados compreendem resultados de ensaios de extensão com consolidação isotrópica e anisotrópica, em número muito inferior ao número de ensaios de compressão. A tensão de consolidação nestes ensaios variou entre 300 kPa e 400 kPa, pelo que a procura de uma envolvente de rotura foi realizada considerando a totalidade dos elementos disponíveis, como mostra a Figura 5.20. Importa referir que para estes ensaios o critério de rotura adotado foi o de máxima obliquidade, já que a máxima tensão de desvio correspondia em praticamente todos os casos ao final da fase de corte. Com efeito, a observação das trajetórias de tensões efetivas mostrou que a partir de um certo nível de tensões no ensaio, estas se situavam sobre a linha  $K_f$ , não sendo pois possível identificar a rotura a partir das tensões de desvio.

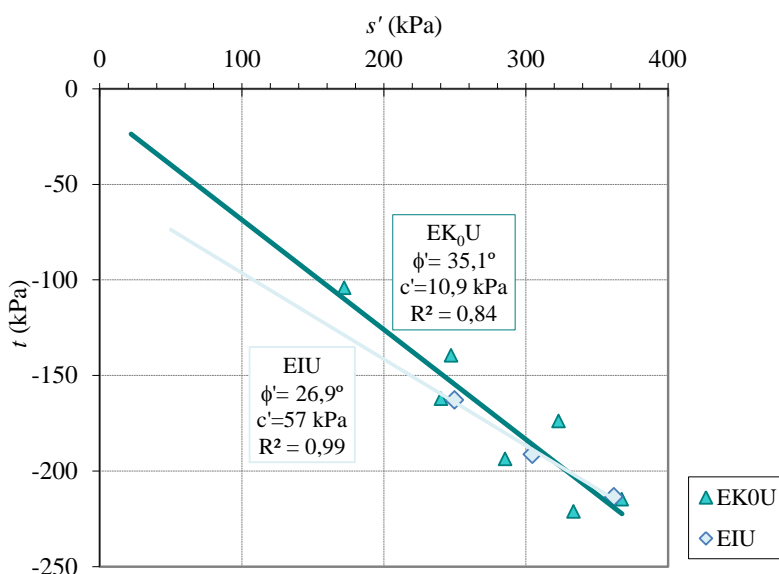


Figura 5.20 - Envolturas de rotura em ensaios triaxiais de extensão com consolidação isotrópica (EIU) e anisotrópica (EK<sub>0</sub>U) realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres

A consideração do conjunto de resultados tratados fornece uma envolvente de rotura que corresponde a ângulo de resistência ao corte igual a  $33^\circ$  e coesão efetiva de cerca de 20 kPa, como se ilustra na Figura 5.21.

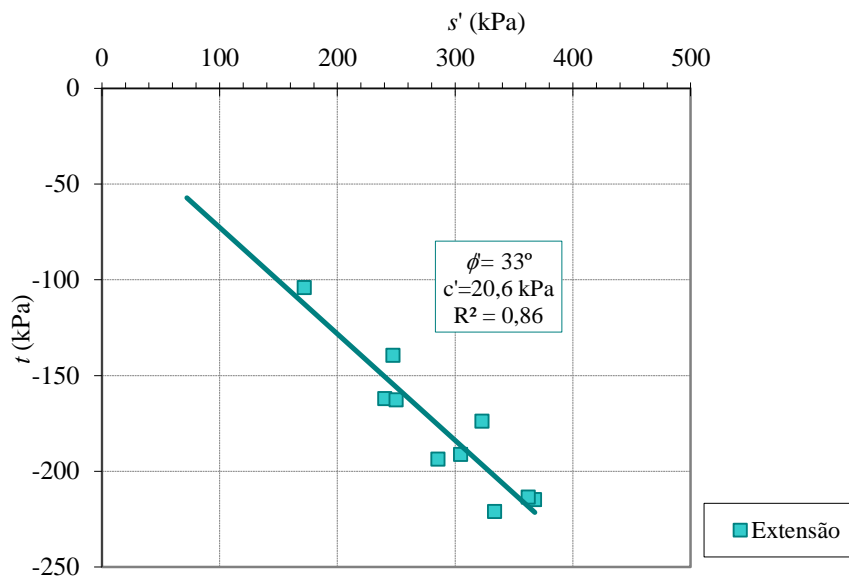


Figura 5.21 - Envolvente de rotura em ensaios triaxiais de extensão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres

Em comparação com os resultados obtidos em ensaios de compressão, verifica-se que as amostras das Camadas de Prazeres terão menor ângulo de resistência ao corte quando submetidas a ensaios de extensão. Os resultados de Marques (1998), que se incluem neste trabalho, apontavam em sentido contrário. Já os resultados de ensaios de compressão e extensão triaxial realizados sobre amostras das Argilas de Londres, que se mostram na Figura 1.4, indicam em extensão valores do ângulo de resistência ao corte ligeiramente inferiores aos registados em ensaios de compressão (Hight et al., 2002; Nishimura, 2006; Hight et al., 2007).

### 5.3.3.2 Argilas do Forno do Tijolo

Para as argilas do Forno do Tijolo os elementos tratados referem-se apenas a ensaios de compressão com consolidação isotrópica (*CIU*). A tensão de consolidação varia entre 50 kPa e 500 kPa, e o critério adotado para identificação da rotura foi o de máxima tensão de desvio. Os resultados tratados são em menor número quando comparado com as Camadas de Prazeres, sendo também menor o número de locais de onde as amostras foram recolhidas, pelo que se verifica maior homogeneidade nos resultados.

As envolventes de rotura que se obtêm quando se agrupam os resultados em função da tensão de consolidação do ensaio são as que se apresentam na Figura 5.22. Verifica-se que para tensões efetivas médias mais baixas o solo exibe coesão, o que não acontece quando se utilizam tensões de consolidação mais elevadas. Por outro lado, ao aumentar a tensão de consolidação do ensaio o valor do ângulo de resistência ao corte aumenta.

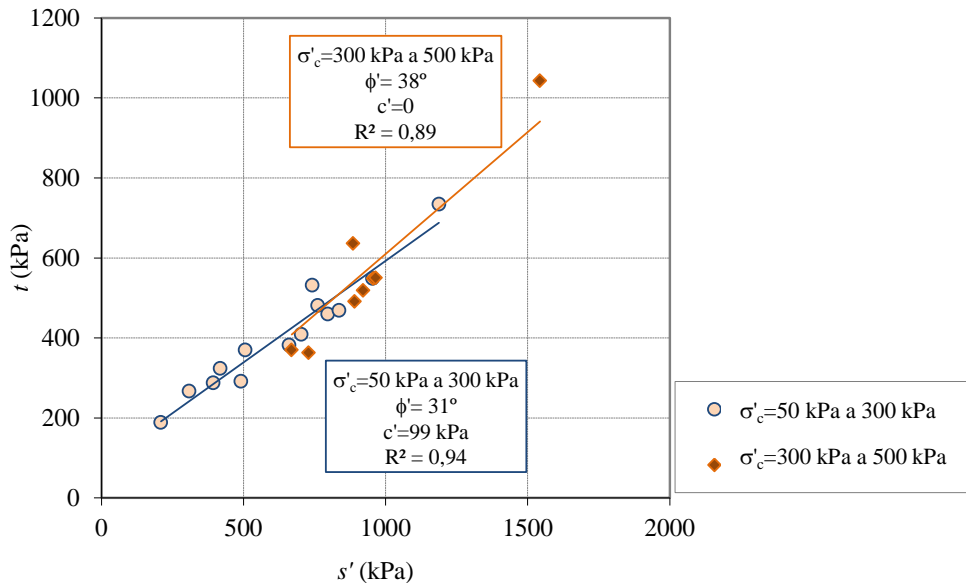


Figura 5.22 - Envolventes de rotura em ensaios triaxiais de compressão com consolidação isotrópica (CIU) para diferentes níveis de tensão de consolidação realizados sobre amostras das Argilas do Forno do Tijolo

A Figura 5.23 mostra a envolvente de rotura que se obtém considerando a totalidade dos resultados, que corresponde a valores de 38 kPa para a coesão efetiva e a 35 ° para o ângulo de resistência ao corte, com um coeficiente de determinação igual a 0,91. A comparação dos resultados obtidos em compressão para as duas unidades geológicas mostra que as Argilas do Forno do Tijolo exibem valores praticamente iguais do ângulo de resistência ao corte quando comparadas com as Camadas de Prazeres (apenas 1 ° de diferença) o que pode estar relacionado com o facto, já atrás comentado, de estas serem mais finas do que as anteriores.

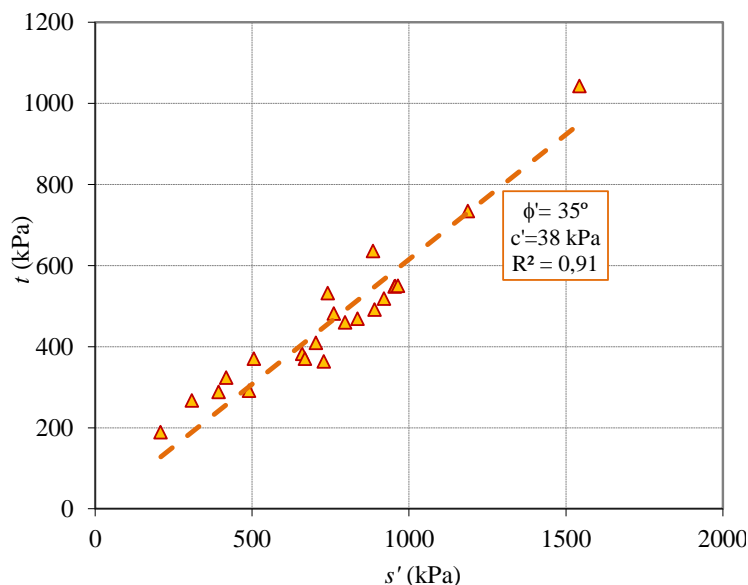


Figura 5.23 - Envolvente de rotura de pico em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Argilas do Forno do Tijolo

À semelhança do que se fez para as Camadas de Prazeres, procurou-se nos ensaios triaxiais realizados nas Argilas do Forno do Tijolo os valores das tensões efetivas

correspondentes ao final do ensaio. A envolvente de rotura, que se mostra na Figura 5.24, fornece um ângulo de resistência ao corte igual a  $31^\circ$ , inferior pois ao que se obteve no pico, indiciando que, tal como acontecia com as Camadas de Prazeres, após a rotura o solo sofre amolecimento.

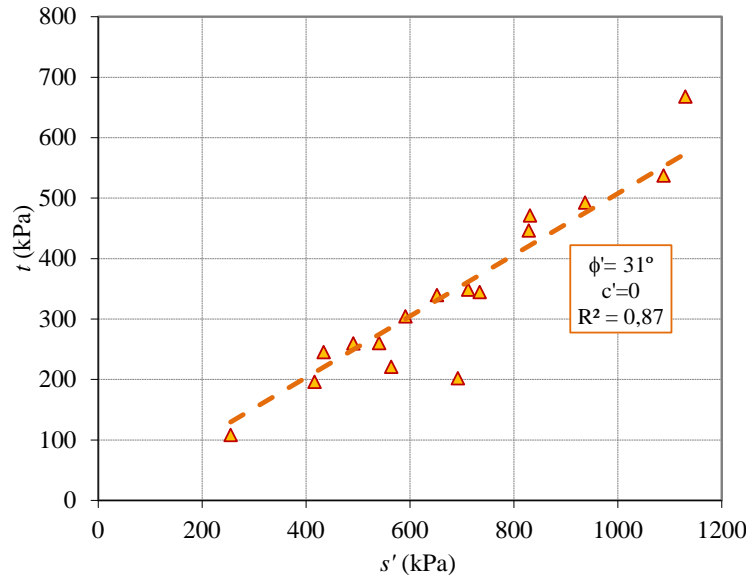


Figura 5.24 – Envolvente de rotura a volume constante em ensaios triaxiais de compressão nas Argilas do Forno do Tijolo

### 5.3.3.3 Argilas Azuis de Xabregas

Os elementos relativos às Argilas Azuis de Xabregas são em número muito mais reduzido e referem-se todos à obra da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa, no troço entre as estações Encarnação e Aeroporto. Foram tratados 12 resultados de ensaios de compressão *CIU* realizados sobre amostras recolhidas entre 9,5 m e 23 m de profundidade, em apenas quatro furos de sondagem.

A tensão efetiva de consolidação nos ensaios variou entre 98 kPa e 590 kPa e o critério adotado para identificação da rotura foi o de máxima tensão de desvio. Uma vez que as amostras provinham de localizações próximas, optou-se por apresentar a envolvente de rotura em tensões efetivas considerando o conjunto dos resultados tratados, como mostra a Figura 5.25. Os resultados obtidos mostram valores de  $43^\circ$  para o ângulo de resistência ao corte e de 3 kPa para a coesão efetiva.

A comparação destes resultados com os que se obtiveram para as outras duas unidades geológicas indica que a coesão é igualmente baixa, mas o ângulo de resistência ao corte é significativamente mais elevado nas amostras desta unidade. Esta situação poderá estar relacionada, pelo menos parcialmente, com o facto de, como foi apresentado no capítulo 4, esta unidade apresentar uma percentagem de argila inferior à das outras duas unidades.

A Figura 5.26 mostra a envolvente de rotura no final do ensaio e fornece um ângulo de atrito a volume constante igual a  $29^\circ$ , valor consideravelmente inferior ao de pico. Comparativamente com as outras unidades, as Argilas Azuis de Xabregas são aquelas que parecem exibir maiores alterações após ultrapassar o pico de resistência.

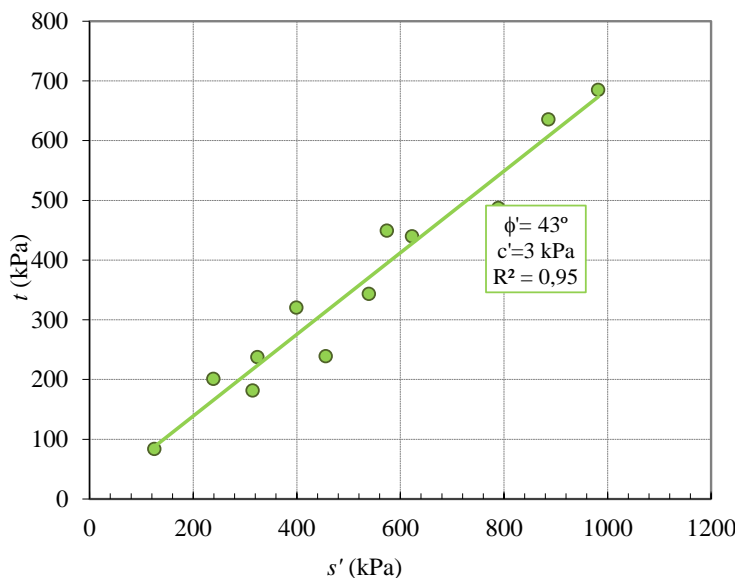


Figura 5.25 – Envolvente de rotura em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Argilas Azuis de Xabregas

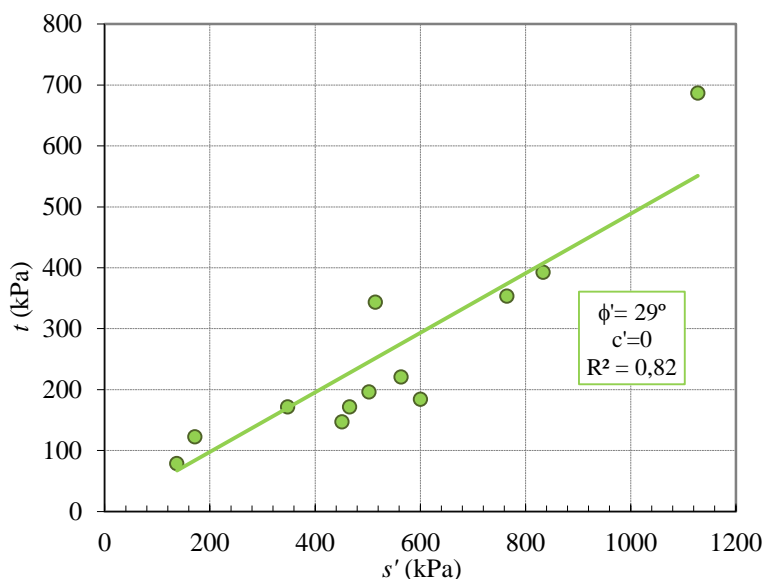


Figura 5.26 - Envolvente de rotura a volume constante em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Argilas Azuis de Xabregas

#### 5.3.3.4 Proposta global

O tratamento dos resultados de ensaios triaxiais realizados sobre amostras das argilas do Miocénico de Lisboa permitiu identificar para cada uma das unidades geológicas os parâmetros resistentes em tensões efetivas correspondentes ao pico de resistência e a volume constante, como ilustram a Figura 5.27 e a Figura 5.28, respetivamente.

A Figura 5.27 resume as três envolventes de rotura que foram já apresentadas e permite verificar que, apesar de existirem algumas diferenças, no conjunto os resultados não são muito díspares. O ângulo de resistência ao corte de pico é praticamente igual nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo. No caso das Argilas Azuis de Xabregas o valor encontrado foi mais elevado, mas o número de elementos disponível foi consideravelmente menor, e os resultados eram provenientes de apenas dois locais bastante próximos, pelo que a sua representatividade é naturalmente menor. A coesão efetiva das Camadas de Prazeres, analisando o conjunto de todos os resultados pode considerar-se nula e a das Argilas Azuis de Xabregas é muito reduzida. No caso das Argilas do Forno do Tijolo o valor encontrado para este parâmetro também não foi muito elevado.

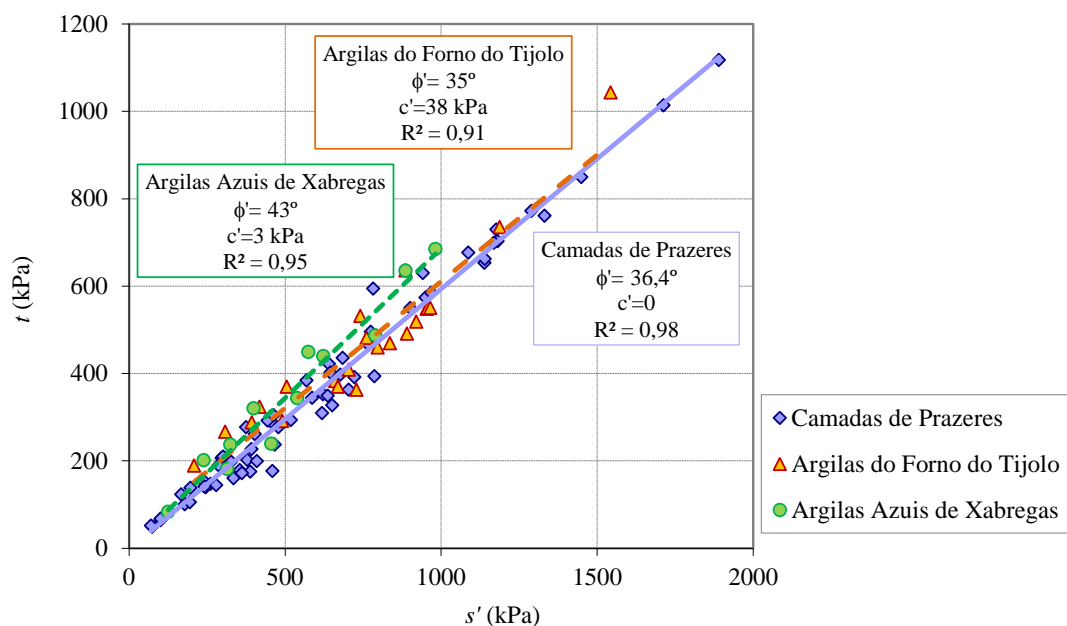


Figura 5.27 – Envolventes de rotura de pico para as argilas do Miocénico de Lisboa

Uma regressão linear realizada sobre o conjunto de resultados apresentados, agrupando os três solos em estudo forneceria um ângulo de resistência ao corte de pico de  $36,7^\circ$  e coesão efetiva igual a 9 kPa, com  $R^2$  de 0,96.

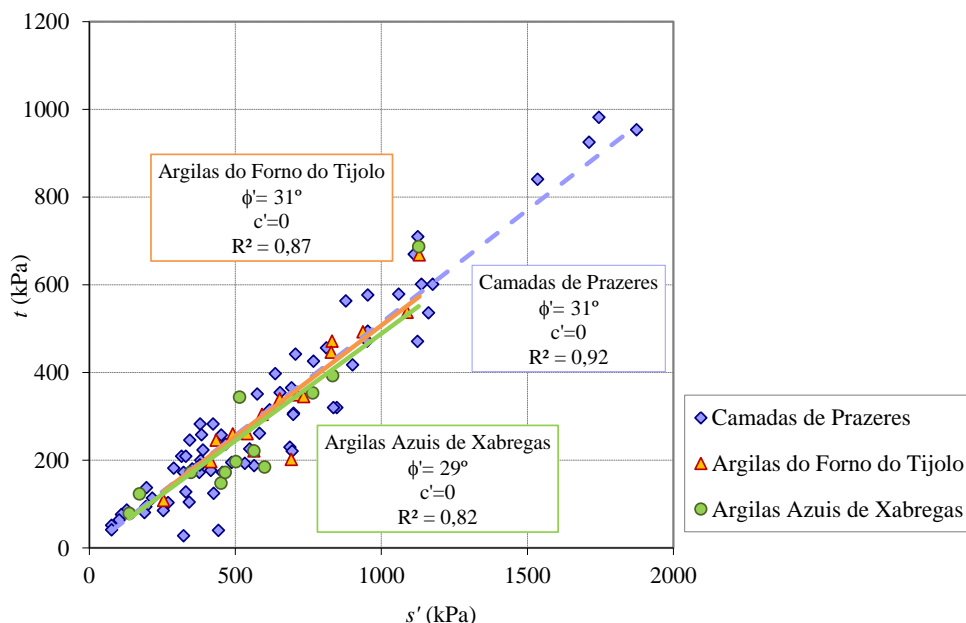


Figura 5.28 - Envolventes de rotura a volume constante para as argilas do Miocénico de Lisboa

Em relação às envolventes de rotura a volume constante, correspondem a valores de  $\phi'_{cv}$  bastante semelhantes para as três unidades, como mostra a Figura 5.28. Isto significa que, ultrapassado o pico de resistência, todas as amostras tendem para um comportamento semelhante, o que aliado ao facto de se tratar de solos da mesma Série poderá indiciar que a composição das amostras será bastante semelhante, e que as principais diferenças de comportamento observadas possivelmente se devem a diferenças na estrutura do solo.

### 5.3.4 Resistência não drenada

#### 5.3.4.1 Camadas de Prazeres

##### 5.3.4.1.1 Tensão de consolidação do ensaio

O primeiro objetivo considerado ao analisar o conjunto dos valores da resistência não drenada obtidos nos ensaios tratados foi o de estabelecer uma relação entre a resistência não drenada  $c_u$  e a profundidade, capaz de representar os resultados analisados. Considerou-se o valor da resistência não drenada obtido nos ensaios, dado por:

$$c_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{2} \tag{5.6}$$

adotando a máxima tensão de desvio como critério de rotura. Os resultados obtidos para os ensaios  $CIU$  e  $CK_0U$  apresentam-se na Figura 5.29 sendo as localizações identificadas correspondentemente às descritas no Quadro 5.9.

A análise da figura mostra que para cada localização e em pontos situados à mesma profundidade, que correspondem a ensaios realizados em diferentes provetes da mesma amostra,



se obtiveram valores diferentes para a resistência não drenada. Foi já discutido, num ponto anterior, que a tensão de consolidação do ensaio condiciona a resistência não drenada do solo, e os resultados que se mostram na Figura 5.29 confirmam essa situação. Ora se para três provetes da mesma amostra, com a mesma tensão efetiva em repouso, se obtiveram três valores da resistência não drenada, apenas um, se a tensão de consolidação for próxima de:

$$\sigma'_c = \frac{(\sigma'_{v0} + 2K_0 \cdot \sigma'_{v0})}{3} \quad 5.7$$

deverá corresponder ao valor que é de esperar *in situ*. Procurou-se então representar os valores de  $c_u$  correspondentes apenas a ensaios em que a tensão efetiva de consolidação foi próxima da tensão efetiva vertical em repouso, como mostra a Figura 5.30.

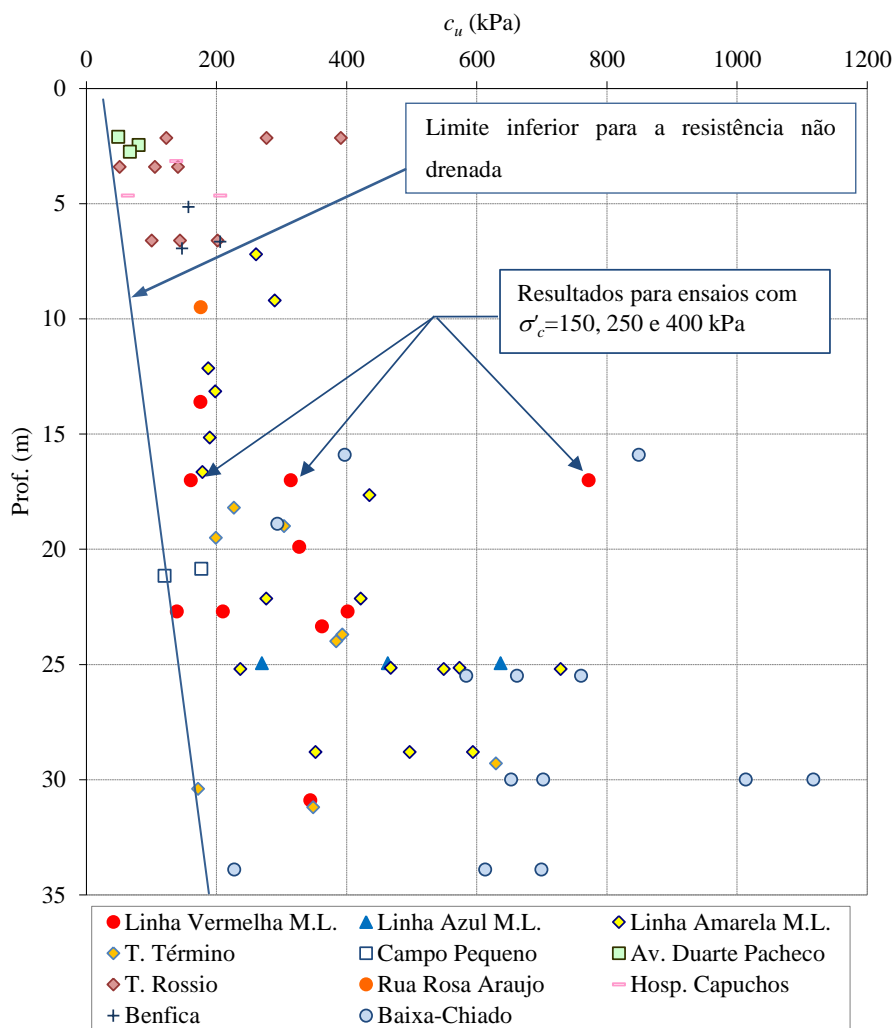


Figura 5.29 – Resistência não drenada em profundidade para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais de compressão nas amostras das Camadas de Prazeres

Ao representar apenas os valores que correspondem a ensaios realizados com tensões próximas das de repouso, a dispersão diminui drasticamente e torna possível estabelecer um intervalo de variação em profundidade mais estreito, para a resistência não drenada *in situ*, como se esboça na Figura 5.30. Note-se que as retas apresentadas foram traçadas a sentimento,

apenas com o objetivo mostrar que é possível definir o referido intervalo. Este valor da resistência não drenada corresponderá certamente a um estado sobreconsolidado que é o que ocorre na Natureza para esta formação, e são estes valores *in situ* que podem ser comparados com os resultados de ensaios de campo, que se discutem no capítulo seguinte.

Interessa pois perceber se de entre todos os elementos tratados algum se aproxima de um estado normalmente consolidado. Voltando ao conjunto de resultados de ensaios triaxiais de compressão, e tendo em conta a influência da tensão de consolidação do ensaio nos valores obtidos para  $c_u$ , procurou-se normalizar este parâmetro pela tensão de consolidação do ensaio e verificar de que forma esta razão evolui com a mesma tensão, como mostra a Figura 5.31. Note-se que no caso dos ensaios  $CK_0U$  a tensão média de consolidação ( $\sigma'_c$ ) corresponde a:

$$\sigma'_c = \sigma'_{v0} \cdot \frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \tag{5.8}$$

com  $K_0=0,8$ .

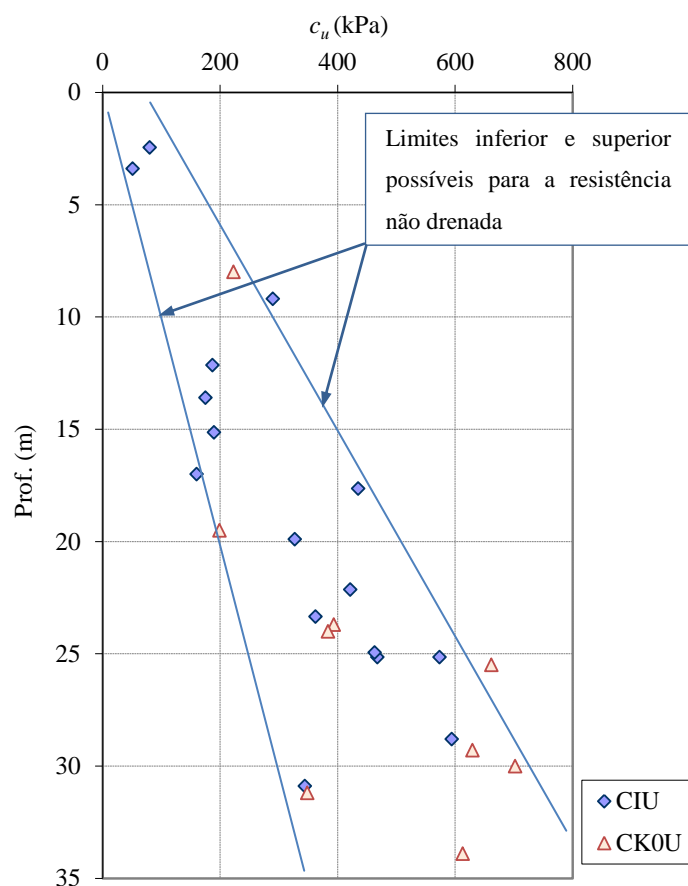


Figura 5.30 - Resistência não drenada em profundidade obtida em ensaios triaxiais de compressão nas amostras das Camadas de Prazeres, com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso

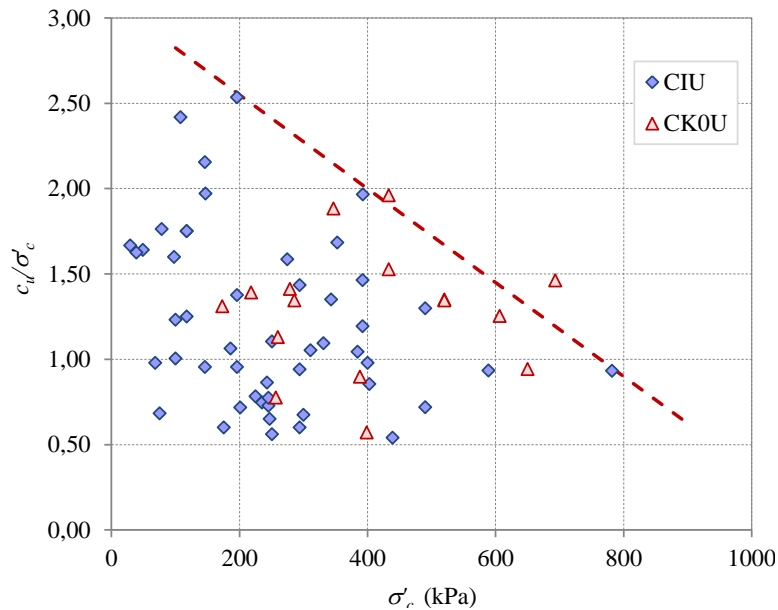


Figura 5.31 – Evolução da razão  $c_u/\sigma'_c$  com a tensão de consolidação do ensaio para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais de compressão  $CIU$  e  $CK_0U$  nas amostras das Camadas de Prazeres

A figura mostra que apesar de haver alguma dispersão, a razão  $c_u/\sigma'_c$  tende a decrescer, como seria de esperar, com o aumento da tensão de consolidação do ensaio. Para ambos os tipos de ensaio se pode delinear um limite superior para esta relação, na figura apresentado pela linha a tracejado e definido por:

$$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 3,10 - 0,00275 \cdot \sigma'_c \text{ (kPa)} \quad 5.9$$

que mostra que todas as amostras foram de facto ensaiadas com tensões bastante inferiores às de pré-consolidação. Se de um solo normalmente consolidado se tratasse, os valores da razão  $c_u/\sigma'_{v0}$  deveriam rondar os 0,2 a 0,4 (Ladd *et al.*, 1977; Matos Fernandes, 2006), pelo que à medida que a tensão de consolidação do ensaio se aproxima do valor da tensão de pré-consolidação, a razão  $c_u/\sigma'_c$  deveria tender para aquele intervalo de valores. O que se verifica, é que mesmo para as tensões de consolidação mais elevadas, aquela razão é bastante superior, indicando claramente que todas as amostras estão a ser ensaiadas num estado sobreconsolidado.

A relação entre a resistência não drenada e o grau de sobreconsolidação é descrita por Ladd *et al.* (1977) para argilas cujo comportamento pode ser normalizado, por:

$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = \frac{c_u}{\sigma'_{vmc}} R_{OC}^A \quad 5.10$$

em que  $\sigma'_{vmc}$  é a tensão vertical correspondente ao solo normalmente consolidado e  $A$  é um parâmetro de recuperação da resistência. Os resultados de ensaios triaxiais com consolidação isotrópica realizados sobre amostras de argila sobreconsolidada apresentados por Mayne (1988) indicam valores de  $c_u/\sigma'_{vmc}$  entre 0,25 e 0,55 e  $A$  igual a 0,70. O mesmo autor apresenta para

ensaios de compressão com consolidação anisotrópica, valores de  $c_u/\sigma'_{vc}$  a variar entre 0,2 e 0,45 e  $\lambda$  igual a 0,78.

Com base nos resultados tratados dos ensaios edométricos realizados no edômetro de alta pressão, verificou-se que o grau de sobreconsolidação das Camadas de Prazeres é aproximadamente igual a 6,0, pelo que a aplicação da expressão 5.10 atendendo à proposta de Mayne (1988) fornece para a razão  $c_u/\sigma'_{v0}$  valores que variam entre 0,87 e 1,93, no caso dos ensaios com consolidação isotrópica, e entre 0,80 e 1,82, no caso dos ensaios com consolidação anisotrópica.

Os resultados dos ensaios triaxiais de compressão tratados neste trabalho fornecem para a razão  $c_u/\sigma'_v$  valores que variam entre 0,65 e 1,97 nos ensaios *CIU* e entre 0,67 e 1,6 no caso dos ensaios *CK<sub>0</sub>U*. Pode verificar-se que os valores máximos daquela razão são próximos dos indicados por Mayne (1988), embora tenham sido encontrados valores mínimos mais baixos do que descreve aquele autor. O exercício inverso, ou seja de obter o grau de sobreconsolidação a partir do valor mais baixo obtido para  $c_u/\sigma'_v$  fornece para  $R_{OC}$  valores da ordem de 4,0.

#### 5.3.4.1.2 Parâmetro $A_f$ de pressões neutras

Tal como para os parâmetros de resistência em tensões efetivas, também para a resistência não drenada se procurou evidência de alguma relação com o parâmetro de pressões neutras  $A_f$ . A Figura 5.32 mostra a relação entre os valores de  $c_u/\sigma'_c$  e o parâmetro  $A_f$  obtido nos ensaios triaxiais de compressão tratados.

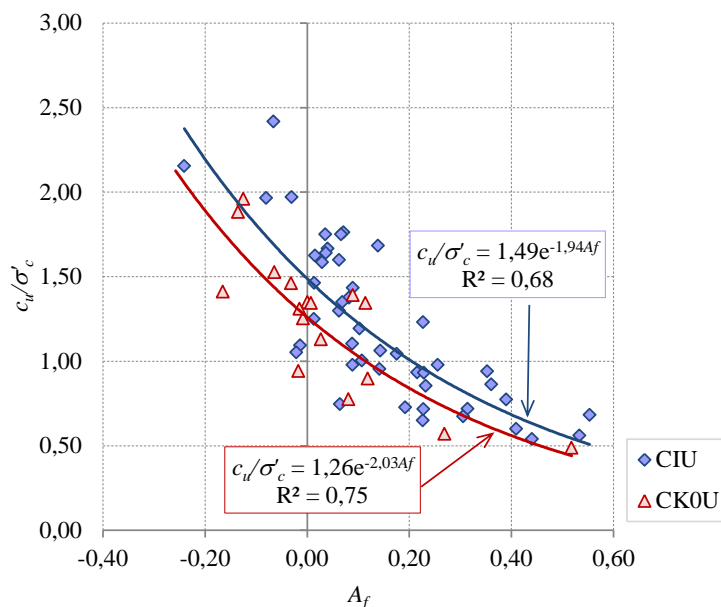


Figura 5.32 – Relação entre a razão  $c_u/\sigma'_c$  e o parâmetro  $A_f$  de Skempton nas amostras das Camadas de Prazeres submetidas a ensaios triaxiais de compressão *CIU* e *CK<sub>0</sub>U*

A análise da figura mostra que apesar de alguma dispersão o valor de  $c_u/\sigma'_c$  tende a ser mais baixo para maiores valores de  $A_f$  em ambos os tipos de ensaio, e é possível estabelecer

curvas de regressão para ambos os conjuntos de resultados. No caso dos ensaios *CIU* a dispersão é maior, e a regressão é definida por:

$$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 1,49 * e^{-1,94 A_f} \quad 5.11$$

com coeficiente de determinação igual a 0,68. Relativamente aos ensaios com consolidação anisotrópica, os resultados são mais escassos e apresentam-se menos dispersos, pelo que a curva definida por:

$$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 1,26 * e^{-2,03 A_f} \quad 5.12$$

apresenta um  $R^2$  mais elevado, igual a 0,75.

Outro aspeto interessante prende-se com o facto de, apesar da dispersão observada, ser possível estabelecer um intervalo para valores de  $A_f$  entre -0,1 e 0,3 que permite englobar cerca de 84 % dos resultados. A Figura 5.33 mostra o conjunto dos resultados de ensaios de compressão e a curva de regressão que se obtém ao analisar a totalidade dos elementos disponíveis, definida por:

$$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 1,40 * e^{-1,83 A_f} \quad 5.13$$

com coeficiente de determinação ( $R^2$ ) igual a 0,65. Na mesma figura mostram-se ainda duas curvas que permitem englobar de forma satisfatória o conjunto de resultados obtidos, pelo que podem configurar uma banda de resultados típica para estas amostras.

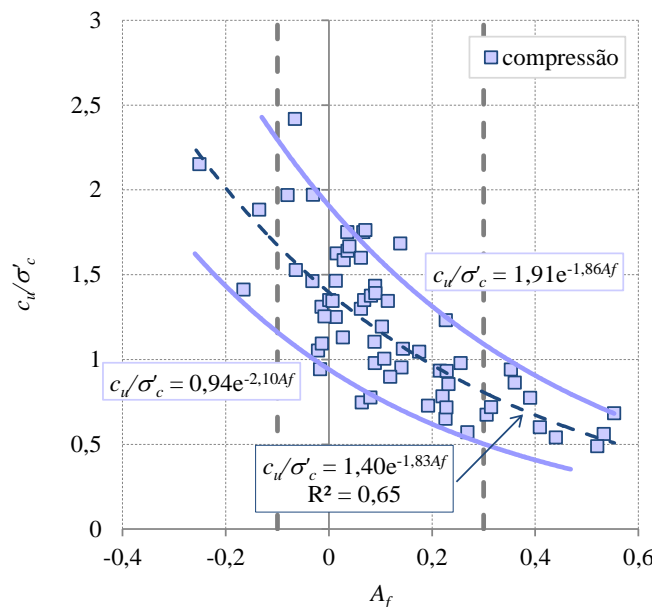


Figura 5.33 – Relação entre a razão  $c_u/\sigma'_c$  e o parâmetro  $A_f$  de Skempton nas amostras das Camadas de Prazeres submetidas a ensaios triaxiais de compressão

### 5.3.4.1.3 Critério para identificação da rotura

Para analisar o efeito que o critério para identificação da rotura adotado no ensaio tem nos valores obtidos para a resistência não drenada e para o parâmetro  $A_f$ , procurou-se nos elementos que continham dados numéricos dos ensaios novas tensões de rotura, considerando agora o critério de máxima obliquidade. Importa realçar que foi apenas possível obter novos valores em alguns locais, e no caso da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa não para todas as profundidades anteriores. A Figura 5.34 apresenta os valores da resistência não drenada adotando os dois critérios. A figura mostra os valores anteriores da resistência não drenada em profundidade, identificados por (P), que se apresentaram já na Figura 5.29, e os novos valores obtidos considerando o critério de máxima obliquidade identificados por (Q).

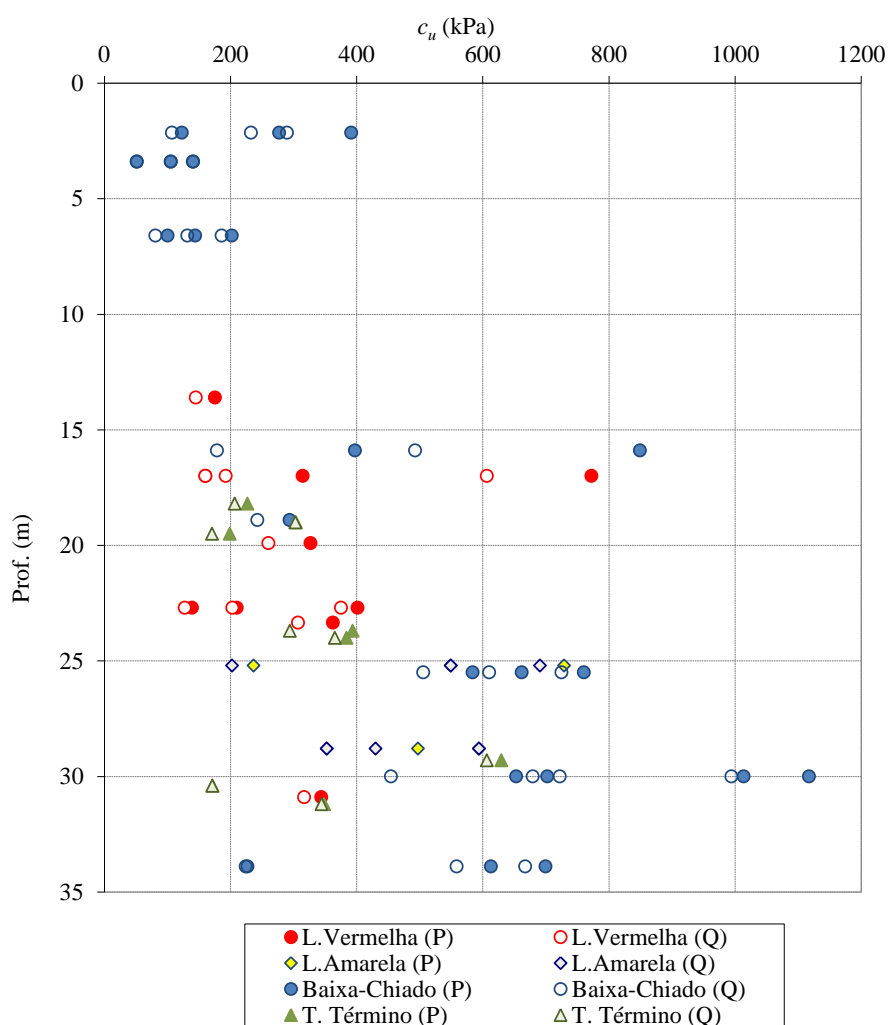


Figura 5.34 – Resistência não drenada em profundidade considerando diferentes critérios de rotura para alguns resultados de ensaios triaxiais de compressão nas amostras das Camadas de Prazeres

Pode observar-se que os novos valores são de facto sempre inferiores ou iguais aos anteriores, o que confirma que a máxima obliquidade ocorre antes da máxima tensão de desvio, como ilustra a Figura 5.14. Importa agora verificar o que acontece com a relação entre o  $c_u/\sigma'_c$  e o valor de  $A_f$  de Skempton, utilizando o novo critério de rotura. Na Figura 5.35 mostram-se os

resultados obtidos para os dois tipos de ensaio considerando ambos os critérios de rotura, identificados por P e Q como anteriormente.

Pode verificar-se que para ambos os ensaios a consideração do critério de máxima obliquidade conduz a menores valores da resistência não drenada e a valores mais elevados para o parâmetro  $A_f$ , e parece reduzir a dispersão dos resultados obtidos, particularmente no caso dos ensaios *CIU*. Importa referir que nesta análise foram apenas considerados os casos em que se dispunha do *output* numérico dos ensaios, pelo que o número de elementos disponível é menor do que na análise anterior

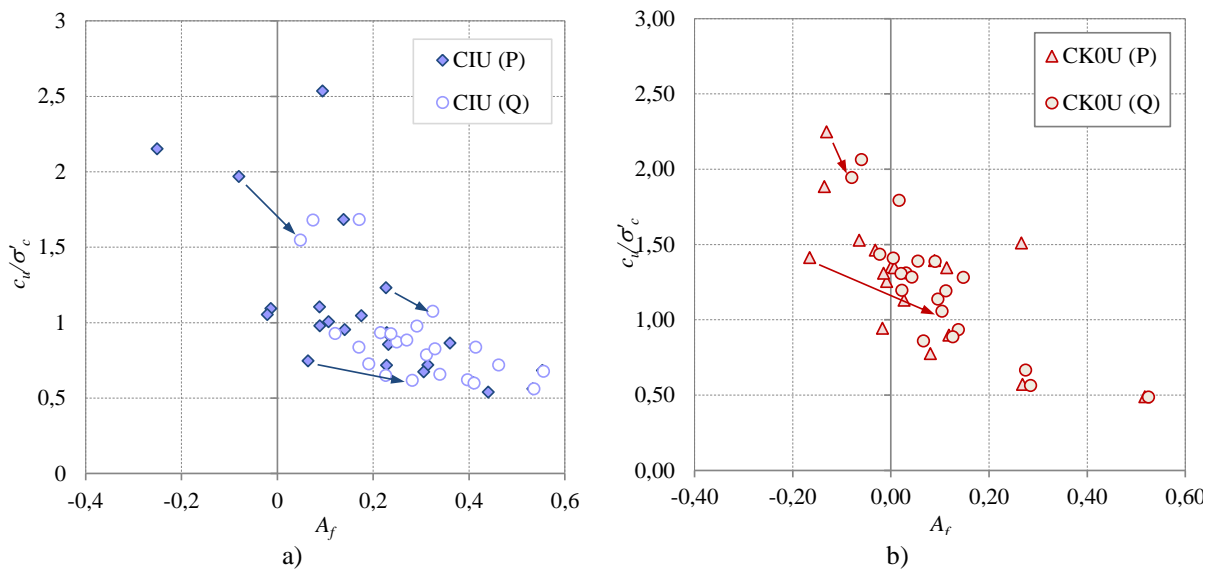


Figura 5.35 - Relação entre a razão  $c_u/\sigma'_c$  e o parâmetro  $A_f$  de Skempton considerando diferentes critérios de rotura nas amostras das Camadas de Prazeres: a) ensaios *CIU* ; b) ensaios *CK0U*

A Figura 5.36 mostra o conjunto dos resultados em ensaios de compressão adotando o critério de máxima obliquidade, e a curva de regressão que se obtém, definida por:

$$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 1,41 * e^{-1,87A_f} \tag{5.14}$$

com  $R^2$  igual a 0,69. Na mesma figura apresenta-se o mesmo intervalo de valores de  $A_f$  observado anteriormente, a variar entre -0,1 e 0,3, que continua a permitir enquadrar um número muito significativo de resultados.

Esta análise mostra que a consideração de diferentes critérios de identificação de rotura, apesar de conduzir a diferentes valores para os parâmetros de resistência das amostras, não altera consideravelmente os resultados obtidos. Com efeito, a questão do critério para identificação da rotura a adotar nestas análises deve ser considerada com algum cuidado. Estando a trabalhar com resultados provenientes de ensaios realizados sobre amostras diferentes, provenientes de vários locais e ensaiadas em condições distintas, foi necessário estabelecer uma regra que permitisse compará-los com base nos mesmos pressupostos, e esta consistiu em adotar

para todos os ensaios o mesmo critério, ou o de máxima tensão de desvio ou o de máxima obliquidade. No entanto, não é consensual assumir que um destes dois critérios seja mais correto do que o outro, uma vez que tratando-se de solos naturais a variabilidade da resposta é muito significativa.

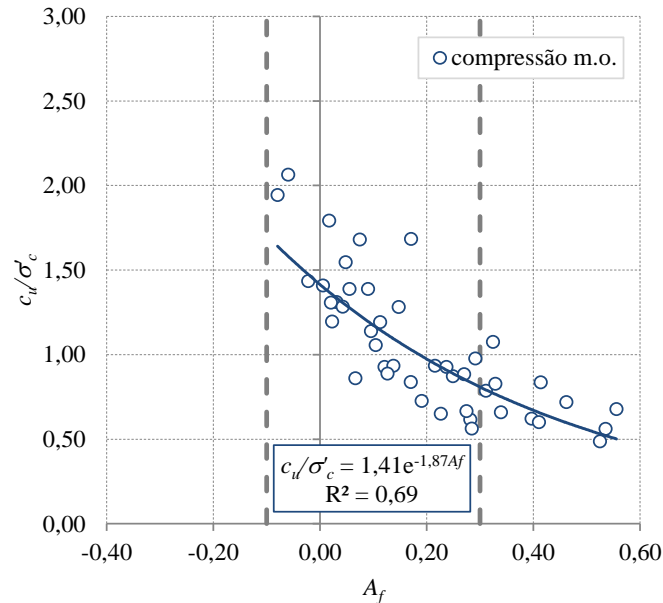


Figura 5.36 - Relação entre a razão  $c_u/\sigma'_c$  e o parâmetro  $A_f$  de Skempton nas amostras das Camadas de Prazeres submetidas a ensaios triaxiais de compressão considerando o critério de rotura de máxima obliquidade

#### 5.3.4.1.4 Expressão teórica

O estabelecimento de um valor razoável e bem fundamentado para a resistência não drenada das Camadas de Prazeres, com base nos resultados de ensaios triaxiais tratados revestiu-se, como se descreve até aqui, de muitas dificuldades. Tendo em conta a variabilidade e a incerteza associada aos vários parâmetros de que a resistência não drenada depende, pensou-se então em procurar os valores teóricos de  $c_u$ , definidos por:

$$c_u = \frac{c' \cdot \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi') + 2 \cdot A_f \cdot \sin(\phi')} + \sigma'_{v0} \cdot \frac{\sin(\phi') \cdot (K_0 + A_f - K_0 \cdot A_f)}{1 - \sin(\phi') + 2 \cdot A_f \cdot \sin(\phi')} \quad 5.15$$

e compará-los com os resultados experimentais. A ideia passa por verificar se, a partir dos parâmetros de resistência em tensões efetivas e das tensões efetivas verticais de repouso, se poderão estimar os limites inferior e superior para a resistência não drenada que será de esperar *in situ*, limites estes que serão balizados pelos valores do parâmetro  $A_f$ .

A Figura 5.37 mostra os valores da resistência não drenada obtidos nos ensaios triaxiais de compressão realizados com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso e os valores que se obtém para  $c_u$  usando a expressão 5.15, e adotando para  $A_f$  os valores limite que se encontraram anteriormente. Os parâmetros de resistência em tensões efetivas utilizados na expressão 5.15 foram os que se determinaram na análise das envolventes de rotura para ensaios



de compressão, ou seja, a coesão foi considerada nula e o ângulo de resistência ao corte tomou-se igual a 36°. Os valores mínimo e máximo do parâmetro  $A_f$  foram de -0,1 e 0,3 respectivamente e o  $K_0$  adotado foi de 1,0 para os ensaios  $CIU$  e de 0,8 para os ensaios  $CK_0U$ .

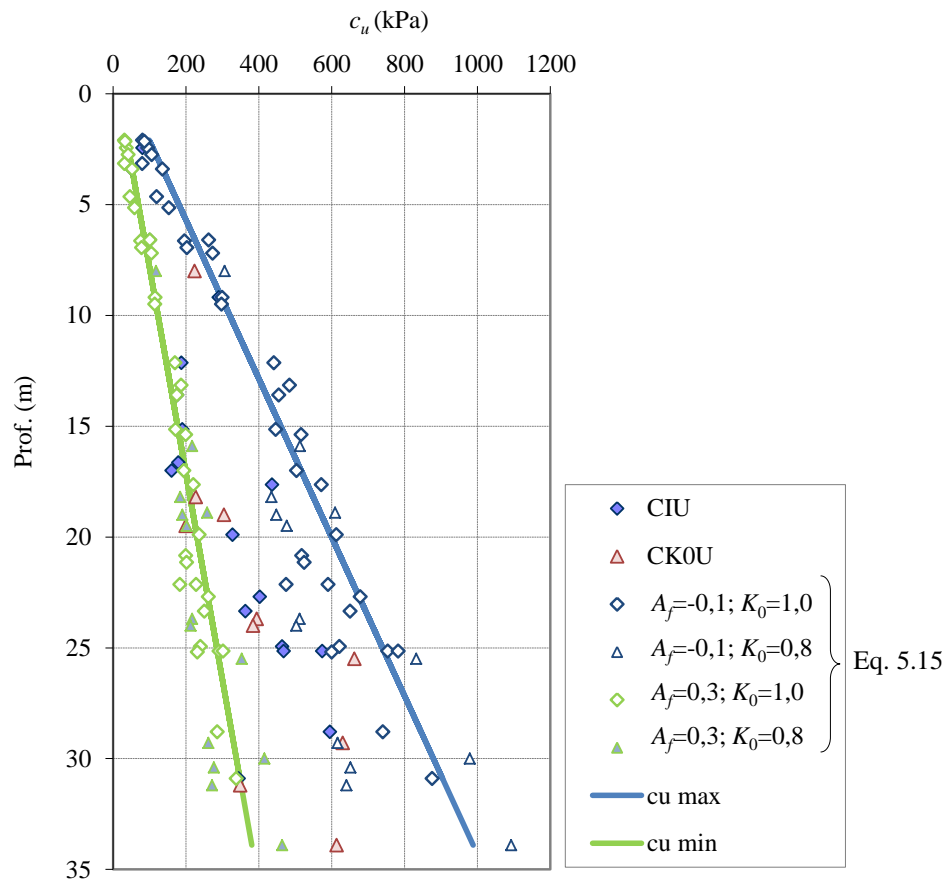


Figura 5.37 – Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada em ensaios triaxiais de compressão em amostras das Camadas de Prazeres

A figura mostra ainda duas retas que foram obtidas a partir das regressões lineares dos valores calculados por aplicação da expressão teórica e são definidas em função da profundidade ( $z$  em  $m$ ) por:

$$c_{u,\max} (kPa) = 27,93 \cdot z + 41,06 \tag{5.16}$$

e

$$c_{u,\min} (kPa) = 10,76 \cdot z + 15,82 \tag{5.17}$$

com coeficiente de determinação igual a 0,98. Pode verificar-se que há um bom ajuste entre os valores experimentais e os valores teóricos, pelo que aquelas retas podem constituir os limites à direita e à esquerda para o que será de esperar em termos de resistência não drenada *in situ* em solos desta unidade.

### 5.3.4.1.5 Ensaios de extensão

Os valores da resistência não drenada obtidos em ensaios de extensão são, como foi já referido, em número bastante mais reduzido do que acontecia com os ensaios de compressão. No entanto, todos foram realizados com tensões de consolidação muito próximas das tensões instaladas no terreno, pelo que os valores que se apresentam para a resistência não drenada nos ensaios deverão ser próximos dos instalados no maciço. A Figura 5.38 mostra os resultados obtidos, juntamente com duas retas, traçadas a sentimento na tentativa de encontrar um intervalo de variação para  $c_u$ .

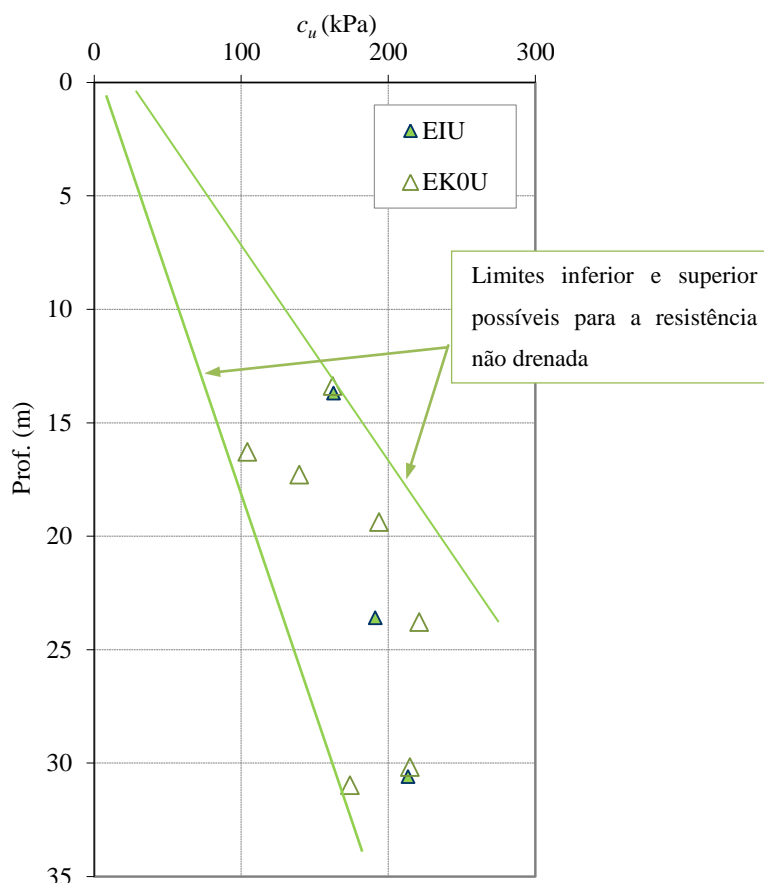


Figura 5.38 - Resistência não drenada obtida em ensaios triaxiais de extensão com consolidação isotrópica (EIU) e anisotrópica (EK<sub>0</sub>U) nas amostras das Camadas de Prazeres

De uma maneira geral, pode concluir-se que a resistência não drenada em ensaios de extensão é inferior à que se obtém em ensaios de compressão, à semelhança do que se descreve na bibliografia para a Argila de Londres (Gasparre, 2005; Nishimura *et al.*, 2007) e para a Argila Azul de Boston (de La Beaumelle, 1991; Jen, 1998; House, 2012). Com base nos resultados tratados não é possível estabelecer uma tendência clara de evolução em profundidade. O número de resultados disponíveis é relativamente baixo e os valores de  $c_u$  variam num intervalo relativamente estreito entre 100 kPa e 200 kPa.

A evolução da resistência não drenada normalizada pela tensão de consolidação do ensaio em função da tensão de consolidação do ensaio, que se ilustra na Figura 5.39, é

semelhante à que se apresentou para os ensaios de compressão, embora o intervalo de variação daquela razão seja neste caso bastante mais estreito.

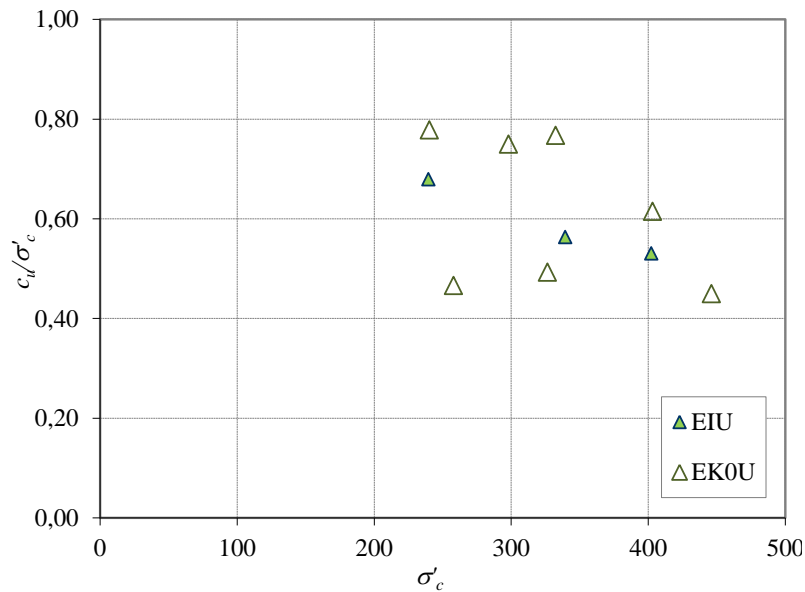


Figura 5.39 - Evolução da razão  $c_u/\sigma'_c$  com a tensão de consolidação do ensaio para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais de extensão  $EIU$  e  $EK_0U$  nas amostras das Camadas de Prazeres

De forma análoga ao que se efetuou para os resultados de ensaios de compressão, foram determinados os valores da resistência não drenada em função da profundidade, partindo da aplicação da expressão (Matos Fernandes, 2006):

$$c_u = \frac{c' \cdot \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi') + 2 \cdot A_f \cdot \sin(\phi')} + \sigma'_{v0} \cdot \frac{\sin(\phi') \cdot (1 - A_f + K_0 \cdot A_f)}{1 - \sin(\phi') + 2 \cdot A_f \cdot \sin(\phi')} \quad 5.18$$

utilizando os valores dos parâmetros de resistência em tensões efetivas em extensão apresentados anteriormente, que foram de 20 kPa para a coesão efetiva e 33 ° para o ângulo de resistência ao corte, as tensões efetivas verticais em repouso e para  $K_0$  os valores de 0,8 no caso dos ensaios  $EK_0U$  e de 1,0 no caso dos ensaios  $EIU$ . Os valores limite do parâmetro  $A_f$  de Skempton, determinado por:

$$A_f = 1 - \frac{\Delta u_f}{\Delta \sigma_{af}} \quad 5.19$$

foram considerados iguais a 0,4 e 0,7, de acordo com os resultados dos ensaios. A Figura 5.40 mostra os resultados experimentais apresentados anteriormente e os que se obtiveram por aplicação da expressão 5.18. Mostram-se ainda as retas de regressão obtidas para os valores mínimo e máximo de  $c_u$  e que podem traduzir-se, em função da profundidade  $z$  (em  $m$ ) por:

$$c_{u,max} (kPa) = 5,63 \cdot z + 55,93 \quad 5.20$$

e

$$c_{u,\min} (kPa) = 3,23 \cdot z + 45,24$$

5.21

com coeficientes de determinação ( $R^2$ ) iguais a 0,98. Pode observar-se que as linhas provenientes da aplicação da expressão teórica permitem enquadrar de forma satisfatória os resultados experimentais.

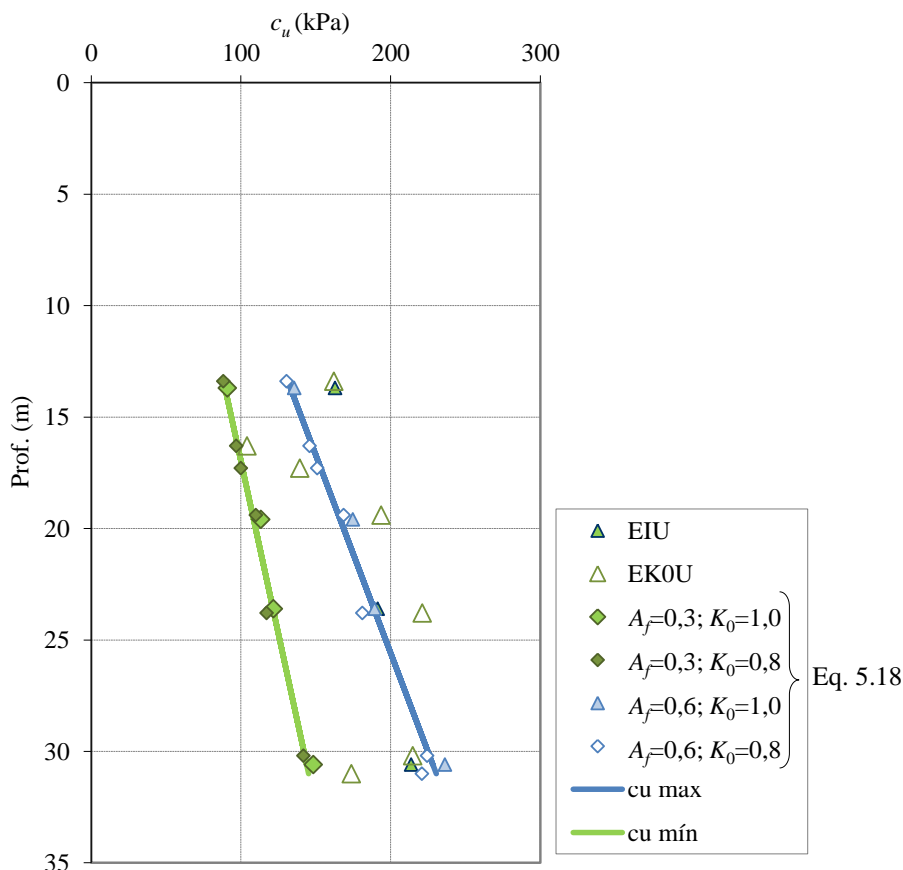


Figura 5.40 - Resistência não drenada obtida em ensaios triaxiais de extensão com consolidação isotrópica (EIU) e anisotrópica (EK0U) nas amostras das Camadas de Prazeres

### 5.3.4.2 Argilas do Forno do Tijolo

#### 5.3.4.2.1 Tensão de consolidação

Os resultados disponíveis para amostras das Argilas do Forno do Tijolo foram em menor número, e todos relativos a ensaios triaxiais de compressão com consolidação isotrópica CIU. Os valores obtidos para a resistência não drenada mostram-se na Figura 5.41, em função da profundidade a que as amostras foram recolhidas e dos locais a que se referem, de acordo com o que se apresentou no capítulo 4. Os valores apresentados variam sensivelmente entre 200 kPa e 600 kPa, com exceção para dois resultados, um relativo à Linha Amarela e outro à Linha Verde do Metropolitano de Lisboa, a que correspondem valores mais elevados de  $c_u$ . A comparação desta com a Figura 5.29, correspondente às Camadas de Prazeres, permite verificar que os valores são neste caso menos dispersos, o que pode justificar-se por ser menor tanto o número de resultados como o número de locais.

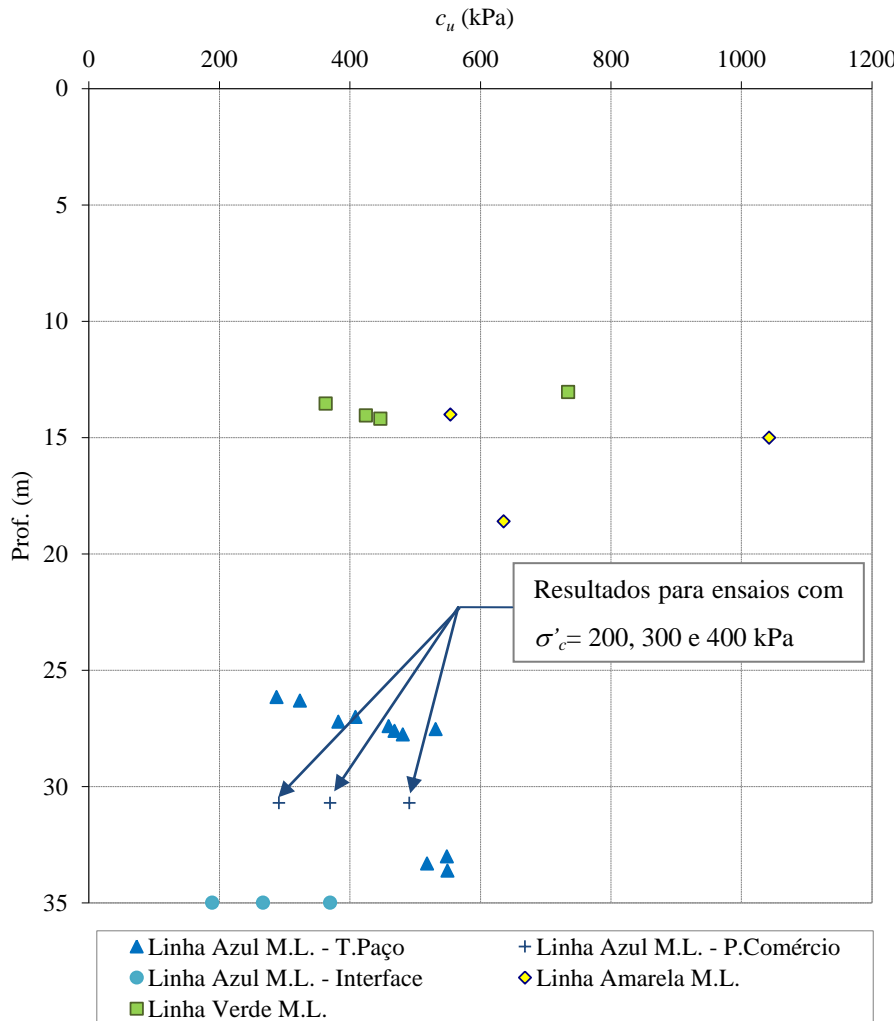


Figura 5.41 - Resistência não drenada em profundidade para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais com consolidação isotrópica nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo

Tal como para as Camadas de Prazeres, a resistência não drenada surge com valores diferentes em função da tensão de consolidação do ensaio, pelo que do conjunto de elementos disponíveis se procuraram aqueles que se referiam a ensaios realizados com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso. Os resultados considerados desta forma foram muito escassos, como mostra a Figura 5.42, e correspondem apenas a nove casos, todos correspondentes à Linha Azul. Com os resultados encontrados nestas condições é possível esboçar um limite à esquerda e outro à direita para o que se pode esperar da resistência não drenada *in situ* em solos desta unidade, como mostram as linhas na figura. No entanto, face à escassez de resultados disponíveis, esta aproximação deverá ser considerada com reserva.

Uma vez que estes ensaios foram realizados para diferentes tensões de consolidação, que variaram entre os 50 kPa e os 700 kPa, os valores da resistência não drenada não são diretamente comparáveis, pelo que, e de forma análoga ao que foi feito para as Camadas de Prazeres, se procurou representar este parâmetro normalizado pela tensão de consolidação do ensaio ( $\sigma'_c$ ) em função da mesma tensão, como mostra a Figura 5.43.

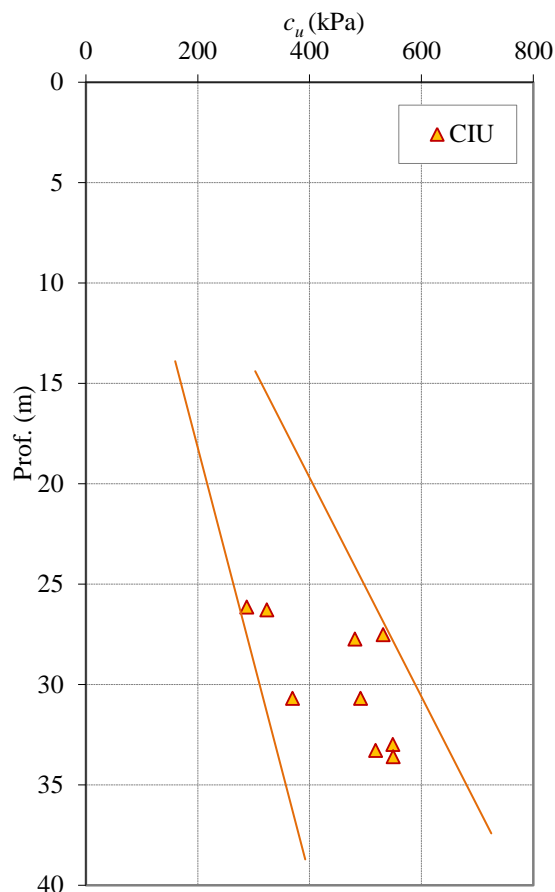


Figura 5.42 – Resistência não drenada em profundidade obtida em ensaios triaxiais de compressão nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo, com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso

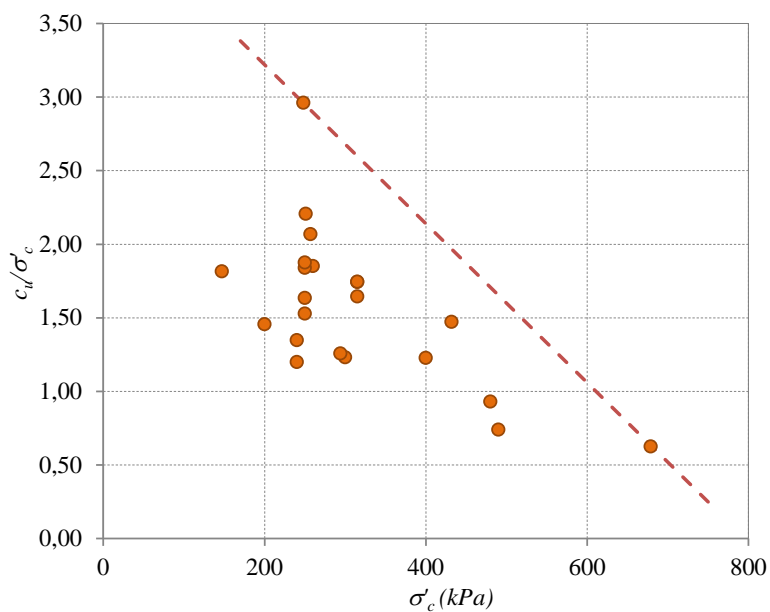


Figura 5.43 - Evolução da razão  $c_u/\sigma'_c$  com a tensão de consolidação do ensaio para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo

Apesar da dispersão observada na figura, pode estabelecer-se um limite superior para a relação entre estes dois parâmetros, como ilustra a linha a tracejado definida por:

$$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 4,3 - 0,0054 \cdot \sigma'_c \text{ (kPa)} \quad 5.22$$

Apesar de não se conhecer o valor do grau de sobreconsolidação das amostras desta unidade, verifica-se que mesmo para os níveis mais elevados de tensão de consolidação as amostras se encontram ainda aquém do valor da tensão de pré-consolidação, ou seja, ainda estão afastadas do estado normalmente consolidado. Nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo, para valores da tensão de consolidação do ensaio próximos de 700 kPa, a razão  $c_u/\sigma'_c$  é ainda superior a 0,5, o que sugere que há um afastamento entre as tensões  $\sigma'_{v0}$  e  $\sigma'_c$  ou seja, que todas as amostras foram ensaiadas sobreconsolidadas.

A Figura 5.44 mostra a razão  $c_u/\sigma'_c$  em função do valor do parâmetro  $A_f$  de Skempton, numa tentativa de verificar se este parâmetro permite diferenciar os resultados obtidos para a resistência não drenada. Pode observar-se que, e tal como se verificou para as amostras das Camadas de Prazeres, o valor daquela razão tende a diminuir com o aumento do parâmetro  $A_f$ , mas a dispersão é bastante significativa, e não permite estabelecer uma boa correlação entre os dois. Relativamente ao parâmetro  $A_f$ , o mesmo corredor de valores que se considerou para as Camadas de Prazeres, entre -0,1 e 0,3, permite englobar cerca de 85 % dos resultados, pelo que este intervalo deverá ser adequado para a aplicação da expressão teórica, como se discute no ponto seguinte.

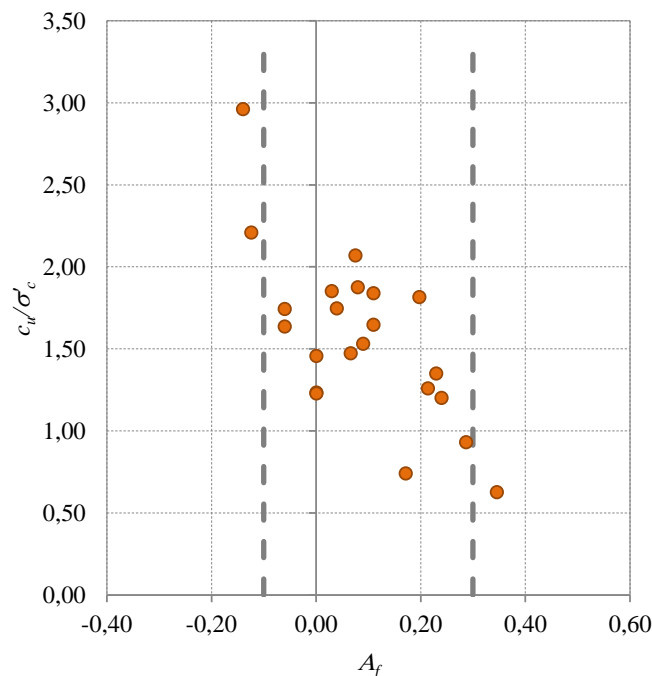


Figura 5.44 - Relação entre a razão  $c_u/\sigma'_c$  e o parâmetro  $A_f$  de Skempton nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo

### 5.3.4.2.2 Expressão teórica

Tal como para as Camadas de Prazeres, e em virtude da dificuldade em obter para as Argilas do Forno do Tijolo uma tendência de variação para a resistência não drenada, procurou-se os valores que se obteriam para esta unidade se se utilizasse a expressão teórica descrita pela equação 5.15, que fornece  $c_u$  em função da tensão efetiva vertical em repouso, do parâmetro  $A_f$  de Skempton, do ângulo de resistência ao corte e da coesão efetiva e ainda do coeficiente de impulso em repouso.

Uma vez que todos os elementos se referiam a ensaios com consolidação isotrópica, o valor de  $K_0$  adotado foi igual à unidade. As tensões efetivas verticais em repouso foram determinadas em função da profundidade a que as amostras tinham sido recolhidas e do conhecimento da posição do nível freático, e o parâmetro  $A_f$  fez-se variar entre -0,1 e 0,3. Quanto aos parâmetros de resistência em tensões efetivas, partiu-se dos resultados apresentados atrás e utilizaram-se os valores de 38 kPa para a coesão e de 35 ° para o ângulo de resistência ao corte.

A Figura 5.45 apresenta os valores experimentais obtidos para tensões de consolidação próximas das tensões de repouso e as retas de regressão para os valores teórico máximo e mínimo da resistência não drenada em função da profundidade  $z$  (m), definidas por:

$$c_{u,\max} \text{ (kPa)} = 7,23 \cdot z + 81,24 \quad 5.23$$

e

$$c_{u,\min} \text{ (kPa)} = 17,90 \cdot z + 201 \quad 5.24$$

ambas com  $R^2$  igual a 0,99.

Pode verificar-se que a partir do conhecimento do estado de tensão em repouso e dos parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas é possível estabelecer com bastante confiança os limites inferior e superior para a resistência não drenada *in situ*. Note-se que o limite mais à direita, determinado para o valor mais baixo de  $A_f$ , está ligeiramente afastado dos valores experimentais, e exibiria melhor ajuste aos mesmos caso o valor mínimo daquele parâmetro tivesse sido considerado igual a zero. No entanto, face ao relativamente reduzido número de resultados disponíveis relativos a amostras consolidadas para tensões próximas das de repouso, optou-se por considerar válida esta reta como um limite superior para a resistência não drenada sobreconsolidada.



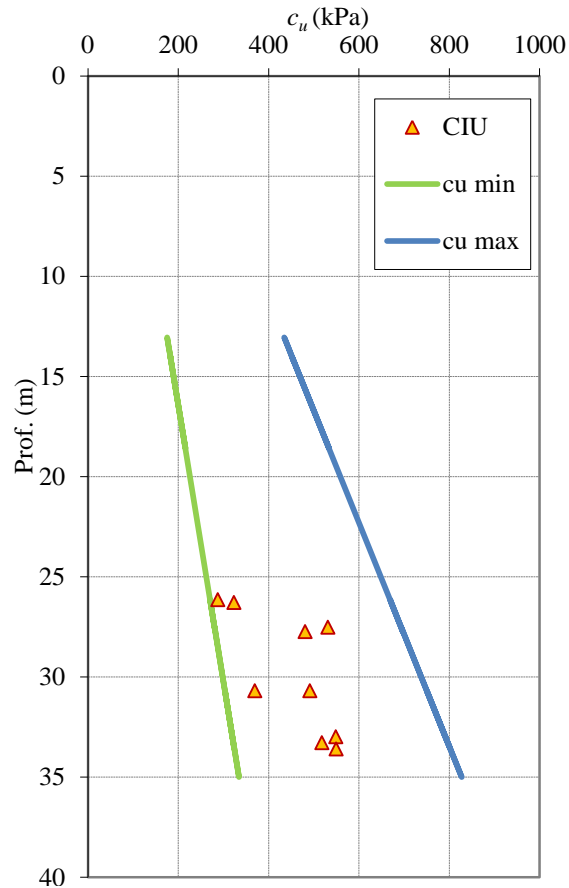


Figura 5.45 – Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada nas amostras das Argilas do Forno do Tijolo considerando diferentes valores para o ângulo de resistência ao corte

### 5.3.4.3 Argilas Azuis de Xabregas

Os elementos disponíveis relativos a esta unidade são, como foi já referido, em menor número. Os valores da resistência não drenada, apesar de corresponderem a amostras provenientes de locais próximos, apresentam-se bastante dispersos, a variar entre 80 kPa e 700 kPa, como mostra a Figura 5.46. Na mesma figura identificam-se com um círculo azul os ensaios realizados com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso, à semelhança do que se apresentou para as outras duas unidades geológicas. No entanto, a escassez de resultados não é conclusiva relativamente à forma como evolui em profundidade a resistência não drenada.

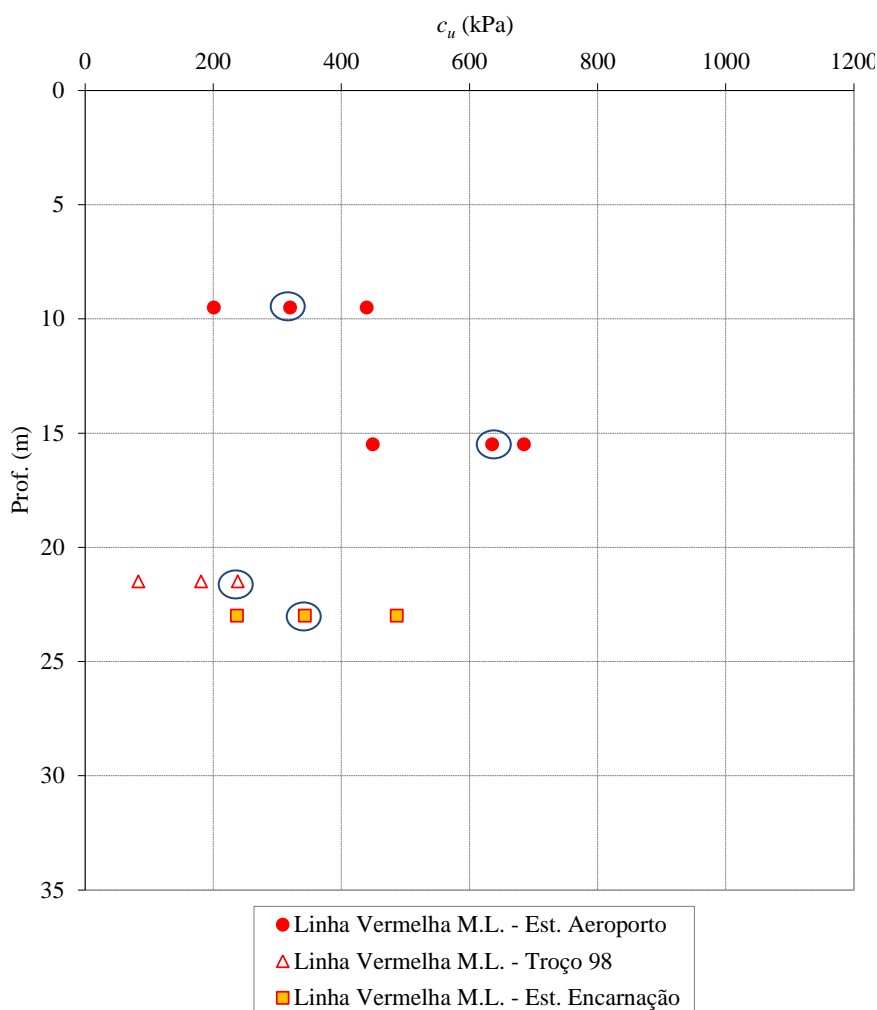


Figura 5.46 – Resistência não drenada em profundidade para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais com consolidação isotrópica nas amostras das Argilas Azuis de Xabregas

A representação da resistência não drenada normalizada pela tensão de consolidação do ensaio ( $\sigma'_c$ ) em função de  $\sigma'_c$ , apresenta-se na Figura 5.47 e mostra que, tal como para as restantes unidades, não é clara a diminuição daquela razão com  $\sigma'_c$ , sendo apenas possível delinear um limite superior para a mesma, na figura ilustrado pela linha a tracejado, e que pode definir-se por:

$$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 3,09 - 0,0035 \cdot \sigma'_c \text{ (kPa)} \tag{5.25}$$

Já relativamente ao parâmetro  $A_f$  de Skempton, os resultados obtidos indicam que este varia entre -0,03 e 0,37, como mostra na Figura 5.48. Para as amostras desta unidade pode definir-se uma regressão exponencial entre a razão  $c_u/\sigma'_c$  e o parâmetro  $A_f$  de Skempton, dada por:

$$\frac{c_u}{\sigma'_c} = 2,71 * e^{-3,73A_f} \tag{5.26}$$

com coeficiente de determinação  $R^2$  igual a 0,89.

