

Correlação entre ensaios SPT e ensaios laboratoriais para classificação da compactação dos solos vermelhos (Formação Quelo, Bacia do Kwanza, Angola)

PAULA CRISTINA MONTEIRO PINTO
Outubro de 2021



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Correlação entre ensaios SPT e ensaios laboratoriais para classificação da compactação dos solos vermelhos (Formação Quelo, Bacia do Kwanza, Angola)

Paula Cristina Monteiro Pinto



isep Instituto Superior de Engenharia do Porto

P. PORTO

2021



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**Correlação entre ensaios SPT e ensaios laboratoriais para
classificação da compactação dos solos vermelhos (Formação
Quelo, Bacia do Kwanza, Angola)**

*Correlation between SPT tests and laboratory tests for classification of the
compaction of red soils (Quelo Formation, Kwanza Basin, Angola)*

Paula Cristina Monteiro Pinto

Nº 1960652

*Dissertação (formato projeto) apresentada ao Instituto Superior de
Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à
obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente**,
realizada sob a orientação do Doutor João Paulo Meixedo, Professor
Coordenador do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.*

Júri

Presidente

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

Professor Coordenador com Agregação, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva

Professor Coordenador, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutora Maria Eugénia Oliveira Lopes

Professora Adjunta, Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto

A dissertação de mestrado em engenharia geotécnica e geoambiente (MEGG) foi apresentada e defendida em prova pública, por Paula Cristina Monteiro Pinto, em 10 de Novembro de 2021 mediante o júri nomeado, em que foi atribuída, por unanimidade, a classificação final de 13 (treze) valores, cuja fundamentação se encontra em acta. Todas as correções pontuais determinadas pelo júri, e só essas, foram efectuadas.

Palavras-Chave

Solos vermelhos, Ensaio SPT, Ensaio de laboratório, Geotecnia, Compactação, Angola.

Resumo

O presente trabalho constitui uma contribuição para o estudo mais aprofundado do comportamento mecânico dos solos da Formação Quelo (solos vermelhos), característicos, por exemplo, da região de Luanda – Angola. Litologicamente são constituídos por arenitos de granulometria fina a média, podendo conter fração argilosa e/ou siltosa. Esta importante linha de investigação tem a sua aplicação no âmbito da geotecnia, a qual pressupõe o estudo das características faciológicas do solo comparando-as com o seu comportamento mecânico, este último obtido através de ensaios de SPT (*Standard Penetration Test*) e ensaios laboratoriais. O estudo será efetuado a partir de dados obtidos em vários locais da cidade de Luanda, nomeadamente em Viana no Km30, em Viana na Zona económica, em Talatona, Em Kilamba Kiaxe, no Bairro de Catinton, no Bairro Nova Vida, no centro de Luanda na área do 1^º Maio e no centro de Luanda no aeroporto internacional. Neste contexto, a realização deste trabalho implicará a recolha de amostras, as quais serão submetidas a diferentes análises laboratoriais (granulometria, limites de Atterberg, humidade natural), com o objetivo de determinar os parâmetros geológicos e geotécnicos, assim como a realização de ensaios SPT. Por fim, pretende-se estabelecer uma correlação eficiente entre os diferentes tipos de dados, através de um ábaco, de forma a permitir compreender o comportamento destes solos aquando da sua aplicação na área da Construção Civil, o que poderá, por sua vez, permitir estabelecer previsões de uma forma mais rápida e, como tal, economicamente menos onerosa.

Keywords

Red soils, SPT tests, Laboratory tests, Geotechnics, Compaction, Angola

Abstract

The present work contributes to the deeper study of the mechanical behaviour of the soils of the Quelo Formation (red soils), characteristic of Luanda (Angola). Lithologically, they are composed of fine to medium grain sandstones and may contain clay and/or silt fraction. This important line of research applies in the geotechnical field, which presupposes the study of the faciological characteristics of the soil comparing them with its mechanical behavior, the latter obtained through SPT (Standard Penetration Test) laboratory tests. The study will be based on data obtained in several locations in the Luanda urban area, namely in Viana at Km30, in Viana at Zona económica, in Talatona, in Kilamba Kiaxe, at the Catinton neighborhood, in the Nova Vida neighborhood, in the center of Luanda area at 1ª Maio and in international airport. In this context, the realization of this work will involve the collection of samples, which will be subjected to laboratory analysis (grain size, Atterberg limits, natural moisture) to determine the geological and geotechnical parameters as the performance of SPT tests. Finally, it is intended to establish an efficient correlation between the different types of data in order to understand the behaviors of these soils when applied to the construction area, making predictions in a faster way, through an abacus for the behaviors of these soils according to what one wants to implement on-site.

Índice

1. INTRODUÇÃO	3
1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA.....	3
1.2 OBJETIVOS.....	4
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	4
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	9
2.1. CARATERIZAÇÃO GEOLÓGICA DOS SOLOS	9
2.1.1 GÉNESE DOS SOLOS VERMELHOS	9
2.1.2 CARACTERIZAÇÃO.....	11
2.1.3 APLICABILIDADE E RISCOS.....	12
2.2 PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA	13
2.2.1 MÉTODOS DIRETOS DE PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA	14
2.2.2 ENSAIOS “IN SITU”	15
2.2.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	17
2.2.3.1 TEOR EM ÁGUA	17
2.2.3.2 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	17
2.2.3.3 CONSISTÊNCIA DOS SOLOS.....	17
3. METODOLOGIAS E TÉCNICAS	21
3.1 RECOLHA DE INFORMAÇÃO	21
3.2 PLANO DE PROSPEÇÃO	22
3.3 PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA.....	23
3.3.1 SONDAGENS	23
3.3.2 ENSAIOS “IN SITU”	24
3.3.2.1 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA SPT.....	24
3.3.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	28
3.3.3.1 TEOR EM ÁGUA	29
3.3.3.2 GRANULOMETRIA.....	30
3.3.3.3 LIMITES DE <i>ATTERBERG</i>	32
3.3.4 SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS.....	37
3.3.4.1 SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS.....	37
3.3.4.2 SISTEMA DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS PARA FINS RODOVIÁRIOS	39
4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	45
4.1 LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS	45
4.2 ENSAIOS “IN SITU”	46
4.2.1 ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA SPT.....	46
4.3 ENSAIOS LABORATORIAIS	49
4.3.1 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAÇÃO HÚMIDA	51

4.3.2 TEOR EM ÁGUA.....	58
4.3.3 LIMITES DE CONSISTÊNCIA	59
4.3.4 CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS ESTUDADOS	62
4.4 COMPARAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS “IN SITU” E ENSAIOS DE LABORATÓRIO	65
4.4.1 COMPARAÇÃO ENTRE N_{60} E DIMENSÃO DOS GRÃOS DAS AREIAS VERMELHAS	65
4.4.2 COMPARAÇÃO ENTRE N_{60} E LIMITES DE CONSISTÊNCIA	68
4.4.3 COMPARAÇÃO ENTRE N_{60} E TEOR EM ÁGUA.....	72
4.4.4 COMPARAÇÃO ENTRE N_{60}, TEOR EM ÁGUA, GRANULOMETRIA E LIMITES DE CONSISTÊNCIA.....	74
5. CONCLUSÕES	81
5.1 RECOMENDAÇÕES	82
BIBLIOGRAFIA	83
ANEXO 1 – DADOS DOS FUROS DE SONDAÇÃO ESTUDADOS.....	89
ANEXO 2 – LITOLOGIA DOS FUROS DE SONDAÇÃO	90

Índice de figuras

FIGURA.1. EXCERTO DA CARTA GEOLÓGICA DE LUANDA À ESCALA 1:25 000 DA FACULDADE DE CIÊNCIAS DA UNIVERSIDADE AGOSTINHO NETO.	9
FIGURA 2. EXCERTO DA COLUNA LITOSTRATIGRÁFICA DAS FORMAÇÕES PRESENTES NA ZONA DE LUANDA (CARTA GEOLÓGICA À ESCALA 1:25 000 DA FACULDADE DE CIÊNCIAS DA UNIVERSIDADE AGOSTINHO NETO).	10
FIGURA.3. EXCERTO DA CARTA GEOLÓGICA DE ANGOLA À ESCALA 1:1000000 – FOLHA NO 1 (ING, 1988)..	11
FIGURA 4. A) COSTEIRA - ENCOSTA NA ESTRADA DA SAMBA – LUANDA, B) INTERIOR – URBANIZAÇÃO NOVA VIDA - LUANDA.	11
FIGURA.5. AMOSTRA DE “AREIAS VERMELHAS”.	12
FIGURA.6 APLICABILIDADE E RISCOS.	13
FIGURA.7 SONDA SPT À PERCUSSÃO.....	14
FIGURA.8 SONDA ROTATIVA.	15
FIGURA.9 LIMITES DE ATTERBERG.....	18
FIGURA.10 CARTA GEOLÓGICA DE LUANDA (UNIVERSIDADE AGOSTINHO NETO, FACULDADE DE CIÊNCIAS, 1971).....	22
FIGURA.11 TRABALHOS DE PROSPEÇÃO.	23
FIGURA.12 REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE SPT.....	25
FIGURA.13 AMOSTRADOR DE SPT.....	25
FIGURA.14. AMOSTRA NO AMOSTRADOR DE SPT.	28
FIGURA.15. PROCESSO PARA DETERMINAR O TEOR EM ÁGUA: A) PESO DA CÁPSULA; B) ADIÇÃO DA AMOSTRA NA CÁPSULA; C) PESAR O CONJUNTO; D) COLOCAR A AMOSTRA NA ESTUFA PARA SECAGEM (FERREIRA, 2021).	29
FIGURA.16. CURVA GRANULOMÉTRICA DA AMOSTRA DO FURO DE SONDAGEM B01.	31
FIGURA.17. DIAGRAMA TRIANGULAR DE FARET (FERNANDES, 1994).	32
FIGURA.18. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE LIQUIDEZ.....	33
FIGURA.19. DETERMINAÇÃO DO LIMITE DE PLASTICIDADE.	34
FIGURA.20. CARTA DE PLASTICIDADE UTILIZADA NA CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS FINOS	39
FIGURA.21. LOCALIZAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM.....	45
FIGURA.22. VARIAÇÃO DO N_{60} COM A PROFUNDIDADE.	47
FIGURA.23. HISTOGRAMA DE FREQUÊNCIA DE N_{60} E A COMPACIDADE.	49
FIGURA.24. CURVAS GRANULOMÉTRICAS DAS AMOSTRAS ANALISADAS.	55
FIGURA.24. CURVAS GRANULOMÉTRICAS DAS AMOSTRAS ANALISADAS (CONT.).....	56
FIGURA.25. CARTA DE PLASTICIDADE DE ARTUR CASAGRANDE.....	62
FIGURA.26. N_{60} VS GRANULOMETRIA VS PROFUNDIDADE	67
FIGURA.27. N_{60} VS LIMITES DE CONSISTÊNCIA VS PROFUNDIDADE.....	70
FIGURA.28. N_{60} VS TEOR EM ÁGUA VS PROFUNDIDADE.....	73
FIGURA.29. N_{60} VS TEOR EM ÁGUA VS GRANULOMETRIA VS LIMITES DE CONSISTÊNCIA VS PROFUNDIDADE.	76

Índice de tabelas

Tabela 3.1. Resumo dos trabalhos realizados.....	24
Tabela 3.2. Fatores corretivos de NSPT relacionados com o comprimento das varas, diâmetro do furo e tipo de amostrador (Skempton, 1986).....	26
Tabela 3.3. Fator corretivo de N_{SPT} relacionado com a tensão efetiva de recobrimento (Skempton, 1986).....	27
Tabela 3.4. Correlação entre SPT, consistência das argilas e a resistência à compressão simples (Skempton, 1986).....	27
Tabela 3.5. Avaliação dos parâmetros de resistência e de deformidade em função do SPT (correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).....	28
Tabela 3.6. Frações granulométricas do solo (Sistema de Atterberg) (Oliveira et al, 1992).....	30
Tabela 3.7. Classificação quanto à plasticidade conforme Jenkins citado por Caputo (1974)....	35
Tabela 3.8. Classificação dos solos argilosos quanto à consistência (Fernandes, 2011).....	36
Tabela 3.9. Classificação Unificada dos Solos (Fernandes, 1994).....	37
Tabela 3.10. Classificação Unificada dos Solos (Fernandes, 1994).....	41
Tabela 4.1. Correção dos valores de SPT.....	46
Tabela 4.2. Frequência para as diferentes compacidades.....	48
Tabela 4.3. Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais.....	50
Tabela 4.4. Resultados da análise granulométrica das amostras estudadas.....	53
Tabela 4.5. Teor de humidade (W).....	58
Tabela 4.6. Limites de consistência das amostras recolhidas.....	59
Tabela 4.7. Classificação geotécnica dos solos analisados.....	63
Tabela 4.8. Análise entre N_{60} e Granulometria.....	65
Tabela 4.9. Análise entre N_{60} e Limites de Consistência.....	69
Tabela 4.10. Análise entre N_{60} e Teor de humidade.....	72
Tabela 4.11. Análise entre N_{60} , teor em água, granulometria e limites de consistência.....	75

Índice de acrónimos ou abreviaturas

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ASTM – American Society for Testing and Materials

CB – Fator de correção do comprimento das varas

Cc - Coeficiente de curvatura

CE – Fator de correção relacionado com a energia de cravação

C_N – Fator de correção relacionado com a tensão efetiva de recobrimento

CR – Fator de correção do diâmetro do furo

CS – Fator de correção do tipo de amostrador

Cu - Coeficiente de uniformidade

Diâmetro efetivo (D₁₀) – diâmetro dos grãos a que corresponde 10% de passados

D₆₀ – diâmetro dos grãos que corresponde 60% de passados

D₃₀ – diâmetro dos grãos que corresponde 30% de passados

E – Modulo de elasticidade

ISRM – International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering

IC – índice de consistência

IP – Índice de plasticidade

IR – Índice de retração

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de plasticidade

LR – Limite de retração

LNEC: Laboratório Nacional de Engenharia Civil

NP – Norma Portuguesa

N_{SPT} – Valores das pancadas

N_{60} – Correção dos N_{SPT} para as argilas

$N_{1(60)}$ – Correção dos N_{SPT} para as areias

N_{SPT} – Número de pancadas realizadas no ensaio SPT

SPT – Standard Penetration Test

q_c – Resistência à compressão simples

Φ – Ângulo de atrito interno

ω – Teor em água

W_w – Massa de água contida em certo volume de solo

W_s – Massa de água da parte sólida existente num certo volume de solo

γ = Peso específico natural do solo

γ_{sat} - O peso específico de um solo saturado

γ_d - O peso específico de um solo seco

Capítulo I

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

A Formação Quelo (Quaternário), uma das formações que afloram na cidade de Luanda, Angola, é constituída por arenitos de origem continental de granulometria fina a média, normalmente mal calibrada. Este solo apresenta uma cor tipicamente castanha-avermelhada, a qual é induzida pelas características ferrosas do meio aquático em que se depositou. Na realidade, esta formação constitui a unidade estratigráfica mais recente da evolução geodinâmica da Bacia do Kwanza, sendo tradicionalmente considerada uma unidade constituída por depósitos que se formou por fortes períodos erosivos e que foram distribuídos ao longo de toda a extensão da bacia sedimentar (Carta Geológica de Luanda à escala 1:25 000, disponibilizada pela Faculdade de Ciências da Universidade Agostinho Neto).

Os solos vermelhos, como usualmente são denominados, são amplamente utilizados em obras de engenharia, como sendo bons solos de fundação, e como tal são comumente aplicados, por exemplo, em aterros, sub-base de estradas e solo de fundação para edifícios. No entanto, tem-se verificado ao longo do tempo que algumas obras apresentam problemas estruturais, associados à aplicação deste tipo de solo, devendo-se principalmente à sua utilização negligente devido à sua avaliação ser apenas macroscópica, ignorando-se a sua constituição e compacidade. Adicionalmente e como referido anteriormente, os solos vermelhos apresentam uma grande variabilidade granulométrica, conferindo-lhe distintas características geotécnicas, principalmente no que diz respeito à sua compactação. Neste sentido, torna-se crucial que antes da sua aplicação seja efetuado um estudo pormenorizado quanto às suas características geológicas e geotécnicas de forma a evitar problemas futuros.

A elaboração de um projeto de engenharia é antecedida por um estudo geológico-geotécnico a fim de obtermos um projeto adequado às características naturais do terreno e à finalidade da obra, assegurando a integridade da mesma. Na realidade, tendo por base o conhecimento das características do solo é possível utilizá-lo de forma adequada e eficiente evitando danos futuros nas estruturas e custos adicionais para a sua correção. Posto isto, torna-se evidente a necessidade de se realizar estudos de prospeção geotécnica ao terreno afeto para as futuras instalações.

A prospeção geotécnica pode ser efetuada utilizando diferentes tipos de testes, nomeadamente furos de sondagem com ensaios SPT. Os ensaios SPT consistem em ensaios de penetração, designados por *Standard Penetration Test*. A partir dos valores obtidos neste ensaio é possível caracterizar um solo incoerente quanto à sua compacidade relativa e um solo coerente quanto à sua consistência e resistência. Empiricamente, podemos determinar outras características

geotécnicas, tais como a resistência à compressão simples (q_c), o ângulo de atrito interno (Φ), o peso específico natural do solo (γ) e o módulo de elasticidade (E). É de salientar que estes valores têm apenas caráter indicativo, uma vez que são correlações empíricas e a sua utilização está limitada a estudos preliminares.

Adicionalmente, os estudos de caracterização física e mecânica dos solos implicam a integração de diferentes tipos de parâmetros, assim sendo é frequente efetuar uma análise multiparamétrica utilizando dados de ensaios realizados no campo, tais como os ensaios SPT e dados de ensaios laboratoriais, nomeadamente de granulometria, limites de Atterberg, percentagem de humidade natural, ensaios que vão ser analisados neste documento. Para que o estudo fique mais consistente é importante salientar que é de todo interesse que nestes trabalhos o geólogo e o engenheiro tenham uma colaboração íntima num sentido objetivo e prático (António Falcão – Palestra “Evolução geológica da região de Luanda”).

1.2 Objetivos

Tendo como problema A Formação Quelo apresenta-se como problemática no âmbito da geotecnia devido às suas diferentes características faciológicas, o que implica a formação de diferentes tipos de solos. Assim sendo, conhecer a suas variações faciológicas será importante para compreender as suas implicações em futuras implantações de obras de engenharia.

O presente documento tem como objetivo estabelecer uma correlação entre as características geológicas e geotécnicas do solo obtidas em laboratório e em campo. Sendo o principal objetivo a construção de um ábaco, onde venha espelhada esta correlação, o que permitirá prever, de forma mais rápida, o seu comportamento quando sujeito a diferentes capacidades de suporte.

1.3 Organização da dissertação

A estrutura da apresentação deste trabalho será composta por cinco capítulos, nomeadamente:

Capítulo 1: Abordará os aspetos gerais tais como a introdução ao estudo pretendido, os objetivos que guiaram o estudo realizado e a estrutura da dissertação;

Capítulo 2: Fundamentação teórica onde compreenderá uma síntese da caracterização geológica dos solos vermelhos, sua aplicabilidade e riscos. Apresentará os aspetos teóricos (como definições e ilustrações relacionadas com o tema), a descrição dos diversos procedimentos de campo e laboratoriais;

Capítulo 3: Apresentará as metodologias e técnicas escolhidas para o estudo a realizar;

Capítulo 4: Apresentará todos os dados de campo, resultados de laboratório, a sua análise e interpretação;

Capítulo 5: Apresentará as considerações finais relativas às conclusões e recomendações do estudo.

Capítulo II

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. CARATERIZAÇÃO GEOLÓGICA DOS SOLOS

Os solos vermelhos, como habitualmente são designados, são amplamente utilizados nas obras de engenharia em Angola. Quando perante este tipo de solos nunca se sabe exatamente quais as suas características específicas, uma vez que este poderá apresentar diferentes combinações, isto é, pode estar sob a forma de areia fina siltosa apresentando alguma percentagem de argila. As variações das proporções das diferentes granulometrias, pode alterar as características da areia no seu tamanho e a quantidade da ocorrência na amostra de argila e silte. Assim, a sua caracterização é, neste documento, o principal objetivo.

2.1.1 Génese dos solos vermelhos

Segundo os geólogos do petróleo, as areias vermelhas correspondem a depósitos aluvionares e deltaicos ou marinhos litorais (Verrier, 1953), para consolidar a teoria da origem marinha, o mesmo autor refere que Reinecke encontrou no interior das areias do Quelo concreções ferruginosas que continham no seu interior moluscos marinhos.

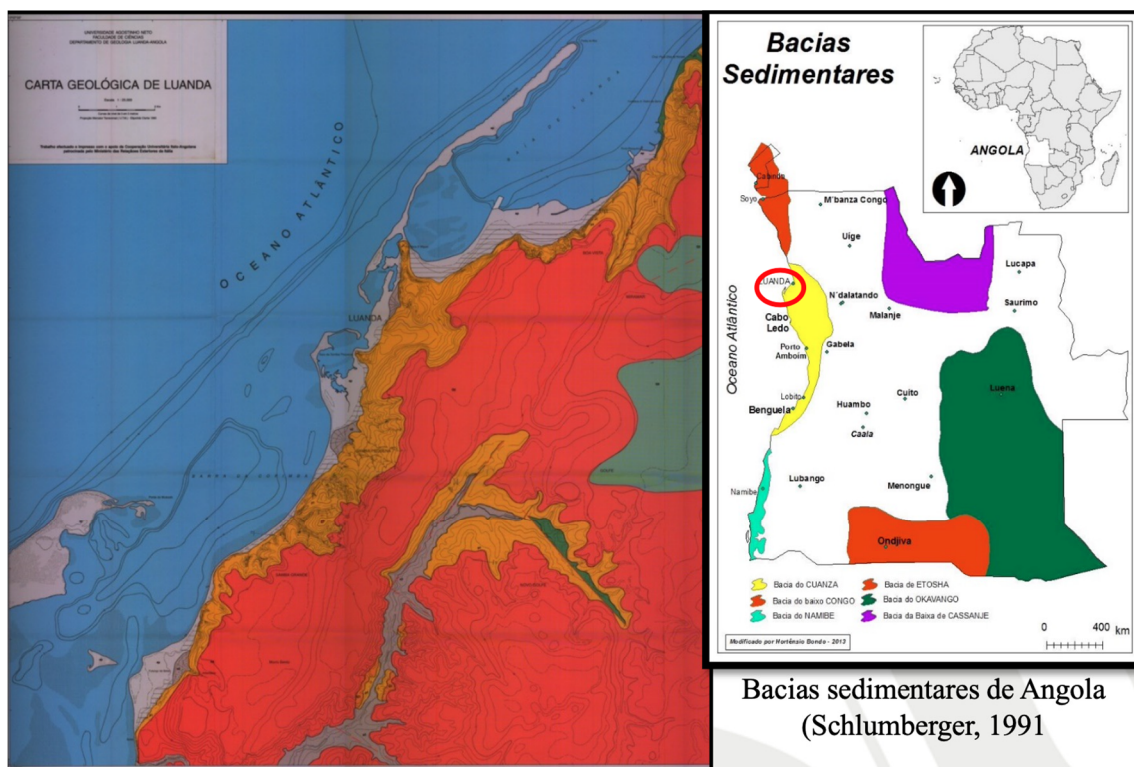


Figura.1. Excerto da Carta Geológica de Luanda à escala 1:25 000 da Faculdade de Ciências da Universidade Agostinho Neto.

