



**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**



**Aeroporto Internacional de Nacala**  
**Ensaios para Controlo de Terraplenagens e Fundações**

**MUNA SAOUD FARIA ELTAYARI**  
(Licenciada em Engenharia Civil)

Relatório de Estágio para obtenção do grau de Mestre em Engenharia na Área de  
Especialização de Edificações

Orientadores:

Eng.º Jorge Maltezinho, Gerente de Engenharia (Odebrecht)  
Eng.º Walter Fernandes, Eq. Prof. Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente: Maria da Graça Dias Alfaro Lopes, Prof. Coord. c/ Agregação (ISEL)  
Arguente: José Carlos Carrapito Prestes, Eq. Prof. Adjunto (ISEL)

**Dezembro de 2012**



## **Agradecimentos**

Quero agradecer à minha família pelo apoio incondicional que sempre me deram, estando presentes em todos os momentos.

Obrigada, Mãe, Pai, Zázá, Avó, Avô, Tita, Titó, Prima e Eduardo.

A ti Diogo, com quem sempre conto para me ajudar em tudo.

Ao Eng. Mussa Tacula, ao Eng. Dércio Matola, ao Eng. Arcénio Mandlate e ao técnico de laboratório Carlos Augusto pela disponibilidade e valiosos contributos para o sucesso do estágio académico.

À *Construtora Norberto Odebrecht* por possibilitar a realização do estágio académico e a todos os seus colaboradores que facilitaram a minha integração na empresa e adaptação a Nacala.

Agradeço ao Sr. Eng. Jorge Maltezinho e ao Sr. Eng. Walter Fernandes pela orientação do Trabalho Final de Mestrado.



## Resumo

O presente Trabalho Final de Mestrado relata a experiência profissional e pessoal vivida ao longo de 6 meses de estágio na obra do *Aeroporto Internacional de Nacala*, Moçambique, a cargo da *Construtora Norberto Odebrecht*.

Neste relatório, descreve-se o enquadramento do estágio numa cultura tipicamente africana, mas com grande influência lusófona, analisando indicadores económicos, sociais e demográficos e descrevendo a relação histórica e contemporânea com Portugal, nomeadamente no setor da Engenharia Civil. Naturalmente, o maior destaque é dado à situação atual de Moçambique, enquanto país independente, detentor de uma incrível riqueza cultural e natural e com possibilidade de construir um futuro brilhante.

Foi precisamente numa perspetiva de futuro e de desenvolvimento económico e social que o governo moçambicano lançou um projeto de modernização da rede de transportes, onde se inclui a ampliação e requalificação de diversos aeroportos do país. Entre estes, o Aeroporto Internacional de Nacala representa uma esperança de evolução da zona norte de Moçambique, onde reside grande parte da população.

Ao longo do estágio foram desempenhadas diversas atividades na área da Engenharia Civil, tanto em equipas de planeamento como em equipas de produção. Entre as atividades mais relevantes contam-se a programação de obra, as medições e orçamentação, os ensaios para controlo de terraplenagens e o acompanhamento da construção das fundações do Terminal de Passageiros.

Além de relatar as experiências vividas, o presente documento procura relacionar os ensaios de controlo de terraplenagens dos terrenos de fundação do Aeroporto Internacional de Nacala, com as ações e tomadas de decisão em obra. Foca-se essencialmente na pertinência dos ensaios realizados e no controlo de qualidade da obra. O mesmo exercício foi realizado para a construção das fundações do edifício do Terminal de Passageiros, acompanhando a implantação no terreno, a montagem das armaduras e a betonagem das sapatas.

Por fim, apresentam-se perspetivas quanto ao desenvolvimento da obra em curso e quanto ao futuro da colaboração com a *Construtora Norberto Odebrecht*.

**Palavras-Chave:** Aeroporto, Fundações, Moçambique, Nacala, Terraplenagem.

**Abstract**

The present Master's degree Final Report translates the professional and personal experience lived throughout the 6 month *Odebrecht* internship at the Nacala's International Airport site construction, in Mozambique.

This report begins by contextualizing the internship in a typically African culture, though with a great Portuguese influence, analysing the main economic, social and demographic indicators. It also describes its historical and contemporary relationship with Portugal, focusing on the Civil Engineering field. Naturally, the highlight is the current situation of Mozambique as an independent country, owner of an incredible cultural and natural wealth and with a real possibility to build a bright future.

Struggling to develop Mozambique both economically and socially, the government as launched an ambitious program to modernize the country's essential infrastructures. Nacala's International Airport is one of these structures and will hopefully be a great source of wealth and development to northern Mozambique, the most poor and populated region of the country.