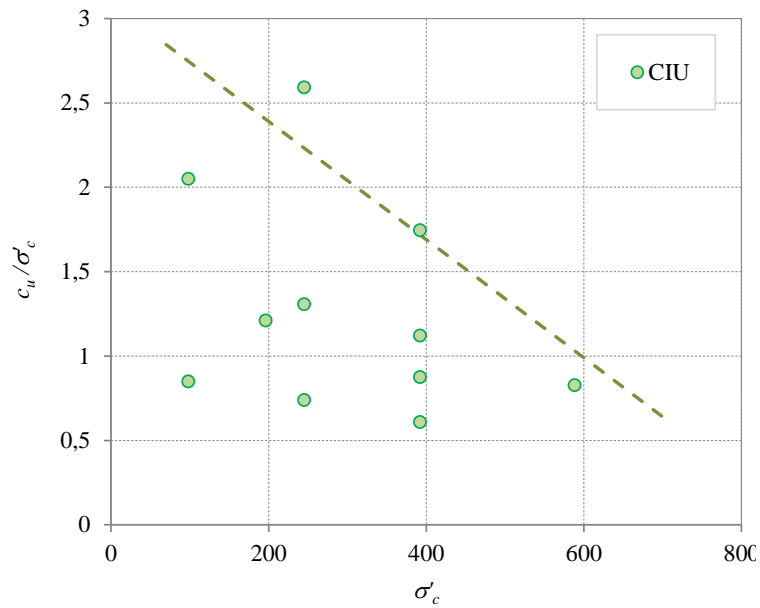


Figura 5.47 – Evolução da razão  $c_u/\sigma'_c$  com a tensão de consolidação do ensaio para o conjunto de resultados de ensaios triaxiais *CIU* nas amostras das Argilas Azuis de Xabregas

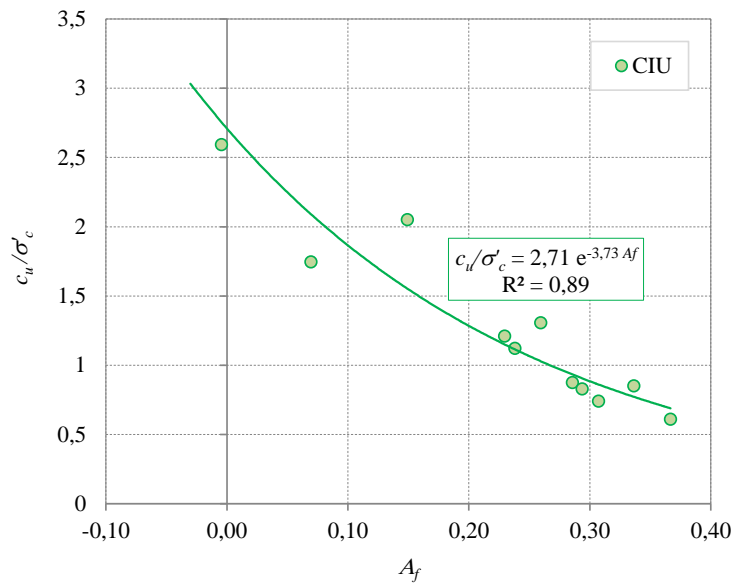


Figura 5.48 – Relação entre a razão  $c_u/\sigma'_c$  e o parâmetro  $A_f$  de Skempton nas amostras das Argilas Azuis de Xabregas submetidas a ensaios triaxiais *CIU*

Os resultados obtidos utilizando a expressão teórica de  $c_u$ , dada pela expressão 5.15, apresentam-se na Figura 5.49. Os parâmetros de resistência em tensões efetivas adotados foram os que se determinaram a partir das envolventes de rotura, com 3 kPa para a coesão efetiva e  $40^\circ$  para o ângulo de resistência ao corte. Tratando-se apenas de ensaios de compressão com consolidação isotrópica, adotou-se para  $K_0$  o valor unitário e em relação ao parâmetro  $A_f$  considerou-se um intervalo entre 0 e 0,4.

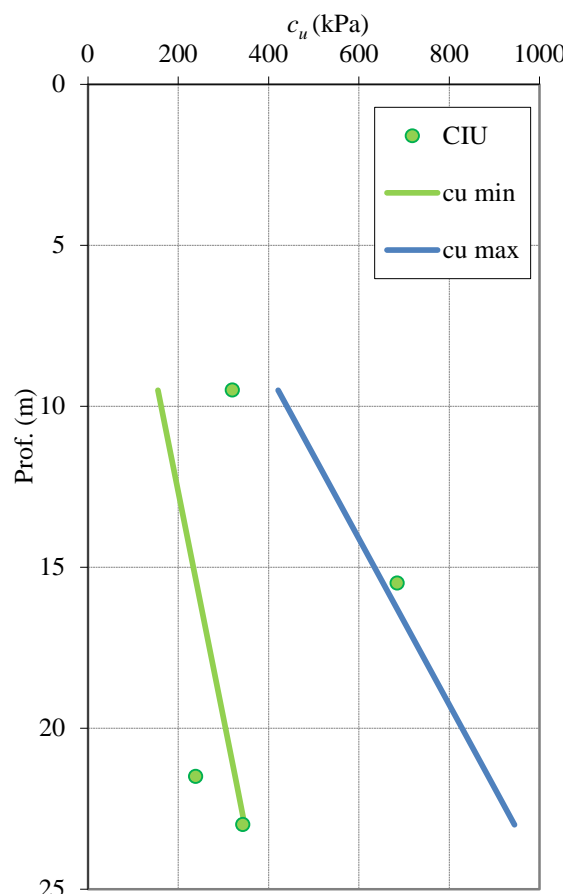


Figura 5.49 – Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada em ensaios triaxiais CIU nas amostras das Argilas Azuis de Xabregas

As retas que representam os valores máximos e mínimos da resistência não drenada em função da profundidade  $z$  (m), resultam de regressões lineares dos valores teóricos, com coeficientes de determinação iguais a 0,93, e permitem enquadrar de modo bastante satisfatório os resultados experimentais correspondentes a ensaios realizados com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso, como mostra a figura. As expressões:

$$c_{u,\max} (kPa) = 38,75 \cdot z + 52,97 \quad 5.27$$

e

$$c_{u,\min} (kPa) = 14,25 \cdot z + 19,47 \quad 5.28$$

permitem estabelecer os limites à direita e à esquerda respetivamente para a resistência não drenada *in situ* em solos desta unidade.

### 5.3.5 Conclusões

O estudo dos parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas e totais a partir do tratamento dos resultados de ensaios triaxiais revestiu-se de bastantes dificuldades. Os ensaios analisados foram realizados por diversas entidades, sobre amostras em condições diferentes e

com tensões de consolidação independentes do seu estado de tensão *in situ*. Uma vez que se trata de solos sobreconsolidados, com graus de sobreconsolidação que se crê serem elevados, a simulação do seu comportamento para tensões em pré-cedência e pós-cedência só seria possível se nos ensaios fossem empregues níveis de tensão compatíveis com os estados sobreconsolidado e normalmente consolidado. No entanto, o que se verifica é que os valores da tensão de confinamento nos ensaios triaxiais realizados em contexto comercial são geralmente escolhidos de forma rotineira e sem o cuidado de serem adaptados à simulação do estado de tensão *in situ* das amostras. A escolha de tensões de consolidação para três provetes de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, por exemplo, é prática comum, como pôde ser verificado durante este estudo. Os casos em que foram empregues tensões de consolidação mais elevadas correspondem a ensaios realizados em ambiente académico para fins de investigação ou com vista a estudos de caracterização de obras com maior complexidade.

Outro aspeto que dificultou a análise destes resultados foi a questão do critério para identificação da rotura adotado pelas diversas entidades responsáveis pelos ensaios, que não foi sempre o mesmo, e cuja escolha condiciona os resultados obtidos, como de resto se descreveu atrás. Apesar destas dificuldades, foi possível chegar a algumas conclusões no que se refere ao comportamento mecânico das argilas do Miocénico de Lisboa. Relativamente aos parâmetros resistentes em tensões efetivas, a Figura 5.50 mostra os valores tratados em ensaios de compressão e as envolventes de rotura encontradas para as três unidades em estudo.

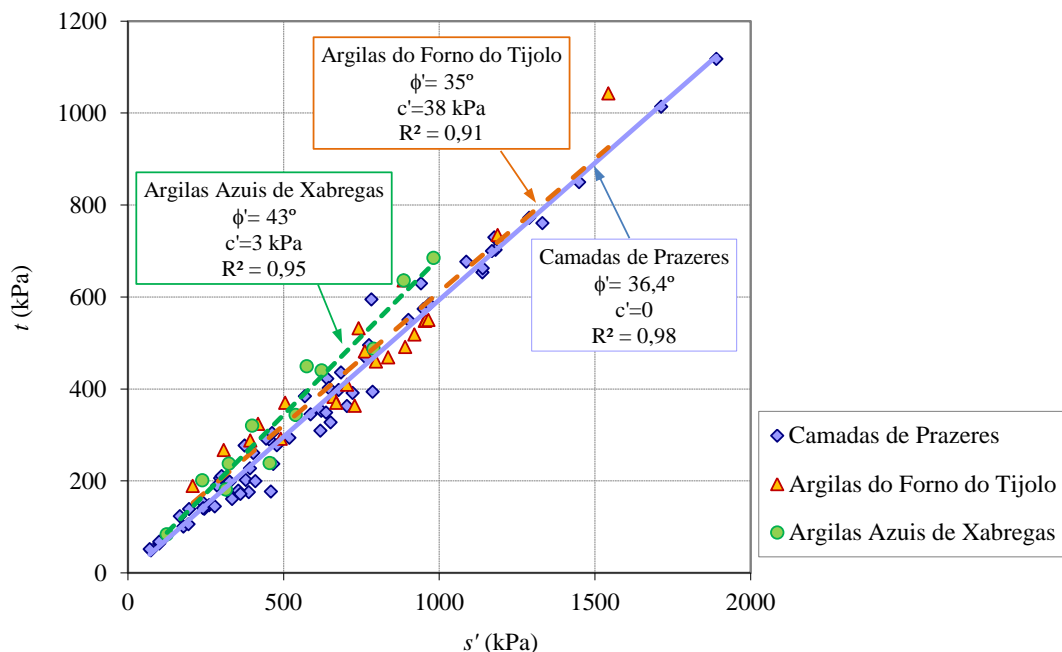


Figura 5.50 – Envolventes de rotura em tensões efetivas em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras das Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas

Os elementos analisados permitiram chegar a envolventes de rotura em compressão relativamente próximas, sendo que o valor do ângulo de resistência ao corte é maior para as

Argilas Azuis de Xabregas (43 °), seguido das Camadas de Prazeres (36,4 °), que apresentam um valor ligeiramente superior ao que se obteve para as Argilas do Forno do Tijolo (35 °). Por outro lado, são estas as únicas que apresentam coesão efetiva. No caso dos ensaios de extensão, os resultados obtidos para as Camadas de Prazeres indicam um ângulo de resistência ao corte em extensão (33 °) inferior ao ângulo de resistência ao corte em compressão.

No que respeita a resistência não drenada, os resultados obtidos mostram que para as três unidades geológicas se pode estabelecer um intervalo razoável de valores expectáveis, já que a adoção da expressão teórica que fornece  $c_u$  em função de  $\phi'$ ,  $c'$ ,  $K_0$ ,  $\sigma'_{v0}$  e  $A_f$  traduz de forma satisfatória os resultados experimentais.

A Figura 5.51 mostra os valores experimentais considerados mais representativos do estado de tensão *in situ* e as linhas que se podem definir como limites à esquerda e à direita para a resistência não drenada em função da profundidade para as três unidades. No caso das Camadas de Prazeres a quantidade de elementos disponíveis foi consideravelmente maior e relativo a amostras recolhidas a profundidades bastante variáveis, pelo que o intervalo de variação da resistência não drenada *in situ* poderá ser considerado com bastante confiança. No caso das Argilas do Forno do Tijolo, apesar de os valores encontrados se basearem num menor número de resultados disponíveis, os limites obtidos não foram substancialmente diferentes dos que se encontraram para as Camadas de Prazeres. Com efeito, tratando-se de solos com histórias de tensão bastante semelhantes, não seria de esperar que os valores *in situ* da resistência não drenada fossem muito díspares. Finalmente, em relação às Argilas Azuis de Xabregas a tendência que se apresenta deverá ser encarada com alguma reserva, dada a escassez de elementos representativos desta unidade.

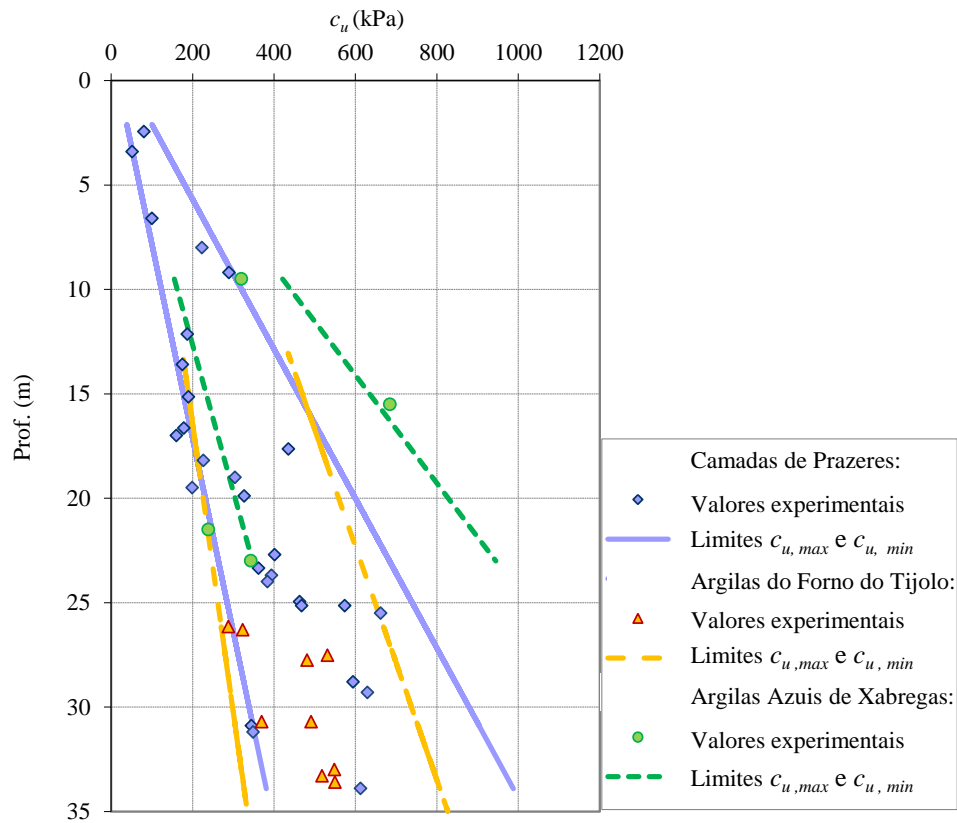


Figura 5.51 – Valores tratados da resistência não drenada *in situ* nas amostras das Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas.





# 6

## CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS - ENSAIOS DE CAMPO

### 6.1 Introdução

Neste capítulo faz-se um resumo das principais características mecânicas recolhidas relativas a ensaios de campo, nomeadamente ensaios de penetração dinâmica (SPT), ensaios com o pressiómetro de Ménard, ensaios sísmicos entre furos e ensaios com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge.

Relativamente aos ensaios SPT estes foram efetuados em praticamente todos os locais onde se fizeram sondagens, sendo a quantidade de resultados disponíveis muito considerável. Dada a simplicidade deste tipo de ensaios, os resultados não foram analisados extensivamente mas sim de uma forma global, como valores médios predominantes em cada unidade. Para as formações em estudo, Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas, os resultados destes ensaios são bastante semelhantes, pelo que se optou por utilizá-los mais especificamente nos locais em que se dispunha de outros ensaios, mais complexos, em comparações ou correlações com os resultados destes.

No que respeita aos ensaios com o pressiómetro de Ménard os elementos recolhidos correspondem a 146 ensaios nas Camadas de Prazeres e 24 ensaios nas Argilas do Forno do

Tijolo, não se dispendo de elementos para as Argilas Azuis de Xabregas. A interpretação dos resultados foi realizada com base no módulo pressiométrico ( $E_M$ ) e na pressão limite ( $p_d$ ), embora em vários casos se tivesse registado câmara larga no final do ensaio ou não se tivesse duplicado o volume da mesma, comprometendo assim a interpretação plena dos resultados obtidos.

Os ensaios com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge foram realizados nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo, em vários locais, sempre acompanhados de ensaios SPT e ensaios com o pressiómetro de Ménard, o que possibilita a análise cruzada dos repetitivos resultados.

A maior parte dos elementos disponíveis relativos aos ensaios sísmicos entre furos refere-se à unidade Argilas do Forno do Tijolo, onde se dispõe de 6 perfis para a zona do Terreiro do Paço e 2 perfis para a zona do Estádio de Alvalade, embora haja ainda 2 perfis nas Camadas de Prazeres e outros 2 correspondentes às Argilas Azuis de Xabregas.

Nos pontos que se seguem apresentam-se os resultados dos ensaios de campo individualmente e com referência às localizações já descritas no capítulo 4. No final apresenta-se uma análise cruzada dos resultados de diferentes ensaios de campo e (ou) de laboratório, quando disponíveis para os mesmos locais.

## **6.2 Ensaios com o pressiómetro de Ménard (PMT)**

### **6.2.1 Introdução**

Os ensaios com o pressiómetro de Ménard referem-se às unidades Camadas de Prazeres e Argilas do Forno do Tijolo. Os elementos fornecidos pelos boletins de ensaio identificam na maior parte dos casos os valores do módulo pressiométrico ( $E_M$ ) e da pressão limite ( $p_d$ ). A correta definição destes parâmetros pressupõe que a curva do ensaio, que relaciona a pressão  $p$  com o volume da cavidade  $v$ , seja próxima do diagrama fundamental do ensaio, ilustrado na Figura 6.1, que apresenta forma de S.

O trecho inicial da curva (AO) tem concavidade voltada para cima, e corresponde à fase de enchimento da membrana para encosto às paredes do furo e para ultrapassar a resistência provocada por lama eventualmente usada na furação. Esta expansão inicial é função do estado do terreno após o alívio de tensão que decorre do pré-furo e depende naturalmente do grau de perturbação introduzido. A parte subsequente da curva representa a resposta do terreno em que se dá a deformação da cavidade, com um trecho inicial aproximadamente linear (AB) de comportamento pseudo-elástico, seguido da evolução das deformações com plastificação progressiva até se entrar no troço final (BC), interpretado como a fase em que o solo se deforma

em regime plástico, que é curva e com concavidade voltada para baixo, e tende para uma assíntota horizontal que define a pressão limite ( $p_l$ ).

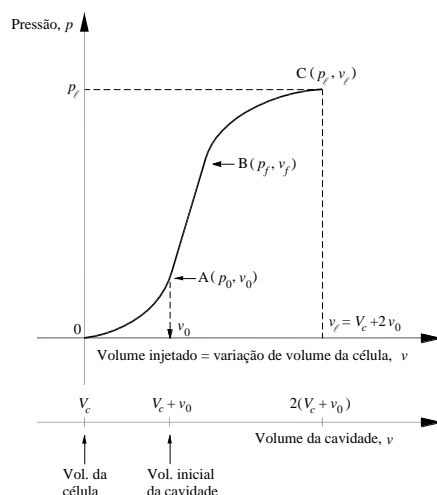


Figura 6.1 – Diagrama típico do ensaio com o pressiómetro de Ménard (Matos Fernandes, 2011)

Quando no diagrama do ensaio não se atinge a assíntota horizontal a pressão limite é definida como a pressão que corresponde à duplicação do volume inicial da cavidade (Sousa Coutinho, 1988). Conhecidas as ordenadas e abcissas dos pontos A e B que definem o troço em que o solo se deforma em regime elástico, pode então definir-se:

$$\Delta p = G \frac{\Delta V}{V} \quad 6.1$$

em que  $\Delta V$  é a variação de volume da cavidade de volume  $V$ . Durante o ensaio a variação de volume da cavidade é igual à variação de volume injetado  $v$ , pelo que pode escrever-se:

$$G = V \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad 6.2$$

A razão  $\Delta p/\Delta v$  é constante no troço AB da curva, mas o volume  $V$  não é, pelo que na interpretação convencional do ensaio se utiliza o valor médio de  $V$ , definido por:

$$V_{med} = \frac{v_0 + v_f}{2} + V_c \quad 6.3$$

obtendo-se,

$$G_M = V_{med} \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad 6.4$$

e o módulo pressiométrico  $E_M$ , definido por:

$$E_M = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_M \quad 6.5$$

Sendo o ensaio realizado num pré-furo, os seus resultados são bastante condicionados pela perturbação e pela descompressão do solo envolvente, que conduz a curvas muitas vezes distintas das que se obtém com o pressiómetro autoperfurador. No entanto, em solos rijos, em que outros ensaios têm pouca aplicação e é mais fácil executar a furação com melhor qualidade, os resultados são em muitos casos bastante satisfatórios. (Matos Fernandes, 2011).

A determinação do módulo de deformabilidade para aplicar na estimativa de assentamentos pode ser feita recorrendo à expressão:

$$E = \frac{E_M}{\alpha} \quad 6.6$$

sendo os valores de  $\alpha$  dependentes do tipo de solo e da relação das grandezas do próprio ensaio ( $E_M/p_\ell^*$ ), em que  $p_\ell^*$ , designado por pressão limite diferencial, é a diferença entre a pressão limite e a tensão horizontal total à profundidade do ensaio ( $\sigma_{h0}$ ), ou seja:

$$p_\ell^* = p_\ell - \sigma_{h0} \quad 6.7$$

### 6.2.2 Camadas de Prazeres

Na unidade Camadas de Prazeres foram tratados os resultados de 146 ensaios com o pressiómetro de Ménard, correspondentes a 16 locais diferentes, e realizados a profundidades que variaram entre 3,5 m e 46,5 m.

O módulo pressiométrico, determinado a partir de valor de  $G$  de acordo com a equação 6.5, apresenta-se bastante disperso, a variar entre 5,9 MPa e 288 MPa, com valor médio igual a 87,7 MPa. Em relação à pressão limite,  $p_\ell$ , os resultados analisados fornecem valores que variam entre 0,78 MPa e 14,6 MPa, com valor médio de 5,1 MPa.

A Figura 6.2 mostra a distribuição dos valores de  $E_M$ , de  $p_\ell$  e da razão  $E_M/p_\ell$  em profundidade para o conjunto de elementos relativos às Camadas de Prazeres, permitindo verificar que apesar da dispersão observada é possível identificar uma tendência para o aumento em profundidade de ambos os parâmetros.

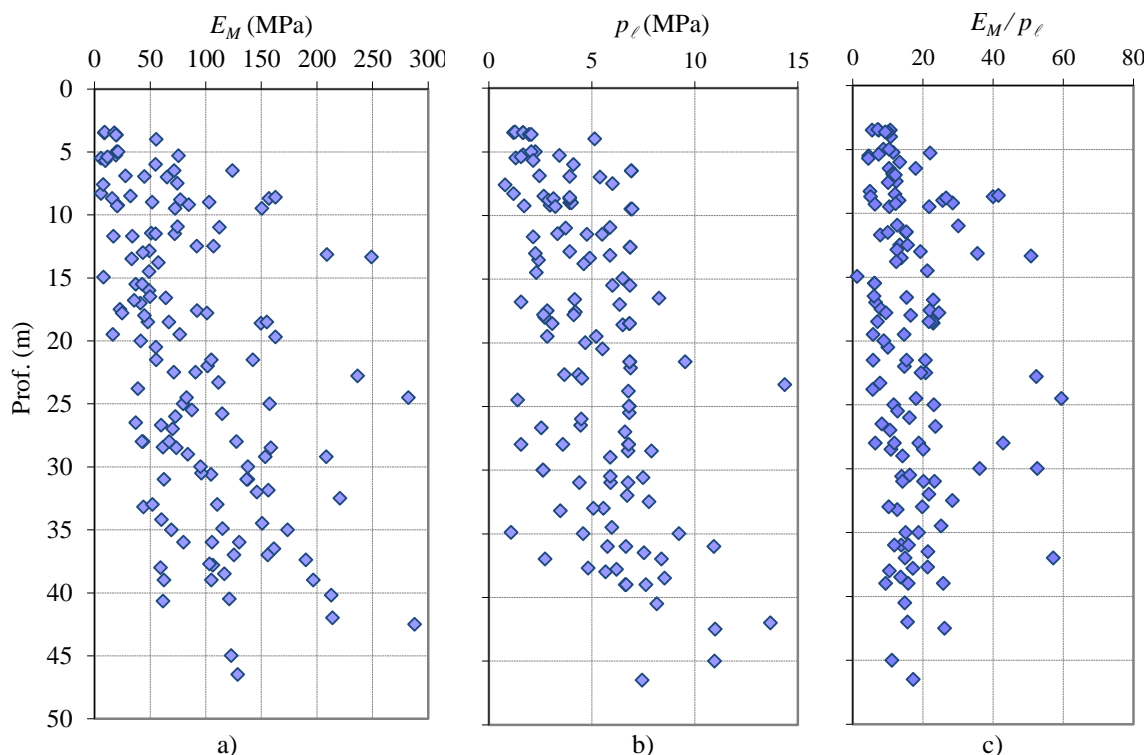


Figura 6.2 – Resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard realizados nas Camadas de Prazeres: a) módulo pressiométrico; b) pressão limite; c) razão  $E_M/p_\ell$

A consistência do solo pode ser relacionada com o valor da razão entre o módulo de Ménard ( $E_M$ ) e a pressão limite ( $p_\ell$ ) (Clarke, 1995). No caso das Camadas de Prazeres, apesar da dispersão que a figura anterior mostra, o valor médio de  $E_M/p_\ell$  é igual a 16,9, o que corresponde a solos duros a muito duros.

Com base na bibliografia (Cassan, 1978; Briaud, 1992) pode estabelecer-se uma relação entre os parâmetros do ensaios pressiométrico e a resistência não drenada, de acordo com:

$$c_u = \frac{p_\ell}{\beta} \tag{6.8}$$

com  $\beta = 15$  para argilas de resistência elevada, ou seja que apresentam elevados valores de  $p_\ell$ . A aplicação da equação 6.8 conduz aos valores da resistência não drenada que se ilustram na Figura 6.3. Na mesma figura mostram-se também os resultados dos ensaios triaxiais que se discutiram no capítulo anterior, e os limites mínimo e máximo para a resistência não drenada obtidos por aplicação da expressão teórica. É possível verificar que há uma boa concordância nos valores determinados para este parâmetro de resistência com os dois tipos de ensaio, e que os limites apresentados permitem englobar uma parte bastante significativa dos resultados. Importa ainda referir que estes resultados vão de encontro aos que se apresentam na bibliografia para esta unidade geológica (Almeida e Sousa, 1998; Marques, 1998).

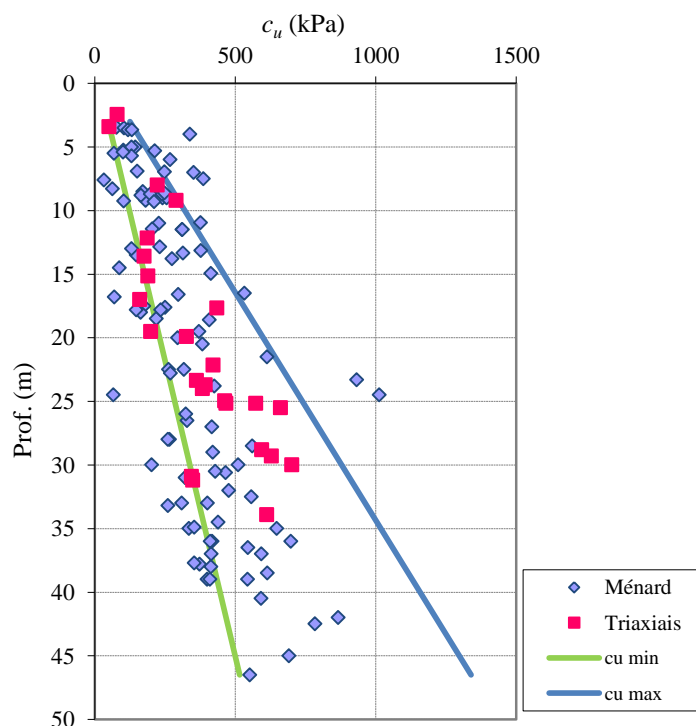


Figura 6.3 - Resistência não drenada obtida a partir dos ensaios com o pressiómetro de Ménard e de ensaios triaxiais nas Camadas de Prazeres

A determinação do módulo de deformabilidade em condições não drenadas ( $E_u$ ) pode ser efetuada a partir da expressão 6.5 utilizando para o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) o valor de 0,5, como mostra a Figura 6.4a. Com base na resistência não drenada obtida da aplicação da equação 6.8 com  $\beta = 15$  e atendendo à proporcionalidade entre  $E_u$  e  $c_u$  descrita pela equação:

$$E_u = M \cdot c_u \quad 6.9$$

procurou-se encontrar o valor médio do fator  $M$ , que foi de 520.

Tendo em conta que o valor médio do índice de plasticidade para as Camadas de Prazeres apresentado no capítulo 4 é de 20 % e o grau de sobreconsolidação varia entre 5 e 8, atendendo à figura de Duncan & Buchignani (1976) apresentada por Matos Fernandes (2011), pode determinar-se um intervalo de valores possíveis para o fator de proporcionalidade  $M$ . A Figura 6.4b mostra o intervalo encontrado e as razões entre  $E_u$  e  $c_u$  obtidas com o pressiómetro de Ménard. Pode verificar-se que o intervalo apresentado permite englobar a maior parte dos resultados obtidos, havendo pois um bom acordo entre estes e os resultados apresentados por aqueles autores.

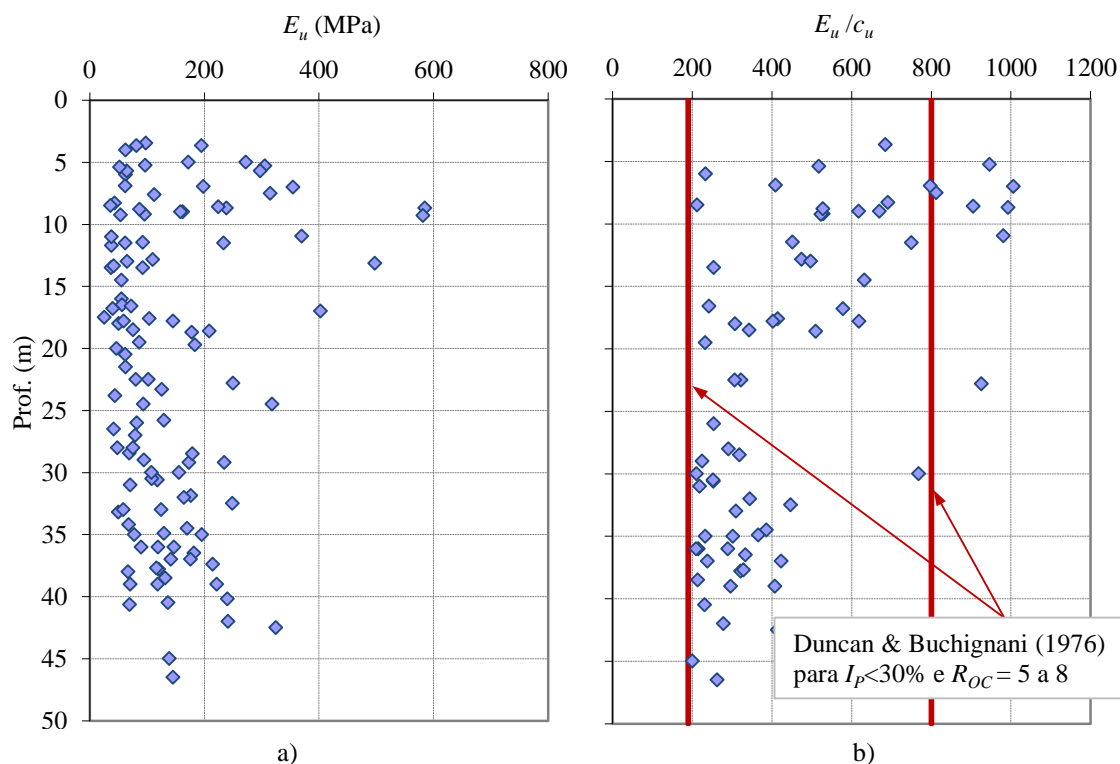


Figura 6.4 – Resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard para as Camadas de Prazeres: a) Módulo de deformabilidade em condições não drenadas; b) razão entre  $E_u$  e  $c_u$

### 6.2.3 Argilas do Forno do Tijolo

Os resultados disponíveis para as Argilas do Forno do Tijolo referem-se a 21 ensaios realizados em 3 locais, a profundidades entre 3,9 m e 45,5 m. Tanto os valores do módulo pressiométrico como os da pressão limite apresentam bastante dispersão, embora, e tal como acontece com as Camadas de Prazeres, se possa notar uma ligeira tendência para aumentarem em profundidade, como mostra a Figura 6.5. A razão  $E_M/p_\ell$  apresenta um valor médio de 16, o que, de acordo com Clarke (1995) corresponde a solos duros a muito duros.

A resistência não drenada determinada a partir das correlações já descritas e adotando para  $\beta$  o valor de 15 mostra-se na Figura 6.6 em função da profundidade. Na mesma figura incluem-se os resultados dos ensaios triaxiais sobre amostras das Argilas do Forno do Tijolo, já discutidos no capítulo anterior, e as retas correspondentes aos valores mínimo e máximo da resistência não drenada obtidos a partir da aplicação da expressão teórica. Pode verificar-se que as estimativas de  $c_u$  a partir dos ensaios com o pressiómetro de Ménard se aproximam bastante dos resultados dos ensaios triaxiais realizados com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso, e que as retas apresentadas permitem enquadrar praticamente a totalidade dos resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard.

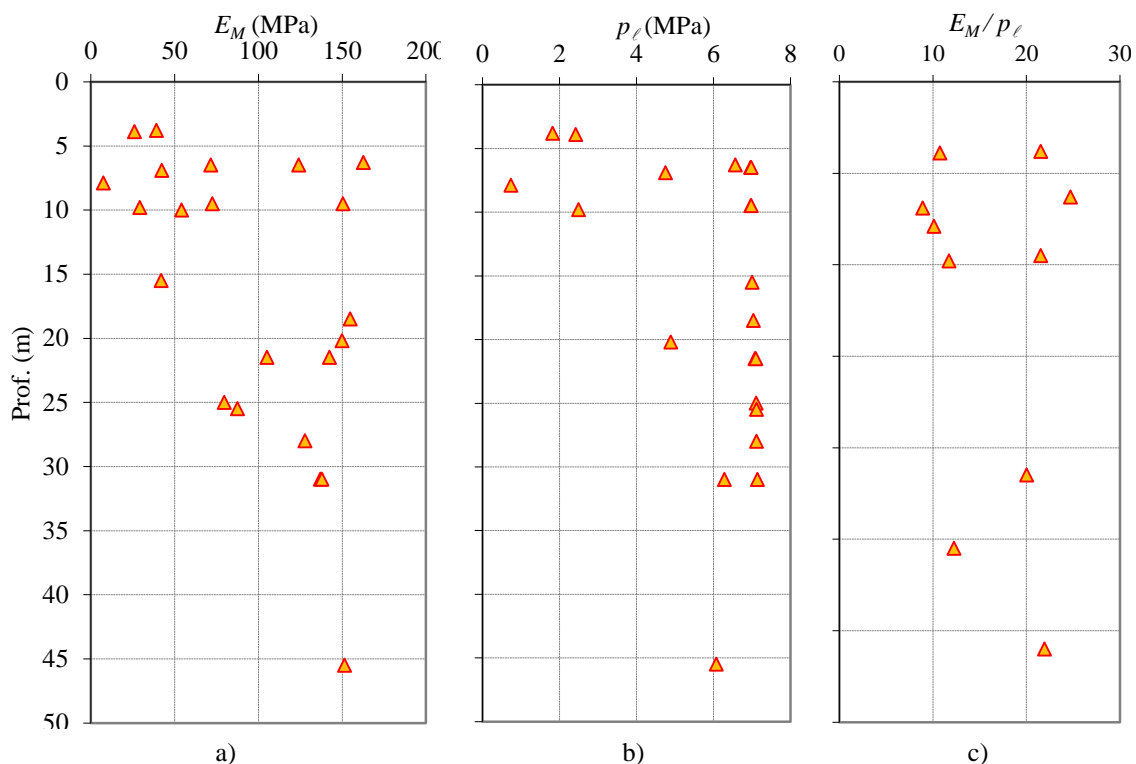


Figura 6.5 – Resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard realizados nas Argilas do Forno do Tijolo: a) módulo pressiométrico; b) pressão limite; c) razão  $E_M/p_\ell$

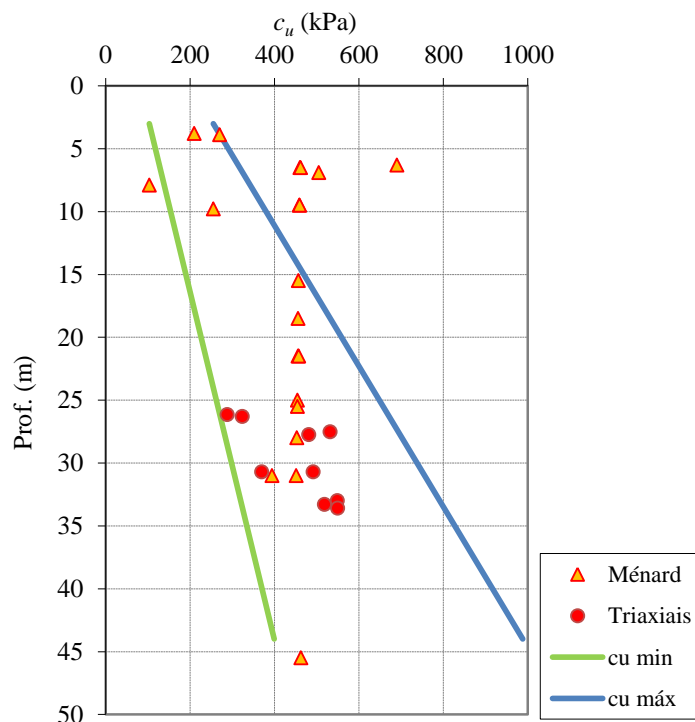


Figura 6.6 - Resistência não drenada obtida a partir dos ensaios com o pressiómetro de Ménard e de ensaios triaxiais nas Argilas do Forno do Tijolo

O módulo de deformabilidade em condições não drenadas,  $E_u$ , foi determinado a partir do valor de  $G$ , considerando o coeficiente de Poisson igual a 0,5. Os resultados obtidos, que se mostram na Figura 6.7, permitiram determinar o fator de proporcionalidade  $M$  cujo valor médio



foi de cerca de 630. Atendendo à média do índice de plasticidade das Argilas do Forno do Tijolo apresentada no capítulo 4, que é igual a 16 %, e ao intervalo para o grau de sobreconsolidação entre 5 e 8, pode verificar-se que o intervalo para  $M$  apresentado por Duncan e Buchignagni (1976) permite englobar a maior parte dos resultados tratados, como mostra a Figura 6.7b. Note-se que para as Argilas do Forno do Tijolo, os valores de  $E_u$  são bastante mais altos do que para as Camadas de Prazeres.

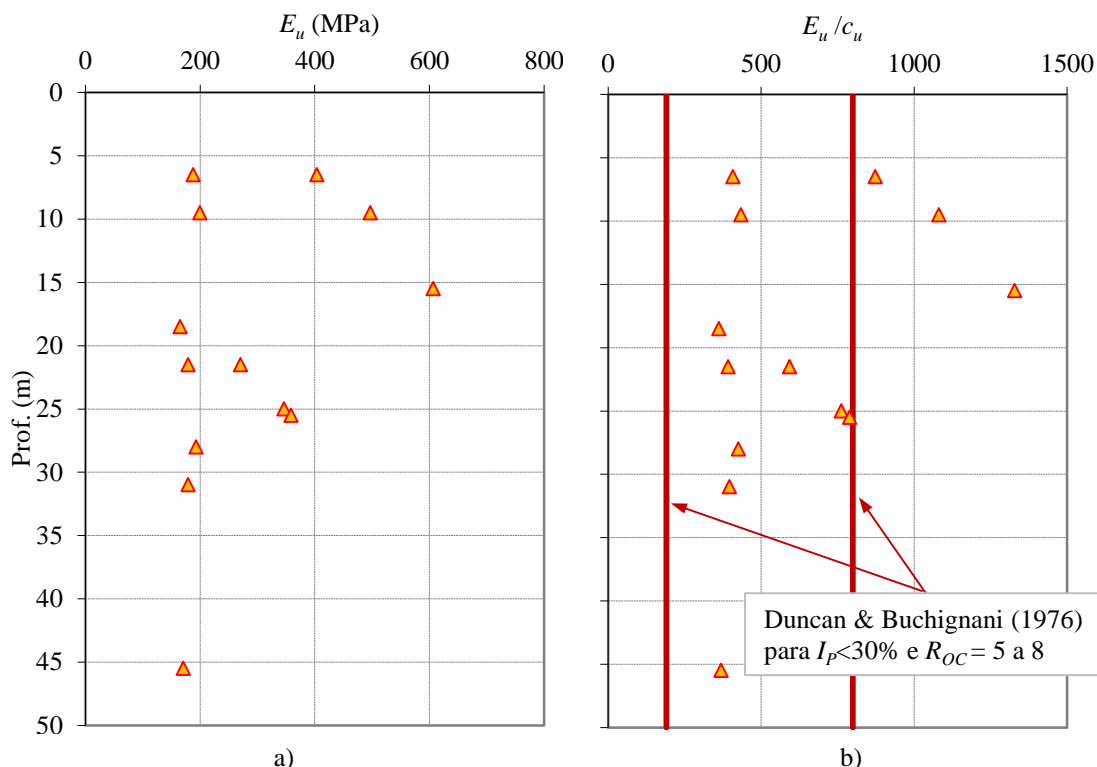


Figura 6.7 – Resultados de ensaios com o pressiómetro de Ménard para as Argilas do Forno do Tijolo: a) Módulo de deformabilidade em condições não drenadas; b) razão entre  $E_u$  e  $c_u$

### 6.2.4 Correlação com SPT

Sendo o ensaio SPT de longe o mais comum dos ensaios *in situ*, e face ao número considerável de resultados destes ensaios nas formações em estudo, procurou-se estabelecer uma relação entre os parâmetros do ensaio com o pressiómetro de Ménard, nomeadamente o valor do módulo pressiométrico ( $E_M$ ) e da pressão limite ( $p_l$ ), e o número de golpes do ensaio SPT.

Para encontrar uma forma de relacionar a resistência com a deformabilidade, procurou-se nos resultados dos ensaios associar o número de golpes do martelo com a penetração correspondente. Para as Camadas de Prazeres foram tratados 76 resultados, dos quais apenas 29 correspondiam a casos em que o número de golpes do SPT era inferior a 60. Definiu-se então um valor extrapolado ( $N_{60}^*$ ) capaz de traduzir as diferenças que correspondem a distintas penetrações para os 60 golpes do ensaio. Determinou-se  $N_{60}^*$  dado por:

$$N_{60}^* = \frac{N_{60} \cdot 30}{h_{pen}(cm)} \quad (\text{com } h_{pen} < 30 \text{ cm}) \quad 6.10$$

em que  $N_{60}$  representa o número de golpes obtido no final do ensaio para o rácio de energia de 60 % e  $h_{pen}$  representa a penetração do ensaio em centímetros. Caso a nega tenha sido atingida durante a 1ª fase do ensaio, o valor de  $N_{60}^*$  é dado por:

$$N_{60}^* = \frac{N_{60} \cdot 15}{h_{pen}(cm)} \quad (\text{com } h_{pen} < 15 \text{ cm}) \quad 6.11$$

A Figura 6.8 mostra os valores do módulo pressiométrico em função de  $N_{60}^*$  para as Camadas de Prazeres. Apesar da dispersão observada, que não permite obter uma regressão com coeficiente de determinação elevado, a representação bi-logarítmica destes dois parâmetros permite estabelecer um limite inferior e um limite superior para  $E_M$  em função de  $N_{60}^*$ , dados por:

$$E_{M,\min} = 0,11 \cdot (N_{60}^*)^{1,26} \quad (\text{MPa}) \quad 6.12$$

e por:

$$E_{M,\max} = 0,20 \cdot (N_{60}^*)^{1,96} \quad (\text{MPa}) \quad 6.13$$

respetivamente, que permitem englobar mais de 90 % dos resultados tratados. Exercício semelhante foi feito para a pressão limite, sendo os resultados ilustrados na Figura 6.9.

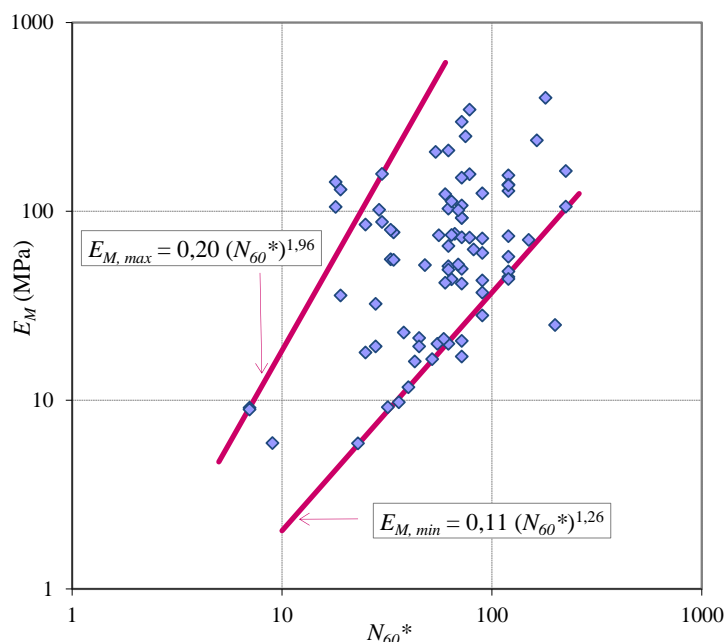


Figura 6.8 – Módulo pressiométrico em função do valor de  $N_{60}^*$  para as Camadas de Prazeres

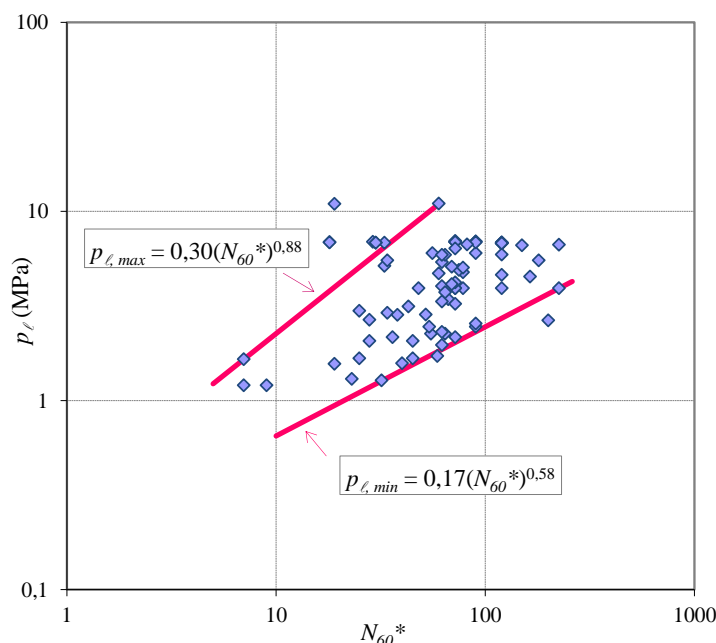


Figura 6.9 – Pressão limite em função do valor de  $N_{60}^*$  para as Camadas de Prazeres

Podemos observar-se que a representação bi-logarítmica destas variáveis permite definir os limites inferior e superior dados por:

$$p_{\ell, \min} = 0,17(N_{60}^*)^{0,58} \quad (\text{MPa}) \quad 6.14$$

e por:

$$p_{\ell, \max} = 0,30(N_{60}^*)^{0,88} \quad (\text{MPa}) \quad 6.15$$

respetivamente, e que permitem englobar cerca de 95 % dos resultados.

Vários autores têm tentado estabelecer relações empíricas entre os resultados destes ensaios através de regressões obtidas por métodos estatísticos mais ou menos complexos. Encontram-se na bibliografia algumas correlações entre  $p_{\ell}$  e  $N$  (Cassan, 1968; 1969a; 1969b; Hobbs & Dixon, 1969; Waschkowski, 1976; Yagiz *et al.*, 2008; Bozbey & Togrol, 2010), entre  $p_{\ell}$  e  $N_{60}$  (Kayabasi, 2011) e entre  $E_M$  e  $N_{60}$  (Yagiz *et al.*, 2008; Bozbey & Togrol, 2010; Kayabasi, 2011), como resume o Quadro 6.1.

Importa notar que em alguns casos as equações apresentadas foram obtidas a partir de um número relativamente reduzido de resultados, quase sempre relativos a um único local, o que condiciona a sua aplicabilidade a solos diferentes provenientes de locais também diferentes. Kayabasi (2011), para além das regressões que encontrou entre os resultados de um conjunto de ensaios SPT e ensaios com o pressiómetro de Ménard, realizou uma avaliação das previsões de outros autores, e verificou que estas nem sempre se aproximavam das suas.

De acordo com Kayabasi (2011), a razão entre o número de golpes ( $N$ ) e a pressão limite ( $p$ ) em kPa, pode ser considerada a variar entre  $2 \times 10^{-2}$  e  $5 \times 10^{-2}$  para areias, embora a

dispersão seja muito significativa. Já para argilas, não existe nenhuma proposta para esta razão dada a enorme dispersão nos valores de  $N$ .

Quadro 6.1 – Equações empíricas que relacionam  $p_\ell$  com  $N$  e  $E_M$  com  $N_{60}$  (adaptado de Kayabasi, 2011)

Referência	Equação	unidade	Coefficiente de determinação
Cassan (1968-1969)	$p_\ell = 0,028 \cdot N - 0,0021$	(MPa)	$R^2=0,53$
Hobbs & Dixon (1969)	$p_\ell = 0,021 \cdot N - 0,33$	(MPa)	$R^2=0,90$
Waschkowski (1976)	$p_\ell = 0,0561 \cdot N - 0,092$	(MPa)	$R^2=0,92$
Yagiz <i>et al</i> (2008)	$p_\ell = 29,45 \cdot N_{60} + 217$	(kPa)	$R^2=0,94$
	$E_M = 388,67 \cdot N_{60} + 4454$	(kPa)	$R^2=0,83$
Bozbey & Togrol (2010)	$p_\ell = 0,26 \cdot N_{60}^{0,57}$ solos argilosos	(MPa)	$R^2=0,67$
	$p_\ell = 0,33 \cdot N_{60}^{0,51}$ solos arenosos	(MPa)	$R^2=0,74$
	$E_M = 1,61 \cdot N_{60}^{0,71}$ solos argilosos	(MPa)	$R^2=0,72$
	$E_M = 1,33 \cdot N_{60}^{0,77}$ solos arenosos	(MPa)	$R^2=0,82$
Kayabasi (2011)	$p_\ell = 0,0425 \cdot N_{60}^{1,1965}$	(MPa)	$R^2=0,74$
	$E_M = 0,2885 \cdot N_{60}^{1,3866}$	(MPa)	$R^2=0,74$

No caso das Camadas de Prazeres, considerando o número de golpes do ensaio SPT corrigido apenas para atender à energia do ensaio ( $N_{60}$ ), os valores obtidos em 80 ensaios para  $N_{60}/p_\ell$  variam entre  $1,7 \times 10^{-3}$  e  $7,7 \times 10^{-2}$ , com valor médio de  $1,4 \times 10^{-2}$  e desvio padrão igual a  $9,7 \times 10^{-3}$ . Para as Argilas do Forno do Tijolo os resultados de 13 ensaios apresentam uma dispersão muito menor, sendo que esta razão varia entre os  $6,9 \times 10^{-3}$  e  $9,5 \times 10^{-3}$ , com valor médio de  $8,3 \times 10^{-3}$  ( $\pm 6,9 \times 10^{-4}$ ).

A principal dificuldade em encontrar uma forma de relacionar o número de golpes do ensaio SPT com os parâmetros do ensaio de Ménard deve-se ao facto de, para um mesmo número  $N_{SPT}$ , se obterem valores muito dispersos de  $E_M$  ou  $p_\ell$ . Esta situação pode estar relacionada com o comportamento do solo durante cada ensaio. Se durante o ensaio pressiométrico o solo sofre uma deformação progressiva à medida que aumenta a pressão aplicada, tal não acontece a cada queda do martelo no ensaio SPT. Com efeito, o  $N_{SPT}$  fornece uma indicação acerca da resistência do solo, mas não da sua deformabilidade, como acontece neste último caso com o pressiómetro de Ménard (Kayabasi, 2011). Isto pode sugerir uma melhor correlação entre  $N_{SPT}$  e  $p_\ell$ , ambos relacionados com a resistência.

Uma vez que com os elementos disponíveis não foi possível encontrar uma regressão representativa da relação entre estes parâmetros procurou-se verificar a adequabilidade das

expressões apresentadas no Quadro 6.1 aos resultados existentes para as Camadas de Prazeres, como ilustra a Figura 6.10.

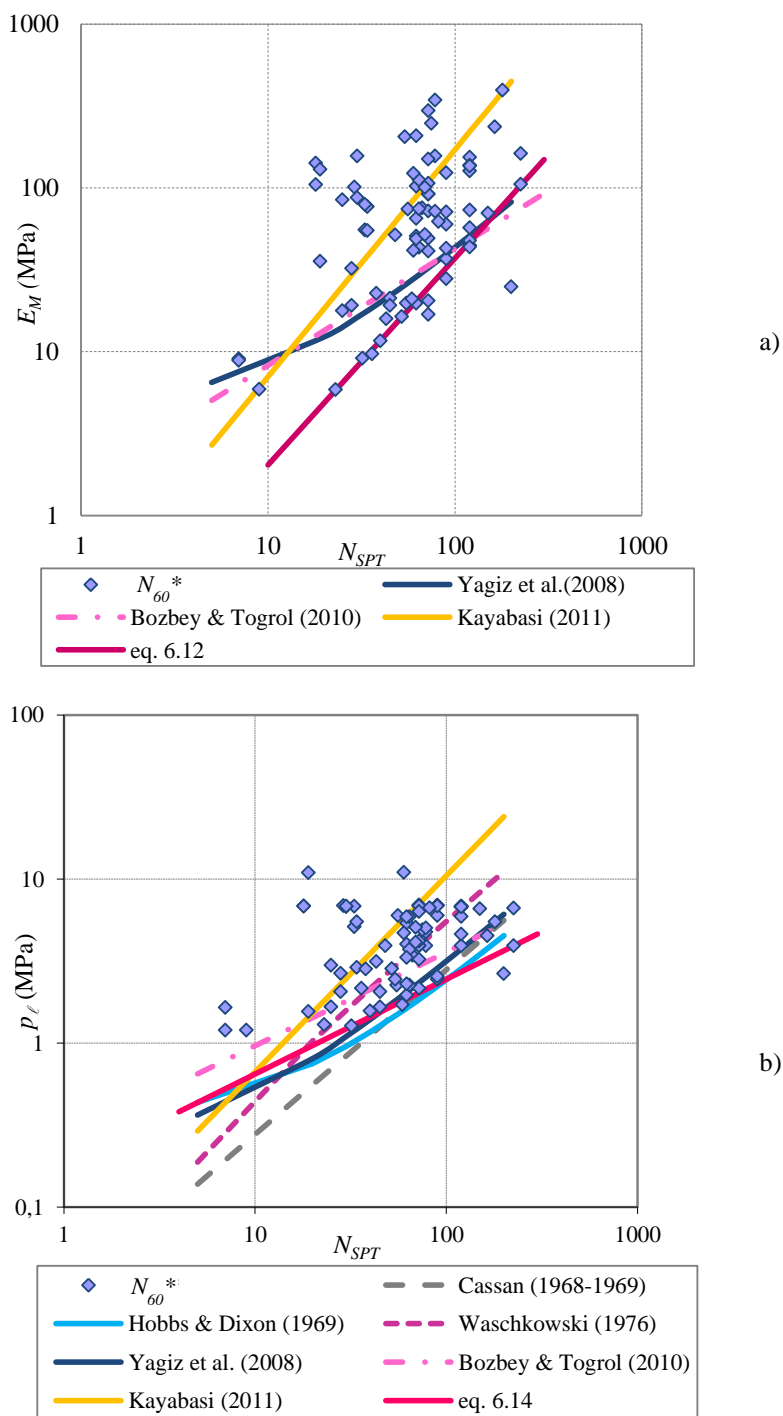


Figura 6.10 – Resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard em função dos resultados de ensaios SPT nas Camadas de Prazeres, comparados com as equações empíricas descritas na bibliografia: a) módulo pressiométrico; b) pressão limite

A Figura 6.10a mostra que para o módulo pressiométrico os valores estimados de acordo com as expressões de Yagiz *et al.* (2008) e Bozbey & Togrol (2010) são muito próximos entre si, mas situam-se abaixo de grande parte dos resultados obtidos nas Camadas de Prazeres.

Por seu turno, a estimativa de Kayabasi (2011) parece atravessar a nuvem de pontos sensivelmente ao meio, embora aproximando melhor os valores mais altos de  $E_M$ . Assim, a estimativa de  $E_M$  por aplicação destas expressões aos resultados de SPT das Camadas de Prazeres não corresponde a valores próximos dos valores medidos. A mesma figura apresenta a equação 6.12 e permite verificar que esta constitui uma estimativa razoável do que será de esperar para o módulo pressiométrico a partir de valores extrapolados do  $N_{SPT}$ .

Em relação à pressão limite, a Figura 6.10b mostra que todas as estimativas fornecem resultados diferentes para  $p_\ell$  em função de  $N_{SPT}$ , com exceção para as expressões de Hobbs & Dixon (1969) e Yagiz et al (2008), que fornecem resultados bastante próximos entre si. Quando aos elementos relativos às Camadas de Prazeres, pode constatar-se que as previsões de Cassan (1968-1969) e de Hobbs & Dixon (1969) constituem, particularmente para os valores mais elevados de  $N_{60}^*$ , um limite inferior. Nenhuma das estimativas configura um limite superior aceitável, embora a previsão de Yagiz (2008) permita englobar bastantes resultados. A relação entre  $p_\ell$  e  $N_{60}^*$  descrita pela equação 6.14 e também representada na figura constitui uma boa estimativa do limite inferior da resistência para esta unidade geológica.

A dispersão de resultados tanto para o módulo pressiométrico como para a pressão limite do ensaio de Ménard dificulta seriamente a tarefa de estabelecer uma relação entre estes e o número de golpes do ensaio SPT. Com base nos elementos tratados no âmbito deste trabalho, considera-se que será mais válido o estabelecimento de uma gama de valores que compreenda grande parte dos resultados obtidos. O número de elementos tratados foi bastante significativo, pelo que se considera que as expressões 6.12 e 6.13 para  $E_M$  e as equações 6.14 e 6.15 para  $p_\ell$  representam limites aceitáveis e bem fundamentados para as relações entre os parâmetros destes ensaios.

### 6.3 Ensaios com o pressiómetro autoperfurador (SBPT)

#### 6.3.1 Introdução

O ensaio com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge (SBPT) é o único ensaio de campo que permite caracterizar o estado de tensão em repouso, a deformabilidade e os parâmetros de resistência do maciço, sendo os seus resultados passíveis de interpretação teórica com aproximação (Matos Fernandes, 2011). A validade destes resultados será sempre dependente do método de instalação do equipamento e dos critérios de medição usados (Clarke, 1995). Trata-se de um ensaio que apresenta um custo bastante elevado, uma vez que a operação do equipamento é complexa, demorada e exige mão-de-obra qualificada. De entre as potencialidades do ensaio, importa salientar que é o único ensaio que permite determinar as tensões horizontais *in situ* e, consequentemente, fornecer uma boa estimativa do coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ).

Durante o ensaio, uma cavidade cilíndrica é expandida por meio de uma célula desenvolvida para aplicar através de um fluido uma pressão uniforme às paredes do furo. A expansão da membrana é medida por três pares de braços extensométricos, colocados com 120° de espaçamento radial. O equipamento foi desenvolvido para minimizar a perturbação do solo durante a instalação, embora mesmo com operadores especializados algum grau de perturbação seja inevitável. Pequenas diferenças na técnica de escavação podem causar sobrecavação e, conseqüentemente, as medições da tensão horizontal, da expansão da cavidade ou da resistência não drenada podem ser afetadas.

A base teórica que fundamenta a determinação dos parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo é a teoria da expansão de uma cavidade cilíndrica de altura infinita num meio homogêneo e elástico-perfeitamente plástico (Sousa Coutinho, 1988).

A Figura 6.11 mostra uma curva típica de um ensaio SBPT, em que no eixo das abcissas se representa a extensão radial da unidade cilíndrica ( $\varepsilon_r$ ) e no eixo das ordenadas a pressão aplicada à membrana ( $\psi$ ).

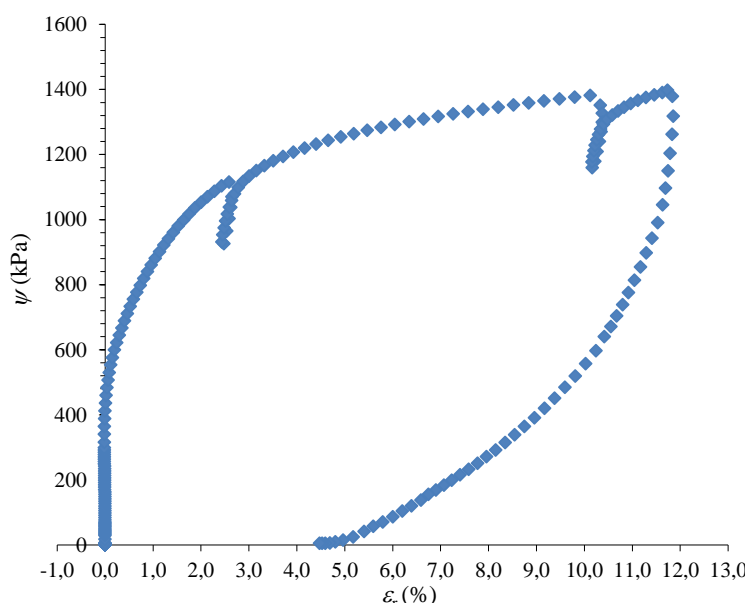


Figura 6.11 - Curva típica de compressão de um ensaio SBPT realizado nas Camadas de Prazeres no Palácio Sottomayor, a 15,5 m de profundidade

Os elementos disponíveis relativos às unidades em estudo compreendem 33 ensaios na unidade Camadas de Prazeres, realizados entre 8,2 m e 40,1 m de profundidade, e 7 ensaios na unidade Argilas do Forno do Tijolo, realizados em três locais da cidade e a profundidades que variaram entre 14,7 m e 35,0 m. O tratamento destes resultados compreendeu a verificação da posição do nível freático para clarificar os valores do coeficiente de impulso em repouso, a reinterpretação das curvas de expansão com vista à determinação do módulo de deformabilidade distorcional e a análise da resistência não drenada. Importa referir que todas as curvas foram tratadas para corrigir o efeito da rigidez da membrana.

### 6.3.2 Coeficiente de impulso em repouso

A determinação do coeficiente de impulso em repouso a partir do ensaio com o pressiómetro autopercussor é feita de forma praticamente direta, na medida em que a curva do ensaio mostra a pressão  $p_0$ , designada por *lift-off*, e que corresponde à tensão total horizontal a partir da qual há um aumento das extensões radiais medidas nos braços extensométricos, devido à expansão da cavidade cilíndrica. Se se considerar que a célula é inserida no terreno sem alterar o seu estado de tensão, a expansão da membrana só se iniciará quando a pressão aplicada ultrapassar a tensão total horizontal em repouso. Admite-se então, que  $\sigma_{h0}$  corresponderá à pressão de *lift-off*. Sendo conhecida a posição do nível freático e a profundidade do ensaio, pode determinar-se o coeficiente de impulso em repouso:

$$K_0 = \frac{\sigma_{h0} - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad 6.16$$

Para identificar o *lift-off* é necessário observar cuidadosamente a curva de expansão do solo, já que por vezes a introdução da célula pressiométrica no terreno é acompanhada de alguma perturbação, sendo visível na curva um troço inicial em que há aumento de pressão mas não de deformação radial, uma vez que a membrana está a expandir livremente no furo, isto é, sem contacto com o solo. Quando isto ocorre, diz-se que houve sobrecavação, e a interpretação dos resultados dos ensaios deve ser feita com mais cuidado.

A partir da análise das curvas de expansão de vários ensaios com o pressiómetro autopercussor realizados nas Camadas de Prazeres foram determinados os valores da pressão de *lift-off*. Esses valores foram comparados com os descritos nos respetivos relatórios e constatou-se que apesar de neste estudo ter sido feita uma correção às curvas para atender à rigidez da membrana, tal não resultava em alterações significativas no valor desta pressão.

Outro aspeto que merece atenção é o facto de nos relatórios dos ensaios pressiométricos realizados nas Camadas de Prazeres e Argilas do Forno do Tijolo nem sempre ser mencionada a posição do nível freático, pelo que os valores de  $K_0$  fornecidos correspondem à razão das tensões totais horizontal e vertical, e não ao  $K_0$  conhecido da Mecânica dos Solos.

Dado o número bastante significativo de resultados de ensaios realizados na cidade de Lisboa analisados no âmbito deste trabalho, procurou-se encontrar elementos que ajudassem a clarificar esta questão. Nos relatórios geológico-geotécnicos de obras geograficamente próximas dos locais onde foram realizados ensaios SBPT, procurou-se informação acerca da posição do nível freático, para estabelecer, se não a sua localização correta, pelo menos um intervalo de valores que a caracterizasse. Com cada um dos limites estabelecidos para a profundidade do nível freático, determinaram-se as tensões efetivas vertical e horizontal em repouso e, consequentemente, o novo valor para  $K_0$ .



Na Figura 6.12 mostram-se os resultados obtidos para as Camadas de Prazeres considerando: i) os valores que estão descritos nos relatórios de ensaios; ii) os valores correspondentes à consideração do nível freático à menor profundidade (*nf1*) e os que correspondem à posição do nível freático a maior profundidade (*nf2*).

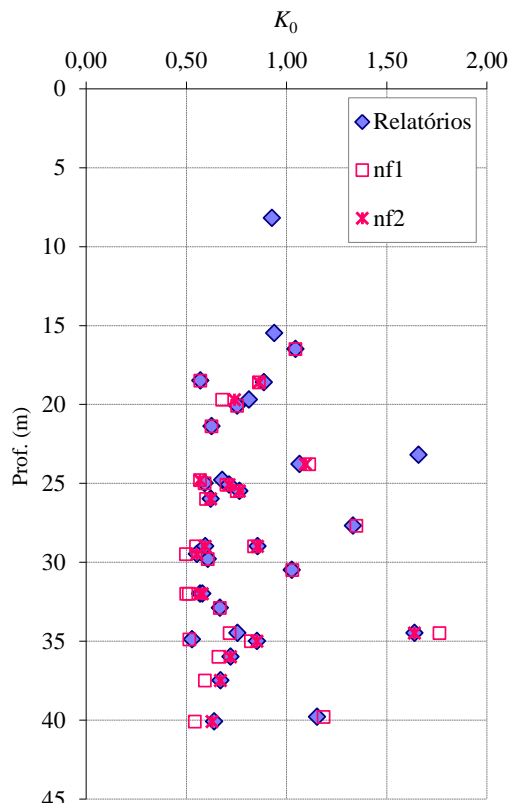


Figura 6.12 – Coeficiente de impulso em repouso para as Camadas de Prazeres obtido em ensaios com o pressiómetro autopercussor de Cambridge

Importa realçar que em alguns casos não foi possível determinar o intervalo de variação da posição do nível freático, pelo que a figura só ilustra os resultados identificados por “Relatórios”. Pode verificar-se que, na maior parte dos casos, a consideração da existência de nível freático conduz a valores ligeiramente mais baixos de  $K_0$ , com exceção para três ensaios, em que os valores obtidos foram mais elevados<sup>35</sup>. Note-se ainda que a consideração do nível freático a maior profundidade praticamente não altera os resultados existentes, o que resulta de ambas as posições daquela nível serem maiores do que a profundidade do ensaio.

O coeficiente de impulso em repouso para as Camadas de Prazeres varia entre 0,49 e 1,76 com valor médio de 0,79 ( $\pm 0,28$ ). Estes valores vão de encontro aos descritos na bibliografia para outros solos sobreconsolidados como a argila Boom da Bélgica e a argila Azul de Boston, como se descreve no capítulo 1.

<sup>35</sup> Os casos em que o  $K_0$  obtido ao considerar a presença do nível freático foi superior ao que se obteve admitindo tensões totais foram aqueles em que a tensão horizontal ultrapassava a tensão vertical.

### 6.3.3 Módulo distorcional

As condições iniciais do ensaio SBPT são as que mostra a Figura 6.13. O problema da expansão da cavidade cilíndrica é resolvido por meio de equações de equilíbrio, de equações compatibilidade, e das leis que governam as relações tensão-deformação do solo. O solo é considerado como um meio homogêneo e isotrópico e a cavidade é considerada infinita e com expansão cilíndrica. Nestas condições o solo está sujeito a deformação em estado plano, ou seja, sem deformação vertical, e o carregamento processa-se em condições de axi-simetria, em que as tensões vertical ( $\sigma_z$ ), radial ( $\sigma_r$ ) e circunferencial ( $\sigma_\theta$ ) são tensões principais.

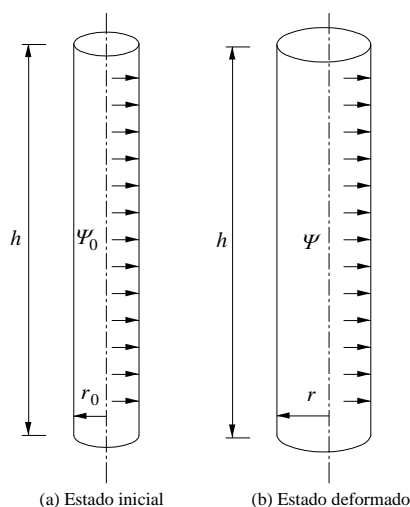


Figura 6.13 – Condições do ensaio SBPT - pressão na cavidade cilíndrica: a) estado inicial; b) estado deformado

No problema em questão, a expansão da cavidade implica que o meio seja solicitado em corte puro, pelo que o parâmetro de deformabilidade medido é o módulo de distorção,  $G$ . Pode então provar-se que, no domínio das pequenas deformações:

$$G = \frac{1}{2} \frac{d\psi}{d\varepsilon} \quad 6.17$$

O módulo distorcional no início do ensaio é identificado por  $G_i$ , sendo determinado diretamente da curva de expansão admitindo que o comportamento do solo no início do ensaio é elástico-linear. No entanto, este tipo de comportamento só é válido no domínio das muito pequenas deformações, que não é o deste ensaio. Por este motivo, o parâmetro  $G_i$  que em seguida se mostra para as unidades em estudo deverá ser considerado como um parâmetro de ensaio e não confundido com o valor de  $G_0$  do solo (Cotecchia, 1996).

Por outro lado, o parâmetro  $G_i$  é bastante afetado por alguma perturbação do solo aquando da instalação do equipamento, ainda que esta seja pequena, pelo que a sua estimativa direta a partir dos resultados do ensaio SBPT pode conduzir a valores que se afastam da realidade. Para evitar os efeitos da perturbação ou erros associados à estimativa da pressão *lift-*

*off*, é frequente estimar o valor de  $G$  a partir dos ciclos de descarga-recarga ( $G_{ur}$ ). Note-se que devido ao comportamento histerético do solo estes valores variam com a gama de variação das tensões no ciclo de descarga-recarga, pelo que os valores de  $G_{ur}$  devem ser acompanhados de informação acerca das tensões de ensaio a que se referem e das respetivas deformações (Clarke, 1995). Por outro lado, o comportamento do solo face à expansão da membrana varia em função da distância a que este se encontra do pressiómetro, pelo que o valor de  $G$  que se mede é um valor médio. Situação semelhante ocorre aliás quando se pretende determinar o módulo de deformabilidade do solo a partir do assentamento medido num ensaio de carga em placa. Este assentamento resulta do integral das extensões verticais que ocorrem a diferentes profundidades, que são condicionadas pelos acréscimos de tensão gerados pelo carregamento. Ao efetuar a retroanálise, o parâmetro  $E$  é considerado constante, correspondendo em rigor a um valor médio do mesmo.

Os resultados tratados relativos às Camadas de Prazeres e às Argilas do Forno do Tijolo forneceram para  $G_i$  os valores que se apresentam na Figura 6.14a. Note-se que os valores que se apresentam foram determinados a partir das curvas de expansão corrigidas para atender à resistência oposta pelas membranas, e nem sempre correspondem aos valores que se retiram dos relatórios de ensaios. Pode verificar-se que os resultados das duas unidades geológicas são bastante semelhantes. O parâmetro  $G_i$  apresenta maior dispersão nas Camadas de Prazeres, o que pode explicar-se por ser maior o número de elementos disponível. Para esta unidade  $G_i$  varia entre 23,5 MPa e 236 MPa, com média de 106,3 ( $\pm 56,6$ ) MPa. No caso das Argilas do Forno do Tijolo, o intervalo de variação de  $G_i$  foi de 102,5 MPa a 152 MPa, com valor médio de 123,8 ( $\pm 19,0$ ) MPa.

A Figura 6.14b ilustra os valores médios de  $G_{ur}$  obtidos em ciclos de descarga-recarga nas duas unidades em estudo. Apesar da dispersão observada, pode definir-se um intervalo entre 50 MPa e 250 MPa, onde se incluem 84 % dos resultados disponíveis. Para as Camadas de Prazeres, o valor médio de  $G_{ur}$  foi de 99,1 ( $\pm 58,5$ ) MPa e para as Argilas do Forno do Tijolo o valor obtido foi ligeiramente superior e igual a 210,2 ( $\pm 119,2$ ) MPa.

Apesar de os ensaios terem sido realizados com dois ou três ciclos de descarga-recarga, os valores da tensão para os quais estes se iniciaram não foram coincidentes. Esta questão dificulta a comparação dos valores obtidos para cada unidade. No entanto, considerou-se interessante verificar de que forma evoluem com a tensão do ensaio estes módulos de distorção. Na Figura 6.15,  $G_1$  corresponde ao primeiro ciclo de descarga-recarga,  $G_2$  corresponde ao segundo e  $G_3$  ao terceiro ciclo, sempre que foi realizado.

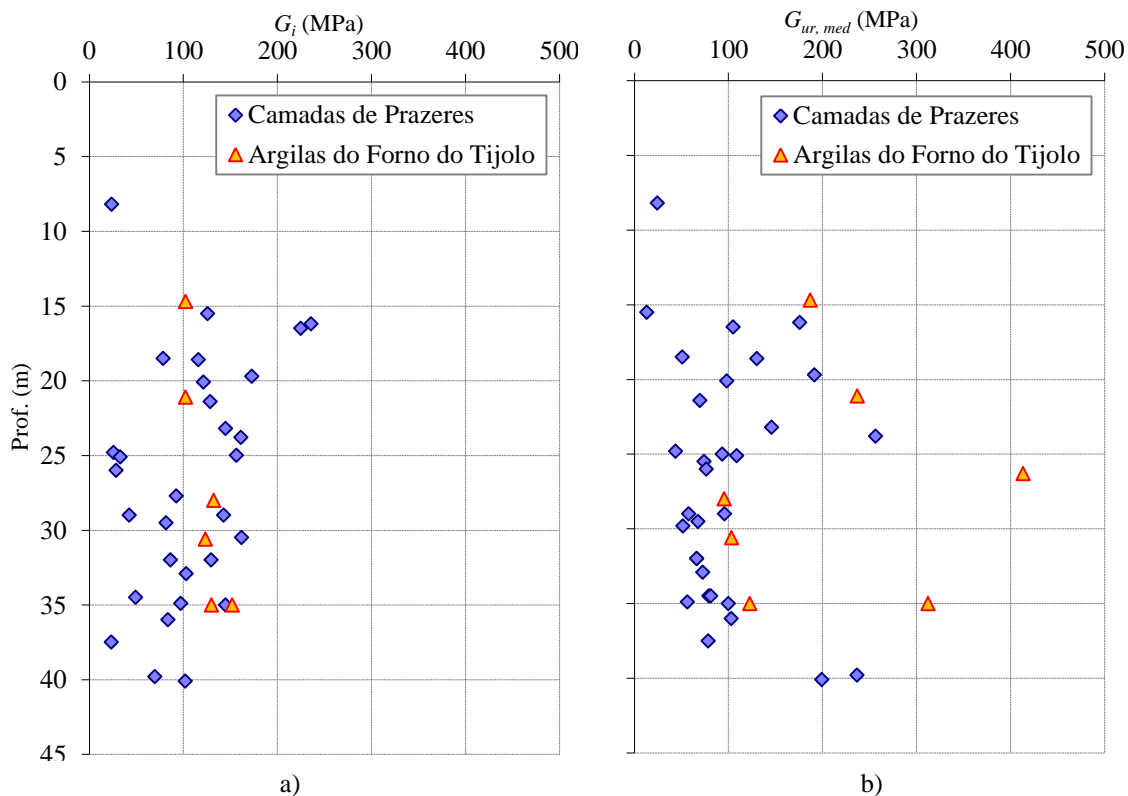


Figura 6.14 - Módulos de distorção obtidos em ensaios SBPT nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo: a) valor inicial,  $G_i$ ; b) valor médio em ciclos de descarga-recarga  $G_{ur}$

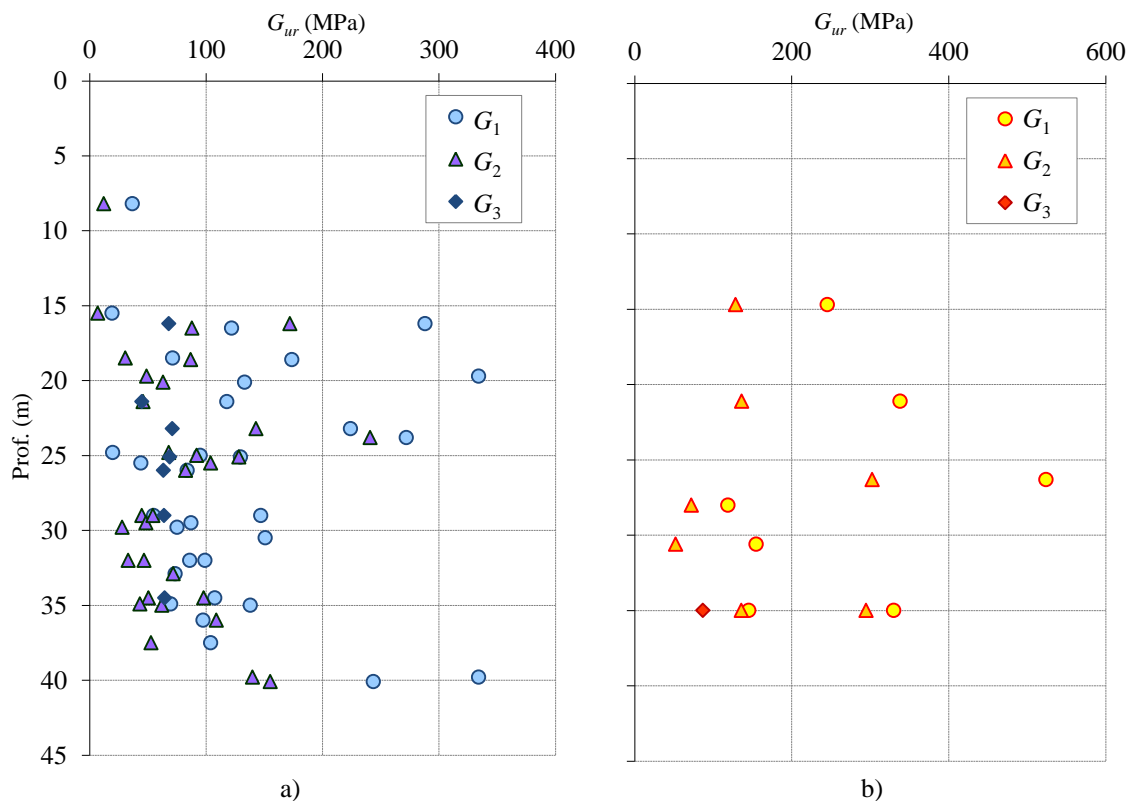


Figura 6.15 – Módulos de distorção em ciclo de descarga-recarga obtidos em ensaios SBPT: a) Camadas de Prazeres; b) Argilas do Forno do Tijolo

Tal como seria de esperar, à medida que aumenta a pressão no ensaio, diminui o valor do módulo de distorção no ciclo de descarga-recarga. Com efeito, há apenas três ensaios nas Camadas de Prazeres em que tal não acontece, que correspondem a ensaios com alguma sobrecavação. Importa notar que, particularmente para as Camadas de Prazeres, à medida que aumenta a pressão no ensaio os módulos  $G_{ur}$  passam a exibir menor dispersão, indiciando que a partir de um determinado nível de tensão a rigidez distorcional do solo tende para um mesmo valor.

### 6.3.4 Resistência não drenada

A determinação da resistência não drenada a partir dos resultados do ensaio SBPT pode ser feita por dois métodos: o método em que se admite que o solo tem comportamento elástico-perfeitamente plástico; e o método em que se considera que o comportamento do solo é elasto-plástico com amolecimento, ou seja, que após o pico a resistência exibe uma redução.

A análise da expansão da cavidade cilíndrica em condições não drenadas para um solo com comportamento elástico-perfeitamente plástico resulta na seguinte relação entre a pressão na cavidade ( $\psi$ ) e a expansão da mesma (Sousa Coutinho, 1988):

$$\psi = \sigma_{h0} + c_u \cdot \left[ 1 + \ln\left(\frac{G}{c_u}\right) + \ln\left(\frac{\Delta V}{V_0}\right) \right] \quad 6.18$$

Tendo em conta que a pressão limite ( $p_\ell$ ) é a pressão é necessária para duplicar o volume da cavidade, isto é para ter:

$$\frac{\Delta V}{V} = 1,0 \quad 6.19$$

que no caso do ensaio SBPT não é possível alcançar uma vez que tal implicaria a perda de integridade da membrana, tem-se:

$$p_\ell = \sigma_{h0} + c_u \cdot \left[ 1 + \ln\left(\frac{G}{c_u}\right) \right] \quad 6.20$$

Para solos com este comportamento, a representação da pressão  $\psi$  em função de  $\ln(\Delta V/V)$  resulta numa reta cujo declive é a resistência não drenada ( $c_u$ ) a partir de um determinado nível de tensão correspondente à fase plástica (Gibson & Anderson, 1961), como mostra a Figura 6.16.

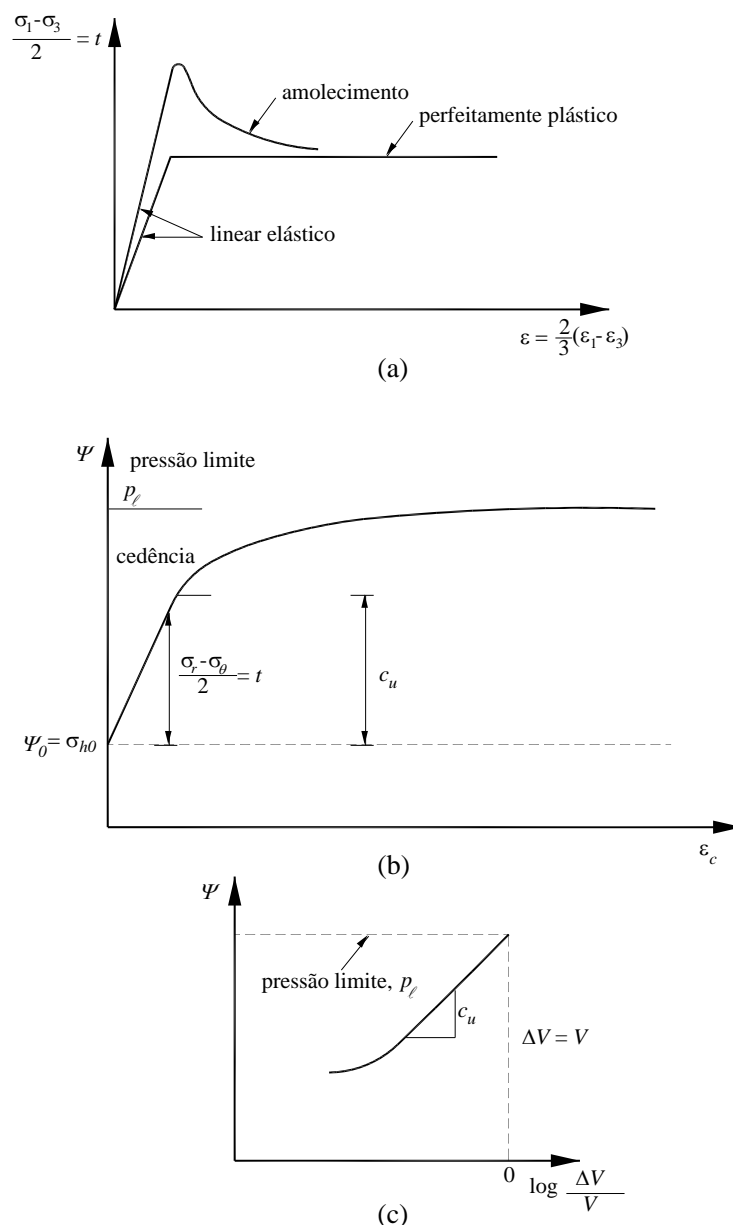


Figura 6.16 – Interpretação dos resultados do ensaio SBPT a) Comportamento idealizado do solo; b) relação entre a pressão e a expansão; c) medição de  $c_u$  para um solo elástico-perfeitamente plástico (Cotecchia, 1996)

Caso se considere que o solo tem um comportamento elasto-plástico, exibindo amolecimento a partir de um determinado nível de tensão, pode demonstrar-se que para uma trajetória de tensões inteiramente não drenada em meio homogêneo e saturado se tem:

$$\tau_u = \frac{d\psi}{d \ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right)} \tag{6.21}$$

em que  $(\Delta V/V)$  é a deformação volumétrica corrente da cavidade (Palmer, 1972). A resolução desta equação para cada nível de expansão da cavidade fornece a trajetória das tensões de corte ao longo do ensaio, possibilitando a determinação das tensões de corte máxima ( $\tau_{u,max}$ ) e

residual ( $\tau_{u,res}$ ), mas é muito sensível a pequenas variações nos dados. A resistência não drenada ( $c_u$ ) será o valor máximo do declive da curva  $\psi - \ln(\Delta V/V)$ , como mostra a Figura 6.17, o que aparentemente corresponde à expressão de Gibson & Anderson (1961).

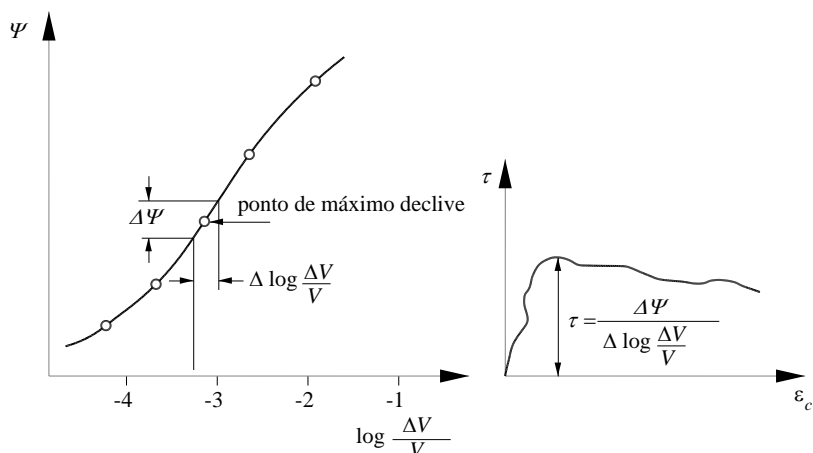


Figura 6.17 – Curvas  $\psi - \ln(\Delta V/V)$  e  $\tau - \epsilon_c$  obtidas em ensaios SBPT

Com efeito, fica a ideia de que a análise de Gibson & Anderson (1961) é um caso particular da análise de Palmer (1972), e se for aplicada à parte final da curva de expansão do solo com comportamento elasto-plástico dará um valor médio da resistência não drenada pós-pico (Clarke, 1995).

Dos resultados tratados para as Camadas de Prazeres foi possível obter os valores de  $c_u$  de acordo com Gibson & Anderson (1961) e também os valores da resistência máxima ( $\tau_{max}$ ) e residual ( $\tau_{res}$ ) de acordo com Palmer (1972), como mostra a Figura 6.18.