De acordo com a figura 1, do ponto de vista de geologia de engenharia, as formações da zona de Luanda podem agrupar-se do seguinte modo:

Quaternário

- Ilhas, praias e aluviões
- Cordões litorais
- Formação Cazenga
- Formação Musseque ou Quelo

Paleogénico-Neogénico:

- Formação Luanda
- Formação Cacuaco
- Formação Quifangondo

A sucessão estratigráfica da zona de Luanda que se assenta sobre o soco Pré-câmbrio vem exposta de forma sintética no esquema da figura 2.

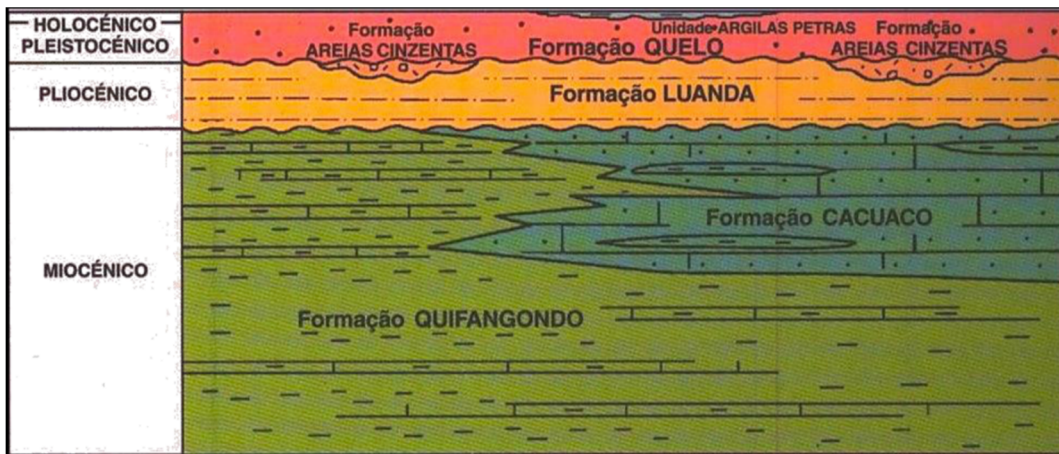


Figura 2. Excerto da coluna litostratigráfica das formações presentes na zona de Luanda (Carta Geológica à escala 1:25 000 da Faculdade de Ciências da Universidade Agostinho Neto).

A Formação Quelo (formação que compreende as areias vermelhas – em estudo), de acordo com a Folha nº 1 da Carta Geológica de Angola à escala 1:1 000 000 (ING, 1988), é do Cenozoico, período Quaternário e época Holocénico, pleistocénico, caracterizada litologicamente por areias, argilas e laterites como mostra a figura 3.

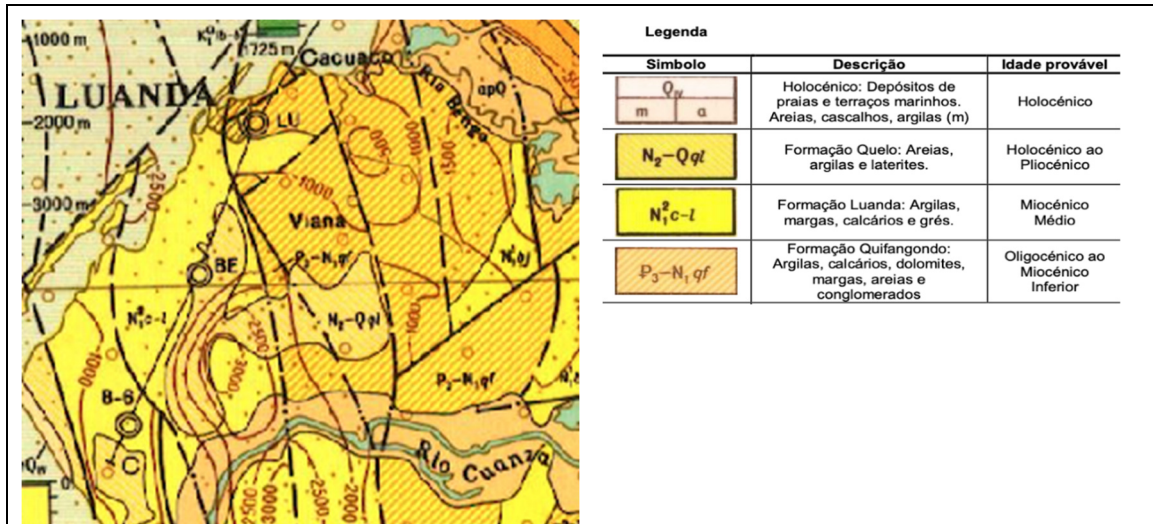


Figura.3. Excerto da carta geológica de Angola à escala 1:1000000 – Folha no 1 (ING, 1988).

2.1.2 Caracterização

A Formação Quelo, segundo *Soares de Carvalho*, é constituída por areias marinhas, de granulometria média e fina, muito bem calibradas. Em meio continental deu-se posteriormente fenómenos de revolvimento e alteração, o que originaram a rubificação das areias em profundidade desenvolvendo-se uma fração argilosa constituída por caulinite, ilite e óxidos de ferro (geotite e hematite), sendo estes últimos os que dão a cor castanha avermelhada à formação (Figura 4)

A espessura desta formação é variável, desde alguns centímetros a 17 metros e segundo dados fornecidos por Brognon & Verrier (1955) podem atingir 50 metros ou mais (Figura 4).

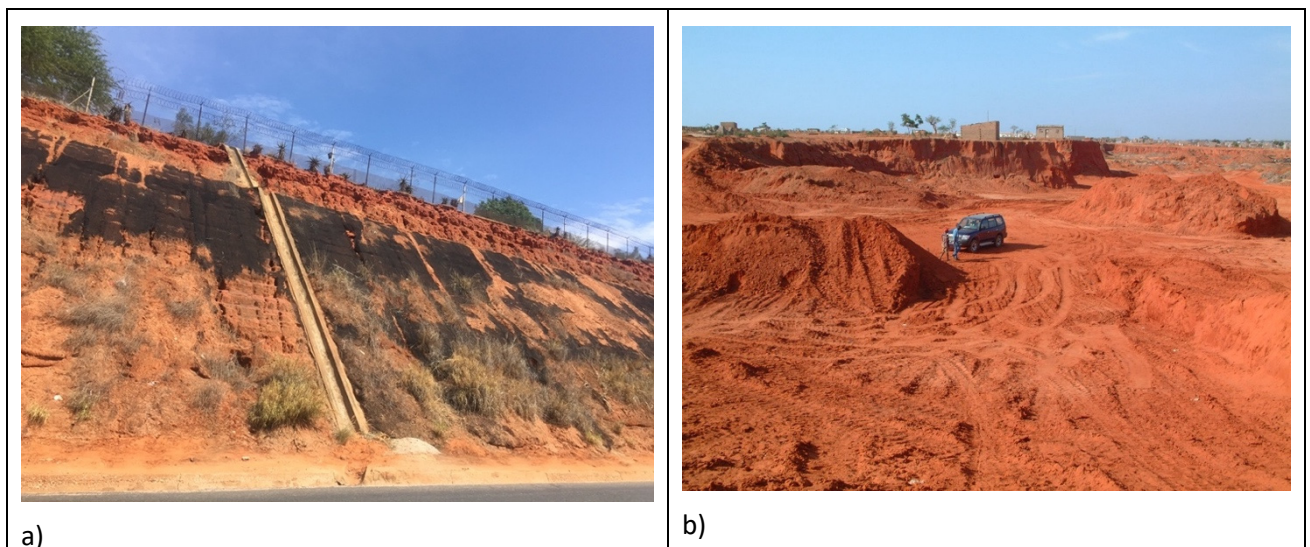


Figura 4. a) Costeira - Encosta na estrada da Samba – Luanda, b) Interior – Urbanização Nova Vida - Luanda.

As areias vermelhas são compostas granulometricamente por cerca de 75% de partículas arenosas, 1% a 5% de partículas siltsosas e 8% a 20% de partículas argilosas, sendo que as partículas arenosas e siltsosas têm uma composição mineralógica idêntica, à base de quartzo e feldspatos (Silva, 1965, 1970).

Segundo a Classificação unificada, as areias vermelhas podem considerar-se como solos arenoargilosos (SC) ou areno-siltosos (SM). Em caso de ambiguidade usa-se frequentemente o duplo símbolo (SM-SC) ou (SC-CM) (Silva, J.A.H & Gomes Teixeira, J.A.P. 1973).

Apesar de parecer uniforme, apresenta variações significativas no que diz respeito à percentagem de finos e plasticidade (Figura 5).



Figura.5. Amostra de “areias vermelhas”.

2.1.3 Aplicabilidade e riscos

Apesar de grande utilização nas obras de engenharia, esta formação no domínio da geologia da engenharia é conhecida por ser colapsável ou instável, resultante dos fenómenos de revolvimento e do estado de dessecação das areias.

O comportamento colapsável destes solos já foi demonstrado a partir da realização de ensaios de carga em placa e estacas (Novais Ferreira & da Silva, 1961) e com ensaios edométricos múltiplos (Silva, 1970, 1971). Estes ensaios mostraram que os solos quando secos podem

suportar cargas relativamente elevadas e sem sofrerem praticamente grandes assentamentos, mas quando encharcados assentam drasticamente, como demonstrado na figura 6.



Figura.6 Aplicabilidade e riscos.

Segundo Silva (1971), estes assentamentos são devidos à rutura das ligações intergranulares, mas Novais-Ferreira & Silva (1961) defendem que é a instabilidade volumétrica destes solos que leva à redução das cargas admissíveis para fundações diretas.

Apesar da elevada resistência do solo com humidade natural em tempo seco é importante não esquecer a sua grande permeabilidade em estado natural, que quando encharcado perde a sua resistência e a sua capacidade de suporte

2.2 Prospecção Geotécnica

A prospecção geotécnica é um conjunto de operações realizadas no local de uma futura obra de engenharia e que tem como objetivo determinar a natureza e características do terreno, incluindo acidentes que possam afetar a obra, de modo que esta seja projetada e construída de forma adequada às condições existentes.

A prospecção consiste na aplicação dos vários métodos e técnicas disponíveis de modo a conseguir um acesso direto ou indireto ao terreno que permita a obtenção de perfis do terreno com informação geológico-geotécnica, incluindo neste processo ensaios “in situ” com recolha de amostras representativas dos solos, perturbadas ou inalteradas, que permitam a sua caracterização diretamente ou após ensaios laboratoriais

2.2.1 Métodos diretos de prospeção geotécnica

As sondagens são métodos invasivos de investigação geológico-geotécnica que permitem o acesso direto ao material a estudar com a possibilidade da observação visual e tátil do maciço.

Através de retirada de testemunhos ao longo da perfuração é possível definir com precisão a caracterização das variações litológicas, as estruturas geológicas e as características geotécnicas do material (Oliveira & Brito, 1998).

Os furos podem ser abertos por percussão ou por rotação. No processo à percussão e conforme indicações das especificações LNEC – E218-1968, refere que *“neste processo, o terreno é desagregado ou fragmentado por percussão de um trépano suspenso por um cabo ou ligado a extremidade das varas de sondagem, e a sua extração é realizada por colheres (limpadeiras) ou outras ferramentas apropriadas. Os furos assim abertos podem requerer ou não tubagem de revestimento. Quando necessário, deve introduzir-se água no furo para facilitar a escavação.”* (Figura 7).



Figura.7 Sonda SPT à percussão.

Os furos abertos à rotação são fundamentalmente utilizados em solos rijos e terrenos rochosos. É obtida a amostra através da ação cortante de uma coroa circular. O testemunho é recolhido e transportado até à superfície através do chamado barrilete (amostrador que retém os detritos resultantes da ação cortante), para sua caracterização (Figura 8).



Figura.8 Sonda rotativa.

2.2.2 Ensaios “in situ”

⇒ *Ensaios de Penetração Dinâmica SPT*

Este ensaio surgiu perante a dificuldade que se tinha em obter amostras inalteradas nas areias. Procurou-se utilizar a informação fornecida pela cravação do amostrador no fundo da sondagem. O enorme volume de resultados obtidos com este método, permitiu a Terzaghi em 1925 apresentar este método como padrão (Coelho, 1996).

O ensaio SPT é um ensaio expedito frequentemente utilizado em todos os países do mundo, em solos não consolidados e incoerentes, geralmente constituídos por materiais arenosos, tendo como objetivo obter índices de resistência à penetração do solo de um amostrador padronizado. Este ensaio é executado no desenvolvimento da sondagem, normalmente, a cada 1,5 metros de perfuração ou sempre que surja mudança de litologia.

Na execução do ensaio, o furo deve estar limpo e no caso de as paredes do furo apresentarem instabilidade este tem de ser revestido de tal modo que a sua extremidade inferior nunca fique a menos de 0,10 metros da cota de ensaio.

O amostrador deve ser apoiado suavemente no fundo do furo na cota desejada. Os eixos de simetria do martelo e da composição de hastes e amostrador devem ser rigorosamente coincidentes.

O ensaio de penetração consiste na cravação do amostrador através de um martelo de 65kg, caindo livremente a uma altura de 0,75 metros.

O modo de realização do ensaio tem grande influência sobre os resultados, ficando dependente da experiência do operador, do equipamento de acionamento da massa, das varas, das diferentes normas e práticas específicas em uso em cada país.

Obtém-se neste ensaio o valor de N que representa o número de pancadas nos últimos 30 cm de ensaio, ou seja, representa a resistência à penetração do amostrador e que por correlações empíricas pode-se obter outros parâmetros geotécnicos, tais como o ângulo de atrito, coesão e tensão admissível.

Define-se por *nega*, quando o amostrador não penetrar 15 cm para 60 pancadas na primeira fase ou 30 cm com 60 pancadas na soma das segunda e terceira fases. Quando se atinge a *nega* anota-se a penetração conseguida para as 60 pancadas.

O número máximo de pancadas admissível para cada fase do ensaio varia segundo os países e as normas utilizadas como por exemplo:

- Em Portugal – 60 pancadas,
- Norma ASTM 1586-99 – 10 pancadas,
- Norma Europeia (EM ISO 22476-3) – 50 pancadas; 100 para rochas brandas,
- Hong Kong, em perfis de alterações de granitos – 250 pancadas e
- Em Angola – 60 pancadas

2.2.3 Ensaio de laboratório

Os ensaios de laboratório realizados nas amostras recolhidas nos testemunhos de sondagem têm como finalidade a determinação das suas propriedades básicas e caracterização física e mecânica, fornecendo assim informações importantes no que se refere ao seu comportamento.

2.2.3.1 Teor em água

O teor em água nos solos é a relação expressa em percentagem entre a massa de água que se evapora do provete, por secagem na estufa a uma determinada temperatura, e a massa seca das partículas sólidas (Fernandes, 2011).

Este ensaio deve ser realizado o mais rapidamente possível, após a receção das amostras para que estas não percam a sua humidade natural.

O teor em água nos solos influencia a sua resistência e compactação, fatores estes que podem provocar alterações na estabilidade e trabalhabilidade do solo em obra.

Estas variações do teor em água são mais relevantes em solos com teores elevados em finos comparativamente com os granulares.

2.2.3.2 Análise granulométrica

A distribuição por dimensão dos grãos é a propriedade mais importante em solos granulares, que se pode traduzir na curva granulométrica, a qual é comumente definida através da peneiração dos solos de grãos mais grosseiros e dos grãos mais finos por sedimentação, em ensaios com metodologias normalizadas.

A análise granulométrica é representada graficamente por uma curva que espelha as dimensões das partículas do solo e as proporções relativas em que elas se encontram. A curva granulométrica é definida por pontos num diagrama semilogarítmico, em que no eixo das abcissas estão as dimensões das partículas e no eixo das ordenadas as percentagens dessas dimensões das partículas (Caputo, 1998).

2.2.3.3 Consistência dos solos

Estes ensaios permitem determinar os limites de consistência do solo. Numa amostra constituída predominantemente por argilas se se for reduzindo gradualmente o teor em água, a mistura das argilas com água passa do estado líquido para um estado plástico e no final para um estado sólido. Os teores em água correspondem às transições de um estado para outro. Estes teores em água são designados por limites de *Atterberg*, nome do autor sueco que primeiro os definiu.

Um solo pode apresentar-se em diferentes estados físicos, dependendo do teor em água que possui, pode apresentar-se desde o estado líquido ao sólido, passando por estados intermédios de plástico e semissólido. Em estado líquido, o solo não apresenta forma própria podendo adaptar a sua forma ao recipiente que o contém. É moldável, com mais ou menos esforço, quando o solo está em estado plástico, já em estados sólidos e semissólidos a amostra tem forma própria não podendo ser moldada.

A separação destes três estados físicos correspondem a três teores em água que são os limites de Atterberg:

- Limite de liquidez (LL) corresponde à separação entre os estados líquido e plástico;
- Limite de plasticidade (LP) corresponde à separação entre os estados plástico e semissólido;
- Limite de retração (LR) corresponde à separação dos estados semissólido e sólido.

Os índices de consistência são medidos através da amplitude de variação dos teores em água de um solo:

- Índice de plasticidade (IP) – $IP = LL - LP$
- Índice de retração (IR) – $IR = LP - LR$

A figura 9 representa os conceitos atrás definidos numa escala decrescente de teores em água.

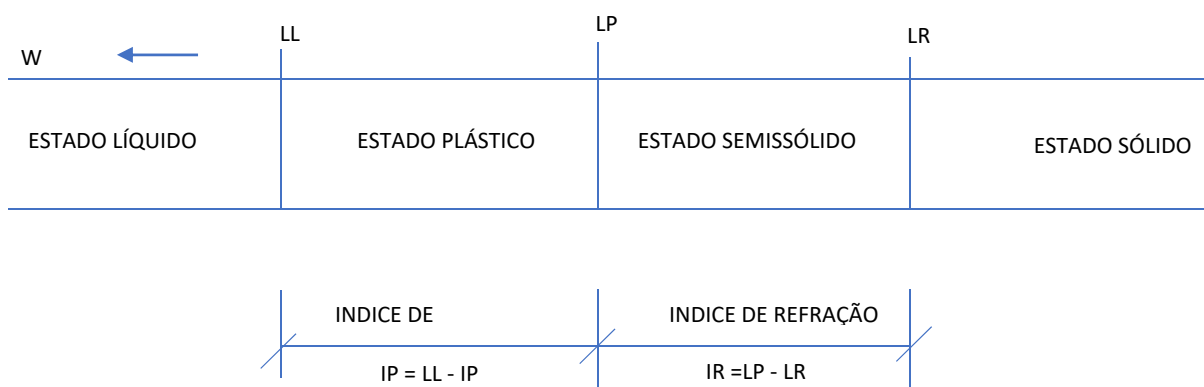


Figura.9 Limites de Atterberg.

Capítulo III

3. METODOLOGIAS E TÉCNICAS

Para a implementação de qualquer obra de Engenharia Civil é fundamental o conhecimento do terreno afeto à obra. A obtenção deste conhecimento é efetuada recorrendo aos métodos da prospeção geotécnica, dos quais os que foram utilizados no presente trabalho são as sondagens mecânicas com ensaios de SPT ao longo da execução do furo e recolha das amostras que saem no amostrador de SPT para a sua caracterização laboratorial.

A metodologia de trabalho consistiu na seguinte estrutura:

- Recolha bibliográfica sobre o problema da dissertação;
- Recolha dos dados existentes de estudos realizados em Luanda onde se encontraram solos vermelhos;
- Confirmação da existência de ensaios laboratoriais das amostras de solo vermelho da Formação Quelo;
- Seleção de toda a informação de tal forma a chegar-se às 37 amostras estudadas no presente trabalho.

Este trabalho foi desenvolvido com material recolhido ao longo de anos de trabalho realizado pela empresa Geoplano Sondagens, Lda (desde 2006).

3.1 Recolha de informação

No presente trabalho foram utilizados, tal como referido anteriormente, dados disponibilizados pela empresa Geoplano, Sondagens, Lda dos estudos realizados na área de Luanda, onde estão envolvidos os solos vermelhos. Assim foram utilizados os seguintes dados:

- Dados cartográficos: cartas geológicas (Carta geológica de Luanda à escala 1:25 000) e Imagens do *Google Earth* para a localização das amostras estudadas;
- Dados bibliográficos: trabalhos realizados sobre a Formação Quelo, mais especificamente sobre os solos vermelhos;
- Dados geotécnicos: referentes às sondagens realizadas, ensaios “in situ” e ensaios de laboratório às amostras selecionadas para o estudo.

3.2 Plano de prospeção

Com o objetivo de identificar e caracterizar o elemento de estudo, a Formação Quelo, elaborou-se um plano de prospeção a partir da análise da Carta Geológica de Luanda à escala 1:25 000 (Faculdade de Ciências da Universidade Agostinho Neto, 1971) (Figura 10), possibilitando o conhecimento das áreas da Formação Quelo, para a melhor seleção dos pontos de amostragem.