Throughout the internship at *Odebrecht*, it was possible to experience many different fields of Civil Engineering, mainly in the production and in the planning teams. Some of the most relevant activities were the construction planning, measurements and budgeting, ground levelling soil testing and supervising the Passenger's Terminal foundation construction.

This report focuses on the importance of soil testing procedures for the ground levelling of Nacala's International Airport structural foundation. It also aims to describe the influence such procedures have in decision making and quality control in construction sites. The same approach was followed for the construction of the Passenger's Terminal foundations, supervising their implantation, reinforcement assemblage and concreting.

The present document ends by laying out future developments for the airport construction and for the collaboration with *Odebrecht*.

**Keywords:** Airport, Foundation, Mozambique, Nacala, Earthwork.

---

**Índice de Conteúdos**

<b>Agradecimentos .....</b>	<b>i</b>
<b>Resumo .....</b>	<b>iii</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>iv</b>
<b>Índice de Figuras .....</b>	<b>viii</b>
<b>Índice de Tabelas .....</b>	<b>xi</b>
<b>Lista de Símbolos.....</b>	<b>xiii</b>
<b>Lista de Acrónimos.....</b>	<b>xiv</b>
<b>1. Introdução.....</b>	<b>1</b>
1.1. Localização geográfica .....	3
1.2. Contexto histórico.....	3
1.3. Contexto económico .....	6
1.4. Contexto demográfico e social .....	9
1.5. Engenharia Civil em Moçambique .....	11
<b>2. A construção do Aeroporto Internacional de Nacala.....</b>	<b>15</b>
2.1. A <i>Construtora Norberto Odebrecht</i> .....	15
2.2. O Aeroporto Internacional de Nacala .....	17
2.3. O primeiro contacto .....	20
2.4. O estágio em Nacala .....	22
2.4.1. Programação de obra.....	23
2.4.2. Medição e orçamentação.....	25
<b>3. Ensaio para controlo de terraplenagens .....</b>	<b>27</b>
3.1. Análise Granulométrica .....	28
3.1.1. Equipamento .....	29
3.1.2. Procedimento experimental.....	29
3.1.3. Registo de resultados .....	30

---

3.2. Limites de Atterberg.....	36
3.2.1. Equipamento .....	37
3.2.2. Procedimento experimental.....	37
3.2.3. Registo de resultados .....	39
3.2.4. Classificação de solos .....	46
3.3. Ensaio de compactação Proctor Modificado.....	47
3.3.1. Equipamento .....	47
3.3.2. Procedimento experimental.....	48
3.3.3. Registo de resultados .....	50
3.4. Ensaio de CBR.....	54
3.4.1. Equipamento .....	55
3.4.2. Procedimento experimental.....	55
3.4.3. Registo de resultados .....	57
3.5. Ensaio de Gamadensímetro .....	63
3.5.1. Equipamento .....	64
3.5.2. Procedimento experimental.....	64
3.5.3. Registo de resultados .....	65
3.5.4. Análise de resultados .....	67
<b>4. Fundações do Terminal de Passageiros.....</b>	<b>71</b>
4.1. Implantação de sapatas de fundação.....	71
4.2. Ensaio de garrafa de areia.....	72
4.2.1. Equipamento .....	73
4.2.2. Procedimento experimental.....	73
4.2.3. Registo de resultados .....	74
4.3. Ensaio <i>Speedy</i> - Determinação do teor em água.....	76
4.3.1. Equipamento .....	76
4.3.2. Procedimento experimental.....	76

---

---

4.4. Colocação de armadura.....	77
4.5. Betonagem de sapata .....	79
4.6. Controlo de qualidade do betão .....	80
4.6.1. Ensaio de abatimento ( <i>slump test</i> ).....	81
4.6.2. Ensaio de resistência à compressão axial.....	83
<b>5. Considerações finais.....</b>	<b>87</b>
<b>6. Bibliografia .....</b>	<b>91</b>
<b>Anexos .....</b>	<b>95</b>