Pode verificar-se que os valores da resistência não drenada são muito elevados em ambos os métodos. Para as Camadas de Prazeres, se se excluirmos os dois valores mais baixos, que curiosamente pertencem ao mesmo local, este parâmetro varia entre 566 kPa e 2236 kPa, com valor médio de 1215 ( $\pm 454$ ) kPa.

A abordagem de Palmer (1972), que permite determinar a resistência para diferentes níveis de tensão-deformação, mostra claramente que depois de se atingir o valor máximo da resistência o solo sofre amolecimento, pelo que os valores de  $\tau_{res}$  são sempre inferiores aos de  $\tau_{max}$ , como mostra a Figura 6.18b. Deve ainda notar-se que os valores da resistência máxima de Palmer são sempre ligeiramente superiores aos de  $c_u$  de Gibson & Anderson, o que resulta de o patamar de cedência no comportamento elástico-perfeitamente plástico corresponder a um nível mais baixo de tensão-deformação.

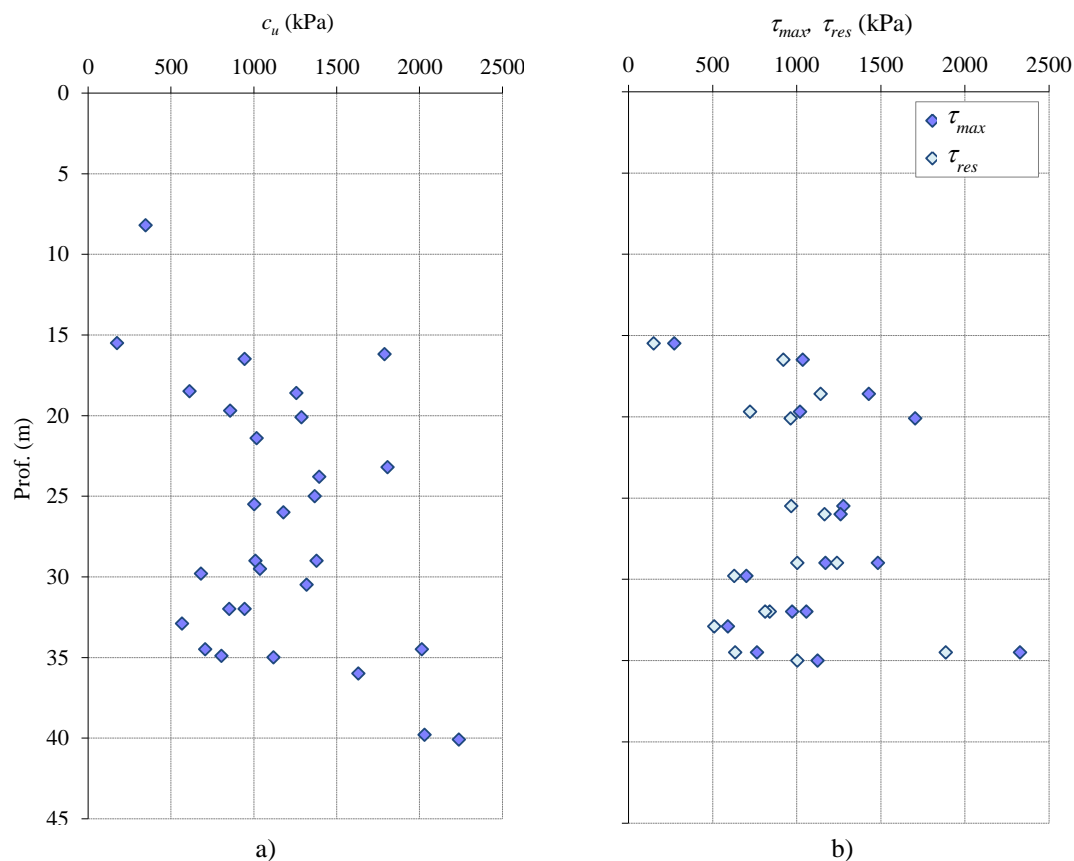


Figura 6.18 – Resistência não drenada obtida de ensaios SBPT nas Camadas de Prazeres de acordo com: a) Gibson & Anderson (1961); b) Palmer (1972)

A comparação destes resultados com os que se obtiveram a partir dos ensaios com o pressiómetro de Ménard e dos ensaios triaxiais de compressão, já discutidos no capítulo anterior, indica que de uma maneira geral se tem:

$$c_{u\ SBPT} > c_{u\ Ménard} \geq c_{u\ Triax} \tag{6.22}$$

como mostra a Figura 6.19.

As diferenças observadas são muito consideráveis, em particular na zona da Alameda D. Afonso Henriques, para a qual os valores da resistência não drenada obtidos com o pressiómetro autoperfurador são cerca de 3,5 vezes superiores aos que se obtiveram com o pressiómetro de Ménard.



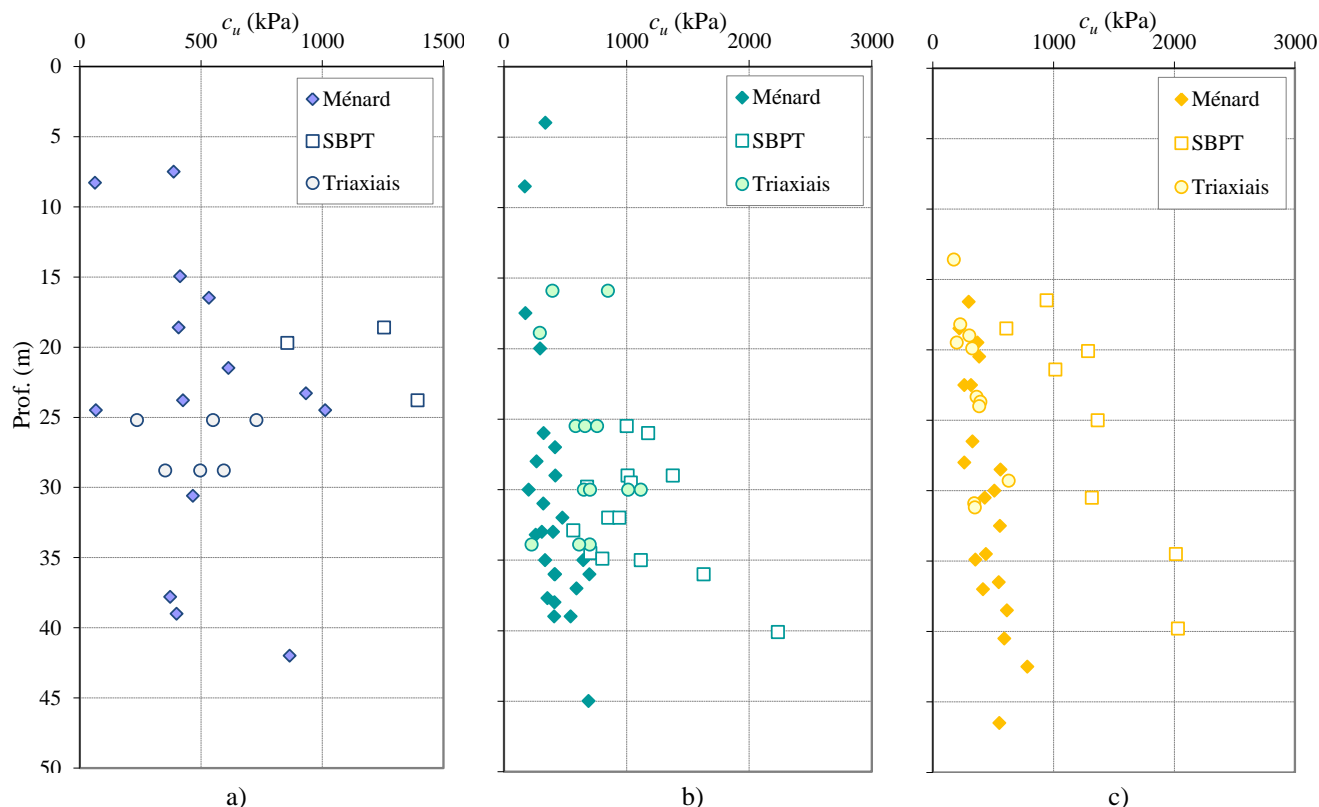


Figura 6.19 - Resistência não drenada das Camadas de Prazeres obtida através de ensaios com os pressiómetros de Ménard e autopercussor e triaxiais: a) Campo Grande – Lumiar; b) Baixa-Chiado; c) Alameda D. Afonso Henriques

Para as argilas do Forno do Tijolo foram analisados apenas quatro valores para a resistência não drenada obtida a partir do ensaio SBPT, e os resultados indicam que  $c_u$  varia entre 1298 kPa e 3247 kPa, valores francamente superiores aos fornecidos pelo pressiómetro de Ménard, que indicavam uma gama de variação deste parâmetro entre 104 kPa e 690 kPa, apesar de não serem referentes aos mesmos locais.

Estas diferenças na resistência não drenada obtida a partir de ensaios com o SBPT têm sido reportadas por vários autores que comparam resultados destes com outros ensaios de campo e (ou) laboratoriais em diferentes tipos de solo, e são geralmente atribuídas a questões relacionadas com a perturbação do solo aquando da instalação do equipamento, como se descreve com mais detalhe no ponto seguinte (Aubeny *et al.*, 2000).

### 6.3.5 Pressão limite

A pressão limite é geralmente determinada apenas para ensaios com o pressiómetro de Ménard através de uma extrapolação da curva de expansão. Uma vez que os pressiómetros autopercussores não têm capacidade para duplicar o volume da cavidade, já que isso implicaria extensões da membrana da ordem dos 41 %, incompatíveis com a sua integridade, para estes ensaios a pressão limite pode ser obtida por aplicação da expressão 6.20.

Em alguns dos locais onde se realizaram ensaios com o pressiómetro autopercussor foram também realizados ensaios com o pressiómetro de Ménard. Os locais onde tal se verificou correspondem às Camadas de Prazeres e os resultados relativos à pressão limite são os que mostra a Figura 6.20.

A figura mostra que os valores obtidos pelos dois tipos de ensaio para cada local se ajustam razoavelmente bem, em particular no caso da Baixa-Chiado, em que estes são bastante próximos. Para os restantes locais há alguns resultados mais discrepantes embora haja também menos resultados de SBPT disponíveis.

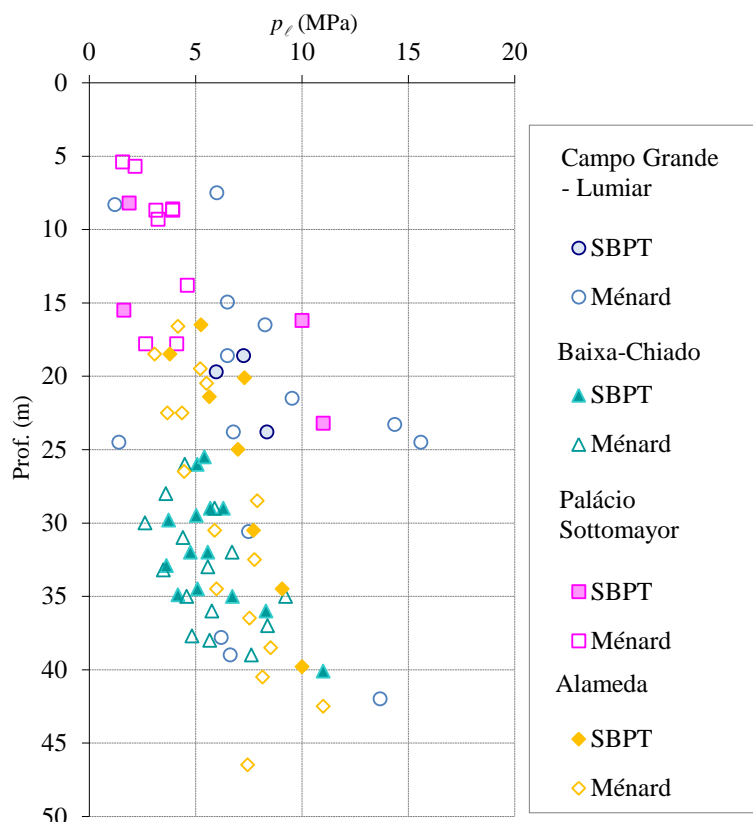


Figura 6.20 - Pressão limite obtida em ensaios com o pressiómetro autopercussor e com o pressiómetro de Ménard nas Camadas de Prazeres

### 6.3.6 Comentário final

Apesar de o SBPT ter bastante potencial na medida em que o equipamento perturba pouco o solo ao penetrar, há alguma preocupação em saber se os parâmetros que o ensaio fornece são de confiança (Penumadu & Chameaud, 1997). Esta preocupação surge em especial para a resistência não drenada, cuja grandeza é substancialmente mais elevada quando avaliada a partir do SBPT do que a partir doutros ensaios de campo, como por exemplo o *vane test* para solos moles (Silvestri & Diab, 2001; Silvestri, 2003), e de laboratório sobre amostras de grande qualidade (Aubeny *et al.*, 2000).

Importa analisar os fatores que influenciam a resistência não drenada medida nos ensaios SBPT. Os principais aspetos a considerar prendem-se com as dimensões finitas da membrana, as alterações nas características do solo aquando da instalação do equipamento e a consideração de uma única curva tensão-deformação para o solo.

Os equipamentos mais antigos apresentavam razões entre o comprimento da membrana ( $L$ ) e o seu diâmetro ( $D$ ) muito baixas, frequentemente inferiores a 4 (Silvestri & Diab, 2001). Baguelin *et. al* (1978) referem que se forem utilizados equipamentos com maiores relações entre o comprimento e o diâmetro da membrana parte da discrepância entre os resultados de diferentes ensaios pode ser vencida. Os valores de  $c_u$  provenientes de uma sonda com razão  $L/D$  igual a 2 são uma a duas vezes e meia superiores aos valores medidos no mesmo local mas usando um equipamento com  $L/D$  igual a 4 (Aubeny *et al.*, 2000). Análises numéricas efetuadas por diversos autores para estudar este efeito indicam que em equipamentos com razões  $L/D$  de 6 as dimensões finitas sobrestimam os valores teóricos de  $c_u$ , ou seja os que correspondem à hipótese de comprimento infinito, em 1,14 a 1,50 vezes, para a hipótese de comportamento elástico-perfeitamente plástico (Silvestri, 2003). Outros resultados (Houlsby & Carter, 1993) mostram que para pressiómetros com comprimento finito a relação entre a pressão da membrana e o logaritmo da extensão radial é não linear, e a sua curvatura aumenta com o aumento da extensão radial. Consequentemente, a determinação de  $c_u$  a partir do declive daquela relação é questionável, já que este varia com a extensão. Houlsby & Carter (1993) referem que a escolha do nível de deformação para o qual se deverá determinar a resistência não drenada é assim puramente arbitrária.

No caso dos ensaios tratados neste estudo a sonda utilizada apresenta 53 cm de comprimento, ou seja, uma razão  $L/D$  igual a 6.

Quanto à instalação do equipamento, Benôit & Clough (1986) referem que a consideração de baixas pressões de contacto da membrana com o solo, ou seja de pressões de *lift-off* inferiores às tensões totais horizontais de repouso, está associada a elevadas estimativas de  $c_u$ .

No caso de solos que exibam endurecimento a ocorrência de sobrecavação pode conduzir a que a resistência não drenada seja sobrestimada em 100 % (Silvestri, 2004). A taxa de extração de solo e o tamanho da cabeça de corte são também fatores que condicionam os valores de *lift-off* medidos e consequentemente a resistência não drenada estimada, sendo esta tanto maior quando maior for aquela taxa. Este aspeto foi também estudado por Baguelin *et.al* (1978) que avaliaram analiticamente os efeitos da alteração das propriedades do solo ao considerar um anel de solo com menor resistência e rigidez na zona adjacente à membrana. Os

resultados destas análises apontam para pequenos aumentos na resistência não drenada medida a partir das curvas de expansão.

Por fim, e não menos importante, a consideração de uma única curva tensão-deformação pode não corresponder totalmente ao que acontece no campo devido à possibilidade de ocorrer alguma drenagem durante a expansão e contração da membrana e de o comportamento ser dependente do estado de deformação (Aubeny *et al.*, 2000). Importa então, na análise dos resultados dos ensaios pressiométricos, e em particular na determinação da resistência não drenada, ter em consideração a distribuição das tensões e as suas trajetórias<sup>36</sup> para poder identificar zonas onde poderá ocorrer a rotura progressiva do solo, condicionando a interpretação dos resultados dos ensaios (Silvestri & Diab, 2001; Silvestri, 2003).

Relativamente aos resultados tratados para as Camadas de Prazeres julga-se pertinente referir os aspetos que parecem influenciar os valores medidos. O primeiro prende-se com a sobrecavação, que apesar de aparecer descrita em apenas um ensaio, cujos resultados não foram considerados, pode ter ocorrido em mais ensaios, ainda que parcialmente, já que até atingir a pressão de *lift-off* algumas curvas apresentam extensões com alguma expressão. As extensões medidas antes de ser ter a membrana em contacto com as paredes do furo são muito condicionadas pela natureza dos solos desta unidade, que mesmo nas camadas de argila mais franca exibem inclusões calcárias ou ferrosas com dimensões consideráveis face à matriz argilosa em que se inserem.

Outro aspeto que importa realçar tem a ver com a questão do comportamento não drenado. Tratando-se de solos argilosos e de ensaios realizados em períodos de tempo relativamente curtos, seria expectável que o carregamento do solo se processasse em condições não drenadas. Esta é de facto a hipótese que serve de base à estimativa da resistência não drenada. No entanto, a observação das curvas de expansão quando se representa a extensão radial da cavidade em escala logarítmica mostra que o comportamento do solo não é completamente não drenado. Se o fosse, esta representação forneceria uma reta a partir de determinados níveis de tensão, e o que se verifica é que essa linearidade nem sempre existe.

A modelação numérica deste ensaios, e a tentativa de os reproduzir utilizando modelos constitutivos conhecidos, foi tentada através de um modelo baseado na relação tensão-extensão do tipo hiperbólico distorcido e incorporado no código de elementos finitos CAMFE (Fahey & Carter, 1993). Este código utiliza o modelo Cam-clay Modificado para modelar a drenagem e a

---

36 As trajetórias de tensões totais podem ser determinadas a partir das coordenadas  $s$  e  $t$ , obtidas através

das tensões totais radial ( $\sigma_r = \psi$ ) e tangencial ( $\sigma_t = \psi - 2\tau$ ), com  $\tau = \gamma \frac{d\psi}{d\gamma}$  e  $\psi = \sigma_{h0} + \Delta\psi$

consolidação que ocorre durante o ensaio, desde que seja conhecida a permeabilidade do solo (Goh & Fahey, 2010). A drenagem depende do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ), da rigidez ( $\lambda$ ,  $\kappa$  e  $G$ ) e da tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ).

No caso dos ensaios das Camadas de Prazeres não eram conhecidos os excessos de pressão neutra gerados durante o ensaio, porque essa grandeza não foi medida, o que impossibilitou a aplicação deste código de elementos finitos.

## 6.4 Ensaios sísmicos entre furos (CHT)

### 6.4.1 Introdução

Neste estudo foram tratados 12 perfis de ensaios sísmicos entre furos, sendo 2 relativos às Camadas de Prazeres, 8 referentes às Argilas do Forno do Tijolo e 2 relativos às Argilas Azuis de Xabregas, embora para esta unidade os resultados disponíveis consistam apenas em velocidades de propagação de ondas de compressão (ondas P).

Os resultados dos ensaios compreendem as velocidades de propagação das ondas de corte, ou ondas S ( $V_s$ ), e das ondas de compressão, ou ondas P ( $V_p$ ), medidas a diferentes profundidades. Uma vez que os níveis de deformação envolvidos nestes ensaios são muito pequenos, da ordem dos  $10^{-6}$ , é legítimo admitir que os solos apresentam comportamento elástico linear, pelo que a velocidade de propagação das ondas S se pode relacionar com o módulo de distorção máximo ou elástico do solo ( $G_0$ ), de acordo com:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 = \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2 \quad 6.23$$

em que  $\rho$  representa a massa volúmica total do solo à profundidade do ensaio e  $g$  representa a aceleração da gravidade.

Com base na velocidade de propagação das ondas de compressão ( $V_p$ ) é possível determinar o coeficiente de Poisson ( $\nu_{din}$ ), frequentemente aplicado em análises dinâmicas, através da aplicação da expressão teórica:

$$\nu_{din} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1} \quad 6.24$$

A partir do conhecimento do módulo de distorção máximo ( $G_0$ ) e do coeficiente de Poisson ( $\nu_{din}$ ) pode determinar-se o módulo de elasticidade correspondente ( $E_0$ ) utilizando a expressão:

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G_0$$

6.25

### 6.4.2 Camadas de Prazeres

Relativamente às Camadas de Prazeres, reuniram-se 2 perfis de resultados de ensaios realizados no túnel rodoviário (não construído) da Câmara Municipal de Lisboa entre a Praça do Comércio e o Cais do Sodré, em dois pares de furos de sondagem, a profundidades que variaram entre 26 m e 38 m. O nível freático neste local foi encontrado a cerca de 3 m de profundidade, e os ensaios SPT forneceram 60 ou mais golpes a partir dos 30 m de profundidade.

A Figura 6.21 mostra os resultados dos ensaios SPT realizados no local, bem como os perfis de velocidades de propagação das ondas sísmicas, referentes a um dos perfis obtidos. O valor de  $N_{SPT}$  que se apresenta foi extrapolado para atender à penetração do modo descrito para os ensaios com o pressiómetro de Ménard, dado pelas equações 6.10 e 6.11. Pode verificar-se que a velocidade de propagação das ondas S apresenta pouca dispersão, exibindo um ligeiro aumento com a profundidade, praticamente linear, o que vai de encontro aos resultados dos ensaios SPT e reflete o efeito do aumento da tensão efetiva (Teachavorasinskun & Lukkunaprasit, 2004). No que respeita às ondas P, os resultados são bastante consistentes em profundidade, e permitiram obter coeficientes de Poisson muito próximos de 0,5, confirmando que àquelas profundidades o solo está saturado.

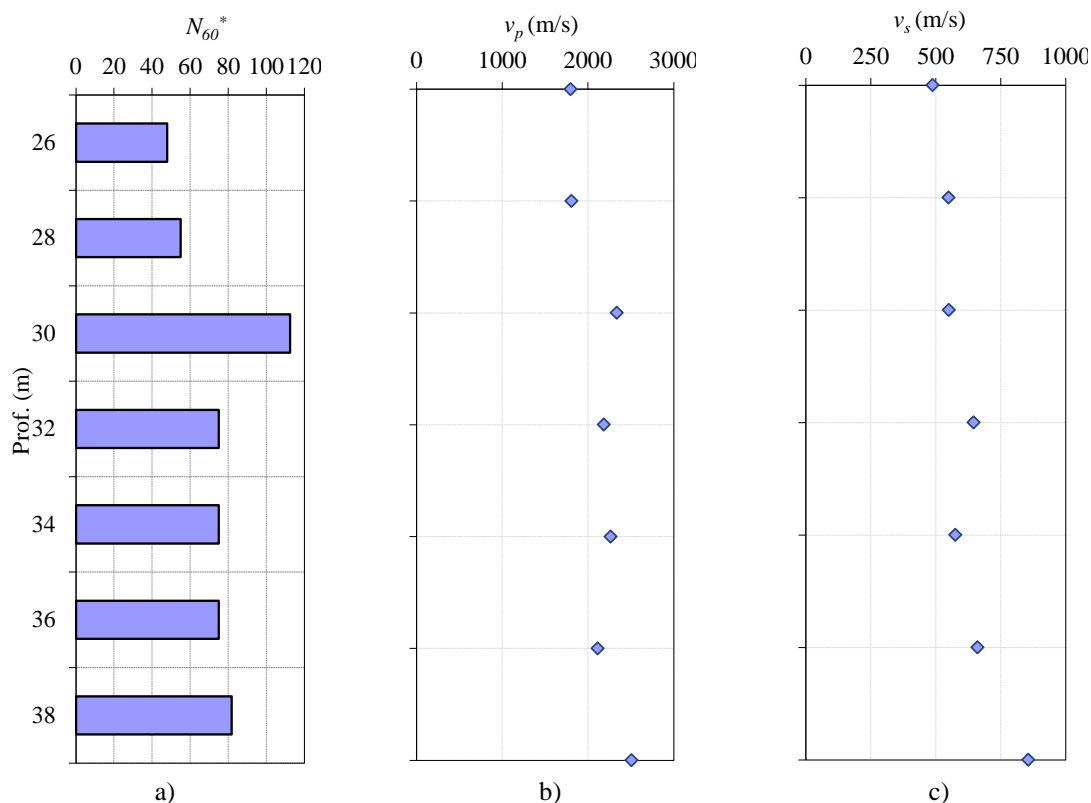


Figura 6.21 – Resultados dos ensaios *Cross-hole* realizados nas Camadas de Prazeres: a)  $N_{60}^*$ ; b) velocidade de propagação das ondas P; c) velocidade de propagação das ondas S

A Figura 6.22 mostra os valores do módulo de distorção máximo, do coeficiente de Poisson e do módulo de elasticidade máximo. O módulo de distorção máximo, função da velocidade de propagação das ondas S, apresenta também tendência para aumentar em profundidade, e varia entre 400 MPa e 1500 MPa. No que respeita ao módulo de elasticidade, os valores variaram entre 1100 MPa e 4300 MPa, com tendência para aumentar em profundidade. Para as Camadas de Prazeres os elementos tratados não incluíram mais resultados de ensaios sísmicos entre furos. No entanto, foram efetuados outros ensaios no campo experimental escolhido para este trabalho, que se apresentam adiante no capítulo 8. A comparação destes com os novos resultados remete-se para esse capítulo.

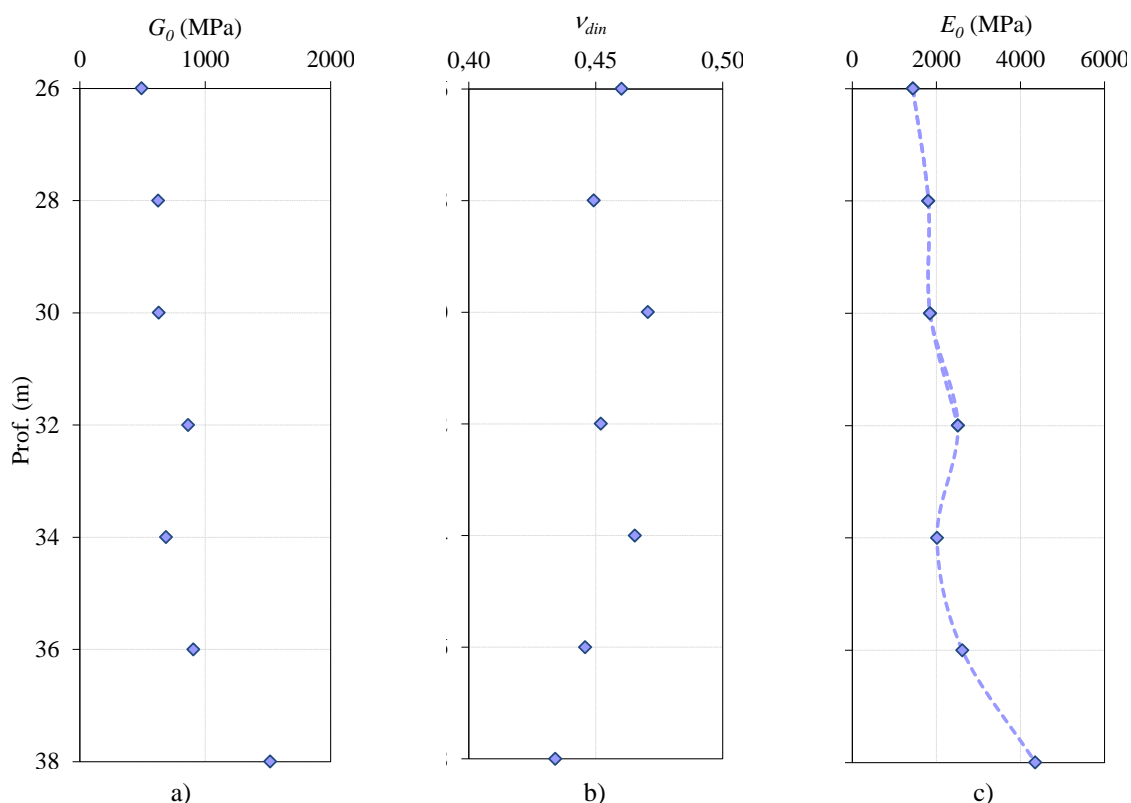


Figura 6.22 – Resultados dos ensaios *Cross-hole* realizados nas Camadas de Prazeres: a) módulo de distorção máximo ( $G_0$ ); b) coeficiente de Poisson ( $v_{din}$ ); c) módulo de elasticidade ( $E_0$ )

### 6.4.3 Argilas do Forno do Tijolo

Para as Argilas do Forno do Tijolo foram reunidos 8 perfis de resultados de ensaios sísmicos entre furos: 2 perfis realizados no novo Estádio José de Alvalade entre 6 m e 20 m de profundidade, e 6 perfis no Terreiro do Paço, a profundidades que variaram entre 24 m e 48 m. Em ambos os locais foram realizados ensaios SPT.

No Estádio José de Alvalade foi detetada a presença o nível freático entre 1,5 m e 4 m de profundidade, pelo que a unidade Argilas do Forno do Tijolo se encontrou sempre saturada. Na Figura 6.23 mostram-se os resultados dos ensaios SPT extrapolados para atender à

penetração, a par com as velocidades de propagação das ondas S e P dos ensaios sísmicos entre furos.

No que respeita às ondas S, as velocidades de propagação, embora superiores no perfil S2-S2A, são mais variáveis neste do que no perfil S6-S6A. As oscilações encontradas podem dever-se às intercalações gresosas e aos fragmentos fósseis detetados nas sondagens. Relativamente às ondas de compressão (ondas P), os perfis de velocidade obtidos nos dois pares de furos são bastante semelhantes.

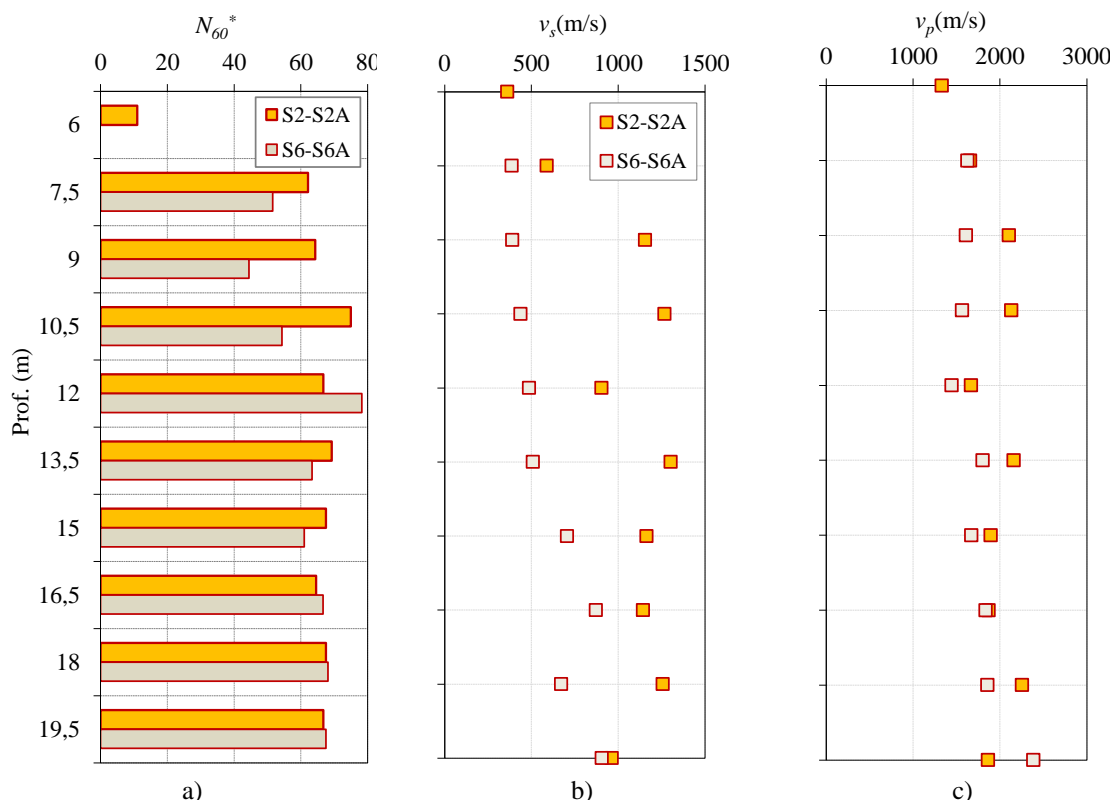


Figura 6.23 – Resultados dos ensaios *Cross-hole* realizados nas Argilas do Forno do Tijolo, no local do novo Estádio José de Alvalade: a)  $N_{SPT}$ ; b) velocidade de propagação das ondas S; c) velocidade de propagação das ondas P

A Figura 6.24 mostra o módulo de distorção máximo, o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade máximo obtidos no mesmo local. O módulo de distorção máximo varia entre 300 MPa e 3600 MPa, e apresenta alguma dispersão, em particular no caso dos ensaios S2-S2A. O coeficiente de Poisson é próximo de 0,5, particularmente no caso dos ensaios entre S6 e S6A, o que está de acordo com a posição do nível freático identificada pelas sondagens. Quanto ao módulo de elasticidade, os resultados mostram que os ensaios forneceram limites à esquerda e à direita para este parâmetro, sendo possível no caso de S6-S6A detetar tendência clara para este parâmetro aumentar em profundidade.



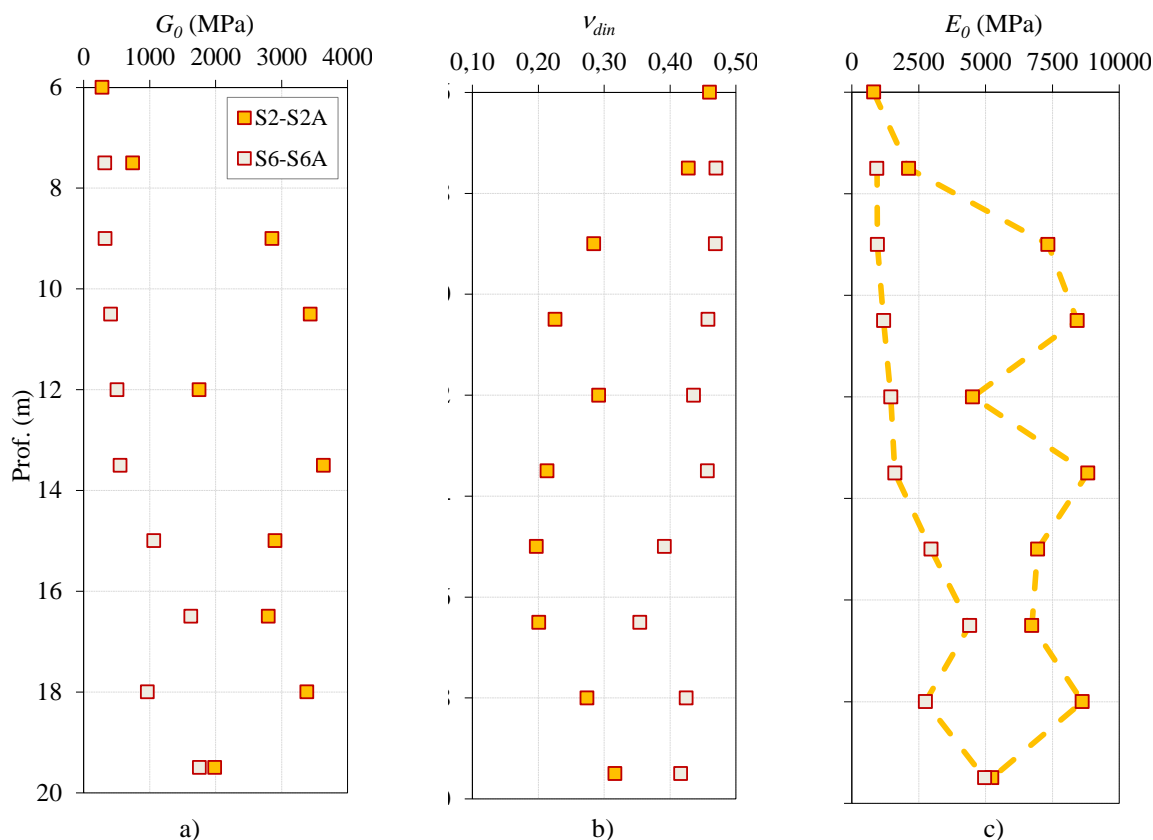


Figura 6.24 – Resultados dos ensaios *Cross-hole* realizados nas Argilas do Forno do Tijolo, no local do novo Estádio José de Alvalade: a) módulo de distorção máxima ( $G_0$ ); b) coeficiente de Poisson ( $v_{din}$ ); c) módulo de elasticidade ( $E_0$ )

Em relação à Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa, os resultados dos ensaios sísmicos entre furos, apesar de algumas oscilações, não são muito diferentes entre si. O nível freático situa-se sempre acima das Argilas do Forno do Tijolo, pelo que também neste local esta unidade se pode considerar saturada. Tratando-se de ensaios realizados entre seis pares de furos de sondagem julgou-se mais compreensível uma interpretação conjunta dos resultados, como ilustra a Figura 6.25.

Relativamente aos ensaios SPT, os resultados que se ilustram na Figura 6.25a correspondem aos valores médios do número de golpes a cada profundidade, extrapolados para atender à penetração. A observação conjunta do perfil de velocidades  $V_s$  e dos resultados dos ensaios *SPT* permite encontrar uma linha curva que limita as velocidades e descreve os aumentos e diminuições em profundidade que ocorrem em  $N_{SPT}$ , como procura mostrar a linha a tracejado nas Figura 6.25a e Figura 6.25b.

Os restantes parâmetros que se obtêm destes ensaios apresentam-se na Figura 6.26. Os valores do módulo de distorção máxima variam entre 300 MPa e 2350 MPa, sendo os valores mais elevados entre 33 m e 39 m relativos ao mesmo par de furos. Não é possível identificar tendência clara de variação em profundidade, embora por serem função de  $V_s$  se possa considerar para os módulos de distorção um limite superior semelhante ao esboçado para

aquelas velocidades. Para ilustrar esta semelhança mostram-se na Figura 6.26a e 6.26c as mesmas linhas tracejadas apresentadas na figura anterior.

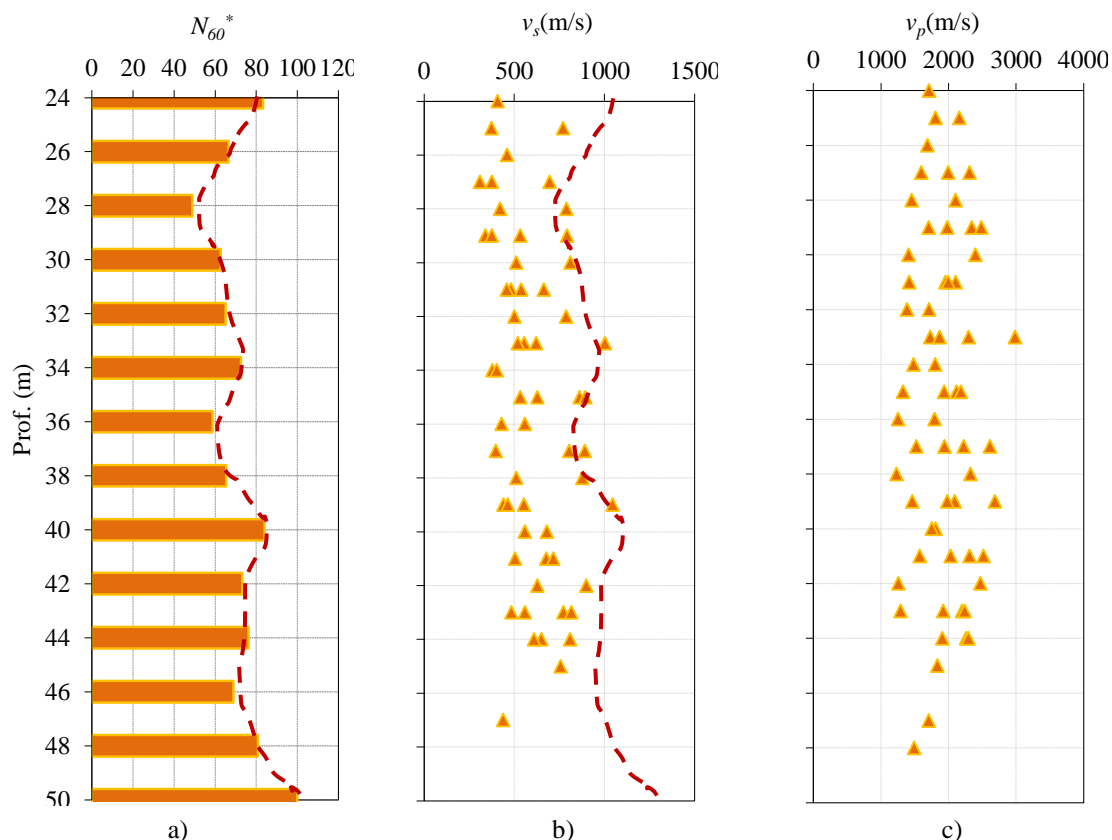


Figura 6.25 – Resultados dos ensaios *Cross-hole* realizados nas Argilas do Forno do Tijolo, no local da Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa: a)  $N_{60}^*$ ; b) velocidade de propagação das ondas S; c) velocidade de propagação das ondas P

A maior parte dos valores do coeficiente de Poisson situa-se entre os 0,40 e 0,50, como seria de esperar tendo em conta a posição do nível freático, embora em alguns ensaios se tenha obtido valores mais baixos. Quanto ao módulo de elasticidade, a Figura 6.26c mostra a tracejado cor-de-laranja os limites mínimo e máximo obtidos e permite concluir que as maiores variações ocorrem para o valor máximo, o que decorre de valores elevados de  $G_0$  associados a valores também elevados de  $v_{din}$ .

Para os dois locais que interessam a formação Argilas do Forno do Tijolo, os resultados apresentam-se de um modo geral bastante concordantes entre si. Note-se, no entanto, que no Estádio de Alvalade os valores da velocidade de propagação das ondas S e do módulo de distorção máximo ( $G_0$ ) foram em muitos casos maiores do que no Terreiro do Paço. Importa notar que estes valores mais elevados, que correspondem a  $V_s$  maiores que 1000 m/s, foram medidos no mesmo par de furos de sondagem, pelo que poderão resultar de alguma particularidade local, e não ser por isso representativos da unidade geológica em questão. Para além disso, os dois locais estudados estão geograficamente bastante afastados entre si, pelo que as diferenças observadas poderão ser devidas à variabilidade dos depósitos naturais.

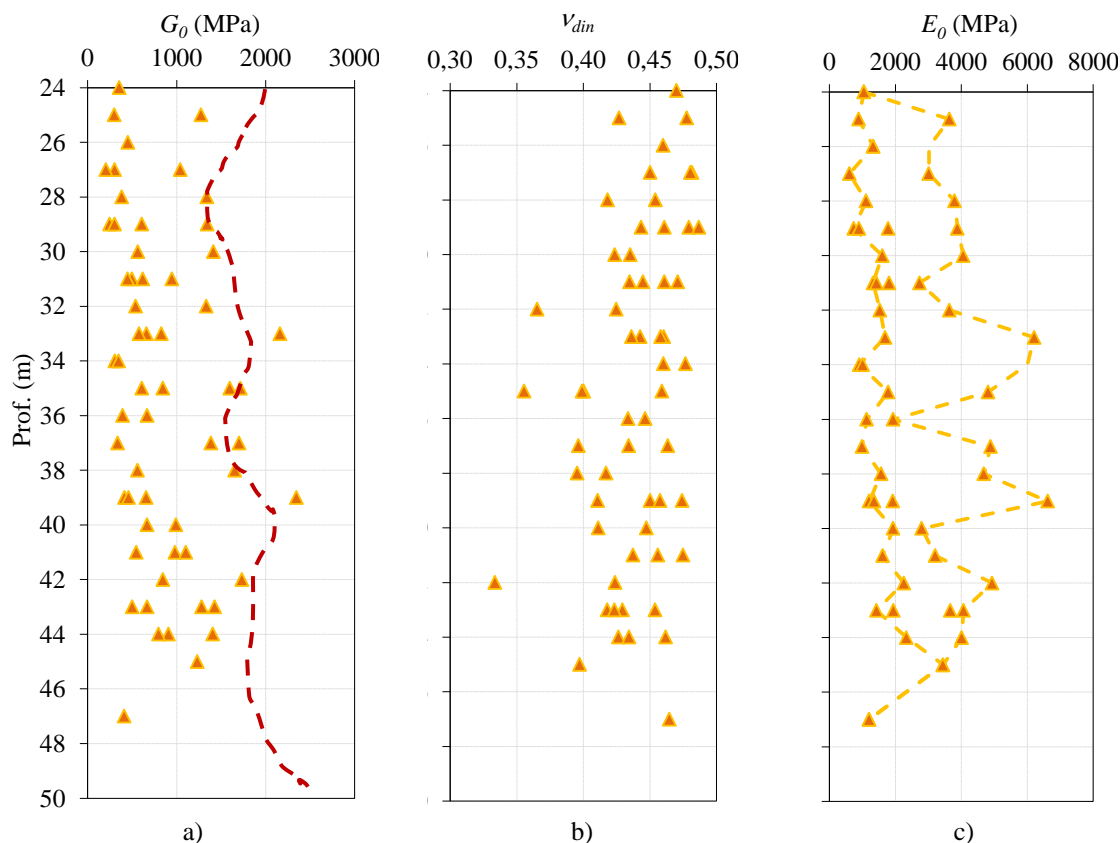


Figura 6.26 – Resultados dos ensaios *Cross-hole* realizados nas Argilas do Forno do Tijolo, no local da Estação Terreiro do Paço do Metropolitano de Lisboa: a) módulo de distorção máximo ( $G_0$ ); b) coeficiente de Poisson ( $v_{din}$ ); c) módulo de elasticidade ( $E_0$ )

#### 6.4.4 Conclusões

O conjunto de resultados de ensaios sísmicos entre furos obtidos para as unidades Camadas de Prazeres e Argilas do Forno do Tijolo ilustra-se na Figura 6.27. Em relação à velocidade de propagação das ondas P mostram-se também os resultados de quatro ensaios realizados nas Argilas Azuis de Xabregas, na central de Incineração de Beirolas, concelho de Loures.

Pode verificar-se que, independentemente da unidade a que se referem, os resultados são bastante consistentes. Limitados a tracejado estão os valores mais altos de  $V_s$  e de  $G_0$  relativos ao Estádio de Alvalade, que como foi já referido poderão não ser representativos da unidade Argilas do Forno do Tijolo. Em relação às Argilas Azuis de Xabregas as velocidades de propagação das ondas P mostram tendência para aumentar em profundidade e a sua ordem de grandeza é muito semelhante à das restantes unidades. Quanto às Camadas de Prazeres, tanto as velocidades de propagação das ondas sísmicas como os valores de  $G_0$  obtidos enquadram-se bastante bem no conjunto, podendo quase confundir-se para as mesmas profundidades.

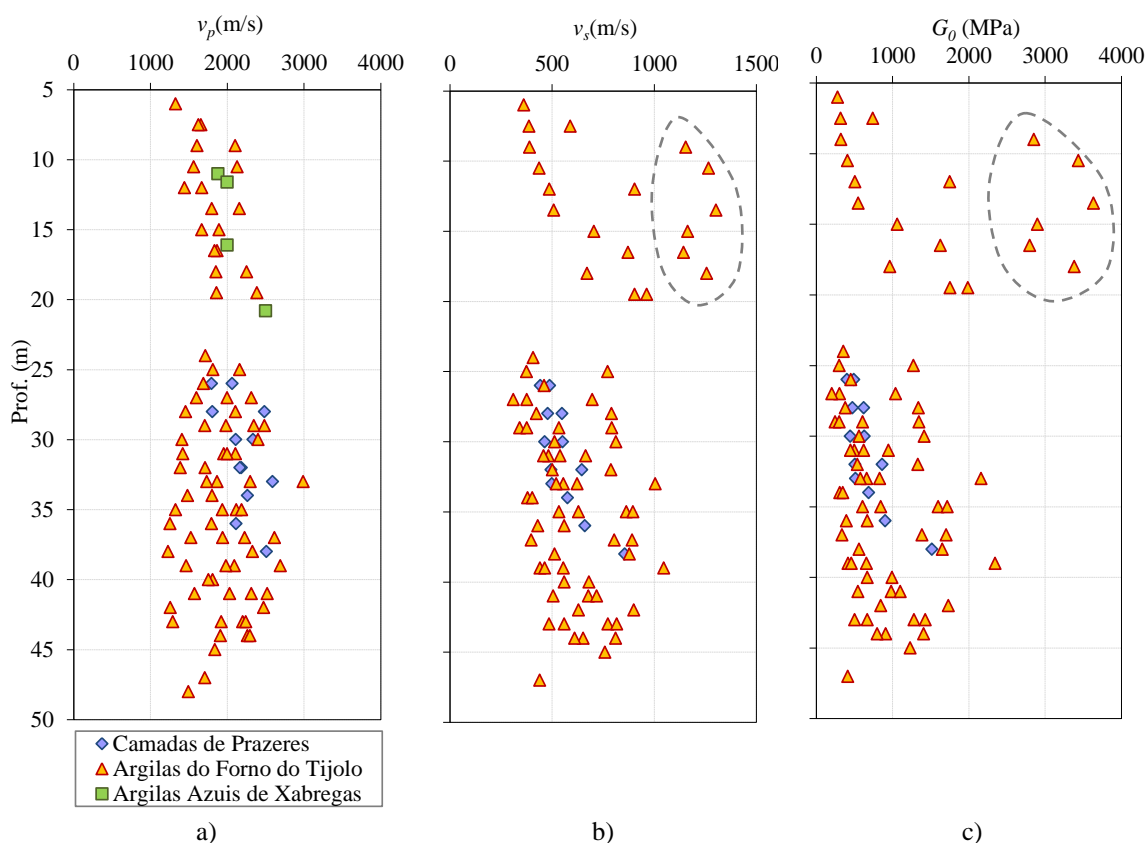


Figura 6.27 – Resultados dos ensaios *Cross-hole* realizados nas Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas: a) velocidade de propagação das ondas *P*; b) velocidade de propagação das ondas *S*; c) módulo de distorção máximo ( $G_0$ )

É possível estabelecer para os perfis tratados retas que definem o crescimento linear em profundidade da velocidade de propagação das ondas de corte, embora tanto a taxa de crescimento de  $V_s$  com a profundidade,  $z$ , como o seu valor inicial seja variável de local para local. O Quadro 6.2 inclui as equações das retas obtidas por regressão linear e o respetivo coeficiente de determinação. No caso dos resultados do Terreiro do Paço, as retas apresentadas correspondem aos limites inferior e superior para a evolução em profundidade de  $V_s$ , pelo que o coeficiente de determinação não foi calculado.

Quadro 6.2 – Equações que descrevem o crescimento linear de  $V_s$  em profundidade

Unidade/local	Local	$V_s$	Coefficiente de determinação
Camadas de Prazeres	Túnel rodoviário	$V_s(z) = 18,8 \cdot z + 20$	$R^2 = 0,71$
		$V_{s,max}(z) = 8,8 \cdot z + 55$	n/a
Argilas do Forno do Tijolo	Terreiro do Paço	$V_{s,min}(z) = 25,7 \cdot z + 47$	n/a
	Estádio de Alvalade	$V_s(z) = 41,3 \cdot z + 40$	$R^2 = 0,92$

Importa realçar que pode depender de diversos aspetos, entre os quais a plasticidade do solo (Teachavorasinskun & Lukkunaprasit, 2004). No entanto, os resultados de ensaios de identificação disponíveis para os locais interessados neste estudo não mostram diferenças nos valores de  $I_p$  que possam justificar as observadas nas velocidades  $V_s$ .

Nos locais onde se realizaram ensaios sísmicos entre furos não foram realizados outros ensaios de campo para além dos ensaios SPT, pelo que se procurou estabelecer uma relação entre os resultados dos dois tipos de ensaio.

A Figura 6.28 mostra a relação entre o módulo distorcional máximo e o número de golpes do ensaio SPT, para as Camadas de Prazeres e para as Argilas do Forno do Tijolo. A considerável dispersão de resultados, quer para um quer para o outro parâmetro, não permitiu obter uma boa regressão entre eles, pelo que se considerou mais adequado estabelecer limites para os valores máximo e mínimo do módulo distorcional máximo para cada unidade. Os limites inferior e superior para  $G_0$  para as Camadas de Prazeres englobam todos os resultados tratados e são dados por:

$$G_{0,\min} = 50 \cdot (N_{60}^*)^{0,49} \quad 6.26$$

e

$$G_{0,\max} = 1,15 \cdot (N_{60}^*)^{1,65} \quad 6.27$$

Para as Argilas do Forno do Tijolo, os limites definidos por:

$$G_{0,\min} = 37,13 \cdot (N_{60}^*)^{0,55} \quad 6.28$$

e

$$G_{0,\max} = 0,93 \cdot (N_{60}^*)^{1,90} \quad 6.29$$

permitem englobar 91 % dos resultados.

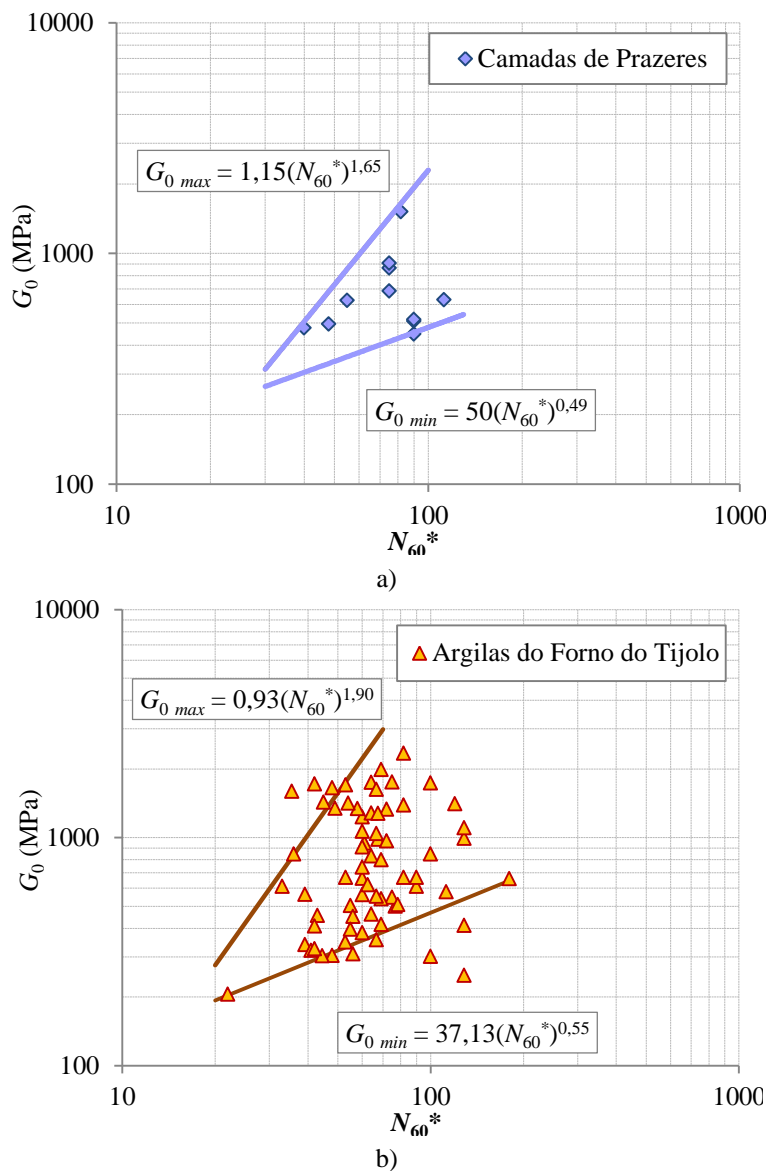


Figura 6.28 – Módulo distorcional máximo obtido nos ensaios sísmicos entre furos em função do  $N_{60}^*$  e limites inferior e superior estabelecidos para a relação entre  $G_0$  e  $N_{60}^*$ : a) Camadas de Prazeres; b) Argilas do Forno do Tijolo

# 7

## CAMPO EXPERIMENTAL - ENSAIOS DE LABORATÓRIO

### 7.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se os resultados dos ensaios laboratoriais sobre amostras da unidade Camadas de Prazeres recolhidas em bloco num campo experimental escolhido para o efeito. Os ensaios laboratoriais foram realizados nos laboratórios de geotecnia da FEUP e da FCTUC, e incluem ensaios triaxiais de compressão com consolidação isotrópica para diversas tensões de consolidação, ensaios triaxiais de extensão e ensaios edométricos realizados no edómetro clássico e no edómetro de alta pressão para estabelecer os valores da tensão de pré-consolidação e os respetivos graus de sobreconsolidação.

Os ensaios triaxiais foram realizados para diferentes tensões de consolidação, com vista a permitirem caracterizar a envolvente de rotura para este solo. As tensões de consolidação mais baixas foram escolhidas de modo a aproximarem as tensões efetivas em repouso, e estes ensaios foram realizados em três câmaras triaxiais clássicas, dotadas de instrumentação interna e externa, possibilitando também a caracterização da rigidez. Os ensaios com tensões mais elevadas foram realizados numa câmara triaxial de alta pressão existente no Laboratório de Geotecnia da FEUP



e as tensões foram definidas de modo a garantir um carregamento em ramo virgem. Estes ensaios foram também dotados de instrumentação interna.

Em relação aos ensaios edométricos, foram realizados dois num edómetro clássico sobre amostras recolhidas em direções ortogonais para identificar e aferir a anisotropia deste solo, e outros dois no edómetro de alta pressão do Laboratório de Geotecnia da FCTUC, já referenciado no capítulo 5, e que possibilita a aplicação de tensões máximas da ordem dos 24 MPa. Os parâmetros de compressibilidade e de consolidação foram determinados através destes ensaios.

Para além dos ensaios sobre amostras intactas, foram ainda realizados ensaios edométricos e triaxiais sobre amostras reconstituídas com vista a estabelecer a sensibilidade deste solo e a clarificar o efeito do *fabric* e da microestrutura no seu comportamento.

## 7.1 Amostragem intacta

### 7.1.1 Campo experimental

O campo experimental escolhido para a recolha de amostras e realização de ensaios *in situ* está situado em Lisboa, na Av. Visconde Valmor n.ºs 54 - 58, onde a empresa Teixeira Duarte irá construir um edifício de habitação multifamiliar. O projeto deste edifício inclui três caves e seis pisos elevados, envolvendo uma escavação com 25,0 m de largura por 27,0 m de comprimento e cerca de 10 m de profundidade. A Figura 7.1 mostra a localização do campo.

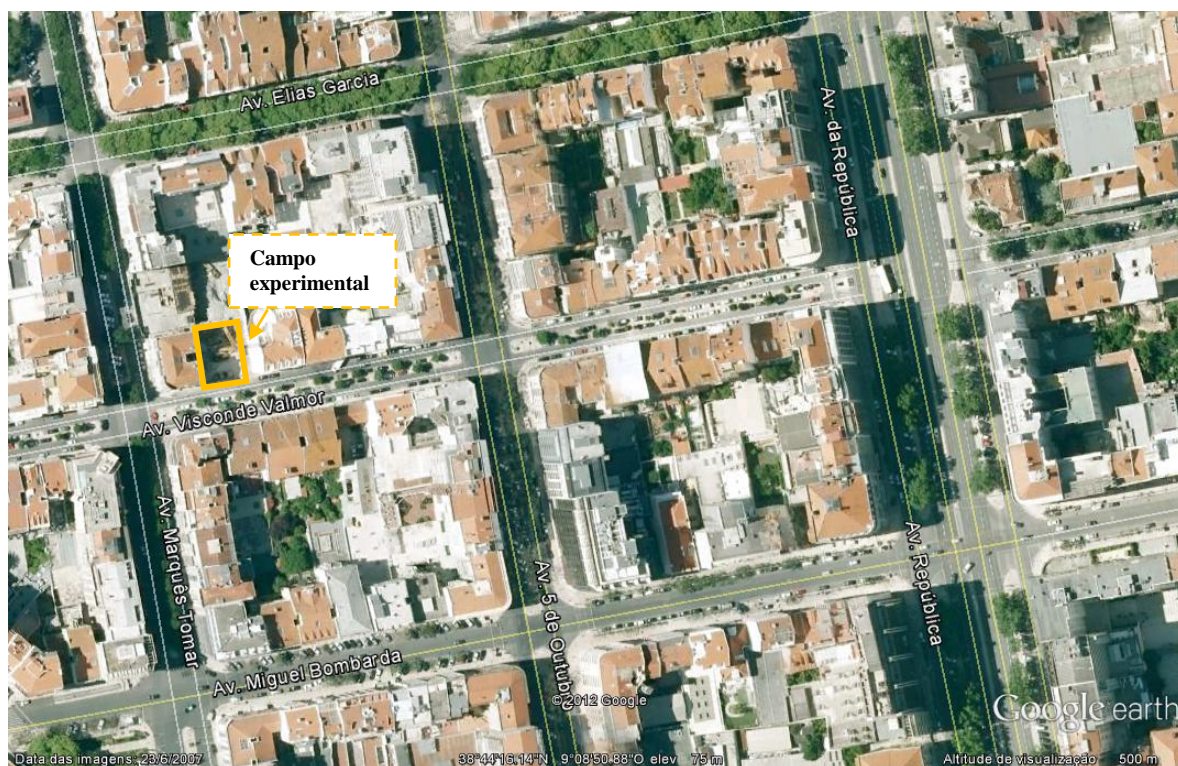


Figura 7.1 – Localização do Campo Experimental



A análise de dois relatórios geológico-geotécnicos relativos a obras situadas nos cruzamentos da Av. 5 de Outubro com a Av. Elias Garcia e com a Av. Miguel Bombarda, sugeria que nessa zona a unidade Camadas de Prazeres surgia a uma profundidade relativamente baixa, de cerca de 3,0 m, pelo que o local pareceu bastante favorável à realização de ensaios de campo e à recolha de amostras em bloco para ensaios laboratoriais, conforme se pretendia com este trabalho. A ideia inicial consistia em aproveitar a escavação para fazer a recolha de blocos a diferentes profundidades. No entanto, por motivos alheios a este trabalho, a obra não se iniciou atempadamente e foi necessário recolher os blocos a partir de um poço aberto para o efeito.

### 7.1.2 Recolha de amostras em bloco

A recolha de amostras em bloco foi realizada a partir de um poço com 4,0 m de profundidade aberto por uma retroescavadora. A unidade Camadas de Prazeres foi identificada a partir de 3,5 m de profundidade, com o aparecimento de uma camada de solo com coloração distinta da camada superficial e com textura de material plástico, como mostra a Figura 7.2.



Figura 7.2 – Aspeto da vala correspondente ao início da escavação do poço com identificação unidade Camadas de Prazeres

Após escavado um poço com dimensões que possibilitassem o trabalho no seu interior, foi escavada uma vala, a partir da qual foram cuidadosamente talhados dois blocos paralelepípedicos com 35 cm de lado e 30 cm de altura. Inicialmente definiram-se dois blocos com dimensões superiores às pretendidas, que em seguida foram cuidadosamente esculpidos até se obterem faces lisas com dimensões iguais ou muito próximas das dimensões das caixas de madeira preparadas para o efeito. Uma vez talhados, os blocos foram envolvidos em película aderente para que conservassem o seu teor em água natural. Depois de introduzidas as caixas de madeira, foi feito um corte inferior no terreno afastado do limite da caixa para remover cada bloco, e talhada a última face. Antes de fechar a caixa, colocou-se mais película aderente na

última superfície talhada e os espaços livres entre a caixa e o bloco foram preenchidos com areia seca, de modo a limitar a ocorrência de descompressão. A Figura 7.3 ilustra a sequência descrita.

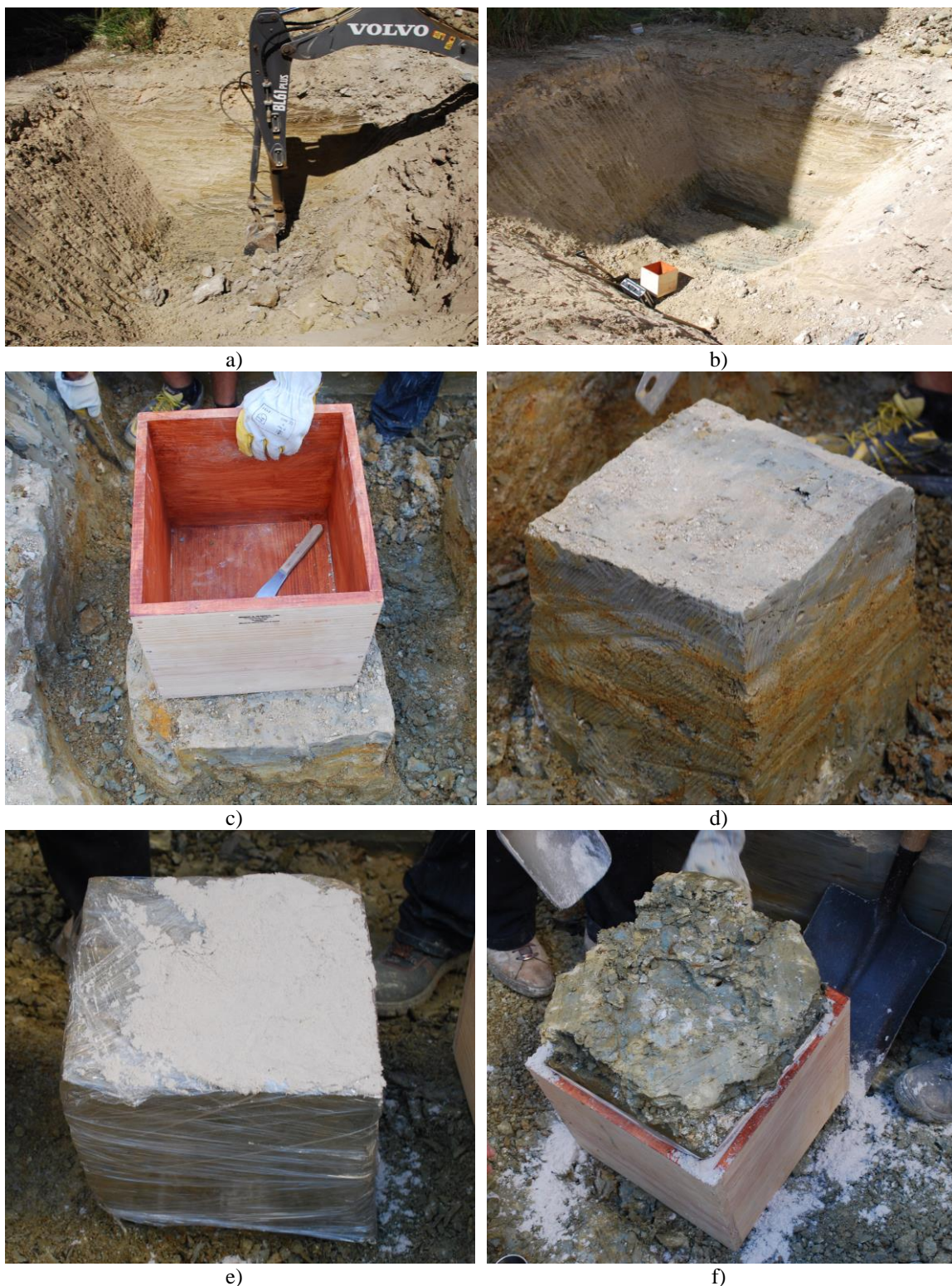


Figura 7.3 – Recolha de amostras em bloco: a) escavação do poço; b) abertura de vala no interior do poço; c) marcação do bloco a talhar; d) bloco totalmente esculpido; e) proteção do bloco com película aderente e colocação de areia fina na base; f) corte da face inferior do bloco



### 7.1.3 Subamostragem

Para limitar a descompressão do solo nos blocos e preparar as amostras para os ensaios triaxiais e edométricos, foi necessário subamostrar o material, usando tubos de aço inox com 50 mm e 70 mm de diâmetro. As amostras foram talhadas do bloco para os tubos amostradores e em seguida armazenadas numa câmara húmida, devidamente protegidas de modo a conservarem o teor em água.

Este processo foi bastante lento e revestiu-se de alguma dificuldade devido à presença de conchas, cascões e intercalações de óxidos de ferro que frequentemente provocavam a separação de pedaços de solo da massa a subamostrar. Estas heterogeneidades são conhecidas e correspondem a variadas descrições visuais dos solos desta unidade. Com efeito, mesmo nas zonas de argila mais franca, foi possível observar interrupções da matriz argilosa por níveis ferrosos. A Figura 7.4 mostra algumas imagens do processo de subamostragem.

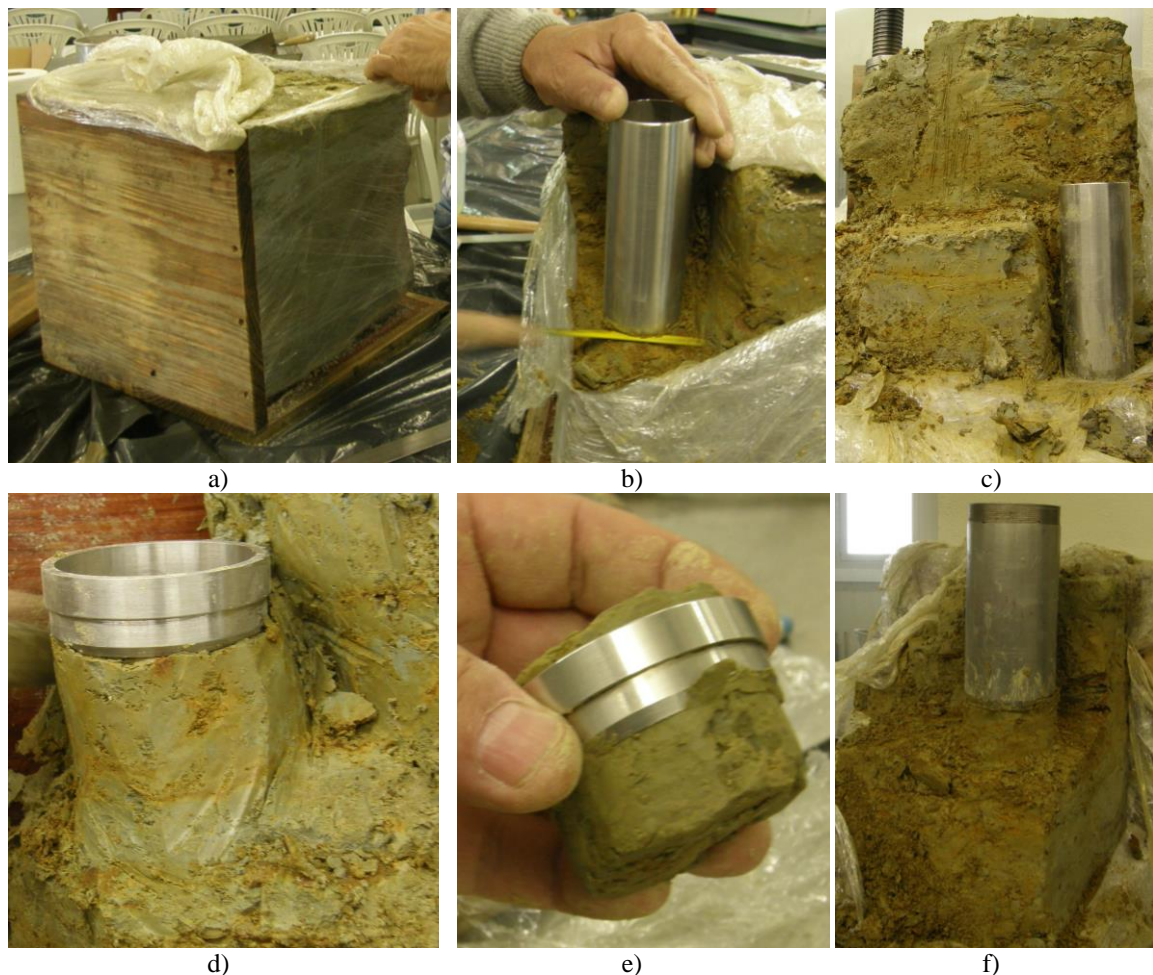


Figura 7.4 – Subamostragem no Laboratório de Geotecnia da FEUP: a) abertura do bloco; b) extração de um tubo amostrador com 50 mm de diâmetro; c) aspeto heterogéneo do bloco; d) extração para anel edométrico; e) anel do ensaio edométrico; f) extração de tubo amostrador com 70 mm de diâmetro

Os amostradores de 50 mm foram utilizados para as câmaras triaxiais clássicas e *stress path*, e nos tubos com 70 mm recolheram-se as amostras para ensaiar na câmara de alta pressão.

Durante o processo de subamostragem foram ainda recolhidas amostras para os ensaios edométricos. Foram empregues três anéis edométricos, com 50 mm de diâmetro para o ensaio no edómetro de alta pressão da FCUT, e dois anéis com 75 mm, talhados em direções ortogonais, para as células clássicas da FEUP.

## 7.2 Amostras reconstituídas

### 7.2.1 Preparação do solo

As amostras reconstituídas foram obtidas a partir de uma lama preparada no laboratório de cerâmica da ESTG-IPVC, com o solo que restou do bloco 1 juntamente com mais solo que foi trazido do mesmo poço aquando da recolha dos blocos.

Inicialmente o solo foi desfeito em pedaços mais pequenos, de modo a permitir retirar as conchas, cascões e outro material mais grosso proveniente das intercalações gresosas e ferrosas presentes. Seguidamente, o solo esteve a secar em tabuleiros numa estufa com circulação de ar a 60 °C durante 24 horas. Depois de seco, o solo foi colocado numa máquina de maxilas para desterroar e reduzir os pedaços a partículas soltas, prontas a misturar com água destilada. Este equipamento foi regulado de forma a não esmagar as partículas constituintes do solo mas apenas desagregar os pedaços existentes.

O solo foi então pesado e calculada a quantidade de água necessária para que o teor em água da mistura fosse igual a 1,5 vezes o limite de liquidez (Burland, 1990). Para fazer a mistura foi utilizada uma misturadora mecânica com velocidade regulável e pás não cortantes. A água foi colocada primeiro num recipiente e o solo foi adicionado aos poucos de modo a que a lama começasse a engrossar. Durante o processo foi necessário acrescentar mais água do que estava inicialmente previsto, para assegurar uma boa dissolução das partículas.

Uma vez completa a mistura, verificou-se a sua homogeneidade, na medida em que não havia pedaços de argila por dissolver, e as poucas rugosidades que se podiam encontrar eram devidas a partículas de material mais grosso.

Em seguida deixou-se a misturadora a rodar a uma velocidade lenta durante algum tempo, de modo a desaerar a lama e esta foi então armazenada num recipiente estanque, de modo a preservar o teor em água. A Figura 7.5 mostra imagens da preparação da lama. No total foram preparados cerca 17 ℓ de material. O teor em água resultante foi determinado antes de armazenar o material, tendo sido de cerca de 100 %.

A primeira montagem no consolidómetro, que se descreve com detalhe adiante, foi realizada usando a lama com o teor em água indicado, que corresponde a cerca de 2 vezes o limite de liquidez do solo. No entanto, ao colocar a tampa do consolidómetro, esta consistência

mostrou ser demasiada baixa, uma vez que a lama fluíu para cima da tampa e para fora da célula de consolidação. Foi então necessário acrescentar material seco à mistura de modo a corrigir o teor em água da mesma. Este processo foi bastante moroso, uma vez que foi necessário garantir que a mistura ficasse homogénea. No final da correção o teor em água da lama colocada no consolidómetro foi igual a 70 %, valor que corresponde a cerca de 1,5 vezes o limite de liquidez.

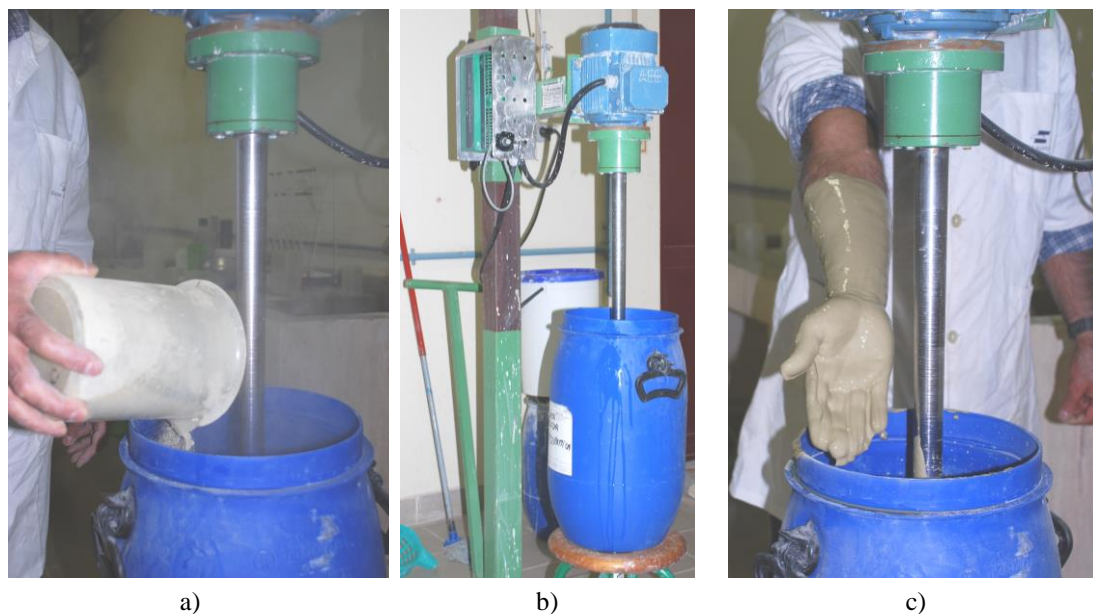


Figura 7.5 – Preparação da lama com misturadora para obtenção de amostras reconstituídas: a) misturadora mecânica; b) adição do solo à água na misturadora; c) aspeto da lama no fim da mistura

A consolidação da mistura foi realizada no Laboratório de Geotecnia da FCTUC, num consolidómetro com 230 mm de diâmetro e 315 mm de altura, com um braço de razão 1:33. O equipamento consiste numa base, uma célula de consolidação e uma placa de topo, como mostra a Figura 7.6. Na base e no topo da amostra são colocados dois filtros em geotêxtil que funcionam como as pedras porosas do ensaio edométrico. A célula do consolidómetro fica submersa e a sua base tem um furo de modo a ficar ligada à água do consolidómetro para conferir alguma sucção ao material.

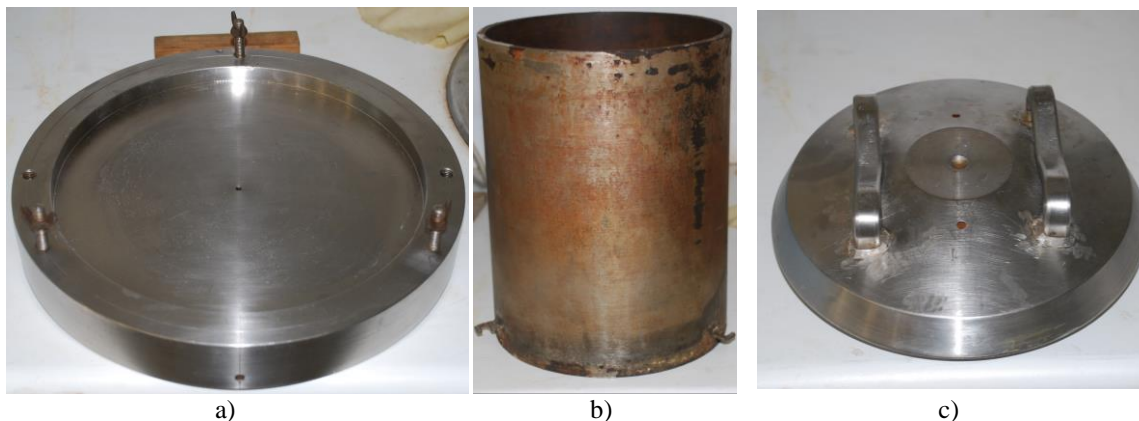


Figura 7.6 – Peças que compõem o consolidómetro da FCTUC: a) placa da base; b) célula de consolidação; c) placa de topo.



A Figura 7.7 mostra alguns aspetos da montagem no consolidómetro.



Figura 7.7 - Montagem da lama no consolidómetro da FCTUC: a) célula montada na base; b) e c) colocação da célula no consolidómetro; d) colocação da lama no interior da célula; e) enchimento do consolidómetro com água; f) papel de filtro e geotêxtil colocados no topo da amostra; g) colocação da placa de topo; h) aspeto final do consolidómetro

Em primeiro lugar instalou-se o sistema de drenagem da base, composto por um geotêxtil não tecido e um papel de filtro com diâmetro igual ao da base da célula. Colocou-se também um dreno radial composto por papel de filtro. A célula foi então cheia com a lama, colocada lentamente no centro da mesma, tendo o cuidado de remover as bolhas de ar que pudessem ficar presas no seu interior. Em seguida o consolidómetro foi cheio com água destilada e na célula colocou-se o sistema de drenagem do topo, constituído por um geotêxtil e um papel de filtro. Com a amostra submersa colocou-se a placa de topo e ajustou-se o sistema de carga.

Para evitar que o atrito ao longo das paredes da célula do consolidómetro afete o processo de consolidação, as paredes do mesmo são geralmente lubrificadas com vaselina (Cotecchia, 1996; Abdulhadi *et al.*, 2011). No entanto, dada a muito baixa permeabilidade das Camadas de Prazeres, optou-se por fazer a drenagem radial através da colocação de um papel de filtro, pelo que não foi colocada vaselina para não comprometer o funcionamento dos drenos.

O carregamento só se iniciou 24 horas mais tarde, e as cargas foram aplicadas progressivamente até ao valor final desejado, que era de 80 kPa, usando incrementos de tensão e intervalos de tempo compatíveis com a estabilidade do conjunto. O esquema de cargas adotado foi o que descreve o Quadro 7.1. A tensão de consolidação foi escolhida de modo a aproximar a tensão vertical em repouso do bloco de onde se extraíram as amostras intactas para a realização dos ensaios.

Quadro 7.1 – Esquema de cargas a colocar no consolidómetro

Cargas	Peso aplicado (kg)	Tensão na amostra (kPa)	Duração da carga
PT	8,794	2,08	14 dias
1+PT	9,794	9,87	14 dias
2+PT	10,794	17,66	10 dias
4+PT	12,794	33,24	10 dias
6+PT	14,794	48,83	12 dias
8+PT	16,794	64,41	10 dias
10+PT	18,794	79,99	10 dias

Após a consolidação da amostra, o molde foi retirado do consolidómetro e o bloco extraído com o auxílio de um macaco hidráulico. Uma vez retirado do molde, o solo remoldado foi dividido em quatro partes iguais para ser armazenado na câmara húmida, devidamente protegido por película aderente e parafina líquida. A Figura 7.8 ilustra a sequência de eventos descrita durante a extração da amostra reconstituída do consolidómetro.

As amostras reconstituídas utilizadas nos ensaios triaxiais e edométricos cujos resultados se discutem mais adiante foram obtidas a partir destes pedaços de solo, cravadas no caso dos anéis dos edómetros e talhadas num torno no caso dos triaxiais.



Figura 7.8 – Extração do solo remoldado no consolidómetro: a) colocação do molde num suporte sobre um macaco hidráulico; b) fixação do molde; c) e d) subida do solo; e) aspeto do solo remoldado; f) corte em quatro partes para armazenamento; g) separação de uma das partes; h) proteção com película aderente prévia à aplicação da parafina

### 7.2.2 Subamostragem

Para realizar os ensaios edométricos e os ensaios triaxiais sobre amostras reconstituídas foi necessário preparar amostras com as dimensões adequadas à realização dos mesmos. No caso dos ensaios edométricos, uma vez que a altura dos anéis é relativamente pequena, optou-se por cravar lentamente o anel num pedaço de solo separado para o efeito. Esta cravação foi realizada com o cuidado de retirar o solo em volta do anel de modo a que a descida deste não provocasse compressão exagerada do solo a amostrar. Dada a baixa consistência deste material, a cravação foi efetuada com relativa facilidade.

Para os ensaios triaxiais a preparação das amostras foi mais demorada uma vez que não foi possível cravar um tubo metálico, como se fez para as amostras intactas. A baixa consistência do solo reconstituído não possibilitou a descida do tubo e a posterior retirada da amostra sem que isso arrastasse bastante material, o que não se pretendia. As amostras por isso foram preparadas num torno, talhadas lentamente até ao diâmetro pretendido, conforme procura ilustrar a Figura 7.9. No topo e na base da amostra foi colocada uma tira de papel para evitar que o solo ficasse colado aos suportes, e a amostra foi então cortada com um fio de modo a garantir as dimensões desejadas.



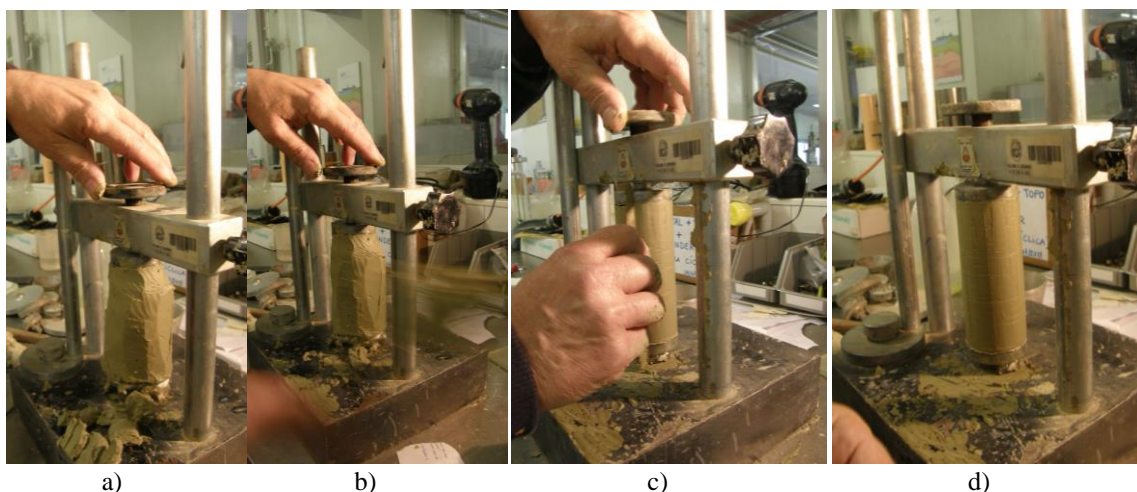


Figura 7.9 – Preparação de um provete com 50 mm de diâmetro para ensaio triaxial de amostra reconstituída

### 7.2.3 Observação microscópica

Com o objetivo de comparar as diferenças na microestrutura entre amostras intactas e amostras reconstituídas foram realizadas observações no MEV existente na UDIM do IPVC. A observação das amostras reconstituídas evidenciou uma estrutura bastante mais turbulenta do que se tinha observado para as amostras intactas, que se apresentaram no capítulo 3. Estas diferenças devem-se por um lado à velocidade com que aquelas foram consolidadas, consideravelmente superior à velocidade de consolidação à escala geológica, e por outro, fundamental, ao efeito da sobreconsolidação na microestrutura.