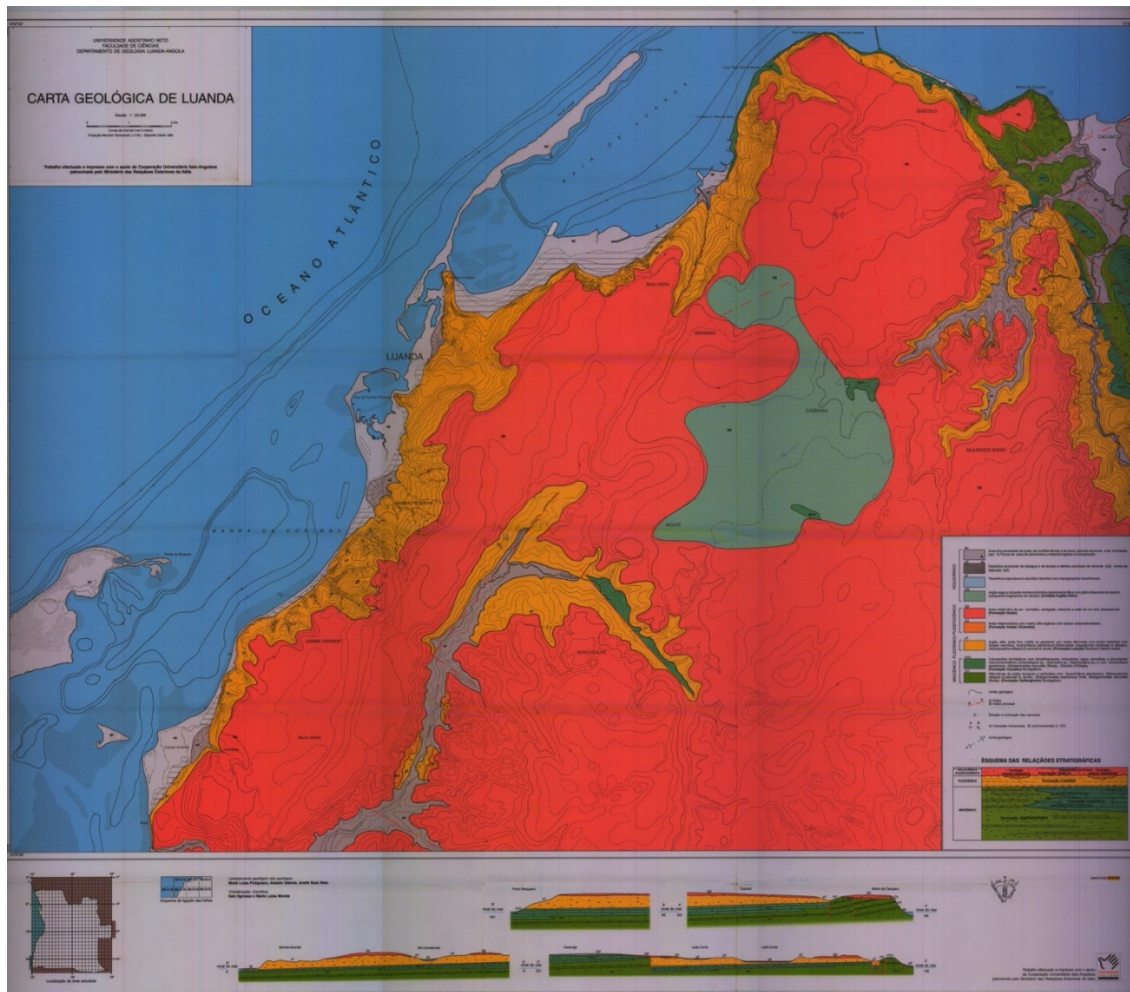


Figura.10 Carta Geológica de Luanda (Universidade Agostinho Neto, Faculdade de Ciências, 1971)

3.3 Prospecção Geotécnica

3.3.1 Sondagens

A campanha de sondagens na região de Luanda foi desenvolvida desde 2006. Os trabalhos foram realizados por equipas de sondagens constituídas, normalmente, por três sondadores, em que um será o sondador principal.

O trabalho de campo consistiu no acompanhamento das sondagens e ensaios “in situ”.

O estudo consistiu na realização de 22 furos de sondagem, acompanhadas da realização de ensaios de penetração dinâmica SPT (Figura 11). A profundidade máxima das areias vermelhas (objeto de estudo) foi de 10,50 metros. Na tabela do anexo 1 encontra-se a localização de cada um dos furos de sondagem e na tabela do anexo 2 encontra-se a descrição da sua litologia.



Figura.11 Trabalhos de prospecção.

O estudo dos solos vermelhos implicou a recolha de solo através do amostrador SPT (Figura 13), o qual foi posteriormente submetido a análises laboratoriais. A tabela 3.1 apresenta a listagem e a quantidade dos trabalhos realizados.

Tabela 3.1. Resumo dos trabalhos realizados.

Trabalhos realizados		Unidade	Quantidade
Prospecção Geotécnica	Sondagens à rotação	Un.	22
		Metros	352,45
Ensaio “ <i>in situ</i> ”	Ensaio de penetração dinâmica SPT	Un.	246
Ensaio Laboratoriais	Amostras de solo remexidas	Un.	37
	Teor de Humidade	Un.	16
	Análise Granulométrica p/ Peneiração	Un.	37
	Limites de Consistência	Un.	37

3.3.2 Ensaio “*in situ*”

3.3.2.1 Ensaio de penetração dinâmica SPT

O ensaio SPT (Figura 12) consiste na cravação de uma ponteira padrão (normalizada), através da aplicação de uma energia dinâmica, produzida pela queda de um pilão. A altura de queda e o peso do pilão são igualmente medidas padrão: o pilão tem um peso de 63,5 Kgf, sendo a altura de queda de 76cm (Skempton, 1986). O furo de sondagem, é limpo de quaisquer detritos, antes do início do ensaio, de modo a permitir que o amostrador possa ser encostado ao terreno natural sem perturbação. O amostrador (Figura 13), ligado a um conjunto de varas, é descido até à profundidade de execução do ensaio. O amostrador é um tubo constituído por dupla cana de aço com um comprimento de 457 mm, e diâmetros exterior e interior de 51 mm e 35 mm, respetivamente. O ensaio inicia-se anotando o nº de pancadas necessárias para a penetração de 3 fases de 15 cm, registando-se o número de pancadas necessárias para a penetração de cada fase de ensaio. Quando o amostrador não penetrar 15 cm para 60 pancadas, na primeira fase, ou 30 cm com 60 pancadas, na soma das segunda e terceira fases, anota-se a penetração conseguida para as 60 pancadas. Em linguagem corrente diz-se que se obteve uma “nega”. Após concluído o ensaio, o amostrador é aberto pelo operador, sendo registada a caracterização visual da amostra, eventuais zonas de transição, espessura do horizonte onde foi recolhida a amostra, etc. Os 30 cm finais do horizonte onde foram recolhidas as amostras são acondicionados em recipientes fechados, sendo anotado, em etiquetas colocadas no exterior do recipiente, o Nº e

a designação da obra, a data e designação da sondagem e a profundidade de recolha da amostra, bem como os resultados do ensaio (nº de pancadas nas diferentes fases e respetivas penetrações).



Figura.12 Realização dos ensaios de SPT.

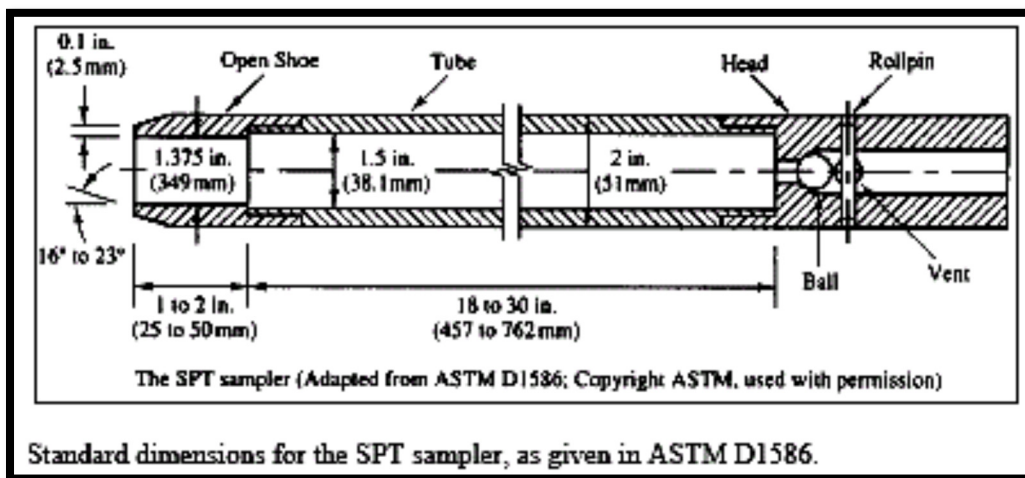


Figura.13 Amostrador de SPT.

Os valores do número de pancadas são posteriormente corrigidos tendo em consideração a eficiência do equipamento utilizado para o ensaio, o comprimento das varas, o diâmetro do furo, o tipo de amostrador, tensão efetiva de recobrimento e as condições e tipo de solo atravessado, que no caso do atual estudo são as areias vermelhas.

Os valores das pancadas (N_{SPT}) são corrigidos para valores N_{60} , para solos argilosos, e $N_{1(60)}$ para materiais arenosos, segundo as equações 3.1 e 3.2 (Skempton, 1986):

$$N_{60} = C_E \times C_R \times C_B \times C_S \times N_{SPT} \quad [3.1]$$

$$N_{1(60)} = N_{60} \times C_N \quad [3.2]$$

Onde,

CE é o fator de correção relacionado com a energia de cravação ($CE = ERr/60$), ERr é a eficiência. Considerou-se para efeitos de normalização uma eficiência de 60% para o sistema de cravação, isto é, só 60% da energia potencial (produto da massa pela altura de queda do pilão) atinge o extremo inferior do equipamento. Os equipamentos com dispositivo de disparo automático do pilão apresentam uma eficiência da ordem dos 60%;

CR é o fator de correção do diâmetro do furo (Tabela 3.2);

CB é o fator de correção do comprimento das varas (Tabela 3.2);

CS é o fator de correção do tipo de amostrador (Tabela 3.2);

N_{SPT} é o número de pancadas realizadas no ensaio SPT;

C_N é o fator de correção relacionado com a tensão efetiva de recobrimento. O fator de correção C_N não é aplicável para os solos argilosos (Tabela 3.3).

Tabela 3.2 Fatores corretivos de NSPT relacionados com o comprimento das varas, diâmetro do furo e tipo de amostrador (Skempton, 1986).

Comprimento das varas (m)	CB	Diâmetro do Furo (mm)	CR	Tipo de Amostrador	CS
> 10	1,00	65 – 115	1,00	Amostrador bipartido	1,0
6 – 10	0,95	150	1,05		
4 – 6	0,85	200	1,15	Amostrador inteiro	1,2
3 – 4	0,75				

Tabela 3.3. Fator corretivo de N_{SPT} relacionado com a tensão efetiva de recobrimento (Skempton, 1986).

Tipo de areia	Compacidade relativa ID (%)	C_N
Normalmente consolidadas	40 – 60	$2/(1 + \sigma'_v)$
	60 – 80	$3/(2 + \sigma'_v)$
Sobre consolidadas	> 80	$1,7/(0,7 + \sigma'_v)$
Observações: Tensão efetiva de recobrimento em kPa x 10-2: $\sigma'_v = (\gamma' \times z)/100$. Admitiram-se como valores padrão $\gamma_d = 17kN/m^3$ e $\gamma_{sat} = 20 kN/m^3$ tendo em consideração a posição do nível piezométrico. Os valores de C_N superiores 2,0 não são recomendáveis e foram excluídos.		

Através de métodos empíricos é possível obter a resistência à compressão simples (q_u e q_c), com os resultados dos ensaios SPT que podem ser relacionados com a consistência das argilas e a compacidade das areias, como mostram as tabelas 3.4 e 3.5.

Tabela 3.4. Correlação entre SPT, consistência das argilas e a resistência à compressão simples (Skempton, 1986).

Consistência	N (SPT)	q_u (kPa)	Tensão admissível (kg/cm ²)
Muito Mole	< 2	< 30	< 0,3
Mole	2 a 4	30 a 50	0,3 – 0,50
Média	4 a 8	50 a 100	0,5 – 1,0
Duro	8 a 15	100 a 200	1,0 – 2,0
Muito Duro	15 a 30	200 a 400	2,0 – 4,0
Rijo	>30	>400	> 4,0
qu – Resistência à compressão simples			

Tabela 3.5. Avaliação dos parâmetros de resistência e de deformidade em função do SPT
(correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

N (SPT)	Consistência	q_c (MPa)	Φ	γ (t/m ²)	E (t/m ²)	Tensão admissível (kg/cm ²)
< 4	Muito solto	< 2,5	29° a 32°	1,6	100 – 500	< 1
5 a 8	Solto	2,5 a 5	32° a 35°	1,8	500 – 1400	1 – 1,6
9 a 18	Medianamente Compacta	5 a 10	35° a 37°	1,9	1400 – 4000	1,8 – 3,6
19 a 40	Compacta	10 a 20	37° a 40°	2,0	4000 - 7000	3,8 – 8
>40	Muito Compacta	>20	40° a 42°	> 2,0	>7000	>8

Sendo: q_c = Resistência à compressão simples, Φ = Ângulo de atrito interno, γ = Peso específico natural do solo, E= Módulo de elasticidade.

3.3.3 Ensaios de laboratório

Quando fica retida amostra no amostrador de SPT recolhe-se os últimos 30 cm da amostra (Figura 14) e envia-se para laboratório para a realização de ensaios que irão permitir a sua identificação e caracterização, nomeadamente análise granulométrica, limites de Atterberg e teor em água.



Figura.14. Amostra no Amostrador de SPT.

3.3.3.1 Teor em água

O teor em água (ω) é a razão entre a massa de água (W_w) contida em certo volume de solo e a massa da parte sólida (W_s) existente nesse mesmo volume, expressa em percentagem (Fernandes, 2011). A determinação do teor em água realizou-se com base nos procedimentos que constam na Norma Portuguesa (NP 84 – 1965) em que o método do procedimento do ensaio é o seguinte:

Numa cápsula de massa G_3 , coloca-se o provete e determina-se a massa G_1 do conjunto, em seguida introduz-se o conjunto na estufa a uma temperatura de $105^\circ\text{C} \pm 3^\circ\text{C}$, tempo suficiente para que pesagens consecutivas a cada 4 horas, a massa do conjunto cápsula – provete seja constante G_2 (proвете seco). O teor em água é expresso em percentagem e calculado de acordo com a equação 3.3.

$$\omega(\%) = 100 \times \frac{G_1 - G_2}{G_2 - G_3} \quad (3.3)$$

Onde:

- ω - Teor em água (%);
- G_1 – Massa da cápsula (g)
- G_2 – Massa do conjunto (cápsula + provete) (g)
- G_3 – Massa do provete seco (g).

Na figura 15 apresentam-se as diferentes fases do método de determinação de teor em água.



Figura.15. Processo para determinar o teor em água: a) peso da cápsula; b) adição da amostra na cápsula; c) pesar o conjunto; d) colocar a amostra na estufa para secagem (Ferreira, 2021).

3.3.3.2 Granulometria

A composição granulométrica de um solo é a distribuição, expressa em percentagem, das partículas, de acordo com as suas dimensões. A fração grosseira e a fração fina foram separadas por via húmida, no crivo de malha 0,074 mm (peneiro nº 200). A fração grosseira, depois de seca em estufa a uma temperatura de 105°C, foi separada numa série de crivos da ASTM. Esta série de peneiros correspondem às classes granulométricas indicadas na tabela 3.6. Os resultados da análise são representados em curvas granulométricas como o exemplo do gráfico da figura 16.

Tabela 3.6. Frações granulométricas do solo (Sistema de Atterberg) (Oliveira et al, 1992).

Frações Granulométricas	Intervalo Dimensional
Argila	< 0,002 mm
Silte	0,002 mm – 0,05 mm
Areia	0,05 mm – 2 mm
Cascalho	2 mm – 2 cm
Calhau	2 cm – 20 cm
Matacão	> 20 cm

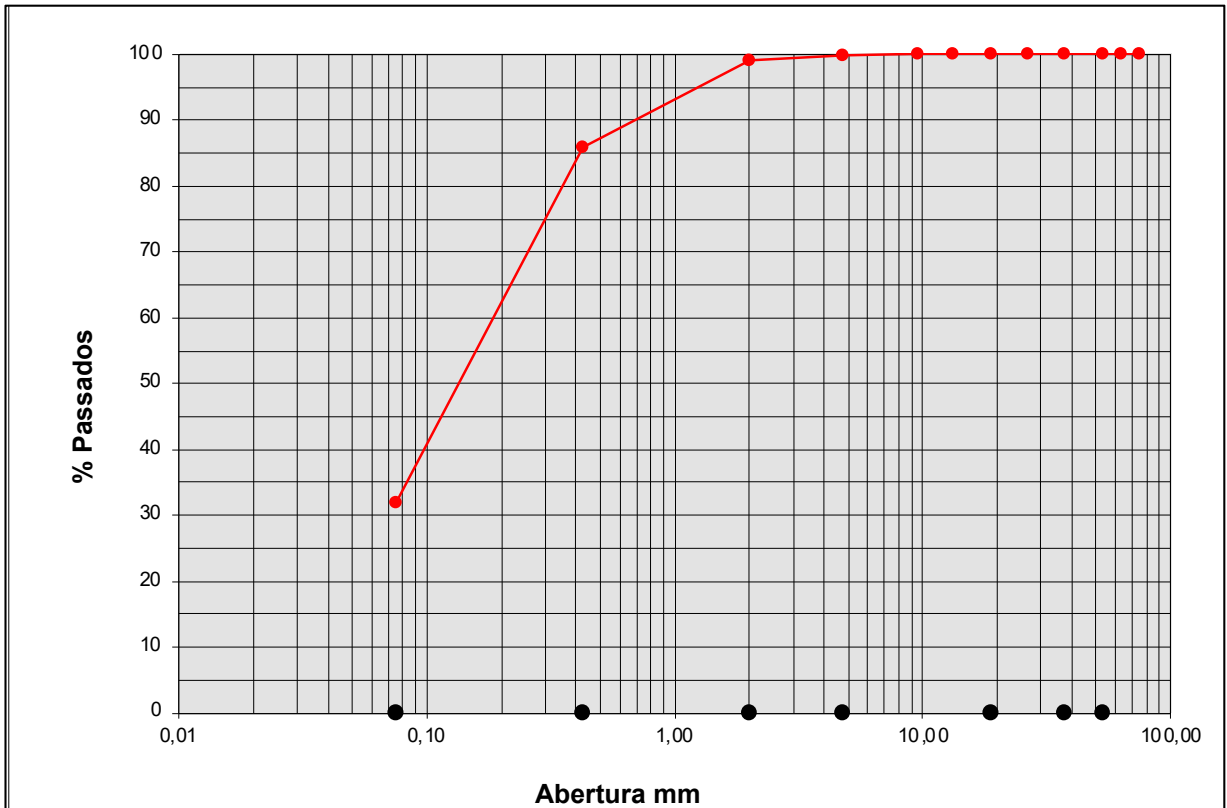


Figura.16. Curva granulométrica da amostra do furo de sondagem B01.

A análise combinada da tabela 3.8 e do gráfico da figura 16 permite que pela análise do gráfico da figura 16 e, especificamente do eixo das abcissas classificar as partículas dos solos de acordo com as dimensões. Por ordem crescente de dimensões classificam-se em argila, silte, areia e cascalho.

Os siltes, as areias e os cascalhos dividem-se em finos, médios e grossos. Os solos em estado natural são constituídos por partículas em que as suas dimensões podem variar muito ou então têm dimensões homogêneas, correspondendo algumas à classificação das argilas, outras dos siltes, areias ou cascalho. O diagrama da figura 17 orienta a escolha em termos de classificação dos solos após a determinação da curva granulométrica.

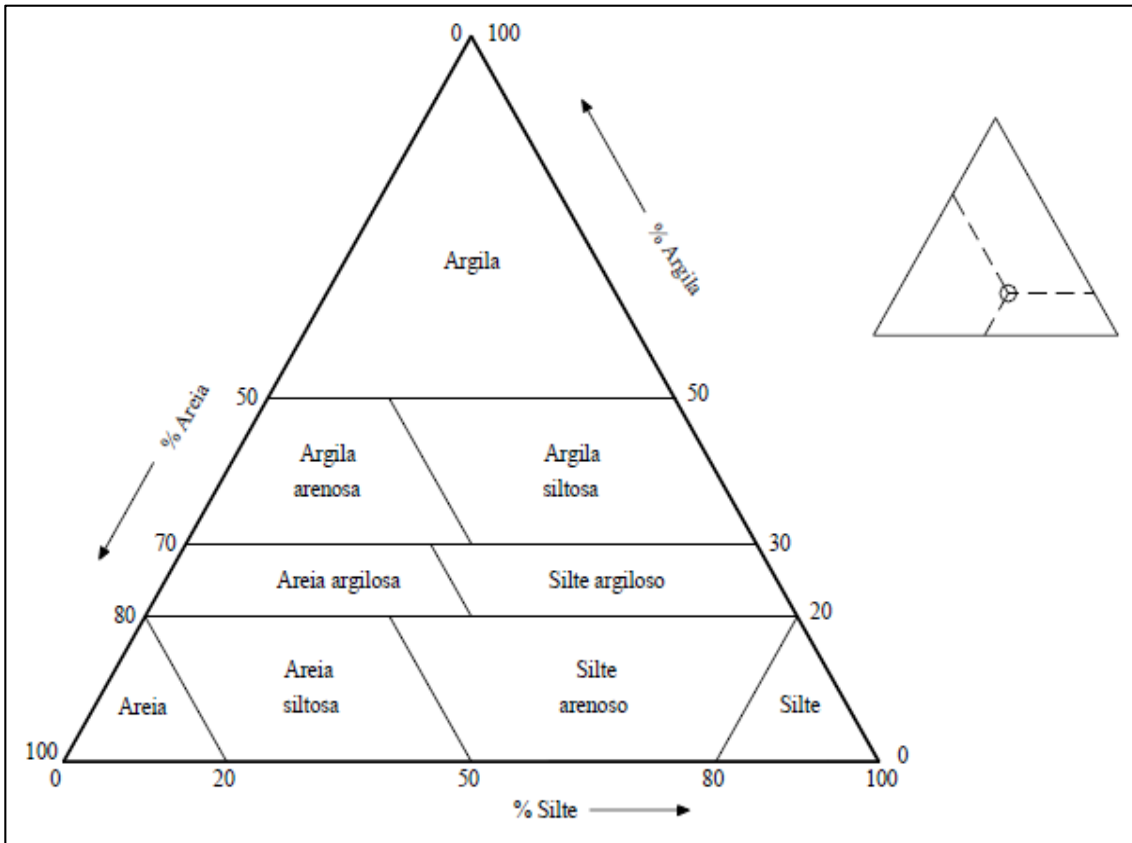


Figura.17. Diagrama triangular de Faret (Fernandes, 1994).

Segundo Almeida (2005), esta classificação não apresenta valor geotécnico, pois esta classificação não tem em consideração a plasticidade dos solos, sendo unicamente suportada pela distribuição granulométrica dos solos. A plasticidade dos solos apresenta grande importância na resistência, compressibilidade e permeabilidade dos solos.

3.3.3.3 Limites de *Atterberg*

Os limites de *Atterberg* ou limites de consistência caracterizam o comportamento dos materiais argilosos. Os seus valores correspondem aos teores em água. Conforme a quantidade de água que possui, um solo pode apresentar-se em diferentes estados físicos, desde o líquido mais ou menos viscoso ao sólido, passando por estados intermédios de plástico a semissólido. A separação entre estes estados físicos corresponde por convenção a três teores em água e que se traduzem nos seguintes limites; limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e o limite de retração (LR).

- Limite de liquidez do solo

É o teor em água correspondente a 25 pancadas, obtido por interpolação numa curva que relaciona o teor em água de cada um dos 4 provetes, com o número de pancadas para o qual os bordos inferiores de um sulco aberto num provete se unem numa extensão de 1cm. O limite de liquidez é determinado pelo aparelho de Casagrande (Schimitz, 2001).