Na Figura 7.10 apresenta-se a vista de uma amostra com menor ampliação e as Figuras 7.11 e 7.12 mostram com maior ampliação as zonas destacadas, permitindo visualizar a forma como as partículas de argila se orientam em relação ao plano de observação.

Na Figura 7.11 são visíveis várias partículas de argila com a face paralela ao plano de observação, enquanto na Figura 7.12 se identificam várias partículas alinhadas com a face maior no plano perpendicular ao da figura.

Nas observações dos fragmentos de solo reconstituído obtiveram-se imagens coloridas a partir dos eletrões retrodispersos (BSE<sup>37</sup>) e secundários, como se mostra a título de exemplo na Figura 7.13. Os feixes de eletrões secundários são mais superficiais, pelo que fornecem uma informação mais topográfica. Por seu lado, os eletrões BSE penetram mais na amostra e devolvem os eletrões que dela retiram. Na imagem mostram-se a vermelho os eletrões BSE, que estão mais no interior, e a verde os secundários, que permitem descrever a topografia da superfície da amostra.

---

<sup>37</sup> *Backscattering electrons*

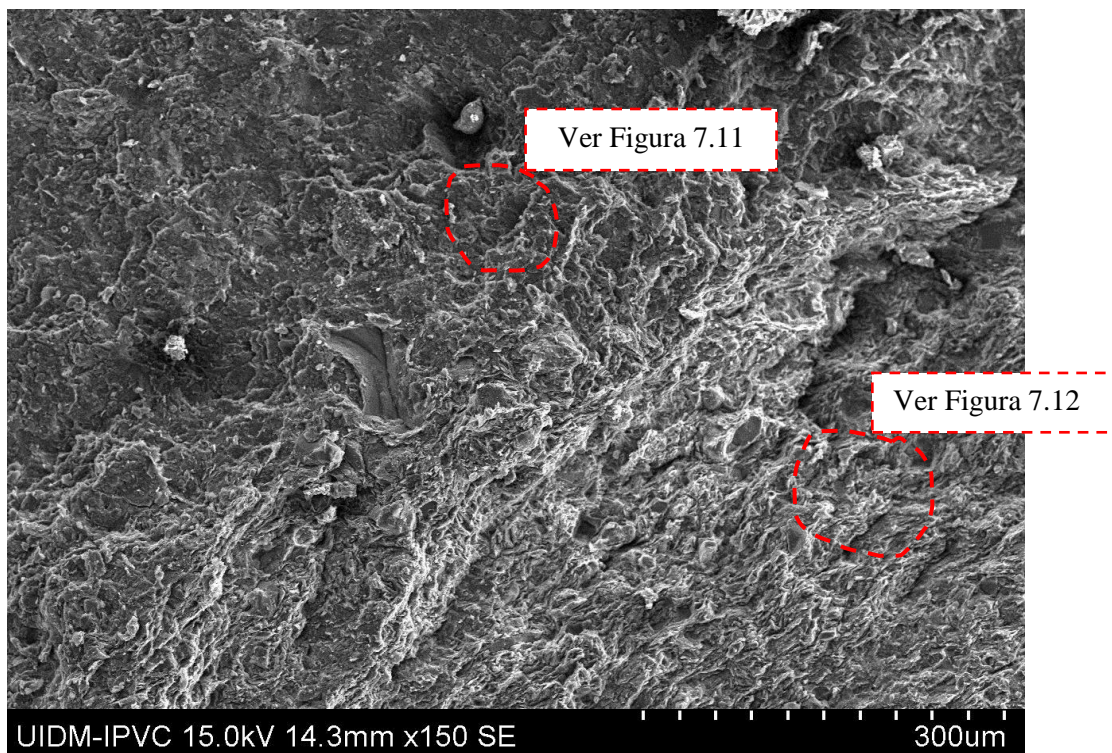


Figura 7.10 – Aspeto de uma amostra reconstituída com identificação de dois locais onde se pode observar partículas com orientação muito distinta

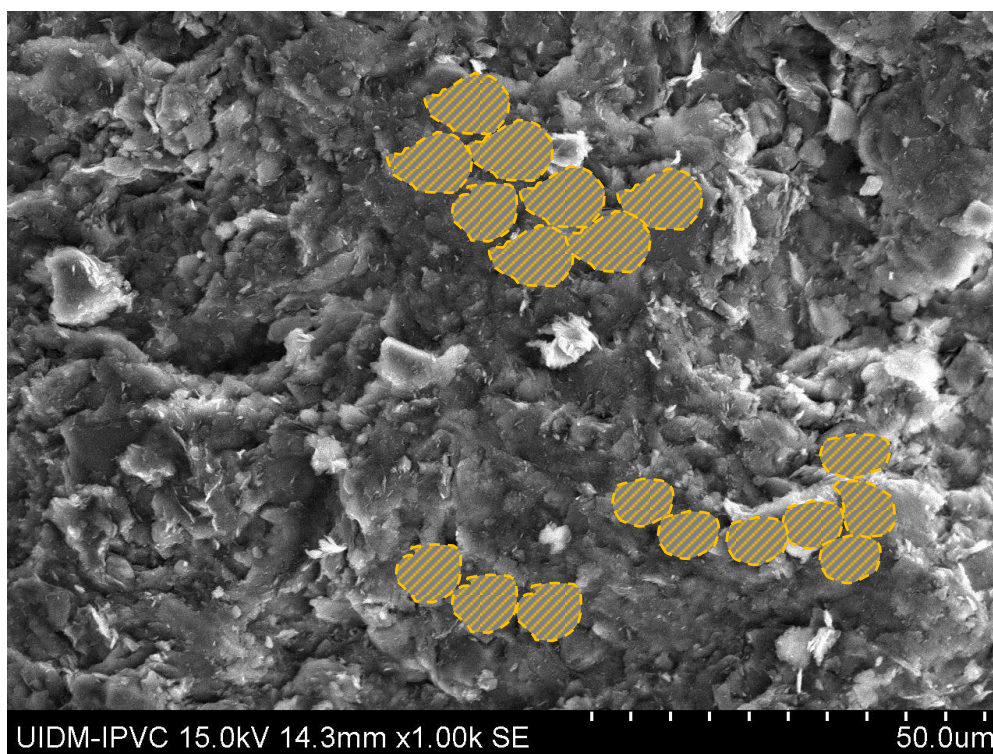


Figura 7.11 – Pormenor da Figura 7.10, onde se podem observar partículas de argila com orientação paralela ao plano de observação



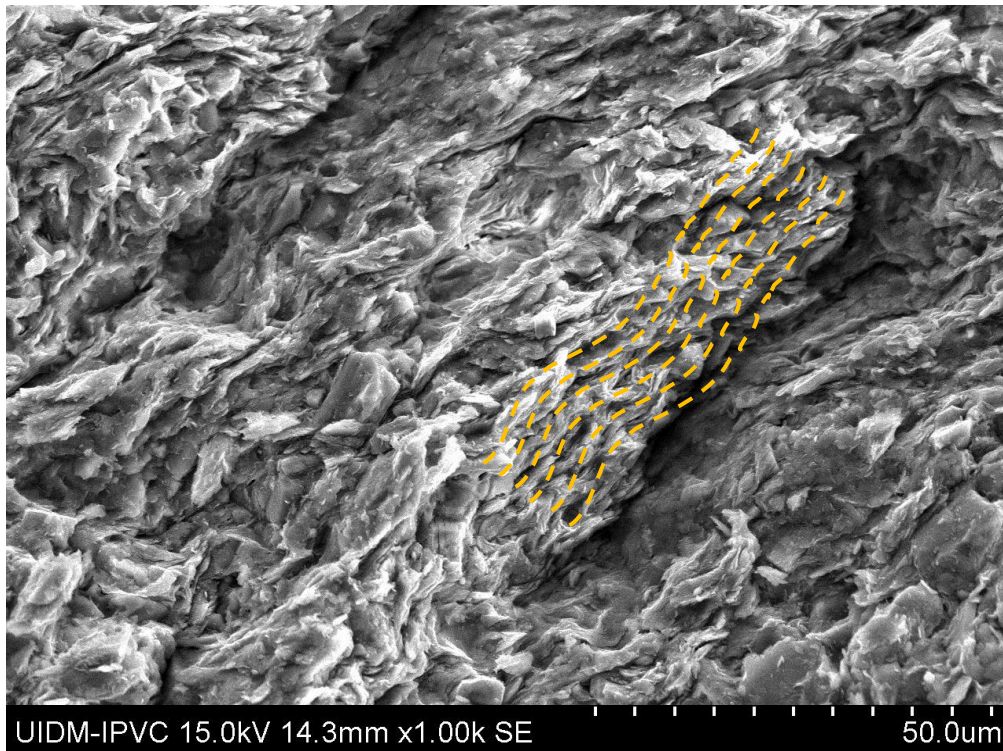


Figura 7.12 – Pormenor da Figura 7.10 onde se podem observar partículas de argila com orientação perpendicular ao plano de observação

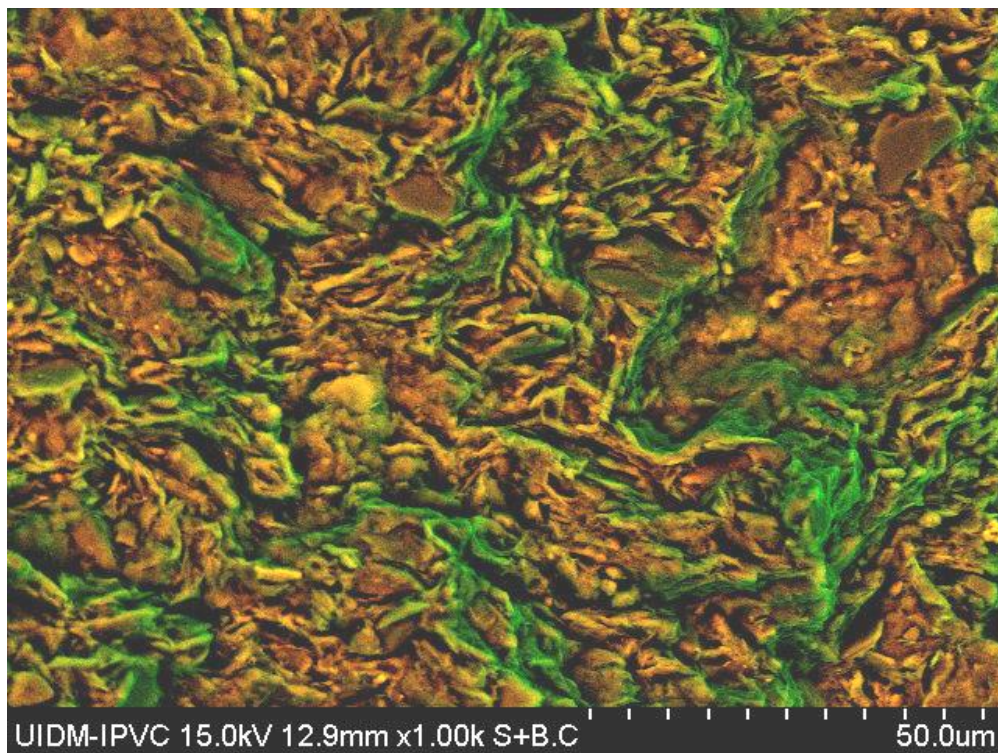


Figura 7.13 – Imagem colorida da observação de uma amostra reconstituída, com eletrões retrodispersos representados a vermelho e eletrões secundários representados a verde

### 7.3 Medição da sucção em amostras intactas

Aquando da recolha dos blocos foram realizadas medições da sucção *in situ* pelo método do papel de filtro (Chandler & Gutierrez, 1986; Marinho & Oliveira, 2006). Para tal foram recolhidas em tubos amostradores cravados manualmente amostras de solo e papel de filtro, para posteriormente ser pesado no laboratório.

O método de recolha destas amostras ilustra-se na Figura 7.14 e consistiu em cravar inicialmente o amostrador no solo até sensivelmente metade da sua altura, colocar o papel de filtro sobre o solo e cravar novamente o amostrador no solo, de modo a garantir que o mesmo envolvesse completamente o papel. O amostrador com o solo e o papel de filtro foram então protegidos com película aderente e armazenados de modo a preservar o teor em água natural.

O método do papel de filtro baseia-se do princípio de que um solo húmido quando posto em contacto com um papel de filtro com teor em água inferior num ambiente hermeticamente fechado faz com que este absorva uma certa quantidade de água até que o sistema entre em equilíbrio de pressão. De acordo com Marinho & Oliveira (2006) a migração de água pode ocorrer de duas formas: por fluxo capilar, quando o solo e o papel de filtro estão em contacto; e por fluxo de vapor, quando não há contacto entre o solo e o papel. No primeiro caso a sucção medida é a sucção matricial e no segundo é possível avaliar a sucção total, ou seja, a sucção osmótica mais a sucção matricial.

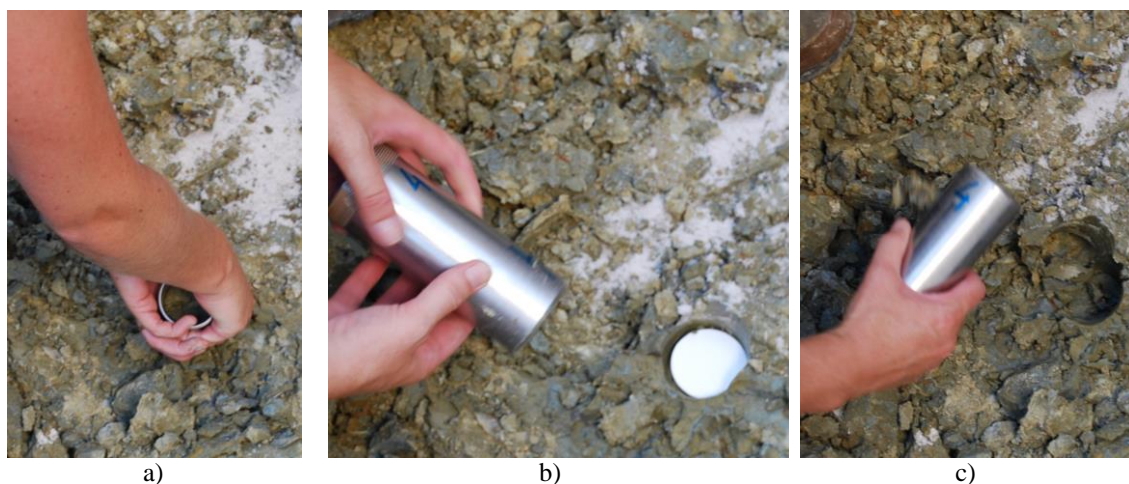


Figura 7.14 – Recolha de amostras para medição da sucção: a) cravação do amostrador; b) colocação do papel de filtro; c) cravação restante do amostrador

O estado de equilíbrio é caracterizado por igual sucção no papel de filtro e no solo, embora os seus teores em água possam ser diferentes. Se a curva de retenção do papel, que relaciona a sucção com o teor em água for conhecida, a sucção no solo pode ser determinada.

O papel de filtro Whatman n.º 42, considerado adequado para a medição de sucções entre 0 e 200 kPa (Sibley & Williams, 1990), foi o papel utilizado neste trabalho. As curvas de calibração utilizadas (Chandler *et al.*, 1992) foram:

$$\Psi = 10^{4,84 - 0,0622w} \text{ para } w < 47 \% \quad 7.1$$

e

$$\Psi = 10^{6,05 - 2,48 \log(w)} \text{ para } w > 47 \% \quad 7.2$$

Por ser um método simples, são necessários alguns cuidados para que se possa obter resultados fiáveis. A correta avaliação da sucção matricial depende de fatores como o contacto entre o papel de filtro e o solo; o tempo disponível para atingir o equilíbrio da sucção; a medição do teor em água no papel de filtro; o número de papéis de filtro utilizados e as variações de temperatura (Feuerharmel *et al.*, 2006).

Após 10 dias na câmara húmida os papéis de filtro foram pesados e posteriormente secos na estufa a 60 °C durante 48 horas. No total, foram utilizados cinco tubos amostradores com solo e papel de filtro. Aquando da pesagem, apenas o tubo n.º 4 apresentava uma grande superfície sem contacto entre o papel e o solo, pelo que os resultados relativos a este tubo não foram considerados. O Quadro 7.2 resume os resultados obtidos.

Os valores da sucção indicam que o solo àquela profundidade não está saturado. O valor da sucção medida no tubo n.º 4 foi desprezado pela razão acima identificada. Nestas condições, o valor médio da sucção foi de 166 kPa, com desvio padrão de 56 kPa.

Quadro 7.2 – Resultados da sucção medida nos tubos recolhidos aquando da recolha dos blocos

Ref.	Peso húmido (g)	Peso seco (g)	w (%)	$\Psi$ (kPa)
1	0,3005	0,2060	45,87	96,97
2	0,2935	0,2100	39,76	232,71
3	0,2710	0,1880	44,15	124,15
4	0,2840	0,1885	50,66	66,43 <sup>(1)</sup>
5	0,2795	0,1990	40,45	210,80

<sup>(1)</sup> grande superfície de papel sem contacto com o solo

Com base nos resultados dos ensaios sísmicos entre furos realizados no campo experimental, que se apresentam no capítulo 8, o nível freático situa-se sensivelmente a 4 m de profundidade, ou seja, está muito próximo do nível a que se recolheram as amostras em bloco. A secagem que ocorreu devido à escavação efetuada, embora estivesse aberta durante um período de tempo relativamente curto, pode ser o motivo pelo qual a sucção medida forneceu estes valores.

Considerando que a amostragem em bloco constitui a forma mais perfeita de amostragem, e admitindo que o solo *in situ* está saturado e o seu estado de tensão é axi-



simétrico com tensão vertical igual à tensão principal máxima, a variação na pressão de água nos poros devida à amostragem em bloco é dada por (Skempton, 1961; Skempton & Sowa, 1963):

$$\Delta u = \frac{1}{3} \cdot (\Delta\sigma_v + 2\Delta\sigma_h) + \left(A - \frac{1}{3}\right) \cdot |\Delta\sigma_v - \Delta\sigma_h| \quad 7.3$$

Admitindo que esta amostragem é perfeita,  $\Delta\sigma_v$  é igual e oposta à tensão vertical *in situ* ( $\sigma_v$ ) e  $\Delta\sigma_h$  é igual e oposta à tensão horizontal *in situ* ( $\sigma_h$ ). A aplicação da expressão 7.3 conduz assim a:

$$\Psi = \sigma'_v [K_0 - A \cdot (K_0 - 1)] \quad 7.4$$

Para  $K_0$  superior a 1,0 e considerando  $\sigma'_v$  igual à tensão efetiva *in situ*, obtém-se a expressão 7.5, que tem sido várias vezes aplicada para caracterizar o estado de tensão em repouso de argilas sobreconsolidadas a partir das medições da sucção em laboratório (Skempton, 1961; Cotecchia, 1996).

$$K_0 = \frac{\left(\frac{\Psi}{\sigma'_v} - A\right)}{1 - A} \quad 7.5$$

Admitindo para o parâmetro  $A$  o valor de 0,3, e considerando o coeficiente de impulso em repouso para a profundidade a que foram recolhidos os blocos, que se apresenta no capítulo 8 e varia entre 1,87 e 1,93, a sucção obtida por aplicação da expressão 7.4 varia entre 129 kPa e 132 kPa, valores ligeiramente inferiores à média dos valores medidos, que é de 166 kPa. Isto significa que a sucção medida corresponde a valores próximos dos que seriam expectáveis se a amostragem fosse perfeita. Esta relação deve no entanto ser considerada com prudência, uma vez que partindo dos valores mínimo e máximo da sucção para encontrar  $K_0$ , se obterá um intervalo demasiado amplo para este parâmetro.

Importa referir que a trajetória de tensões durante a amostragem é mais complexa do que a que ocorreria numa situação perfeita, uma vez que durante a escavação o solo segue uma trajetória de extensão, pelo que os excessos de pressão de água nos poros gerados são diferentes dos descritos pela expressão 7.3. Este aspeto remete para um estudo mais aprofundado das relações entre volume e estado de tensão, que saem do âmbito deste trabalho.

A existência de sucção pode explicar de certa forma os elevados valores obtidos para o grau de sobreconsolidação das amostras ensaiadas neste trabalho no edómetro de alta pressão. Com efeito, se em vez de se utilizar a tensão efetiva de 80 kPa correspondente à consideração da presença do nível freático ligeiramente abaixo da profundidade a que se recolheram os blocos, se utilizar um valor mais alto, atendendo à existência de pressões de água nos poros negativas, o

valor do grau de sobreconsolidação passa a aproximar-se mais dos valores descritos na bibliografia para solos desta unidade, como se descreve com mais detalhe no ponto 7.6.1.2.2.

## 7.4 Ensaios de identificação

### 7.4.1 Amostras intactas

Sobre amostras intactas de solo foram feitos ensaios de identificação, que incluíram análise granulométrica, determinação do teor em água natural, determinação dos limites de Atterberg e do peso volúmico das partículas sólidas.

As análises granulométricas permitiram identificar um solo com elevada percentagem de argila, com a classificação de argila e argila siltosa usando o triângulo de Feret. A Figura 7.15 mostra as curvas granulométricas de cinco amostras recolhidas no campo experimental e o Quadro 7.3 reúne os resultados obtidos em relação aos principais índices físicos.

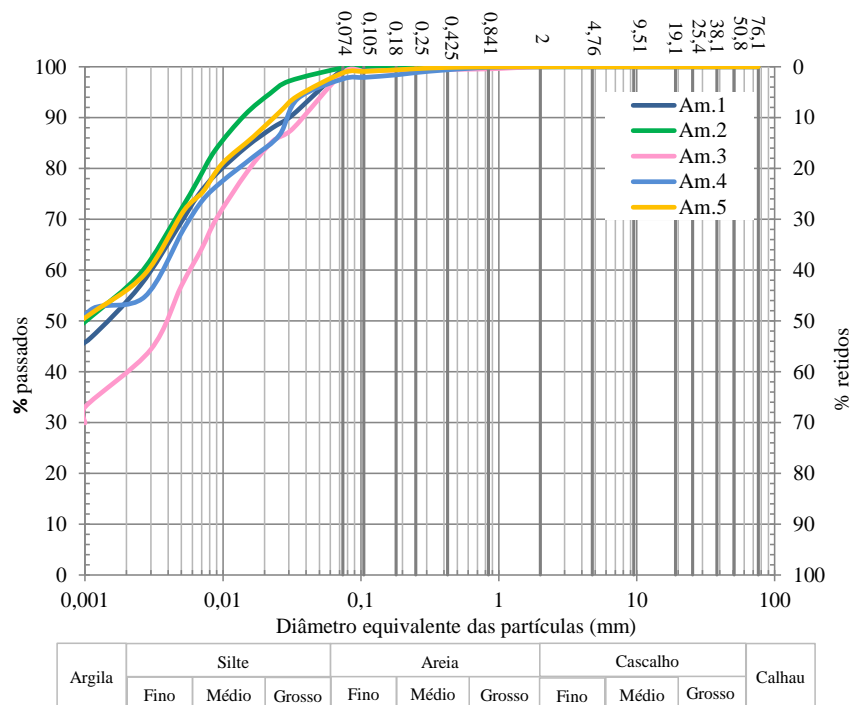


Figura 7.15 – Curvas granulométricas de três amostras das Camadas de Prazeres recolhidas no campo experimental

Quadro 7.3 – Resultados de ensaios de identificação sobre amostras das Camadas de Prazeres recolhidas no Campo Experimental

Amostra n.º	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)	$w$ (%)	$I_C$ (%)	$G_s$
1	54	23	31	24,1	0,96	2,78
2	51	22	29	22,8	0,97	2,79
3	44	21	23	17,6	1,14	2,81
4	52	24	26	21,7	1,16	2,75
5	48	25	23	20,4	1,20	2,77
Valor médio (±desvio padrão)	50 (±3,49)	23 (±1,41)	26 (±3,20)	21,32 (±2,22)	1,09 (±0,1)	2,78 (±0,02)

As amostras foram escolhidas de modo a possibilitar o estabelecimento de uma banda de curvas granulométricas características deste material. Na desmontagem dos blocos verificou-se que o solo da parte inferior dos mesmos era constituído por argila mais franca ao passo que a parte superior apresentava material com maiores dimensões. As amostras ensaiadas correspondem a cada uma das partes do bloco e também a zonas intermédias do mesmo.

Um aspeto que importa realçar prende-se com os elevados valores obtidos para a densidade das partículas sólidas, que vão de encontro ao que se encontrou para a composição mineralógica das amostras totais, descrita no capítulo 3, uma vez que os principais minerais constituintes deste solo apresentam densidades elevadas<sup>38</sup>.

#### 7.4.2 Amostras reconstituídas

Antes da realização dos ensaios sobre amostras reconstituídas foi feita uma análise granulométrica para verificar se a amostra representava corretamente o solo que lhe deu origem no que respeita à composição granulométrica. A curva granulométrica obtida mostra-se na Figura 7.16, onde se apresenta também o fuso granulométrico determinado para as amostras intactas. Pode verificar-se que há um bom ajuste entre os dois solos, no que à composição diz respeito.

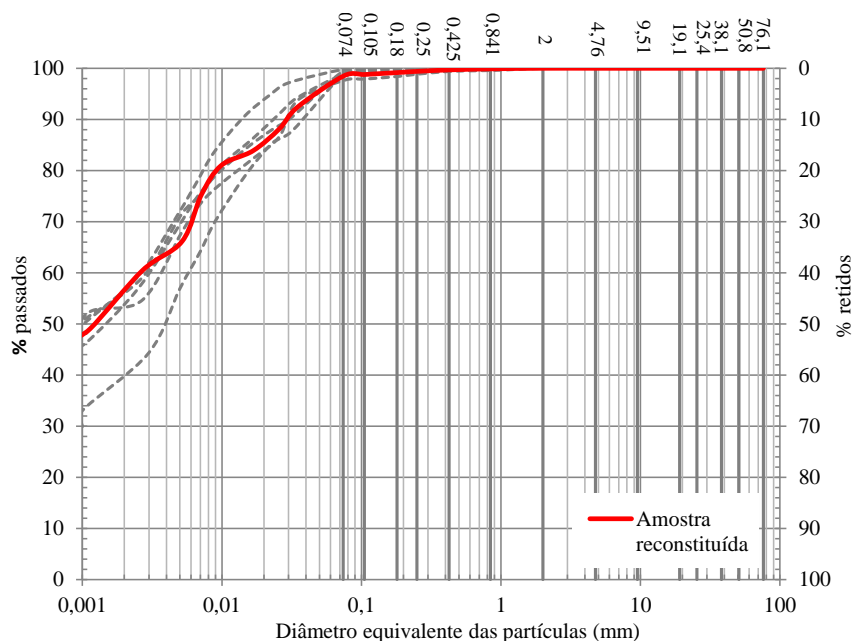


Figura 7.16 – Curva granulométrica da amostra reconstituída, dentro dos limites definidos pelas curvas das restantes amostras das Camadas de Prazeres

<sup>38</sup> A título de exemplo, apresentam-se em seguida as densidades dos principais minerais que constituem estes solos: clorite: 2,6 a 3,3; ilite: 2,6 a 2,9; caulinite: 2,61 a 2,68; quartzo: 2,65; feldspatos (plagioclases sódicas): 2,62 a 2,76; calcite: 2,175 a 2,94; pirite: 4,95 a 5,03; moscovite: 2,77 a 2,88 (Deer *et al.*, 1981)



## 7.5 Medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas

### 7.5.1 Introdução

A medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas foi realizada com o objetivo de avaliar a rigidez das amostras ensaiadas em laboratório, e compará-la com os valores medidos em campo para os mesmos níveis de tensão, com vista a testar a qualidade da amostragem. A rigidez *in situ* foi obtida a partir de ensaios sísmicos entre furos, realizados no campo experimental, cujos resultados se apresentam no capítulo 8 do presente trabalho.

### 7.5.2 Equipamento

O equipamento utilizado para medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas com *bender elements* inclui um gerador de funções (TTi modelo 1010), capaz de gerar um sinal elétrico com diferentes configurações. Neste trabalho foi utilizada apenas a configuração de impulso sinusoidal, para diferentes frequências ajustadas de acordo com a qualidade do sinal de resposta. O equipamento inclui ainda dois amplificadores multicanal, desenvolvidos na *University of Western Australia* (UWA) para gestão dos sinais, com amplificação máxima igual a 20 vezes o sinal de resposta. A visualização e a aquisição dos sinais emitido e recebido é feita através de um osciloscópio *Tektronix*<sup>®</sup>, modelo TDS220, que permite identificar diretamente o tempo de chegada das ondas sísmicas. Este osciloscópio está ligado a um computador, que permite armazenar os resultados, para posterior tratamento e interpretação com auxílio de *software* adequado. A Figura 7.17 mostra o equipamento utilizado, e Ferreira (2009) descreve este equipamento com mais detalhe.

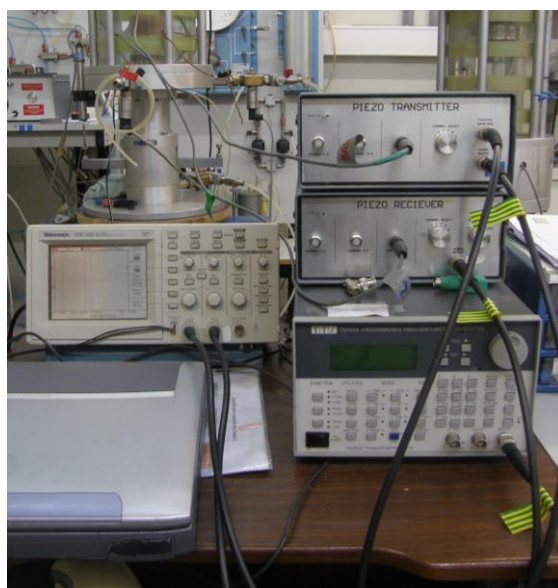


Figura 7.17 – Equipamento utilizado para medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas com *bender elements*

A medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas na bancada foi ainda realizada utilizando os transdutores ultrassónicos que fazem parte do equipamento Pundit<sup>®</sup> (Tallavó *et al.*, 2009). Este equipamento permite gerar sinais com frequências fixas, e está ligado a um computador para aquisição dos sinais emitido e recebido pelos dois transdutores ultrassónicos. Uma vantagem que o equipamento tem, relativamente às medições com *bender elements*, prende-se com o facto de a onda ser transmitida apenas por contacto do transdutor com a amostra, não sendo necessário haver penetração na mesma. No caso de solos com elevado índice de consistência, a penetração do *bender* pode ser acompanhada da abertura de fissuras na amostra, o que compromete os ensaios subsequentes.

Com o equipamento Pundit<sup>®</sup> foram apenas medidas as velocidades de propagação das ondas P previamente à montagem nas câmaras. As velocidades de propagação das ondas S não foram passíveis de boa interpretação, uma vez que se constatou que as frequências disponíveis no equipamento eram demasiado elevadas para os tempos de propagação das ondas S medidos. Esta constitui uma limitação do equipamento em causa, uma vez que as frequências de que dispõe são discretas e fixas, com valor mínimo de 24 kHz, valor substancialmente superior ao da máxima frequência de sinal emitido com os *bender elements* para medição das ondas S, que é 8 kHz. A Figura 7.18 mostra imagens da medição das velocidades das ondas com o equipamento Pundit<sup>®</sup>.

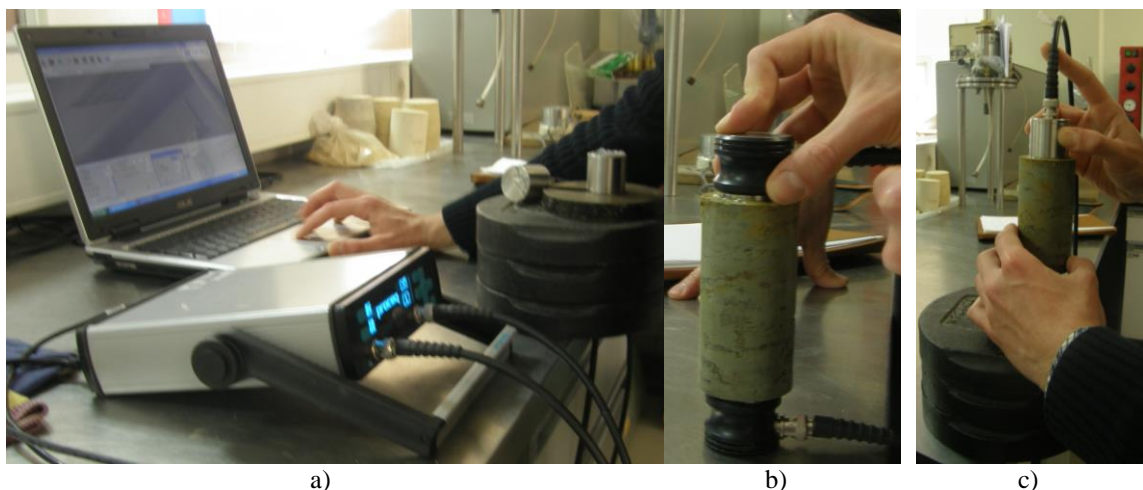


Figura 7.18 – Alguns aspetos da medição das velocidades de propagação das ondas S e P na bancada com o equipamento Pundit<sup>®</sup>: a) vista do equipamento; b) medição das ondas P; c) medição das ondas S

### 7.5.3 Metodologia

Partindo da visualização dos sinais emitido e recebido, é possível observar a chegada das ondas P e das ondas S, como ilustra, a título de exemplo a Figura 7.19. Dependendo das condições dos ensaios, em particular das frequências centrais dos sinais emitidos e da duração dos sinais recebidos, alguns sinais recebidos contêm apenas a componente inicial de ondas P, enquanto

noutros são bem visíveis duas componentes, uma inicial de ondas P, com maior frequência e menor amplitude, seguido da componente de ondas S, de menor frequência e maior amplitude.

As frequências de sinal emitido foram para as ondas P de 25, 40 e 50 kHz e para as ondas S de 1,5, 2, 4, 6 e 8 kHz.

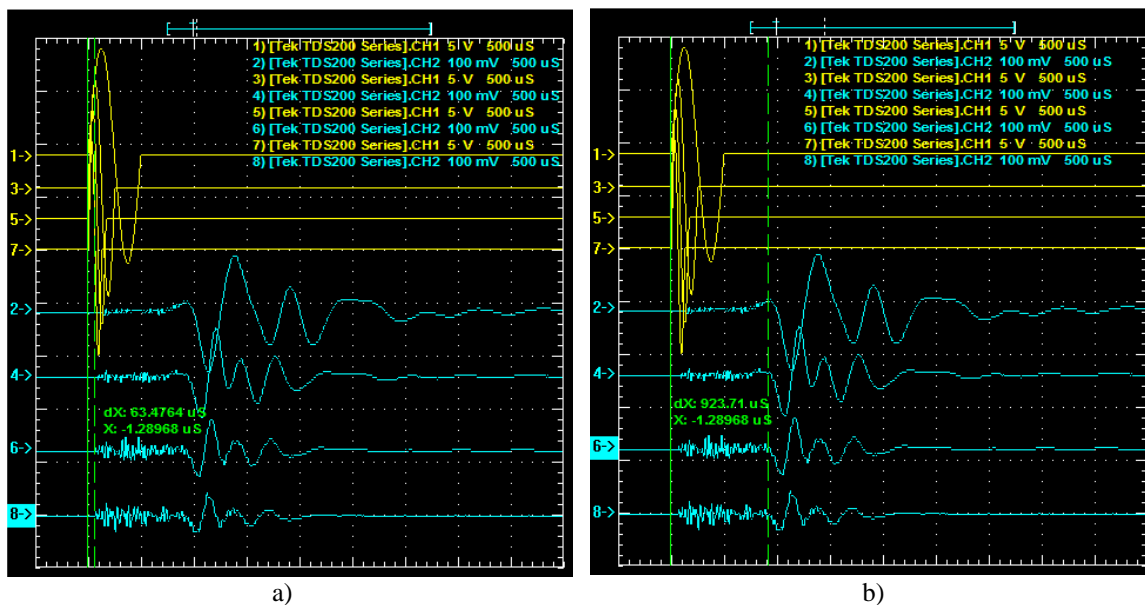


Figura 7.19 – Velocidades de propagação das ondas sísmicas obtidas para a amostra 5 na fase correspondente ao fim da saturação: a) ondas P; b) ondas S

Atendendo às pequenas distâncias envolvidas neste tipo de ensaios, nomeadamente do comprimento das amostras, e ao rigor pretendido, pequenas variações na determinação dos tempos de chegada podem alterar significativamente as velocidades calculadas, assim como inviabilizar uma interpretação integrada coerente e consistente das diferentes fases de um mesmo ensaio. Por outro lado, há a ambiguidade decorrente das diferenças, por vezes significativas, entre sinais recebidos numa mesma fase dum ensaio, resultante das diferentes frequências centrais dos sinais gerados pelo emissor. Vários fatores, para além dos referidos, contribuem para que o processo de determinação dos tempos de chegada se possa tornar, naturalmente, pouco expedito e pouco automatizável, quando o objetivo é de minimizar a incerteza associada.

#### 7.5.4 Resultados

A partir das velocidades de propagação das ondas S e P foram determinados o módulo de distorção máximo, o coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade, através das equações 6.23, 6.24 e 6.25, apresentadas no capítulo 6.

Para as amostras ensaiadas em câmaras triaxiais equipadas com *bender elements* as velocidades de propagação das ondas sísmicas foram medidas em diferentes fases do ensaio, nomeadamente, no fim da saturação, no final da consolidação e durante o corte para diferentes

níveis de deformação. No caso das amostras ensaiadas em câmaras sem *bender elements* foram realizadas apenas medições previamente à colocação das amostras nas câmaras, com vista a aferir a qualidade da amostragem, por meio da comparação dos parâmetros obtidos em laboratório com os que se obtiveram nos ensaios *cross hole* realizados no campo experimental, para a profundidade a que as amostras se referem.

O Quadro 7.4 resume os resultados obtidos com *bender elements* para as amostras estudadas na bancada, previamente à montagem nas câmaras triaxiais, e no Quadro 7.5 mostram-se os resultados obtidos nas fases de saturação e consolidação das amostras.

Quadro 7.4 – Módulo de distorção máximo, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade medidos com *bender elements* na bancada, previamente à colocação das amostras nas câmaras triaxiais

Local	$G_0$ (MPa)	$\nu_{din}$	$E_0$ (MPa)
<i>in situ</i> a 4,0 m de profundidade	149,73	0,48	444,04
Amostra 5	28,05	0,47	82,45
Amostra 6	38,48	0,47	103,51
Amostra 7	50,75	( <sup>1</sup> )	( <sup>1</sup> )
Amostra 9	107,98	( <sup>1</sup> )	( <sup>1</sup> )
Amostra 10	33,41	0,48	99,15
Amostra B2A6	33,71	( <sup>1</sup> )	( <sup>1</sup> )

(<sup>1</sup>) – Não foi possível medir as ondas P

Uma primeira observação dos resultados obtidos sugere que há razoável coerência entre os valores medidos para as diversas amostras, e que estes são consideravelmente inferiores aos valores medidos *in situ* para a profundidade correspondente. O módulo distorcional máximo apresenta na fase de montagem das amostras um valor médio de 48,7 ( $\pm 27,4$ ) MPa e para o módulo de elasticidade obteve-se um valor médio de 98,4 ( $\pm 12,7$ ) MPa. O coeficiente de Poisson médio foi igual a 0,47 ( $\pm 0,005$ ), valor que é bastante próximo de 0,5, que corresponde a solos saturados.

Outro aspeto interessante prende-se com a evolução observada no  $G_0$  para as fases prévia à montagem das amostras nas câmaras, no fim da saturação e no fim da consolidação. A análise comparativa dos quadros 7.4 e 7.5 mostra que para as amostras em estudo, o módulo de distorção e o módulo de elasticidade sofrem uma ligeira diminuição entre a fase inicial, medida na bancada e o final da fase de saturação, o que coloca em causa a reprodutibilidade destes resultados. As diferenças observadas ocorrem sobretudo ao nível da velocidade de propagação das ondas P, já que as S não se alteram significativamente.

Os valores do Quadro 7.5 mostram ainda que durante a consolidação, ou seja, à medida que aumenta o confinamento das amostras, o módulo de distorção tende a aumentar. Com efeito, as leituras efetuadas permitiram verificar que a velocidade de propagação das ondas S é muito sensível ao nível de confinamento a que as amostras estão sujeitas. Para todas as amostras se

verificou um aumento de  $G_0$ , aumento que foi consideravelmente maior para a amostra 6, cuja tensão de consolidação era a mais elevada. As amostras 5 e 10 foram consolidadas com a mesma tensão ( $\sigma'_c = 80$  kPa), e os resultados obtidos no fim da consolidação para as duas amostras são bastante semelhantes.

No Quadro 7.5 mostra-se os resultados de campo à profundidade de 4,0 m em comparação com os resultados da amostra 5 no fim da consolidação anisotrópica. Pode verificar-se que os valores medidos em laboratório correspondem apenas a 26 % dos valores de campo. Apesar de todos os cuidados tidos durante a extração dos blocos e no processo de subamostragem para tubos metálicos, as alterações que ocorrem devido à descompressão do maciço, não são de todo negligenciáveis.

Quadro 7.5 – Módulo de distorção máximo, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade medidos com *bender elements* nas câmaras triaxiais, nas amostras nas fases de saturação e consolidação das amostras 5, 6 e 10

Amostra.	Fase do ensaio	$G_0$ (MPa)	$\nu_{din}$	$E_0$ (MPa)	Valores medidos <i>in situ</i>	
					$G_0$ (MPa)	$E_0$ (MPa)
5	Fim da saturação	21,74	0,50	65,12	-	-
	Fim da consolidação isotrópica	29,21	0,50	87,46	-	-
	Fim da consolidação anisotrópica	39,71	0,50	118,81	149,73	444,04
6	Fim da saturação	31,58	0,50	94,53	-	-
	Fim da consolidação isotrópica	154,25	0,49	458,61	-	-
10	Fim da saturação	32,36	0,50	96,88	-	-
	Fim da consolidação isotrópica	40,60	0,50	121,47	-	-

A medição da velocidade de propagação das ondas P no fim da saturação permitiu confirmar que a saturação estava de facto completa, uma vez que os valores medidos correspondem a cerca de 1500 m/s, que corresponde à velocidade de propagação das ondas de compressão na água.

De todas as medições efetuadas com transdutores ultrassónicos, as únicas que forneceram resultados razoáveis foram as medições da velocidade de propagação das ondas P para a amostra 5, que foi de 1574,5 m/s como mostra a Figura 7.20. Para as restantes amostras, os sinais recebidos não permitiram identificar a chegada das ondas P, por conterem demasiado ruído ou por fornecerem um registo onde não se consegue distinguir a chegada de uma onda de compressão. A Figura 7.21 mostra para a amostra 6 um sinal recebido com muito ruído que não permite fazer uma correta leitura do tempo de chegada das ondas P. Neste caso, o ponto de chegada identificado na figura corresponde a um valor demasiado baixo para ser uma onda de compressão. Com este equipamento, as ondas S não foram identificadas uma vez que as

frequências disponíveis são fixas e demasiado elevadas para permitir identificar a chegada das ondas de corte.

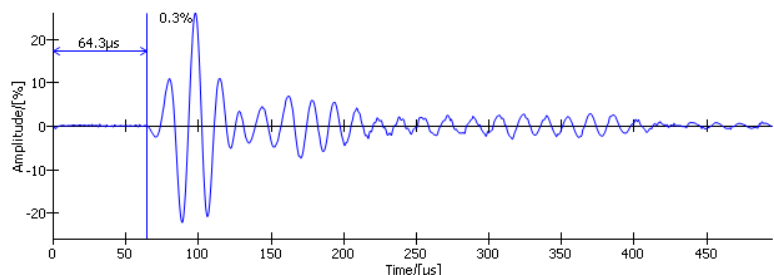


Figura 7.20 – Medição com o equipamento Pundit® da velocidade de propagação das ondas P com frequência de 82 kHz na amostra 5

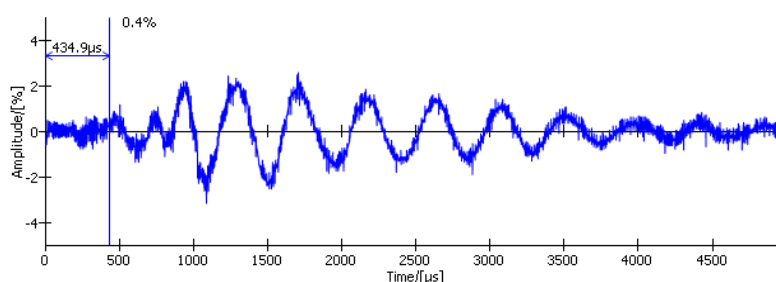


Figura 7.21 - Medição com o equipamento Pundit® da velocidade de propagação das ondas P com frequência de 82 kHz na amostra 6

Com os testes efetuados concluiu-se que a única forma de melhorar a qualidade do sinal recebido pelos transdutores ultrassónicos seria aumentando a tensão de confinamento da amostra, o que foi conseguido à custa da colocação de pesos sobre a mesma, como se mostra na Figura 7.22. Este procedimento não foi no entanto adotado de uma forma sistemática, uma vez que poderia afetar a integridade das mesmas, e tratando-se de amostras intactas se entendeu não se justificar a sua perda.

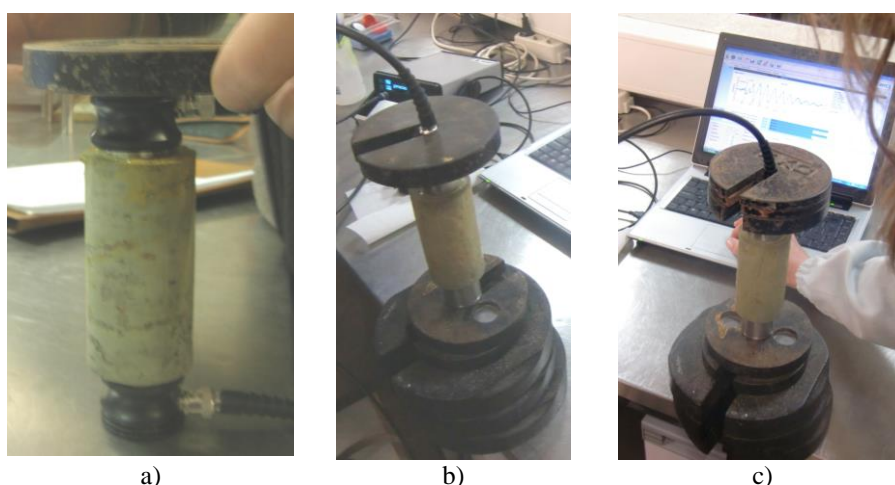


Figura 7.22 – Medição das velocidades de propagação das ondas sísmicas com o equipamento Pundit® usando pesos sobre a amostra para melhorar a qualidade do sinal recebido: a) medição da velocidade das ondas P na amostra 5; b) medição da velocidade das ondas S na amostra 5; c) medição da velocidade das ondas S na amostra 6

Para as amostras 5, 10 e B2A7 foram feitas leituras das ondas S e P durante a fase de corte, para diferentes níveis de deformação, e os resultados obtidos são os que mostra a Figura 7.23. Pode verificar-se que há uma diminuição no valor de  $G_0$  durante a fase de corte, diminuição que é mais significativa no início do mesmo, ou seja, entre o fim da consolidação e a extensão axial de 0,2 %. Verifica-se ainda que os dois ensaios mostram evoluções de  $G_0$  com a deformação da amostra bastante coerentes entre si. Após uma diminuição considerável no início do corte, a partir da extensão de sensivelmente 1 %, há uma ligeira recuperação do valor de  $G_0$ , o que resulta provavelmente do efeito da plastificação. O módulo distorcional da amostra B2A7 é mais elevado, por ser também maior a tensão de consolidação neste ensaio.

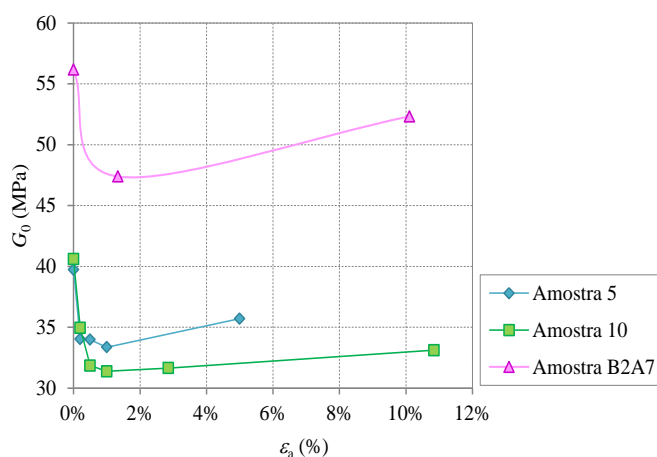


Figura 7.23 – Diminuição do módulo distorcional durante o corte para as amostras 5, 10 e B2A7

## 7.6 Ensaios edométricos

### 7.6.1 Amostras intactas

#### 7.6.1.1 Edómetro clássico

Os ensaios do edómetro clássico foram efetuados na FEUP sobre duas amostras recolhidas do bloco 1 em direções ortogonais para anéis com 75 mm de diâmetro. Dado o elevado grau de sobreconsolidação das amostras da unidade Camadas de Prazeres, conhecido a partir do estudo de resultados apresentados por outros autores e discutido no capítulo 5, a realização de ensaios edométricos usando o edómetro clássico, em que a máxima tensão aplicada em amostras com 75 mm de diâmetro é igual a 3,2 MPa, não possibilita a determinação da tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) nem do índice de compressibilidade ( $C_c$ ).

A Figura 7.24 mostra algumas imagens da montagem dos ensaios edométricos no edómetro clássico. Os anéis com 75 mm de diâmetro foram colocados nas células edométricas e a tensão vertical de equilíbrio foi encontrada como aquela para a qual não se verificava qualquer expansão do provete, para assim evitar alterações na estrutura original do solo. Os escalões de carga foram definidos de modo a obter uma curva bastante bem caracterizada para as tensões



consideradas próximas da tensão de pré-consolidação e foi feito um ciclo de descarga-recarga, a partir dos 1800 kPa. Cada escalão de carga teve a duração mínima de 24 horas.

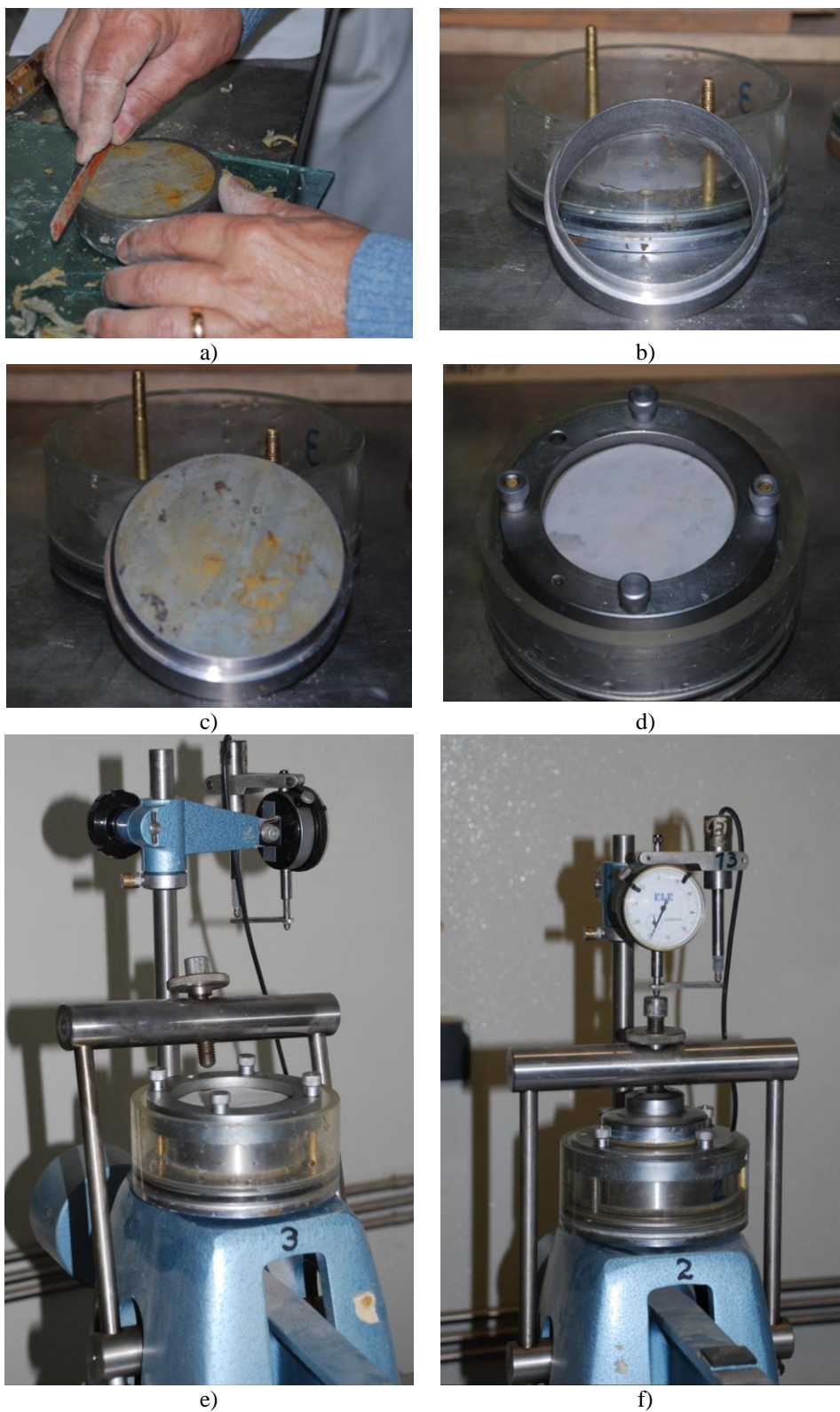


Figura 7.24 – Montagem dos ensaios edométricos na FEUP: a) preparação da amostra no anel; b) anel de 75 mm; c) amostra pronta; d) colocação do papel de filtro e do anel de fixação da amostra na célula edométrica; e) aspeto da célula na câmara antes da colocação da placa de topo; f) aspeto final da montagem do ensaio



A realização de ensaios sobre duas amostras talhadas do bloco 1 em direções ortogonais teve como objetivo principal comparar a resposta das duas amostras para os mesmos escalões de carga, com vista a aferir a anisotropia do solo em termos de compressibilidade. O Quadro 7.6 resume as características físicas das amostras ensaiadas. A amostra 1 foi talhada na horizontal e a amostra 2 na vertical, ou seja perpendicularmente ao plano de deposição. Foram ainda determinados para os diferentes escalões de carga aplicados, o coeficiente de compressibilidade volumétrico ( $m_v$ ), o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) e o coeficiente de consolidação ( $c_v$ ).

Quadro 7.6– Características físicas das amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro clássico

Ensaio	Prof. (m)	Condições iniciais		Condições finais	
		$e_0$	$w_0$ (%)	$e_{fin}$	$w_{fin}$ (%)
Amostra 1	4,0	0,89	29,48	0,82	32,59
Amostra 2	4,0	0,81	26,46	0,71	27,23

As curvas de compressibilidade obtidas para as duas amostras são as que ilustra a Figura 7.25. Na Figura 7.25b mostram-se as duas curvas normalizadas pelo índice de vazios inicial ( $e_0$ ), para facilitar a comparação da forma das mesmas. Da observação da figura conclui-se que não há diferenças consideráveis no que respeita a compressibilidade para amostras recolhidas em direções ortogonais.

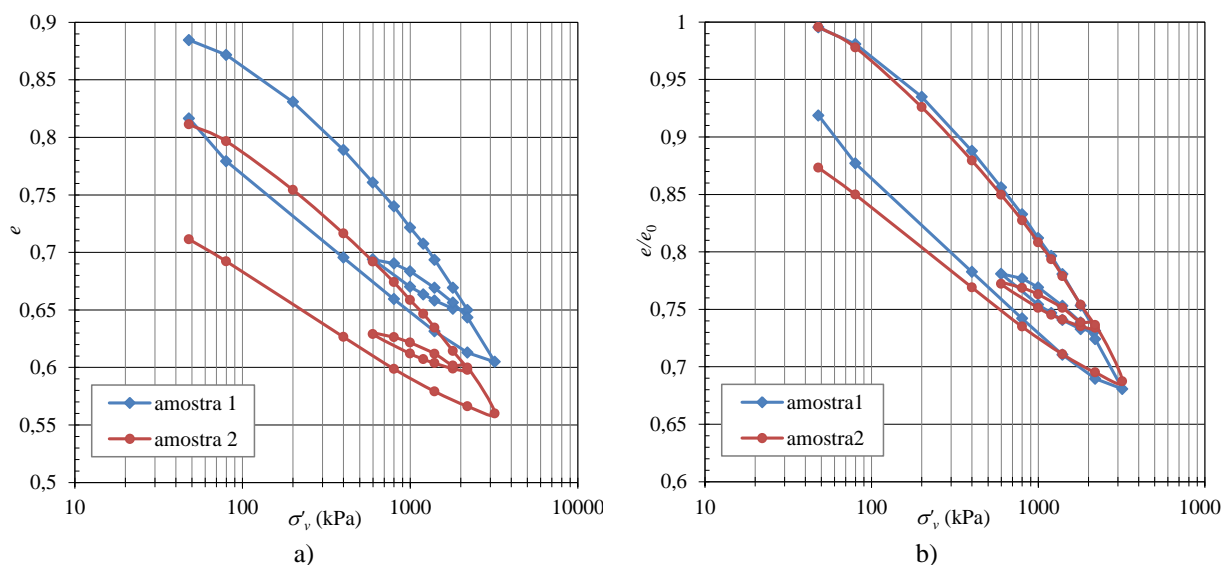


Figura 7.25 – Curvas de compressibilidade das amostras 1 e 2, colhidas em direções ortogonais: a) diagrama  $e$ - $\log \sigma_v$ ; b) diagrama curva normalizada pelo índice de vazios inicial

Como foi já referido, não foi possível no caso dos ensaios no edómetro clássico atingir os níveis de tensão necessários para permitir a identificação da tensão de pré-consolidação nem do índice de compressibilidade. Os índices de recompressão ( $C_r$ ) e de expansão ( $C_s$ ) foram iguais a 0,05 e 0,06 respetivamente para as duas amostras. A Figura 7.26 mostra a variação do coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) ao longo dos ensaios para as duas amostras em estudo. Pode verificar-se que os valores obtidos são muito semelhantes, e evoluem da mesma forma em todas as etapas do ensaio.

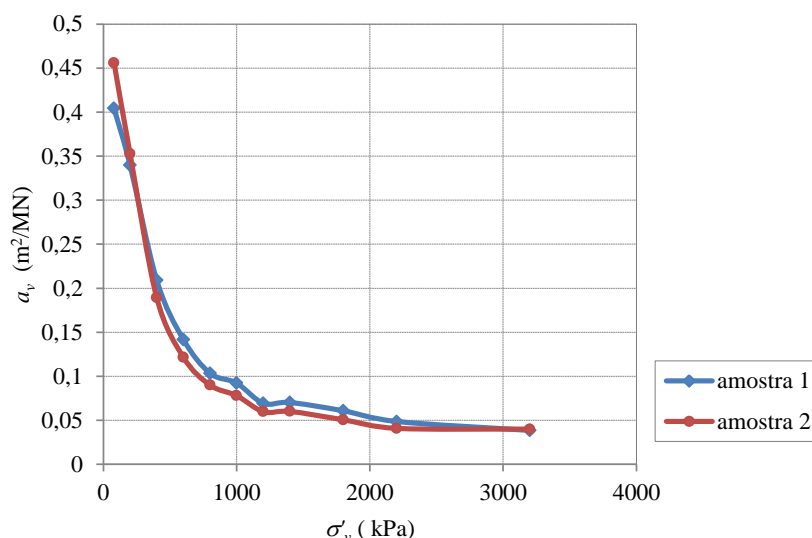


Figura 7.26 - Coeficiente de compressibilidade para os diferentes níveis de tensão nas amostras 1 e 2, colhidas em direções ortogonais

O coeficiente de consolidação ( $c_v$ ) determinado através dos métodos de Taylor e de Casagrande apresenta-se na Figura 7.27. Por seu turno, a Figura 7.28 mostra o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) para as amostras 1 e 2 e para os diversos escalões de carga adotados, determinado a partir de:

$$k = c_v \times \frac{a_v}{1 + e_0} \times \gamma_w \quad 7.6$$

A observação da Figura 7.27 mostra que o método de Taylor fornece tipicamente valores mais altos do coeficiente de consolidação do que o método de Casagrande. Por outro lado, não se verificam grandes alterações nos resultados obtidos para os diversos escalões de carga, o que resulta de se estar a carregar as amostras no ramo sobreconsolidado da curva de compressibilidade. Na Figura 7.27b não se apresentam todos os valores de  $c_v$  determinados pelo método de Taylor, uma vez que as curvas de consolidação para os dois primeiros escalões de carga no caso da amostra 2 não permitiram identificar corretamente o instante  $t_{90}$ .

Relativamente ao coeficiente de permeabilidade, importa realçar que os resultados obtidos para a amostra recolhida perpendicularmente à direção de deposição (amostra 2) são superiores aos obtidos para a amostra talhada na vertical. Com efeito, o coeficiente de permeabilidade assim medido constitui um coeficiente de permeabilidade horizontal, que no caso dos solos que exibem orientação é geralmente maior do que o coeficiente de permeabilidade vertical.

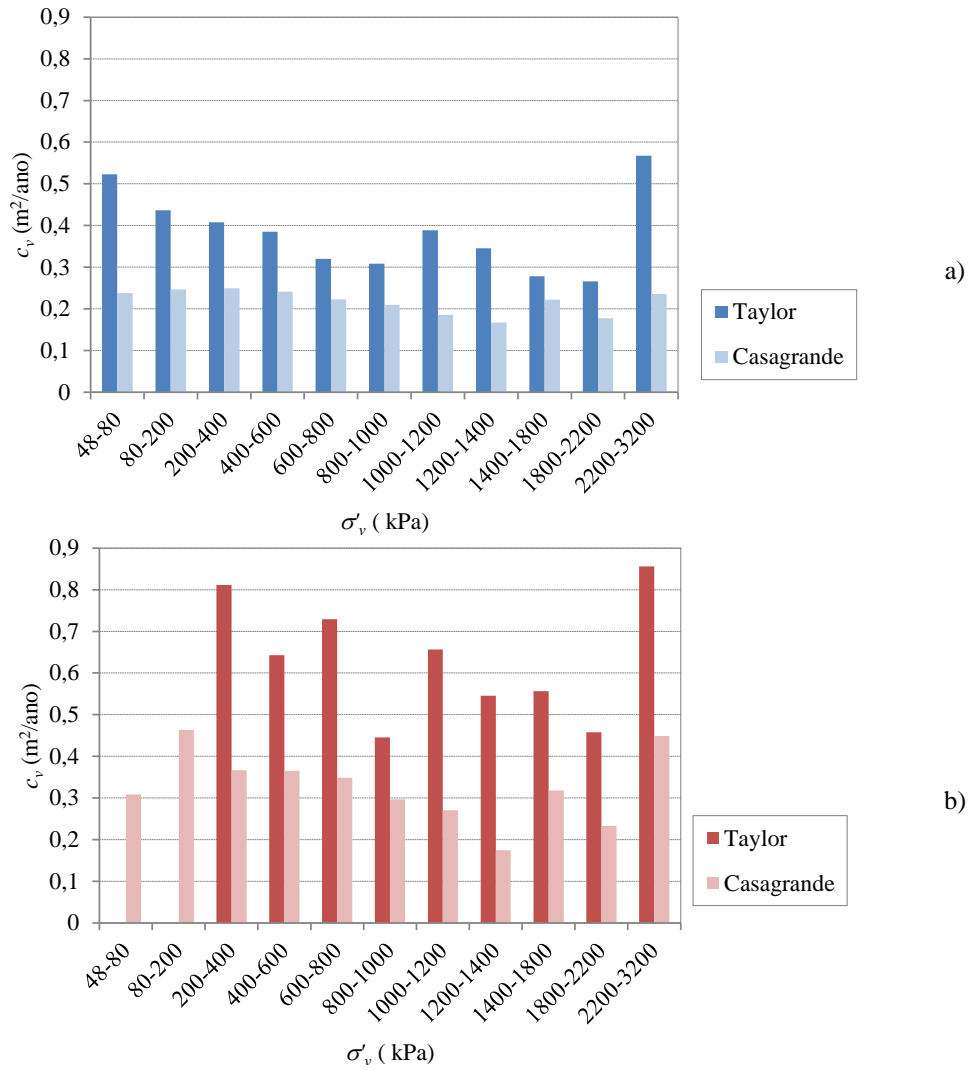


Figura 7.27 – Coeficiente de consolidação segundo os métodos de Taylor e Casagrande para as amostras ensaiadas no edómetro clássico para diferentes escalões de carga: a) amostra 1; b) amostra 2

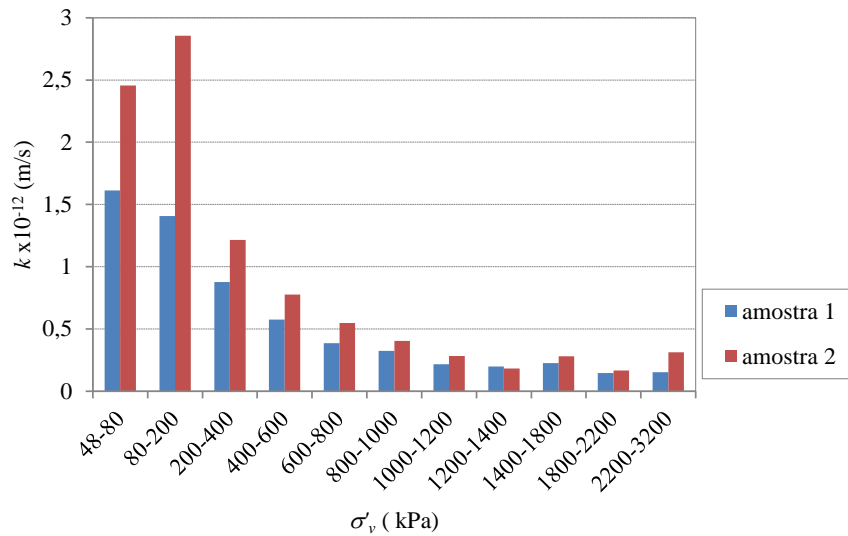


Figura 7.28 - Coeficiente de permeabilidade para as amostras ensaiadas no edómetro clássico para diferentes escalões de carga, definido a partir do coeficiente de consolidação determinado pelo método de Casagrande

### 7.6.1.2 Edómetro de alta pressão

#### 7.6.1.2.1 Introdução

Os ensaios do edómetro de alta pressão foram efetuados na FCTUC sobre três amostras recolhidas do bloco 1 para anéis com 50 mm de diâmetro. Este equipamento foi desenhado para permitir a aplicação de tensões muito elevadas, possibilitando o carregamento em ramo virgem para amostras de solo sobreconsolidado. Na configuração utilizada, a razão do braço é de 1 para 11,04 e as tensões máximas aplicadas podem atingir 24 MPa.

O esquema de cargas aplicadas foi definido de modo a incluir uma descarga intermédia em pontos diferentes da curva. Em todos os casos foi aplicada a máxima tensão possível, que corresponde à colocação de 450 kg no braço do edómetro, como mostra a Figura 7.29. O Quadro 7.7 resume as características físicas das amostras ensaiadas no edómetro de alta pressão.



Figura 7.29 – Aspeto do edómetro de alta pressão com a máxima carga aplicada (450 kg e placa de topo)

Quadro 7.7– Características físicas das amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de alta pressão

Ensaio	Prof. (m)	Condições iniciais		Condições finais	
		$e_0$	$w_0$ (%)	$e_{fin}$	$w_{fin}$ (%)
OED1	4,0	0,74	24,30	0,72	26,12
OED2	4,0	0,80	26,70	0,67	24,60
OED3	4,0	0,93	34,00	0,72	25,10

Para realizar o ensaio sobre a amostra 3 (OED3) optou-se saturar a mesma previamente à montagem no edómetro, para verificar se a curva de compressibilidade obtida sofreria alterações, particularmente no que respeita à recuperação do índice de vazios na descarga.

Como se verá adiante, aquela recuperação foi bastante significativa, apesar dos elevados níveis de tensão vertical atingidos.

De modo a garantir a saturação, a amostra 3 foi colocada numa célula de Rowe, e submetida a uma pressão intersticial de 300 kPa durante 10 dias, sem permitir qualquer expansão lateral. A aplicação de tensões foi realizada pelo centro da parte inferior da amostra, e por cima da mesma, através da membrana de borracha que possibilita a aplicação de pressão na câmara. Neste equipamento, uma vez que a amostra não está isolada da câmara, as pressões aplicadas dentro e fora da mesma acabam por comunicar, pelo que para garantir uma *back pressure* de 300 kPa se instalou esta pressão na base da amostra, enquanto no topo da mesma se aplicou uma tensão vertical ligeiramente superior, igual a 310 kPa.

Após a saturação a câmara foi transportada para o Laboratório de Geotecnia da FCTUC, onde se procedeu à extração do anel para o ensaio edométrico e posterior montagem do mesmo. A Figura 7.30 mostra imagens da montagem da amostra no edómetro de Rowe e da extração do anel para o ensaio edométrico.

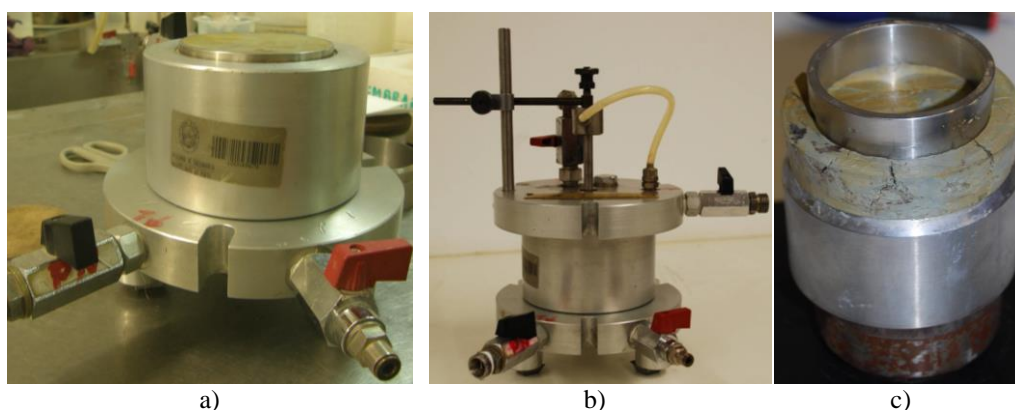


Figura 7.30 – Alguns aspetos da preparação da amostra 3: a) colocação da amostra no anel dentro da célula de Rowe; b) aspeto do edómetro de Rowe montado; c) extração da amostra 3 para um anel de 50 mm da célula do edómetro de alta pressão

#### 7.6.1.2.2 Resultados

A Figura 7.31 mostra as curvas de compressibilidade obtidas nos três ensaios edométricos realizados e o Quadro 7.8 resume os valores dos índices de compressibilidade ( $C_c$ ), de expansibilidade ( $C_s$ ) e de recompressão ( $C_r$ ). Pode verificar-se que há bastante coerência entre os parâmetros obtidos. Apesar das descargas terem sido realizadas para tensões distintas, os ramos de descarga-recarga são sensivelmente paralelos nos três ensaios, o que é confirmado pelos valores de  $C_r$  e  $C_s$ . Aspeto particularmente interessante prende-se com o valor da razão  $C_s / C_c$ , que é bastante elevado, razão pela qual a recuperação do índice de vazios na descarga é bastante pronunciada. Nos ensaios realizados no edómetro clássico, apresentados no ponto anterior, o declive do ramo inicial da curva foi bastante menos acentuado ( $C_r \approx 0,05$ ) assim como a recuperação na descarga ( $C_s \approx 0,05$ ).

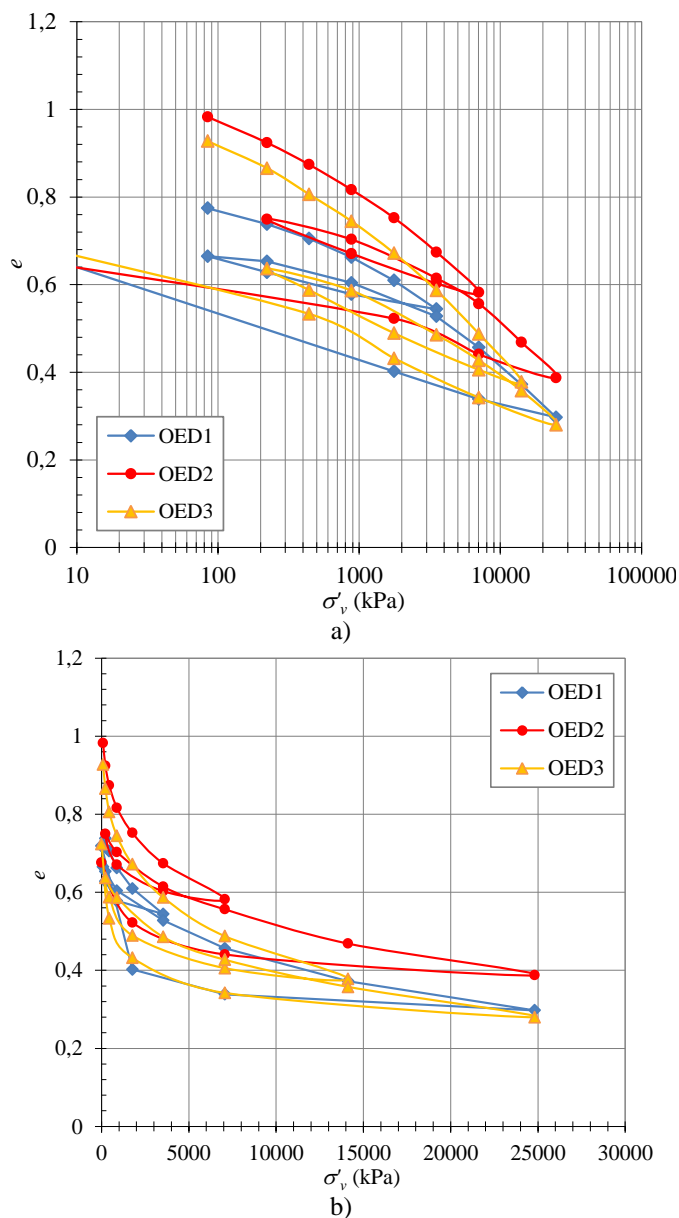


Figura 7.31 – Variação do índice de vazios com o escalão de carga nos ensaios realizados sobre amostras intactas das Camadas de Prazeres: a) escala logarítmica; b) escala aritmética

Quadro 7.8 – Parâmetros obtidos das curvas de compressão nos ensaios edométricos de alta pressão

Ensaio	$e_0$	$C_c$	$\frac{C_c}{1 + e_0}$	$C_s$	$C_r$	$\frac{C_s}{C_c}$
OED1	0,74	0,27	0,154	0,075	0,109	0,278
OED2	0,80	0,31	0,156	0,113	0,159	0,365
OED3	0,93	0,32	0,164	0,141	0,167	0,441

O coeficiente de compressibilidade mostra-se na Figura 7.32 e o coeficiente de compressibilidade volumétrico na Figura 7.33. A observação das figuras sugere que estes parâmetros diminuem consideravelmente à medida que aumenta a carga aplicada, sendo os resultados bastante coerentes para os três ensaios.

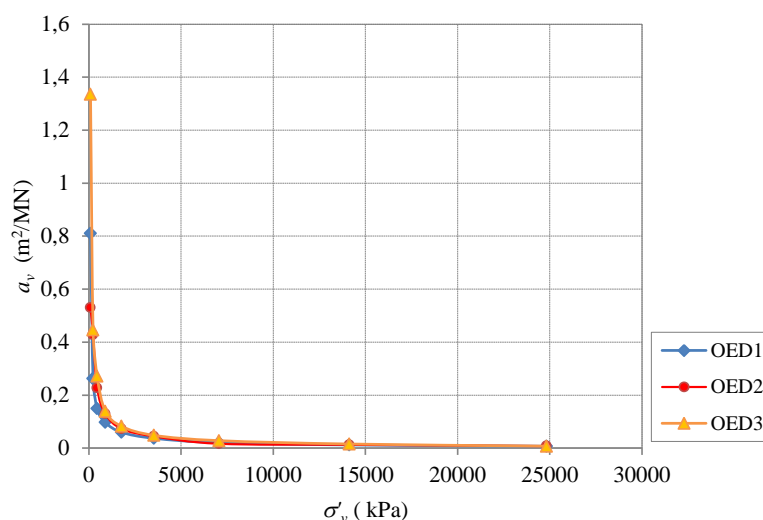


Figura 7.32 - Coeficiente de compressibilidade nos ensaios realizados no edômetro de alta pressão sobre amostras intactas das Camadas de Prazeres

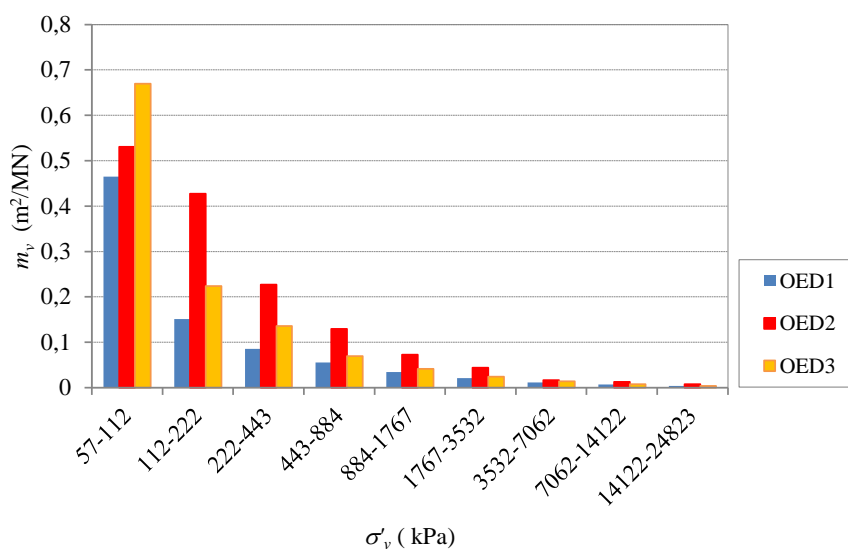


Figura 7.33 – Coeficiente de compressibilidade volumétrica nos ensaios realizados no edômetro de alta pressão sobre amostras intactas das Camadas de Prazeres

O grau de sobreconsolidação foi determinado através dos métodos de Butterfield (Butterfield, 1979), que utiliza a representação bi-logarítmica  $\log(1+e) - \log(\sigma'_v)$  e dos métodos de Casagrande (Casagrande, 1936) e Simplificado (Josseaume *et al.*, 1991), que utilizam a representação  $e - \log(\sigma'_v)$ . No capítulo 5 deste trabalho apresenta-se uma descrição detalhada destes métodos (ponto 5.2.3.1), pelo que neste ponto serão apenas apresentados os resultados obtidos, que se mostram no Quadro 7.9.

Quadro 7.9 - Tensão de pré-consolidação e grau de sobreconsolidação obtidos nas amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no edómetro de alta pressão

Ensaio	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	Construção de Casagrande		Método simplificado		Método de Butterfield	
		$\sigma'_p$ (kPa)	$R_{OC}$	$\sigma'_p$ (kPa)	$R_{OC}$	$\sigma'_p$ (kPa)	$R_{OC}$
OED1	80	1127	14,1	856	10,7	1245	15,6
OED2	80	1218,6	15,2	600	7,5	1278	16,0
OED3	80	1369	17,1	1182	14,8	1477	18,3

O grau de sobreconsolidação obtido foi bastante elevado, e superior aos valores de outros estudos tratados no âmbito deste trabalho, anteriormente apresentados. Uma primeira análise sugere que tratando-se de amostras recolhidas a menor profundidade do que as amostras tratadas no capítulo 5, o efeito da erosão terá provocado uma maior descompressão deste solo, contribuindo para um aumento do seu grau de sobreconsolidação.

No entanto, outro aspeto que merece atenção, e já atrás referido, está relacionado com os valores da sucção medidos no campo aquando da recolha de amostras em bloco, que se mostram no Quadro 7.2. Com efeito, se se admitir que à profundidade a que as amostras foram recolhidas a sucção era de cerca de 160 kPa, isso corresponde a considerar que a tensão efetiva àquela profundidade não vale 80 kPa mas é superior, o que conduziria a valores de  $R_{OC}$  mais próximos dos valores encontrados anteriormente.

Relativamente aos parâmetros de consolidação, a Figura 7.34 apresenta para as três amostras ensaiadas os valores obtidos para  $c_v$  em cada escalão de carga, determinados através dos métodos de Taylor e de Casagrande. Verifica-se uma vez mais que os resultados obtidos pelo método de Taylor são superiores aos que se obtém pelo método de Casagrande.

Os resultados obtidos no ensaio OED3 mostram para os mesmos escalões de carga maiores valores do coeficiente de consolidação, o que pode explicar-se por ter sido também maior o valor inicial do índice de vazios dessa amostra.



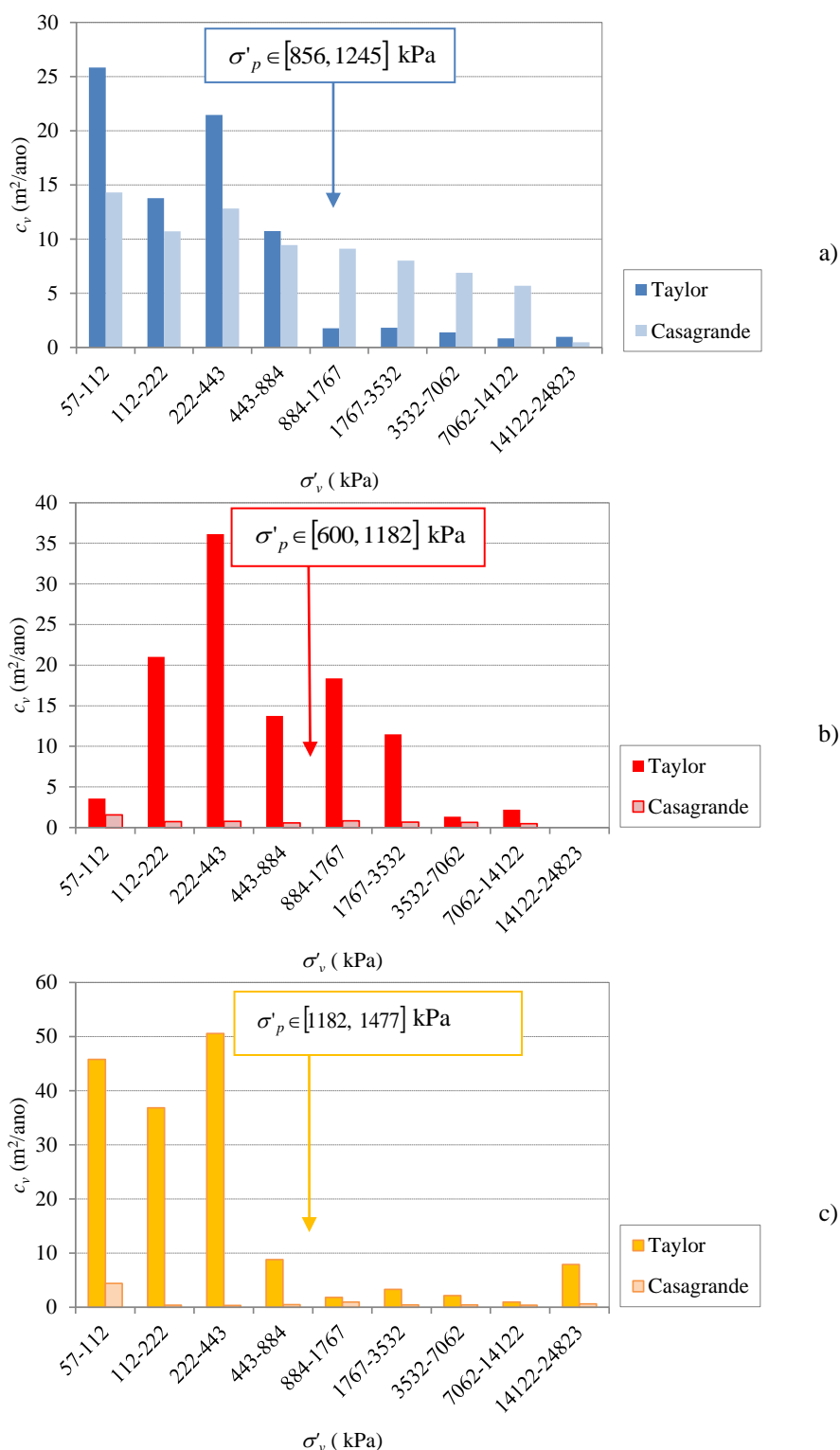


Figura 7.34 – Coeficiente de consolidação segundo os métodos de Taylor e de Casagrande nos ensaios realizados no edômetro de alta pressão sobre amostras intactas das Camadas de Prazeres: a) OED1; b) OED2; c) OED3

O coeficiente de permeabilidade foi determinado a partir da expressão 7.6, considerando  $c_v$  definido por aplicação do método de Casagrande, e os resultados obtidos mostram-se na Figura 7.35. A sua observação indica tratar-se de um solo praticamente impermeável, com coeficiente de permeabilidade entre  $1,26 \times 10^{-12}$  m/s e  $9,85 \times 10^{-9}$  m/s, o que vai de encontro à

elevada percentagem de argila que estas amostras exibem. Pode verificar-se um acentuado decréscimo do coeficiente de permeabilidade com o aumento da tensão vertical, sobretudo na passagem para o ramo virgem. Para o ensaio OED3, não se apresenta o coeficiente de permeabilidade no primeiro escalão de carga, uma vez que este foi muitíssimo superior aos restantes.

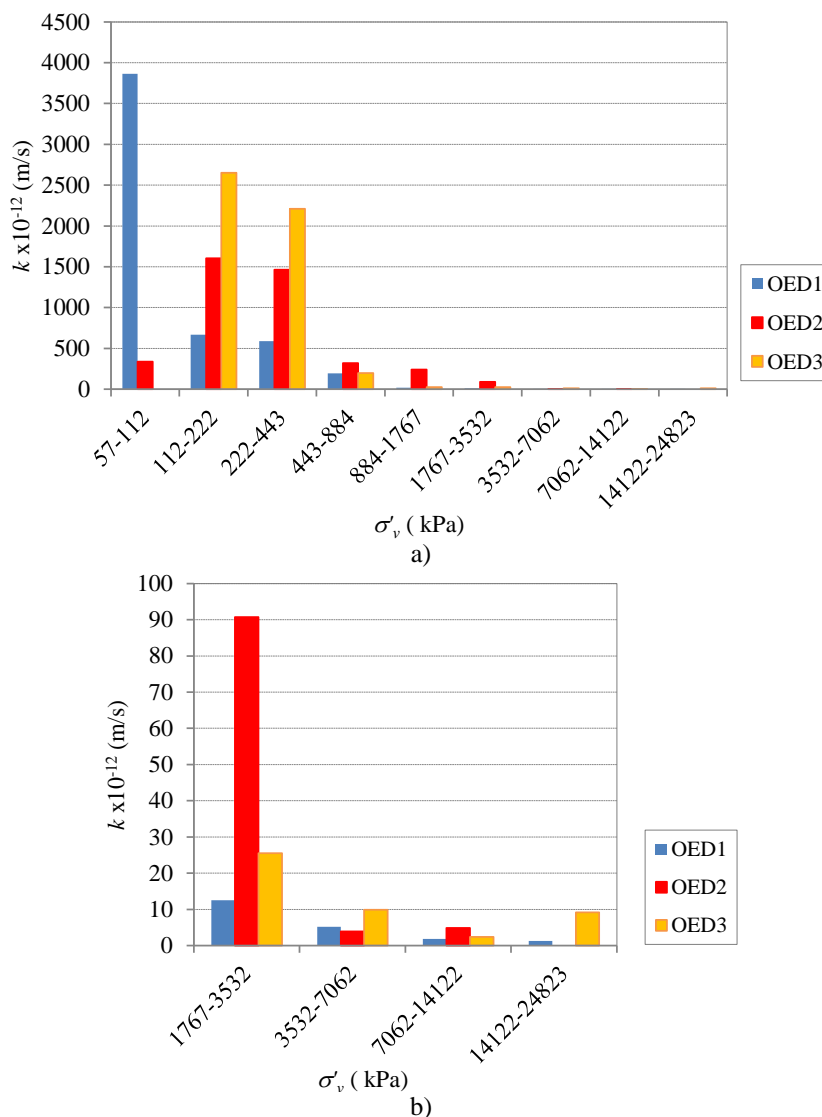


Figura 7.35 - Coeficiente de permeabilidade nos ensaios realizados no edómetro de alta pressão sobre amostras intactas das Camadas de Prazeres: a) todos os escalões de carga; b) só escalões de carga no ramo virgem

### 7.6.2 Amostras reconstituídas

Sobre amostras reconstituídas foram realizados dois ensaios edométricos nas células clássicas do Laboratório de Geotecnia da FEUP. No primeiro ensaio não foi realizada nenhuma descarga intermédia ao contrário do que aconteceu com o segundo.

Quadro 7.10– Características físicas das amostras reconstituídas das Camadas de Prazeres ensaiadas no edômetro clássico

Amostra	Condições iniciais		Condições finais	
	$e_0$	$w_0$ (%)	$e_{fin}$	$w_{fin}$ (%)
R1	1,23	43,91	0,86	32,47
R2	1,38	48,10	0,84	33,87

As curvas de compressibilidade obtidas mostram-se na Figura 7.36 em escala logarítmica e em escala aritmética. A análise das figuras mostra que há uma diferença clara no comportamento das amostras a partir da tensão de pré-consolidação que foi de 80 kPa, o que corresponderá ao carregamento em ramo virgem.

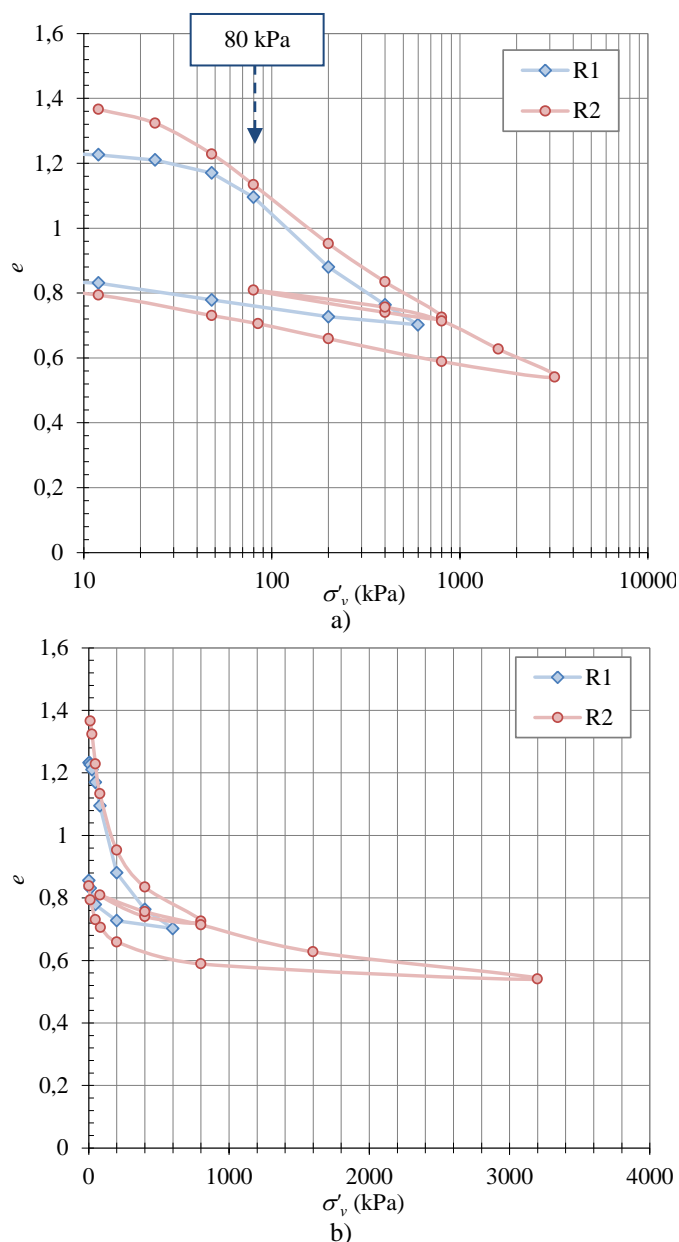


Figura 7.36 – Variação do índice de vazios com o escalão de carga nos ensaios realizados sobre amostras reconstituídas das Camadas de Prazeres: a) escala logarítmica; b) escala aritmética

Na Figura 7.37 apresentam-se as curvas de compressão no plano  $I_v$ - $\log \sigma'_v$ , juntamente com as curvas SCL e ICL (Burland, 1990), e o Quadro 7.11 resume os parâmetros de compressibilidade das Camadas de Prazeres.

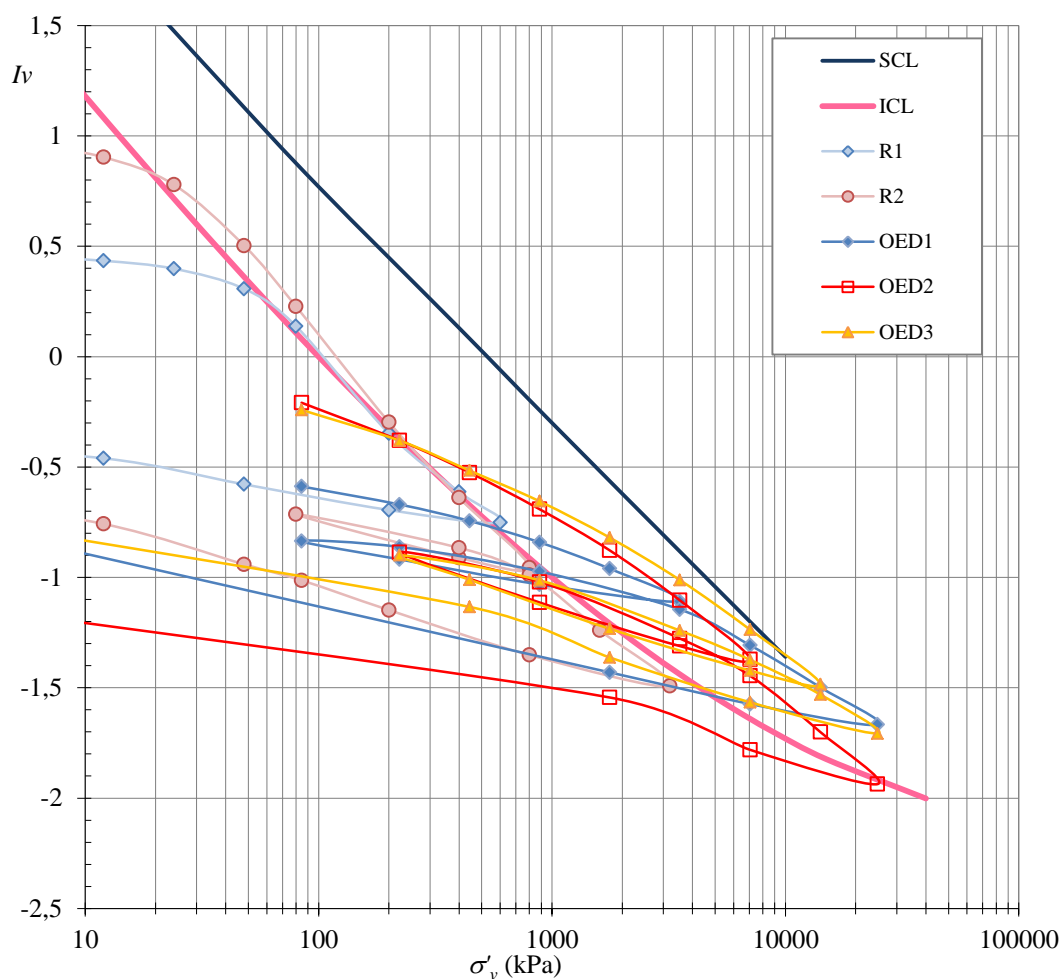


Figura 7.37 – Curvas de compressão no plano  $I_v$ - $\log \sigma'_v$  das amostras de Camadas de Prazeres intactas e reconstituídas

Quadro 7.11 – Parâmetros de compressibilidade para as amostras reconstituídas das Camadas de Prazeres

Ensaio	$e_0$	$C_c^*$	$e^*_{100}$	$\frac{C_c^*}{1+e_0}$	$C_s^*$	$C_r^*$
R1	1,23	0,34	1,03	0,16	-	0,05
R2	1,38	0,38	1,05	0,16	0,08	0,14

Pode verificar-se que as curvas de compressão das amostras reconstituídas se situam sobre a ICL definida pela expressão empírica (Burland, 1990):

$$I_v = 2,45 - 1,2385 \cdot \log(\sigma'_v) + 0,015 \cdot \log(\sigma'_v)^3 \tag{7.7}$$

o que indica um bom ajuste entre as curvas determinadas experimentalmente com as amostras reconstituídas e a expressão empírica apresentada. É de notar que vários autores têm referido que o teor em água para o qual se faz a reconstituição da amostra pode alterar a posição

da curva no plano  $I_v - \log \sigma'_v$ , pelo que a ICL deve ser definida para amostras reconstituídas com  $w=1,5w_L$ , como aconteceu com estas amostras.

Pode ainda observar-se que as curvas dos ensaios OED1, OED2 e OED3 tendem para a SCL à medida que aumenta a tensão vertical, uma vez que esta é a curva de sedimentação, ou seja, o lugar geométrico do estado de amostras normalmente consolidadas.

A sensibilidade ( $S_\sigma$ ) pode ser determinada a partir da razão entre a tensão de cedência ( $\sigma'_y$ ), considerada igual à tensão para a qual a curva  $I_v - \log \sigma'_v$  mostra um acentuado aumento de compressibilidade, e a tensão correspondente ao mesmo índice de vazios na ICL ( $\sigma_e^*$ ), como mostra a título de exemplo a Figura 7.38 para a amostra OED3. Os resultados obtidos neste trabalho indicam que a sensibilidade destas argilas varia entre 2,45 e 3,1, valores que vão de encontro ao que se descreve na bibliografia para outras argilas sobreconsolidadas (Cotecchia *et al.*, 2011).

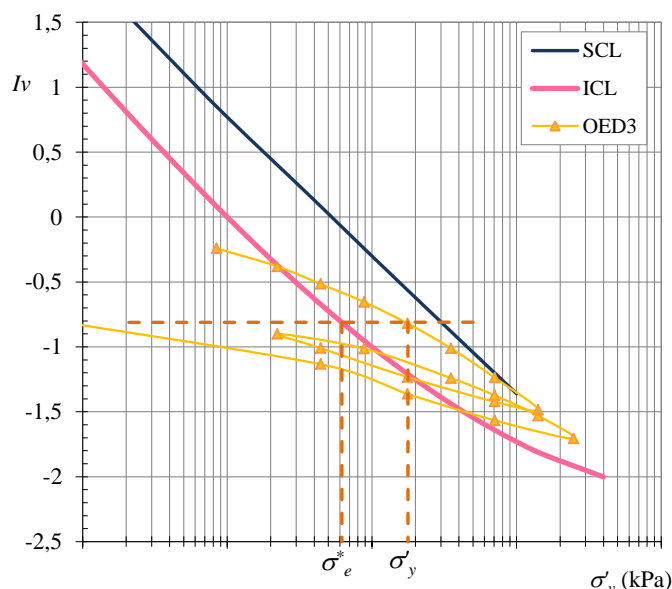


Figura 7.38 – Determinação das tensões de  $\sigma'_y$  e  $\sigma_e^*$  para a amostra OED3 das Camadas de Prazeres

Os resultados obtidos mostram que a tensão de cedência  $\sigma'_y$  é maior do que a tensão de pré-consolidação determinada nos ensaios edométricos, independentemente do método usado para a determinar, pelo que provavelmente a estrutura da unidade Camadas de Prazeres sofreu alterações devidas a fenómenos pós-deposicionais. Estas alterações poderão estar relacionadas com a diagénese de sulfuretos que resulta numa considerável quantidade de pirites que foram observadas, como se apresentou no capítulo 3.

## 7.7 Ensaios triaxiais

### 7.7.1 Programa de ensaios

O programa de ensaios triaxiais a realizar no âmbito deste trabalho foi definido com vista a permitir identificar a envolvente de rotura para as Camadas de Prazeres. Dado tratar-se de um solo com elevado grau de sobreconsolidação, foi utilizado o equipamento triaxial de alta pressão existente no Laboratório de Geotecnia da FEUP que permite consolidar as amostras para níveis de tensão suficientemente elevados para que estas sejam ensaiadas num estado normalmente consolidado. Em dois destes ensaios, foi feita a aquisição durante as diversas fases de consolidação das amostras, o que permitiu definir a curva de consolidação isotrópica.

Inicialmente foi definido um plano que contemplava a realização de cerca de 15 ensaios sobre amostras intactas. No entanto, o tempo necessário para a realização dos ensaios foi consideravelmente superior ao que era esperado, pelo que foram apenas realizados 12, como resume o Quadro 7.12. Na Figura 7.39 mostram-se as câmaras triaxiais utilizadas neste trabalho.

Sobre amostras reconstituídas foram realizados dois ensaios triaxiais de compressão com consolidação isotrópica, como resume o Quadro 7.13. O primeiro ensaio (TR1) foi realizado para numa câmara com célula de carga externa, mas o diagrama da tensão de desvio vs extensão axial durante o corte, mostra que a máxima tensão de desvio ocorre para deformações muito pequenas, o que não corresponde ao esperado dada a consistência do solo. O segundo ensaio (TR2) foi realizado numa câmara com uma célula de carga interna. A segunda câmara utilizada, que se mostra na Figura 7.39b, estava instrumentada com *bender elements*, pelo que foram feitas medições das velocidades de propagação das ondas S e P. A tensão de consolidação deste ensaio foi igual a 120 kPa de forma a possibilitar a comparação dos resultados obtidos para as amostras intacta e reconstituída com a mesma tensão de consolidação.

O tempo despendido em cada ensaio configurou de facto uma limitação bastante significativa. Alguns ensaios demoraram praticamente três meses desde a montagem na câmara até ao carregamento por corte. A fase de saturação foi muito demorada, dada a baixíssima permeabilidade do solo. Por outro lado, o tempo necessário para consolidar as amostras foi obviamente função da tensão de consolidação que se pretendia atingir, pelo que nos casos em que esta era elevada passaram várias semanas até concluir esta fase. Houve ainda alguns contratempos e bastantes dificuldades na realização dos ensaios, que na maior parte dos casos estiveram relacionados com a ocorrência de fugas nas câmaras triaxiais, que impossibilitaram a aplicação das tensões pretendidas ou a correta medição dos excessos de pressão neutra gerados.

Quadro 7.12 – Resumo dos ensaios triaxiais realizados sobre amostras intactas

Ensaio	Amostra	Tipo	Equipamento	$\sigma'_c$ (kPa)	Instrumentação interna	Observações
C1	7	CIU	Clássico	40	Sem instrumentação interna	-
C2	10	CIU	Clássico com <i>bender elements</i>	80	<i>Hall-effect</i>	A instrumentação interna não funcionou
C3	1	CIU	Clássico	120	Sem instrumentação interna	-
C4	B2A7	CIU	Clássico com <i>bender elements</i>	500	<i>Hall-effect</i> <i>Bender elements</i>	A instrumentação interna não funcionou
C5	3	CIU	Clássico	1000	LVDT interno	-
AP1	11	CIU	Alta pressão	4700	LVDT interno	-
AP2	8	CIU	Alta pressão	2000	LVDT interno	Fuga na membrana. Erro na medição dos excessos de pressão neutra gerados no corte
AP3	9	CIU	Alta pressão	9800	LVDT interno	-
AP4	B2A5	CIU	Alta pressão	6500	LVDT interno	-
Ext1	5	EK <sub>0</sub> U	<i>Stress-Path</i>	$\sigma'_{v0} = 80$ kPa $K_0 = 1,2$	LVDT interno <i>Bender elements</i> Célula de carga	-
Ext2	6	EK <sub>0</sub> U	<i>Stress-Path</i>	$\sigma'_{v0} = 600$ kPa $K_0 = 1,2$	LVDT interno <i>Bender elements</i> Célula de carga	Fuga na câmara. A trajetória de tensões foi alterada - Anulado
Ext3	B2A6	EK <sub>0</sub> U	<i>Stress-Path</i>	$\sigma'_{v0} = 200$ kPa $K_0 = 1,2$	LVDT interno <i>Bender elements</i> Célula de carga	A câmara não manteve o $K_0$ e ocorreu compressão antes de completar a consolidação - Anulado

Quadro 7.13 – Resumo dos ensaios triaxiais realizados sobre amostras reconstituídas

Ensaio	Amostra	Tipo	Equipamento	$\sigma'_c$ (kPa)	Instrumentação interna	Observações
TR1	RC1	CIU	Clássico	200	Sem instrumentação interna	Não foram corretamente medidas as deformações no início do corte
TR2	RC2	CIU	Clássico com <i>bender elements</i>	120	<i>Bender elements</i> Célula de carga	-

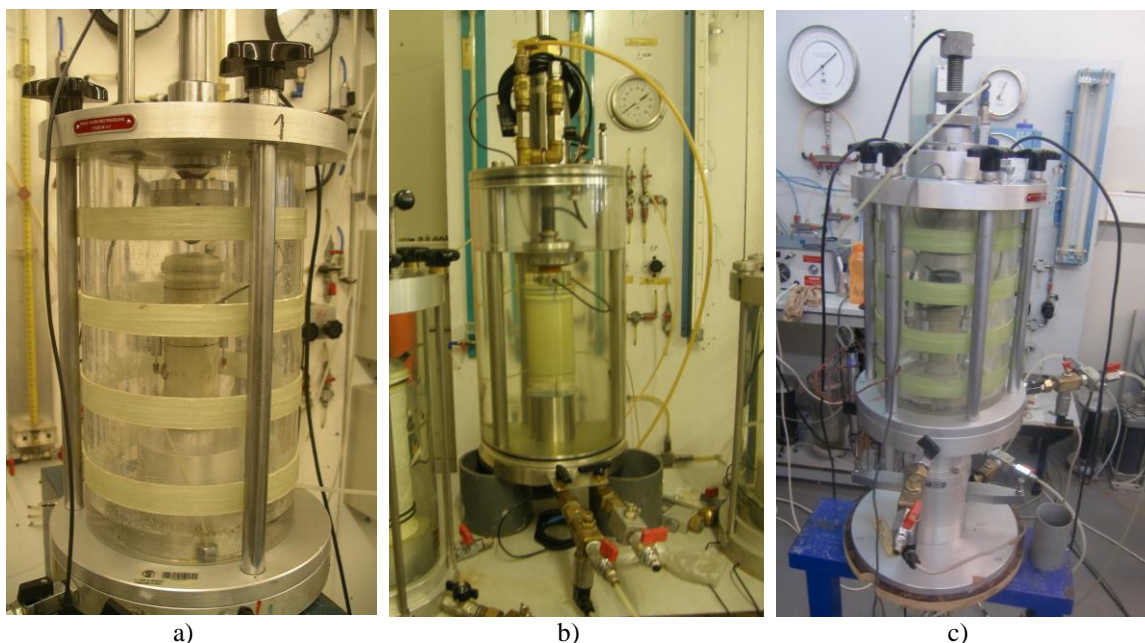


Figura 7.39 – Imagens das câmaras triaxiais utilizadas nos ensaios sobre amostras da Camadas de Prazeres: a) câmara clássica com instrumentação interna; b) câmara clássica equipada com *bender elements*; c) câmara *stress path*

Na fase de saturação foi necessário instalar na amostra um diferencial de pressões neutras entre o topo e a base que facilitasse a passagem de água e permitisse eliminar todas as bolhas de ar que eventualmente estivessem presas nos tubos. Nesta fase foram usadas elevadas pressões de água nos poros com vista a dissolver o ar que pudesse ainda estar preso no interior da amostra.

O controlo da consolidação foi feito através da monitorização das variações de volume que ocorriam para cada escalão de carga aplicado. Sempre que possível estabeleceram-se duas fronteiras drenantes através da ligação do topo e da base da amostra ao mesmo medidor de volume. Os ensaios de compressão foram realizados com consolidação isotrópica e os ensaios de extensão foram feitos com consolidação  $K_0$  após a consolidação isotrópica.

As velocidades de propagação das ondas S e das ondas P foram medidas por meio de *bender elements*, em praticamente todas as amostras ensaiadas, na bancada, previamente à sua colocação na câmara. No caso das câmaras equipadas com *bender elements* a medição das velocidades de propagação das ondas sísmicas foi efetuada em diferentes fases dos ensaios, nomeadamente, no fim da saturação, no fim da consolidação e em diversas fases do corte, para extensões axiais de 0,2 %, 0,5 %, 1,0 % e 5,0 %. Os resultados destas medições apresentaram-se no ponto 7.5.4.

### 7.7.2 Saturação, consolidação e instrumentação das amostras

A fase de saturação das amostras foi bastante demorada, devido à baixíssima permeabilidade do solo. O controlo da saturação foi feito através da medição do parâmetro  $B$  de Skempton,



considerando-se a saturação completa para valores de  $B$  superiores a 0,97. Em praticamente todas as amostras a pressão de água nos poros que garantiu a saturação foi de 500 kPa, pressão considerada suficiente para dissolver as bolhas de ar que existam no interior da amostra (Head, 1994).

Uma vez saturada a amostra, procedeu-se à consolidação para a tensão pretendida, controlando a variação de volume através de um medidor de variação volumétrica ou através da variação da altura de água na coluna que fornece a *back pressure*. Este último método, embora não tão preciso quanto o primeiro, permite controlar a consolidação da amostra, que se considera concluída quando a altura na coluna de água não sofre qualquer variação durante um período de tempo considerável.

A montagem dos ensaios nas câmaras clássicas não apresenta nenhuma particularidade, a não ser nos casos em que se coloca a instrumentação interna, cujos suportes são colados à membrana de latex, com o cuidado necessário para não furar a mesma, ou no caso de ter que ser furada, de colmatar com cola o furo realizado. No caso da câmara *stress path*, equipada com *bender elements*, ou de uma das câmaras clássicas adaptada também com *bender elements*, foi necessário abrir na amostra um pequeno sulco, suficiente para o *bender* entrar na amostra sem a forçar, o que originaria a abertura de fissuras na mesma. Esta operação requer o cuidado de garantir um bom contacto entre o *bender* e a amostra, para possibilitar a transmissão das ondas sísmicas.

A Figura 7.40 mostra algumas imagens da montagem dos ensaios triaxiais nas câmaras clássica e *stress path*, e na Figura 7.41 mostram-se alguns aspetos da montagem das amostras na câmara de alta pressão.

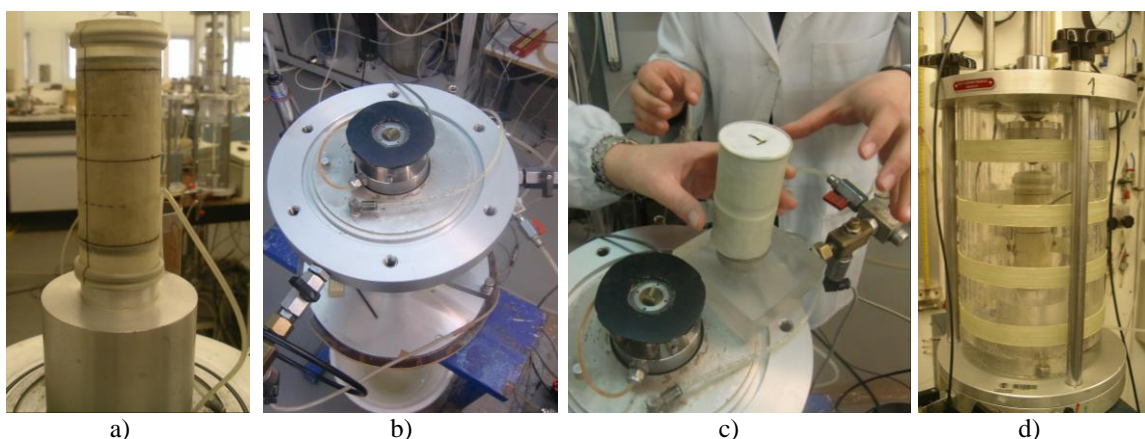


Figura 7.40 – Aspetos da montagem dos ensaios triaxiais nas câmaras clássica e *stress path*: a) amostra colocada no pedestal com membrana marcada para colagem da instrumentação interna; b) base da câmara *stress path* equipada com *bender elements*; c) colocação da amostra na câmara *stress path*; d) câmara clássica com instrumentação interna

A montagem de amostras na câmara de alta pressão apresenta algumas particularidades, uma vez que as elevadas pressões envolvidas nestes ensaios requerem um cuidado especial no

isolamento da amostra em relação à água da câmara. Após a montagem no pedestal, e a colocação da placa de topo, são colocadas duas tiras de PVC, uma junto ao topo e outra junto à base da amostra, que abraçam o contacto entre esta, as pedras porosas e a placa de topo ou o suporte. Sobre as tiras de PVC são colocadas duas tiras de neoprene, que recobrem as anteriores e protegem a membrana de neoprene que se coloca a seguir. Sobre a membrana de neoprene é então colocada uma membrana de latex, onde se cola a instrumentação, que no caso desta câmara consiste em dois LVDTs axiais e um radial. No final são colocados o corpo e a tampa da câmara, com o auxílio de um sistema mecânico, uma vez que se trata de peças muito pesadas.

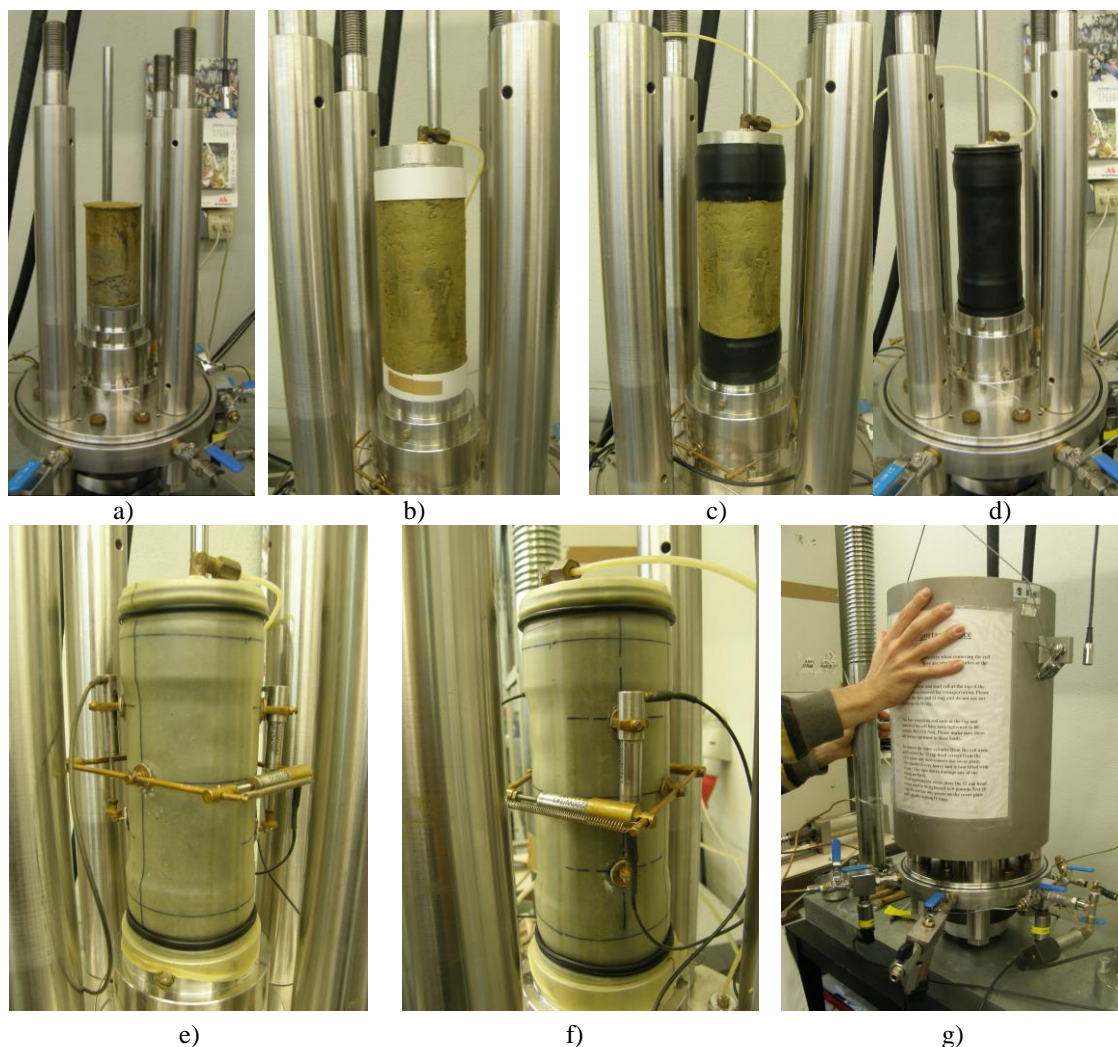


Figura 7.41 – Aspectos da montagem das amostras na câmara triaxial de alta pressão no Laboratório de Geotecnia da FEUP: a) montagem da amostra no pedestal; b) colocação das tiras de PVC junto ao topo e à base da amostra; c) colocação das tiras de neoprene; d) colocação da membrana de neoprene; e) colocação da membrana de latex para colar a instrumentação; f) aspecto dos LVDTs que realizam a monitorização dos deslocamentos vertical e radial; g) fecho da câmara triaxial

### 7.7.3 Amostras intactas

#### 7.7.3.1 Ensaio de compressão triaxial

##### 7.7.3.1.1 Parâmetros de resistência em tensões efetivas

Os ensaios triaxiais de compressão foram realizados com consolidação isotrópica para diferentes tensões de consolidação. Para as tensões mais baixas foram usadas as câmaras tradicionais e para as tensões mais elevadas foi usada a câmara triaxial de alta pressão. Os resultados dos ensaios de compressão apresentam-se em função da tensão de consolidação adotada, sendo que para as tensões de consolidação mais baixas as amostras foram ensaiadas num estado sobreconsolidado, ao passo que para tensões mais elevadas as amostras foram ensaiadas num estado normalmente consolidado.

O critério de rotura adotado foi o de máxima tensão de desvio, embora numa análise em tensões efetivas os resultados sejam muito semelhantes para este e para o critério de máxima obliquidade, uma vez que a partir de determinado nível de deformação a trajetória de tensões efetivas segue ao longo da linha  $K_f$  no espaço  $s, s', t$ , como se discutiu no capítulo 5.

Na Figura 7.42 mostra-se as envolventes de rotura no espaço  $s'-t$  obtidas em todos os ensaios. Para as amostras consolidadas para tensões inferiores à tensão de pré-consolidação o ângulo de resistência ao corte foi de  $36,3^\circ$  e a coesão nula, com coeficiente de determinação de 0,99. Estes resultados vão de encontro aos apresentados no capítulo 5 para os elementos tratados relativos às Camadas de Prazeres. Para tensões de consolidação superiores os resultados obtidos indicam para a envolvente de rotura um ângulo de resistência ao corte de  $23,8^\circ$  com coesão nula, como mostra a Figura 7.42b.

Relativamente aos parâmetros de resistência em tensões efetivas apresentados importa tecer alguns comentários, particularmente no que respeita ao ensaio realizado com tensão de consolidação igual a 1000 kPa. Com efeito, os resultados dos ensaios edométricos sobre amostras intactas no edómetro de alta pressão apresentados anteriormente indicam que a tensão de pré-consolidação é muito próxima deste valor. Só com a aplicação do método simplificado para determinação da tensão de pré-consolidação se obtiveram, para duas amostras, valores inferiores a 1000 kPa, mas ainda assim bastante próximos deste.

A representação da envolvente de rotura considerando apenas os ensaios francamente sobreconsolidados, ou seja, com tensões de consolidação seguramente inferiores à tensão de pré-consolidação, fornece para os parâmetros de resistência ao corte valores substancialmente diferentes, como mostra a Figura 7.43.

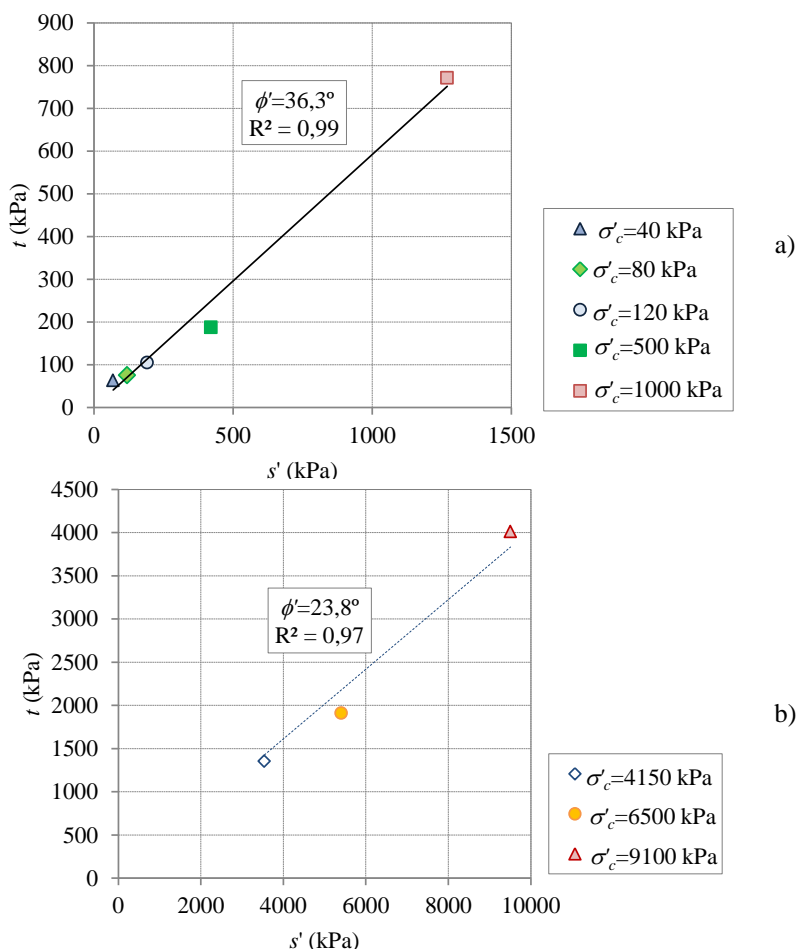


Figura 7.42 – Envolturas de rotura em ensaios de compressão triaxial no espaço  $s'$ -  $t$ : a) amostras sobreconsolidadas; b) amostras normalmente consolidadas

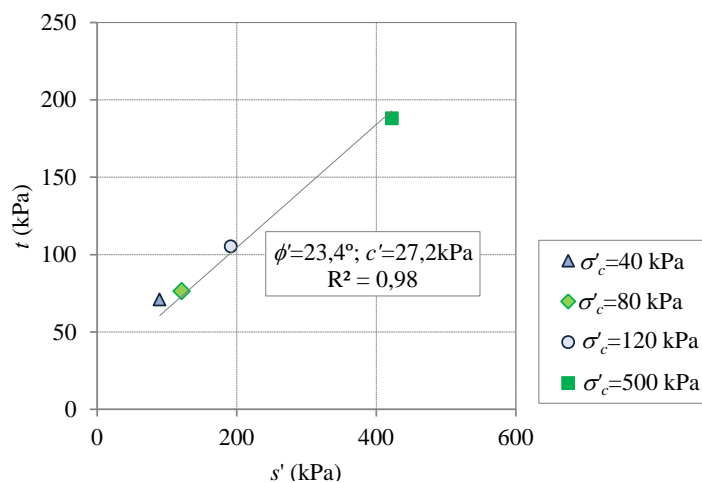


Figura 7.43 - Envoltura de rotura em ensaios de compressão triaxial no espaço  $s'$ -  $t$  para as amostras ensaiadas com tensão de consolidação inferior a 1000 kPa

A sua observação sugere que para tensões mais baixas, passa a haver coesão e o ângulo de resistência ao corte é bastante inferior. A existência de coesão para amostras sobreconsolidadas vai de encontro ao que seria de esperar, uma vez que a sobreconsolidação provoca alterações na estrutura do solo que o dotam de resistência para tensões normais nulas. Analisando os resultados tratados que se apresentaram no capítulo 5, verifica-se que de facto,

para tensões de consolidação mais baixas, as envolventes forneciam também coesão, como mostram as Figuras 5.15 e 5.16 e resume o Quadro 5.10. Por outro lado, a inclusão do ensaio com tensão de consolidação igual a 1000 kPa no conjunto de ensaios normalmente consolidados, não altera a envolvente de rotura apresentada na Figura 7.42b, como pode observar-se na Figura 7.44.

Considera-se então que os resultados obtidos no ensaio com tensão de pré-consolidação igual a 1000 kPa, que deverá corresponder a uma amostra apenas ligeiramente sobreconsolidada, deverão ser tratados em conjunto com os resultados dos ensaios normalmente consolidados, realizados na câmara de alta pressão.

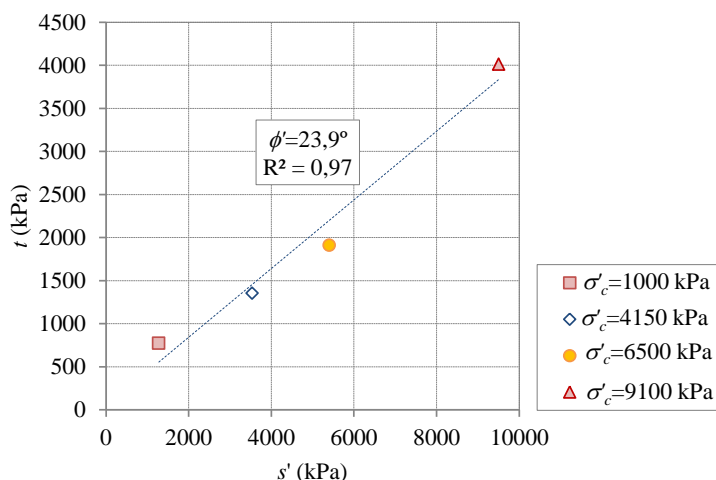


Figura 7.44 - Envolvente de rotura em ensaios de compressão triaxial no espaço  $s'$ - $t$  para as amostras ensaiadas com tensão de consolidação superior a 1000 kPa

Nas figuras que se seguem, o ensaio efetuado com tensão de consolidação de 1000 kPa apresenta-se agrupado com os ensaios sobre amostras normalmente consolidadas, e pode verificar-se que o comportamento observado neste ensaio se aproxima mais do das amostras normalmente consolidadas.

A Figura 7.45a mostra, para as amostras sobreconsolidadas, os diagramas tensão de desvio, a traço cheio, e obliquidade das tensões efetivas, a traço interrompido, em função da extensão axial. A Figura 7.45b ilustra o excesso de pressão de água nos poros durante o corte não drenado em função da extensão axial.

A Figura 7.46 refere-se aos ensaios sobre amostras normalmente consolidadas.

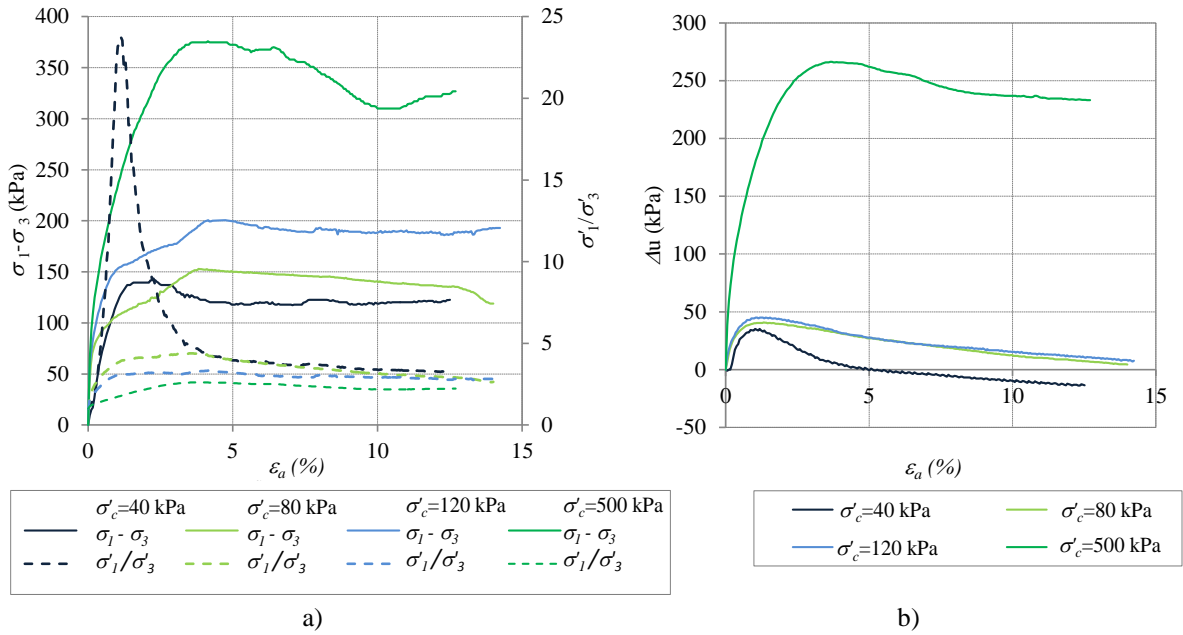


Figura 7.45 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados sobre amostras sobreconsolidadas: a) tensão de desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) e obliquidade das tensões efetivas ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) vs extensão axial ( $\epsilon_a$ ); b) excesso de pressão neutra ( $\Delta u$ ) vs extensão axial ( $\epsilon_a$ )

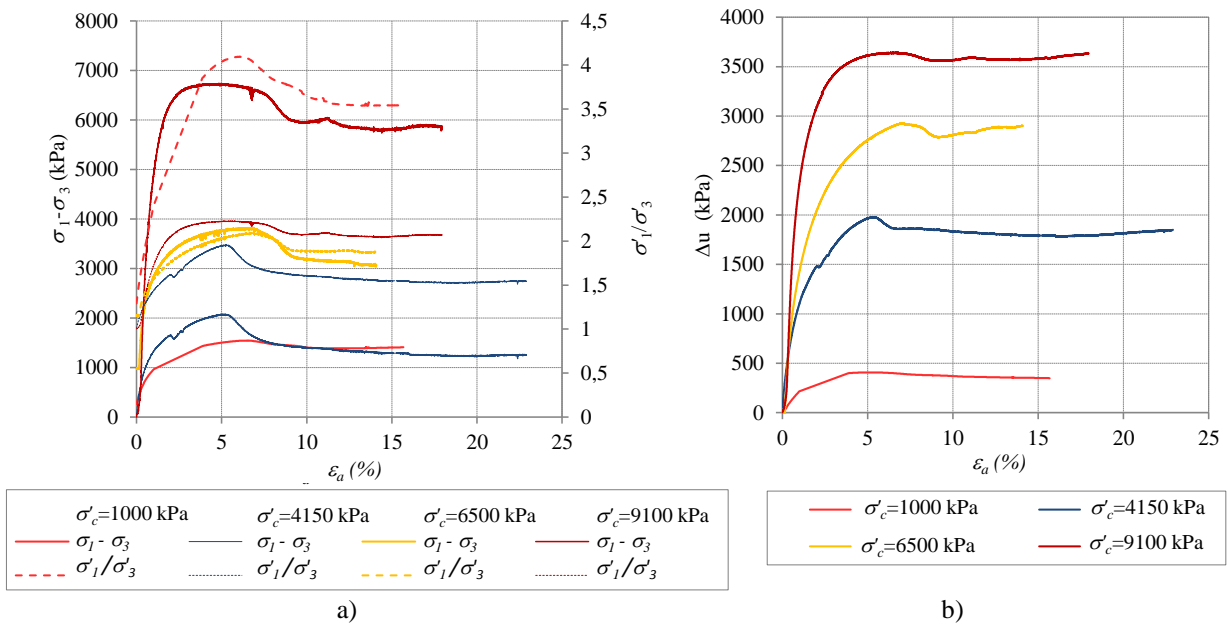


Figura 7.46 – Resultados dos ensaios realizados de compressão triaxial realizados sobre amostras normalmente consolidadas: a) tensão de desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) e obliquidade das tensões efetivas ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) vs extensão axial ( $\epsilon_a$ ); b) excesso de pressão neutra ( $\Delta u$ ) vs extensão axial ( $\epsilon_a$ )

A observação das figuras mostra claras diferenças entre o comportamento sobreconsolidado e o comportamento normalmente consolidado, em particular no que respeita aos excessos de pressão neutra gerados, que são muito menores e atingem valores negativos após a rotura no caso das amostras mais sobreconsolidadas. A Figura 7.47 mostra o parâmetro A de Skempton obtido nos ensaios de compressão realizados, que apresentou um valor máximo de 0,38 para as amostras sobreconsolidadas. Nos ensaios com menores tensões de consolidação

este parâmetro assumiu valores negativos como descreve a bibliografia para solos sobreconsolidados.

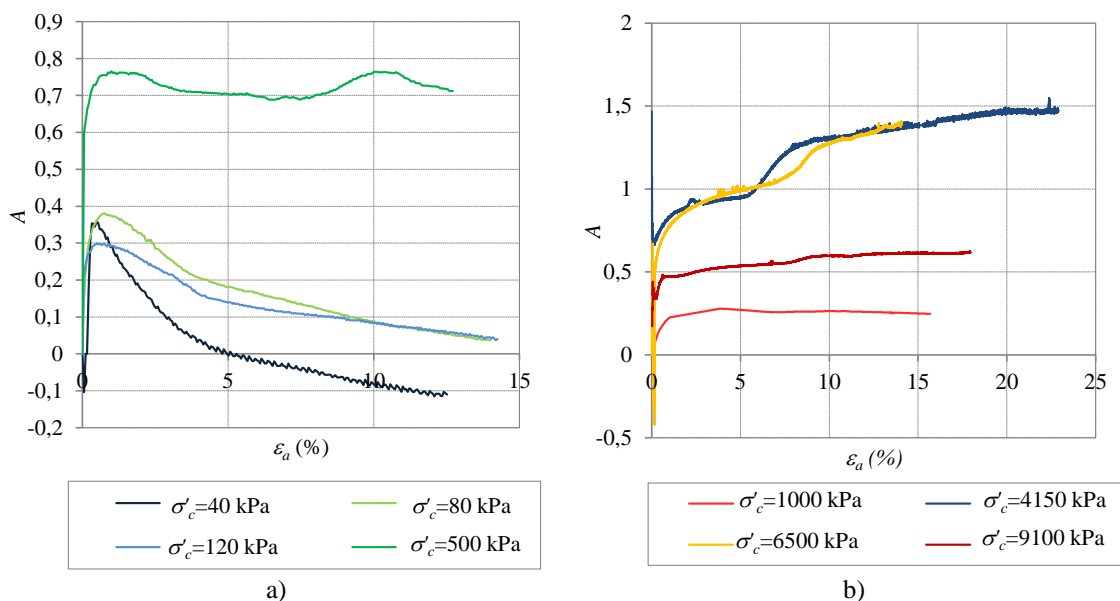


Figura 7.47 - Parâmetro A de Skempton nos ensaios de compressão triaxial: a) amostras sobreconsolidadas; b) amostras normalmente consolidadas

A Figura 7.48 mostra as trajetórias de tensão total e efetiva no espaço  $s$ ,  $s'$ ,  $t$  para os ensaios de compressão. A observação da figura sugere que todas as trajetórias de tensões efetivas, após atingirem o máximo valor de  $t$  abandonam a linha  $K_f$ , pelo que a identificação das tensões de rotura não levanta muitas dúvidas.

As trajetórias apresentadas permitem observar no caso das amostras normalmente consolidadas, o comportamento típico em compressão não drenada, em que o corte é acompanhado da geração de excessos positivos de pressão neutra. No caso das amostras sobreconsolidadas, as trajetórias de tensões efetivas mostram excessos de pressão neutra bastante menores.



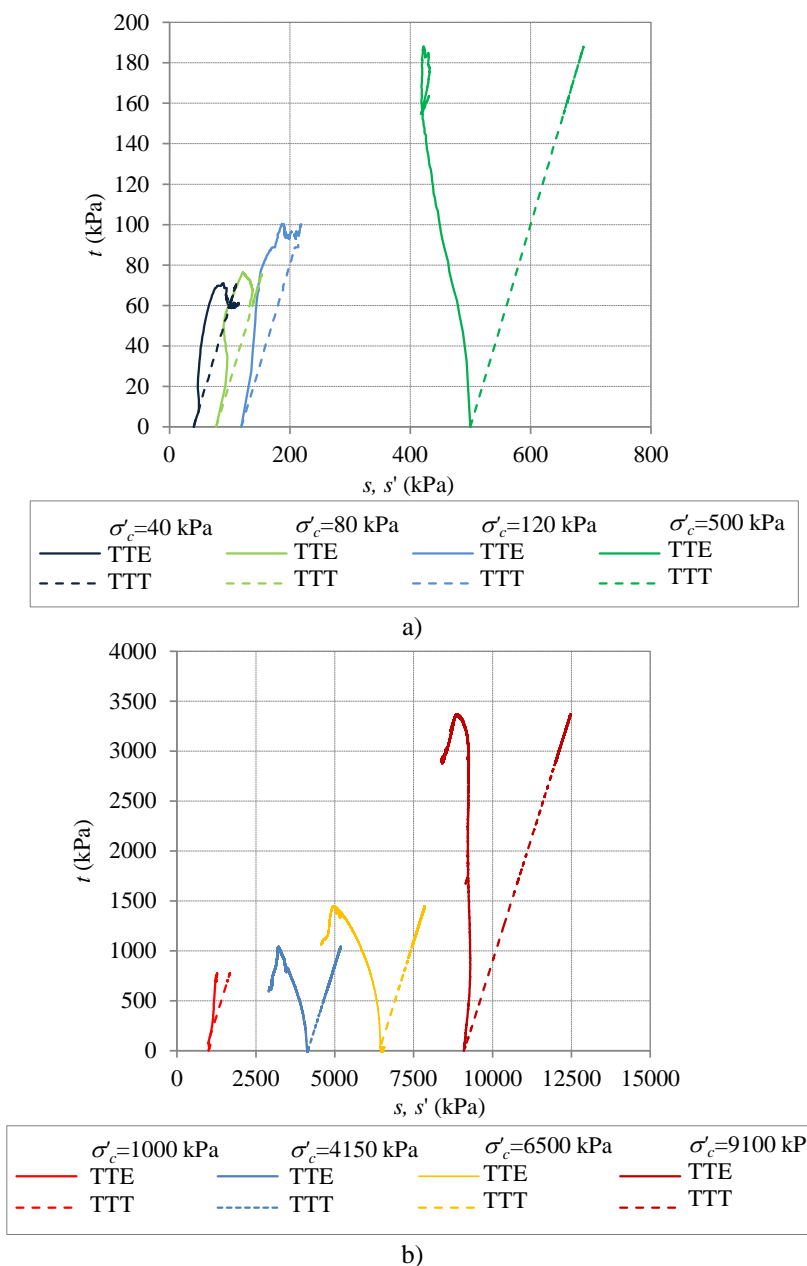


Figura 7.48 - Trajetórias de tensão no espaço  $s, s', t$  obtidas nos ensaios triaxiais de compressão: a) ensaios sobreconsolidados; b) ensaios normalmente consolidados

**7.7.3.1.2 Representação no espaço  $q-p'-v$**

A representação do estado de tensão no espaço  $q-p'-v$  constitui o princípio da Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. A Figura 7.49 e a Figura 7.50 mostram as linhas de compressão isotrópica obtidas para as amostra 11 e 8 respetivamente, continuamente monitorizadas durante a fase de consolidação.



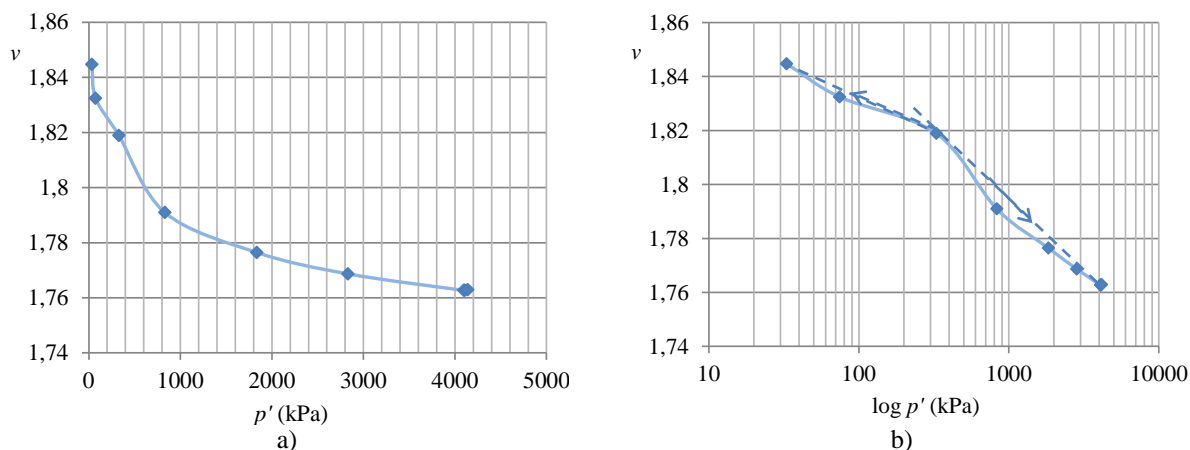


Figura 7.49 – Curva de consolidação isotrópica da amostra 11, consolidada na câmara triaxial de alta pressão até à tensão de consolidação de 4150 kPa: a) escala aritmética; b) escala logarítmica

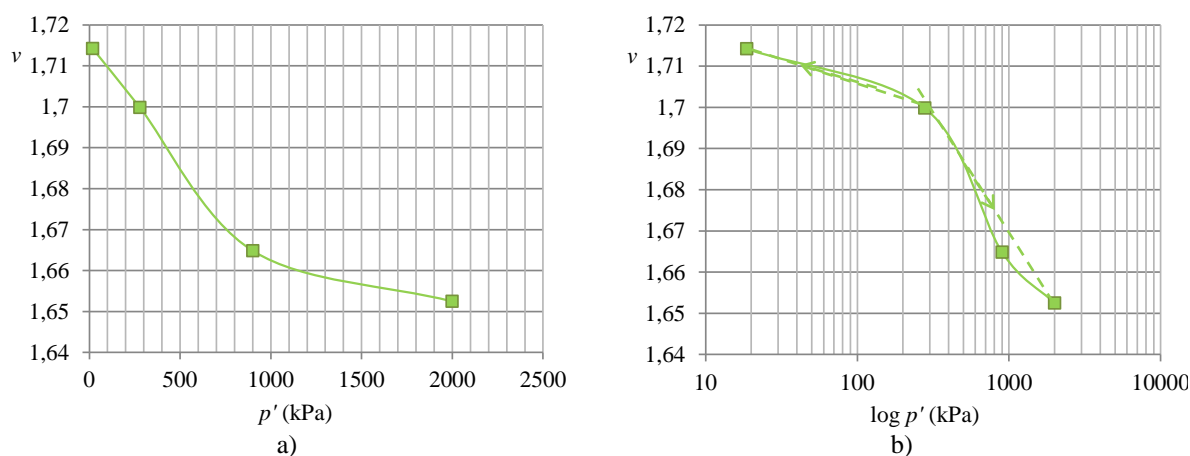


Figura 7.50 – Curva de consolidação isotrópica da amostra 8, consolidada na câmara triaxial de alta pressão até à tensão de consolidação de 2000 kPa: a) escala aritmética; b) escala logarítmica

A compressão isotrópica virgem representa-se no plano  $v - \log p'$  por uma reta com declive  $\lambda$ , e a expansão é representada no mesmo plano por uma reta com declive  $\kappa$ . Para estas amostras, os parâmetros obtidos foram de 0,06 para  $\lambda$  e 0,02 para  $\kappa$ , valores inferiores aos obtidos para a consolidação unidimensional. Os resultados obtidos para  $\kappa$  vão de encontro aos descritos na bibliografia para outras argilas sobreconsolidadas, como se descreve no capítulo 1. Relativamente a  $\lambda$  importa referir que este valor é consideravelmente inferior ao que seria de esperar.

As trajetórias de tensão efetiva no espaço  $p', q$  mostram-se na Figura 7.51 normalizadas pela tensão de consolidação do ensaio ( $\sigma'_c$ ). A análise da Figura 7.51 mostra que as trajetórias de tensão das amostras normalmente consolidadas indicam uma diminuição da tensão  $p'$ , contrariamente ao que acontece com as trajetórias sobreconsolidadas, que se deve à geração de excessos de pressão neutra positivos. Curiosamente, o ensaio realizado com tensão de consolidação de 500 kPa exhibe um comportamento mais parecido com o normalmente consolidado, com diminuição de  $p'$  na rotura.

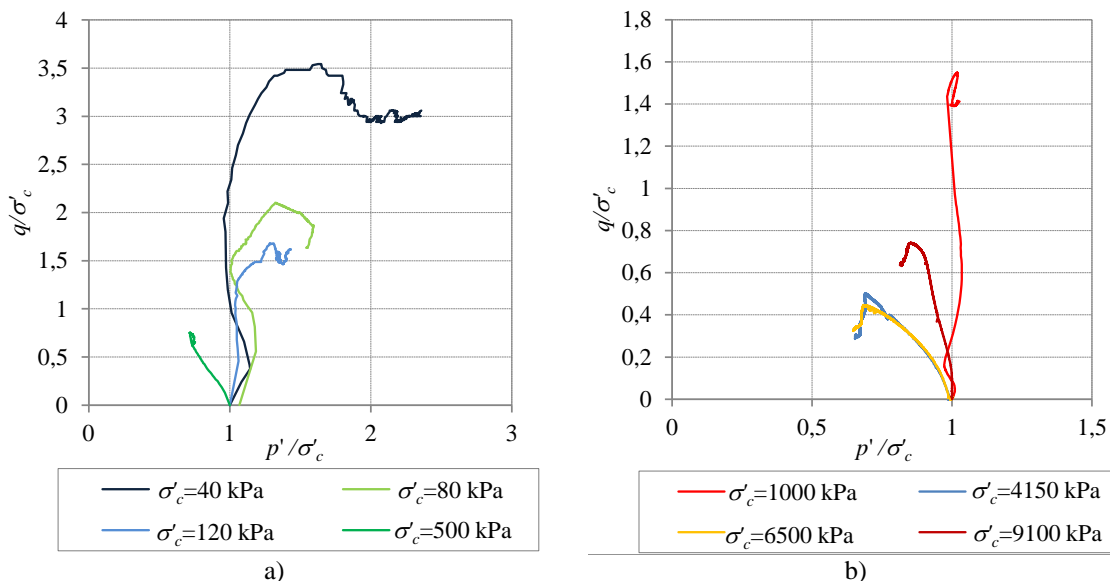


Figura 7.51 - Trajetórias de tensões no espaço  $q, p'$  normalizadas para a tensão de consolidação do ensaio: a) amostras sobreconsolidados; b) amostras normalmente consolidadas

Na Figura 7.52 apresenta-se os resultados dos ensaios realizados com tensão de consolidação inferior a 1000 kPa, e mostram-se as relações entre tensão de desvio, deformação, tensão média e índice de vazios nas fases dos ensaios correspondentes ao fim da consolidação isotrópica e à rotura, correspondente à máxima tensão de desvio. A Figura 7.52a mostra os diagramas tensão de desvio vs. extensão axial e na Figura 7.52b mostram-se no plano  $q - p'$  as trajetórias de tensão efetiva, onde podem ser identificados os pontos correspondentes à rotura e se mostra a linha  $q/p'$ . Na Figura 7.52d podem ler-se as tensões  $p'$  no fim da consolidação, representadas com um símbolo vazio, e na rotura representadas a cheio em função do índice de vazios. Na mesma figura, com as abcissas em escala aritmética ilustra-se a variação de  $p'$  durante o corte, com índice de vazios constante, uma vez que os ensaios foram não drenados. Por fim, passando à Figura 7.52c, pode ver-se a relação entre  $e$  e  $p'$ , representado agora em escala logarítmica. De acordo com a Teoria dos Estados Críticos, a LCV deverá corresponder à linha descrita pelos símbolos a cheio na Figura 7.52c, e deverá ser sensivelmente paralela à LEC, definida na mesma figura pelos símbolos vazios.

A representação dos pontos em rotura no plano  $q-p'$  resulta numa reta de declive  $M$ , que está relacionada com o ângulo de resistência ao corte para ensaios de compressão triaxial de acordo com (Leroueil, 1997):

$$M = \frac{6 \cdot \text{sen}(\phi')}{3 - \text{sen}(\phi')} \tag{7.8}$$

A representação das trajetórias de tensão no plano  $q-p'$  dos ensaios de compressão triaxial realizados mostra que o parâmetro  $M$  é igual a 0,82 para as amostras normalmente consolidadas e a 0,79 para as amostras sobreconsolidadas, o que corresponde a um ângulo de

resistência ao corte de cerca de 21°. Este ângulo, inferior ao que se obteve no espaço  $s' - t$  corresponde ao ângulo de resistência ao corte a volume constante, isto é, quando o estado crítico é atingido.

Exercício semelhante foi feito para os ensaios normalmente consolidados e os resultados são os que mostra a Figura 7.53.

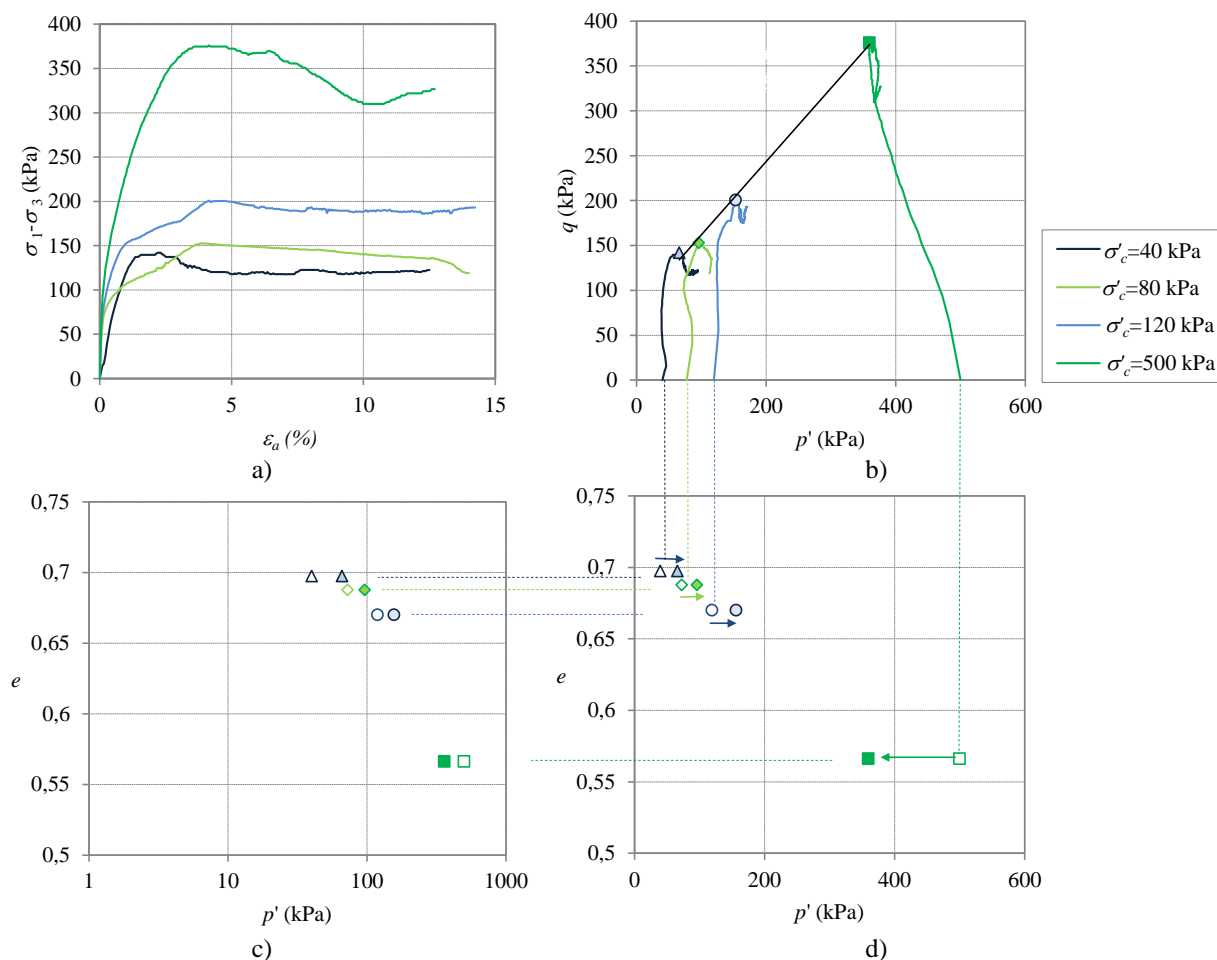


Figura 7.52 – Representação do estado de tensão das amostras sobreconsolidadas no fim da consolidação e na ruptura por corte não drenado: a) diagrama  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  vs  $\epsilon_a$ ; b) trajetórias de tensão no espaço  $q - p'$ ; c) relação entre  $p'$  e o índice de vazios no fim da consolidação e na ruptura em escala logarítmica; d) relação entre  $p'$  e o índice de vazios no fim da consolidação e na ruptura em escala aritmética

Para as amostras normalmente consolidadas, ocorre sempre a diminuição de  $p'$  durante o corte não drenado, como se pode observar na Figura 7.53b, com a tensão média a diminuir desde o fim da consolidação até à ruptura.

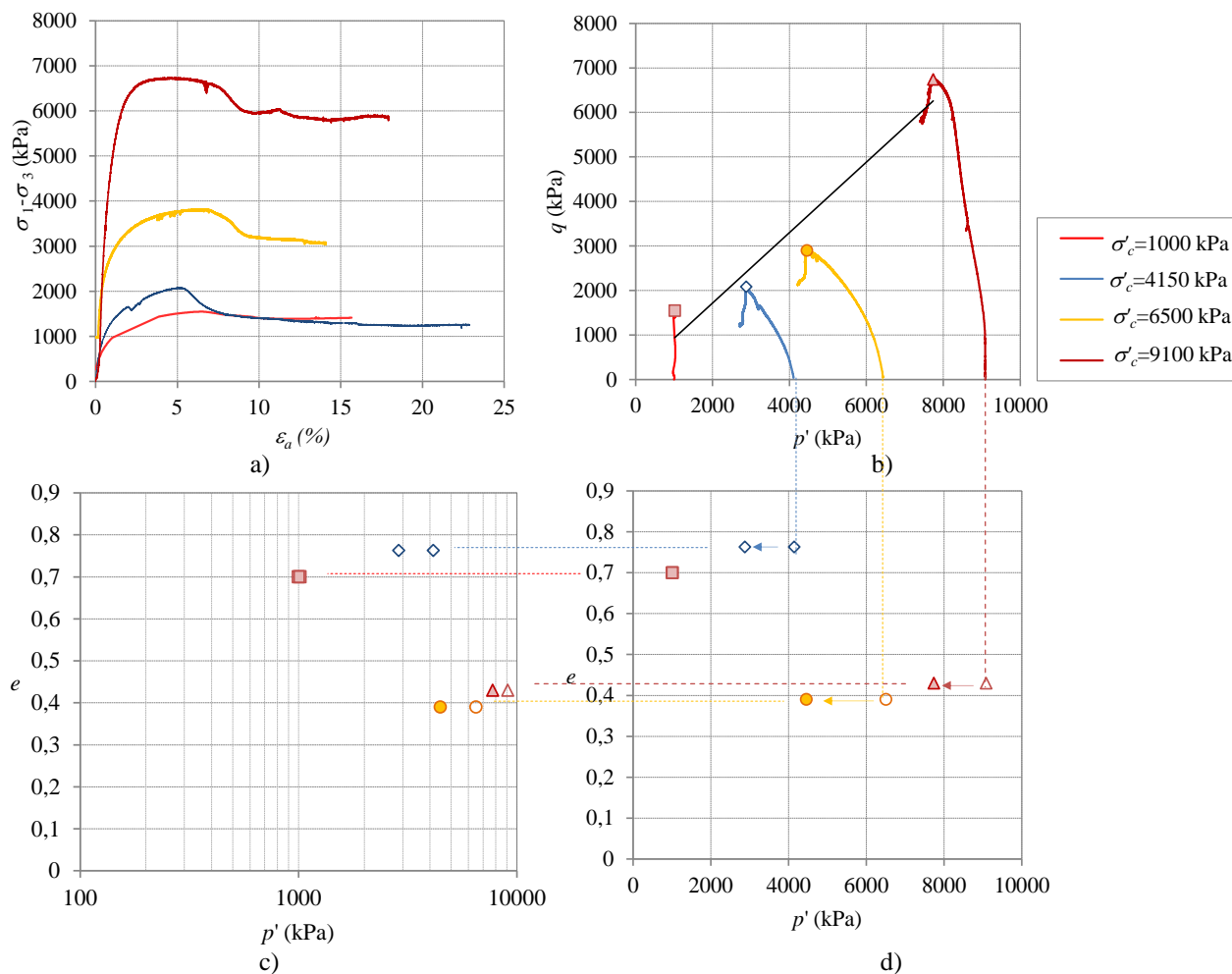


Figura 7.53 - Representação do estado de tensão das amostras normalmente consolidadas no fim da consolidação e na rotura por corte não drenado: a) diagrama  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  vs  $\epsilon_a$ ; b) trajetórias de tensão no espaço  $q - p'$ ; c) relação entre  $p'$  e o índice de vazios no fim da consolidação e na rotura em escala logarítmica; d) relação entre  $p'$  e o índice de vazios no fim da consolidação e na rotura em escala aritmética

### 7.7.3.1.3 Resistência não drenada

Em relação à resistência não drenada, os resultados obtidos nos ensaios de compressão mostram-se na Figura 7.54, em função da tensão de consolidação do ensaio ( $\sigma'_c$ ). Na Figura 7.55 mostra-se a resistência não drenada normalizada pela tensão  $\sigma'_c$ .

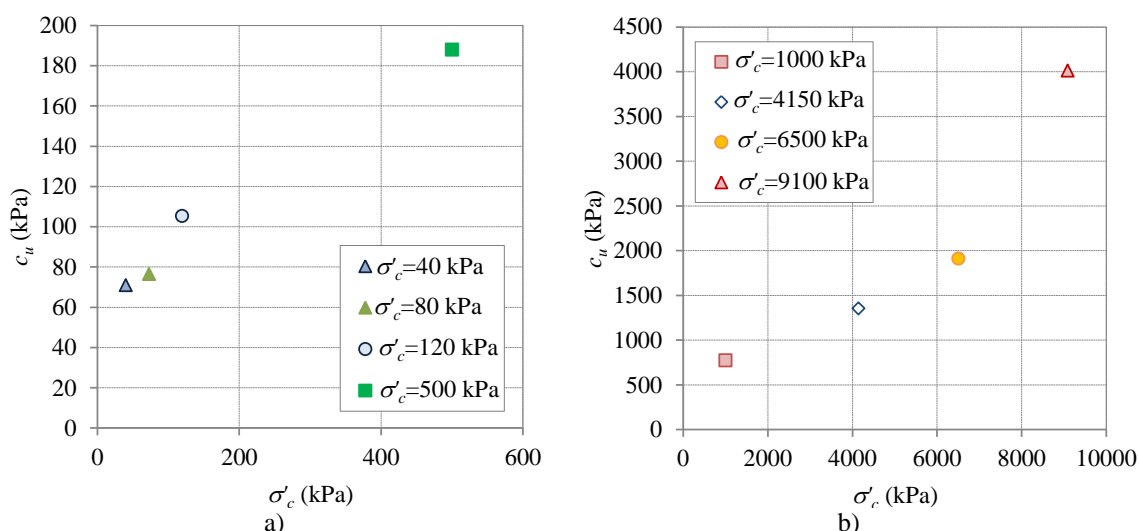


Figura 7.54 – Resistência não drenada em função da tensão de consolidação do ensaio: a) amostras sobreconsolidadas; b) amostras normalmente consolidadas

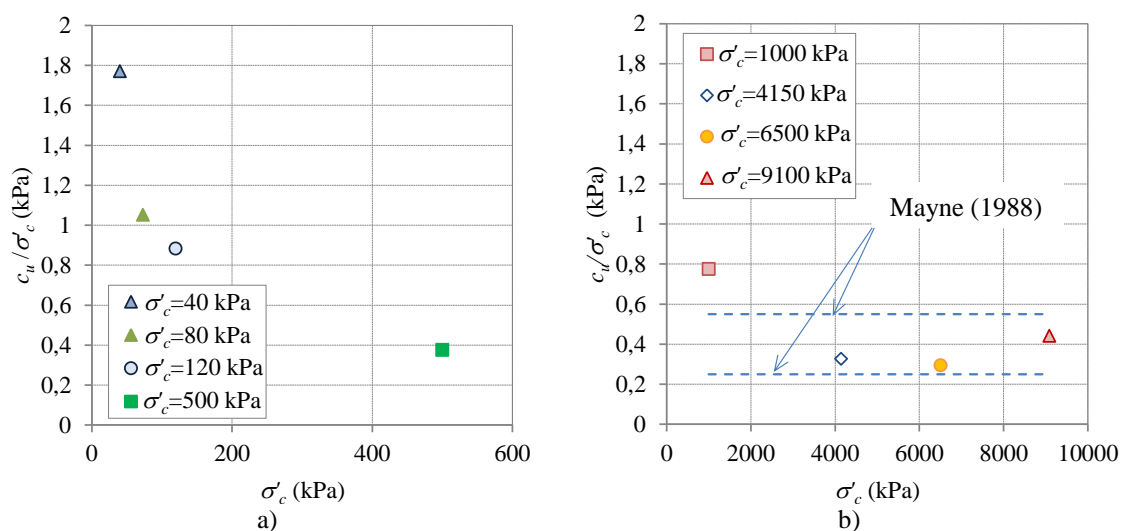


Figura 7.55 – Resistência não drenada normalizada pela tensão de consolidação do ensaio em função da tensão de consolidação do ensaio: a) amostras sobreconsolidadas; b) amostras normalmente consolidadas

A observação das figuras mostra que à medida que aumenta a tensão de consolidação do ensaio, aumenta também a resistência não drenada. No entanto, se a resistência não drenada for normalizada pela tensão de consolidação do ensaio o seu valor tende, no caso das amostras sobreconsolidadas, a diminuir com o aumento daquela. A equação 5.9 do capítulo 5 constitui um limite superior aceitável para os resultados da Figura 7.55a. Já no caso das amostras normalmente consolidadas, a resistência não drenada normalizada tende a variar num intervalo relativamente estreito, que está de acordo com o definido por Mayne (1988), que é de 0,25 a 0,55. A título de exemplo, mostram-se na figura os limites descritos.

Considerando os limites indicado por Mayne (1988) e aplicando a expressão de Ladd *et al.* (1977) que relaciona a resistência não drenada com o grau de sobreconsolidação, apresentada no capítulo 5 pela expressão 5.10, verifica-se que admitindo um grau de sobreconsolidação de 8,0, a resistência não drenada normalizada pela tensão efetiva vertical em repouso tem como

limite inferior o valor de 1,07, valor que é muito próximo do que se obteve no ensaio realizado com tensão efetiva média de consolidação igual à tensão de repouso que é de 80 kPa.

#### 7.7.3.1.4 Parâmetros de rigidez

Nos ensaios com instrumentação interna foi possível obter a variação do módulo de deformabilidade secante em função da extensão axial. No Quadro 7.14 resume-se os valores do módulo de deformabilidade tangente inicial e secante durante os ensaios para valores da extensão axial de 0,01 %, 0,1 %, 0,5 % e 1 %. Para além da degradação da rigidez, é possível observar para cada nível de deformação um aumento da rigidez com a tensão efetiva de confinamento. Importa notar que estes valores foram obtidos em ensaios com tensão de consolidação muito superior à tensão efetiva vertical *in situ* à profundidade a que as amostras foram colhidas, razão pela qual a comparação com  $E_0$  *in situ* deve ser encarada com reserva. Importa referir que os resultados dos ensaios *cross hole* indicaram para a profundidade a que estas amostras foram recolhidas que  $E_0$  de 444 MPa, como se mostrou no Quadro 7.5.

Quadro 7.14 – Variação do módulo de deformabilidade para diferentes níveis de deformação obtidos para amostras intactas das Camadas de Prazeres

Ensaio	$E_i$ (MPa)	$E_{0,01\%}$ (MPa)	$E_{0,1\%}$ (MPa)	$E_{0,5\%}$ (MPa)	$E_{1,0\%}$ (MPa)
$\sigma'_c = 1000$ kPa	1772	-	429	133	86
$\sigma'_c = 4150$ kPa	954	-	872	367	227
$\sigma'_c = 6500$ kPa	8295	6622	2609	804	534
$\sigma'_c = 9100$ kPa	3781	-	2507	1092	650

A Figura 7.56a mostra a razão do módulo de deformabilidade secante ( $E_{sec}$ ) em cada fase do carregamento pelo valor do módulo tangente inicial ( $E_i$ ) em função do nível de tensão, SL (*stress level*), definido pela razão entre a tensão de desvio incremental e o seu valor na rotura, que varia entre 0 e 1. Na mesma figura apresentam-se alguns valores da variação de comprimento, em metros, para determinados níveis de tensão. A Figura 7.56b mostra os mesmos resultados, agora em função da extensão axial ( $\varepsilon_a$ ) representada em escala logarítmica.

A definição do valor do módulo tangente inicial ( $E_i$ ) é fortemente condicionada pela sensibilidade do sistema de medição das deformações internas. Este sistema dificilmente é capaz de medir com rigor variações de comprimento inferiores a  $10^{-5}$  m, pelo que  $E_i$  a que se refere a Figura 7.55 corresponde sensivelmente a esse valor.

A observação da Figura 7.56a mostra uma clara diminuição da rigidez com o aumento do nível de tensão. Para níveis de tensão bastante inferiores a 1 as deformações são muito pequenas, enquanto que para tensões próximas da rotura a razão dos módulos de deformabilidade atinge valores muito baixos.

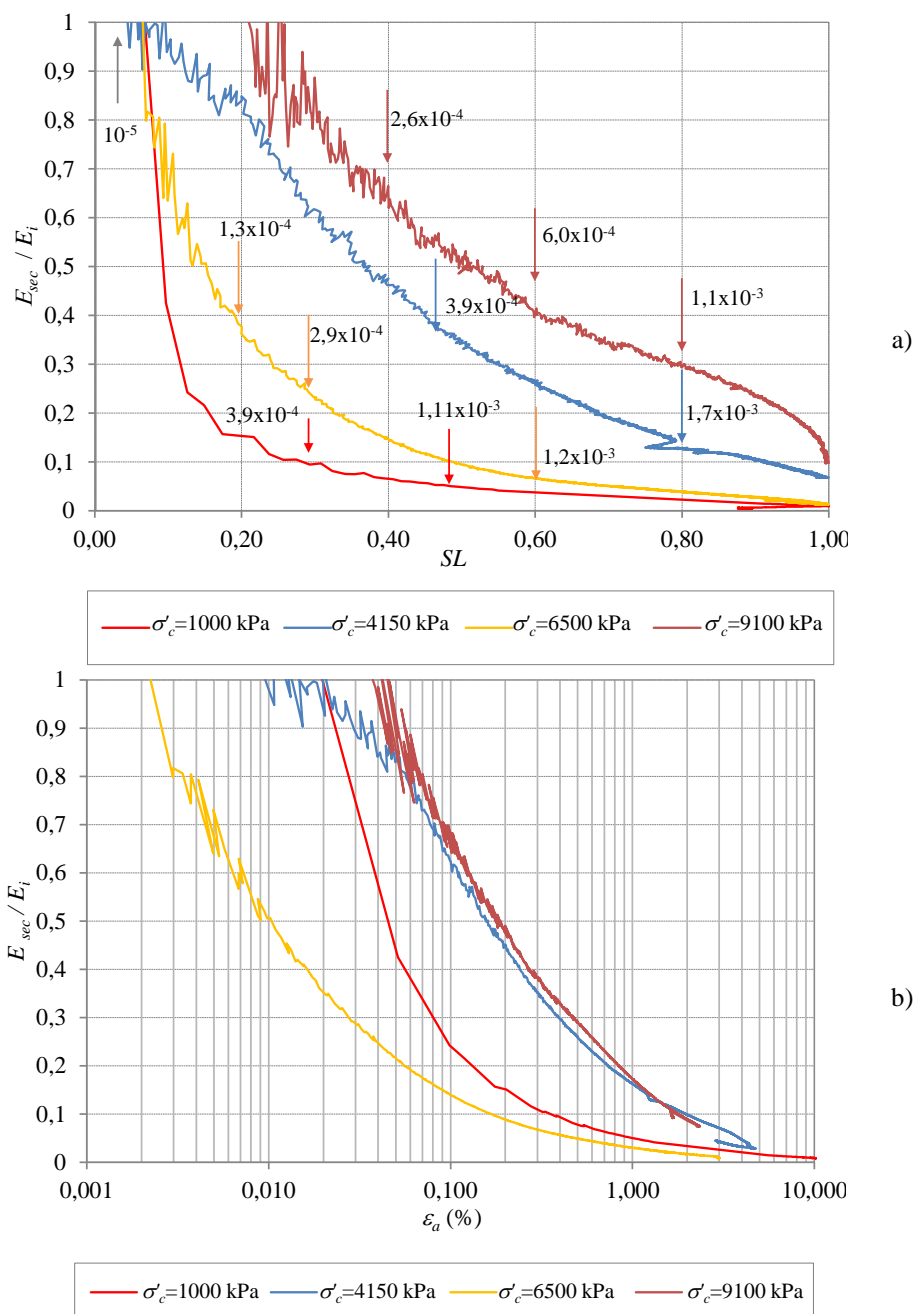


Figura 7.56 – Razão do módulo de deformabilidade secante pelo módulo tangente inicial em ensaios de compressão triaxial: a) em função do nível de tensão ( $SL$ ); b) em função da extensão axial (representada em escala logarítmica)

Na Figura 7.57 mostra-se a evolução da razão entre o módulo de deformabilidade secante e a resistência não drenada com a extensão axial. Pode verificar-se que todas as curvas se apresentam numa banda relativamente estreita, pelo que a razão  $E/c_u$  é muito semelhante, independentemente da tensão de consolidação do ensaio. Na mesma figura mostra-se o valor médio do fator de proporcionalidade  $M$  apresentado no capítulo 6, determinado a partir de ensaios com o pressiómetro de Ménard, que é de 520. De acordo com a Figura 7.57, há um bom acordo entre os resultados do ensaio PMT e o fator de proporcionalidade  $M$  para extensões axiais entre 0,1 % e 0,2 %.

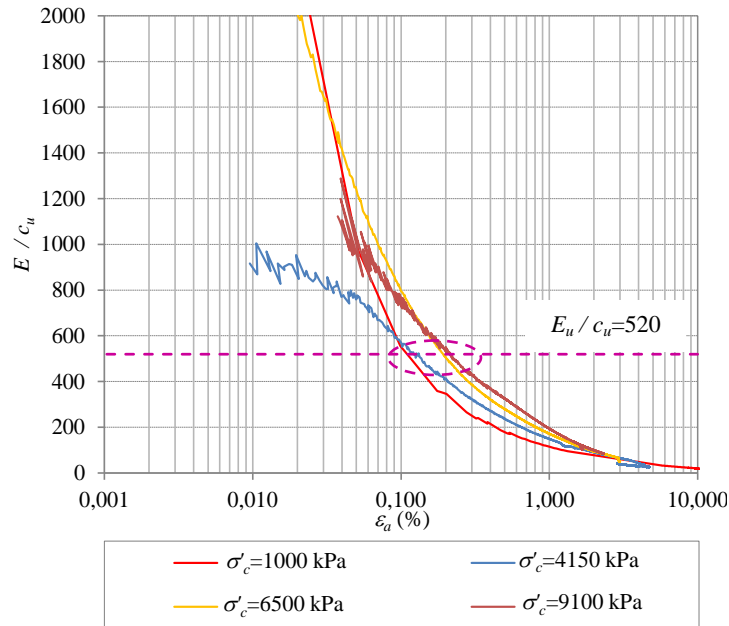


Figura 7.57 – Razão do módulo de deformabilidade secante pela resistência não drenada em ensaios de compressão triaxial em função da extensão axial (representada em escala logarítmica)

**7.7.3.2 Ensaios de extensão**

No Laboratório de Geotecnia da FEUP foram realizados dois ensaios de extensão usando a câmara de *Bishop-Wesley*, ou câmara *Stress Path* (Viana da Fonseca, 1996). Os ensaios foram realizados com consolidação  $K_0$  após a consolidação isotrópica das amostras.

A escolha do coeficiente de impulso em repouso foi realizada a partir dos resultados dos ensaios edométricos apresentados no capítulo 5 e admitindo válidas as relações descritas por:

$$K_0(OC) = K_0(NC) \cdot R_{OC}^m \tag{7.9}$$

onde  $K_0(NC)$  é o valor do coeficiente de impulso em repouso para o solo normalmente consolidado que pode ser definido em função do índice de plasticidade, de acordo com a equação:

$$K_0(NC) = 0,19 + 0,23 \log_{10}(I_p) \tag{7.10}$$

ou em função do ângulo de atrito de acordo com a equação:

$$K_0(NC) = 0,95 - \text{sen}(\phi') \tag{7.11}$$

com  $m=0,4$  a  $0,5$  para argilas sobreconsolidadas (Ladd *et al.*, 1977).

Considerando que o grau de sobreconsolidação ( $R_{OC}$ ) varia entre 6 e 10, como se descreve no capítulo 5, admitindo para  $I_p$  o valor de 25 e tomando para  $\phi'$  o intervalo entre  $24^\circ$  e  $37^\circ$ , conclui-se que  $K_0$  deverá estar compreendido entre 0,71 e 1,70. O limite superior deste intervalo vai de encontro aos resultados dos ensaios SBPT realizados no campo experimental, que se apresentam no capítulo 8, e que forneceram para  $K_0$  valores de 1,87 a 1,9 aos 4,0 m de



profundidade. No entanto, estes valores parecem bastante elevados, especialmente quando comparados com os descritos na bibliografia para solos desta unidade, pelo que adotou para  $K_0$  o valor de 1,2.