Segundo os resultados que constam nos boletins de ensaios, no caso em questão, seguiram os procedimentos indicados na Norma Portuguesa NP-143 (1969), na qual este parâmetro é determinado segundo o método de concha de Casagrande (Figura 18).



Figura.18. Determinação do limite de liquidez.

- Limite de plasticidade do solo

O limite de plasticidade é o menor teor de humidade com que ainda é possível moldar um cilindro de solo de 3 mm de diâmetro, por rolagem entre a palma da mão e uma placa de vidro (Figura 19).



Figura.19. Determinação do limite de plasticidade.

No presente trabalho e de acordo com os resultados que constam nos boletins de ensaios, este parâmetro foi determinado seguindo os procedimentos indicados na Norma Portuguesa NP-143 (1969).

- Limite de retração

Limite de retração é o teor de humidade em que, durante a secagem, o solo deixa de se contrair, embora continue a perder água.

O método de procedimento do ensaio é encher quatro cápsulas de porcelana, cuja superfície interior foi previamente untada com vaselina, com uma pasta de solo de modo cuidadoso para evitar a inclusão de bolhas de ar. Remove-se o excesso de pasta rasando as cápsulas com uma espátula. Pesam-se e para evitar fissuras deixa-se secar ao ar durante 6 a 8 horas. A seguir colocam-se na estufa para acabar de secar. Depois de secos pesam-se e determina-se os volumes dos provetes secos. O limite de retração é calculado de acordo com a equação 3.4.

$$LR = \frac{G_t - G_0 - V - V_0}{G_0 - G_c} \times 100 \quad (3.4)$$

Onde:

- Gt – peso da cápsula com o provete, no início do ensaio (g);
- G0 – peso da cápsula com o provete seco (g);
- Gc – peso da cápsula (g);
- V – volume do provete no início do ensaio (capacidade da cápsula) (cm³);
- V0 – volume do provete seco (cm³)

Em função destes limites calculam-se os índices de plasticidade (IP) e de consistência (IC) e o índice de retração (IR). O índice de plasticidade (IP) representa o intervalo de teores de água em que o solo apresenta um comportamento moldável (plástico), isto é, é calculado pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade e é expresso em percentagem, de acordo com a equação 3.5 (Fernandes, 1994).

$$IP = LL - LP \quad (3.5)$$

Onde:

- IP – índice de plasticidade (%);
- LL – limite de liquidez (%);
- LP – limite de plasticidade (%).

O índice de plasticidade é maior quanto mais plástico for o solo.

Na escala de *Jenkins*, os solos são classificados quanto à sua plasticidade de acordo com a tabela 3.7.

Tabela 3.7. Classificação quanto à plasticidade conforme Jenkins citado por Caputo (1974)

Classificação	Índice de plasticidade (%)
Pouco plásticos	$1 < IP < 7$
Medianamente plásticos	$7 < IP < 15$
Altamente plásticos	$IP > 15$

O índice de plasticidade e o limite de liquidez são utilizados na classificação dos solos para fins rodoviários e na Classificação Unificada (Correia, 1980).

Conhecido o índice de plasticidade (IP) e relacionando um determinado teor em água natural (ω) do solo com a sua franja plástica define-se o índice consistência (IC) de acordo com a equação 3.6.

$$IC = \frac{LL - \omega}{IP} \times 100 \quad (3.6)$$

Onde:

- IC – índice de consistência (%);
- ω – teor em água (%);
- IP – índice de plasticidade (%).

Os solos são classificados segundo intervalos de índice de consistência, como apresentados na tabela 3.8.

Tabela 3.8. Classificação dos solos argilosos quanto à consistência (Fernandes, 2011).

Argila	Índice de consistência (IC)
Muito mole	0 – 0,25
Mole	0,25 – 0,50
Média	0,50 – 0,75
Rija	0,75 – 1,00
Dura	>1,00

O índice de retração (IR) é a diferença entre os limites de plasticidade e de retração do solo, segundo a equação 3.7.

$$IR = LP - LR \quad (3.7)$$

Onde:

- IR – índice de retração (%)
- LP – Limite de plasticidade (%)
- LR – limite de retração (%)

3.3.4 Sistemas de classificação de solos

3.3.4.1 Sistema unificado de classificação dos solos

Segundo Fernandes (2011), este sistema é destinado a orientar a utilização dos solos como materiais de aterro para estradas, barragens, aeroportos, etc. de acordo com a sua composição granulométrica e limites de consistência. De acordo com a tabela 3.9, este sistema divide os solos em 15 grupos, com três divisões principais de solos, nomeadamente solos de granulometria grossa, solos de granulometria fina e solos orgânicos.

Tabela 3.9. Classificação Unificada dos Solos (Fernandes, 1994).

Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório (a)				Classificação do solo	
				Símbolo do grupo	Nome do grupo (b)
SOLOS GROSSOS mais de 50% retido no peneiro nº 200	Cascalho mais de 50% da fracção grossa retida no peneiro nº 4	Cascalhos limpos (c)	$C_U \geq 4$ e $1 \leq C_C \leq 3$ (e)	GW	Cascalho bem graduado (f)
		Menos de 5% de finos	$C_U < 4$ e/ou $1 > C_C > 3$ (e)	GP	Cascalho mal graduado (f)
		Cascalhos com finos (c)	Finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho siltoso (f), (g), (h)
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso (f), (g), (h)
Areias 50% ou mais da fracção grossa passa no peneiro nº 4		Areias limpas (d)	$C_U \geq 6$ e $1 \leq C_C \leq 3$ (e)	SW	Areia bem graduada (i)
		Menos de 5% de finos	$C_U < 6$ e/ou $1 > C_C > 3$ (e)	SP	Areia mal graduada (i)
		Areias com finos (d)	Finos classificados como ML ou MH	SM	Areia siltosa (g), (h), (i)
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	SC	Areia argilosa (g), (h), (i)

Tabela 3.9. Classificação Unificada dos Solos (Fernandes, 1994) (continuação).

SOLOS FINOS 50% ou mais passado no peneiro nº 200	Siltes e Argilas $w_L < 50\%$	Inorgânico	$I_p > 7$ e situa-se na linha A ou acima desta (j)	CL	Argila magra (k), (l), (m)
			$I_p < 4$ ou situa-se abaixo da linha A (j)	ML	Silte (k), (l), (m)
		Orgânico	$\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$	OL	Argila orgânica (k), (l), (m), (n) Silte orgânico (k), (l), (m), (o)
	Siltes e Argilas $w_L \geq 50\%$	Inorgânico	I_p situa-se na linha A ou acima desta	CH	Argila gorda (k), (l), (m)
		I_p situa-se abaixo da linha A	MH	Silte elástico (k), (l), (m)	
Orgânico		$\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$	OH	Argila orgânica (k), (l), (m), (p) Silte orgânico (k), (l), (m), (q)	
Solos altamente orgânicos, principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico				Pt	Turfa

(a) Baseado no material passado no peneiro 3" (75mm)

(b) Se a amostra virgem tiver blocos e/ou calhaus junte "com blocos e/ou calhaus" ao nome do grupo.

(c) Cascalho com 5% a 12% de finos precisa de dois símbolos: *GW – GM* Cascalho bem graduado com silte; *GW – GC* Cascalho bem graduado com argila; *GP – GM* Cascalho mal graduado com silte; *GP – GC* Cascalho mal graduado com argila.

(d) Areia com 5% a 12% de finos precisa de dois símbolos: *SW – SM* Areia bem graduada com silte; *SW – SC* Areia bem graduada com argila; *SP – SM* Areia mal graduada com silte; *SP – SC* Areia mal graduada com argila.

(e) $CU = D_{60}/D_{10}$; $CC = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$.

(f) Se o solo contém $\geq 15\%$ de areia, junte "com areia" ao nome de grupo.

(g) Se os finos se classificam como *CL-ML*, use símbolos: *GC-GM* ou *SC-SM*.

(h) Se os finos são orgânicos, junte "com finos orgânicos" ao nome do grupo.

(i) Se o solo contém $\geq 15\%$ de cascalho, junte "com cascalho" ao nome de grupo.

(j) Se os limites de *Atterberg* se situam na zona sombreada da carta de plasticidade, o solo é um *CL-ML*, argila siltosa.

(k) Se o solo contém 15 a 30% retido no peneiro nº 200, junte "com areia" ou "com cascalho", conforme o predominante.

(l) Se o solo contém $\geq 30\%$ retido no peneiro nº 200, predominantemente arenoso, junte "arenoso" ao nome do grupo.

(m) Se o solo contém $\geq 30\%$ retido no peneiro nº 200, predominantemente cascalho, junte “Casalhento” ao nome do grupo.

(n) $IP \geq 4$ e situa-se na linha A ou acima desta.

(o) $IP < 4$ ou situa-se abaixo da linha A.

(p) IP situa-se na linha A ou acima desta.

(q) IP situa-se abaixo da linha A.

Classificar um solo utilizando a classificação da tabela 3.11 são necessários dados de granulometria e os limites de plasticidade do solo. A granulometria começa a classificar os materiais de acordo com a quantidade de materiais retidos e passados nos peneiros nº 4, nº 10 e nº 200. Adicionalmente, nos solos finos é necessário lançar os valores obtidos através dos limites de consistência na Carta de Plasticidade de Casagrande como mostra o gráfico da figura 20.

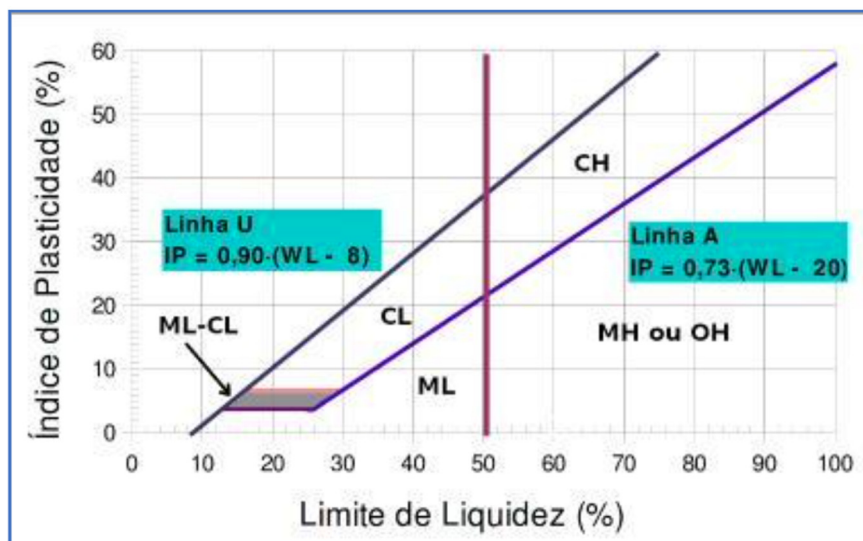


Figura.20. Carta de plasticidade utilizada na classificação de solos finos

3.3.4.2 Sistema de Classificação dos Solos para Fins Rodoviários

O Sistema de Classificação Para Fins Rodoviários (*HRB - Highway Research Board*) é utilizado na engenharia rodoviária, tendo como objetivo a análise dos materiais para a base e sub-base dos pavimentos. Foi proposto pelo *Bureau of Public Roads*, revisto pelo *HRB* (1945) e normalizado pela *AASHTO M145* (1987).

O Sistema de Classificação Para Fins Rodoviários classifica os solos em oito grupos, sendo três deles solos granulares (A-1, A-2 e A-3), quatro grupos de solos finos (A-4, A-5, A-6 e A-7) e um grupo de solos orgânicos (A-8). Este sistema de classificação baseia-se na granulometria, no limite de liquidez e no índice de plasticidade dos solos. A classificação é efetuada através da tabela 3.10 e do Índice de Grupo (IG), que é um número inteiro variando de 0 a 20. O índice de grupo define a capacidade de suporte do terreno de fundação de um pavimento. Para $IG = 0$ representa solos bons e $IG = 20$ para solos péssimos. Portanto, este índice estabelece uma ordenação dos solos dentro de um grupo, conforme as suas aptidões, sendo pior o solo que apresentar maior índice de grupo (IG). A determinação do índice de grupo baseia-se nos limites de *Atterberg* (LP e IP) do solo e na percentagem de material fino que passa no peneiro nº 200 (0,075mm).

Tabela 3.10. Classificação Unificada dos Solos (Fernandes, 1994).

CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS											
U.S. HIGHWAY RESEARCH BOARD. H.R.B.											
Classificação geral	Materiais granulares (35% ou menos de fracção passando no peneiro de 0,074 mm (nº 200) ASTM)							Materiais siltosos e argilosos (Mais de 35% de fracção passando no peneiro de 0,074 mm (nº. 200) ASTM)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Classificação por grupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Análise granulométrica: % passando nos peneiros de 2,00 mm (nº 10) ASTM de 0,420 mm (nº 40) ASTM de 0,074 mm (nº 200) ASTM	50 máx 30 máx 15 máx	- 50 máx 25 máx	- 51 mín 10 máx	- 35 máx	- 35 máx	- 35 máx	- 35 máx	- 36 mín	- 36 mín	- 36 mín	- 36 mín
Características da fracção passando no peneiro de 0,420 mm (nº 40) ASTM: Limite de liquidez Índice de plasticidade	6 máx		- NP	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín 11 mín	40 máx 10 máx	41 mín 10 máx	40 máx 11 mín	41 mín 11 mín (1)
Índice de grupo (2)	0		0	0				4 máx	8 máx	12 máx	16 máx 20 máx
Tipos usuais dos constituintes significativos de materiais	calhau, seixo e areia		areia fina	seixo e areia siltosos e argilosos				solos siltosos		solos argilosos	
Comportamento na camada sob o pavimento	excelente a bom						regular a mau				

(1) O índice de plasticidade do subgrupo A-7-5 é igual ou menor que o limite de liquidez menos 30.
O índice de plasticidade do subgrupo A-7-6 é maior que o limite de liquidez menos 30.

(2) O índice de grupo indica-se entre parêntesis depois do símbolo do grupo ou subgrupo. Exemplos A-3(0); A-2-7(3); A-7-5(18).

Capítulo IV

4. ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Nas obras de engenharia é crucial a realização de um estudo prévio dos terrenos onde irá ser implementada a obra. O conhecimento das condições do subsolo, suas características, disposição, natureza e espessura das camadas tem de ser o mais preciso possível. Este conhecimento só é possível com uma prospeção do subsolo e respetiva amostragem ao longo do seu decurso (Caputo, 1988).

Os solos vermelhos da Formação Quelo são motivo de controvérsia em termos de qualidade na sua aplicabilidade no âmbito da engenharia civil.

Neste capítulo são apresentados os ensaios de campo e os ensaios de laboratório dos solos vermelhos, sua análise e interpretação.

4.1 Localização das sondagens

A caracterização das areias dos solos vermelhos (areias vermelhas da Formação Quelo) foi efetuada em 22 furos de sondagem como mostra a figura 21.

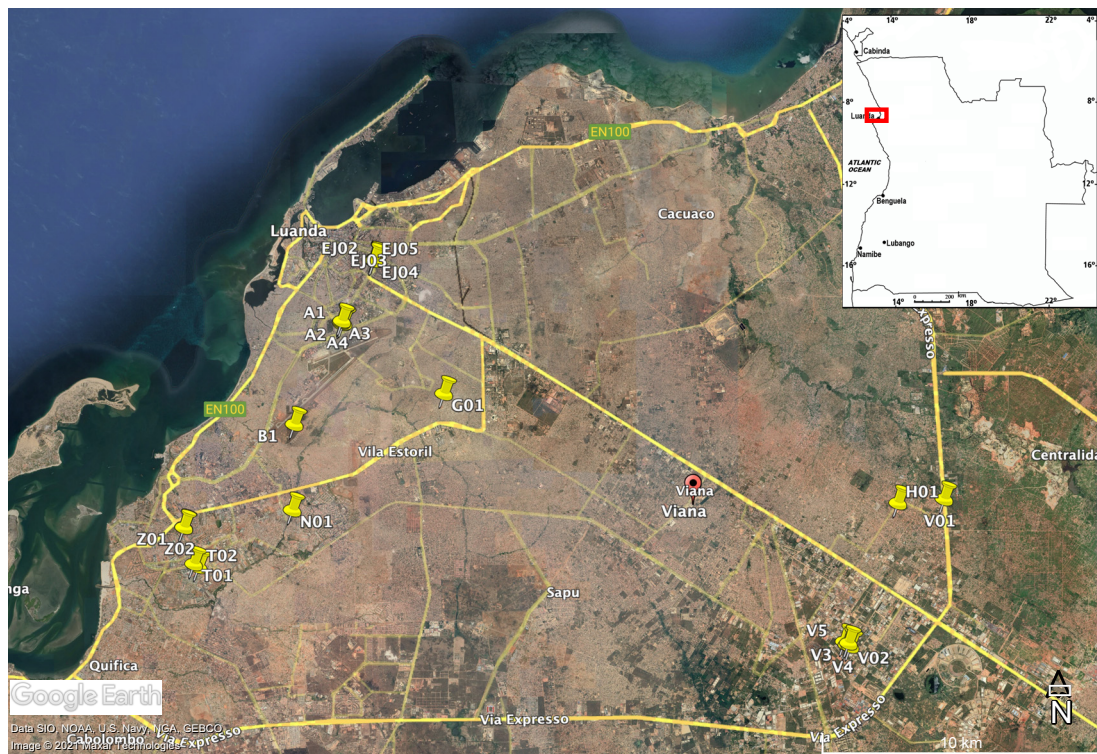


Figura.21. Localização dos furos de sondagem.

4.2 Ensaio “in situ”

4.2.1 Ensaio de penetração dinâmica SPT

A caracterização das areias vermelhas da Formação Quelo implicou a recolha de informação de 37 amostras do amostrador bipartido de SPT, as quais foram submetidas a ensaios laboratoriais de granulometria, limites de consistência e teor em água natural.

Os furos de sondagem são de uma profundidade mínima de 1,50 metros a uma máxima de 10,50 metros. É de realçar que estas profundidades só dizem respeito às areias vermelhas encontradas que são objeto do atual estudo.

Os valores de SPT foram corrigidos seguindo a teoria explicada no capítulo 2, como espelhado na tabela 4.1.

Tabela 4.1. Correção dos valores de SPT.

Correcção de Valores SPT											
Furos de Sondagem nº	Profundidade	Pen (cm)	Nspt	I	ERr/60	CN	g'	σ'v	NA	Areias	
										(N1)60	NSPT Corrigido (N60)
EJ01	2,00	45	15	0,75	1,00	1,49	17,0	0,3	-	16,79	17
EJ01	5,00	45	21	0,85	1,00	1,08	17,0	0,9	-	19,30	19
EJ02	2,00	45	23	0,75	1,00	1,49	17,0	0,3	-	25,75	26
EJ02	6,00	45	19	0,95	1,00	0,99	17,0	1,0	-	17,87	18
EJ02	8,00	45	39	0,95	1,00	0,85	17,0	1,4	-	31,40	31
EJ03	2,00	45	11	0,75	1,00	1,49	17,0	0,3	-	12,31	12
EJ03	8,00	45	38	0,95	1,00	0,85	17,0	1,4	-	30,59	31
EJ04	2,00	45	4	0,75	1,00	1,63	17,0	0,3	-	4,90	5
EJ04	4,00	45	13	0,85	1,00	1,23	17,0	0,7	-	13,61	14
EJ04	10,00	45	32	1,00	1,00	0,71	17,0	1,7	-	22,67	23
EJ05	2,00	45	4	0,75	1,00	1,63	17,0	0,3	-	4,90	5
EJ05	4,00	45	3	0,85	1,00	1,23	17,0	0,7	-	3,14	3
A1	1,50	45	25	0,75	1,00	1,78	17,0	0,3	-	33,38	33
A1	4,50	45	9	0,85	1,00	1,16	17,0	0,8	-	8,88	9
A2	6,50	45	35	0,95	1,00	0,94	17,0	1,1	-	31,32	31
A3	2,50	45	10	0,75	1,00	1,51	17,0	0,4	-	11,33	11
A3	3,50	45	8	0,75	1,00	1,31	17,0	0,6	-	7,88	8
A4	2,50	45	8	0,75	1,00	1,51	17,0	0,4	-	9,07	9
A4	3,50	45	10	0,75	1,00	1,31	17,0	0,6	-	9,85	10
V01	6,00	45	24	0,95	1,00	0,99	17,0	1,0	-	22,53	23
V02	3,00	45	21	0,75	1,00	1,40	17,0	0,5	-	22,13	22
V02	8,00	45	46	0,95	1,00	0,83	17,0	1,4	-	36,06	36
V03	3,00	45	18	0,75	1,00	1,40	17,0	0,5	-	18,97	19
V03	8,00	45	26	0,95	1,00	0,83	17,0	1,4	-	20,38	20
V04	4,00	45	20	0,85	1,00	1,23	17,0	0,7	-	20,94	21
V04	9,00	45	60	0,95	1,00	0,76	17,0	1,5	-	43,45	43
V05	4,00	45	26	0,85	1,00	1,23	17,0	0,7	-	27,22	27
T01	3,00	45	26	0,75	1,00	1,40	17,0	0,5	-	27,40	27
T02	1,50	45	22	0,75	1,00	1,78	17,0	0,3	-	29,37	29
B01	1,50	45	4	0,75	1,00	1,78	17,0	0,3	-	5,34	5
Z01	2,00	45	4	0,75	1,00	1,63	17,0	0,3	-	4,90	5
Z01	6,00	45	8	0,95	1,00	0,99	17,0	1,0	-	7,51	8
Z01	9,00	45	16	0,95	1,00	0,76	17,0	1,5	-	11,59	12
Z02	1,00	45	4	0,75	1,00	1,95	17,0	0,2	-	5,86	6
G01	1,50	45	11	0,75	1,00	1,78	17,0	0,3	-	14,69	15
N01	1,50	45	13	0,75	1,00	1,78	17,0	0,3	-	17,36	17
H01	3,00	45	7	0,75	1,00	1,40	17,0	0,5	-	7,38	7

Ao fazer a correção dos SPT construiu-se um gráfico para verificar a variação dos SPT corrigidos (N_{60}) com a profundidade.

A figura 22 espelha a variação do N_{60} (valores de NSPT corrigidos – Tabela4.1) com a profundidade.

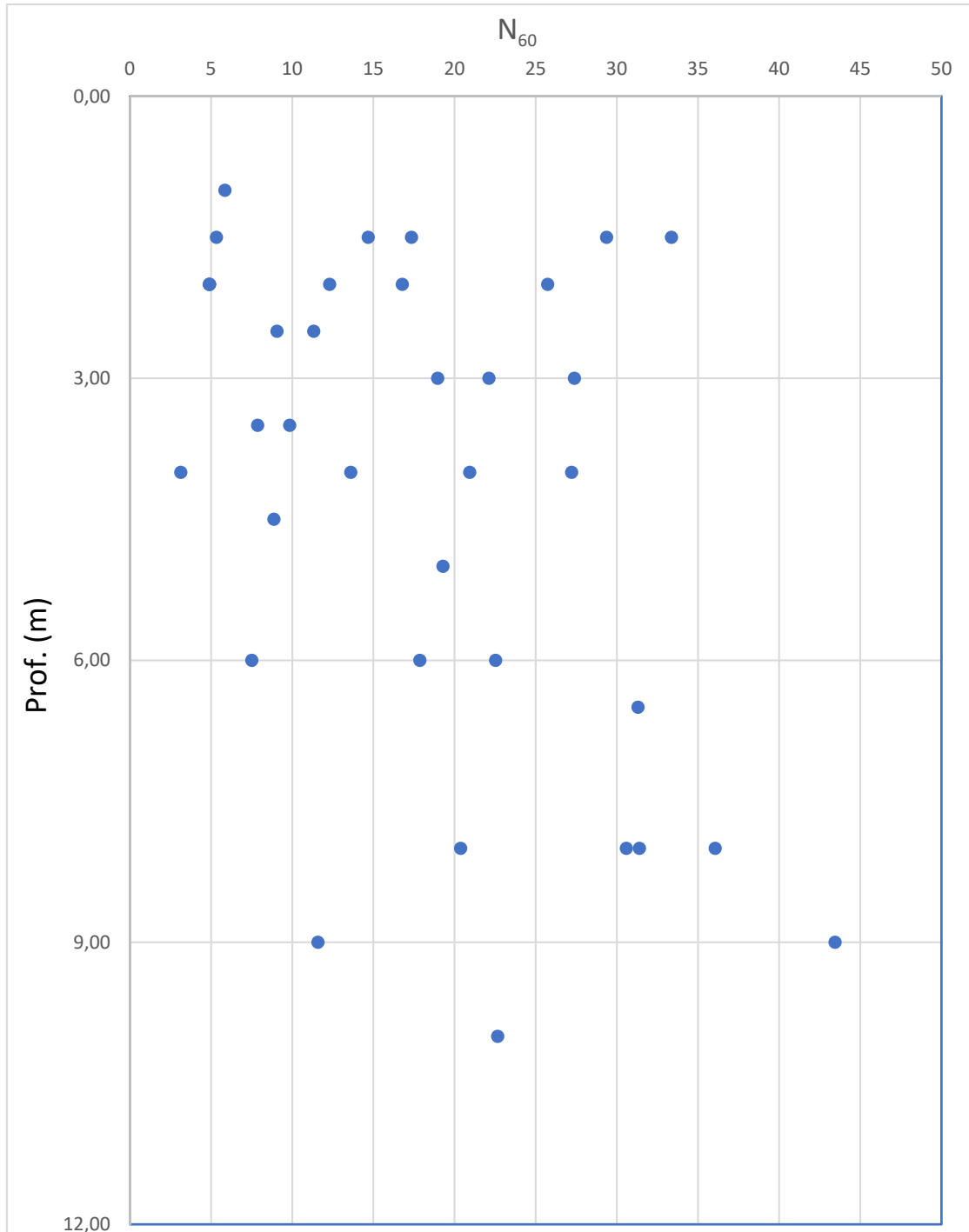


Figura.22. Variação do N_{60} com a profundidade.

Analisando a figura 22, retira-se as seguintes informações:

- Até uma profundidade de 6 metros o solo está num intervalo de muito solto a compacto;
- A partir dos 6 metros até aos 9 metros de profundidade, os valores de N_{60} são maiores que 20, ou seja, encontram-se em estado compacto;
- Aos 9 metros é identificada uma amostra muito compacta com um $N_{60} > 40$;
- Aos 4 metros a amostra apresenta-se em estado muito solto com $N_{60} < 4$
- À máxima profundidade prospetada (10,5 metros) a amostra encontra-se compacta;
- Em termos gerais, o solo torna-se mais compacto com a profundidade.

Com os valores da frequência dos N_{60} para cada compacidade construiu-se a tabela 4.2 e o gráfico da figura 23.

Tabela 4.2. Frequência para as diferentes compacidades.

Intervalos de N_{60}	Frequência	Percentagem (%)
$N_{60} \leq 4$	1	2,7
$5 \leq N_{60} \leq 8$	8	21,6
$9 \leq N_{60} \leq 18$	11	29,7
$19 \leq N_{60} \leq 40$	16	43,3
$N_{60} > 40$	1	2,7

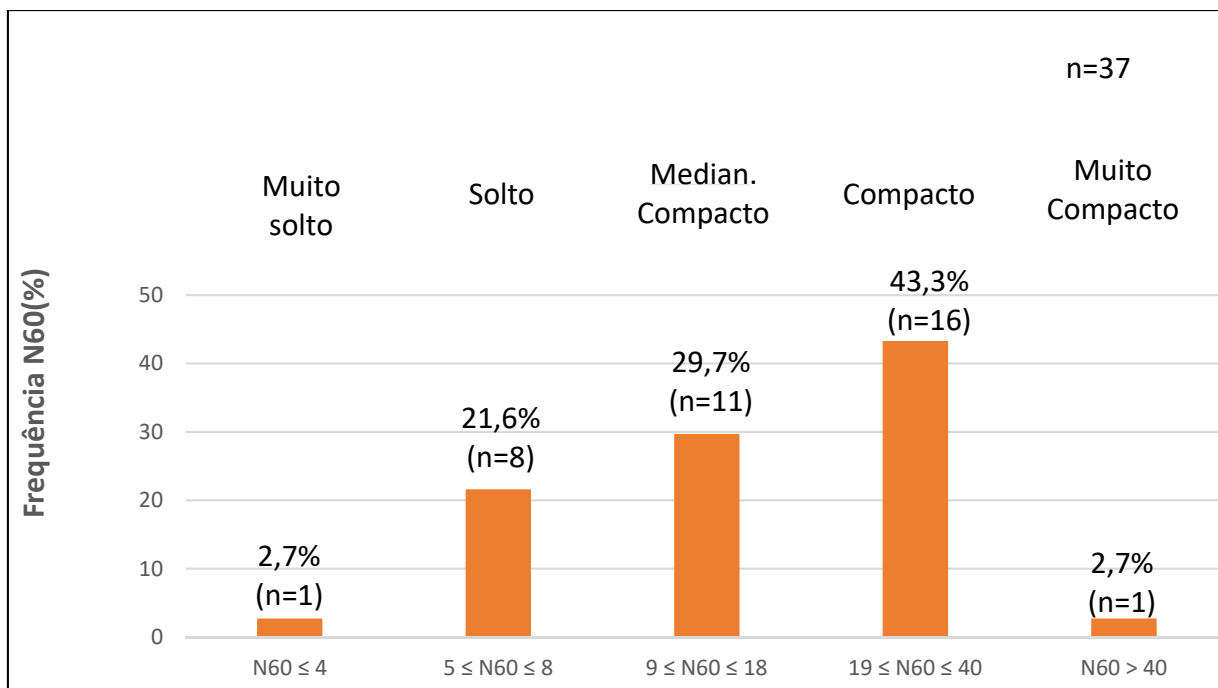


Figura.23. Histograma de frequência de N₆₀ e a compacidade.

Da tabela 4.2 e do gráfico da figura 23, verificar-se que:

- A frequência e, conseqüentemente, a percentagem de N₆₀ é baixa para valores de compacidade inferiores a 4 e para valores de N₆₀ superiores a 40;
- Existe uma maior frequência de N₆₀ e, conseqüentemente, maior percentagem para valores de N₆₀ entre 19 e 40, ou seja, nas amostras estudadas os solos estão maioritariamente compactos;
- 2,7% dos solos estudados encontram-se em estado muito solto;
- 21,6% dos solos estudados encontram-se em estado solto;
- 29,7% dos solos estudados encontram-se em estado medianamente compacto;
- 43,3% dos solos estudados encontram-se em estado compacto;
- 2,7% dos solos estudados encontram-se em estado muito compacto.

4.3 Ensaios laboratoriais

Dos 22 furos de sondagens estudados foram selecionadas 37 amostras recolhidas no amostrador bipartido dos ensaios SPT e enviadas para laboratório para a sua identificação e caracterização. Foram realizados os ensaios seguintes:

- Análises granulométricas por peneiração húmida – norma LNEC E239-1970
- Teor em água – norma portuguesa (NP 84 – 1965)

- Limite de liquidez – norma portuguesa NP-143 (1969)
- Limite de plasticidade – norma portuguesa NP-143 (1969)

A tabela 4.3 apresenta o resumo dos resultados obtidos nos ensaios de identificação e caracterização das amostras.

Tabela 4.3. Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais.

Furo nº	Prof. (m)	Granulometria			W (%)	Limites de Atterberg			Classificação dos solos	
		Cascalho (%)	Areia (%)	Silte + Argila (%)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	AASHO	Unificada
EJ01	2,00	0,00	72,00	28,00	-	17,00	15,00	2,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
EJ01	5,00	0,00	70,00	30,00	-	22,00	17,00	5,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ02	2,00	0,00	76,00	24,00	-	19,00	15,00	4,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ02	6,00	0,00	53,00	47,00	-	NP	NP	NP	A-4 (2)	SM - Areia Siltosa
EJ02	8,00	0,00	71,00	29,00	-	15,00	11,00	4,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ03	2,00	0,00	78,00	22,00	-	15,00	12,00	3,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
EJ03	8,00	6,00	70,00	24,00	-	22,00	16,00	6,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ04	2,00	0,00	81,00	19,00	-	NP	NP	NP	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
EJ04	4,00	0,00	77,00	23,00	-	21,00	17,00	4,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ04	10,00	1,00	74,00	25,00	-	NP	NP	NP	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
EJ05	2,00	0,00	74,00	26,00	-	16,00	12,00	4,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ05	4,00	1,00	78,00	21,00	-	18,00	15,00	3,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
A1	1,50	1,00	76,00	23,00	-	15,00	12,00	3,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
A1	4,50	0,00	71,00	29,00	13,6	18,00	14,00	4,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
A2	6,50	2,00	67,00	31,00	-	16,00	13,00	3,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
A3	2,50	0,00	67,00	33,00	-	17,00	12,00	5,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
A3	3,50	0,00	72,00	28,00	9,7	20,00	12,00	8,00	A-2-4 (0)	SC-Areia Argilosa

Tabela 4.3. Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais (continuação).

Furo nº	Prof. (m)	Granulometria			W (%)	Limites de Atterberg			Classificação dos solos	
		Cascalho (%)	Areia (%)	Silte + Argila (%)		LL (%)	LP (%)	IP (%)	AASHO	Unificada
A4	2,50	3,00	73,00	24,00	-	17,00	14,00	3,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
A4	3,50	0,00	76,00	24,00	5,5	16,00	13,00	3,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
V01	6,00	0,30	72,20	27,50	-	22,00	11,00	11,00	A-2-6	SC-SM-Areia argilo-siltosa
V02	3,00	0,00	80,10	19,90	2,8	18,00	13,00	5,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
V02	8,00	0,00	70,60	29,40	6,6	22,00	13,00	9,00	A-2-4 (0)	SC-Areia Argilosa
V03	3,00	0,00	72,60	27,40	4,4	21,00	11,00	10,00	A-2-4 (0)	SC-Areia Argilosa
V03	8,00	0,00	71,40	28,60	6,5	17,00	13,00	4,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
V04	4,00	0,00	75,90	24,10	3,6	19,00	13,00	6,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
V04	9,00	0,00	67,10	32,90	5,9	19,00	12,00	7,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
V05	4,00	0,00	75,90	24,10	3,6	19,00	13,00	6,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
T01	3,00	0,70	69,00	30,30	3,6	15,52	12,10	3,40	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
T02	1,50	16,50	69,80	13,70	4,7	NP	NP	NP	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
B01	1,50	0,00	65,10	34,90	-	20,87	16,09	4,90	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
Z01	2,00	1,00	67,00	32,00	8,5	15,87	13,20	2,70	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
Z01	6,00	4,00	62,20	33,80	13,2	18,47	12,40	6,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
Z01	9,00	0,20	71,50	28,30	12,7	NP	NP	NP	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
Z02	1,00	4,20	59,30	36,50	12,0	24,54	14,00	10,50	A-4 (0)	SC-Areia Argilosa
G01	1,50	3,90	53,30	42,80	-	26,57	15,20	11,40	A-6	SM-SC Areia silto argilosa
N01	1,50	26,20	67,10	6,70	-	NP	NP	NP	A - 3 (0)	SC-Areia Argilosa
H01	3,00	0,00	65,47	34,53	-	22,60	11,70	10,90	A-2-6 (0)	SM - Areia Siltosa

4.3.1 Análise granulométrica por peneiração húmida

A análise granulométrica foi executada segundo a norma LNEC E239-1970 em que se determina a quantidade por distribuição de tamanhos das partículas de um solo retidas no peneiro 0,074 mm (nº 200 – série de peneiros ASTM) e a percentagem de passados nesse peneiro.

A tabela 4.4 apresenta os resultados das 37 amostras recolhidas no amostrador bipartido de SPT.

Analisando a tabela 4.4, verifica-se que:

- Dezanove (19) amostras, ou seja, cerca de 51,3% apresentam frações granulométricas superiores a 2 mm, são elas pertencentes às amostras retiradas dos furos EJ02 aos 6,00 metros e 8,00 metros de profundidade, EJ03 aos 8,00 metros de profundidade, EJ04 aos 10,00 metros de profundidade, EJ05 aos 4,00 metros de profundidade, A1 aos 1,50 metros de profundidade, A2 aos 6,50 metros de profundidade, A4 aos 2,50 metros de profundidade, V01 aos 6,00 metros de profundidade, T01 aos 3,00 metros de profundidade, T02 aos 1,50 metros de profundidade, B01 aos 1,50 metros de profundidade, Z01 aos 2,00 metros, 6,00 metros e 9,00 metros de profundidade, Z02 aos 1,00 metros de profundidade, G01 aos 1,50 metros de profundidade, N01 aos 1,50 metros de profundidade e H01 aos 3,00 metros de profundidade;
- A percentagem de cascalho varia de um máximo de 26,20% na amostra retirada aos 1,50 metros de profundidade no furo N01 e um mínimo de 0,30% da amostra retirada aos 6,00 metros de profundidade do furo V01;
- Apenas duas amostras apresentam uma fração granulométrica superior a 35% de nº peneiro #200, representando uma percentagem de 5,4%, representada pelas amostras dos furos G01 e EJ02 às profundidades de 1,50 metros e 6,00 metros respetivamente;
- A percentagem das areias varia de um máximo de 81% na amostra retirada aos 2,00 metros de profundidade no furo EJ04 e um mínimo de 51% na amostra retirada aos 6,00 metros de profundidade no furo EJ02;
- A percentagem de silte e argila varia de um máximo de 47% na amostra retirada aos 6,00 metros de profundidade no furo EJ02 e um mínimo de 6,7% na amostra retirada no furo N01 aos 1,50 metros de profundidade;
- Os solos são arenosos na sua maioria.

Tabela 4.4. Resultados da análise granulométrica das amostras estudadas.

Furo nº			EJ01 (2)	EJ01 (5)	EJ02 (2)	EJ02 (6)	EJ02 (8)	EJ03 (2)	EJ03 (8)	EJ04 (2)	EJ04 (4)	EJ04 (10)	EJ05 (2)	EJ05 (4)	A1 (1.5)	A1 (4.5)	A2	A3 (2.5)	A3 (3.5)	A4 (2.5)
Fração	Peneiro	Abertura da Malha (mm)	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados
> 2,00 mm	3"	76,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2"	50,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1 1/2"	38,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1"	25,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3/4"	19,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1/2"	12,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3/8"	9,52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	nº4	4,76	-	-	100,00	100,00	100,00	-	100,00	-	-	100,00	-	100,00	100,00	-	100,00	-	-	100,00
nº10	2,00	100,00	100,00	100,00	98,00	94,00	100,00	94,00	100,00	100,00	99,00	100,00	99,00	99,00	100,00	98,00	100,00	100,00	97,00	
< 2,00 mm	nº20	0,840	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	nº40	0,420	76,00	70,00	72,00	67,00	84,00	78,00	52,00	76,00	69,00	89,00	73,00	74,00	76,00	75,00	68,00	80,00	73,00	76,00
	nº60	0,250	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	nº140	0,105	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	nº200	0,074	28,00	30,00	24,00	47,00	29,00	22,00	24,00	19,00	23,00	25,00	26,00	21,00	23,00	29,00	31,00	33,00	28,00	24,00
	% de cascalho			0,00	0,00	0,00	2,00	6,00	0,00	6,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	0,00	2,00	0,00	0,00
% de Areia			72,00	70,00	76,00	51,00	65,00	78,00	70,00	81,00	77,00	74,00	74,00	78,00	76,00	71,00	67,00	67,00	72,00	73,00
% de Silte e Argila			28,00	30,00	24,00	47,00	29,00	22,00	24,00	19,00	23,00	25,00	26,00	21,00	23,00	29,00	31,00	33,00	28,00	24,00

Tabela 4.4. Resultados da análise granulométrica das amostras estudadas (continuação).

Furo nº			A4 (3.5)	V01	V02 (3)	V02 (8)	V03 (3)	V03 (8)	V04 (4)	V04 (9)	V05	T01	T02	B01	Z01 (2)	Z01 (6)	Z01 (9)	Z02	G01	N01	H01	
Fração	Peneiro	Abertura da Malha (mm)	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	%Passados	
> 2,00 mm	3"	76,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	2"	50,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1 1/2"	38,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100,00	-	-	-	-	-	-	-	-	
	1"	25,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	96,40	-	-	-	-	-	-	100,00	-	
	3/4"	19,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	92,00	-	-	-	-	-	-	91,70	-	
	1/2"	12,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	89,90	-	-	100,00	-	-	-	86,40	-	
	3/8"	9,52	-	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	-	88,80	-	100,00	99,90	100,00	100,00	100,00	81,00	-	
	nº4	4,76	-	99,70	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	85,90	100,00	99,80	99,10	99,80	98,50	99,00	76,80	100,00	
	nº10	2,00	100,00	96,40	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,30	83,50	99,60	99,00	96,00	99,60	95,80	96,10	73,80	90,73	
< 2,00 mm	nº20	0,840	-	87,20	97,50	96,40	95,90	95,80	96,70	94,30	96,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	nº40	0,420	80,00	78,00	82,50	84,40	80,70	83,20	83,90	82,90	83,90	75,80	69,40	92,30	86,00	85,90	96,20	85,70	77,10	52,00	71,16	
	nº60	0,250	-	64,20	57,50	65,90	58,70	64,80	62,20	65,60	62,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	36,63	
	nº140	0,105	-	41,20	23,20	33,70	31,30	32,90	29,10	37,60	29,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	nº200	0,074	24,00	27,50	19,90	29,40	27,40	28,60	24,10	32,90	24,10	30,30	13,70	34,90	32,00	33,80	28,30	36,50	42,80	6,70	34,53	
	% de cascalho			0,00	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,70	16,50	0,40	1,00	4,00	0,40	4,20	3,90	26,20	9,27
	% de Areia			76,00	72,20	80,10	70,60	72,60	71,40	75,90	67,10	75,90	69,00	69,80	64,70	67,00	62,20	71,30	59,30	53,30	67,10	56,20
% de Silte e Argila			24,00	27,50	19,90	29,40	27,40	28,60	24,10	32,90	24,10	30,30	13,70	34,90	32,00	33,80	28,30	36,50	42,80	6,70	34,53	

Figura.24. Curvas granulométricas das amostras analisadas.