Os ensaios foram conduzidos através da diminuição da tensão axial, mantendo constante a pressão na câmara, e as tensões verticais de consolidação adotadas foram de 80 kPa, 200 kPa e 600 kPa.

No caso do provete consolidado com tensão vertical de 600 kPa ocorreu uma fuga na câmara triaxial, durante a última fase de consolidação anisotrópica, pelo que a pressão no interior da mesma diminuiu, instalando na amostra um estado de tensão com coeficiente de impulso inferior à unidade, ao contrário do que se pretendia. As trajetórias de tensão que se seguiram não foram as desejadas e os resultados não foram passíveis de uma boa interpretação, pelo que não se apresentam. Já o provete B2A6, que se pretendia consolidar até 200 kPa, sofreu compressão na fase em que se pretendia instalar as tensões de consolidação, pelo que o corte foi realizado antes da consolidação da amostra para o estado de tensão pretendido, e os resultados também não se apresentam.

A Figura 7.58 mostra as trajetórias de tensões totais e efetivas obtidas para a amostra 5 no ensaio de extensão. A observação da figura mostra que a tensão de pré-consolidação escolhida, próxima da tensão efetiva vertical em repouso, foi demasiado baixa para o tipo de trajetória escolhida, ou seja, para extensão com diminuição da tensão axial. Com efeito, a trajetória de tensões efetivas deste ensaio atinge a linha  $K_f$  num ponto muito próximo da origem, ou seja, na parcela de resistência que poderá corresponder à coesão efetiva. Uma vez que não foi possível obter mais resultados de ensaio de extensão, a definição dos parâmetros resistentes em tensões efetivas e totais fica por cumprir. De qualquer forma, ao planear novos ensaios, estes deverão permitir que a trajetória de tensões efetivas intersecte a linha  $K_f$  num ponto mais afastado do eixo das ordenadas.

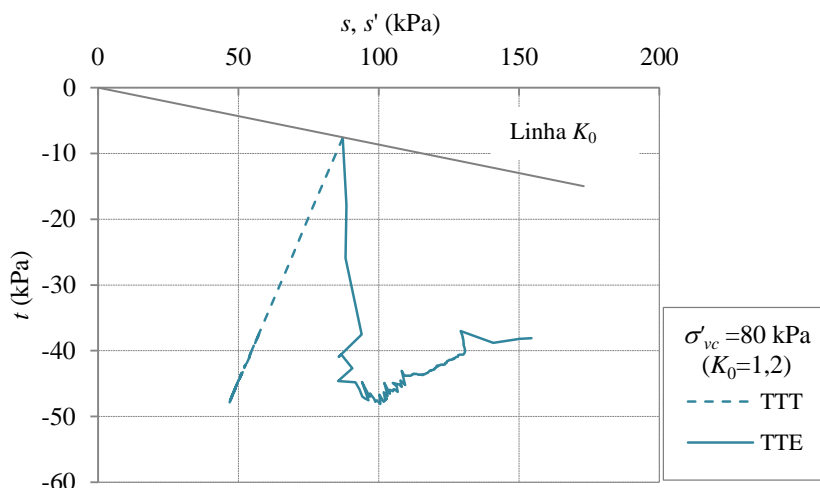


Figura 7.58 – Trajetórias de tensão no espaço  $s, s', t$  obtidas nos ensaios triaxiais de extensão

A Figura 7.59 mostra a tensão de desvio e a obliquidade de tensões efetivas em função da extensão axial, e na Figura 7.60 mostra-se os excessos de pressão neutra gerados durante o corte, e o parâmetro A de Skempton correspondente.

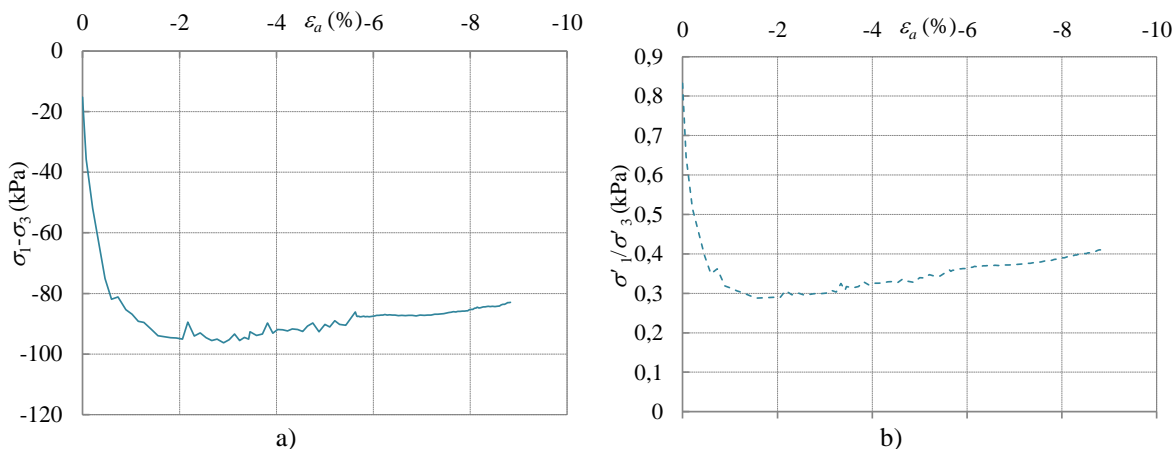


Figura 7.59 – Resultados do ensaio de extensão triaxial: a) tensão de desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) vs extensão axial ; b) máxima obliquidade ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ) vs extensão axial

A evolução da tensão de desvio e da obliquidade de tensões é bastante semelhante, pelo que a consideração de um ou outro critério de rotura não irá com certeza influenciar os resultados obtidos. As envolventes de rotura descritas para ensaios de extensão por Marques (1998), com coesão nula e ângulo de resistência ao corte igual a  $39,4^\circ$ , e no capítulo 5 deste trabalho com coesão igual a 20,6 kPa e  $\phi'$  igual a  $33^\circ$ , permitem englobar os resultados obtidos neste ensaio. No entanto o escasso número e elementos disponíveis torna bastante pertinente a realização de mais ensaios de extensão para clarificar os parâmetros de resistência deste solo. Os excessos de pressão neutra gerados durante o corte foram negativos e o parâmetro A de Skempton, foi igual a 0,52 na rotura, valor que é superior que se obteve em compressão.

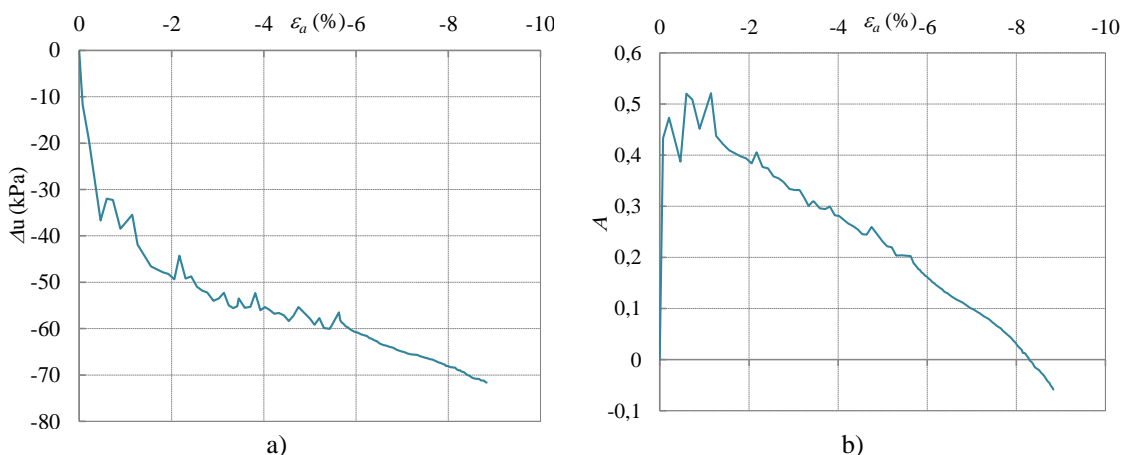


Figura 7.60 – Ensaio de extensão: a) excesso de pressão neutra; b) parâmetro A de Skempton

O módulo de deformabilidade secante obtido neste ensaio mostra-se na Figura 7.61, normalizado pelo valor inicial em função do *stress level* (SL) e do módulo da extensão axial. Na

Figura 7.61a indicam-se as deformações axiais que correspondem a determinados níveis de tensão e na Figura 7.61b as extensões axiais apresentam-se em módulo e em escala logarítmica.

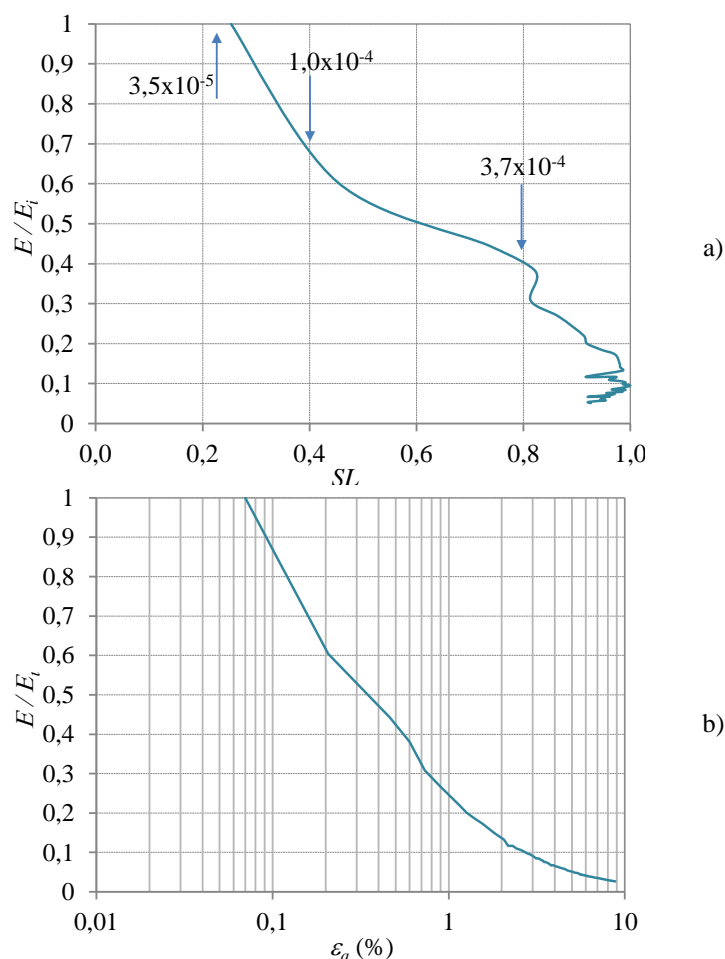


Figura 7.61 – Razão do módulo de deformabilidade secante pelo módulo tangente inicial no ensaio de extensão triaxial: a) em função do nível de tensão ( $SL$ ); b) em função da extensão axial (representada em escala logarítmica)

Tal como nos ensaios de compressão triaxial, pode observar-se que a rigidez sofre uma degradação bastante significativa com o aumento da deformação axial. Para níveis de tensão próximos da unidade, a razão do módulo de elasticidade secante pelo módulo tangente inicial é de cerca de 20 %. Uma análise comparativa da Figura 7.61 com a Figura 7.56, relativa aos ensaios de compressão, indica que a degradação da rigidez é mais significativa em compressão do que em extensão. No entanto, esta observação deve ser considerada com cautela, na medida em que os resultados apresentados para a compressão correspondem a amostras normalmente consolidadas ou apenas ligeiramente sobreconsolidadas, ao passo que este ensaio de extensão foi realizado com tensão de consolidação próxima tensão *in situ*, ou seja, francamente sobreconsolidado.

### 7.7.4 Amostras reconstituídas

Sobre amostras reconstituídas foram realizados dois ensaios triaxiais de compressão com consolidação isotrópica.

As trajetórias de tensões no espaço  $s, s', t$  mostram-se na Figura 7.62, e apresentam formas bastante semelhantes nos dois ensaios, com geração de excessos de pressão neutra positivos durante o corte não drenado. Embora o número de ensaios triaxiais sobre amostras reconstituídas seja escasso, pode esboçar-se uma envolvente de rotura no espaço  $s, s', t$ , que corresponde a um ângulo de resistência ao corte de  $20,2^\circ$  com coesão nula.

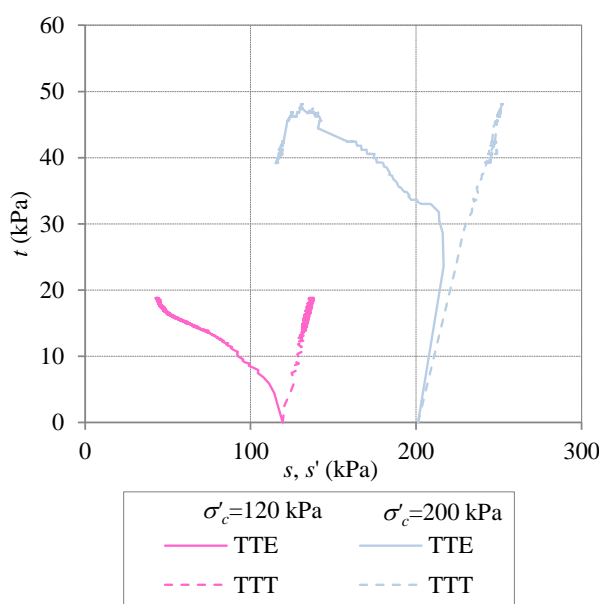


Figura 7.62 - Trajetórias de tensões totais e efetivas no espaço  $s, s', t$  em ensaios de compressão triaxial para as amostras reconstituídas

A Figura 7.63a mostra os diagramas da tensão de desvio em função da extensão axial durante o corte para as duas amostras reconstituídas ensaiadas. No caso da amostra com tensão de consolidação de 200 kPa (RC1), o troço inicial deste diagrama não ficou bem definido, uma vez que foi usada uma célula de carga externa, e tratando-se de um solo com baixa consistência, a sensibilidade da mesma não foi suficiente para registrar o início da variação da força. Para o ensaio com tensão de consolidação de 120 kPa (RC2) foi usada uma célula de carga interna.

Os excessos de pressão neutra gerados durante o corte, que se mostram na Figura 7.63b, evoluíram nos dois ensaios de acordo com o que se espera de um solo normalmente consolidado. O parâmetro  $A$  de Skempton na rotura foi de 2,5 para a amostra RC2 e de 0,68 para a amostra RC1.

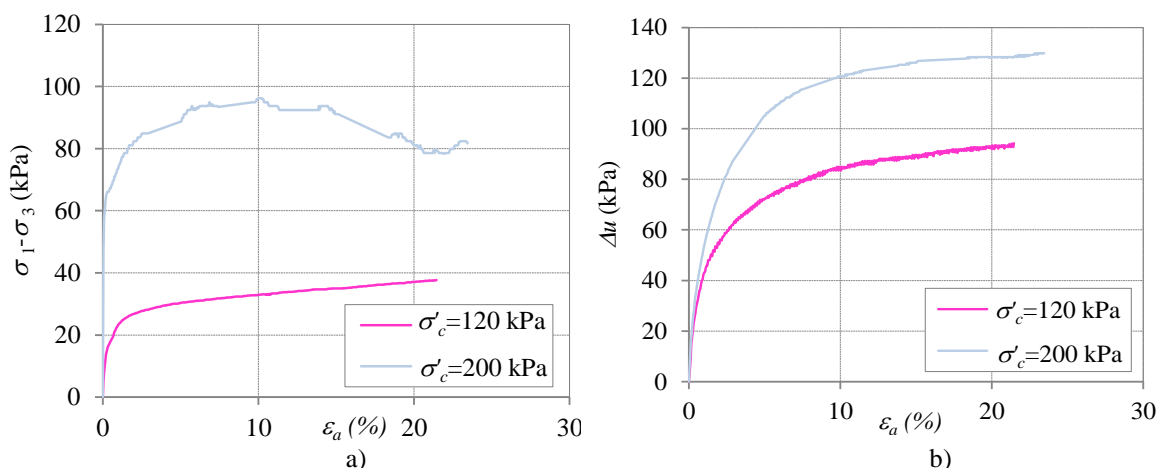


Figura 7.63 – Excesso de pressão neutra vs extensão axial em ensaios de compressão sobre amostras reconstituídas: a) tensão de desvio vs extensão axial; b) excesso de pressão neutra vs extensão axial

A Figura 7.64 mostra as trajetórias de tensão das amostras reconstituídas no espaço  $q, p'$ . O declive ( $M$ ) da reta que contém os pontos correspondentes à rotura, é para as amostras reconstituídas de 0,77, o que de acordo com a expressão 7.8 corresponde a um ângulo de resistência ao corte de 20,1°, praticamente igual ao que se obteve na análise das trajetórias no espaço  $s, s', t$ . Com efeito, as características das amostras reconstituídas são inerentes ao material e independentes do estado em que este se encontra, pelo que o ângulo de resistência ao corte que estas amostras exibem corresponde apenas ao que deriva da sua composição, que não deve ser diferente do correspondente ao estado crítico das amostras intactas, apresentado no ponto 7.7.3.1.2, que foi de 21°.

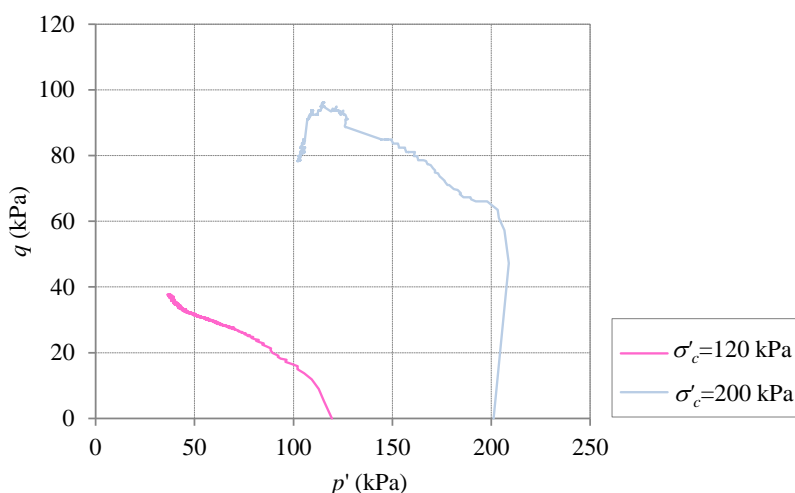


Figura 7.64 - Trajetórias de tensões no espaço  $q, p'$  das amostras reconstituídas

Uma vez que a amostra RC2 foi consolidada para uma tensão de 120 kPa, procurou-se determinar a relação entre a resistência não drenada obtida neste ensaio e a resistência não drenada obtida no ensaio C3, sobre a amostra 1 consolidada para a mesma tensão. A razão entre estes dois valores foi de cerca de 5, valor superior ao encontrado nos ensaios edométricos, mas não muito distante como seria de esperar. Para esclarecer esta questão julga-se pertinente a

realização de mais ensaios sobre amostras reconstituídas e intactas realizados nas mesmas condições.

A rigidez foi apenas medida para a amostra RC2, ensaiada na câmara que mostra a Figura 7.39b, equipada com *bender elements*. O módulo de deformabilidade  $E_0$  obtido na bancada foi de 32,5 MPa e o módulo de distorção  $G_0$  de 10,9 MPa, valores inferiores aos medidos para as amostras intactas. No fim da consolidação isotrópica com tensão de 120 kPa,  $E_0$  subiu para 60,3 MPa e  $G_0$  para 20,1 MPa. Na Figura 7.65 mostra-se a evolução de  $E$  durante a fase de corte, normalizado pelo seu valor inicial. Tal como para as amostras intactas, pode observar-se que durante o corte não drenado há degradação da rigidez, que é mais significativa na fase inicial do corte.

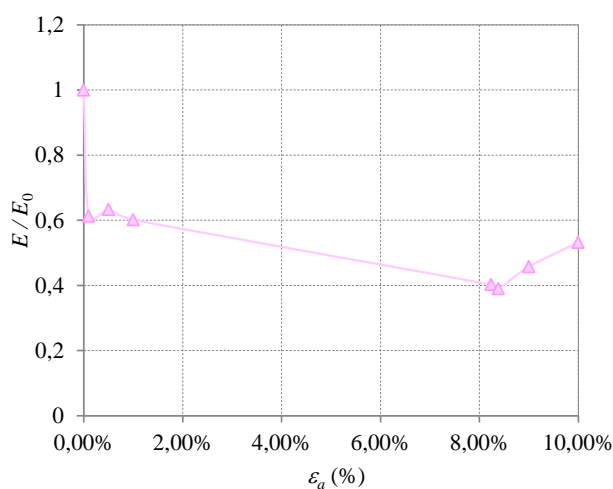


Figura 7.65 - Razão do módulo de deformabilidade medido com *bender elements* pelo módulo inicial num ensaio de compressão triaxial sobre uma amostra reconstituída das Camadas de Prazeres

## 7.8 Conclusões

No presente capítulo apresentou-se os resultados dos ensaios realizados em laboratório sobre amostras intactas e reconstituídas das Camadas de Prazeres. As amostras intactas foram recolhidas em bloco no campo experimental, e as amostras reconstituídas foram consolidadas unidimensionalmente num consolidómetro de grandes dimensões para uma tensão vertical próxima da tensão vertical em repouso.

Os resultados apresentados incluem as características físicas, os parâmetros de compressibilidade, o grau de sobreconsolidação, os parâmetros de resistência em tensões efetivas, a resistência não drenada e a rigidez.

Em relação às características físicas, os resultados obtidos são bastante coerentes com os que se apresentaram no capítulo 4, tratando-se de um solo com índice de plasticidade médio de cerca de 25 % e índice de consistência superior à unidade. Importa realçar que as amostras do

campo experimental apresentam elevada percentagem de argila, pelo que a densidade das partículas sólidas é em média igual a 2,78.

No que respeita à compressibilidade, os ensaios edométricos indicam que o índice de compressibilidade ( $C_c$ ) é em média de 0,3. Para os índices de expansibilidade ( $C_s$ ) e de recompressão ( $C_r$ ) os valores médios obtidos foram de 0,110 e 0,145, respetivamente. Estes resultados não diferem significativamente dos que se mostraram no capítulo 5, embora os valores obtidos em expansão e em recompressão sejam ligeiramente superiores aos tratados anteriormente.

Os resultados obtidos para a tensão de pré-consolidação e para o grau de sobreconsolidação indicam que à profundidade a que blocos foram recolhidos, o  $R_{OC}$  é bastante elevado, da ordem de 14, consideravelmente superior aos valores tratados no capítulo 5. Importa realçar que os resultados apresentados se referem a amostras recolhidas a maior profundidade, entre 8,0 e 40,0 m, do que a das amostras do campo experimental. Considerando que a sobreconsolidação resulta da descompressão geológica, o efeito da diminuição de tensão vertical é mais notório nas camadas mais superficiais do que nas mais profundas. Para além disso, os resultados obtidos para a tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) não diferem substancialmente dos apresentados anteriormente.

Em relação aos ensaios triaxiais, a envolvente de rotura mostra algumas diferenças conforme se consideram apenas os ensaios com tensão de consolidação mais baixas ou se inclui o ensaio realizado com tensão de pré-consolidação igual a 1000 kPa. Incluindo este ensaio, a envolvente de rotura fornece um ângulo de resistência ao corte de cerca de 36 °, valor muito próximo do que se encontrou com o tratamento dos elementos existentes, e se apresentou no capítulo 5. No entanto, considerando apenas os ensaios para amostras consolidadas com tensões bastante inferiores à tensão de pré-consolidação, o ângulo de resistência ao corte diminui para 23 ° e o solo exhibe coesão de 27 kPa. No caso das amostras normalmente consolidadas, a envolvente de rotura apresenta um ângulo de resistência ao corte de 24 ° e coesão nula.

Relativamente à rigidez, as medições da velocidade de propagação das ondas sísmicas efetuadas em laboratório indicaram que o módulo de distorção é de cerca de 26 % do valor medido em campo, que se apresenta no capítulo 8, facto que está certamente associado à descompressão provocada pela amostragem. A degradação da rigidez foi avaliada durante a fase de corte dos ensaios triaxiais dotados de instrumentação interna. Verifica-se que a diminuição de rigidez é bastante acentuada à medida que aumenta o nível de tensão. Para SL próximo da unidade, a razão  $E_{sec} / E_i$  tende a anular-se. Pode verificar-se que o módulo de deformabilidade secante inicial é, tal como  $G_0$ , consideravelmente inferior ao valor medido com *bender elements*.





# 8

## CAMPO EXPERIMENTAL - ENSAIOS DE CAMPO

### 8.1 Introdução

Neste capítulo faz-se a análise dos resultados obtidos a partir dos ensaios realizados no campo experimental situado nos n.ºs 54 a 58 da Avenida Visconde Valmor em Lisboa e caracterizado no capítulo anterior. Os trabalhos realizados e que aqui se descrevem incluíram duas sondagens até 18 m de profundidade, uma com ensaios SPT a cada 1,50 m de profundidade, a furação para ensaios com o pressiómetro de Ménard; a instalação de tubos em PVC para a execução de ensaios sísmicos entre furos; e outro furo para realização de ensaios com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge. A execução destes trabalhos contou com a colaboração das empresas Teixeira Duarte, Mota-Engil e Geotest e ainda do LNEC.

A Figura 8.1 mostra a planta do edifício a construir no Campo Experimental e a localização quer dos furos de sondagem quer dos ensaios a realizar. No planeamento destes trabalhos foi definido que os furos para ensaios com o pressiómetro de Ménard e com o pressiómetro autoperfurador deveriam situar-se entre os dois furos de sondagem mas em planos afastados. As distâncias entre furos foram escolhidas de modo a possibilitar a realização de todos os ensaios previstos. A profundidade a que foram realizados os furos foi escolhida com base num relatório geológico-geotécnico existente, realizado num local próximo deste, com vista a interessar as formações miocénicas.

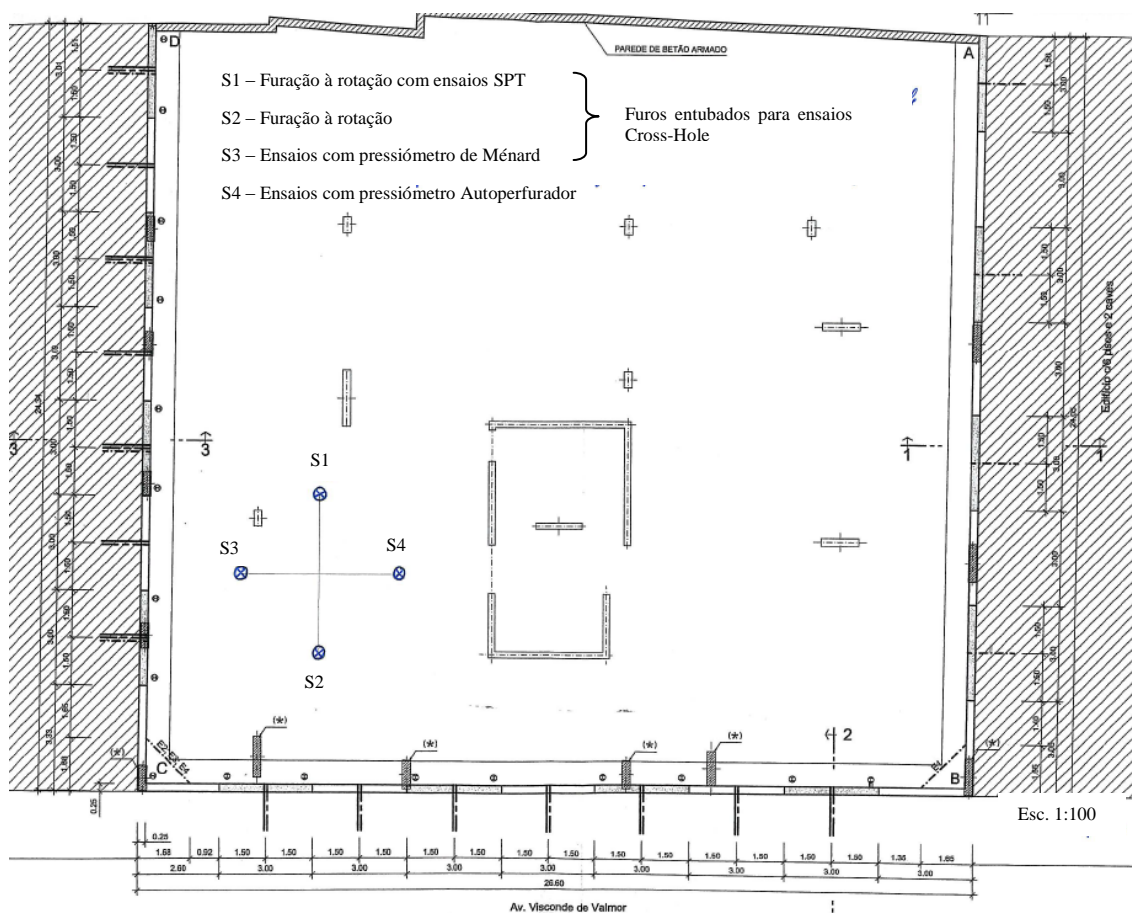


Figura 8.1 - Esquema do local da obra com indicação da localização dos furos e dos ensaios realizados

A sondagem efetuada no local permitiu identificar a existência de uma camada superficial de aterro com fragmentos de cerâmica e confirmou a presença de formações miocénicas a partir de 3 m de profundidade. Os solos atravessados são constituídos maioritariamente por argilas e argilas margosas com pequenos núcleos calcários entre 10,5 m e 13,5 m de profundidade, e apresentam cor amarelada à superfície, cinzenta clara entre 6,0 m e 13,5 m e mais escura, com laivos castanhos ou arroxeados a partir de 15,0 m, como mostra a Figura 8.2. As camadas atravessadas foram identificadas como pertencentes à unidade geológica das Camadas de Prazeres.

Os ensaios SPT, cujos resultados figuram no *log* da sondagem, forneceram 60 ou mais golpes a partir de 4,5 m de profundidade e permitiram identificar uma zona mais rijá, entre 6,0 m e 12,0 m de profundidade, em que a nega foi obtida logo na primeira fase do ensaio. Os restantes resultados correspondentes a 60 golpes apresentam profundidades de penetração reduzidas.



 <b>TEIXEIRA DUARTE</b> ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.		<b>CLIENTE:</b> <b>OBRA:</b> AV. VISCONDE VALMOR Nº54 A 58 RECONHECIMENTO GEOTÉCNICO <b>LOCAL:</b> AV. VISCONDE VALMOR - LISBOA	<b>DATA DE INÍCIO</b> 09/02/2011 <b>DATA DE CONCLUSÃO</b> 09/02/2011						
<b>FURAÇÃO:</b> ROTARY  <b>DIÂMETROS DE FURAÇÃO:</b> 140mm : 00.00-19.50 m		<b>SONDAGEM 1</b>	<b>COORDENADAS:</b> M: P: Z: (REFERENCIAL: )						
PROFUNDIDADES (m)	COMPLEXOS	ALTERAÇÃO	FRACTURAÇÃO	DESCRIÇÃO LITOLÓGICA	CONVENÇÕES	PIEZOMETRO	SPT (PROFUNDIDADES)	Nº DE PANCADAS (SPT)	% DE RECUPERAÇÃO E R.Q.D. ( )
								0 20 40 60	0 20 40 60 80 100
1.50				ATERRO COM FRAGMENTOS DE CERÂMICA NA METADE INFERIOR.			1.50 1.65 1.95	4 7	
3.00				ARGILA AMARELADA.			3.00 3.15 3.45	8 29	
4.50				ARGILA CINZENTA-ESVERDEADA COM LEITO DE CALCÁRIO MARGOSO ESBRANQUIÇADO.			4.50 4.65 4.85	8 60	
6.00				ARGILA MARGOSA CINZENTA-ESBRANQUIÇADA.			6.00 6.09	60	
7.50							7.50 7.61	60	
9.00				ARGILA MARGOSA CINZENTA CLARA.			9.00 9.06	60	
10.50				ARGILA MARGOSA CINZENTA CLARA COM PEQUENOS NÚCLEOS CALCÁRIOS ESBRANQUIÇADOS.			10.50 10.63	60	
12.00							12.00 12.18	60	
13.50				ARGILA MARGOSA CINZENTA ESCURA.			13.50 13.65 13.71	30 60	
15.00							15.00 15.15 15.43	20 60	
16.50				ARGILA ARENOSA CINZENTA COM LAIVOS ACASTANHADOS, COM VEIO DE CALCITE NO TOPO.			16.50 16.65 16.77	31 60	
18.00							18.00 18.15 18.40	21 60	
19.50				ARGILA MARGOSA ESBRANQUIÇADA COM LAIVOS ARROXEDADOS E CASTANHOS			19.50 19.65 19.68	16 60	
OBSERVAÇÕES:									

Figura 8.2 – Log da sondagem efetuada no Campo Experimental e resultados dos ensaios SPT

## 8.2 Ensaio com o Pressiómetro Autoperfurador

### 8.2.1 Trabalhos realizados

No campo experimental foram realizados três ensaios com o pressiómetro autoperfurador, às profundidades de 4,75 m (T1), 9,5 m (T2) e 15,5 m (T3). Os solos atravessados eram constituídos essencialmente por argilas margosas com intercalações de calcário.

O equipamento utilizado foi um pressiómetro autoperfurador de Cambridge do LNEC com seis braços extensométricos e capacidade para atingir pressões até 10 MPa. Tendo em conta a natureza das formações atravessadas, previamente identificadas no log de sondagem realizada pela empresa Teixeira Duarte, a configuração do equipamento utilizada foi a de solos rijos e rochas brandas, na qual a membrana insuflável é mais espessa do que a de adiprene, normalmente utilizada. Naquela configuração a membrana é de borracha e tem reforços nas extremidades. O diâmetro do pressiómetro no exterior da membrana é de 87 mm e o do desagregador é de 73 mm. O diâmetro exterior dos anéis de fixação da membrana (um em cada extremidade) é de 87,7 mm e o diâmetro da ponta biselada é também de 87,7 mm, pelo que existe um espaço anelar entre a membrana e a parede da cavidade de cerca de 0,7 mm, que corresponde a uma extensão da cavidade de cerca de 0,8%.

Os furos foram realizados através do equipamento de perfuração da Teixeira Duarte, até profundidades de 1,0 m a 1,5 m acima das profundidades previstas para execução dos ensaios. A partir do furo assim executado, o equipamento foi substituído pelo pressiómetro, que executa a sua própria cavidade por autoperfuração, por meio de uma força estática e através de um desagregador (*rock roller bit*) de modo a causar a mínima perturbação possível do solo na zona do ensaio. A Figura 8.3 apresenta algumas imagens da realização dos ensaios.

O comprimento de furação que o pressiómetro executa deve ser de cerca de 1,5 m para assegurar que durante a aplicação da pressão, e conseqüente expansão da membrana, esta se situe numa zona bem confinada, evitando assim a expansão livre da mesma, que facilmente provocaria um rasgão. Em todos os ensaios realizados foi possível garantir aquele comprimento.

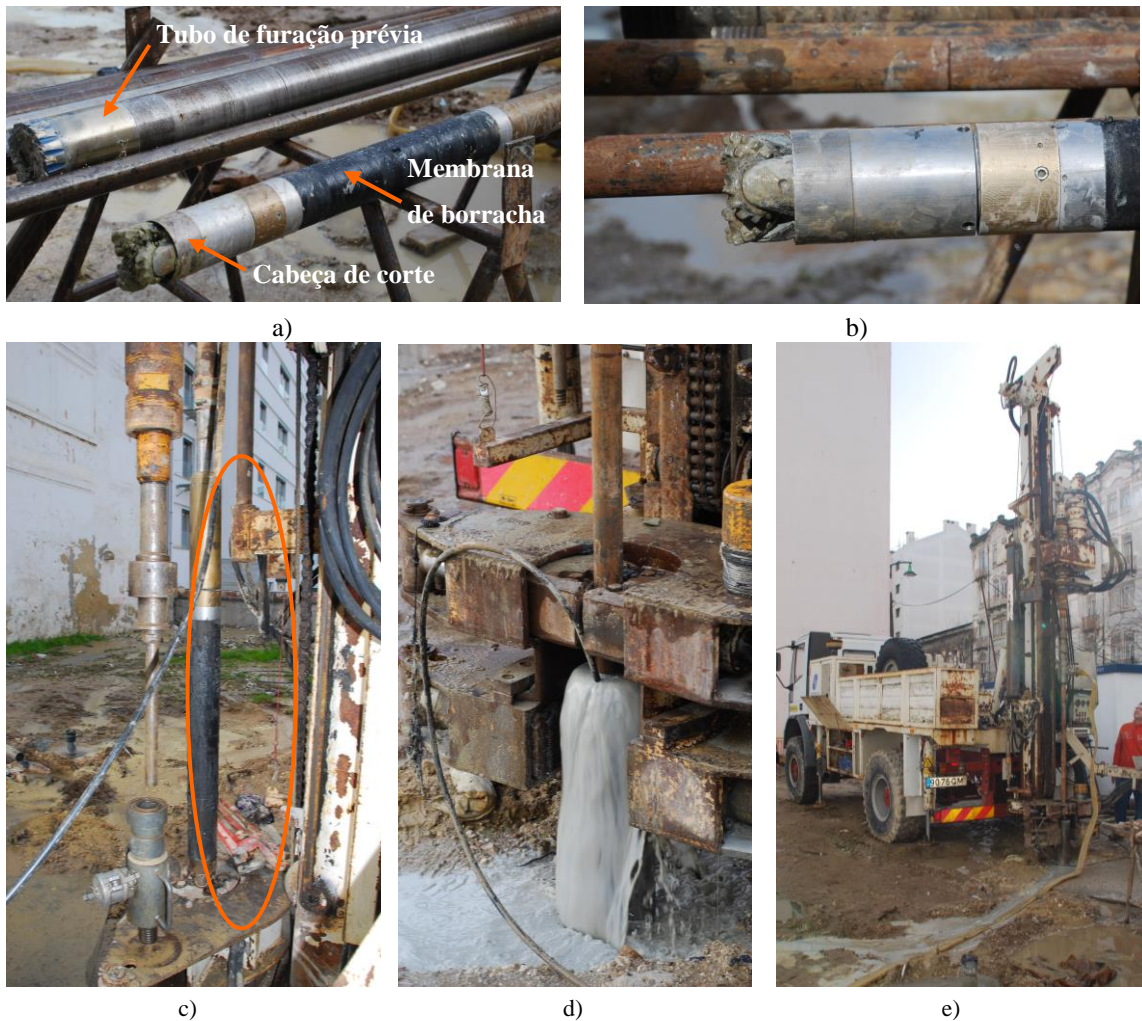


Figura 8.3 - Alguns aspetos da realização dos ensaios: a) aspeto geral do pressiómetro; b) pormenor da ferramenta de corte (*rock roller bit*) utilizada; c) pressiómetro instalado na máquina de furação; d) furação prévia; e) vista geral do local dos ensaios.

### 8.2.2 Resultados obtidos

A Figura 8.4 mostra as curvas de expansão obtidas nos ensaios. Em todas as profundidades ensaiadas foi possível obter as curvas de pressão total *versus* extensão radial da parede da cavidade. As formas das curvas dos ensaios T1 e T3 são bastante satisfatórias e próprias de solos desta natureza. Já no caso do ensaio T2, a curva obtida foi atípica, tendo-se registado um aumento brusco de rigidez a partir dos 4 % de extensão radial. Para este nível de deformação, o aumento da pressão aplicada não foi suficiente para que o solo entrasse em cedência, e por razões de segurança do equipamento optou-se por fazer a descarga quando a pressão ultrapassou 7,0 MPa. Esta situação deveu-se, muito provavelmente, à presença de intercalações calcárias com elevada resistência (cascões), uma vez que o log da sondagem não mostrava aos 9,5 m de profundidade a presença de uma camada com características de resistência tão elevadas.

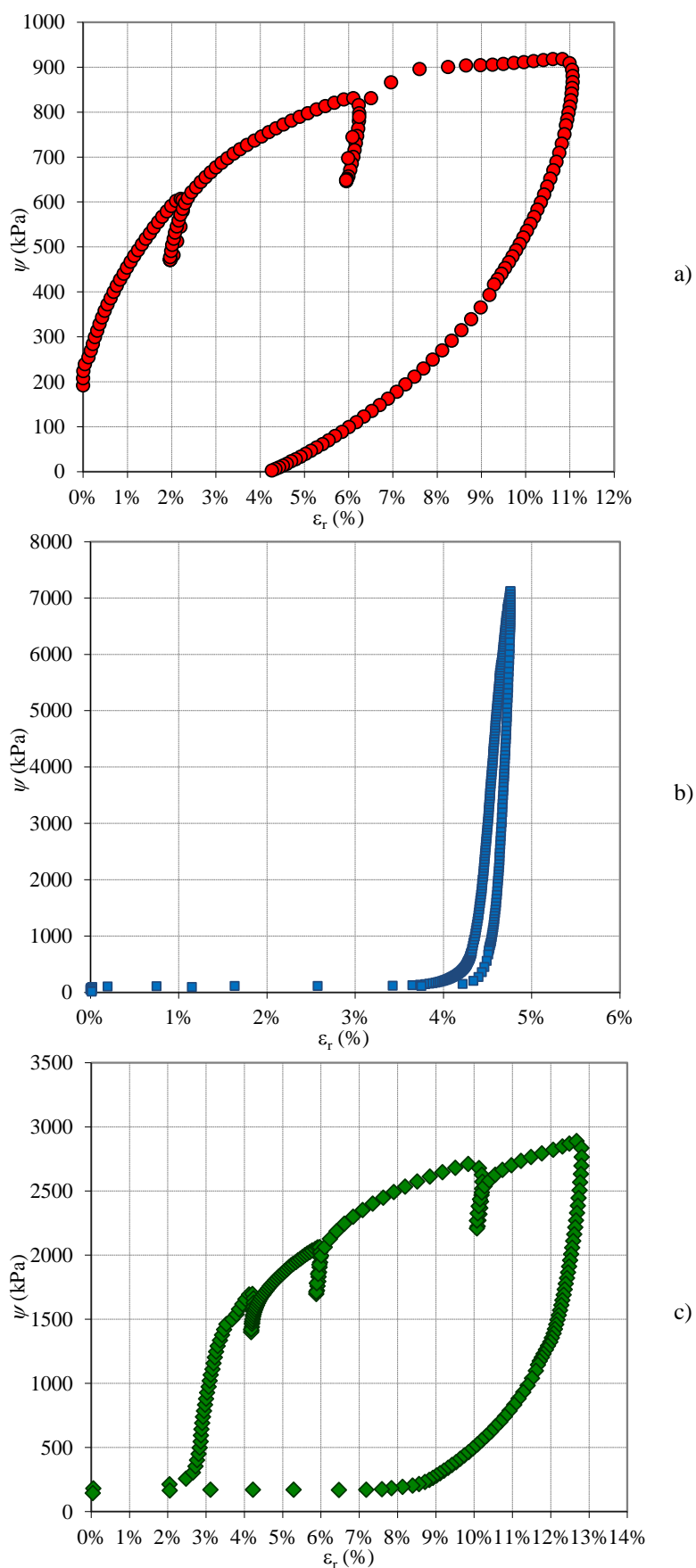


Figura 8.4 – Curvas de expansão obtidas nos ensaios com o pressiómetro autopercussor no campo experimental: a) ensaio T1, 4,75 m de profundidade; b) ensaio T2, 9,5 m de profundidade; c) ensaio T3, 15,5 m de profundidade



A observação da figura permite verificar que no ensaio T3 houve alguma sobrecavação, pelo que para determinar o módulo de distorção inicial foi necessário corrigir a curva. Para avaliar os módulos de distorção em descarga-recarga foram efetuados nos ensaios T1 e T3 ciclos de descarga-recarga. A Figura 8.5 mostra esses ciclos.

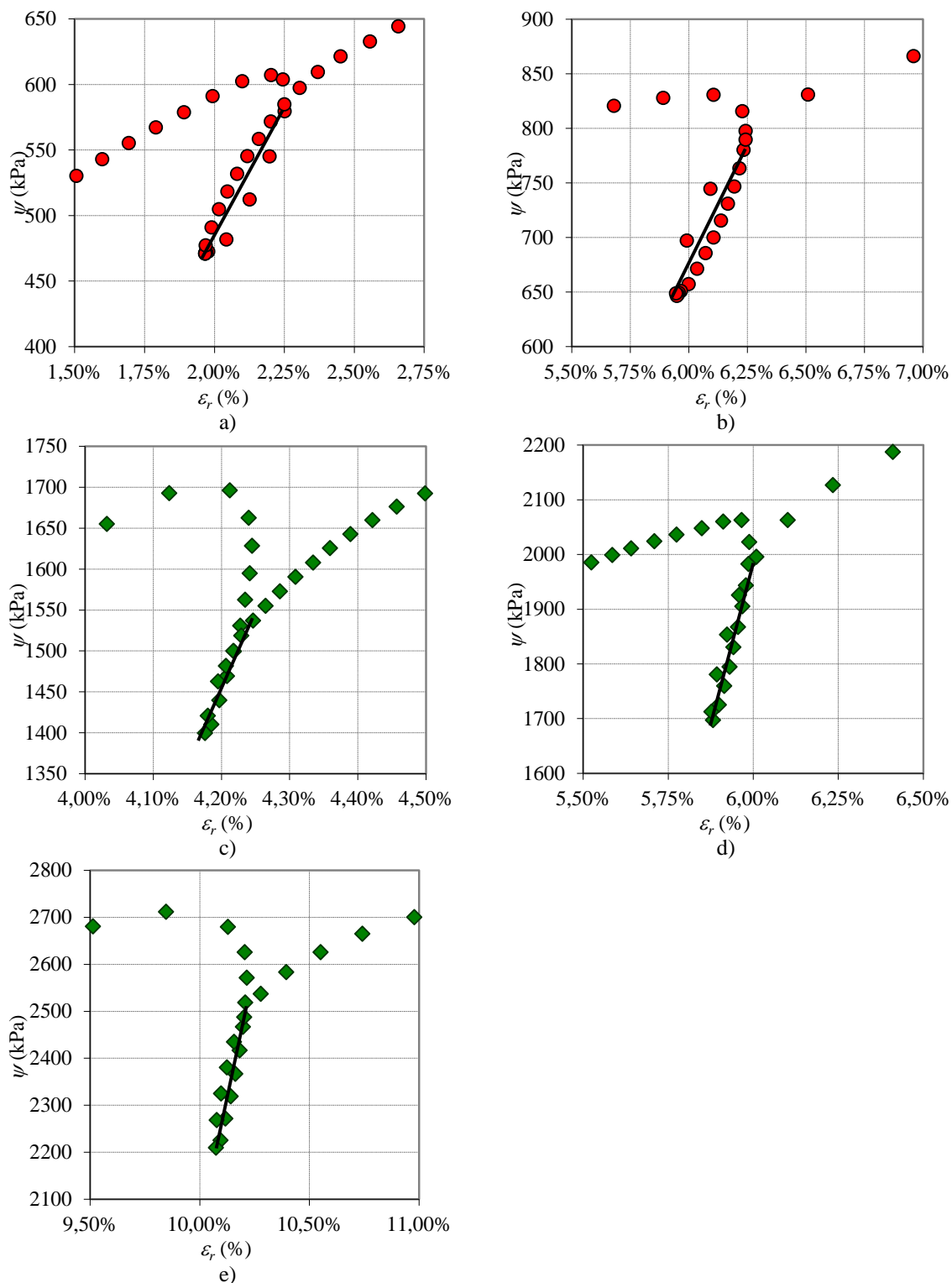


Figura 8.5 – Ciclos de descarga-recarga para determinação de  $G_{ur}$  nos ensaios SBPT no campo experimental : a) 1º ciclo ensaio T1; b) 2º ciclo ensaio T1; c) 1º ciclo ensaio T3; d) 2º ciclo ensaio T3; e) 3º ciclo ensaio T3

A pressão de *lift-off* foi determinada a partir da observação das curvas e pelo método de Marsland & Randolph (1977). Importa notar que os valores obtidos pelos dois métodos foram bastante semelhantes. Com a tensão horizontal assim determinada, e admitindo que, apesar de não ter sido identificado pela sondagem, o nível freático se situa a cerca de 4,0 m de profundidade, como sugerem os resultados obtidos nos ensaios sísmicos entre furos, que se apresentam adiante, pode determinar-se o coeficiente de impulso em repouso, que é dado por:

$$K_0 = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad 8.1$$

O Quadro 8.1 reúne estes resultados.

Quadro 8.1 – Resumo dos resultados dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador

Ensaio	Prof. (m)	$p_0$ (kPa)		$K_0$	$G_i$ (MPa)	$G_1$ (MPa)	$G_2$ (MPa)	$G_3$ (MPa)
		Marsland& Randolph	Lift-off					
T1	4,75	171,3	176,6	1,87-1,93	177,2	24	29,5	-
T2	9,50	-	498,2	3,26	569,9	-	-	-
T3	15,50	424,5	356,7	1,24-1,58	201,5	206	152,2	433,6

Em relação à resistência não drenada, a primeira aproximação foi feita admitindo que o solo tem comportamento elástico perfeitamente plástico, de acordo com Gibson & Anderson (1961). A Figura 8.6 mostra para os ensaios T1 e T3 a curva da pressão em função de  $\ln(\Delta V/V)$ , e o modo como  $c_u$  foi determinado a partir do declive da sua parte final. A ordenada na origem desta reta corresponde à pressão limite.

Admitindo que o solo exibe amolecimento, a resistência não drenada de Gibson & Anderson (1961) corresponde, como se discutiu no capítulo 6, a um valor médio da resistência pós-pico. Para identificar o valor de pico da resistência não drenada utilizou-se a análise de Palmer (1972), segundo a qual este se obtém a partir das curvas  $\tau$ - $\varepsilon_r$ , em que:

$$\tau = \frac{d\psi}{d \ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right)} \quad 8.2$$

Esta análise é bastante mais difícil, na medida em que as curvas são interrompidas pelos ciclos de descarga-recarga como mostra a Figura 8.7. Na mesma figura representam-se os valores dados por Gibson & Anderson (1961). Para o ensaio T1 mostram-se os resultados obtidos nos três pares de braços que são bastante concordantes entre si. Já para o ensaio T3 as tensões de corte medidas pelo par de braços 1 e 4 afastavam-se substancialmente das restantes, pelo que se optou por não as representar.



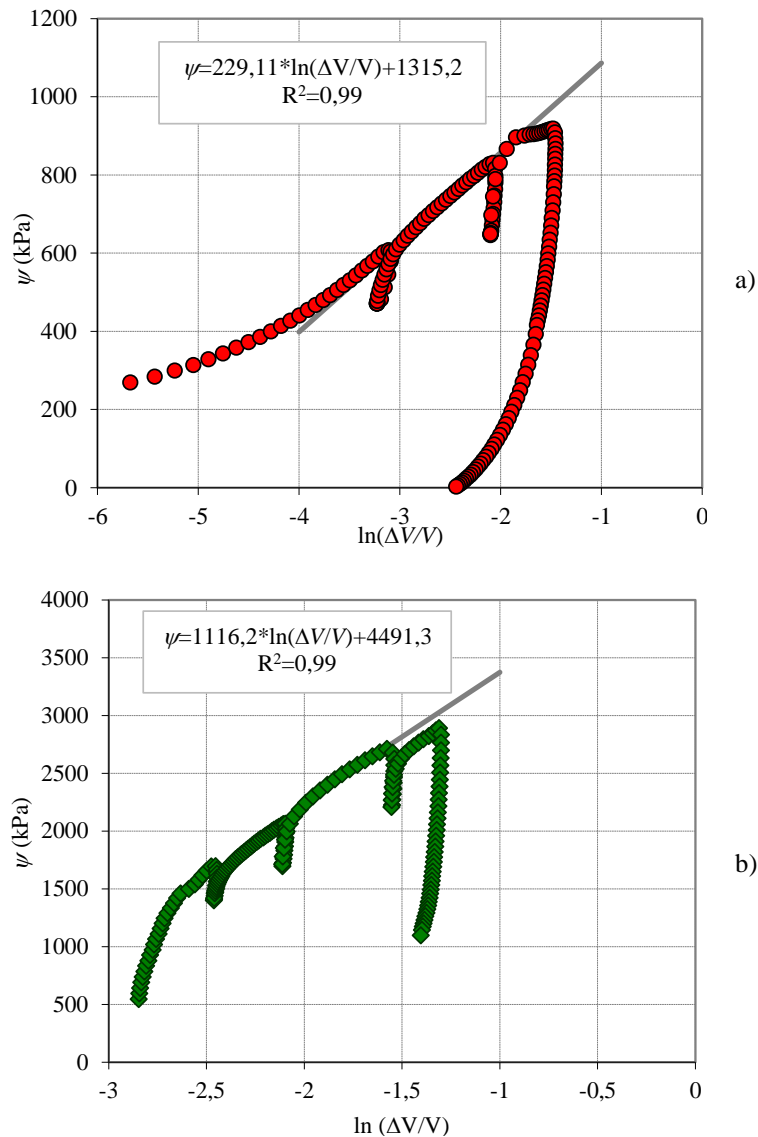


Figura 8.6 – Determinação da resistência não drenada e da pressão limite de acordo com Gibson & Anderson (1961) a partir de ensaios SBPT realizados no campo experimental: a) ensaio T1; b) ensaio T3

A análise da figura mostra que o solo exibe de facto amolecimento, já que as tensões resistentes tendem a diminuir para os níveis de extensão mais elevados.

As curvas  $\psi$ - $\ln(\Delta V/V)$  e  $\tau$ - $\varepsilon_r$  do ensaio T2 não se apresentam devido à forma atípica da curva de expansão, que se traduz em valores muito elevados da resistência não drenada e a uma evolução sempre crescente da tensão de corte com a expansão da membrana. O Quadro 8.2 resume a resistência não drenada e a pressão limite obtida nos três ensaios. No caso da análise de Palmer os valores apresentados correspondem à média dos braços que se ilustram na figura anterior.

Quadro 8.2 – Resistência não drenada e pressão limite nos ensaios com o pressiómetro autopercussor

Ensaio	Gibson & Anderson (1961)	Palmer (1972)		$p_{lim}$ (kPa)
	$c_u$ (kPa)	$\tau_{max}$ (kPa)	$\tau_{res}$ (kPa)	
T1	229	350	133	1315
T3	1116	9024	1011	4491

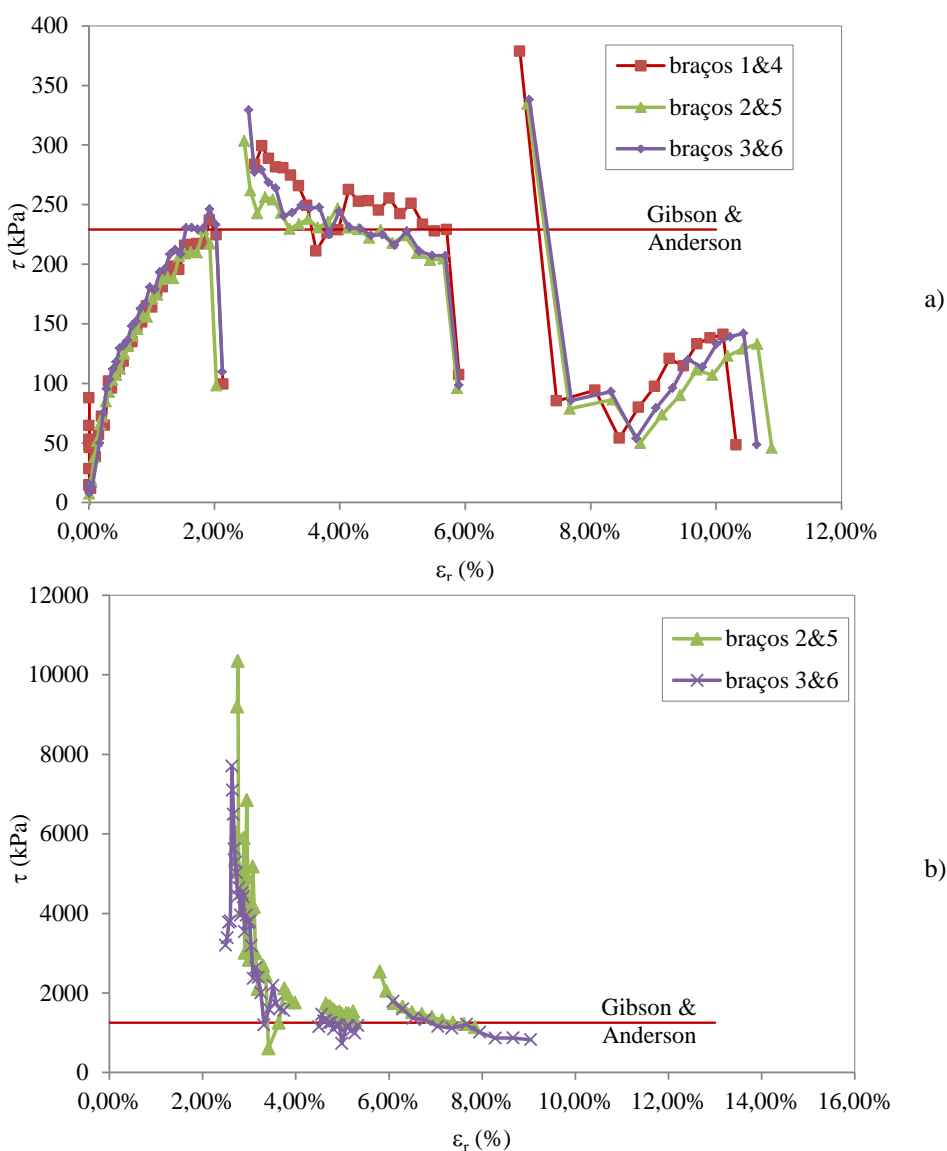


Figura 8.7 – Tensão de corte medida nos pares de braços extensométricos durante a expansão da membrana nos ensaios SBPT realizados no campo experimental: a) ensaio T1; b) ensaio T3

### 8.2.3 Conclusões

A comparação destes resultados com os que se apresentaram no Capítulo 6 relativos às Camadas de Prazeres sugere em primeiro lugar que, relativamente ao coeficiente de impulso em repouso as diferenças observadas são muito significativas. Os valores obtidos nos ensaios deste campo experimental, sensivelmente entre 0,72 e 2,0, são mais elevados do que os anteriores, cujo intervalo de variação era de 0,49 a 1,76. Importa notar que estes ensaios foram realizados a

profundidades menores do que a maior parte dos relatórios, já que, como se referiu, na zona do campo experimental a unidade geológica em estudo surge a uma profundidade reduzida. Se se observar a Figura 6.12 verifica-se que até aos 15,5 m de profundidade há apenas dois resultados, pelo que os ensaios T1, T2 e T3 foram todos realizados a profundidades menores.

Estando o coeficiente de impulso em repouso relacionado com o grau de sobreconsolidação, pode considerar-se que existe de facto uma zona mais superficial desta unidade geológica com grau de sobreconsolidação mais elevado, como de resto sugerem também os resultados dos ensaios edométricos que se apresentaram no Capítulo 5. Mais uma vez, estes não contemplam profundidades menores do que 8 m, mas a comparação dos resultados de ensaios sobre amostras recolhidas a 8 m e a 35 m de profundidade sugere que há de facto uma camada superficial onde o efeito da erosão gerou maiores graus de sobreconsolidação.

Relativamente ao módulo de distorção os valores destes ensaios são inferiores aos do conjunto de resultados existentes sobre as Camadas de Prazeres. Esta questão poderá estar relacionada com menores tensões de confinamento existentes no local.

Quanto à resistência não drenada os valores obtidos enquadram-se bem nos restantes, embora as diferenças observadas entre os valores de pico e residual na análise de Palmer sejam mais acentuadas do que se verificou anteriormente.

### **8.3 Ensaios com o Pressiómetro de Ménard**

#### **8.3.1 Trabalhos realizados**

Foram realizados quatro ensaios com o pressiómetro de Ménard pela empresa Geotest num furo de sondagem (S3) previamente executado pela Teixeira Duarte. Os ensaios foram realizados às profundidades de 4,5 m, 7,5 m, 13,0 m, 15,5 m escolhidas a partir do log de sondagem de modo a interessarem camadas de argila com diferentes aspetos: uma camada mais branda de argila cinzenta-esverdeada a 4,5 m, uma argila margosa a 7,5 m, uma zona com intercalações calcárias esbranquiçadas a 13,5 m e uma camada de argila mais franca bastante escura a 15,5 m.

Os ensaios foram realizados com sondas de 60 mm de diâmetro, para as quais se deve usar um volume máximo de injeção de 750 cm<sup>3</sup>.

#### **8.3.2 Resultados obtidos**

Os resultados do ensaio com o pressiómetro de Ménard são o módulo pressiométrico ( $E_M$ ) e a pressão limite ( $p_d$ ). Dos quatro ensaios realizados, apenas o ensaio S3-01, à profundidade de 15,5 m, exibiu uma curva próxima da curva típica do PMT, com forma de S. Nos ensaios às profundidades intermédias, após injeção do volume máximo de água, a curva não apresentou

qualquer inflexão, pelo que o valor da pressão limite fornecido constitui apenas um limite inferior. Em relação ao ensaio S3-04 não foi possível determinar os parâmetros  $E_M$  e  $p_c$ , por se ter verificado que a câmara estava larga. O Quadro 8.3 resume os resultados obtidos.

Quadro 8.3 – Resumo dos resultados dos ensaios com o pressiómetro de Menard

Ensaio	Prof. (m)	$E_M$ (MPa)	$p_c$ (MPa)
S3-01	15,5	71,2	4,3
S3-02	13,0	347,4	> 4,9
S3-03	7,5	256,2	> 4,9
S3-04	4,5	(*)	(*)

(\*) Câmara larga na zona ensaiada

Na Figura 8.8 mostram-se as curvas do volume *versus* pressão aplicada obtidas nos ensaios com o pressiómetro de Ménard.

De acordo com Clarke (1995) pode relacionar-se a consistência do solo com a razão entre  $E_M$  e  $p_c$ , sendo que valores acima de 16 correspondem a solos duros a muito duros. Para estes ensaios, a referida razão é de 17 a 15,5 m de profundidade e da ordem de 70 entre 7,5 m e 13,0 m. Os resultados dos ensaios de identificação que se mostram no Capítulo 7 forneceram para o bloco recolhido a 4,0 m de profundidade índices de consistência próximos de 1,0, o que confirma os resultados do PMT.

A resistência não drenada pode ser obtida a partir da expressão 6.8 com  $\beta = 15$  para argilas de resistência elevada, ou seja com elevados valores de  $p_c$  (Cassan, 1978; Briaud, 1992). Atendendo à mesma expressão, a resistência não drenada varia entre cerca de 250 kPa e 310 kPa, valores que se ajustam bem aos resultados tratados no Capítulo 6 para esta unidade geológica.

Os valores do módulo pressiométrico às profundidades de 7,5 m e 13,0 m foram bastante elevados, e correspondem curiosamente a profundidades próximas daquela a que se efetuou o ensaio SBPT cuja curva de expansão não permitiu identificar a cedência do solo. Apesar de o *log* da sondagem efetuada no local não descrever a estas profundidades uma camada de solo com características que justifiquem uma tão elevada rigidez, o ensaio SPT entre 6 m e 12 m de profundidade forneceu nega na primeira fase, o que indica a presença de um estrato mais resistente.

Procurou então encontrar-se uma relação entre o número de golpes do ensaio SPT extrapolado para atender à altura de penetração e os valores obtidos para os parâmetros  $E_M$  e  $p_c$ . Os resultados ilustram-se na Figura 8.9. Na mesma figura apresenta-se os limites inferior e superior para aquelas relações, conforme se definiu no Capítulo 6, após analisar um vasto conjunto de resultados para as Camadas de Prazeres.

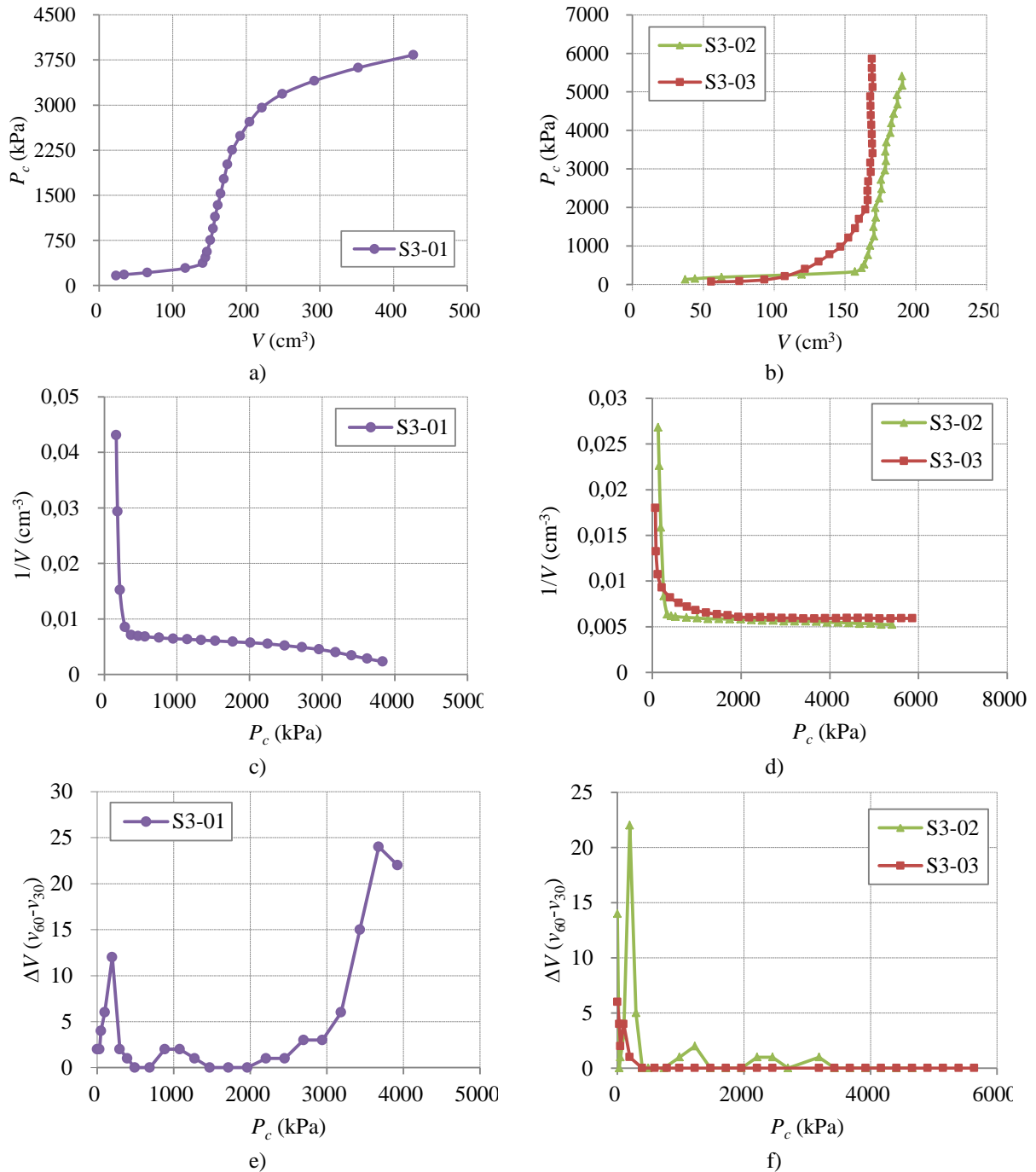


Figura 8.8 – Resultados dos ensaios PMT realizados no campo experimental: a) curva volume *versus* pressão aplicada do ensaio S3-01; b) curvas volume *versus* pressão aplicada dos ensaios S3-02 e S3-03; c) curvas  $1/V$  *versus* pressão aplicada do ensaio S3-01; d) curvas  $1/V$  *versus* pressão aplicada dos ensaios S3-02 e S3-03; e) curva de variação de volume entre os 30 s e os 60 s *versus* pressão aplicada do ensaio S3-01; f) curva de variação de volume entre os 30 s e os 60 s *versus* pressão aplicada dos ensaios S3-02 e S3-03

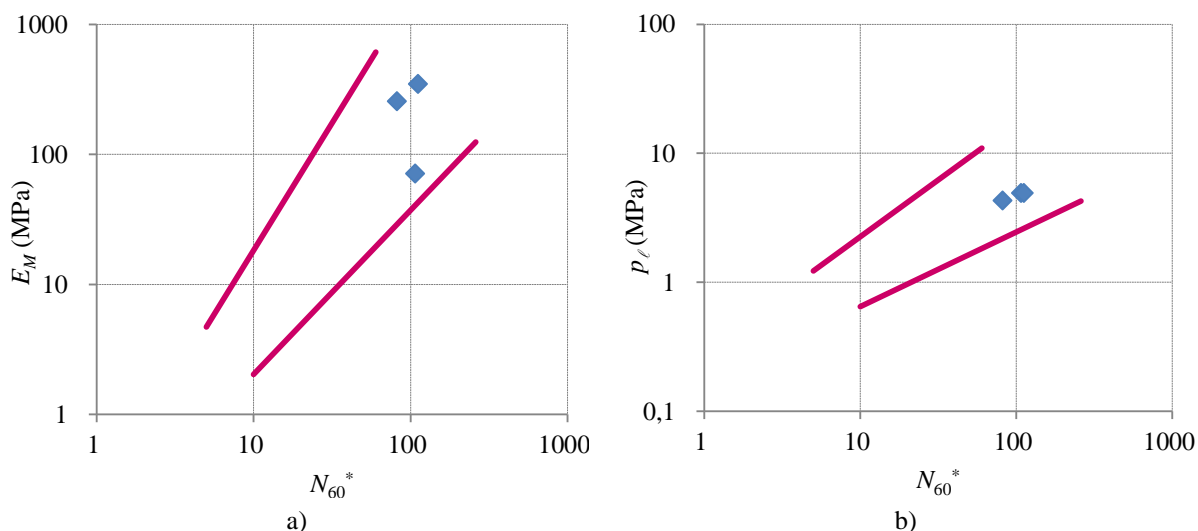


Figura 8.9 – Relação entre os parâmetros do ensaio PMT e o número de golpes do ensaio SPT obtidos no campo experimental: a)  $E_M$  com  $N_{60}^*$ ; b)  $p_L$  com  $N_{60}^*$

### 8.3.3 Comparação com os resultados do SBPT

A comparação dos resultados dos ensaios PMT e SBPT foi realizada em relação ao módulo de distorção, à resistência não drenada e à pressão limite. Apesar de a profundidade a que cada ensaio foi realizado ter sido escolhida de modo a facilitar a sua comparação, apenas os resultados relativos aos 15,5 m são passíveis de boa interpretação conjunta, uma vez que no caso dos ensaios SBPT à profundidade intermédia se obteve uma curva atípica e para o ensaio PMT a 4,5 m de profundidade a câmara estava larga pelo que os resultados não são satisfatórios.

A Figura 8.10 resume os resultados dos ensaios. Para o módulo de distorção mostram-se para o ensaio PMT os valores obtidos a partir do  $E_M$  e os valores iniciais e nos ciclos de descarga-recarga no caso do ensaio SBPT. Em relação à resistência não drenada os valores que se apresentam para o SBPT correspondem à estimativa de Gibson & Anderson (1961) e os que se mostram para o PMT correspondem à estimativa obtida utilizando a expressão 6.8.

Os resultados apresentados mostram que o módulo de distorção obtido do ensaio PMT é sempre menor do que determinado a partir do SBPT. O módulo de distorção inicial é muito elevado a 9,75 m de profundidade dada a forma atípica da curva. No entanto, os valores obtidos nos ciclos de descarga-recarga parecem enquadrar de forma razoável os valores dados pelo pressiómetro de Ménard. A resistência não drenada apresenta pouca variação no caso do PMT e aumenta ligeiramente com a tensão vertical no caso do SBPT, particularmente se se desprezar o resultado correspondente aos 9,75 m de profundidade. No que à pressão limite diz respeito, os resultados obtidos com os dois ensaios a 15,5 m de profundidade são muito semelhantes, embora o SBPT forneça valores ligeiramente superiores.

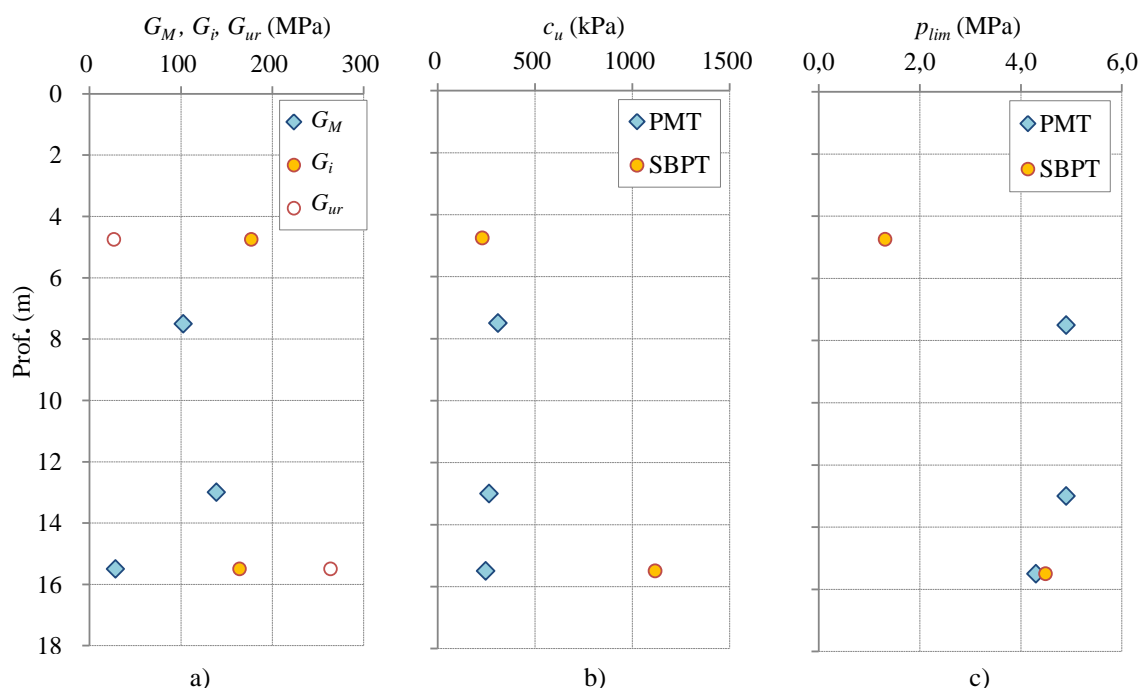


Figura 8.10 – Resultados dos ensaios PMT e SBPT realizados no campo experimental: a) módulo de distorção de Ménard ( $G_M$ ), inicial ( $G_i$ ) e média dos ciclos de descarga recarga ( $G_{ur}$ ) do ensaio SBPT; b) resistência não drenada; c) pressão limite

## 8.4 Ensaios sísmicos entre furos

### 8.4.1 Trabalhos de campo realizados

Os ensaios sísmicos foram realizados entre três furos, com uma configuração triangular ilustrada na Figura 8.11, tendo sido obtidas três secções sísmicas, 3-1, 3-2 e 1-2, respectivamente, com a fonte colocada nos furos 3, 3 e 1 e os recetores nos furos 1, 2 e 2.

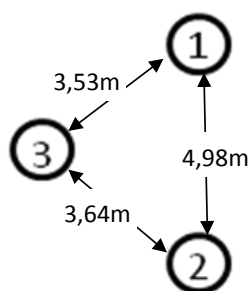


Figura 8.11 – Configuração dos ensaios *cross-hole* realizados no campo experimental

Os furos de sondagem foram revestidos com tubos de PVC de 87 mm de diâmetro interior obturados na parte inferior e posteriormente selados ao maciço envolvente através da injeção de calda de cimento com areia no espaço anelar entre o tubo e o furo de sondagem. A instalação destes tubos foi feita cuidadosamente, com vista a garantir uma folga entre o tubo de PVC e o furo de sondagem não superior a 10 mm ou 15 mm. Os tubos de PVC utilizados apresentavam uniões do tipo *UNI* de modo a que nas ligações entre trechos diferentes o diâmetro do tubo não fosse alterado. Nas ligações entre trechos de tubo estes foram colados com



um vedante e por cima da união foi colocada fita adesiva de alta resistência, com vista a impedir a entrada de calda de cimento no tubo, diminuindo a profundidade a que os ensaios pudessem ser executados. A Figura 8.12 mostra algumas imagens da instalação dos tubos, realizada por uma equipa da empresa Teixeira Duarte.



Figura 8.12 – Montagem dos tubos de PVC para ensaios sísmicos no campo experimental: a) aspeto geral da furação; b) colocação da calda de cimento; c) tubos com ligações UNI; d) base do tubo obturada; e) colocação de cola nas uniões entre trechos; f) proteção das uniões com fita adesiva de alta resistência



A montagem do ensaio *Cross-hole* é bastante complexa. Após identificação dos furos fez-se o seu levantamento inclinométrico. Foi utilizado um inclinómetro magnético, gentilmente cedido pela empresa Mota-Engil que não precisa de calhas para descer na vertical, como mostra a Figura 8.13, e tendo sido feitas leituras inclinométricas a cada metro de profundidade.

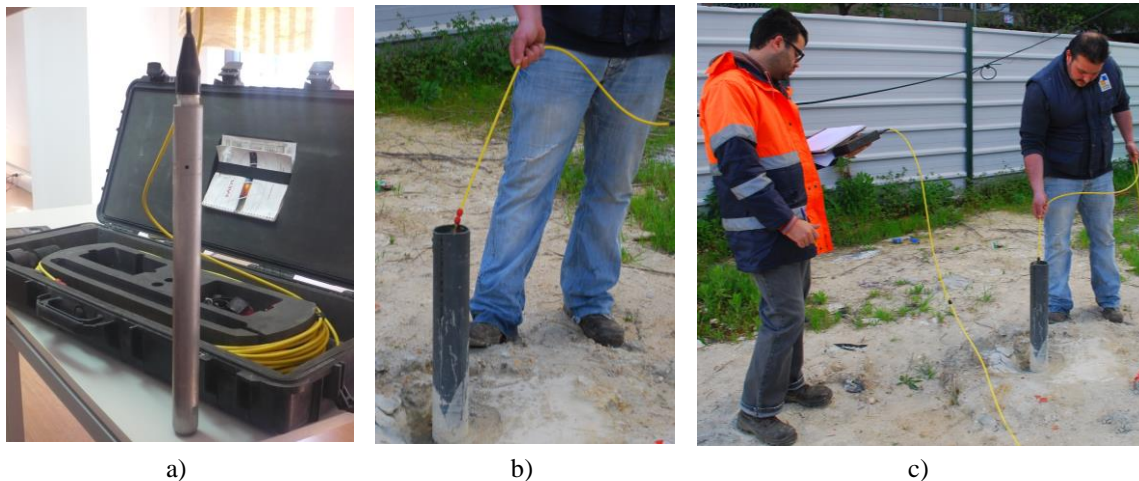


Figura 8.13 – Levantamento inclinométrico dos furos para ensaios sísmicos no campo experimental: a) inclinómetro magnético; b) descida do inclinómetro no furo; c) registo das coordenadas a cada metro de profundidade

Os ensaios foram realizados em duas fases, por duas equipas diferentes e com equipamentos distintos.

Numa primeira fase, uma equipa da empresa Mota Engil realizou ensaios *Cross-hole* entre os furos 3-1 e 3-2, entre as profundidades de 2 m e 18 m, a intervalos de 2 m, tendo obtido as respetivas secções de velocidades sísmicas para ondas P e S. Para o efeito utilizou o seguinte equipamento da FEUP: fonte de tipo *sparker*, modelo SH-66 para ondas SH, da Geotomographie, acionado por um gerador de impulsos elétricos de 5000V, um sistema de receção tri-axial de geofones, orientável, modelo BGK3 da Geotomographie e sismógrafo de 12 canais, modelo S12 SmartSeis, da Geometrics. Foi necessário encher os tubos de PVC com água, para possibilitar uma melhor transmissão do sinal do *sparker*.

O *sparker* das ondas S desce no furo de sondagem montado num suporte que inclui uma bússola para controlar a orientação do impacto e possui uma membrana insuflável que permite fixá-lo à parede do tubo de revestimento do furo, à profundidade desejada. O sistema de receção triaxial de geofones também possui uma membrana insuflável para poder ser fixado no outro tubo à mesma profundidade do *sparker*. Este sistema de conversão da velocidade de vibração das partículas do solo em sinais elétricos tem os seus três geofones componentes orientados em três direções ortogonais (X, Y e Z) enviando os sinais gerados para o sismógrafo ao qual está ligado, de forma a poderem ser visualizados e armazenados. Nestes ensaios, o geofone vertical (Z) ficou ligado ao canal 1, o geofone horizontal alinhado perpendicularmente

à direção entre furos (X) ficou ligado ao canal 2 e o geofone horizontal alinhado na direção entre furos (Y) ficou ligado ao canal 3.

O geofone vertical (Z) registará preferencialmente ondas de corte, S, polarizadas verticalmente, SV, o geofone horizontal (X) ondas de corte S, polarizadas horizontalmente, SH, e o geofone horizontal (Y), ondas de compressão, P. Com este propósito, a direção de atuação do *sparker*, especialmente adequado para geração de ondas de corte S polarizadas horizontalmente, SH, deverá ser perpendicular à direção entre furos. A cada profundidade ensaiada são feitos dois disparos com 180° de diferença de orientação, com vista a inverter a polaridade das ondas S, o que facilita a identificação do seu tempo de chegada. O disparo do impulso é feito desde a superfície, através de uma unidade de controlo. Por se ter verificado que a chegada das ondas P era detetável com o *sparker* para geração preferencial de ondas S, não houve necessidade de utilizar a fonte para ondas P. A Figura 8.14 mostra algumas fotografias do ensaio.



Figura 8.14 – Alguns aspetos da execução dos ensaios sísmicos entre furos no campo experimental: a) gerador de impulsos e unidade de controlo; b) sismógrafo; c) calha com bússola para *sparker* nas ondas S; d) sistema de aquisição triaxial; e) *sparker* de ondas S; f) aspeto geral do *sparker* instalado no furo

Numa fase posterior, e com o objetivo de estudar a eventual anisotropia no maciço, uma equipada da FEUP, com a colaboração de elementos do DEC-FEUP realizou um outro conjunto de ensaios *Cross-hole*, utilizando como fonte sísmica um martelo gravítico bi-direcional de impacto vertical. Esta fonte é especialmente concebida para a geração de ondas de corte S polarizadas verticalmente, SV. Estes ensaios foram realizados entre os furos 3-1, 3-2 e 2-1, entre as profundidades de 2 m e 16 m, a intervalos de 1 m, tendo sido obtidas as respetivas secções de velocidades sísmicas para ondas P e S. Para o efeito, utilizou o seguinte equipamento da FEUP: fonte de tipo martelo gravítico bi-direcional, da GISCO, um sistema de recepção tri-axial de geofones, orientável, modelo BHG-3 da Geostuff e sismógrafo de 12 canais, modelo S12 SmartSeis, da Geometrics.

A Figura 8.15 mostra imagens desta campanha de ensaios. Previamente à realização dos ensaios foi necessário retirar a água do interior dos furos com o auxílio de uma bomba submersível.

Com este equipamento, tanto o martelo como o sistema de aquisição são fixados desde a superfície ao interior dos tubos de revestimento respetivos e à profundidade desejada, através de mecanismos de fixação compostos por uma câmara-de-ar insuflável, no caso do martelo e por uma mola metálica acionada por um sistema mecânico, no caso do sistema de aquisição. A fixação do martelo é realizada com o auxílio de uma bomba de ar manual, que também se mostra na figura.

O sistema de aquisição possui ainda uma bússola, devendo ser configurado antes do início do ensaio em função da orientação dos furos onde serão instalados o emissor e o recetor. A cada nível de profundidade de fixação o geofone é orientado de forma mecânica.

O martelo é acionado manualmente desde a superfície, de cima para baixo ou de baixo para cima, de modo a ser possível obter ondas de corte, SV, com polaridades opostas de forma a facilitar a posterior deteção do respetivo tempo de chegada.





Figura 8.15 - Execução dos ensaios sísmicos entre furos usando como fonte o martelo gravítico no campo experimental: a) sistema de aquisição triaxial; b) introdução do geofone no furo; c) retirada da água do interior do furo; d) martelo gravítico; e) descida do martelo no tubo; f) disparo do martelo gravítico; g) vista geral do ensaio

## 8.4.2 Resultados obtidos

### 8.4.2.1 Nota inicial

Em seguida são apresentados os resultados obtidos nas duas referidas campanhas, utilizando na primeira uma fonte de tipo *sparker* e na segunda um martelo gravítico. O tratamento dos dados foi amavelmente efetuado pelo Professor Jorge Carvalho do Departamento de Engenharia de Minas e Geoambiente da FEUP.

### 8.4.2.2 Ensaios com a fonte tipo *sparker*

A Figura 8.16a mostra os perfis de velocidade de propagação das ondas de compressão (ondas P),  $V_P$ , nos ensaios sísmicos realizados. À profundidade de 2,0 m não foi possível identificar o respetivo tempo de chegada. Como se pode observar, a velocidade das ondas ao longo do perfil varia entre cerca de 1500 m/s e 2500 m/s. O valor de 1500 m/s, obtido a 4 m de profundidade está, muito provavelmente, relacionado com a posição do nível freático. O aumento de velocidade a 6 m de profundidade corresponde à zona onde aumenta o número de golpes do SPT, ao passar da zona de argila cinzenta esverdeada para a argila margosa com nega na primeira fase do ensaios e apenas 9 cm de penetração. A velocidade tende a diminuir à volta dos 8 m, para depois voltar aos valores próximos de 2500 m/s.

A Figura 8.16 mostra também a variação da velocidade de propagação das ondas S medida nos três canais, nos dois ensaios realizados. As velocidades são muito semelhantes nos três canais e a sua evolução em profundidade está bastante próxima da das ondas P. Na Figura 8.17 mostra-se para cada canal recetor a variação da velocidade das ondas medidas nos dois ensaios, que são bastante semelhantes.