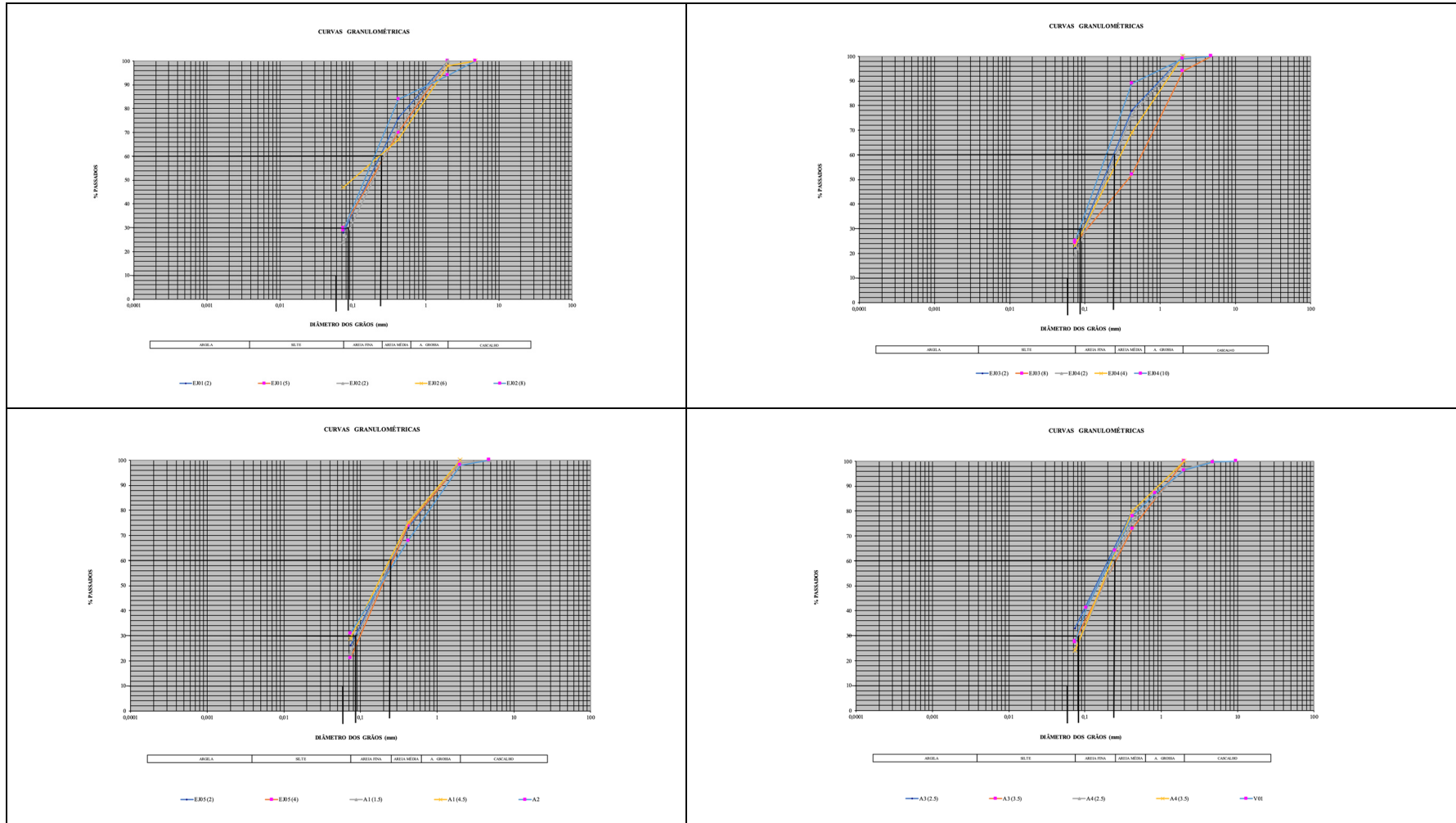
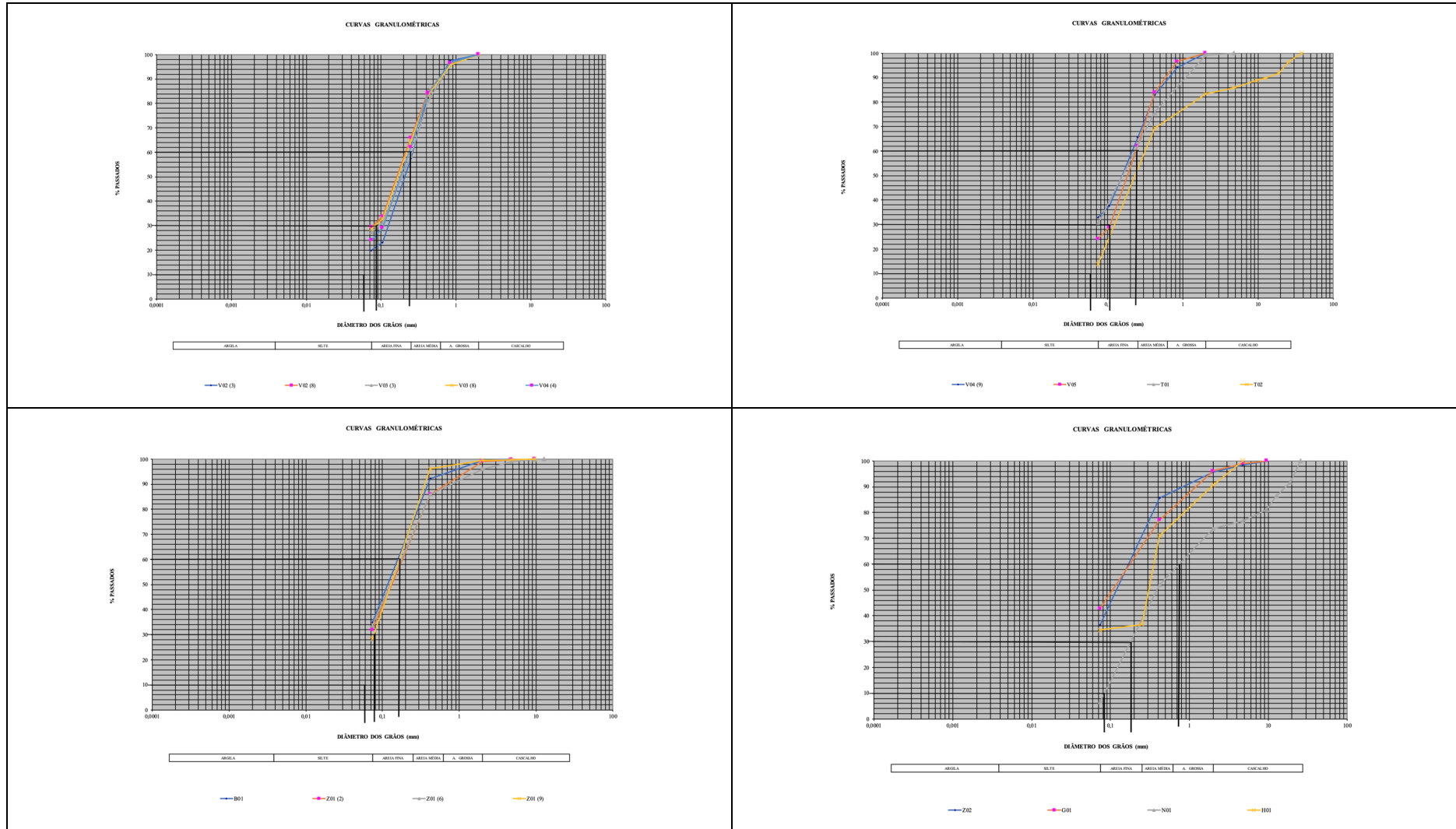


Figura.25. Curvas granulométricas das amostras analisadas (Cont.)



Analisando os gráficos da figura 24 verifica-se que:

- Apesar de 19 amostras apresentarem tamanhos dos grãos superiores a 2,00 mm, a média de cascalho é de 4,7%, apresentando uma amplitude percentual muito grande de um valor máximo de 26,20% e mínimo de 0,30%;
- A fração dos solos arenosos têm uma média de 70,1%, que predominam face a fracção dos mais finos que têm uma média de 27,5%.

Após a análise da distribuição das curvas granulométricas apresentadas na figura 24 foi possível determinar uma média grosseira do formato das curvas das 37 amostras analisadas, retirando outras informações importantes sobre solo:

- Coeficiente de uniformidade (C_u) – este coeficiente permite ter uma ideia da variedade das dimensões das partículas, isto é, quando $C_u > 4$, o solo é considerado bem graduado e diz-se uniforme quando $C_u = 1$. Este coeficiente é calculado aplicando-se a equação 4.1 seguinte:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (4.1.)$$

- Coeficiente de curvatura (C_c) – este coeficiente está relacionado com a forma da curva granulométrica entre D_{60} e D_{10} . Para valores de $C_c < 1$ a curva tende a ser descontínua, para valores de $1 < C_c < 3$ a curva tende a ser suave e diz-se que o solo é bem graduado e para valores de $C_c > 3$ a curva tende a ser muito uniforme no meio. Este coeficiente é calculado aplicando-se a equação 4.2 seguinte:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad (4.2.)$$

Em que:

- Diâmetro efetivo (D_{10}) – diâmetro dos grãos a que corresponde 10% de passados
- D_{60} – diâmetro dos grãos que corresponde 60% de passados
- D_{30} – diâmetro dos grãos que corresponde 30% de passados

Fazendo uma análise média grosseira dos dados dos gráficos da figura 24 e analisando como exemplo a curva granulométrica da amostra EJ2(2), foi possível determinar os seguintes valores:

- $D_{60} = 0,240$

- D30 = 0,089
- D10 = 0,049

Substituindo os valores nas equações 4.1 e 4.2 obtém-se os seguintes valores:

- $C_u = 4,9$
- $C_c = 0,67$

Assim sendo, como o valor de C_c é inferior a 1, então é possível afirmar que a curva é descontínua.

O coeficiente de uniformidade (C_u) é superior a 4 sendo possível afirmar que se trata de uma areia bem graduada.

4.3.2 Teor em água

O teor em água das areias vermelhas foi determinado em apenas 16 (dezasseis) amostras das 37 (trinta e sete) recolhidas. O teor em água (w) foi determinado seguindo a norma NP 84 (1965). A tabela 4.5 espelha os resultados obtidos.

Tabela 4.5. Teor em água (W).

Amostra		W (%)	Amostra		W (%)
Furo nº	Prof. (m)		Furo nº	Prof. (m)	
A1	4,50	13,6	V04	9,00	5,9
A3	3,50	9,7	V05	4,00	3,6
A4	3,50	5,5	T01	3,00	3,6
V02	3,00	2,8	T02	1,50	4,7
V02	8,00	6,6	Z01	2,00	8,5
V03	3,00	4,4	Z01	6,00	13,2
V03	8,00	6,5	Z01	9,00	12,7
V04	4,00	3,6	Z02	1,00	12

Analisando a tabela 4.5 foi possível verificar que a amostra retirada aos 3,00 metros de profundidade do furo de sondagem V02 apresenta o valor mínimo do teor em água de 2,8% e que a amostra retirada aos 4,50 metros de profundidade no furo de sondagem A1 apresenta o valor máximo de teor em água de 13,6%.

4.3.3 Limites de consistência

Os limites de consistência ou limites de *Atterberg* foram determinados segundo a norma portuguesa NP-143 (1969). Os ensaios de limite de plasticidade (LP) e de limite de liquidez (LL) foram efetuados nas 37 amostras recolhidas, os quais foram utilizados para determinar os índices de plasticidade (IP) (Tabela 4.6).

Tabela 4.6. Limites de consistência das amostras recolhidas.

Amostra		Limites de consistência (%)		
Furo nº	Prof. (m)	LL	LP	IP
EJ01	2,00	17,00	15,00	2,00
EJ01	5,00	22,00	17,00	5,00
EJ02	2,00	19,00	15,00	4,00
EJ02	6,00	NP	NP	NP
EJ02	8,00	15,00	11,00	4,00
EJ03	2,00	15,00	12,00	3,00
EJ03	8,00	22,00	16,00	6,00
EJ04	2,00	NP	NP	NP
EJ04	4,00	21,00	17,00	4,00
EJ04	10,00	NP	NP	NP
EJ05	2,00	16,00	12,00	4,00
EJ05	4,00	18,00	15,00	3,00

Tabela 4.6. Limites de consistência das amostras recolhidas (continuação 1).

Amostra		Limites de consistência (%)		
Furo nº	Prof. (m)	LL	LP	IP
A1	1,50	15,00	12,00	3,00
A1	4,50	18,00	14,00	4,00
A2	6,50	16,00	13,00	3,00
A3	2,50	17,00	12,00	5,00
A3	3,50	20,00	12,00	8,00
A4	2,50	17,00	14,00	3,00
A4	3,50	16,00	13,00	3,00
V01	6,00	22,00	11,00	11,00
V02	3,00	18,00	13,00	5,00
V02	8,00	22,00	13,00	9,00
V03	3,00	21,00	11,00	10,00
V03	8,00	17,00	13,00	4,00
V04	4,00	19,00	13,00	6,00
V04	9,00	19,00	12,00	7,00
V05	4,00	19,00	13,00	6,00
T01	3,00	15,52	12,10	3,40
T02	1,50	NP	NP	NP
B01	1,50	20,87	16,09	4,90

Tabela 4.6. Limites de consistência das amostras recolhidas (continuação 2).

Amostra		Limites de consistência (%)		
Furo nº	Prof. (m)	LL	LP	IP
Z01	2,00	15,87	13,20	2,70
Z01	6,00	18,47	12,40	6,00
Z01	9,00	NP	NP	NP
Z02	1,00	24,54	14,00	10,50
G01	1,50	26,57	15,20	11,40
N01	1,50	NP	NP	NP
H01	3,00	22,60	11,70	10,90

Analisando os dados da tabela 4.6 verifica-se que:

- 16,2% das amostras não apresentam plasticidade e, como tal 83,8% das amostras apresentam plasticidade;
- Segundo a classificação de Jenkins (1976) verifica-se que:
 - 64,9% das amostras de solo são fracamente plásticos, porque o IP encontra-se no intervalo de $1 \leq IP \leq 7$;
 - 18,9% das amostras de solo são medianamente plásticos, uma vez que o IP se encontra no intervalo de $7 \leq IP \leq 15$;
 - Nenhum dos solos estudados são altamente plásticos onde o IP teria que ser > 15 .

Para um entendimento mais pormenorizado da consistência dos solos estudados os dados das amostras foram projetados na carta de plasticidade de Arthur Casagrande como mostra a figura 25.

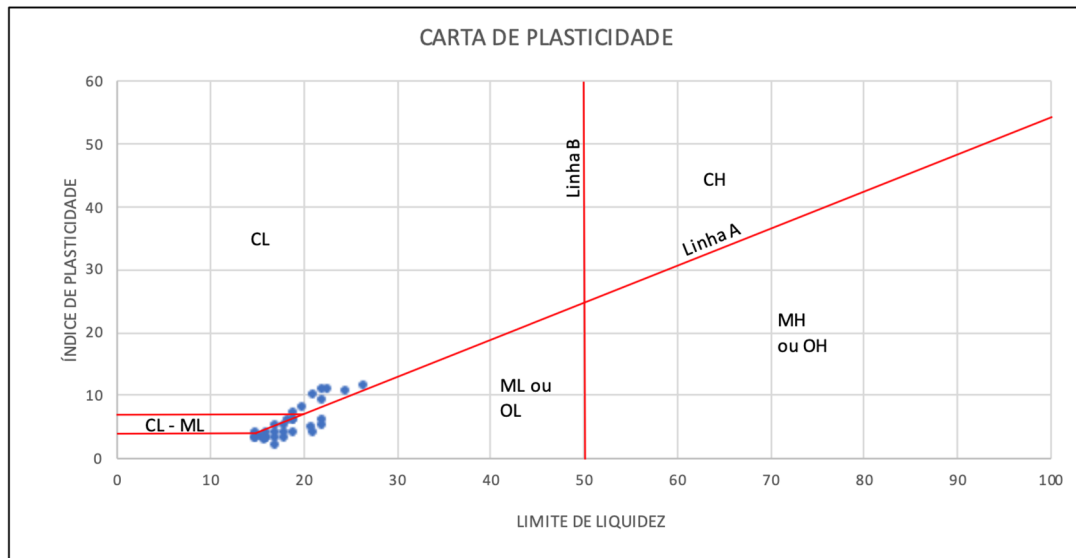


Figura.26. Carta de Plasticidade de Artur Casagrande.

A análise da carta de plasticidade da figura 25 permitiu verificar que:

- Oito (8) amostras posicionam-se acima da linha A, ou seja, cerca de 25,8% das amostras são solos argilosos;
- Vinte e três (23) amostras posicionam-se abaixo da linha A, ou seja, cerca de 74,2% das amostras são solos silteosos ou orgânicos;
- Todas as amostras encontram-se na parte esquerda da linha B, ou seja, com um LL < 50%, caracterizando-se por terem uma baixa compressibilidade;
- 25,8% das amostras ficam assim classificadas segundo a carta de plasticidade como sendo CL, ou seja, solos de argila de compressibilidade baixa e 74,2% das amostras como um ML ou OL, ou seja, solos silteosos de compressibilidade baixa ou um solo orgânico de compressibilidade baixa.

4.3.4 Classificação geotécnica dos solos estudados

Depois de analisados e interpretados os resultados obtidos em laboratório, apresentar-se-á a sua classificação geotécnica, baseada nos dois (2) sistemas de classificação mais utilizados em engenharia de construção e já descritos no capítulo 2, nomeadamente o sistema unificado de classificação dos solos (S.U.C.S.), utilizado para a construção de aeroportos, estradas e barragens e o sistema de classificação *American Association of State Highway Transportation Officials*

(A.A.S.H.T.O.), utilizado na área de estradas ou pavimentos. Na tabela 4.7. estão descritas as classificações para as 37 amostras estudadas de acordo com estes dois sistemas.

Tabela 4.7. Classificação geotécnica dos solos analisados.

Amostra		Classificação dos solos	
Furo nº	Prof. (m)	AASHTO	SUCS
EJ01	2,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
EJ01	5,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ02	2,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ02	6,00	A-4 (2)	SM - Areia Siltosa
EJ02	8,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ03	2,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
EJ03	8,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ04	2,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
EJ04	4,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ04	10,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
EJ05	2,00	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
EJ05	4,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
A1	1,50	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
A1	4,50	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa

Tabela 4.7. Classificação geotécnica dos solos analisados (continuação).

Amostra		Classificação dos solos	
Furo nº	Prof. (m)	AASHTO	SUCS
A2	6,50	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
A3	2,50	A-2-4 (0)	SM-SC Areia silto argilosa
A3	3,50	A-2-4 (0)	SC-Areia Argilosa
A4	2,50	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
A4	3,50	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
V01	6,00	A-2-6	SC-SM-Areia argilo-siltosa
V02	3,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
V02	8,00	A-2-4 (0)	SC-Areia Argilosa
V03	3,00	A-2-4 (0)	SC-Areia Argilosa
V03	8,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
V04	4,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
V04	9,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
V05	4,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
T01	3,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
T02	1,50	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
B01	1,50	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
Z01	2,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
Z01	6,00	A-2-4 (0)	SC-SM-Areia argilo-siltosa
Z01	9,00	A-2-4 (0)	SM - Areia Siltosa
Z02	1,00	A-4 (0)	SC-Areia Argilosa
G01	1,50	A-6	SM-SC Areia silto argilosa
N01	1,50	A - 3 (0)	SC-Areia Argilosa
H01	3,00	A-2-6 (0)	SM - Areia Siltosa

De acordo com o sistema de classificação unificada dos solos, 43,2% das amostras foram classificadas como areias siltosas (SM), 21,6% das amostras foram classificadas como areias silto argilosas (SM-SC), 18,9% das amostras foram classificadas como areias argilo siltosas (SC-SM) e 13,5% das amostras foram classificadas como areias argilosas (SC).

Segundo a classificação AASHTO, 86,5% das amostras pertence ao grupo A-2-4 (0), 2,7% das amostras pertence ao grupo A-4 (0), 2,7% das amostras ao grupo A-4 (0), 2,7% das amostras ao grupo A-3-7 (2), 2,7% das amostras ao grupo A-3 (0) e 2,7% das amostras ao grupo A-2-6 (0).

4.4 Comparações entre os resultados dos ensaios “in situ” e ensaios de laboratório

4.4.1 Comparação entre N_{60} e dimensão dos grãos das areias vermelhas

Para tentar perceber se existe um padrão repetitivo que permita correlacionar os valores de N_{60} com as dimensões dos grãos de areia elaborou-se a tabela 4.8 e o gráfico da figura 26.

Tabela 4.8. Análise entre N_{60} e Granulometria.

Furo nº	Prof. (m)	Cascalho (%)	Areia (%)	Silte + Argila (%)	N_{60}
EJ01	2,00	0,00	72,00	28,00	17
EJ01	5,00	0,00	70,00	30,00	19
EJ02	2,00	0,00	76,00	24,00	26
EJ02	6,00	0,00	53,00	47,00	18
EJ02	8,00	0,00	71,00	29,00	31
EJ03	2,00	0,00	78,00	22,00	12
EJ03	8,00	6,00	70,00	24,00	31
EJ04	2,00	0,00	81,00	19,00	5
EJ04	4,00	0,00	77,00	23,00	14
EJ04	10,00	1,00	74,00	25,00	23
EJ05	2,00	0,00	74,00	26,00	5
EJ05	4,00	1,00	78,00	21,00	3

Tabela 4.8. Análise entre N_{60} e Granulometria (continuação).

Furo nº	Prof. (m)	Cascalho (%)	Areia (%)	Silte + Argila (%)	N_{60}
A1	1,50	1,00	76,00	23,00	33
A1	4,50	0,00	71,00	29,00	9
A2	6,50	2,00	67,00	31,00	31
A3	2,50	0,00	67,00	33,00	11
A3	3,50	0,00	72,00	28,00	8
A4	2,50	3,00	73,00	24,00	9
A4	3,50	0,00	76,00	24,00	10
V01	6,00	0,30	72,20	27,50	23
V02	3,00	0,00	80,10	19,90	22
V02	8,00	0,00	70,60	29,40	36
V03	3,00	0,00	72,60	27,40	19
V03	8,00	0,00	71,40	28,60	20
V04	4,00	0,00	75,90	24,10	21
V04	9,00	0,00	67,10	32,90	43
V05	4,00	0,00	75,90	24,10	27
T01	3,00	0,70	69,00	30,30	27
T02	1,50	16,50	69,80	13,70	29
B01	1,50	0,00	65,10	34,90	5
Z01	2,00	1,00	67,00	32,00	5
Z01	6,00	4,00	62,20	33,80	8
Z01	9,00	0,20	71,50	28,30	12
Z02	1,00	4,20	59,30	36,50	6
G01	1,50	3,90	53,30	42,80	15
N01	1,50	26,20	67,10	6,70	17
H01	3,00	0,00	65,47	34,53	7

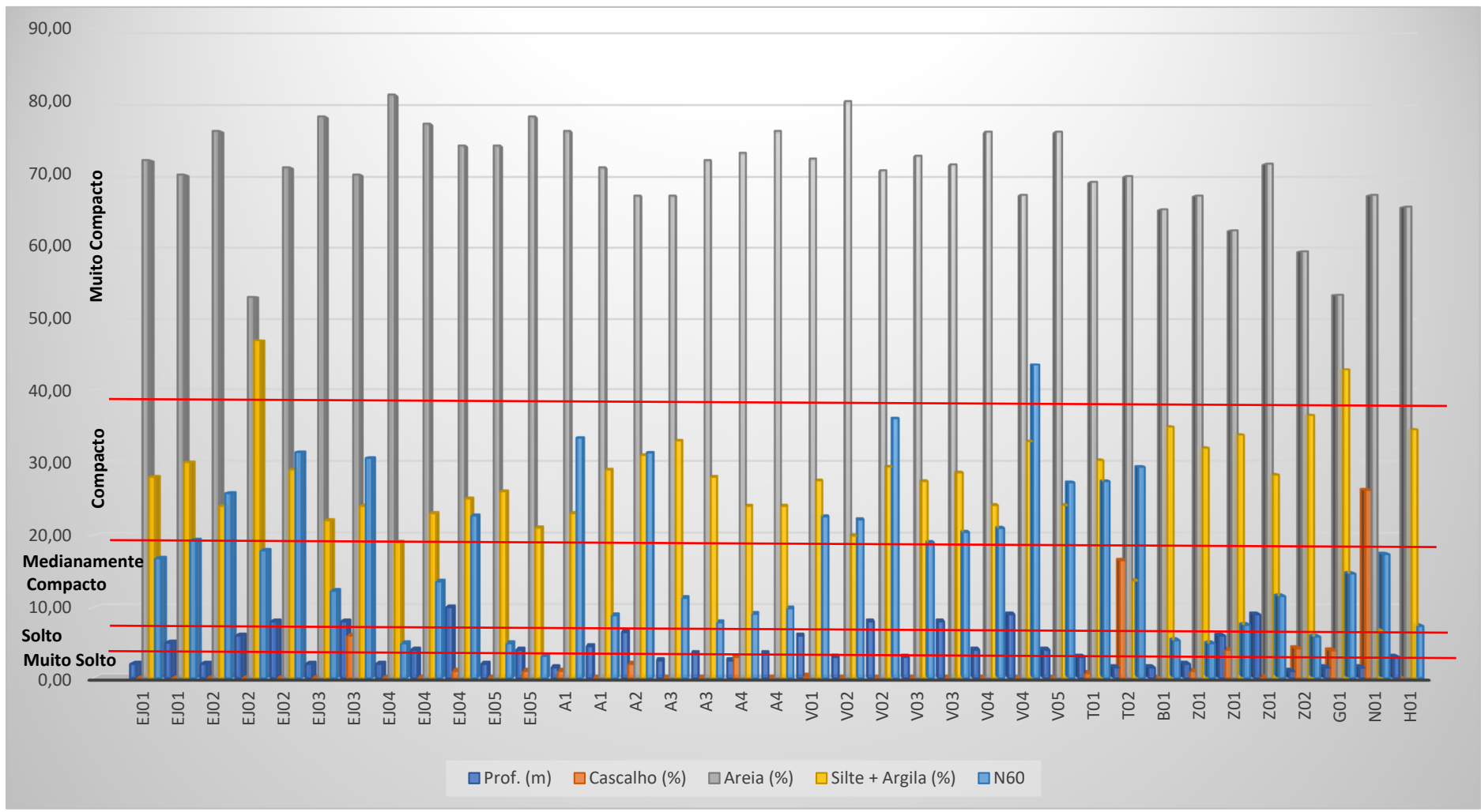


Figura.27. N₆₀ vs Granulometria vs Profundidade

Analisando as tabelas e o gráfico foi possível verificar que:

- As amostras que têm maior percentagem de finos (acima de 40,00%) estão em estado compacto e medianamente compacto, sendo identificadas no furo de sondagem EJ02 à profundidade de 6,00 metros e no G01 à profundidade de 1,50 metros, respetivamente;
- As amostras em que a percentagem de finos é menor (19,00% e 6,70%) estão em estado solto e medianamente compacto, sendo identificadas no furo de sondagem de EJ04 à profundidade de 2,00 metros e no N01 à profundidade de 1,50 metros, respetivamente;
- As amostras que têm maior percentagem de areia (acima de 80,00%) estão em estado solto e compacto, sendo identificadas no furo de sondagem EJ04 à profundidade de 2,00 metros e o V02 à profundidade de 3,00 metros, respetivamente;
- As amostras que têm menor percentagem de areia (50,00% e 50,30%) estão em estado medianamente compacto, sendo identificadas no furo de sondagem EJ02 à profundidade de 6,00 metros e no G01 à profundidade de 1,50 metros, respetivamente;
- As amostras com maior percentagem de cascalho (acima de 16,00%), estão em estado compacto e medianamente compacto, sendo identificadas no furo de sondagem T02 à profundidade de 1,50 metros e no N01 à profundidade de 1,50 metros, respetivamente;
- A amostra que está em estado muito compacto é a amostra retirada do furo de sondagem V04 à profundidade de 9,00 metros, apresentando uma percentagem de areia de 67,10% e 32,90% de finos, não apresenta qualquer percentagem em cascalho;
- A amostra que está em estado muito solto é a amostra retirada do furo de sondagem EJ05 à profundidade de 4,00 metros, apresentando 1% de cascalho, 78% de areia e 21% de finos.