Em relação à primeira campanha de ensaios, as velocidades de propagação das ondas S medidas nos três canais do geofone triaxial foram bastante semelhantes. Uma vez que a onda foi emitida com polarização horizontal e supostamente com orientação perpendicular à direção entre furos, seria expectável que a amplitude do sinal recebido fosse maior no canal 2 (horizontal e perpendicular à direção entre furos) do que nos outros, mas tal não se verificou. De facto, as velocidades medidas nos três canais foram muito semelhantes, não sendo pois possível detetar qualquer efeito da anisotropia do material. Esta situação pode dever-se a imprecisões aquando da orientação quer do geofone quer do *sparker* às diversas profundidades, ao facto de o impacto do gerador possuir elevada energia para uma distância entre furos relativamente pequena, ou ao facto de não haver anisotropia

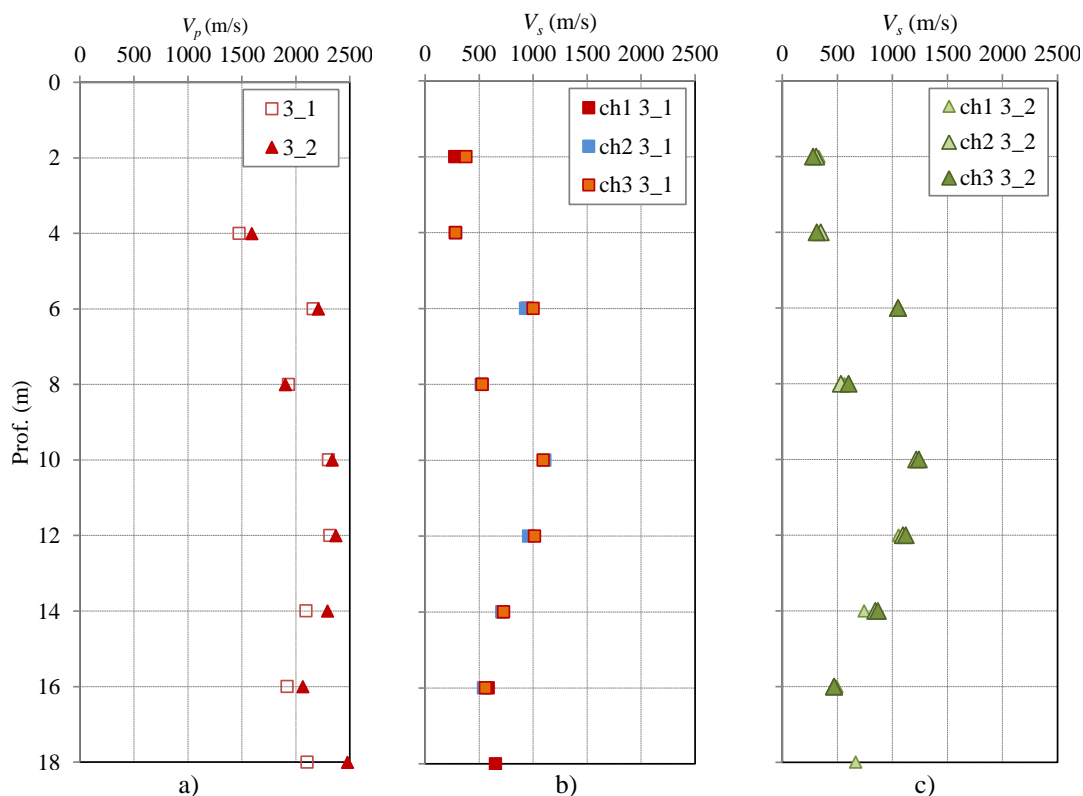


Figura 8.16 - Velocidade de propagação das ondas sísmicas nos ensaios realizados no campo experimental entre os furos 3 e 1 (3\_1) e 3 e 2 (3\_2) usando a fonte tipo *sparker*: a) ondas P; b) ondas S nos três canais (3\_1); c) ondas S nos três canais (3\_2)

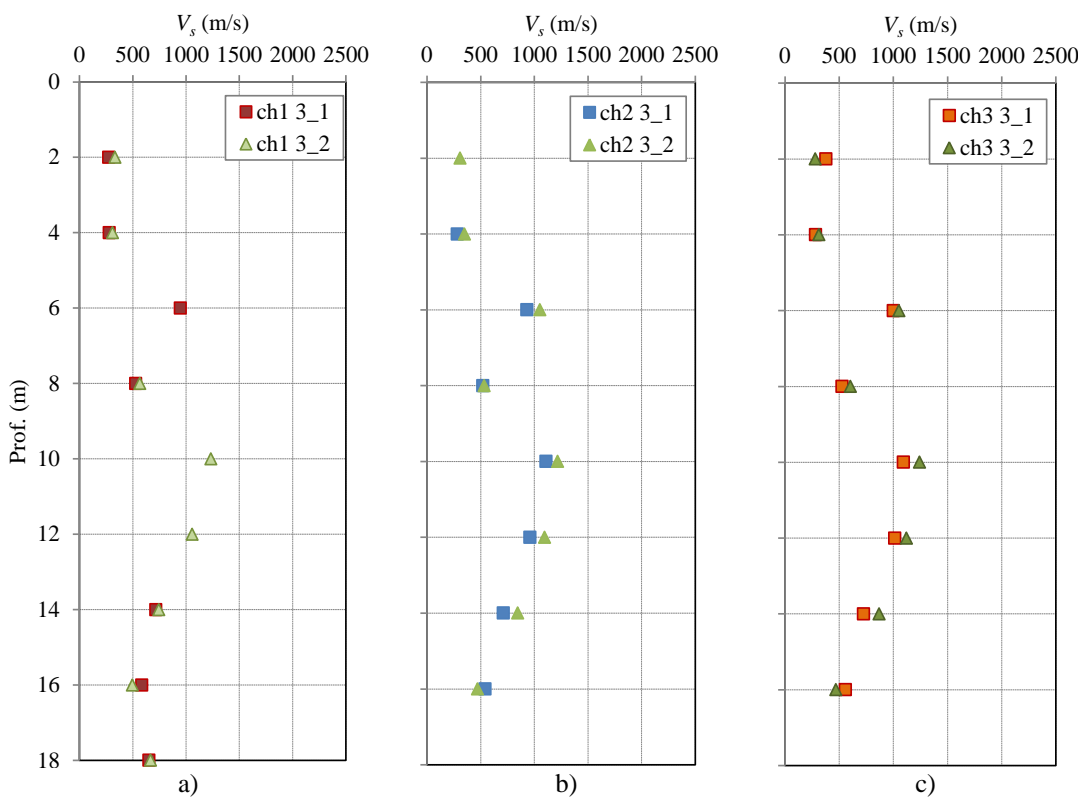


Figura 8.17 – Velocidades de propagação das ondas S medidas no campo experimental nos canais 1, 2 e 3 nos dois ensaios usando a fonte tipo *sparker*: a) canal 1; b) canal 2; c) canal 3

Outro aspeto importante é o de os perfis de velocidades obtidos para as duas secções serem bastante semelhantes, como era expectável dada a proximidade dos três furos. Importa notar que estes resultados não mostram uma tendência para a velocidade  $V_s$  crescer linearmente em profundidade, como foi verificado no tratamento dos elementos existentes relativos a ensaios sísmicos apresentado no capítulo 6. Com efeito, o perfil geotécnico do local escolhido para este campo experimental tem a particularidade de a unidade Camadas de Prazeres surgir logo a 3 m ou 4 m de profundidade, ao contrário do que acontece no Terreiro do Paço ou no Cais do Sodré, em que a formação surge a profundidades superiores a 20 m. Pode então considerar-se que no campo experimental a unidade Camadas de Prazeres se apresenta mais descomprimida, pelo que o efeito da tensão de confinamento não será tão notório como nas zonas em que este solo surge a maiores profundidades.

A partir destes resultados é possível aferir o coeficiente de Poisson ( $\nu_{din}$ ) e o módulo de distorção máximo ( $G_0$ ), como mostra a Figura 8.18.

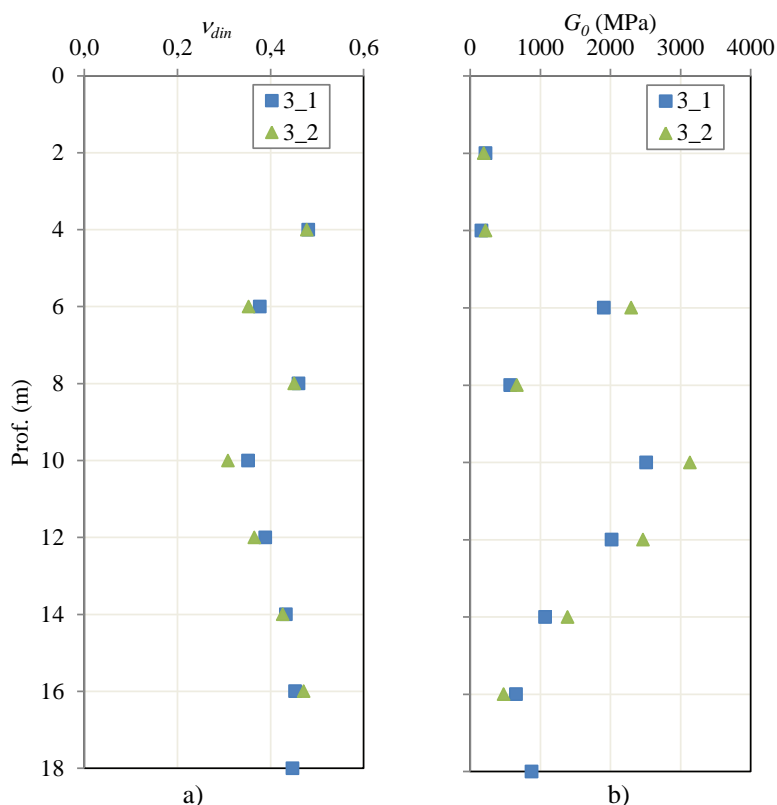


Figura 8.18 – Coeficiente de Poisson ( $\nu_{din}$ ), e módulo de distorção máximo ( $G_0$ ), obtidos nos ensaios sísmicos entre furos realizados no campo experimental usando o gerador de impulsos

### 8.4.2.3 Ensaios com o martelo gravítico

Na segunda campanha, utilizando o martelo gravítico, os ensaios foram realizados a intervalos de 1,0 m, colocando o emissor no furo 3 e o recetor nos furos 1 e 2 e ainda com o emissor no furo 1 e o recetor no furo 2, de modo a fechar um polígono. Os resultados obtidos para a velocidade de propagação das ondas de compressão mostram bastante coerência entre os três



pares de furos, como pode observar-se na Figura 8.19. A velocidade de 1500 m/s aos 4,0 m de profundidade coincide de novo com a posição estimada para o nível freático, e a comparação desta com a Figura 8.16a permite verificar que os dois equipamentos forneceram velocidades de propagação semelhantes, embora com algumas discrepâncias pontuais.

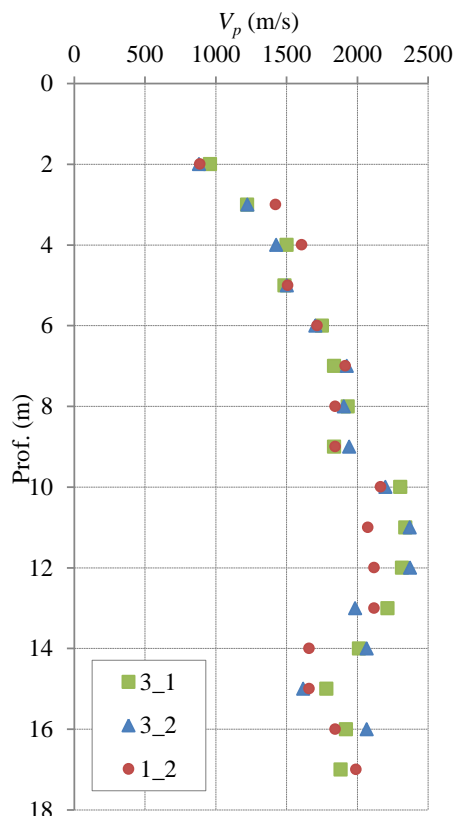


Figura 8.19 - Velocidade de propagação das ondas P nos ensaios realizados no campo experimental entre os furos 3 e 1 (3\_1), 3 e 2 (3\_2) e 1 e 2 (1\_2) usando o martelo gravítico

A Figura 8.20 mostra os perfis de velocidades  $V_s$  obtidos nos três pares de furos e medidos nos três canais. Tal como com os resultados dos ensaios com o *sparker*, não se encontram diferenças significativas entre as velocidades medidas nos diferentes canais.

Outro aspeto que merece atenção é o facto de os perfis de velocidade serem bastante semelhantes para os três pares de furos, como procuram ilustrar as linhas a tracejado sobrepostas às figuras. A velocidade de propagação das ondas de corte mostra uma diminuição a 4,0 m de profundidade, coincidente com a posição do nível freático, e em seguida tende a aumentar ligeiramente com a profundidade, diminuindo para profundidades próximas de 15,0 m.

Uma vez mais a concordância entre os valores medidos nos três canais para cada par de furos é notória. Esta homogeneidade de resultados permite definir um perfil médio de  $v_{din}$  e  $G_{din}$  para cada canal, calculado com base na média dos tempos de chegada das ondas  $S$  e na média das distâncias entre o emissor e o recetor, e que se mostra na Figura 8.23.



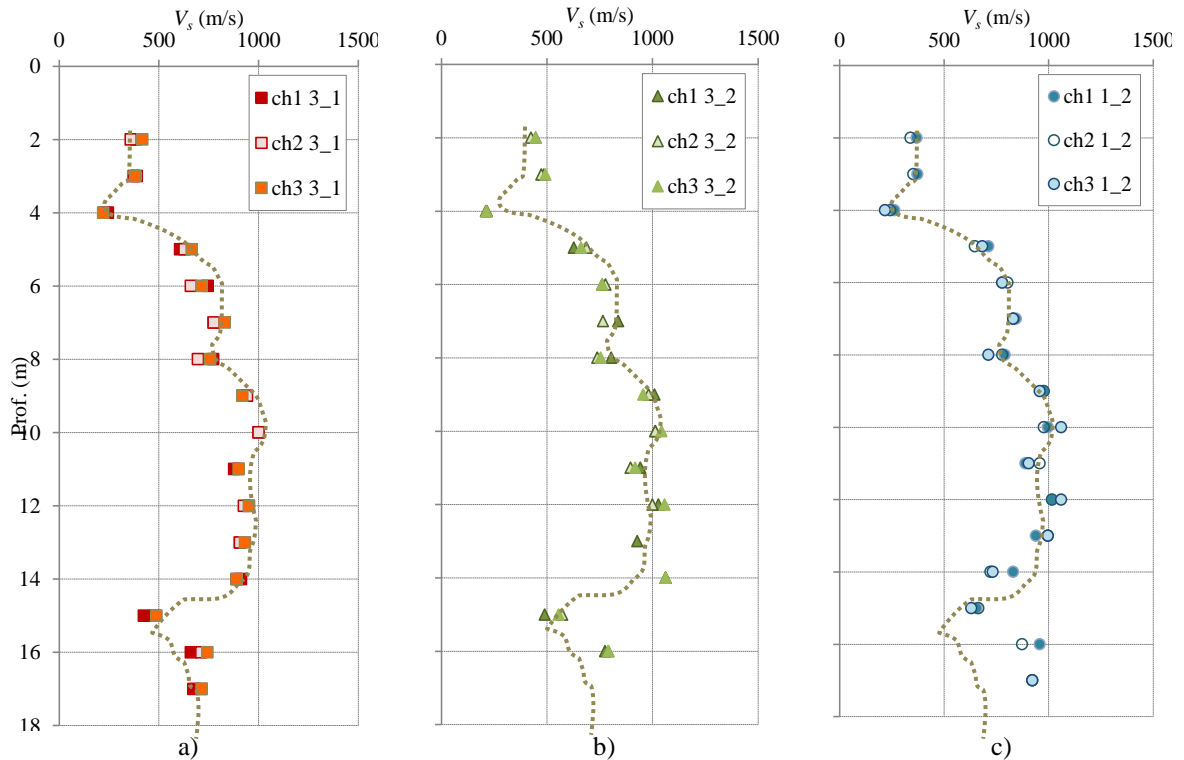


Figura 8.20 - Velocidade de propagação das ondas S medidas nos três canais nos ensaios realizados no campo experimental, usando o martelo gravítico: a) entre os furos 3 e 1; b) entre os furos 3 e 2; c) entre os furos 1 e 2

O coeficiente de Poisson dinâmico e o módulo de distorção máximo medidos nos três canais para os três pares de furos apresentam-se na Figura 8.21 e na Figura 8.22, respectivamente.

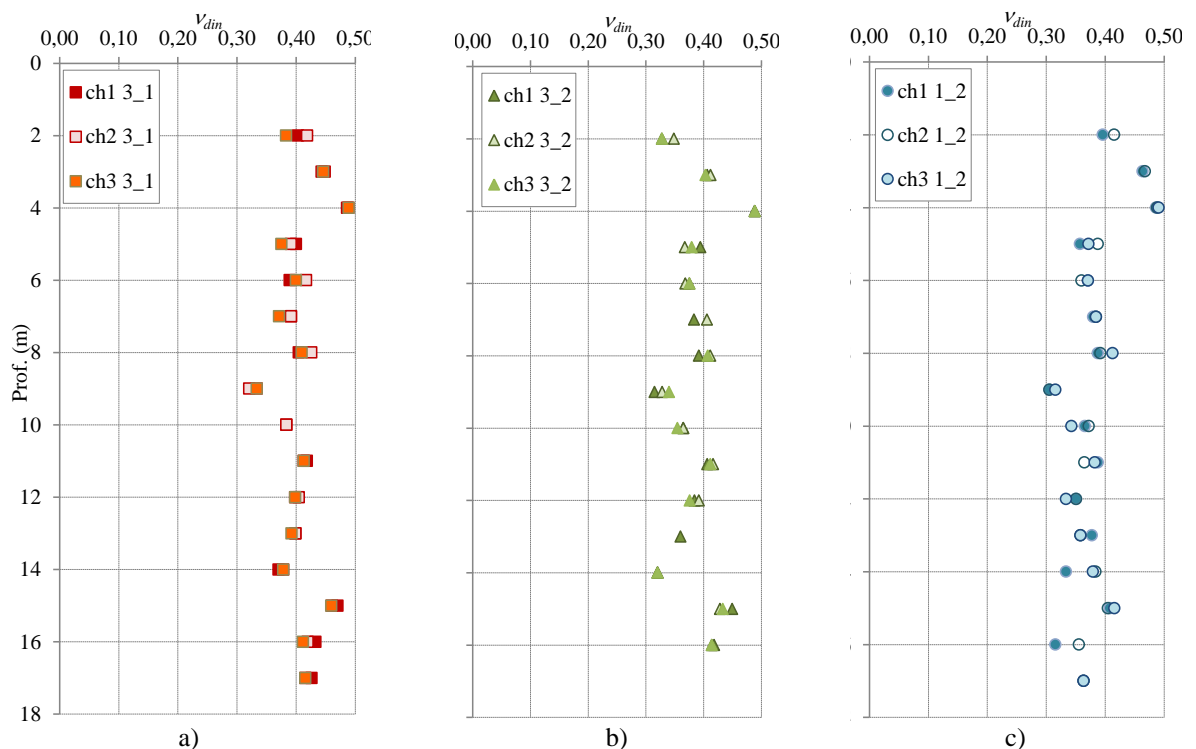


Figura 8.21 – Coeficiente de Poisson dinâmico medido nos três canais nos ensaios realizados no campo experimental usando o martelo gravítico: a) entre os furos 3 e 1; b) entre os furos 3 e 2; c) entre os furos 1 e 2

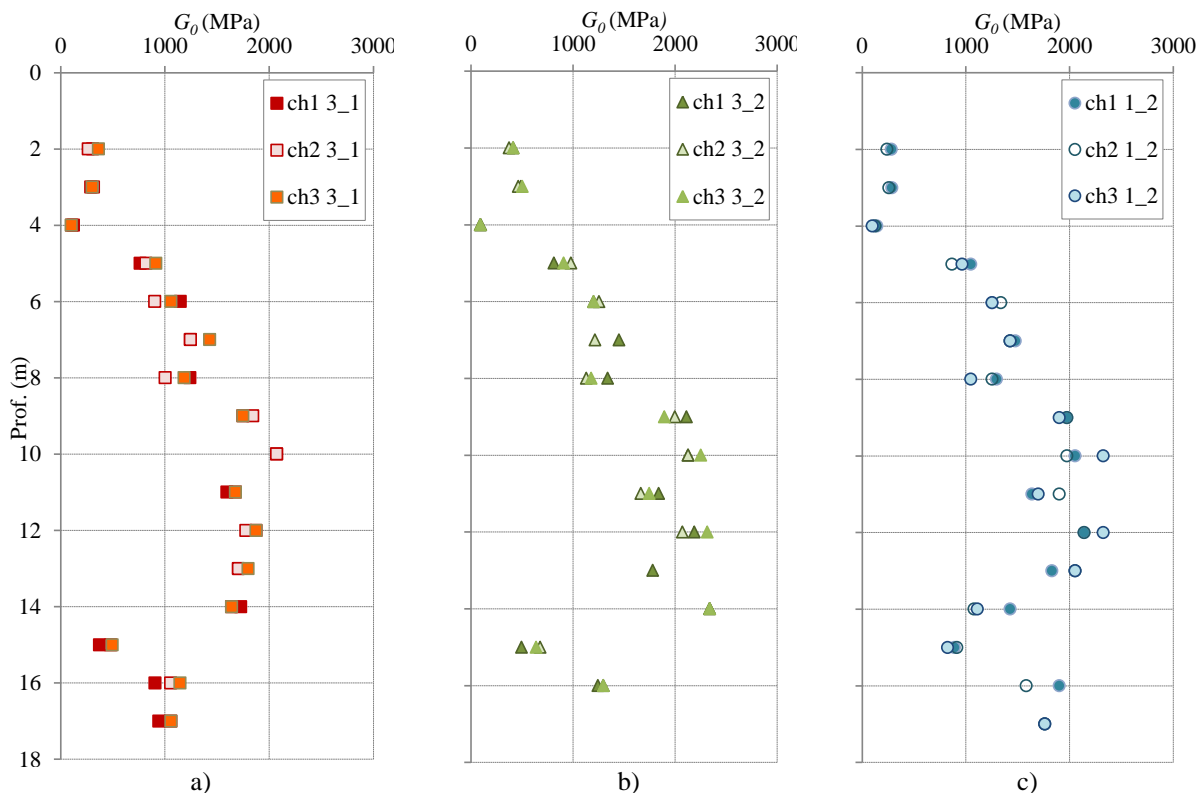


Figura 8.22 – Módulo de distorção dinâmico medido nos três canais nos ensaios realizados no campo experimental usando o martelo gravítico: a) entre os furos 3 e 1; b) entre os furos 3 e 2; c) entre os furos 1 e 2

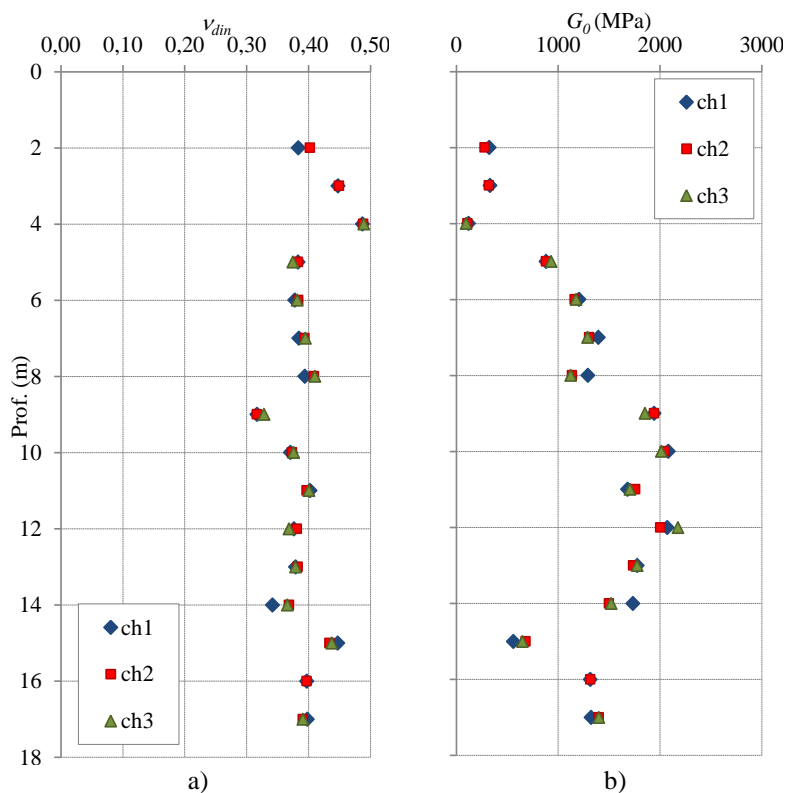


Figura 8.23 – Valores calculados com base na média dos tempos de chegada das ondas de corte e das distâncias percorridas pelas ondas nos três pares de furos nos ensaios realizados no campo experimental usando o martelo gravítico: a) coeficiente de Poisson dinâmico; b) módulo distorsional inicial.

O coeficiente de Poisson a 4,0 m de profundidade é igual a 0,5, o que confirma a posição do nível freático e para maiores profundidades não varia significativamente. O módulo de distorção inicial é mais baixo nas camadas mais superficiais e aumenta substancialmente entre 9,0 m e 13,0 m de profundidade, onde o *log* da sondagem identificou a presença de argila margosa cinzenta clara e o ensaio SPT forneceu nega na 1ª fase com baixa profundidade de penetração.

### 8.4.3 Conclusões

A comparação dos resultados obtidos com a fonte tipo *sparker* e com o martelo gravítico mostra-se na Figura 8.24, que apresenta as velocidades de propagação das ondas de compressão e das ondas de corte obtidas nas duas campanhas de ensaios. De uma maneira geral os resultados são muito semelhantes, embora com algumas discrepâncias pontuais, o que aponta para que a energia do impacto influencie a intensidade das ondas mas não altere os tempos de chegada. Tanto para as ondas P como para as ondas S, os resultados são genericamente coincidentes às várias profundidades.

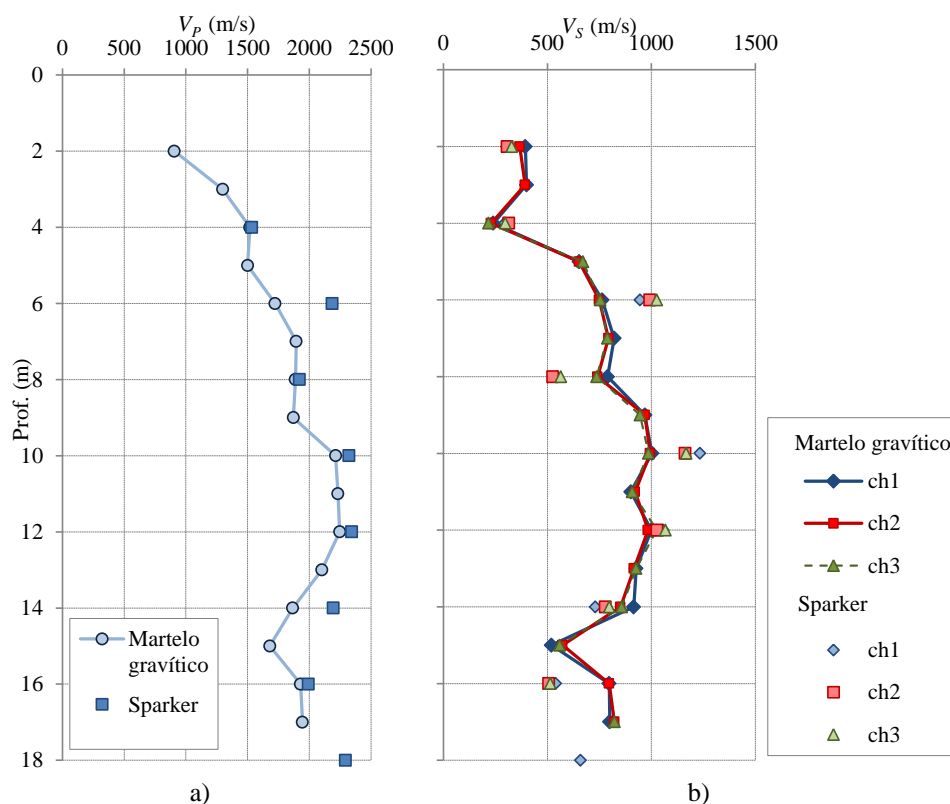


Figura 8.24 – Resultados dos ensaios *cross-hole* realizados no campo experimental com a fonte tipo *sparker* e com o martelo gravítico: a) velocidade de propagação das ondas P; b) velocidade de propagação das ondas S medidas nos três canais

Na Figura 8.25 mostram-se os resultados do ensaio SPT e o módulo de distorção inicial, que uma vez que depende diretamente da velocidade das ondas S é também bastante coerente para as duas campanhas de ensaio. Pode verificar-se que a tendência para a evolução em

profundidade do resultado do SPT é semelhante à que se obteve para  $G_0$ , como procura ilustrar a linha a tracejado sobre a Figura 8.25a. Este paralelismo conduziu à procura de uma relação entre estes dois parâmetros, à semelhança do que se fez para os parâmetros do ensaio PMT.

Uma vez que as profundidades de um e outro ensaio nem sempre coincidiam, determinaram-se em primeiro lugar os valores de  $G_0$  que melhor aproximassem as profundidades em questão, utilizando valores médios quando necessário.

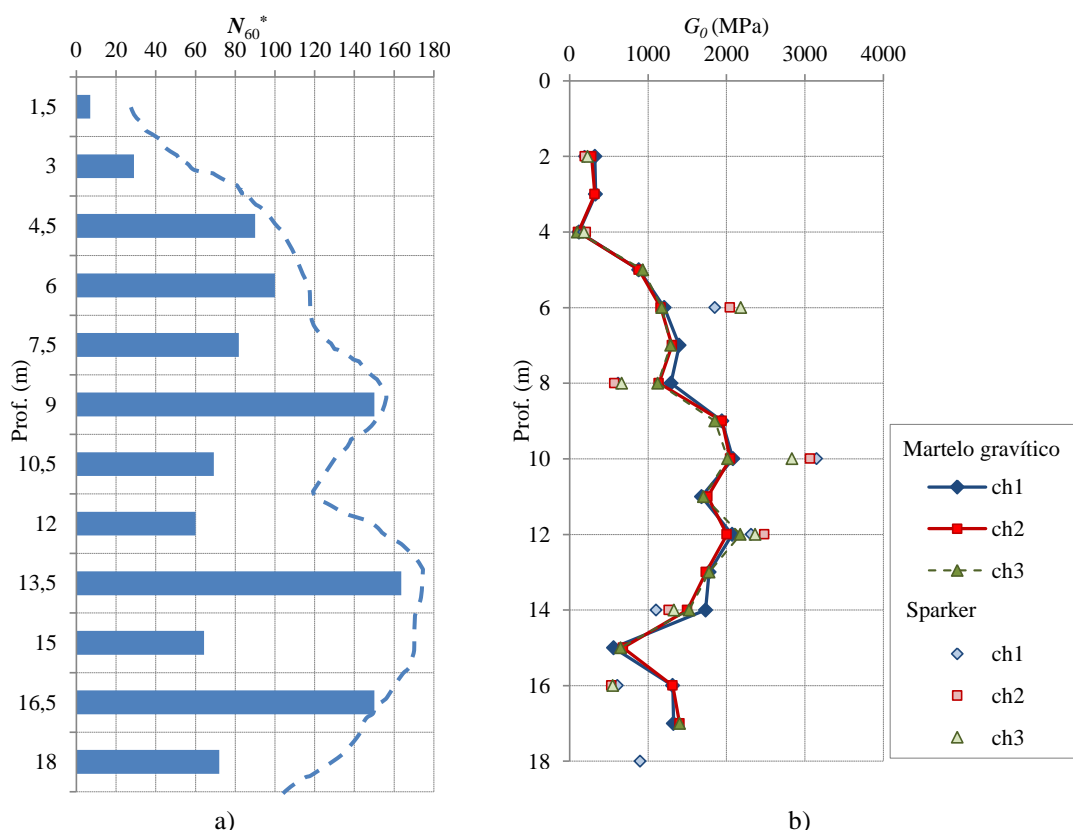


Figura 8.25 – Campo experimental: a) resultados do ensaio SPT extrapolados para atender à profundidade de penetração; b) módulo de distorção inicial obtido nas duas campanhas de ensaios realizadas

A Figura 8.26 mostra os valores de  $G_0$  em função de  $N_{60}^*$  obtidos para todos os ensaios. Na mesma figura apresenta-se a reta de regressão linear definida por:

$$G_0 = 10,51 \cdot (N_{60}^*) + 96,6 \tag{8.3}$$

com coeficiente de determinação  $R^2$  igual a 0,92, que se obtém eliminando 6 dos 19 conjuntos de resultados disponíveis, isto é, tendo em consideração cerca de 70 % dos resultados disponíveis. Os valores ignorados na determinação da expressão 8.3 estão contornados a traço interrompido na figura.

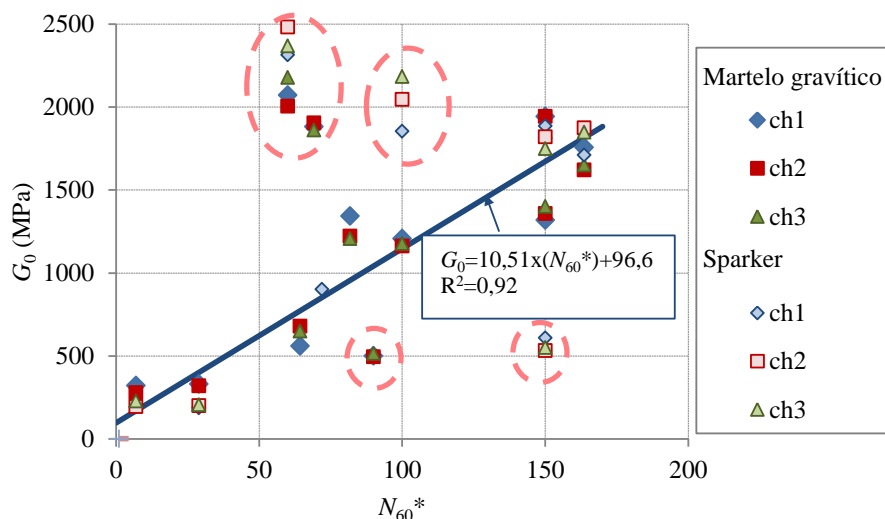


Figura 8.26 – Relação entre  $G_0$  e  $N_{60}^*$  nas Camadas de Prazeres na Av. Visconde Valmor

Os valores de  $G_0$  obtidos neste campo experimental variam num intervalo próximo daquele que se determinou para esta unidade geológica quando do tratamento dos elementos existentes apresentado no Capítulo 6. Apenas entre 10,0 m e 14,0 m de profundidade foram encontrados valores de  $G_0$  mais elevados do que 1500 MPa, valor máximo encontrado anteriormente. As expressões descritas por 6.25 e 6.26 como limites mínimo e máximo de  $G_0$  em função de  $N_{60}^*$  permitem enquadrar praticamente todos os resultados obtidos na Av. Visconde Valmor, incluindo a maior parte dos resultados excluídos da regressão 8.3, como mostra a Figura 8.27. Face ao exposto, conclui-se que os limites mínimo e máximo encontrados anteriormente constituem um intervalo muito razoável para a variação de  $G_0$  em função de  $N_{60}^*$ .

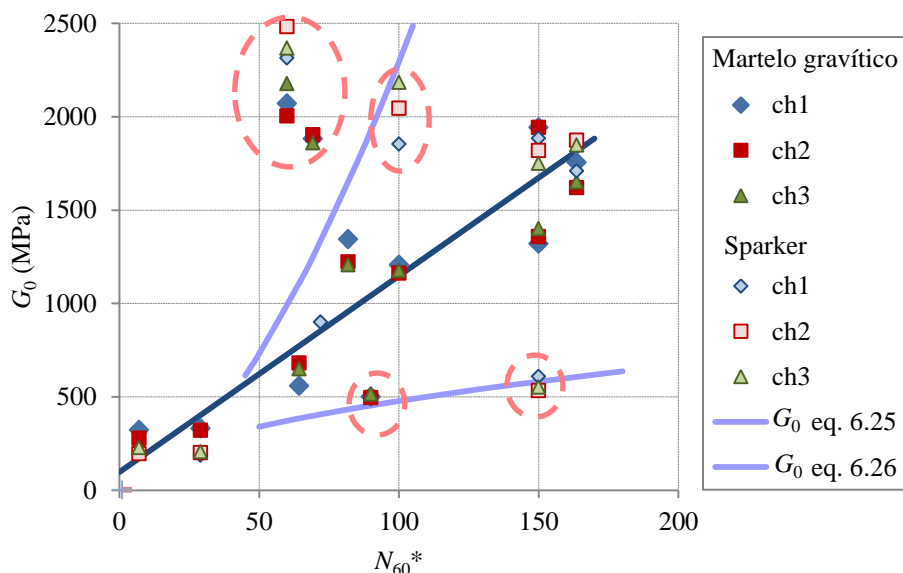


Figura 8.27 – Resultados obtidos no campo experimental e expressões definidas no Capítulo 6 para as Camadas de Prazeres

### 8.5 Resumo do capítulo

A análise conjunta dos resultados de ensaios de campo realizados no campo experimental da Av. Visconde Valmor em Lisboa permite tecer algumas considerações acerca das características de resistência e de deformabilidade dos solos das Camadas de Prazeres.

Em relação ao módulo de distorção, a Figura 8.28a mostra os valores máximo no caso do ensaio CHT, de Ménard no caso do PMT e inicial e média dos ciclos de descarga-recarga no caso do ensaio SBPT. Embora o número de resultados seja bastante díspar entre os ensaios sísmicos e os ensaios pressiométricos, a observação da figura permite verificar que em todos se registou uma tendência para o aumento da rigidez entre 8,0 m e 14,0 m de profundidade, o que vai de encontro aos resultados do ensaio SPT. Na Figura 8.28b mostram-se os valores do módulo de Ménard, do módulo de deformabilidade inicial e em ciclos de descarga-recarga para o ensaio SBPT e de  $E_0$  para o ensaio CHT obtidos a partir de  $G_0$ . No caso do ensaio SBPT o coeficiente de Poisson foi considerado igual a 0,5.

A observação da figura mostra que a grandeza dos parâmetros de rigidez evolui com o nível de deformação associado a cada tipo de ensaios de acordo com o esperado, ou seja,  $G_0$  (CHT) >  $G$  (SBPT) >  $G$  (PMT).

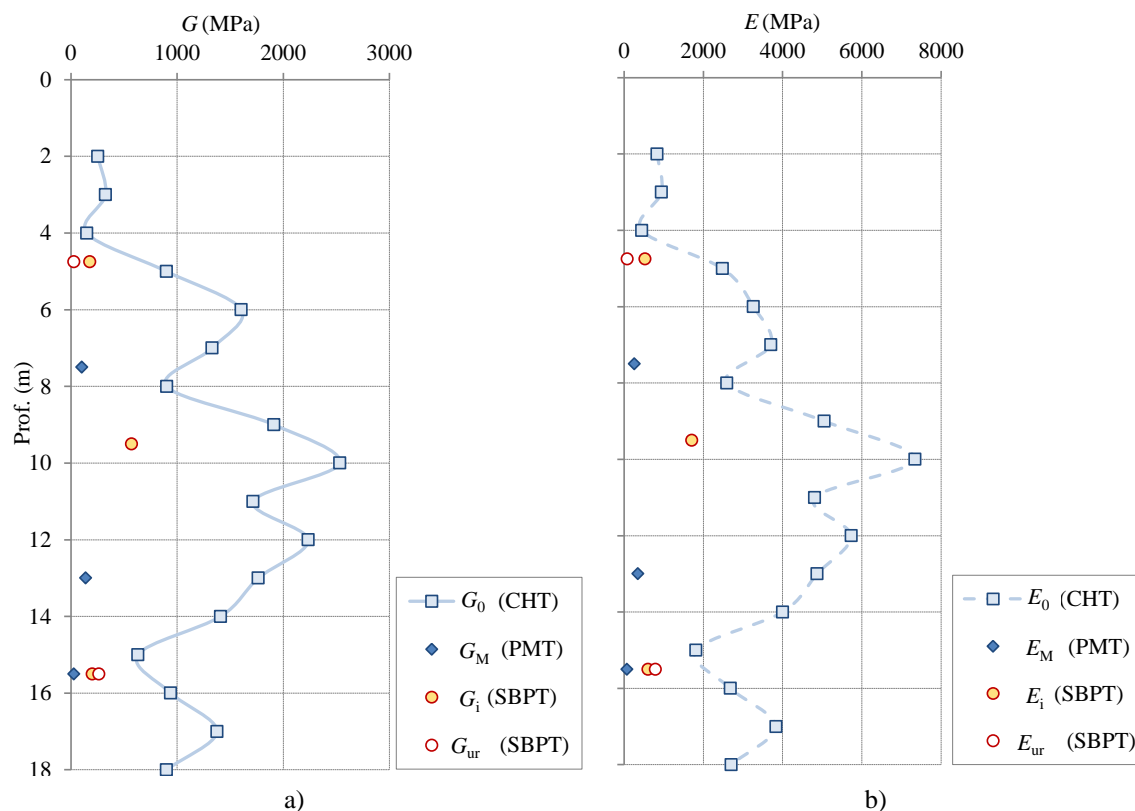


Figura 8.28 – Comparação dos resultados dos ensaios de campo realizados nas Camadas de Prazeres no campo experimental: a) módulo de distorção; b) módulo de elasticidade

Na Figura 8.29 e na Figura 8.30 mostram-se os módulos de distorção e de deformabilidade obtidos no campo experimental e o conjunto de resultados de ensaios de campo tratados no capítulo 6 para as Camadas de Prazeres.

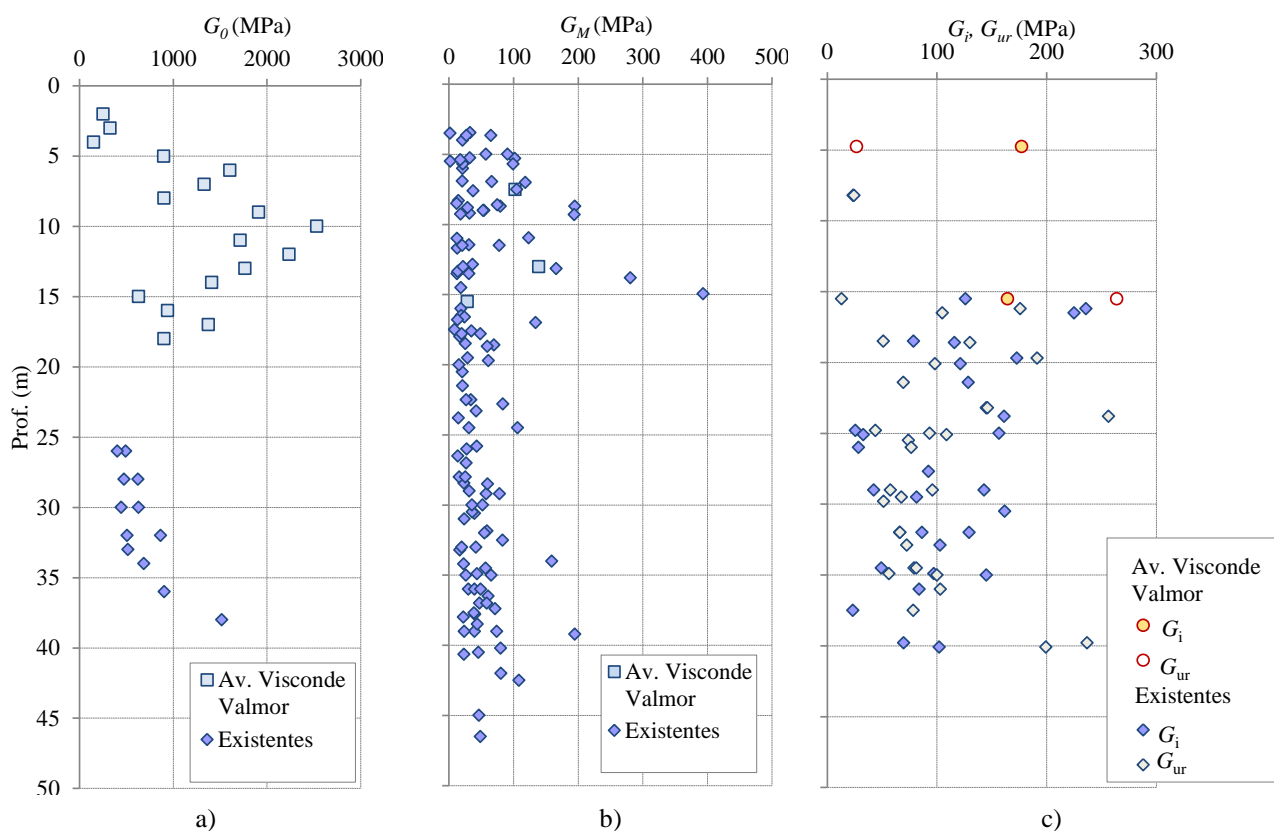


Figura 8.29 – Módulo de distorção nas Camadas de Prazeres: a)  $G_0$  obtido nos ensaios CHT; b)  $G_M$  obtido a partir dos ensaios PMT; c)  $G_i$  e  $G_{ur}$  obtidos a partir dos ensaios SBPT

Pode verificar-se que os resultados obtidos no campo experimental estão de uma maneira geral em bom acordo com os resultados tratados anteriormente. Os valores de  $G_M$  e  $E_M$  foram próximos dos anteriores e os resultados dos ensaios SBPT, à exceção do ensaio T2 que não se apresenta porque exibiu uma curva atípica, também se aproximam bastante dos já apresentados.

Apenas no caso dos ensaios sísmicos entre furos a discrepância nos parâmetros de deformabilidade é maior, e os resultados indicam que no campo experimental se está perante uma formação mais rígida. Importa notar que os elementos tratados anteriormente se referem a uma única localização, pelo que as diferenças observadas devem estar relacionadas com o facto de ser tratar de locais diferentes e profundidades também distintas, ou seja são reflexo da variabilidade espacial dos depósitos de solo naturais.

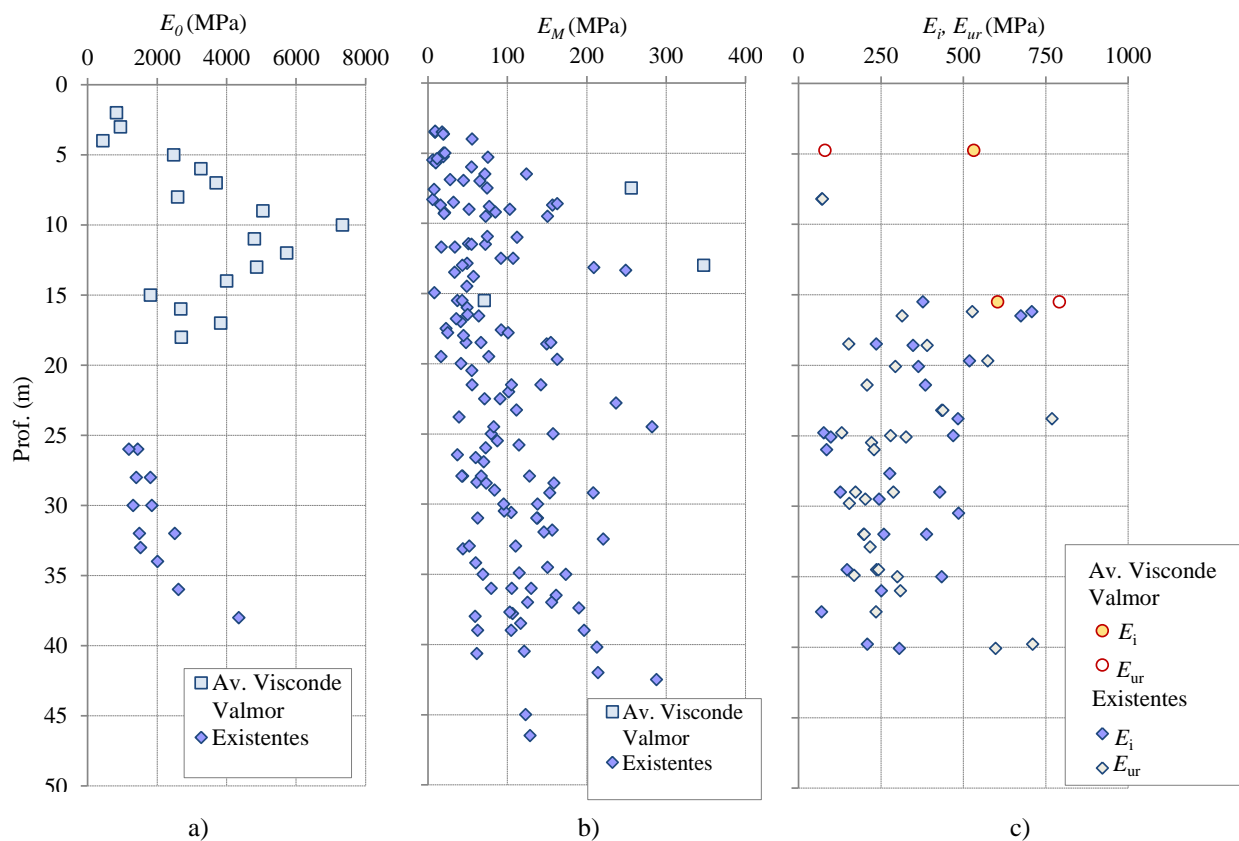


Figura 8.30 – Módulo de deformabilidade nas Camadas de Prazeres: a)  $E_0$  obtido nos ensaios CHT; b)  $E_M$  obtido a partir dos ensaios PMT; c)  $E_i$  e  $E_{ur}$  obtidos a partir dos ensaios SBPT



# 9

## PROPOSTA DE PARAMETRIZAÇÃO DAS ARGILAS MIOCÉNICAS DE LISBOA

### 9.1 Introdução

As argilas Miocénicas de Lisboa formam grande parte do subsolo da zona mais nobre da cidade de Lisboa, onde nas últimas décadas têm sido construídas diversas obras de particular relevância para a Engenharia Civil. Exemplo disso são as obras de expansão da rede do Metropolitano de Lisboa, que incluem troços em túnel e estações subterrâneas, as sedes de algumas empresas, os estádios de Alvalade e da Luz, grandes centros comerciais e outros edifícios com desenvolvimento em altura e pisos enterrados para estacionamento. Dada a complexidade destas obras, que em geral envolveram escavações com dimensões consideráveis, os seus projetos foram acompanhados de cuidadas campanhas de prospeção com vista a caracterizar os terrenos interessados. Estas campanhas, que incluem ensaios de campo e ensaios em laboratório, permitiram constituir um acervo extremamente relevante de dados acerca das formações Miocénicas, que curiosamente estavam, até agora, dispersos e sem terem sido objeto de tratamento global.

Com este trabalho pretendeu-se reunir, compilar e tratar a maior quantidade possível de dados existentes que interessassem estas formações, bem como complementar o seu estudo por

meio de ensaios *in situ* realizados num campo experimental e ensaios em laboratório realizados sobre amostras recolhidas no mesmo local. O objetivo principal prendeu-se assim com uma caracterização abrangente das argilas miocénicas de Lisboa, sem particularizar casos de obra específicos mas incluindo num documento único a maior quantidade de informação possível no que respeita às propriedades físicas e aos principais aspetos do comportamento mecânico destas formações.

Inicialmente foram consultadas as bases de dados de várias empresas de prospeção que operam naquela região, com vista a fazer o levantamento das principais obras que incluíram sondagens, ensaios *in situ* e (ou) ensaios em laboratório. Após este levantamento, os relatórios foram sujeitos a uma triagem, de modo a separar aqueles que interessavam as unidades geológicas em estudo, e apresentavam resultados de ensaios. Os resultados disponíveis em maior número incluíam *logs* de sondagem, índices físicos e número de golpes no ensaio SPT. Em menor número, mas ainda muito significativo, foram reunidos e tratados os resultados de ensaios de campo com os pressiómetros de Ménard e Autoperfurador, de ensaios sísmicos entre furos e de ensaios em laboratório, como os ensaios edométrico e triaxial.

Numa fase posterior, foi escolhido um campo experimental, situado na Avenida Visconde Valmor em Lisboa, onde as formações miocénicas surgem a reduzida profundidade. Neste local foram realizados uma sondagem convencional com ensaios SPT e, numa fase posterior ensaios com o pressiómetro de Ménard, ensaios com o pressiómetro autoperfurador e também ensaios sísmicos entre furos. Mais tarde, foi aberta uma vala com cerca de 4 m de profundidade e recolhidos dois blocos indeformados. A partir destes foram talhadas amostras para ensaios em laboratório, nomeadamente ensaios edométricos no edómetro clássico e no edómetro de alta pressão e ensaios triaxiais de compressão e de extensão para várias tensões de consolidação, com vista a caracterizar o seu comportamento nos estados sobreconsolidado e normalmente consolidado. Foram ainda realizados ensaios por difração de raios-X e observações microscópicas para investigar a composição mineralógica e a presença de estrutura nestas formações.

Com base no enorme acervo de resultados recolhidos e tratados, nos resultados obtidos no campo experimental e nos ensaios sobre amostras neste recolhidas, foi desenvolvida a proposta de parametrização em seguida apresentada e que constitui o essencial das conclusões do presente trabalho de investigação.

## 9.2 Proposta de parametrização

### 9.2.1 Características físicas

Em relação à distribuição granulométrica, a percentagem de areia encontrada nestas formações foi quase sempre inferior a 20 %, sendo em alguns casos inferior a 10 %. A restante percentagem divide-se em argila e silte, sendo a classificação destes solos de argila siltosa ou silte argiloso. No caso das amostras do campo experimental, a percentagem de areia foi muito baixa, da ordem dos 2 % a 4 %, e a percentagem de argila sempre superior a 50 %. A Figura 9.1 ilustra uma banda de curvas granulométricas que permitem situar as argilas do Miocénico de Lisboa.

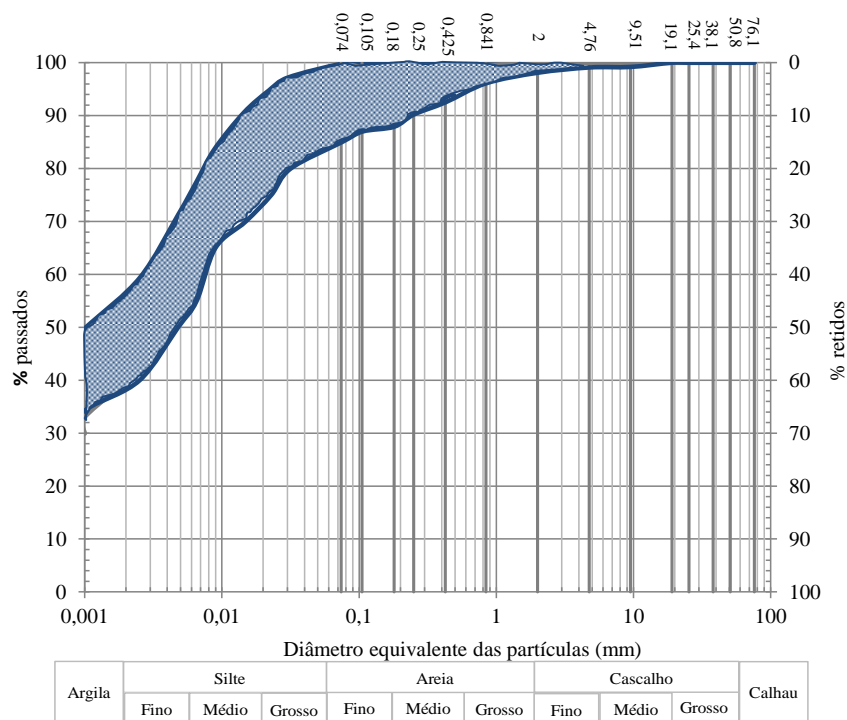


Figura 9.1 – Banda para distribuição granulométrica das argilas do Miocénico de Lisboa recolhidas no Campo Experimental

No que respeita aos limites de Atterberg, teor em água e índice de consistência, os Quadros 9.1, 9.2 e 9.3 resumem os intervalos de variação, valor médio e desvio padrão para as Camadas de Prazeres, para as Argilas do Forno do Tijolo e para as Argilas Azuis de Xabregas, respetivamente. Nos quadros indica-se ainda o número de resultados (n).

Quadro 9.1- Estatística descritiva para os limites de Atterberg, o teor em água natural, e o índice de consistência das amostras das Camadas de Prazeres

	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)	$w$ (%)	$I_C$ (%)
Mínimo	19,00	13,00	3,00	7,50	0,45
Máximo	72,00	57,00	53,00	37,70	2,67
Média	40,84	20,49	20,74	19,74	1,08
Desvio padrão	11,47	4,50	9,27	4,93	0,28
n	433	433	438	351	289

Quadro 9.2 - Estatística descritiva para os limites de Atterberg, o teor em água natural, e o índice de consistência das amostras das Argilas do Forno do Tijolo

	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_p$ (%)	$w$ (%)	$I_C$ (%)
Mínimo	20,00	8,00	2,00	5,70	0,53
Máximo	67,80	48,60	41,00	33,50	2,30
Média	36,92	21,24	15,71	19,26	1,12
Desvio padrão	9,96	4,58	7,62	4,38	0,33
n	208	207	207	160	145

Quadro 9.3 - Estatística descritiva para os limites de Atterberg, o teor em água natural, e o índice de consistência das amostras das Argilas Azuis de Xabregas

	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_p$ (%)	$w$ (%)	$I_C$ (%)
Mínimo	27,00	17,00	9,60	10,60	0,81
Máximo	49,40	24,00	29,70	24,41	1,64
Média	38,45	20,02	18,43	20,52	1,00
Desvio padrão	8,27	2,22	7,22	3,69	0,27
n	11	11	11	12	11

O índice de plasticidade das Camadas de Prazeres apresenta um valor médio de 21 % embora para amostras com maior percentagem de argila este atinja valores médios mais próximos de 25 %. Para as Argilas do Forno do Tijolo, o índice de plasticidade é ligeiramente mais baixo, da ordem de 15 %, e as Argilas Azuis de Xabregas exibem para o índice de plasticidade o valor médio de 18 %.

A representação na Carta de Plasticidade de Casagrande para o conjunto de resultados tratados ilustra-se na Figura 9.2.

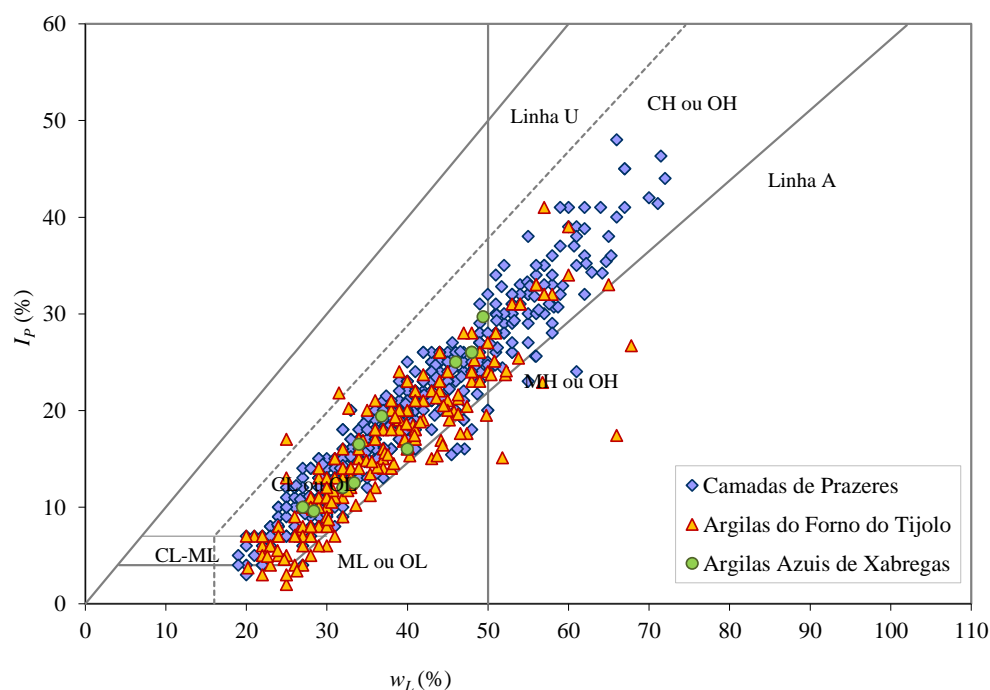


Figura 9.2 – Representação na Carta de Plasticidade de Casagrande para 422 amostras das Camadas de Prazeres, 207 amostras das Argilas do Forno do Tijolo e 11 amostras das Argilas Azuis de Xabregas

Verifica-se que para a maior parte das amostras, a fração fina se classifica como argila magra ou silte, havendo apenas alguns casos que correspondem a argilas gordas. As retas de

regressão que relacionam o índice de plasticidade com o limite de liquidez resumem-se no Quadro 9.4, onde também se apresentam os coeficientes de determinação correspondentes.

Quadro 9.4 – Relação entre  $I_p$  e  $w_L$  para as argilas do Miocénico de Lisboa

Unidade	Amostras	Reta de regressão	$R^2$
Camadas de Prazeres	Todas	$I_p = 0,7*(w_L - 13,2)$	0,91
	Só amostras situadas acima da linha “A”	$I_p = 0,76*(w_L - 13,4)$	0,94
Argilas do Forno do Tijolo	Todas	$I_p = 0,69*(w_L - 14)$	0,81
	Só amostras situadas acima da linha “A”	$I_p = 0,76*(w_L - 15,42)$	0,88
Argilas Azuis de Xabregas	todas	$I_p = 0,85*(w_L - 16,5)$	0,94

Quanto à consistência, os valores médios encontrados são sempre da ordem de ou superiores à unidade, pelo que se trata de solos rijos ou duros.

Embora os dados relativos à atividade da fração argilosa sejam bastante dispersos, as unidades em estudo são em geral pouco ativas ou apresentam atividade normal, como mostra a Figura 9.3, o que se deve à sua composição mineralógica, que evidencia a presença de caulinites e ilites, minerais pouco expansivos. A figura mostra um número significativo de amostras de Argilas do Forno do Tijolo que são menos ativas do que as Camadas de Prazeres, o que pode explicar-se pelo facto de estas amostras apresentarem uma percentagem de argila consideravelmente superior à das restantes amostras.

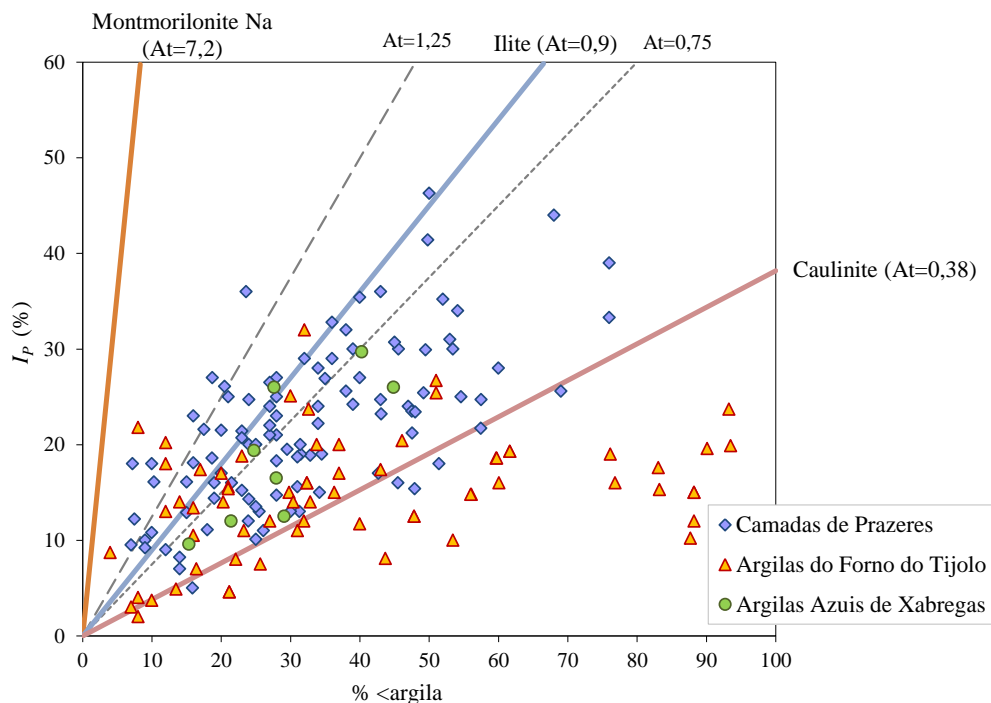


Figura 9.3 – Atividade das argilas para as Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas

O Quadro 9.5 resume os índices físicos propostos para as argilas do Miocénico de Lisboa. Importa realçar que a densidade das partículas sólidas ( $G_s$ ) será tanto mais elevada,

quanto maior for a percentagem de argila na sua composição, uma vez que os minerais argilosos apresentam, como se discutiu anteriormente, densidades elevadas.

Quadro 9.5 - Índices físicos propostos para as argilas do Miocénico de Lisboa

Unidade	$G_s$	$w$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e$	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
Camadas de Prazeres	2,67 (±0,06)	19,74 (±4,93)	20,41 (±1,03)	0,53 (±0,11)	17,26 (±1,30)
Argilas do Forno do Tijolo	2,70 (±0,06)	19,26 (±4,38)	20,42 (±0,96)	0,55 (±0,08)	17,10 (±0,93)
Argilas Azuis de Xabregas	2,70 (±0,04)	20,52 (±3,69)	20,26 (±0,26)	0,60 (±0,05)	16,61 (±0,40)

Valor médio ( $\pm$  desvio padrão)

### 9.2.2 Estado de tensão em repouso

O coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ) foi estudado a partir do tratamento de uma série de ensaios com o pressiómetro autoperfurador, que interessaram fundamentalmente as Camadas de Prazeres, embora tenham também sido tratados alguns resultados para as Argilas do Forno do Tijolo. Os resultados obtidos mostram-se na Figura 9.4. Na unidade Camadas de Prazeres o valor médio do coeficiente de impulso em repouso foi de 0,87 ( $\pm 0,47$ ), embora em vários locais tivessem sido medidos valores superiores à unidade. Com efeito, na campanha efetuada no campo experimental no âmbito do presente trabalho, a pressão de *lift-off* aos 4,0 m de profundidade correspondeu a valores de  $K_0$  entre 1,8 e 1,9, e a 15,5 m de profundidade foi medido  $K_0$  próximo de 1,6. Convém realçar que os valores encontrados no campo experimental a 4,0 m de profundidade mostraram ser apenas ligeiramente superiores aos determinados a partir da sucção num bloco de solo recolhido à mesma profundidade, e aos que resultam da aplicação da expressão que relaciona  $K_0(NC)$  e  $K_0(OC)$  e  $R_{OC}$  com  $m$  igual a 0,5 (Ladd *et al.*, 1977). Os resultados tratados para as Argilas do Forno do Tijolo forneceram valores de  $K_0$  significativamente mais elevados, com valor médio de 1,9 ( $\pm 1,09$ ).

O grau de sobreconsolidação das amostras das Camadas de Prazeres foi determinado a partir de resultados de ensaios edométricos. A determinação da tensão de pré-consolidação foi realizada usando diferentes metodologias e a Figura 9.5 mostra os graus de sobreconsolidação correspondentes. Pode verificar-se que  $R_{OC}$  tende a diminuir em profundidade, sendo superior a 10,0 nas camadas mais superficiais, da ordem de 7,0 a uma dezena de metros de profundidade e de cerca de 6,0 a 30 m de profundidade. Na mesma figura ilustra-se uma linha a tracejado que representa a média dos valores encontrados e a sua evolução em profundidade. Importa ressaltar que os valores bastante elevados de  $R_{OC}$  detetados à superfície podem ser resultado de fenómenos de diagénese a que esta unidade esteve sujeita, e não apenas resultado de sobreconsolidação geológica.

Para as restantes unidades não foi possível determinar este parâmetro, uma vez que as células edométricas clássicas não permitem aplicar tensões com a grandeza necessária para possibilitar a correta identificação da tensão de pré-consolidação.

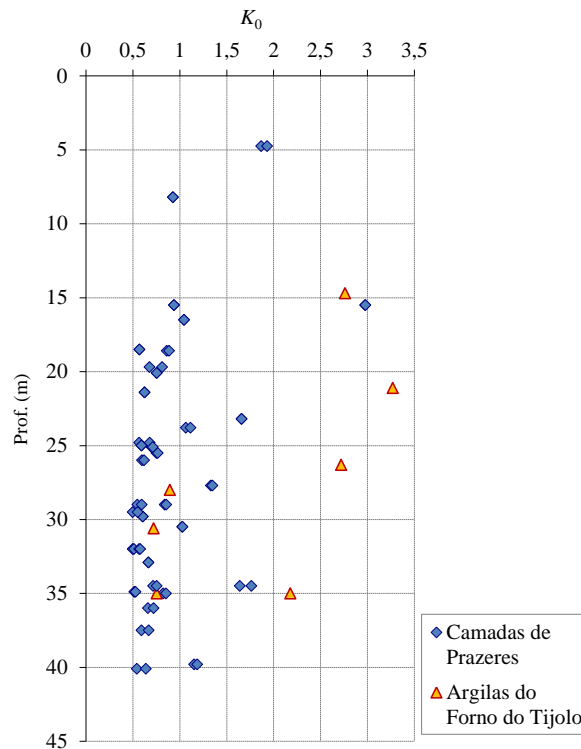


Figura 9.4 - Coeficiente de impulso em repouso nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo

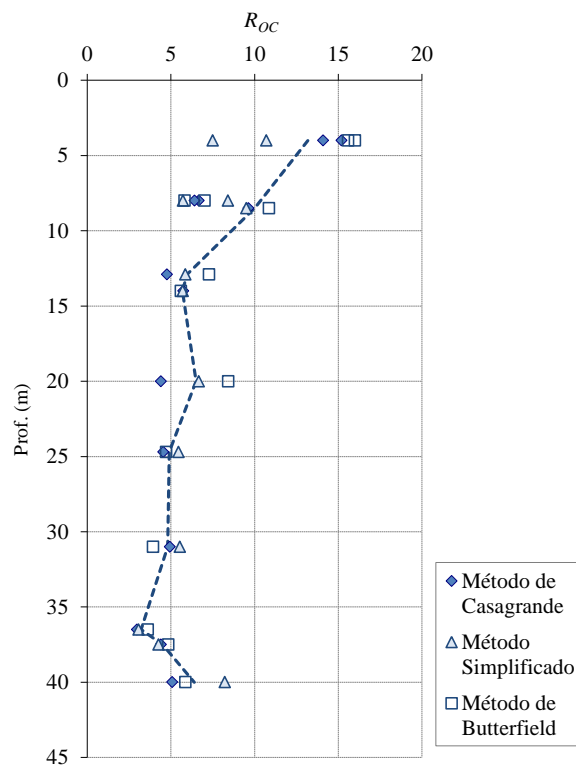


Figura 9.5 – Grau de sobreconsolidação determinado para as Camadas de Prazeres considerando diferentes métodos para quantificação da tensão de pré-consolidação

O estudo da história geológica das argilas do Miocénico de Lisboa mostra que as Camadas de Prazeres surgem associadas ao primeiro ciclo deposicional (Aquitaniense), pelo que os sucessivos eventos transgressivos e regressivos terão sido responsáveis por uma sobreconsolidação mais marcada. As Argilas do Forno do Tijolo foram depositadas durante o Burdigaliano e estiveram também sujeitas a uma série de eventos de avanço e retrocesso do nível da água do mar, pelo que do ponto de vista geológico o seu grau de sobreconsolidação poderá ser ligeiramente inferior. As Argilas Azuis de Xabregas são as mais recentes do Miocénico, tendo sido depositadas no decurso do Serravaliano, pelo que a sua sobreconsolidação geológica deverá ser também ligeiramente menor.

### 9.2.3 Características de compressibilidade e consolidação

Os parâmetros de compressibilidade e de consolidação para as Camadas de Prazeres resumem-se no Quadro 9.6. Para as Argilas do Forno do Tijolo, não foi possível determinar os parâmetros de compressibilidade dada a limitação dos ensaios clássicos em reproduzir o ramo normalmente consolidado da curva de compressão. No entanto, em relação aos parâmetros de consolidação, e por comparação dos resultados de ensaios no edómetro clássico realizados para as duas unidades, crê-se que as Argilas do Forno do Tijolo tenham maior coeficiente de consolidação primária e maior coeficiente de permeabilidade do que as amostras das Camadas de Prazeres, .

Quadro 9.6 – Valores médios dos parâmetros de compressibilidade e consolidação para as Camadas de Prazeres

$C_c$	$\frac{C_c}{1+e_0}$	$C_s$	$C_r$	$\frac{C_s}{C_c}$	$c_v$ (m/s)		$k$ (m/s)	
					Escalão imediatamente acima de $\sigma'_{v0}$	Ramo virgem	Escalão imediatamente acima de $\sigma'_{v0}$	Ramo virgem
0,24	0,16	0,06	0,07	0,22	$2,74 \times 10^{-7}$	$3,08 \times 10^{-7}$	$3,62 \times 10^{-10}$	$5,44 \times 10^{-11}$

Os parâmetros intrínsecos das Camadas de Prazeres, determinados a partir de ensaios edométricos realizados sobre amostras reconstituídas, resumem-se no Quadro 9.7 e a sensibilidade ( $S_o$ ) destes solos varia entre 3 e 4.

Quadro 9.7 – Valores médios dos parâmetros de compressibilidade intrínsecos para as Camadas de Prazeres

$C_c^*$	$e_{100}^*$	$C_s^*$	$C_r^*$
0,35	1,05	0,08	0,05

### 9.2.4 Parâmetros de resistência em tensões efetivas e resistência não drenada

Os parâmetros de resistência em tensões totais e efetivas foram estudados a partir dos resultados de ensaios triaxiais de compressão e de extensão, no caso das Camadas de Prazeres, e apenas de compressão para as restantes unidades. Foram determinados os ângulos de resistência ao corte de pico e a volume constante para amostras consolidadas para tensões inferiores à tensão de pré-



consolidação, ou seja no ramo de recompressão. Os resultados tratados mostram-se na Figura 9.6 e o Quadro 9.8 resume os resultados obtidos.

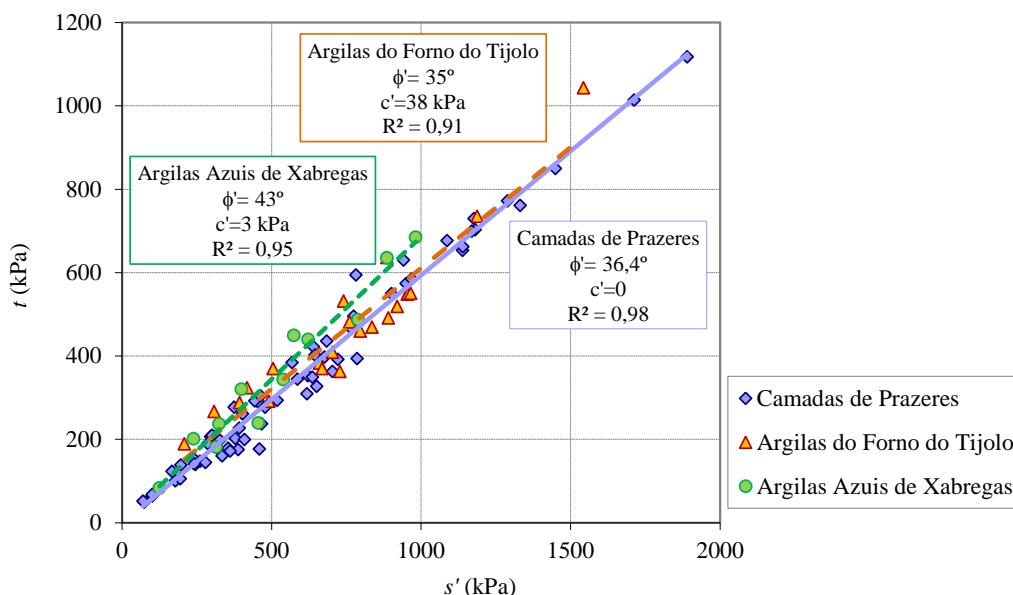


Figura 9.6 – Envoltória de rotura para as argilas do Miocénico de Lisboa em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras sobreconsolidadas

Quadro 9.8 - Parâmetros de resistência em tensões efetivas para as argilas do Miocénico de Lisboa

Unidade	$\phi'(^{\circ})$		$\phi'_{cv}(^{\circ})$	$c' \text{ (kPa)}$	
	Comp.	Ext.		Comp.	Ext.
Camadas de Prazeres	36,4	33	31	0	20
Argilas do Forno do Tijolo	35	-	31	38	-
Argilas Azuis de Xabregas	43	-	29	3	-

As amostras das Camadas de Prazeres ensaiadas no ramo normalmente consolidado indicam que o ângulo de resistência ao corte diminui consideravelmente para valores da ordem de 25°, o que indica tratar-se de solos estruturados. Uma vez destruída a estrutura original, através da consolidação das amostras para tensões muito superiores às de pré-consolidação, as amostras exibem uma acentuada diminuição de resistência, como ilustra a Figura 9.7, que corresponde aos ensaios realizados com elevada tensão de consolidação.

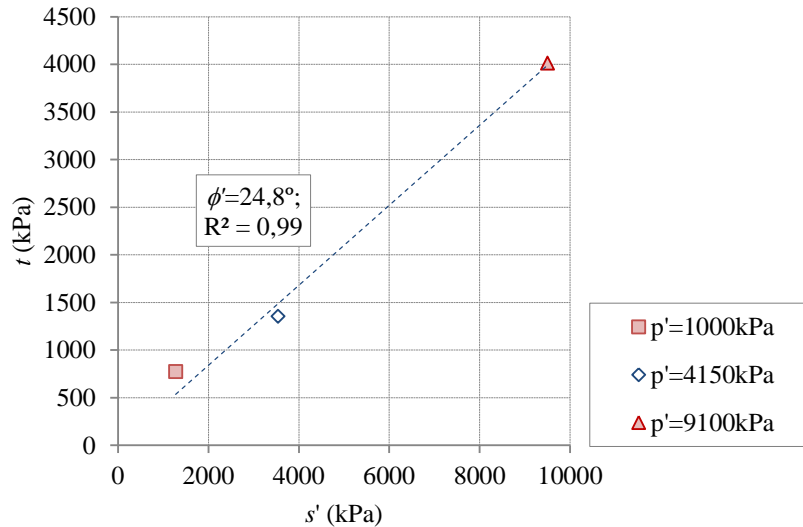


Figura 9.7 – Envolvente de ruptura para amostras das Camadas de Prazeres em ensaios triaxiais de compressão realizados sobre amostras normalmente consolidadas

No caso das amostras ensaiadas com níveis de tensão mais próximos das tensões *in situ*, a envolvente de ruptura sugere que junto à origem a envolvente de ruptura exibe mais coesão e menor inclinação. Importa referir que em termos de parâmetros de cálculo, a consideração de um ângulo mais elevado e ausência de coesão ou de uma coesão elevada associada a um valor baixo do ângulo de resistência ao corte, não altera significativamente a posição da envolvente de ruptura. No entanto, para solicitações que envolvam tensões médias muito baixas, importa esclarecer qual é o valor da resistência na origem, ou seja a resistência correspondente a tensões normais próximas de zero.

A resistência não drenada ( $c_u$ ) é um parâmetro que apresenta elevada dependência da tensão de consolidação do ensaio, como se demonstrou com este trabalho. Só através de um tratamento muito cuidado se conseguiu estabelecer para esta grandeza uma tendência de variação em profundidade, baseada na aplicação das expressões teóricas que relacionam  $c_u$  com  $c'$ ,  $\phi'$ ,  $\sigma'_{v0}$ ,  $K_0$  e  $A_f$ , e estabelecendo para estes parâmetros intervalos de variação adequados aos resultados tratados. Na Figura 9.8 mostram-se os resultados obtidos e no Quadro 9.9 apresenta-se um resumo das expressões que fornecem os limites inferior e superior para a resistência não drenada em compressão em função da profundidade ( $z$ ) em metros. O Quadro 9.10 mostra as expressões obtidas para os ensaios de extensão nas Camadas de Prazeres.

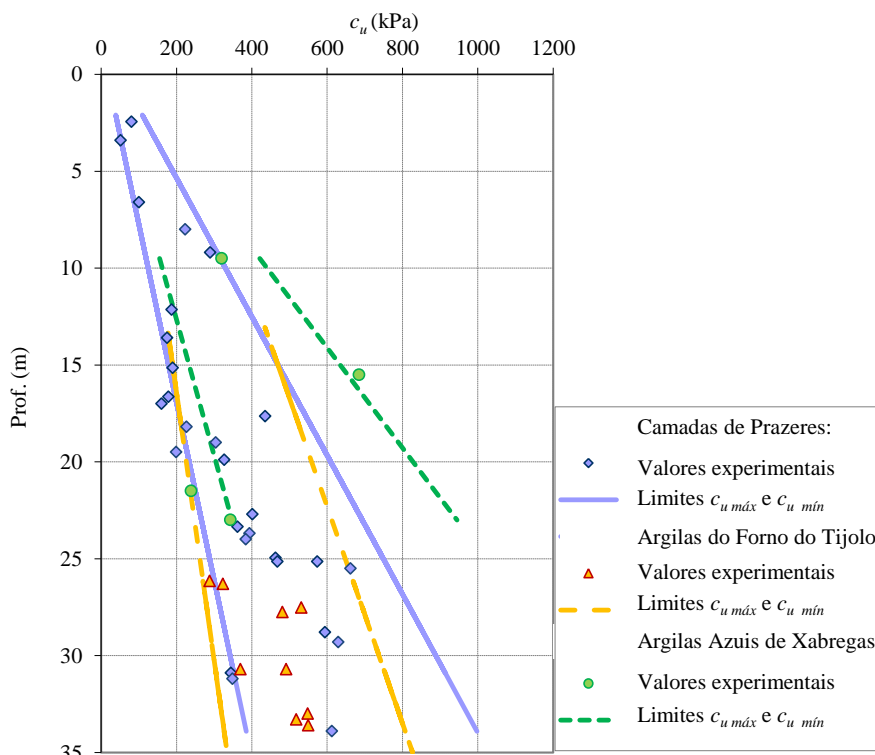


Figura 9.8 – Limites para a resistência não drenada *in situ* nas amostras das Camadas de Prazeres, Argilas do Forno do Tijolo e Argilas Azuis de Xabregas.

Quadro 9.9 – Resistência não drenada em compressão para as argilas do Miocénico de Lisboa

Unidade	$c_{u, \min}$ (kPa)	$c_{u, \max}$ (kPa)
Camadas de Prazeres	$c_{u, \min} = 10,76 \cdot z + 15,82$	$c_{u, \max} = 27,93 \cdot z + 41,06$
Argilas do Forno do Tijolo	$c_{u, \min} = 17,90 \cdot z + 201$	$c_{u, \max} = 7,23 \cdot z + 81,24$
Argilas Azuis de Xabregas	$c_{u, \min} = 14,25 \cdot z + 19,47$	$c_{u, \max} = 38,75 \cdot z + 52,97$

Quadro 9.10 – Resistência não drenada em extensão para as Camadas de Prazeres

	$c_{u, \min}$ (kPa)	$c_{u, \max}$ (kPa)
Camadas de Prazeres	$c_{u, \min} = 3,23 \cdot z + 45,24$	$c_{u, \max} = 5,63 \cdot z + 55,93$

Em relação à resistência não drenada, importa referir que os limites aqui apresentados permitem ainda enquadrar de forma muito satisfatória os resultados que se obtêm a partir dos ensaios com o pressiómetro de Ménard por aplicação da expressão 6.8 com  $\beta = 15$ , como mostra a Figura 9.9. Já os resultados dos ensaios SBPT forneceram para a resistência não drenada valores mais elevados, o que poderá estar relacionado com o facto de nestes ensaios, a forma de medir a resistência não drenada fazer com que esta seja altamente dependente do nível de deformação da membrana, bem como a possibilidade de durante o ensaio o carregamento do solo ocorrer em condições parcialmente drenadas.

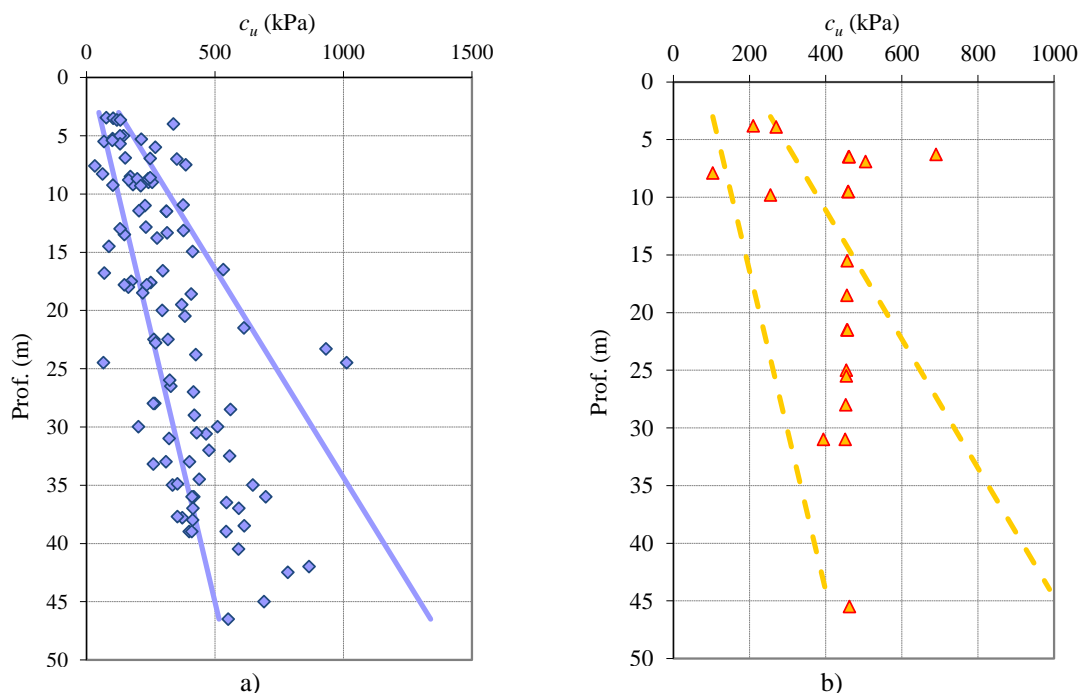


Figura 9.9 – Resistência não drenada obtida nos ensaios PMT e limites definidos a partir das expressões teóricas do Quadro 9.9: a) Camadas de Prazeres; b) Argilas do Forno do Tijolo

### 9.2.5 Parâmetros de rigidez

O Quadro 9.11 resume para as unidades em estudo a estatística descritiva relativa aos resultados obtidos com o pressiómetro de Ménard e a Figura 9.10 mostra os respectivos resultados em função da profundidade. A dispersão é muito significativa para as duas unidades, embora curiosamente os valores médios sejam bastante semelhantes. A razão entre  $E_M$  e  $p_\ell$  pode relacionar-se com a consistência do solo, sendo os valores médios apresentados correspondente a solos duros ou muito duros.