4.4.2 Comparação entre N_{60} e limites de consistência

Para tentar perceber se existe um padrão repetitivo que permita correlacionar os valores de N_{60} com os limites de consistência, elaborou-se a tabela 4.9 e o gráfico da figura 27.

Tabela 4.9. Análise entre N₆₀ e Limites de Consistência.

Furo nº	Prof. (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	N ₆₀
EJ01	2,00	17,00	15,00	2,00	17
EJ01	5,00	22,00	17,00	5,00	19
EJ02	2,00	19,00	15,00	4,00	26
EJ02	6,00	NP	NP	NP	18
EJ02	8,00	15,00	11,00	4,00	31
EJ03	2,00	15,00	12,00	3,00	12
EJ03	8,00	22,00	16,00	6,00	31
EJ04	2,00	NP	NP	NP	5
EJ04	4,00	21,00	17,00	4,00	14
EJ04	10,00	NP	NP	NP	23
EJ05	2,00	16,00	12,00	4,00	5
EJ05	4,00	18,00	15,00	3,00	3
A1	1,50	15,00	12,00	3,00	33
A1	4,50	18,00	14,00	4,00	9
A2	6,50	16,00	13,00	3,00	31
A3	2,50	17,00	12,00	5,00	11
A3	3,50	20,00	12,00	8,00	8
A4	2,50	17,00	14,00	3,00	9
A4	3,50	16,00	13,00	3,00	10
V01	6,00	22,00	11,00	11,00	23
V02	3,00	18,00	13,00	5,00	22
V02	8,00	22,00	13,00	9,00	36
V03	3,00	21,00	11,00	10,00	19
V03	8,00	17,00	13,00	4,00	20
V04	4,00	19,00	13,00	6,00	21
V04	9,00	19,00	12,00	7,00	43
V05	4,00	19,00	13,00	6,00	27
T01	3,00	15,52	12,10	3,40	27
T02	1,50	NP	NP	NP	29
B01	1,50	20,87	16,09	4,90	5
Z01	2,00	15,87	13,20	2,70	5
Z01	6,00	18,47	12,40	6,00	8
Z01	9,00	NP	NP	NP	12
Z02	1,00	24,54	14,00	10,50	6
G01	1,50	26,57	15,20	11,40	15
N01	1,50	NP	NP	NP	17
H01	3,00	22,60	11,70	10,90	7

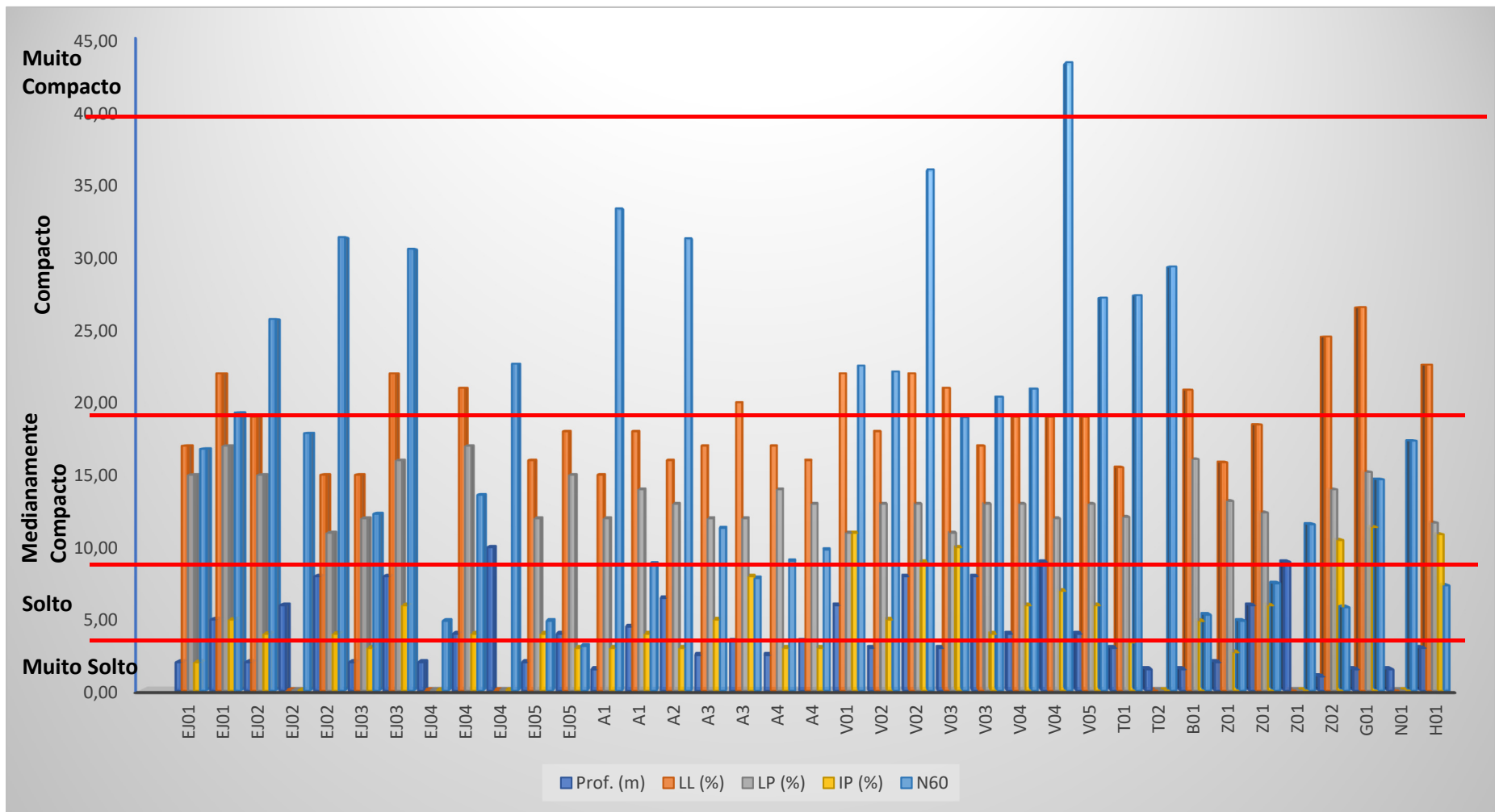


Figura.28. N₆₀ vs Limites de Consistência vs Profundidade.

Analisando a tabela 4.9 e o gráfico da figura 27 foi possível verificar que:

- As amostras com os limites de liquidez mais elevados (26,57% e 24,54%) estão em estado medianamente compacto e solto, sendo identificadas no furo de sondagem G01 à profundidade de 1,50 metros e no Z02 à profundidade de 1,00 metros, respetivamente;
- As amostras com o limite de liquidez mais baixo (15,00%) estão em estado compacto e medianamente compacto, sendo identificadas no furo de sondagem EJ02 à profundidade de 8,00 metros, no EJ03 à profundidade de 2,00 metros e no furo de sondagem A1 à profundidade de 1,50 metros;
- As amostras com o limite de plasticidade mais elevado (17,00%) estão em estado compacto e medianamente compacto, sendo identificadas no furo de sondagem EJ01 à profundidade de 5,00 metros e no EJ04 à profundidade de 4,00 metros;
- As amostras com o limite de plasticidade mais baixo (11,00%) estão em estado compacto, sendo identificados no furo de sondagem EJ02 à profundidade de 8,00 metros, no V01 à profundidade de 6,00 metros e no furo de sondagem V03 à profundidade de 3,00 metros;
- As amostras com os índices de plasticidade mais elevados (11,00% e 11,40%) estão em estado compacto e medianamente compacto, sendo identificadas no furo de sondagem V01 à profundidade de 6,00 metros e no G01 à profundidade de 1,50 metros, respetivamente;
- As amostras com os índices de plasticidade mais baixos (2,00% e 2,70%) estão em estado medianamente compacto e solto, sendo identificadas no furo de sondagem EJ01 à profundidade de 2,00 metros e no Z01 à profundidade de 2,00 metros, respetivamente;
- As amostras que não apresentam plasticidade estão em estado medianamente compacto, solto e compacto. A amostra que está em estado solto é a amostra retirada do furo de sondagem EJ04 à profundidade de 2,00 metros, as amostras que se encontram em estado medianamente compacto são as amostras retiradas do furo de sondagem EJ02 à profundidade de 6,00 metros, no Z01 à profundidade de 9,00 metros e no N01 à profundidade de 1,50 metros e as amostras que se encontram em estado compacto são as amostras retiradas do furo de sondagem EJ04 à profundidade de 10,00 metros e no furo de sondagem T02 à profundidade de 1,50 metros.

4.4.3 Comparação entre N_{60} e teor em água

De igual modo, tal como no subcapítulo anterior, tentou-se estabelecer uma relação entre o N_{60} e o teor em água presente nas amostras em estado natural. Faz-se notar que das 37 amostras analisadas apenas 16 foram submetidas à análise do teor em água. Apresenta-se na tabela 4.10 e no gráfico da figura 28 as possíveis correlações entre estes dois parâmetros.

Tabela 4.10. Análise entre N_{60} e Teor em água.

Furo nº	Prof. (m)	W (%)	N_{60}
EJ01	2,00	-	17
EJ01	5,00	-	19
EJ02	2,00	-	26
EJ02	6,00	-	18
EJ02	8,00	-	31
EJ03	2,00	-	12
EJ03	8,00	-	31
EJ04	2,00	-	5
EJ04	4,00	-	14
EJ04	10,00	-	23
EJ05	2,00	-	5
EJ05	4,00	-	3
A1	1,50	-	33
A1	4,50	13,60	9
A2	6,50	-	31
A3	2,50	-	11
A3	3,50	9,70	8

Furo nº	Prof. (m)	W (%)	N_{60}
A4	2,50	-	9
A4	3,50	5,50	10
V01	6,00	-	23
V02	3,00	2,80	22
V02	8,00	6,60	36
V03	3,00	4,40	19
V03	8,00	6,50	20
V04	4,00	3,60	21
V04	9,00	5,90	43
V05	4,00	3,60	27
T01	3,00	3,60	27
T02	1,50	4,70	29
B01	1,50	-	5
Z01	2,00	8,50	5
Z01	6,00	13,20	8
Z01	9,00	12,70	12
Z02	1,00	12,00	6
G01	1,50	-	15
N01	1,50	-	17
H01	3,00	-	7

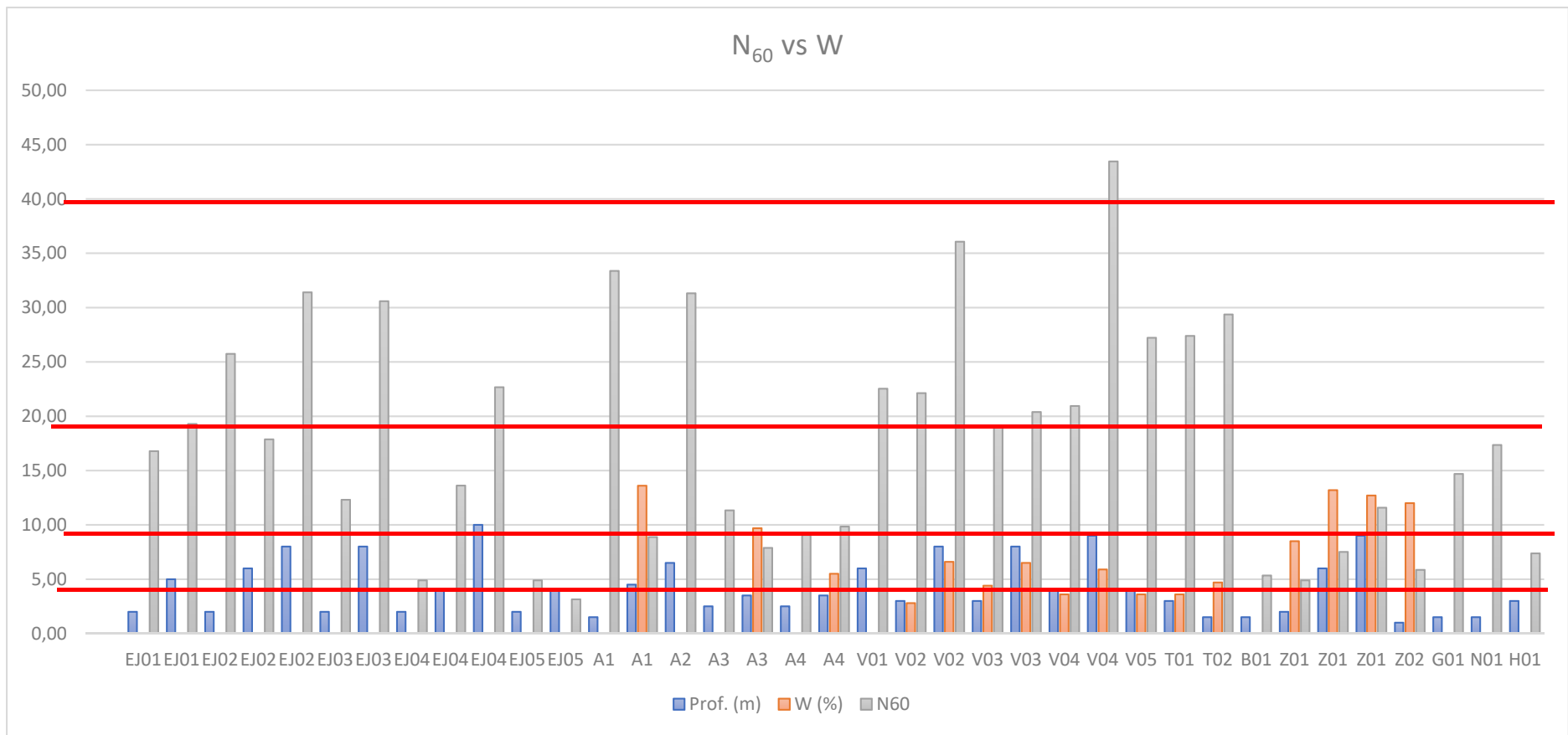


Figura.29. N₆₀ vs Teor em água vs Profundidade.

Analisando a tabela 4.10 e o gráfico da figura 28 é possível verificar que:

- As amostras com os teores em água mais elevados (13,20% e 12,60%) estão em estado solto e medianamente compacto, as quais foram retiradas do furo de sondagem Z01 à profundidade de 6,00 metros e do furo de sondagem A1 à profundidade de 4,50 metros, respectivamente;
- A amostra que apresenta o teor em água mais baixo (2,80%) está em estado compacto e foi retirada do furo de sondagem V02 à profundidade de 3,00 metros;
- A amostra retirada do furo de sondagem V04 à profundidade de 9,00 metros, encontra-se em estado muito compacto, apresentando um teor em água de 5,90%.
- A amostra retirada do furo de sondagem T02 à profundidade de 1,50 metros, encontra-se compacto, apresentando um teor em água de 4,70%;
- As amostras que apresentam um teor em água inferior a 6,60% estão em estado compacto e muito compacto, com exceção da amostra do furo de sondagem A4 que se encontra a uma profundidade de 3,50 metros sendo esta amostra medianamente compacta com um $N_{60}=10$, com uma capacidade de carga mediana.
- As amostras que apresentam um teor em água superior a 8,50% estão em estado solto a medianamente compacto com uma capacidade de carga baixa a mediana.

4.4.4 Comparação entre N_{60} , teor em água, granulometria e limites de consistência

De igual modo estabeleceu-se a correlação entre o N_{60} , o teor em água presente nas amostras em estado natural, a granulometria e os limites de consistência. Apresenta-se na tabela 4.11 e no gráfico da figura 29 as possíveis correlações entre as quatro propriedades analisadas.

Tabela 4.11. Análise entre N_{60} , teor em água, granulometria e limites de consistência

Furo nº	Cascalho (%)	Areia (%)	Silte + Argila (%)	W (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	$N_{1(60)}$
EJ01 (2)	0,00	72,00	28,00		17,00	15,00	2,00	17
EJ01 (5)	0,00	70,00	30,00		22,00	17,00	5,00	19
EJ02 (2)	0,00	76,00	24,00		19,00	15,00	4,00	26
EJ02 (6)	0,00	53,00	47,00		0,00	0,00	0,00	18
EJ02 (8)	0,00	71,00	29,00		15,00	11,00	4,00	31
EJ03 (2)	0,00	78,00	22,00		15,00	12,00	3,00	12
EJ03 (8)	6,00	70,00	24,00		22,00	16,00	6,00	31
EJ04 (2)	0,00	81,00	19,00		0,00	0,00	0,00	5
EJ04 (4)	0,00	77,00	23,00		21,00	17,00	4,00	14
EJ04 (10)	1,00	74,00	25,00		0,00	0,00	0,00	23
EJ05 (2)	0,00	74,00	26,00		16,00	12,00	4,00	5
EJ05 (4)	1,00	78,00	21,00		18,00	15,00	3,00	3
A1 (1,5)	1,00	76,00	23,00		15,00	12,00	3,00	33
A1 (4,5)	0,00	71,00	29,00	13,60	18,00	14,00	4,00	9
A2 (6,5)	2,00	67,00	31,00		16,00	13,00	3,00	31
A3 (2,5)	0,00	67,00	33,00		17,00	12,00	5,00	11
A3 (3,5)	0,00	72,00	28,00	9,70	20,00	12,00	8,00	8
A4 (2,5)	3,00	73,00	24,00		17,00	14,00	3,00	9
A4 (3,5)	0,00	76,00	24,00	5,50	16,00	13,00	3,00	10
V01 (6)	0,30	72,20	27,50		22,00	11,00	11,00	23
V02 (3)	0,00	80,10	19,90	2,80	18,00	13,00	5,00	22
V02 (8)	0,00	70,60	29,40	6,60	22,00	13,00	9,00	36
V03 (3)	0,00	72,60	27,40	4,40	21,00	11,00	10,00	19
V03 (8)	0,00	71,40	28,60	6,50	17,00	13,00	4,00	20
V04 (4)	0,00	75,90	24,10	3,60	19,00	13,00	6,00	21
V04 (9)	0,00	67,10	32,90	5,90	19,00	12,00	7,00	43
V05 (4)	0,00	75,90	24,10	3,60	19,00	13,00	6,00	27
T01 (3)	0,70	69,00	30,30	3,60	15,52	12,10	3,40	27
T02 (1,5)	16,50	69,80	13,70	4,70	0,00	0,00	0,00	29
B01 (1,5)	0,00	65,10	34,90		20,87	16,09	4,90	5
Z01 (2)	1,00	67,00	32,00	8,50	15,87	13,20	2,70	5
Z01 (6)	4,00	62,20	33,80	13,20	18,47	12,40	6,00	8
Z01 (9)	0,20	71,50	28,30	12,70	0,00	0,00	0,00	12
Z02 (1)	4,20	59,30	36,50	12,00	24,54	14,00	10,50	6
G01 (1,5)	3,90	53,30	42,80		26,57	15,20	11,40	15
N01 (1,5)	26,20	67,10	6,70		0,00	0,00	0,00	17
H01 (3)	0,00	65,47	34,53		22,60	11,70	10,90	7

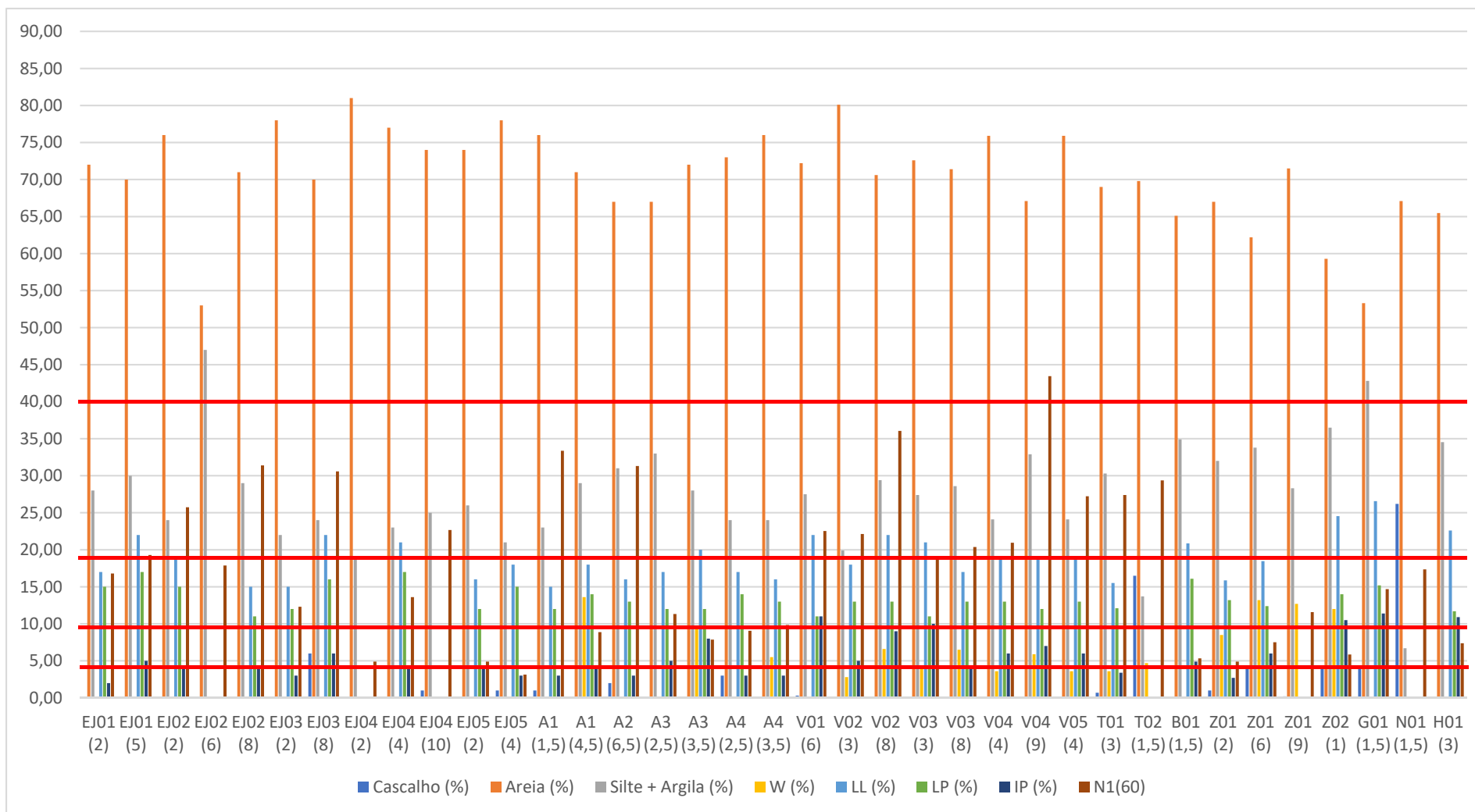


Figura.30. N_{60} vs teor em água vs granulometria vs limites de consistência vs profundidade.