Quadro 9.11 - Estatística descritiva para os resultados dos ensaios PMT realizados nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo

	Camadas de Prazeres			Argilas do Forno do Tijolo		
	$E_M$ (MPa)	$p_\ell$ (MPa)	$\frac{E_M}{p_\ell}$	$E_M$ (MPa)	$p_\ell$ (MPa)	$\frac{E_M}{p_\ell}$
Mínimo	5,9	0,78	1,3	7,50	0,74	6,0
Máximo	288	15,6	59,6	162,7	7,15	24,93
Média	87,7	5,11	16,9	95,3	5,75	15,91
Desvio padrão	60,46	2,73	10,9	50,6	2,07	5,87
n	141	129	128	22	21	20

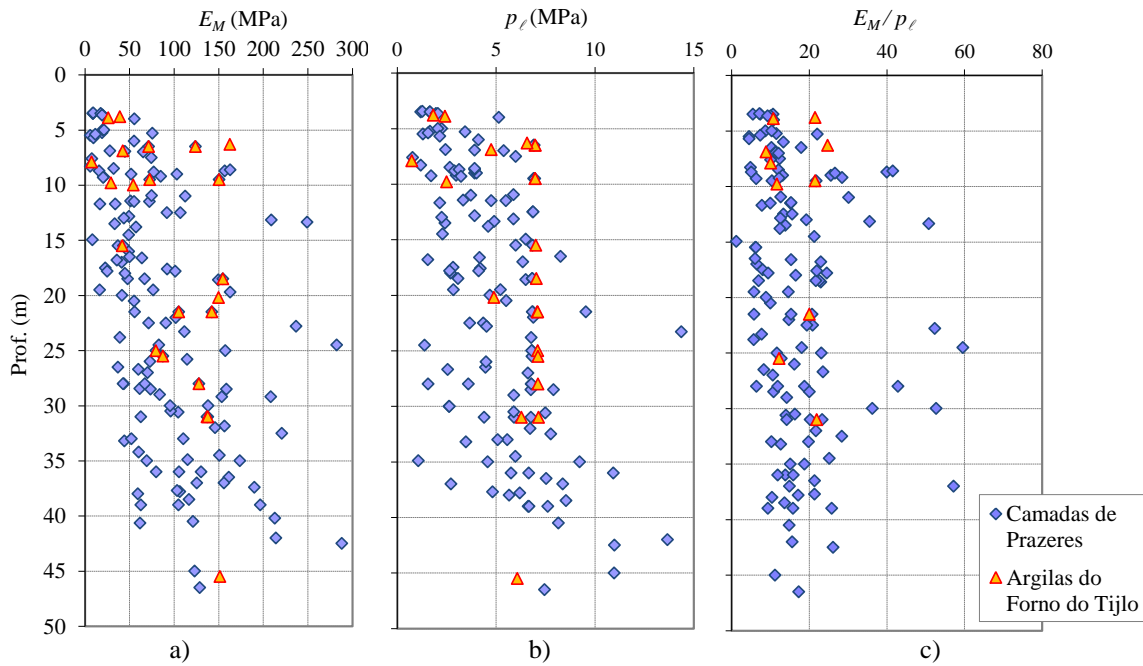


Figura 9.10 – Resultados dos ensaios PMT realizados nas Camadas de Prazeres e Argilas do Forno do Tijolo: a) módulo pressiométrico; b) pressão limite; c) razão entre  $E_M$  e  $p_\ell$

Os resultados dos ensaios sísmicos entre furos apresentam-se na Figura 9.11 e o Quadro 9.12 resume os resultados obtidos para o módulo de distorção máximo ( $G_0$ ), coeficiente de Poisson dinâmico ( $\nu_{din}$ ) e o correspondente módulo de deformabilidade máximo, podendo designar-se neste caso com toda a propriedade de módulo de elasticidade ( $E_0$ ).

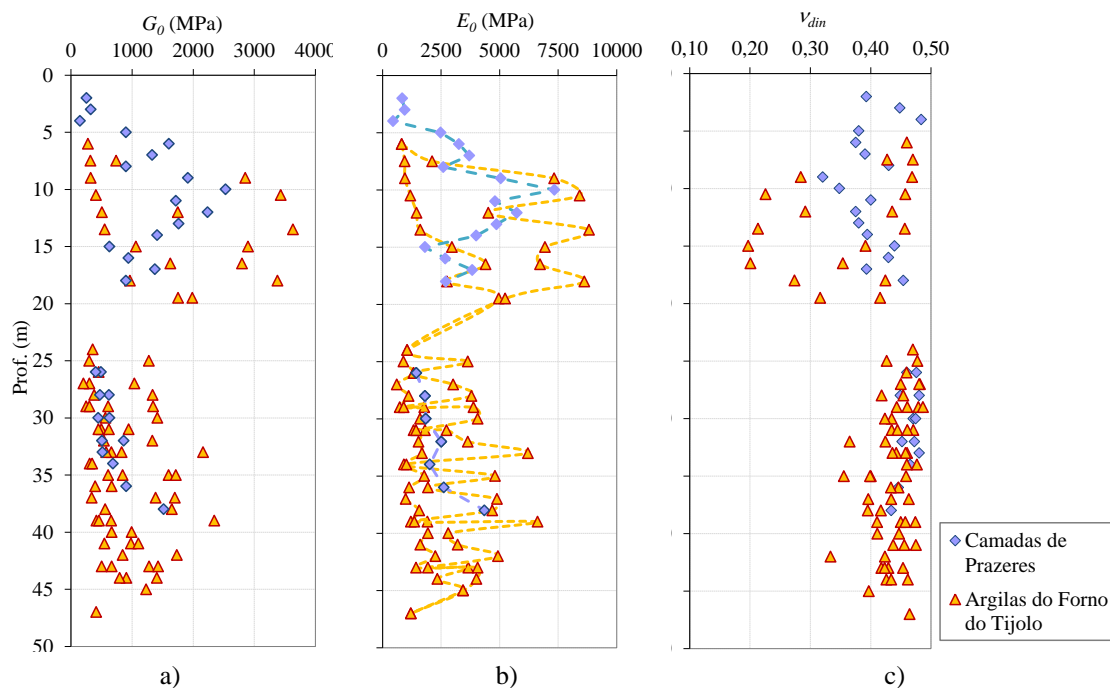


Figura 9.11 – Resultados obtidos com ensaios sísmicos entre furos realizados nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo: a) módulo de distorção máximo; b) módulo de deformabilidade máximo; c) coeficiente de Poisson dinâmico

Importa referir que os resultados relativos às Camadas de Prazeres até à profundidade de 20 m correspondem aos ensaios realizados no campo experimental, que são para esta unidade consideravelmente superiores aos restantes valores tratados. Os valores do coeficiente de Poisson indicam que os solos estão saturados, embora no caso das Argilas do Forno do Tijolo tenham sido registados valores mais baixos de  $\nu$  entre as profundidades de 10 m e 20 m. Estes resultados correspondem ao mesmo par de furos de sondagem pelo que a sua representatividade deverá ser encarada com reserva.

Quadro 9.12 - Estatística descritiva para os resultados dos ensaios sísmicos entre furos realizados nas Camadas de Prazeres e nas Argilas do Forno do Tijolo

	Camadas de Prazeres			Argilas do Forno do Tijolo		
	$G_0$ (MPa)	$\nu_{din}$	$E_0$ (MPa)	$G_0$ (MPa)	$\nu_{din}$	$E_0$ (MPa)
Mínimo	150	0,32	444	206	0,20	609
Máximo	2536	0,48	7338	3634	0,49	8821
Média	998	0,43	2780	1060	0,42	2918
Desvio padrão	622	0,04	1659	806	0,07	2027
n	29	29	29	77	77	77

### 9.2.6 Correlações entre parâmetros de ensaios mais comuns

Sendo o ensaio SPT o mais comum dos ensaios *in situ*, e face ao número considerável de resultados destes ensaios nas formações em estudo, procurou-se estabelecer uma relação entre o número de golpes do ensaio e os resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard, nomeadamente o módulo pressiométrico ( $E_M$ ) e a pressão limite ( $p_\ell$ ). Tratando-se de formações com elevados índices de consistência, o número de golpes do ensaio SPT é na maior parte dos casos superior a 60, pelo que se definiu um valor de  $N$  extrapolado para atender à penetração ( $N_{60}^*$ ), de acordo com a expressão 6.10 no caso geral, ou com a expressão 6.11 caso a nega tenha sido atingida durante a 1ª fase do ensaio.

O Quadro 9.13 mostra as expressões que permitem estabelecer os limites inferior e superior de  $E_M$  e  $p_\ell$  em função do valor de  $N_{60}^*$ , determinados com base nos resultados tratados para as Camadas de Prazeres.

Quadro 9.13 – Correlações entre  $E_M$  e  $N_{60}^*$  e entre  $p_\ell$  e  $N_{60}^*$  determinadas com base nos resultados tratados para as Camadas de Prazeres

$E_{M \min}$ (MPa)	$E_{M \max}$ (MPa)	$p_{\ell \min}$ (MPa)	$p_{\ell \max}$ (MPa)
$0,11 \cdot (N_{60}^*)^{1,26}$	$0,20 \cdot (N_{60}^*)^{1,96}$	$0,17 \cdot (N_{60}^*)^{0,58}$	$0,30 \cdot (N_{60}^*)^{0,88}$

Na Figura 9.12 mostra-se o conjunto de resultados tratados e os limites acima descritos. No caso das Argilas do Forno do Tijolo, o número de resultados dos dois ensaios para o mesmo local não foi considerado suficiente para permitir estabelecer com confiança correlações entre estes parâmetros. No entanto, a representação dos resultados disponíveis para esta unidade

sugere que os limites definidos para as Camadas de Prazeres poderão adequar-se também aos resultados das Argilas do Forno do Tijolo.

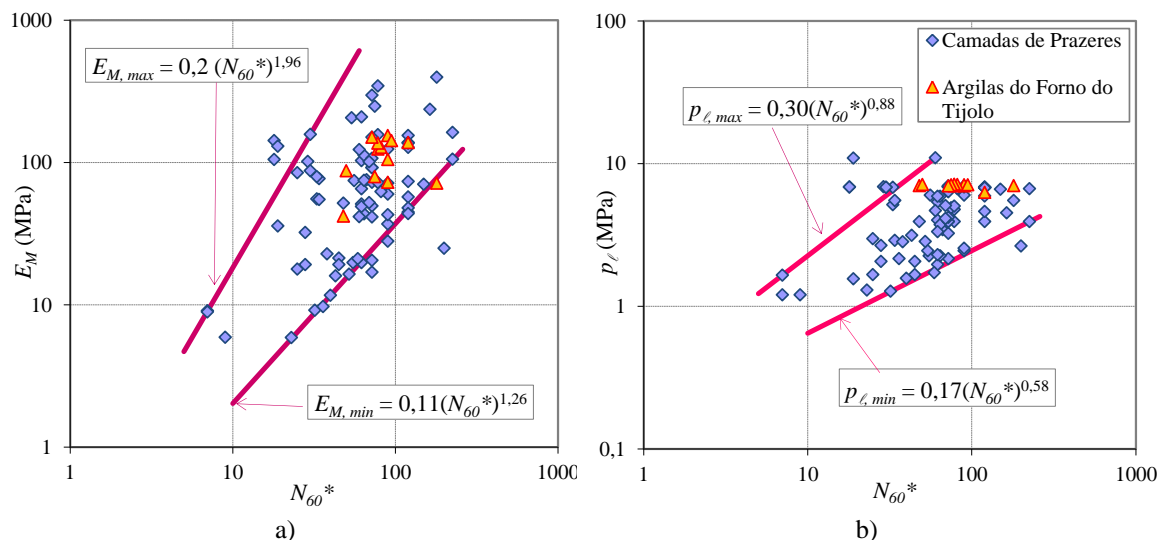


Figura 9.12 – Correlações entre os resultados dos ensaios PMT e SPT para as argilas do Miocénico de Lisboa: a) módulo pressiométrico em função de  $N_{60}^*$ ; b) pressão limite em função de  $N_{60}^*$ ;

Importa referir que os intervalos apresentados constituem uma estimativa prudente do que se pode esperar para os parâmetros do ensaio PMT a partir dos resultados do ensaio SPT. O número de resultados tratados para as Camadas de Prazeres foi superior a 76, e estes limites permitem englobar cerca de 94 % dos resultados tratados no caso do módulo pressiométrico e cerca de 96 % dos resultados tratados no caso da pressão limite.

Em relação ao módulo de distorção, os ensaios sísmicos entre furos permitiram obter os limites apresentados no Quadro 9.14 em função de  $N_{60}^*$ , que englobam a totalidade dos resultados tratados no caso das Camadas de Prazeres e 91 % dos mesmos no caso das Argilas do Forno do Tijolo.

Quadro 9.14 – Correlações entre  $G_0$  e  $N_{60}^*$  para as Camadas de Prazeres e para as Argilas do Forno do Tijolo

Unidade	$G_{0, \min}$ (MPa)	$G_{0, \max}$ (MPa)
Camadas de Prazeres	$G_{0, \min} = 50 \cdot (N_{60}^*)^{0,49}$	$G_{0, \max} = 1,15 \cdot (N_{60}^*)^{1,65}$
Argilas do Forno do Tijolo	$G_{0, \min} = 37,13 \cdot (N_{60}^*)^{0,55}$	$G_{0, \max} = 0,93 \cdot (N_{60}^*)^{1,90}$

A Figura 9.13 mostra o conjunto dos resultados tratados e dos resultados do campo experimental e permite verificar que os limites determinados com base nos resultados existentes para as Argilas do Forno do Tijolo englobam cerca de 96 % dos resultados, pelo que estes limites constituem uma boa aproximação para as relações entre  $G_0$  e  $N_{60}^*$ .

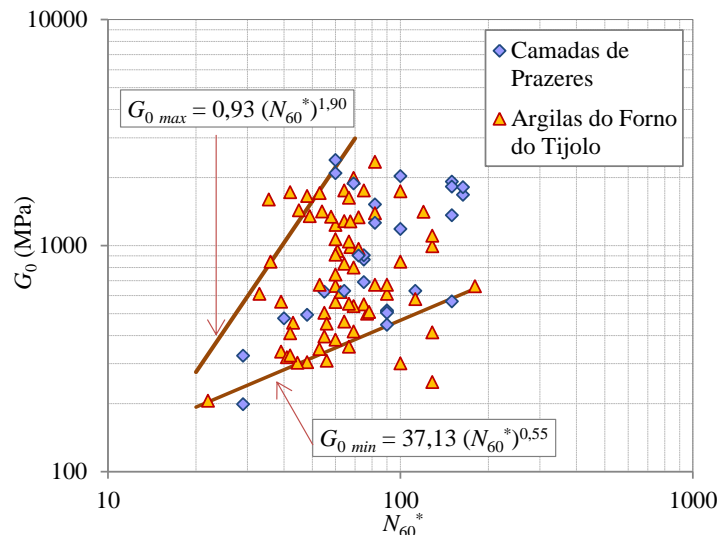


Figura 9.13 - Módulo distorcional máximo em função de  $N_{60}^*$  para as argilas miocénicas de Lisboa

Os ensaios realizados no campo experimental, em menor número mas referentes a um único local, forneceram em valor absoluto valores de  $G_0$  situados num intervalo muito próximo do que se obteve aquando do tratamento conjunto dos resultados existentes, e permitiram estabelecer uma relação linear entre  $G_0$  e  $N_{60}^*$ , definida por:

$$G_0 = 10,51 \cdot (N_{60}^*) + 96,6 \quad 9.1$$

que permite descrever 70 % dos resultados obtidos. Esta expressão deve no entanto ser considerada com alguma reserva, uma vez que diz respeito a um número pouco significativo de resultados.

### 9.3 Desenvolvimentos futuros

Na secção anterior apresentou-se uma proposta de parametrização com base num número bastante considerável de resultados de ensaios *in situ* e em laboratório realizados nas argilas do Miocénico de Lisboa. A heterogeneidade dos solos naturais, em conjunto com as incertezas associadas à realização de diversos ensaios, tornam bastante complexa a tarefa de estabelecer parâmetros que permitam ao projetista de estruturas geotécnicas prever com a desejada aproximação o comportamento das suas obras. Na altura em que se decide concluir este trabalho, importa apontar algumas linhas de investigação futura, que permitam clarificar e sobretudo aprofundar alguns dos aspetos abordados.

A primeira perspetiva de investigação que se considera importante prende-se com a clarificação do efeito do grau de sobreconsolidação das amostras ensaiadas em laboratório, nos parâmetros resistentes do solo. Os ensaios realizados permitiram verificar que existe uma diferença acentuada no comportamento sobreconsolidado e normalmente consolidado do solo, em particular no que respeita à importância relativa da coesão e do ângulo de resistência ao



corde, que se obtém com amostras do mesmo material ensaiadas em condições diversas. Estabelecer com rigor, por meio da realização de mais ensaios triaxiais uma envolvente de rotura para diferentes graus de sobreconsolidação constitui uma linha de investigação que se julga pertinente seguir. Também o comportamento destes solos em extensão merece um estudo mais aprofundado, uma vez que são de extensão algumas das trajetórias de tensões envolvidas em escavações ou túneis, e estes configuram uma parte significativa das mais complexas e relevantes obras geotécnicas nestas formações.

As observações microscópicas realizadas neste trabalho evidenciaram que tanto as Camadas de Prazeres como as Argilas do Forno do Tijolo são materiais que à micro-escala exibem bastante orientação, o que leva a crer que o estudo da anisotropia, através da realização de ensaios sobre amostras recolhidas em direções ortogonais possa igualmente fornecer resultados interessantes.

Outra janela aberta para futura investigação relaciona-se com a comparação do comportamento do solo natural e reconstituído, para aferir o efeito da estrutura no comportamento mecânico destes solos. Tanto a compressibilidade como a resistência variam em função da estrutura, e é possível encontrar a origem para as variações de rigidez dos solos através de micro-análises. A observação microscópica sistemática de amostras de um mesmo solo para diferentes níveis de tensão poderá revelar de que forma evolui a estrutura de um solo para diferentes tipos de carregamento.

Finalmente, o estudo da degradação de  $G_0$  por meio de *bender elements* associado à evolução da estrutura devido à compressão constitui um caminho de investigação que se afigura promissor.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdulhadi, N. O. (2009). *An Experimental Investigation into the Stress-Dependent Mechanical Behavior of Cohesive Soil with Application to Wellbore Instability*. Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. PhD Thesis.
- Abdulhadi, N. O., J. T. Germaine and A. J. Whittle (2011). "Experimental study of wellbore instability in clays." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 137(8): 766-776.
- Aertsens, M., I. Wemaere and L. Wouters (2004). "Spatial variability of transport parameters in the Boom Clay." *Applied Clay Science* 26: 37-45.
- Albers, A. P. F., F. G. Melchiades, R. Machado, J. B. Baldo and A. O. Boschi (2002). "Um método simples de caracterização de argilominerais por difração de raios X." *Cerâmica* 48(305): 34-37.
- Almeida e Sousa, J. (1998). *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e modelação numérica*. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, Coimbra. PhD Thesis.
- Almeida, I. M. (1991). *Características geotécnicas dos solos de Lisboa*. Geologia, Universidade de Lisboa, Lisboa. PHD Thesis.
- Amorosi, A. and S. Rampello (2007). "An experimental investigation into the mechanical behaviour of a structured stiff clay." *Géotechnique* 57(2): 153-166.
- Antunes, M. T., J. P. Calvo, M. Hoyos, J. Morales, S. Ordonez, J. Pais and C. Sese (1987). Ensayo de correlacion entre el Neogeno de las areas de Madrid y Lisboa (Cuencas Alta y Baja del rio Tajo). *Com. Serv. Geol. de Portugal*. Lisboa. 73 (1/2): 85-102.
- Antunes, M. T., H. Elderfield, P. Legoinha, A. Nascimento and J. Pais (1998a). *Sequências deposicionais, biostratigrafia e idades isotópicas do Miocénico da bacia do Baixo Tejo (Lisboa, Península de Setúbal, Portugal)* V Congresso Nacional de Geologia.
- Antunes, M. T., P. Legoinha, P. P. Cunha and J. Pais (2000). "High resolution stratigraphy and miocene facies correlation in Lisbon and Setúbal Peninsula (Lower Tagus basin, Portugal)." *Ciências da Terra (UNL)* 14: 183-190.
- Antunes, M. T. and P. Mein (1983). "Petits Mammifères de la Fin du Miocene Moyen dans les Dépôts Marins de Cerrado da Pedra, Alcácer do Sal. Conséquences Stratigraphiques." *Comun. Serviços Geológicos de Portugal* 69(2): 373-379.
- Antunes, M. T. and P. Mein (1986). "Petits mammifères du Burdigalien Inférieur (Universidade Católica, Avenida do Uruguay)." *Ciências da Terra (UNL)* 8: 123-138.
- Antunes, M. T. and J. Pais (1993). "The Neogene of Portugal." *Ciências da Terra (UNL)* 12: 7-22.

- Antunes, M. T., J. Pais, J. L. Cardoso, A. Nascimento, M. Simões, P. Legoinha and A. Balbino. (1998b). "Curvas de variação de ambientes durante o Miocénico na Bacia do Baixo Tejo (Portugal)." *Projecto Praxis XXI "Neogénico e Quaternário da margem atlântica da Ibéria e transformações globais"*. Retrieved 9 de Janeiro de 2009, from <http://www.dct.fct.unl.pt/CEGUNLP/Geoverao/Curvas.html>.
- Antunes, M. T., J. Pais, J. L. Cardoso, A. Nascimento, M. Simões, P. Legoinha and A. Balbino. (1998c). "História geológica da Península de Setúbal nos últimos 20 milhões de anos. Génes e evolução da parte terminal da bacia do Baixo Tejo." *Projecto PRAXIS XXI - Neogénico e Quaternário da Margem Atlântica da Ibéria e Transformações Globais* Retrieved 9 de Janeiro de 2009, from <http://www.dct.fct.unl.pt/CEGUNLP/Cienciaviva.html>.
- Antunes, M. T., J. Pais, J. L. Cardoso, A. Nascimento, M. Simões, P. Legoinha and A. Balbino. (1998d). "Principais acontecimentos na parte terminal da bacia do Baixo Tejo." *Praxis XXI "Neogénico e Quaternário da margem atlântica da Ibéria e transformações globais"*. Retrieved 9 de Janeiro de 2009, from <http://www.dct.fct.unl.pt/CEGUNLP/Geoverao/Events.html>.
- Atkinson, J. H. and P. L. Bransby (1978). *The Mechanics of Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics*. London, McGraw Hill Co.
- Aubeny, C. P., A. J. Whittle and C. C. Ladd (2000). "Effects of disturbance on undrained strengths interpreted from pressuremeter tests." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126(12): 1133-1144.
- Barosh, P. J., C. A. Kaye and D. Woodhouse (1989). "Geology of the Boston Basin and Vicinity." *Civil Engineering Practice. Journal of the Boston Society of Civil Engineers Section/ASCE* 4(1): 39-52.
- Bastiaens, W., F. Bernier and X.-L. Li (2007). "SELFRACT: Experiments and conclusions on fracturing, self-healing and self-sealing processes in clays." *Physics and Chemistry of the Earth* 32(8-14): 600-615.
- Berman (1993). *Characterization of the Engineering Properties of Boston Blue Clay at the MIT Campus*. Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. MsC Thesis.
- Bernier, F., X.-L. Li and W. Bastiaens (2007). "Twenty five years' geotechnical observation and testing in the Tertiary Boom Clay formation." *Géotechnique* 57(2): 229-237.
- Bernier, F. and L. Van Cautern (1998). *Instrumentation programme near the face of an advancing tunnel in Boom Clay*. Second international symposium on hard soils and soft rocks Naples, A.A. Balkema Rotterdam.
- Bouazza, A., W. F. Van Impe and W. Haegeman (1996). "Some mechanical properties of reconstituted Boom clay." *Geotechnical and Geological Engineering* 14: 341-352.
- Bozbey, I. and E. Togrol (2010). "Correlation of standard penetration test and pressuremeter data: a case study from Istanbul, Turkey." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 69(4): 505-515.
- Briaud, J. L. (1992). *The pressuremeter*. Rotterdam, Netherlands, A.A. Balkema.

- Brilha, J. B. and M. A. Sequeira Braga (1995). *A decomposição de espectros de difracção de raios X no estudo de minerais de argila - um exemplo do Complexo Vulcânico de Lisboa*. IV Congresso Nacional de Geologia, Porto.
- Burland, J. B. (1990). "On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays." *Géotechnique* 40(3): 329-378.
- Burland, J. B., S. Rampello, V. N. Georgiannou and G. Calabresi (1996). "A Laboratory Study of the Strength of Four Stiff Clays." *Géotechnique* 46(3): 491-514.
- Butterfield, R. (1979). "A natural compression law for soils (an advance on  $e$ -log  $p$ ')." *Geotechnique* 29(4): 469-480
- Cafaro, F. and F. Cotecchia (2001). "Structure degradation and changes in the mechanical behaviour of a stiff clay due to weathering." *Géotechnique* 51(5): 441-453.
- Carvalho, A. M. G. (1983). "Aspectos gerais da geomorfologia da Península Ibérica." *Dep. de Geologia da Faculdade de Ciências de Lisboa, textos e doc. n.º1. Geonovas* n.º7: 133-142.
- Casagrande, A. (1936). *The determination of the preconsolidation load and its practical significance*. 1st Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge.
- Casagrande, A. and R. E. Fadum (1940). "Notes on soil testing for engineering purposes." *Harvard University Graduate School Engineering Publication*(8).
- Casey, B. (2011). *The Significance of Specimen End Restraint in High Pressure Triaxial Testing of Cohesive Soil*. Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. MsC Thesis.
- Cassan, M. (1968). "Les essais in situ en mécanique des sols." *Construction*(10): 337-347.
- Cassan, M. (1969a). "Les essais in situ en mécanique des sols." *Construction*(5): 178.187.
- Cassan, M. (1969b). "Les essais in situ en mécanique des sols." *Construction*(7-8): 244-256.
- Cassan, M. (1978). *Les Essais in situ em Mécanique des Sols. Tome 1: Realization et Interpretation*. E. Eyrolles. Paris, Editions Eyrolles.
- Chandler, R. J. (2000). "Clay sediments in Depositional Basin: the Geotechnical Cycle." *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 33(1): 7-39.
- Chandler, R. J. (2010). "Stiff sedimentary clays: geological origins and engineering properties." *Géotechnique* 60(12): 891-902.
- Chandler, R. J., M. S. Crilly and G. Montgomery-Smith (1992). A low cost method of assessing clay desiccation for low rise buildings. *Proc. Institute of Civil Engineering*. 92: 82-89.
- Chandler, R. J. and C. I. Gutierrez (1986). "The filter-paper method of suction measurement." *Géotechnique* 36(2): 265-268.
- Clarke, G. B., Ed. (1995). *Pressuremeters in geotechnical design*. London, Chapman and Hall.
- Coll, C., R. Charlier, X.-L. Li and F. Collin (2007). *Long term behaviour of the Boom clay: influence of viscosity on the pore pressure distribution*. International Meeting Clays in Natural and Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement, Lille (France).

- Costa Esteves, E. (2012). *Aluviões Silto-Argilosos Moles de Portugal - Parametriação para o Dimensionamento de Estruturas Geotécnicas*. Departamento de Engenharia Civil, FEUP, Porto. PTI Thesis.
- Cotecchia, F. (1996). *The Effects of Structure on the Properties of an Italian Pleistocene Clay*. Faculty of Engineering, Imperial College of Science Technology and Medicine, London. PhD Thesis.
- Cotecchia, F. (2002). *Mechanical Behaviour of the stiff clays from Montemesola Basin in relation to their geological history and structure*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A.A. Balkema.
- Cotecchia, F., F. Cafaro and B. Aresta (2007). "Structure and mechanical response of sub-Apennine Blue Clays in relation to their geological and recent loading history." *Géotechnique* 57(2): 167-180.
- Cotecchia, F. and R. J. Chandler (1997). "The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay." *Géotechnique* 47(3): 523-544.
- Cotecchia, F. and R. J. Chandler (2000). "A general framework for the mechanical behaviour of clays." *Géotechnique* 50(4): 431-447.
- Cotecchia, F., G. Mitaritonna and C. Vitone (2011). *Investigating the influence of microstructure, loading history and fissuring on the clay response*. Fifth International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Seoul.
- Daniels, J. L., H. I. Inyang and K. Iskandar (2003). "Durability of Boston Blue Clay in Waste Containment Applications." *Journal of Materials in Civil Engineering* 15(2): 144-152.
- Das, B. M. (1997). *Advanced Soil Mechanics*. Washinton D.C., Taylor & Francis.
- de Freitas, M. H. and W. G. Mannion (2007). "A biostratigraphy for the London Clay in London." *Géotechnique* 57(1): 91-99.
- de La Beaumelle, A. (1991). *Evaluation of SHANSEP Strength-Deformation Properties of Unisturbed Boston Blue Clay from Automated Triaxial Testing*. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. MsC Thesis.
- Deer, W. A., R. A. Howie and J. Zussman (1981). *Minerais Constituintes das Rochas - Uma Introdução*. Lisboa, Fundação Calouste Gulbenkian.
- Dehandschutter, B., S. Vandycke, M. Sintubin, N. Vandenberghe, P. Gaviglio, J.-P. Sizun and L. Wouters (2004). "Microfabric of fractured Boom Clay at depth: a case study of brittle-ductile transitional clay behaviour." *Applied Clay Science* 26: 389-401.
- Dehandschutter, B., S. Vandycke, M. Sintubin, N. Vandenberghe and L. Wouters (2005). "Brittle fractures and ductile shear bands in argillaceous sediments: inferences from Oligocene Boom Clay (Belgium)." *Journal of Structural Geology* 27: 1095-1112.
- Delage, P. (2010). "A microstructure approach to the sensitivity and compressibility of some Eastern Canada sensitive clays " *Géotechnique* 60(5): 353-368.
- Delage, P., T.-T. Le, A.-M. Tang, Y.-J. Cui and X.-L. Li (2007). "Suction effects in deep Boom Clay block samples." *Géotechnique* 57(2): 239-244.

- Delage, P., N. Sultan and Y.-J. Cui (2000). "On the thermal consolidation of Boom clay." *Canadian Geotechnical Journal* 37: 343-354.
- Deng, Y.-F., A.-M. Tang, Y.-J. Cui, X. P. Nguyen, X.-L. Li and L. Woutersb (2010). *Laboratory hydro-mechanical characterization of Boom Clay at Essen and Mol. Clays in Natural & Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement - 4th International Meeting*, Nantes, France.
- Fahey, M. and J. P. Carter (1993). "A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model." *Canadian Geotechnical Journal* 30(2): 348-362.
- Feuerharmel, C., W. Y. Y. Gehling and A. V. D. Bica (2006). "The use of Filter-Paper and Suction-Plate Methods for Determining the Soil-Water Characteristic Curve of Undisturbed Colluvium Soils." *Geotechnical Testing Journal* 29(5): 419-425.
- Figueiredo, S. (2009). Comunicação pessoal.
- François, B., L. Laloui and C. Laurent (2009). "Thermo-hydro-mechanical simulation of ATLAS in situ large scale test in Boom Clay." *Computers and Geotechnics* 36(4): 626-640.
- Gasparre, A. (2005). *Advanced Laboratory Characterization of London Clay*. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of London, London. PhD Thesis.
- Gasparre, A. and M. R. Coop (2008). "Quantification of the effects of structure on the compression of a stiff clay." *Canadian Geotechnical Journal* 45(9): 1324-1334.
- Gasparre, A., S. Nishimura, M. R. Coop and R. J. Jardine (2007a). "The influence of structure on the behaviour of London Clay." *Géotechnique* 57(1): 19-31.
- Gasparre, A., S. Nishimura, N. A. Minh, M. R. Coop and R. J. Jardine (2007b). "The stiffness of natural London Clay." *Géotechnique* 57(1): 33-47.
- Gens, A. (1982). *Stress-strain and strength characteristics of a low plasticity clay*, University of London, London. PhD Thesis.
- Gens, A., J. Vaunat, B. Garitte and Y. Willeveau (2007). "In situ behaviour of a stiff layered clay subject to thermal loading: observations and interpretation." *Géotechnique* 57(2): 207-228.
- Gibson, R. E. and W. F. Anderson (1961). "In situ measurements of soil properties with the pressuremeter." *Civil Engineering and Public Works Review* 56(658): 615-618.
- Goh, A. L. and M. Fahey (2010). *Application of a 1-dimensional cavity expansion model to pressuremeter and piezocone tests in clay*. 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Cairns.
- Gomes, C. (1988). *Argilas. O que são e para que servem*. . Lisboa, Edições Fundação Calouste Gulbenkian.
- Hattab, M. and J.-M. Fleureau (2010). "Experimental study of kaolin particle orientation mechanism." *Geotechnique* 60(5): 323-331.
- Head, K. H. (1994). *Manual of Soil Laboratory Testing*. New York, John Wiley & Sons Inc.

- Hight, D. W., A. Gasparre, S. Nishimura, N. A. Minh, R. J. Jardine and M. R. Coop (2007). "Characteristics of the London Clay from the Terminal 5 site at Heathrow Airport." *Géotechnique* 57(1): 3-18.
- Hight, D. W. and S. Leroueil (2002). *Characterisation of soils for engineering purposes*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A.A. Balkema Publishers.
- Hight, D. W., F. McMillan, J. J. M. Powell, R. J. Jardine and C. P. Allenou (2002). *Some Characteristics of London Clay*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A.A. Balkema.
- Hobbs, N.-B. and J.-C. Dixon (1969). *In situ testing for Bridge Foundations in the Devonian Marl*. Conference on in situ investigations in soils and rocks, London, British Geotechnical Society.
- Houlsby, G. T. and J. P. Carter (1993). "The effects of pressuremeter geometry on the results of tests in clay." *Géotechnique* 43(4): 567-576.
- House, R. D. (2012). *A Comparison of the Behavior of Intact and Resedimented Boston Blue Clay*. Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. MsC Thesis.
- Hvorslev, M. J. (1937). "Über die Festigkeitseigenschaften Gestörter Bindiger Böden. Danmarks Naturvidenskabelige Samfund. ." *Ingeniorvidenskabelige Skrifter* A(45).
- Insua Pereira, D. and J. B. Brilha (2000). "Mineralogia da fracção argilosa da Formação de Vale Álvaro (Bragança, NE Portugal)." *Ciências da Terra (UNL)*(14): 83-88.
- Jardine, R. J. (1985). *Investigation of pile-soil behaviour with special reference to the foundations of offshore structures*, London, London. PhD Thesis.
- Jen, L. C. (1998). *The Design and Performance of Deep Excavations in Clay*. Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. PhD Thesis.
- Johnson, E. G. (1989). "Geotechnical Characteristics of the Boston Area." *Civil Engineering Practice. Journal of the Boston Society of Civil Engineers Section/ASCE* 4(1): 53-64.
- Josseume, H., I. Hieng and J. P. Stemplelet (1991). "Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais oedométrique à haute pression." *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*: 109-120.
- Kayabasi, A. (2011). "Prediction of pressuremeter modulus and limit pressure of clayey soils by simple and non-linear multiple regression techniques: a case study from Mersin, Turkey." *Environmental Earth Sciences* online first 14nov2011.
- Ladd, C. (1991). "Stability Evaluation During Staged Construction (The twenty second Karl Terzaghi Lecture)." *Journal of Geotechnical Engineering* 117(4).
- Ladd, C., G. A. Young, S. R. Kraemer and D. M. Burke (1999). Engineering properties of Boston Blue Clay from special testing program. *Special Geotechnical Testing: Central Artery/Tunnel Project in Boston, Massachusetts*. . ASCE. Boston, ASCE GSP 91: 1-24.



- Ladd, C. C., R. Foott, K. Ishihara, F. Schlosser and H. G. Poulos (1977). *Stress-Deformation and Strength Characteristics*. 9th International Conference on Soil mechanics and Foundations Engineering, Tokyo.
- Leroueil, S. (1997). *Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils*. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics Rio de Janeiro, Brazil, Balkema, A.A.
- Leroueil, S. and D. W. Hight (2002). *Behaviour and properties of natural soils and soft rocks*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A.A. Balkema.
- Leroueil, S. and P. R. Vaughan (1990). "The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks." *Géotechnique* 40(3): 467-488.
- Locat, J., H. Tanaka, T. S. Tan, G. R. Dasari and H. Lee (2002). *Natural Soils: Geotechnical behaviour and geological knowledge*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A.A. Balkema.
- Marinho, F. and O. Oliveira (2006). "The filter paper method revisited." *Geotechnical Testing Journal* 29(3): 250-258.
- Marques, F. (1998). *Análise do comportamento de um túnel aberto nas formações Miocénicas de Lisboa*. Engenharia Civil, Universidade de Coimbra. MsC Thesis.
- Martínez-Nistal, A., F. Veniale, M. Setti and F. Cotecchia (1999). "A scanning electron microscopy image processing method for quantifying fabric orientation of clay geomaterials." *Applied Clay Science* 14(4): 235-243.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Princípios e Conceitos Fundamentais*. Porto, Edições FEUP
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos solos: Introdução à Engenharia Geotécnica*. Porto, Edições FEUP.
- May, R. E. (2007). "Stiff Sedimentary Clays - Genesis and Engineering Behaviour." *Géotechnique* 57(1): 1-2.
- Mayne, P. W. (1988). "Determining OCR in Clays from Laboratory Strength." *Journal of Geotechnical Engineering* 114(1): 76-92.
- Mertens, J., W. Bastiaens and B. Dehandschutter (2004). "Characterisation of induced discontinuities in the Boom Clay around the underground excavations (URF, Mol, Belgium)." *Applied Clay Science* 26(1-4): 413-428.
- Mesri, G., A. Rokshar and B. F. Bohar (1975). "Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay " *Géotechnique* 25(3): 527-554.
- Minh, N. A. (2007). *An investigation of the anisotropic stress-strain-strength characteristics of an Eocene clay*. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, London. PhD Thesis.
- Moitinho de Almeida, F. (1986). Carta Geológica do Concelho de Lisboa. S. G. d. Portugal, Serviços Geológicos de Portugal.
- Monroy, R., L. Zdravkovic and A. M. Ridley (2010). "Evolution of microstructure in compacted London Clay during wetting and loading." *Géotechnique* 60(2): 105-119.

- Nagaraj, T. S. and B. R. Srinivasa Murthy (1986). "A critical reappraisal of compression index equations." *Géotechnique* 36(1): 27-32.
- Newland, P. L. and B. H. Alely (1956). *Results of some investigations of two sensitive clays*. 2nd Australian-Bew Zeland Conference on Soil Mechanics.
- Nishimura, S. (2006). *Laboratory Study on Anisotropy of Natural London Clay*. Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, London. PhD Thesis.
- Nishimura, S., N. A. Minh and R. J. Jardine (2007). "Shear strength anisotropy of natural London Clay." *Géotechnique* 57(1): 49-62.
- Pais, J. (2004). *O Neogénico da Bacia do Baixo Tejo (Portugal)*. A Geologia na Rota dos Vinhos e da vinha do Ribatejo, Cartaxo.
- Pais, J., C. Moniz, J. Cabral, J. L. Cardoso, P. Legoinha, S. Machado, M. A. Morais, C. Lourenço, M. L. Ribeiro, P. Henriques and P. Falé (2006). Carta Geológica de Portugal, Notícia explicativa da Folha 34D Lisboa. T. e. I. Instituto Nacional de Engenharia. Lisboa, Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação.
- Palmer, A. C. (1972). "Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test." *Géotechnique* 22(3): 451-457.
- Pantelidou, H. and B. Simpson (2007). "Geotechnical variation of London Clay across central London." *Géotechnique* 57(1): 101-112.
- Penumadu, D. and J. Chameaud (1997). "Strain rate effects in model pressuremeter testing." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123(11): 1051-1059.
- Pereira de Sousa, F. (1904). "Idéa geral dos calcareos empregados nas construções de Lisboa." *Rev. Ob. Púb. Min. Lisboa*(412 a 414.).
- Picarelli, L., L. Olivares, C. Di Maio, F. Silvestri, S. Di Nocera and G. Urciouli (2002). *Structure, properties and mechanical behaviour of the highly plastic intensely fissured Bisaccia Clay Shale*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A.A. Balkema.
- Pinto, A. (2011). "O microscópio óptico polarizante de luz reflectida." *Recursos minerais* Retrieved 21 de Junho de 2011, from <http://geologia.fc.ul.pt/Aulas/Recursos%20Minerais/Microscopio.pdf>.
- Piriyakul, K. and W. Haegeman (2007). "Void ratio function for elastic shear moduli for Boom Clay." *Géotechnique* 57(2): 245-248.
- Powell, J. J. M. and A. P. Butcher (2002). *Characterisation of a glacial till at Cowden, Humber side*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A.A. Balkema.
- Ramiah, B. K. (1959). *Time effects in the consolidation properties of clays*, Purdue. PhD Thesis.
- Rampello, S., G. Calabresi and L. Callisto (2002). *Characterization and Engineering Properties of a Stiff Clay Deposit*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A.A.Balkema.
- Rossato, G., N. L. Nicholas and R. Jardine (1992). "Properties of Some Kaolin-Based Model Clay Soils." *Geotechnical Testing Journal* 15(2): 166-179.

- Santagata, M., J. T. Germaine and P. C. C. Ladd (2007). "Small-strain nonlinearity of normally consolidated clay." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133(1): 72-82.
- Scapin, M. A. (2003). *Aplicação da difração e fluorescência de raios-X (WDXRF): ensaios de argilominerais*. Tecnologia Nuclear - Materiais, Universidade de São Paulo, São Paulo. MsC Thesis.
- Schofield, A. and C. P. Wroth (1968). *Critical State Soil Mechanics*. London, McGraw-Hill.
- Sibley, J. W. and D. J. Williams (1990). "A new filter material for measuring soil suction." *Geotechnical Testing Journal* 13(4): 381-384.
- Sides, G. and L. Barden (1971). "The microstructure of dispersed and flocculated samples of kaolinite, illite and montmorillonite." *Canadian Geotechnical Journal* 8(3): 391-399.
- Silvestri, V. (2003). "Assessment of self-boring pressuremeter tests in sensitive clay." *Canadian Geotechnical Journal* 40: 362-387.
- Silvestri, V. (2004). "Disturbance effects in pressuremeter tests in clay." *Canadian Geotechnical Journal* 41(4): 738-759.
- Silvestri, V. and R. Diab (2001). "Stress distribution and paths in clays during pressuremeter tests." *Canadian Geotechnical Journal* 38: 542-552.
- Skempton, A. W. (1944). "Notes on the compressibility of clays." *Quarterly Journal of the Geological Society* 100(1-4): 119-135.
- Skempton, A. W. (1961). *Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay*. 5th ECSMFE, Paris.
- Skempton, A. W. (1970). "The consolidation of clays by gravitational compaction." *Quarterly Journal of the Geological Society* 125(1-4): 373-411.
- Skempton, A. W. and V. A. Sowa (1963). "The behaviour of saturated clays during sampling and testing." *Géotechnique* 13(4): 269-290.
- Smith, P. R., R. J. Jardine and D. W. Hight (1992). "On the yielding of Bothkennar clay." *Geotechnique* 42(2): 257-274.
- Som, N. N. (1968). *The effects of stress path on the deformation and consolidation of London Clay*, London, London. PhD Thesis.
- Sorensen, K. K., B. A. Baudet and B. Simpson (2007). "Influence of structure on the time-dependent behaviour of a stiff sedimentary clay." *Géotechnique* 57(1): 113-124.
- Sousa Coutinho, A. (1988). *Theories for the interpretation of pressuremeter expansion tests*. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Sousa Pinto, M. (2005). *Gestão urbanística. Levantamento cartográfico de locais de pedreiras no concelho de Lisboa*. Lisboa, Câmara Municipal de Lisboa.
- Souza, G. P., M. Filgueira, R. Rosenthal and J. N. F. Holanda (2003). "Caracterização de material compósito diatomáceo natural." *Cerâmica* 49: 40-43.

- Tallavó, F., G. Cascante and M. D. Pandey (2009). "New Methodology for Source Characterization in Pulse Velocity Testing." *Geotechnical Testing Journal* 32(6).
- Tan, T. S., K. K. Phoon, F. H. Lee, H. Tanaka, J. Locat and P. T. Chong (2002). *A characterisation study of Singapore Lower Marine Clay*. Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils, Singapore, A.A. Balkema.
- Tanaka, H. and J. Locat (1999). "A microstructural investigation of Osaka Bay clay: the impact of microfossils on its mechanical behaviour." *Canadian Geotechnical Journal* 36(3): 493-508.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York, John Wiley & Sons.
- Teachavorasinskun, S. and P. Lukkunaprasit (2004). "A simple correlation for shear wave velocity of soft Bangkok clays." *Géotechnique* 54(5): 323-326.
- Terzahi, K. (1944). "Ends and means in Soil Mechanics." *Engineering Journal (Canada)* 27: 608.
- Van Simaey, S. (2004). "The Rupelian-Chattian boundary in the North Sea Basin and its calibration to the international time-scale." *Netherlands Journal of Geosciences. Geologie en Mijnbouw*. 83(3): 241-248.
- Verstricht, J., P. Blümling and T. Merceron (2003). *Repository concepts for nuclear waste disposal in clay formations*. 6th International Symposium Field Measurements in Geomechanics, Oslo (Norway), Taylor & Francis 2003.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para o Dimensionamento de Fundações Diretas*. Engenharia Civil, FEUP, Porto. PhD Thesis.
- Vitone, C. and F. Cotecchia (2011). "The influence of intense fissuring on the mechanical behaviour of clays." *Géotechnique* 61(12): 1003-1018.
- Waschkowski, E. (1976). Comparaison entre les résultats des essais pressiométriques et le SPT. *Rapport de Recherche du Paris Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Blois*. Not published.
- Whittle, A. J. and M. Kavvas (1994). "Formulation of MIT-E3 constitutive model for overconsolidated clays." *Journal of Geotechnical Engineering* 120(1): 173-198.
- Woodhouse, D. (1989). "The History of Boston: the Impact of Geology." *Civil Engineering Practice. Journal of the Boston Society of Civil Engineers Section/ASCE* 4(1): 33-38.
- Yagiz, S., E. Akyol and G. Sen (2008). "Relationship between the standar penetration test and the pressuremeter test on sandy silty clays: a case study from Denizli." *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 67(3): 405-410.
- Yu, H. D., W. Z. Chen, X.-L. Li and M. Van Geet (2010). *A Study on the Creep Behaviour of Boom Clay*. Clays in Natural & Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement - 4th International Meeting, Nantes, France.
- Zbyszewski, G. (1964). Carta Geológica dos Arredores de Lisboa, Notícia Explicativa da Folha 2 - Loures. S. G. d. Portugal. Lisboa, Serviços Geológicos de Portugal.

## ANEXO I

Os resultados que se apresentam referem-se aos ensaios por difração de raios-X realizados no LNEG e na UIDM-IPVC sobre amostras das Camadas de Prazeres e das Argilas do Forno do Tijolo. Em cada difratograma surgem picos com diferentes intensidades, que correspondem a determinados elementos químicos. O perfil dos principais minerais que interessam este estudo corresponde a diversas combinações de elementos, e a percentagem de cada mineral é determinada pela área destes picos no difratograma.

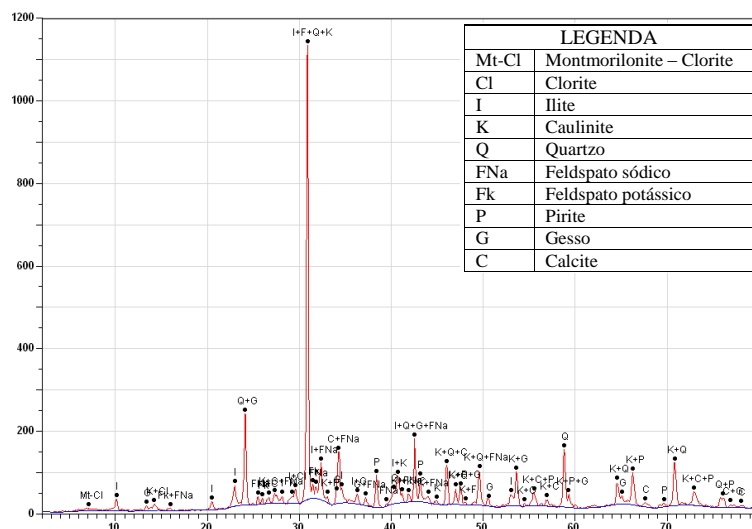


Figura I.1 – Amostra 1 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (amostra total)

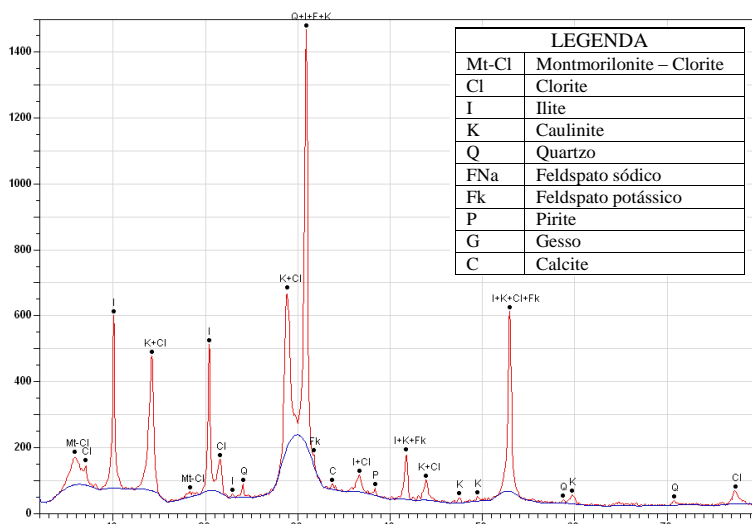


Figura I.2 – Amostra 1 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (fração inferior a 2mm)

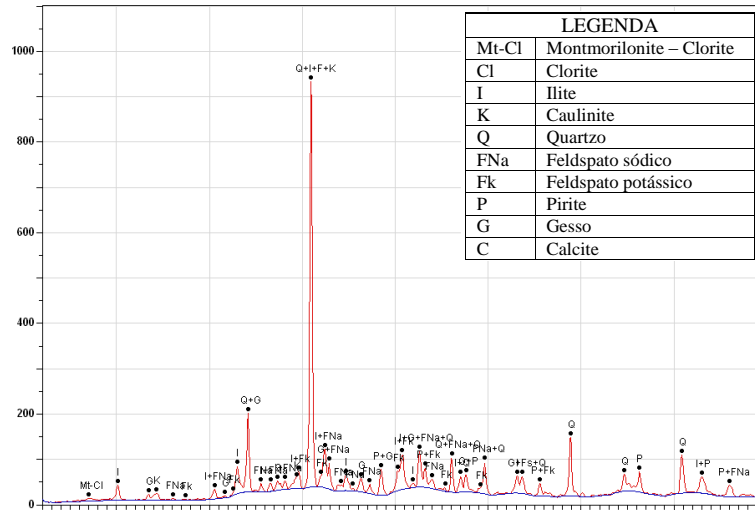


Figura I.3 - Amostra 2 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L- Camadas de Prazeres (amostra total)

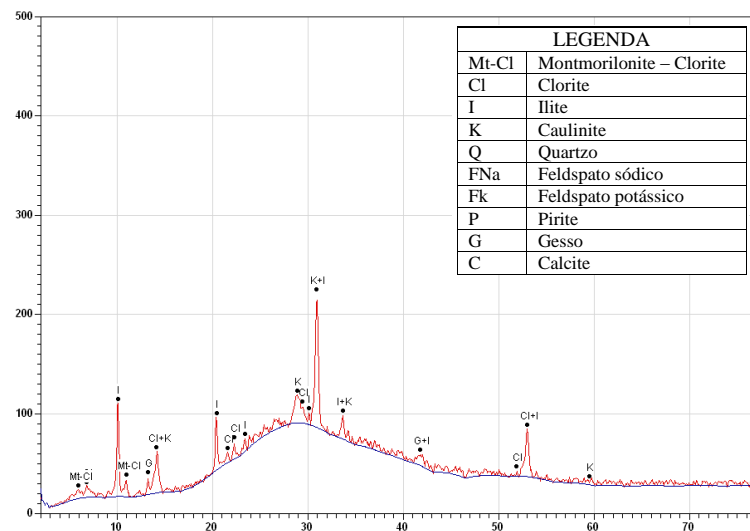


Figura I.4 - Amostra 2 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (fração inferior a 2mm)

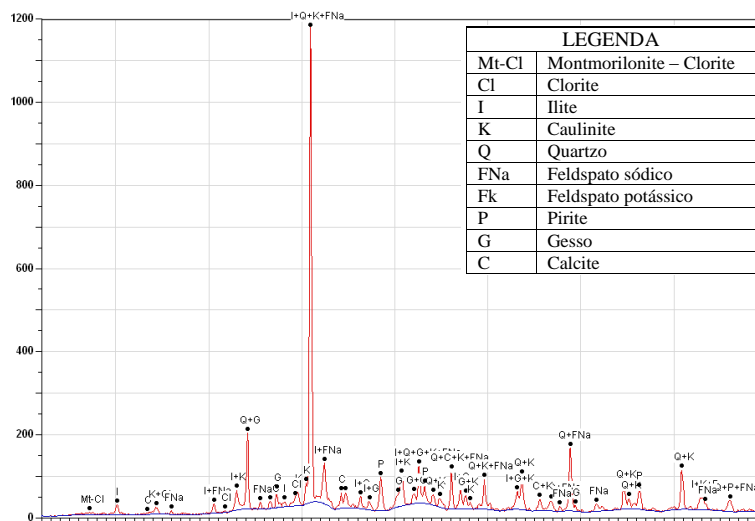


Figura I.5 Amostra 3 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (amostra total)

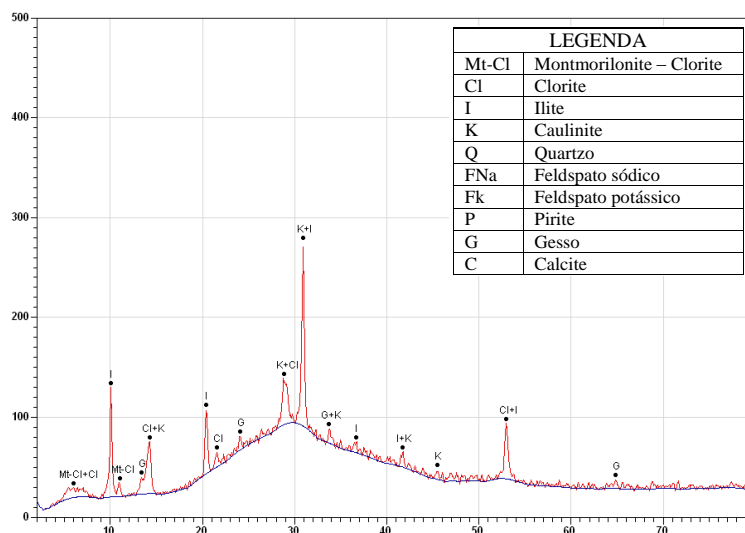


Figura I.6 - Amostra 3 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (fração inferior a 2mm)

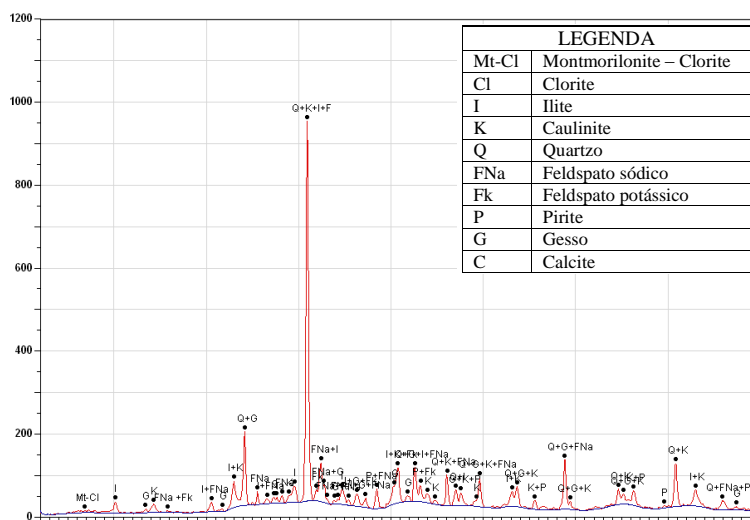


Figura I.7 - Amostra 4 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (amostra total)

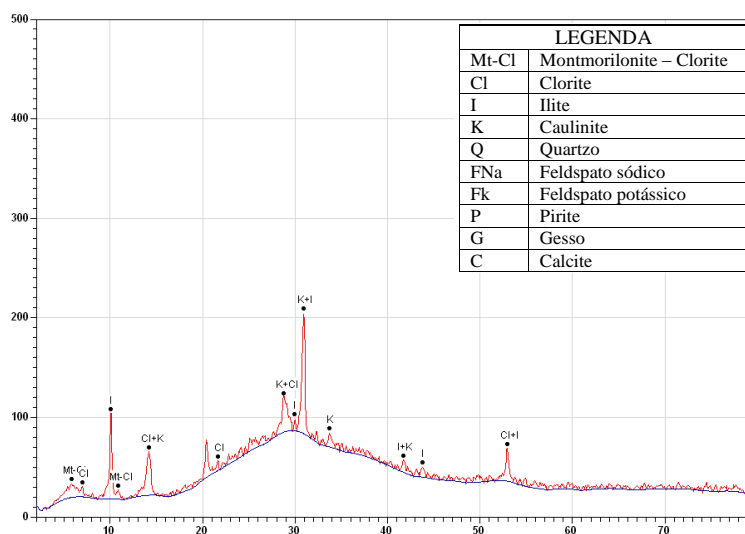


Figura I.8 - Amostra 4 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (fração inferior a 2mm)

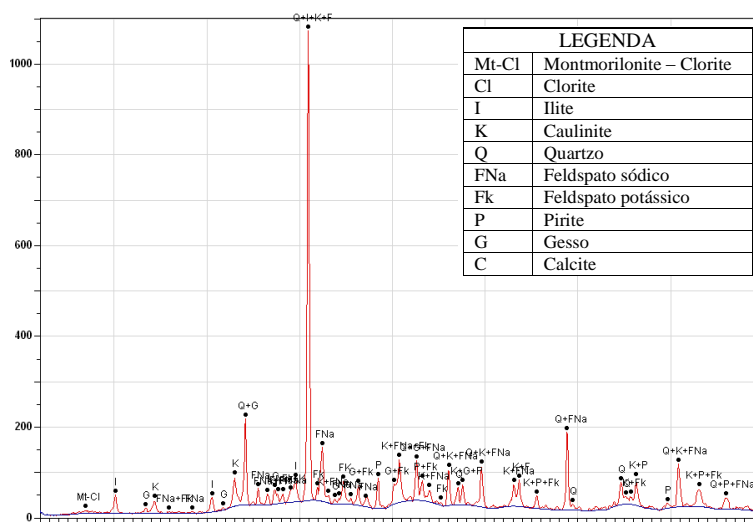


Figura I.9 - Amostra 5 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (amostra total)

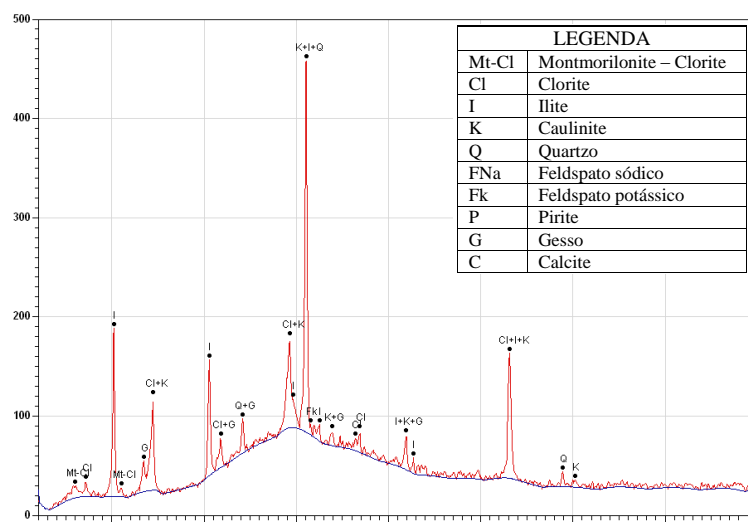


Figura I.10 - Amostra 5 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (fração inferior a 2mm)

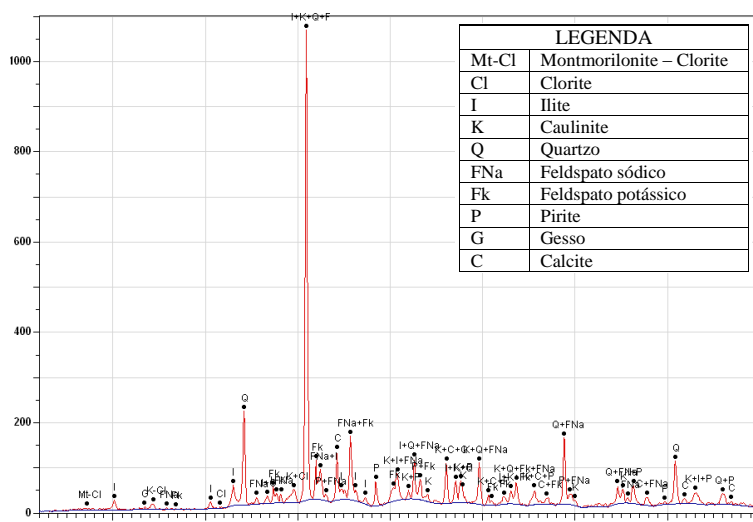


Figura I.11 - Amostra 6 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (amostra total)



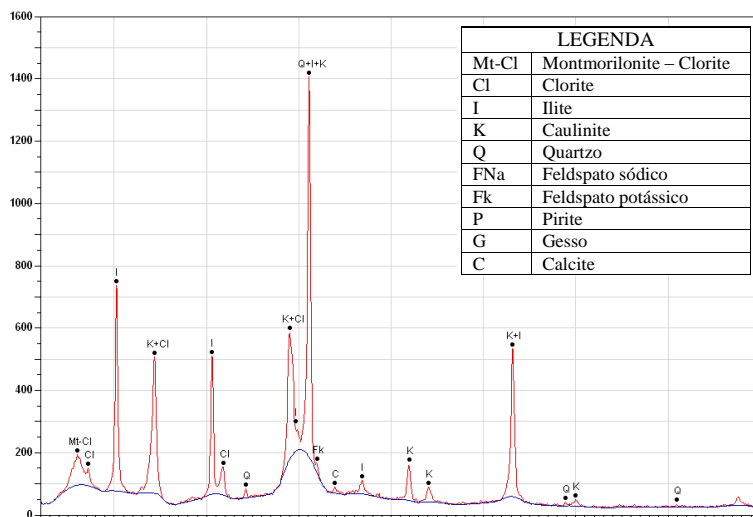


Figura I.12 - Amostra 6 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (fração inferior a 2µm)

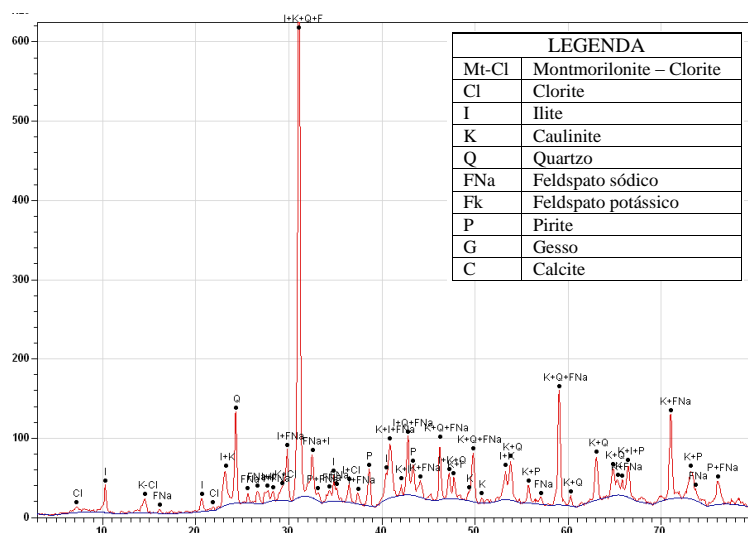


Figura I.13 – Amostra 7 do poço de acesso à Estação Baixa-Chiado do M.L – Camadas de Prazeres (amostra total)

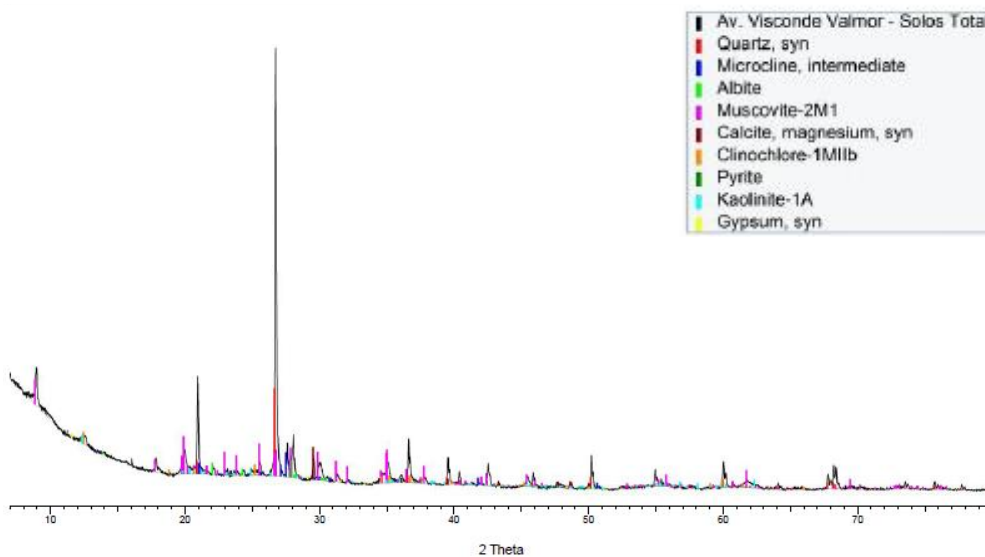


Figura I.14 - Amostra do bloco recolhido no campo experimental – Camadas de Prazeres (amostra total)

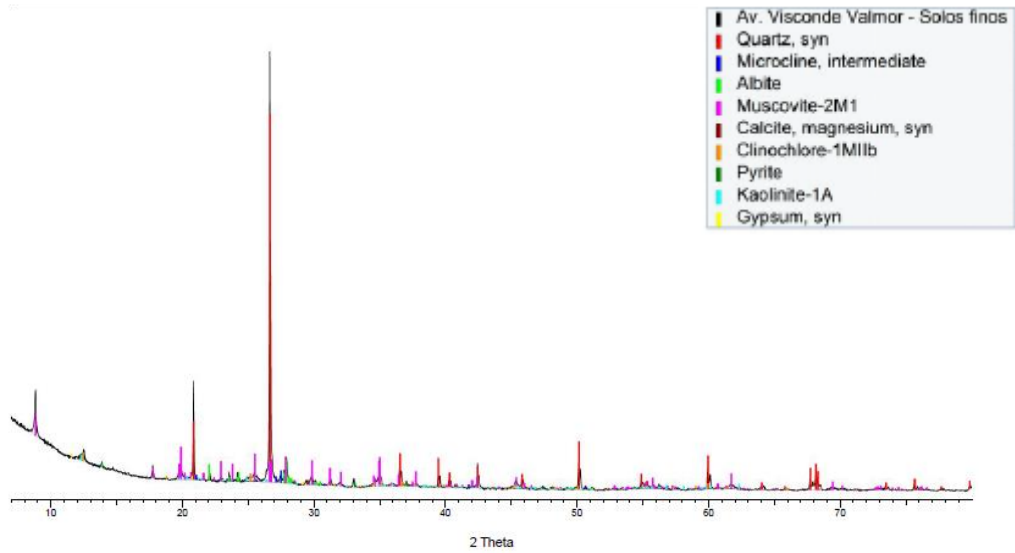


Figura I.15 - Amostra do bloco recolhido no campo experimental – Camadas de Prazeres (fração inferior a 2 $\mu$ m)

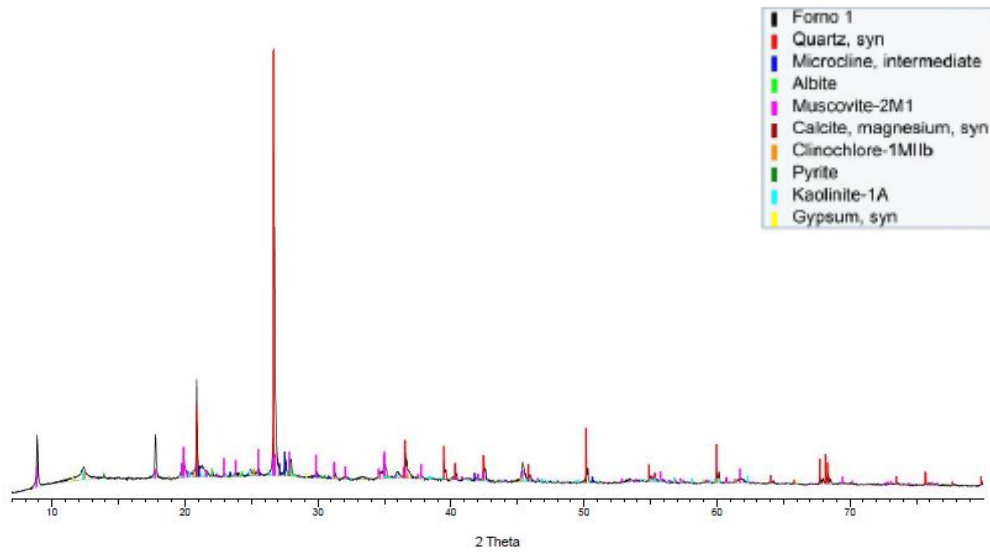


Figura I.16 - Amostra 1 – Argilas do Forno do Tijolo (amostra total)

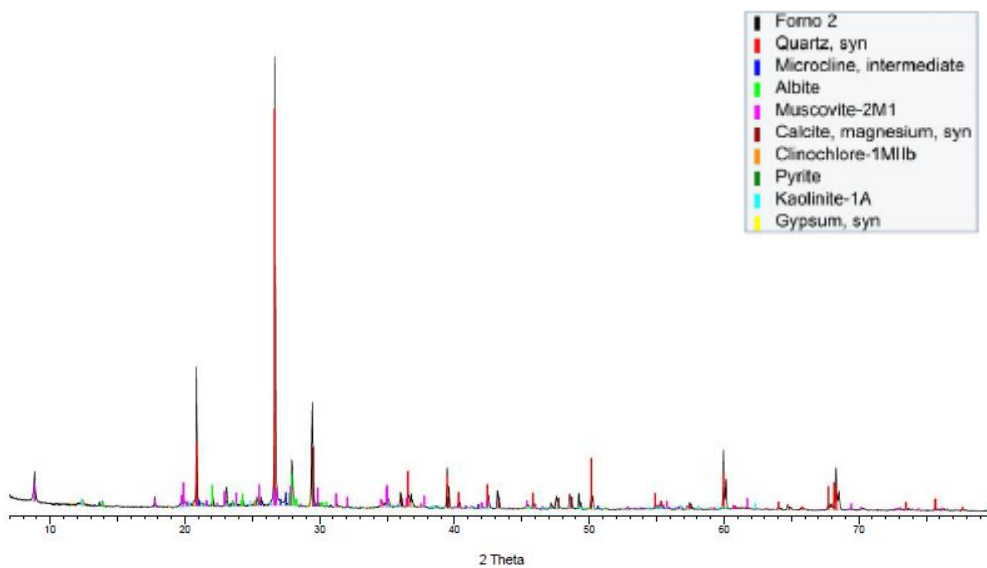


Figura I.17 - Amostra 2 – Argilas do Forno do Tijolo (amostra total)

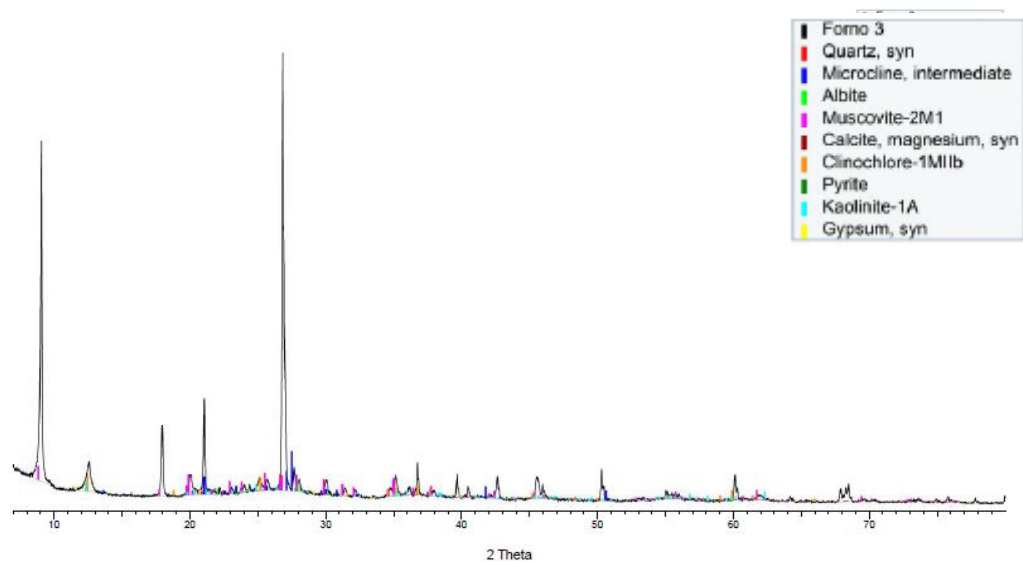


Figura I.18 - Amostra 3 – Argilas do Forno do Tijolo (amostra total)

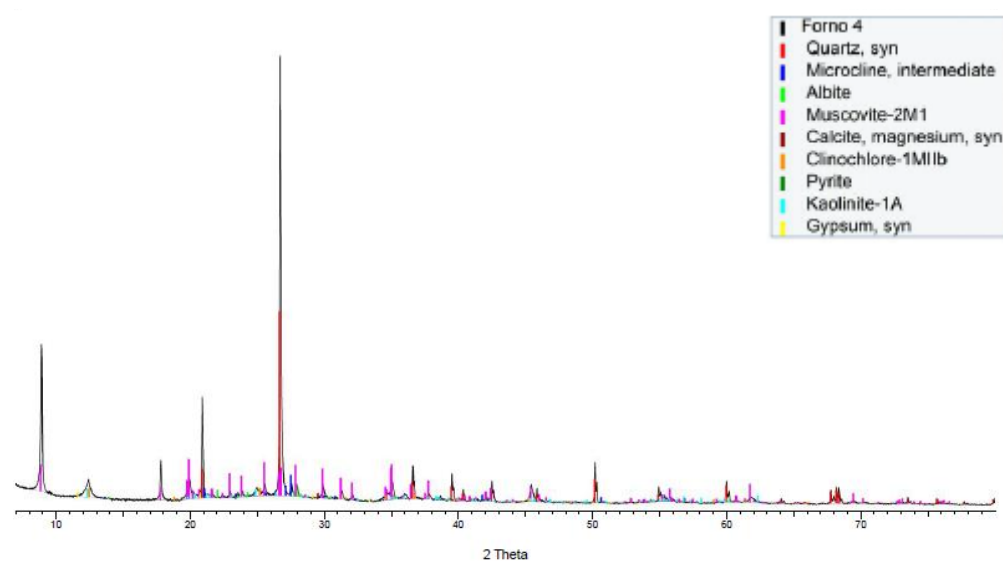


Figura I.19 - Amostra 4 – Argilas do Forno do Tijolo (amostra total)

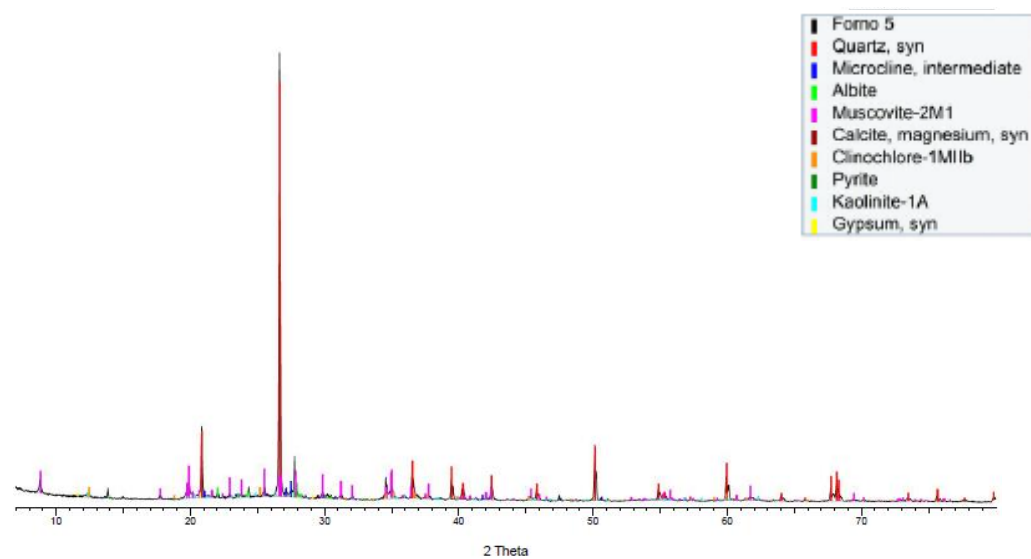


Figura I.20 - Amostra 5 – Argilas do Forno do Tijolo (amostra total)



## ANEXO II

As figuras que se apresentam constituem um exemplo dos mapas de Espectrometria de Dispersão de Energia (EDS) obtidos para algumas amostras das Argilas do Forno do Tijolo. A primeira imagem corresponde à observação microscópica e as seguintes mostram a distribuição dos elementos químicos presentes. Com esta ferramenta é possível identificar alguns minerais cuja observação poderia não ser conclusiva.

Num mineral argiloso, os elementos mais frequentes são: oxigénio, silício, alumínio, ferro, magnésio, potássio e sódio. Por este motivo, quando se visualiza o mapa elementar com todos estes elementos, surge uma panóplia de cores correspondentes a cada um dos anteriores. A última figura mostra a distribuição espacial de cada elemento de forma isolada e permite identificar zonas onde surge uma partícula com composição particularmente diferentes das outras.

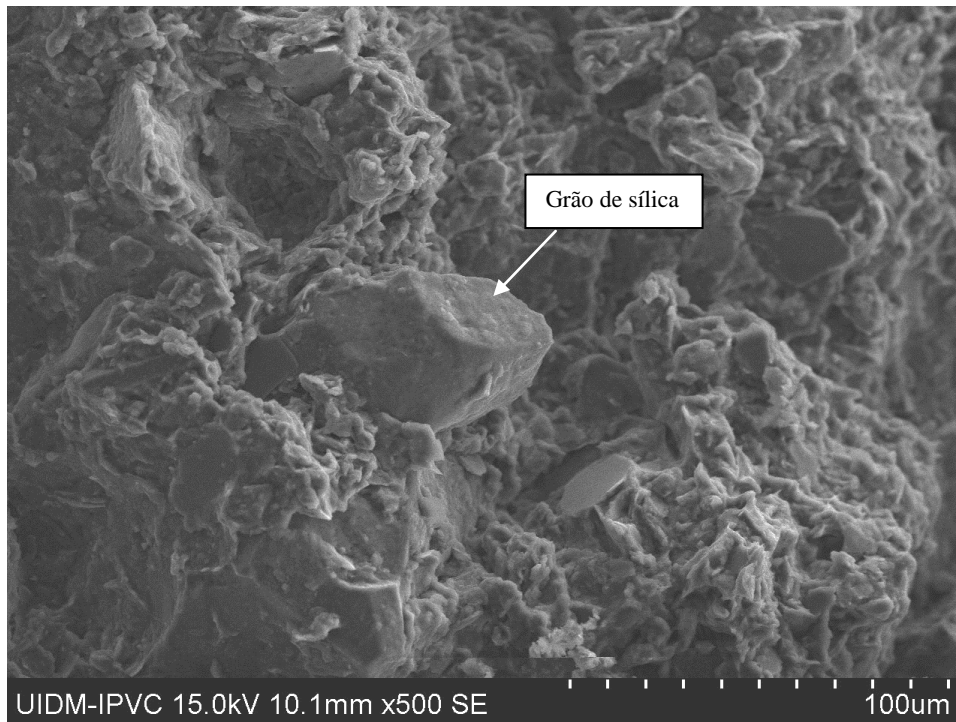


Figura II.1– Imagem da amostra 2 da Argilas do Forno do tijolo com identificação de um grão de sílica a interromper a matriz

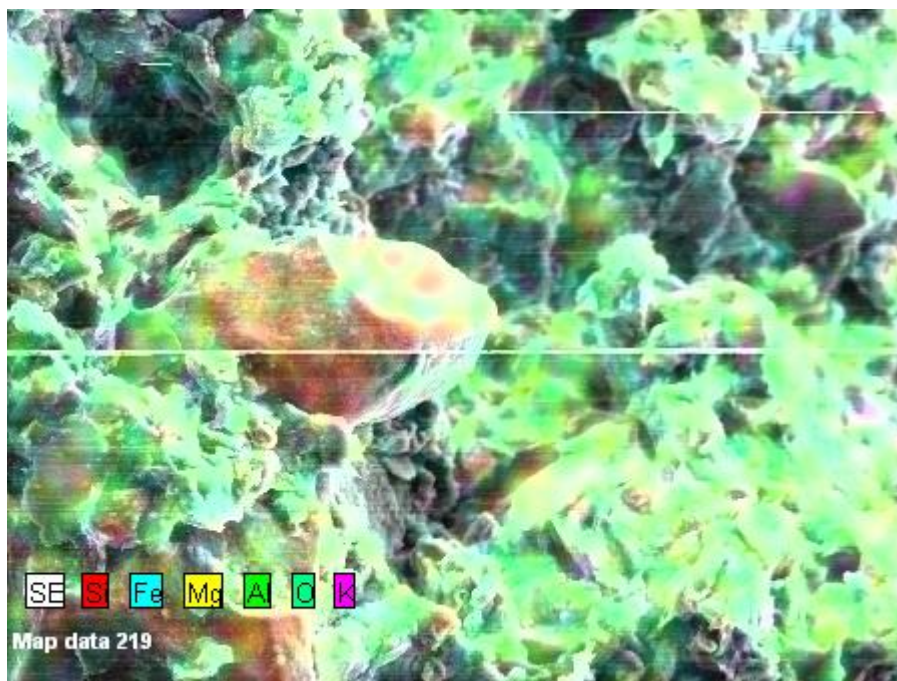


Figura II.2 – Mapa de análise elemental da Amostra 2 das Argilas do Forno do Tijolo, com diferentes cores para os diversos elementos

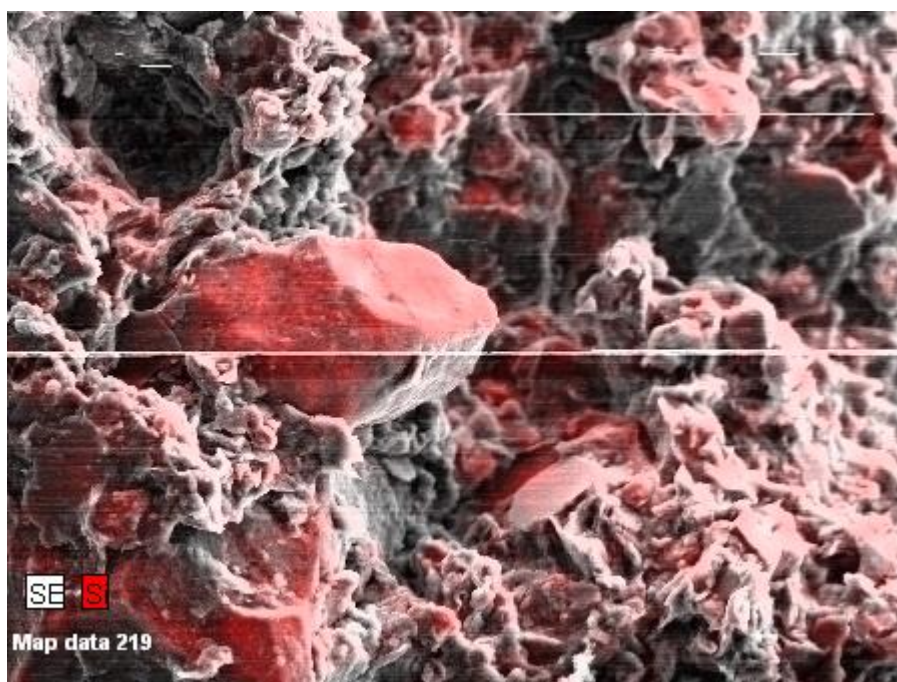


Figura II.3 - Mapa de análise elemental da Amostra 2 das Argilas do Forno do Tijolo, com distribuição de silício



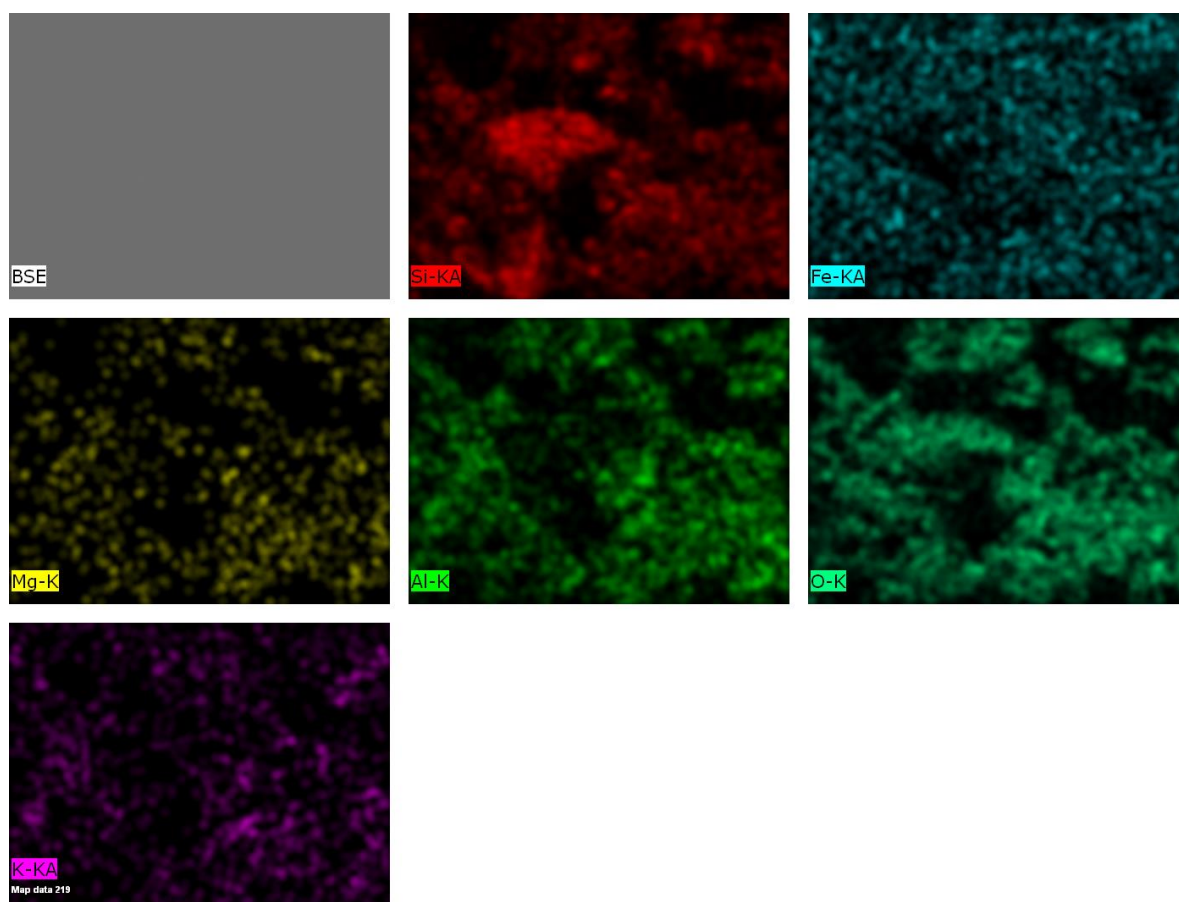


Figura II.4 – Mapas de análise elementar da Amostra 2 das Argilas do Forno do Tijolo com distribuição de silício, ferro, magnésio, alumínio, oxigénio e potássio