Analisando a tabela 4.11 e o gráfico da figura 29 foi possível verificar o seguinte:

- A única amostra que apresenta um N_{60} acima das 40 pancadas (43 pancadas), ou seja, que se encontra num estado muito compacto com uma capacidade de carga muito alto, foi retirada do furo de sondagem V04 a uma profundidade de 9,00 metros, contém um teor em água 5,9%, uma granulometria com 67,10% de areia e 32,90% de silte e argila, com um limite de liquidez de 19,00%, um limite de plasticidade de 12,00% e um índice de plasticidade de 7,00%;
- A amostra com o N_{60} mais baixo (3 pancadas), ou seja, está num estado muito solto com uma capacidade de suporte de cargas muito baixo, foi retirada do furo de sondagem EJ05 aos 4,00 metros de profundidade, nesta amostra não foi determinado o teor em água, mas apresenta uma granulometria com 1,00% de cascalho, 78,00% de areia e 21,00% de silte e argila, com um limite de liquidez de 18%, um limite de plasticidade de 15,00% e um índice de plasticidade de 3,00%;
- Para os valores mais baixos de N_{60} quando o estado é solto (5 pancadas), que foi identificado nas amostras recolhidas no furo de sondagem EJ04 aos 2,00 metros de profundidade em que o solo é não plástico, não foi determinado o teor em água e tem 81,00% de areia e 19,00% de silte; no furo de sondagem EJ05 aos 2,00 metros de profundidade, apresentando uma granulometria com 74,00% de areia e 26,00% de silte e argila, nesta amostra não foi determinado o teor em água, apresenta um limite de liquidez de 16,00%, um limite de plasticidade de 12,00% e um índice de plasticidade de 4,00%; no furo de sondagem B01 aos 1,50 metros de profundidade, nesta amostra não foi determinado o teor em água, apresenta uma granulometria com 65,10% de areia e 34,90% de silte e argila, com um limite de liquidez de 20,87%, um limite de plasticidade de 16,09% e um índice de plasticidade de 4,90% e no furo de sondagem Z01 aos 2,00 metros de profundidade, com um teor em água de 8,50%, uma granulometria com 1,00% de cascalho, 67,00% de areia e 32,00% de silte e argila, com um limite de liquidez de 15,87%, um limite de plasticidade de 13,20% e um Índice de Plasticidade de 2,70%;
- Os valores mais elevados de N_{60} , quando o estado é solto (8 pancadas), verificou-se nas amostras recolhidas no furo de sondagem A3 aos 3,50 metros de profundidade contendo um teor em água de 9,70%, uma granulometria com 72,00% de areia e 28,00% de silte e argila, com um limite de liquidez de 20,00%, um limite de plasticidade de 12,00% e um índice de plasticidade de 8,00% e no furo de sondagem Z01 aos 6,00 metros de profundidade, com um teor em água de 13,20%, uma granulometria com

-
- 4,00% de cascalho, 62,20% de areia e 33,80% de silte e argila, com um limite de liquidez de 18,47%, um limite de plasticidade de 12,40% e um índice de plasticidade de 6,00%;
- Os valores mais baixos de N_{60} , quando o estado é medianamente compacto (9 pancadas), verificou-se nas amostras recolhidas no furo de sondagem A1 aos 4,5 metros de profundidade contendo um teor em água de 13,60%, uma granulometria com 71,00% de areia e 29,00% de silte e argila, com um limite de liquidez de 18,00%, um limite de plasticidade de 14,00% e um índice de plasticidade de 4,00% e no furo de sondagem A4 aos 2,50 metros de profundidade, nesta amostra não se determinou o teor em água, apresenta uma granulometria com 3,00% de cascalho, 73,00% de areia e 24,00% de silte e argila, com um limite de liquidez de 17,00%, um limite de plasticidade de 14,00% e um índice de plasticidade de 3,00%;
 - Os valores mais elevados de N_{60} , quando o estado é medianamente compacto (18 pancadas), verificou-se na amostra recolhida no furo de sondagem EJ02 aos 6,00 metros de profundidade, nesta amostra não se determinou o teor em água, é um solo não plástico e tem uma granulometria com 53,00% de areia e 47,00% de silte;
 - Os valores mais baixos de N_{60} , quando o estado é compacto (19 pancadas), verificou-se nas amostras recolhidas no furo de sondagem EJ01 aos 5,00 metros de profundidade, nesta amostra não se determinou o teor em água, apresenta uma granulometria com 70,00% de areia e 30,00% de silte e argila, com um limite de liquidez de 22,00%, um limite de plasticidade de 17,00% e um índice de plasticidade de 5,00% e no furo de sondagem V03 aos 3,00 metros de profundidade, contém um teor em água natural de 4,40%, uma granulometria com 72,60% de areia e 27,40% de silte e argila, com um limite de liquidez de 21,00%, um limite de plasticidade de 11,00% e um índice de plasticidade de 10,00%;
 - Os valores mais elevados de N_{60} , quando o estado é compacto (36 pancadas), verificou-se na amostra recolhida no furo de sondagem V02 aos 8,00 metros de profundidade, contém um teor em água natural de 6,60%, uma granulometria com 80,10% de areia e 19,90% de silte e argila, com um limite de liquidez de 18,00%, um limite de plasticidade de 13,00% e um índice de plasticidade de 5,00%.

Capítulo V

5. CONCLUSÕES

Tendo como objetivo estabelecer uma correlação eficiente entre os diferentes parâmetros geológicos e geotécnicos dos solos vermelhos da Formação Quelo de forma a permitir compreender o seu comportamento quando utilizados na área da Construção Civil, tirando previsões de uma maneira mais rápida, através de um ábaco.

A realização do presente trabalho permitiu concluir que o objetivo principal proposto, isto é, a construção de um ábaco que relacione alguns parâmetros geológicos-geotécnicos, nomeadamente (N_{60} , teor em água, granulometria e limites de Atterberg) não foi atingido, uma vez que não existe uma correlação padrão entre eles, apresentando na realidade fortes incongruências.

A análise combinada do N_{60} e da granulometria não permitiu identificar uma variação padrão de um dos parâmetros em função da variação do outro parâmetro, uma vez que por exemplo a amostra retirada do furo de sondagem V04 aos 9,00 metros de profundidade apresenta 67,10% de areia e 32,90% de silte e argila, está em estado muito compacto com uma capacidade de suporte de cargas muito alta, enquanto que a amostra retirada do furo de sondagem Z01 aos 2,00 metros de profundidade, apresenta 1,00% de cascalho, 67,00% de areia e 32,00% de silte e argila, encontra-se em estado solto com uma capacidade de suporte de carga baixa, ou seja, para granulometrias similares são identificados graus de compactação distintos.

Nas amostras representadas por areias siltosas, ou seja, que não apresentam argila na sua composição também não se consegue estabelecer qualquer relação, vejamos por exemplo a amostra do furo de sondagem EJ04, recolhida a uma profundidade de 2,00 metros, encontra-se no estado solto, enquanto, que a amostra do furo de sondagem EJ04, recolhida a uma profundidade de 10 metros, encontra-se no estado compacto. Nestes furos não foram determinados os teores em água que parece ser um parâmetro fundamental entre os estudados, uma vez que a profundidade não tem qualquer influência.

A análise combinada do N_{60} e da profundidade, também não permitiu identificar uma variação padrão uma vez que tanto existe solos em estado compacto como em estado solto até uma profundidade de 2 metros por exemplo e para profundidades maiores, as amostras do furo de sondagem Z01 aos 9,00 metros de profundidade encontra-se em estado medianamente compacto enquanto, que no furo de sondagem V04 à mesma profundidade o solo encontra-se em estado muito compacto.

De todos os parâmetros analisados o teor em água parece ser o único que pode influenciar de forma padronizada. Verifica-se com a análise da tabela 4.10 e gráfico da figura 28 em que as amostras que têm um teor em água inferior a 6,60%, estão em estado compacto e muito compacto com a exceção da amostra do furo de sondagem A4 que se encontra a uma profundidade de 3,50 metros que está medianamente compacta com um $N_{60}=10$, com uma capacidade de carga mediana. As amostras que têm um teor em água superior a 8,50%, estão em estado solto a medianamente compacto com uma capacidade de carga baixa a mediana.

5.1 Recomendações

Sabendo que os trabalhos geotécnicos exigem maior rigor na recolha de informações dos solos em especial na sua capacidade de suporte que é onde se suporta as obras de construção civil, recomenda-se que em trabalhos futuros sejam estudados outros parâmetros, tais como a composição mineralógica das areias vermelhas, a sua densidade, e aperfeiçoar a informação relativa ao seu teor em água em estado natural.

Na realidade, a utilização dos novos parâmetros referidos anteriormente talvez permita estabelecer uma relação de proporcionalidade entre o N_{60} e os ensaios laboratoriais, dando maior ênfase à composição mineralógica dos solos que não foi considerada no presente trabalho.

BIBLIOGRAFIA

Almeida, G.C.P., 2005. Caracterização física e classificação dos solos 1 ed. Juiz de fora Universidade Federal de Juiz de Fora, 2005. 132 p.

Brognon, G. & Verrier G., 1955. Contribution à la géologie du Bassin du Cuanza en Angola. Proc. World Petrol. Congr. Section I/A/4, Rome.

Caputo, H. P., 1988. Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos. Volume 1. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.

Caputo, H.P., 1974. Mecânica dos solos e suas aplicações. 3.ed. Rio de Janeiro, Livro Técnico, v.1,62p.

Coelho, S., 1996. Tecnologia de fundações. E. P. Gustave Eiffel, Lisboa.

Correia, A., 1980. Ensaio para o controlo de terraplenagens. Ministério da habitação e obras públicas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Correia, F. & Chita, N., 2018. Caracterização Geológico-geotécnica da Formação Quelo e zonamento de riscos associados na região do zango - Luanda. Luanda.

Faculdade de Ciências da Universidade Agostinho Neto, 1980. Carta Geológica de Luanda à escala 1:25 000, Faculdade de Ciências da Universidade Agostinho Neto

Falcão, A., 1957. Atualização a efetuar na palestra “Evolução geológica da região de Luanda – Relação da geologia com a engenharia e com a mecânica dos solos em especial”.

Fernandes, M M., 1994. Mecânica dos solos. Porto: FEUP, Porto. 619 p.

Fernandes, M.M., 2011. Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais. FEUP, Porto.

ING – Instituto Nacional de Geologia, 1988. Carta Geológica de Angola na escala 1:1000000. Instituto Nacional de Geologia, Luanda.

Novais-Ferreira, H. & Silva, C.A.F., 1961. Soil failure in the Luanda Region: geotéchnique study of these soils. Proc. 5th Int. Conf. Soil Meth. Found. Eng. Paris

Oliveira & Brito, 1998. Geologia de engenharia. São Paulo: ABGE

Oliveira, J.B.; Jacomine, P.K.T.; Camargo, M.N., 1992. Classes gerais de solos do Brasil - guia auxiliar para seu reconhecimento. Jaboticabal, FUNEP, 201p.

Schimitz, C.S., 2001. Mecânica dos Solos. Centro Federal da Educação Tecnológica de Pelotas. pp. 23-33.

Silva, J.A.H. & Gomes Teixeira, J.A.P., 1973. Carta Geotécnica da região de Luanda – 1ª aproximação.

Silva, J.A.H., 1965. Contribuição para o conhecimento das Areias Vermelhas da Região de Luanda “Muceque”. Bol. Serv. Geol. Minas (Angola) nº12, Luanda.

Silva, J.A.H., 1970. Relationships between the collapsing soils of Luanda and Luso. 5th regional conf. Africa on soil mech. and found. Eng. Luanda

Silva, J.A.H., 1971. Nota sobre as características Geológicas-Geotécnicas dos terrenos do Musseque Lixeira, Bungo e Boavista. Boletim do LEA nº11 797, Luanda.

Skempton, A., 1986. Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. Geotechnique, 36(3): 425-447.

Soares de Carvalho, G., 1957. Sedimentologia e génese das areias vermelhas dos arredores de Luanda (Angola). Primeira Jornada de Estradas. Vol. II, Luanda.

Verrier, G. (1953). Étude géologique de la région Côtière entre Luanda et Ambriz. Missão de Pesquisas do Petróleo de Angola, Luanda (Relatório inédito).

Normas e especificações

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials, 1987. M145 – The Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes.

ASTM - American Society for Testing and Materials, 2011. D2487. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).

LNEC- Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1970. Especificação LNEC e – 239: Análise Granulométrica Por Peneiração Húmida. Lisboa.

LNEC-Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1968. Especificação LNEC e – 219: Prospecção Geotécnica de Terrenos. Lisboa.

LNEC-Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1968. Especificação LNEC E – 219: Prospecção Geotécnica de Terrenos - Vocabulário. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa.

Norma Portuguesa NP 84: 1965, “Solos - Determinação do teor em água.”

Norma Portuguesa NP-143 1969, “Solos - Determinação de limites de consistência.”

ANEXOS

ANEXO 1 – Dados dos Furos de Sondagem estudados

Sondagem Nº	x	y	z	Prof. Máxima (m)	Nº SPT Estudados
EJ01	306865,31	9023945,06	72,00	25,45	2
EJ02	306890,58	9023938,35	72,00	25,45	3
EJ03	306841,83	9023901,76	72,00	25,00	2
EJ04	306865,98	9023890,54	72,00	25,00	3
EJ05	306864,53	9023920,81	72,00	25,00	2
A1	305724,00	9021578,21	70,18	16,30	2
A2	305768,48	9021610,25	69,73	17,88	1
A3	305702,07	9021647,62	69,95	23,95	2
A4	305723,61	9021680,17	69,95	20,88	2
V01	327391,85	9015276,05	121,50	15,00	1
V02	324035,37	9009884,64	159,91	14,00	2
V03	323976,82	9010001,13	156,00	13,00	2
V04	323925,21	9009927,17	156,00	13,00	2
V05	323820,80	9010052,68	157,48	10,00	1
T01	300423,26	9012764,81	53,60	12,09	1
T02	300589,75	9012657,47	43,00	12,35	1
B01	304026,10	9017894,80	20,00	19,70	1
Z01	300064,31	9014101,77	53,00	10,45	3
Z02	300068,88	9014119,05	50,00	3,60	1
G01	309401,00	9019041,00	82,00	6,45	1
N01	303965,00	9014756,00	43,00	10,95	1
H01	325727,41	9015125,90	122,00	6,95	1

ANEXO 2 – Litologia dos furos de Sondagem

Sondagem Nº	Profundidade (m)		Litologia
	De	Até	
EJ01	0,00	10,00	Areias Vermelhas
EJ01	10,00	15,00	Areias Siltosas Amarelo acastanhado
EJ01	15,00	19,00	Areias Finas Amareladas
EJ01	19,00	25,45	Siltes Argilosos Amarelo Acinzentado
EJ02	0,00	10,00	Areias Vermelhas
EJ02	10,00	13,00	Areias Siltosas Amareladas
EJ02	13,00	17,00	Areias Finas Esbranquiçadas
EJ02	17,00	20,00	Siltes Argilosos amarelo acinzentado
EJ02	20,00	25,45	Areias Finas Amarelo Esbranquiçado
EJ03	0,00	9,00	Areias Vermelhas
EJ03	9,00	13,00	Areias Siltosas Amareladas
EJ03	13,00	14,00	Areias Finas Esbranquiçadas
EJ03	14,00	20,00	Siltes Argilosos Amarelo Acinzentado
EJ03	20,00	23,00	Areias Finas Amareladas
EJ03	23,00	25,00	Areias Finas Esbranquiçadas
EJ04	0,00	12,00	Areias Vermelhas
EJ04	12,00	15,00	Areias Finas Amarelo Esbranquiçadas
EJ04	15,00	17,00	Areias Siltosas Amarelo Acinzentado
EJ04	17,00	23,00	Siltes Argilosos Amarelo Acinzentado
EJ04	23,00	25,00	Areias Finas Esbranquiçadas
EJ05	0,00	9,00	Areias Vermelhas
EJ05	9,00	14,00	Areias Siltosas Amarelo Acastanhado
EJ05	14,00	16,00	Areias Finas Amarelo Esbranquiçado
EJ05	16,00	18,00	Areias Finas Amareladas
EJ05	18,00	19,00	Areias Silto Argilosas
EJ05	19,00	24,00	Siltes Argilosos Amarelo Acinzentado
EJ05	24,00	25,00	Areias Finas Amarelo Esbranquiçadas
A1	0,00	7,00	Areias Finas pouco silto argilosas vermelhas
A1	7,00	11,50	Areias medias a grosseira argilosas vermelha
A1	11,50	16,30	Areias muito fina siltosa amarela esbranquiçada
A2	0,00	8,00	Areias Finas pouco silto argilosas vermelhas
A2	8,00	9,00	Areias grosseiras pouco argilosa vermelha
A2	9,00	10,00	Areias grosseiras pouco argilosas, esbranquiçadas
A2	10,00	13,00	Areias finas siltosas, esbranquiçadas
A2	13,00	14,50	Silte argiloso, cinzento
A2	14,50	17,88	Areias muito finas siltosas, cinzentas esbranquiçadas
A3	0,00	7,00	Areias finas pouco siltosas, argilosa, vermelha
A3	7,00	9,00	Areias finas pouco siltosas, argilosas, amarelo-vermelho
A3	9,00	10,00	Areias grosseiras siltosas, esbranquiçadas
A3	10,00	13,00	Areias finas siltosas, esbranquiçadas, amarelada
A3	13,00	16,00	Silte argiloso, cinzento
A3	16,00	22,00	Areias muito finas siltosas, cinzenta
A3	22,00	23,93	Areias muito finas siltosas, castanho avermelhado
A4	0,00	8,00	Areias finas pouco silto argilosas, vermelha
A4	8,00	11,50	Areias finas pouco silto argilosa, amarelo avermelhado
A4	11,50	14,50	Areias finas siltosas, amarelo esbranquiçado
A4	14,50	16,00	Silte argiloso, variegado
A4	16,00	17,50	Areias muito finas siltosas, cinzentas
A4	17,50	20,88	Areias muito finas siltosas, amarelas
V01	0,00	0,40	Solo superficial

V01	0,40	14,50	Solo arenoso – Formação Quelo
V01	14,50	15,00	Solo arenoso – Formação Luanda
V02	0,00	0,40	Solo superficial
V02	0,40	11,00	Solo arenoso – Formação Quelo
V02	11,00	14,00	Solo arenoso – Formação Luanda
V03	0,00	0,40	Solo superficial
V03	0,40	10,00	Solo arenoso – Formação Quelo
V03	10,00	13,00	Solo arenoso – Formação Luanda
V04	0,00	0,40	Solo superficial
V04	0,40	11,50	Solo arenoso – Formação Quelo
V04	11,50	12,00	Solo arenoso – Formação Luanda
V05	0,00	0,40	Solo superficial
V05	0,40	9,00	Solo arenoso – Formação Quelo
V05	9,00	10,00	Solo arenoso – Formação Luanda
T01	0,00	4,50	Areia Fina siltosa, vermelha acastanhada
T01	4,50	19,70	Areia fina siltosa, castanho alaranjado
T02	0,00	4,50	Areia Fina siltosa, vermelha acastanhada
T02	4,50	9,00	Areia muito fina siltosa, castanha-amarelada
T02	9,00	10,50	Areia fina siltosa, castanha e laranja
T02	10,50	12,00	Areia fina silto argilosa, cinzenta, castanho e laranja
T02	12,00	12,35	Argila siltosa, castanha e laranja
B01	0,00	3,00	Areia fina siltosa, castanho avermelhado
B01	3,00	4,50	Areia fina e média siltosa, laranja-amarelado
B01	4,50	6,00	Areia media e grossa, castanho alaranjado
B01	6,00	7,50	Silte argiloso, castanho alaranjado
B01	7,50	10,50	Silte arenoso, castanho alaranjado
B01	10,50	12,00	Areia muito fina siltosa, castanho creme
B01	12,00	13,50	Areia muito fina siltosa, castanho avermelhado
B01	13,50	15,00	Silte, cinzento-claro
B01	15,00	19,00	Silte, Cinzento-claro esverdeado
B01	19,00	19,70	Areia fina siltosa, cinzento-clara acastanhada
Z01	0,00	5,00	Areia fina siltosa, castanho avermelhado
Z01	5,00	8,00	Areia silto argilosa, castanho avermelhado
Z01	8,00	10,45	Areia muito fina siltosa, laranja
Z02	0,00	2,25	Areia fina silto argilosa
Z02	2,25	3,60	Argila silto arenosa
G01	0,00	3,00	Areia argilosa, castanho avermelhado
G01	3,00	4,50	Areia argilosa, castanho alaranjado e cinzento
G01	4,50	6,00	Argila, castanho alaranjado
G01	6,00	6,45	Argila, cinzento
N01	0,00	2,50	Areia fina e media siltosa, castanho alaranjado
N01	2,50	6,00	Areia fina siltosa, castanho alaranjado
N01	6,00	7,50	Areia muito fina, castanho-escuro acinzentado
N01	7,50	10,50	Silte arenoso, castanho acinzentado
N01	10,50	10,95	Areia fina siltosa, castanho-escuro
H01	0,00	4,50	Areia fina siltosa, avermelhada
H01	4,50	6,95	Areia silto argilosa, laranja creme