---

**Índice de Figuras**

Figura 1.1: Localização geográfica de Moçambique em África e de Nacala em Moçambique. ....	3
Figura 1.2: Taxa de variação real do PIB moçambicano, ajustado à inflação. ....	7
Figura 1.3: Peso (%) das atividades económicas no PIB moçambicano de 2007. ....	7
Figura 1.4: Trocas comerciais de Moçambique em 2010. (mil €).....	8
Figura 1.5: Principais produtos exportados e importados por Moçambique em 2010. (mil €) .....	9
Figura 1.6: Pirâmides etárias de Moçambique e de Nacala Porto. ....	10
Figura 1.7: Distribuição da população ativa por atividade económica.....	10
Figura 1.8: Estações ferroviárias: Lourenço Marques (1910) e Beira (1960). ....	12
Figura 1.9: Liceu Nacional Salazar e Hospital Miguel Bombarda, Lourenço Marques.....	12
Figura 1.10: Igreja da Polana e barragem de <i>Cahora Bassa</i> . ....	13
Figura 1.11: Ponte Dona Ana, Ponte Samora Machel e Ponte Armando Emílio Guebuza. ....	14
Figura 2.1: Vista geral dos edifícios do Aeroporto Internacional de Nacala.....	17
Figura 2.2: Vista exterior do Terminal de Passageiros.....	18
Figura 2.3: Vista interior da zona de <i>check-in</i> do Terminal de Passageiros.....	19
Figura 2.4: Vista exterior do edifício da Torre de Controlo.....	20
Figura 2.5: Atividades realizadas no período de 19 a 26 de Julho de 2012, Semana 30.....	24
Figura 2.6: Programação de atividades de 26 de julho a 2 de Agosto de 2012, Semana 31. ....	24
Figura 3.1: Pesagem da amostra e peneiração com o peneiro n10. ....	29
Figura 3.2: Pesagem e lavagem da amostra no peneiro n200 e colocação em estufa.....	30
Figura 3.3: Peneiração em peneiros n40 e n200 com auxílio de escova de cerdas metálicas. ....	30
Figura 3.4: Curva granulométrica (TPS). ....	32
Figura 3.5: Curva granulométrica (TECA). ....	34
Figura 3.6: Curva granulométrica (PISTA).....	36
Figura 3.7: Humidificação e homogeneização de amostra de solo. ....	37
Figura 3.8: Amostra de solo na concha de Casagrande.....	38
Figura 3.9: Preparação da amostra para determinação do limite de plasticidade.....	38
Figura 3.10: Rolamento e normalização da amostra para determinação do limite de plasticidade.....	39
Figura 3.11: Determinação do limite de liquidez (TPS).....	40
Figura 3.12: Determinação do limite de liquidez (TECA). ....	43
Figura 3.13: Determinação do limite de liquidez (PISTA). ....	45

---

Figura 3.14: Pesagem e secagem de amostra de solo (Proctor).....	48
Figura 3.15: Humidificação, pesagem e secagem de amostra de solo (Proctor).....	48
Figura 3.16: Compactação de amostra de solo (Proctor).....	49
Figura 3.17: Nivelamento e pesagem de amostra de solo (Proctor).....	49
Figura 3.18: Remoção do molde de amostra de solo (Proctor). ....	50
Figura 3.19: Peso volúmico seco máximo e teor em água ótimo (RESA Norte). ....	52
Figura 3.20: Peso volúmico seco máximo e teor em água ótimo (TPS). ....	54
Figura 3.21: Seleção e humidificação da amostra de solo (CBR). ....	55
Figura 3.22: Compactação e nivelamento da amostra (CBR). ....	56
Figura 3.23: Imersão dos corpos-de-prova em tanque de água (CBR). ....	56
Figura 3.24: Prensagem de amostra de solo (CBR). ....	57
Figura 3.25: Curva de penetração de um solo compactado com uma energia de compactação modificada (RESA Norte). ....	59
Figura 3.26: Determinação do CBR para um grau de compactação de 95% (RESA Norte).....	60
Figura 3.27: Curva de penetração de um solo compactado com uma energia de compactação modificada (TPS). ....	62
Figura 3.28: Determinação do CBR para grau de compactação de 95% (TPS). ....	63
Figura 3.29: Execução de furo no solo com recurso a placa guia e vara de cravação (Troxler). ....	64
Figura 3.30: Furo no solo, funcionamento e registo de resultados do gamadensímetro. ....	65
Figura 3.31: Resultados do gamadensímetro na zona da PLACA. ....	66
Figura 3.32: Resultados do gamadensímetro no TECA. ....	66
Figura 3.33: Resultados do gamadensímetro no TPS.....	67
Figura 4.1: Marcação de local de implantação de sapata e início de escavação. ....	71
Figura 4.2: Regularização do fundo de escavação com placa e cilindro vibratórios.....	72
Figura 4.3: Abertura de cavidade de dimensões normalizadas para ensaio de garrafa de areia. ....	73
Figura 4.4: Preenchimento da cavidade aberta no terreno e pesagem da areia <i>Ottawa</i> sobranante. ....	74
Figura 4.5: Recolha de mostra de solo e colocação no medidor <i>Speedy</i> . ....	76
Figura 4.6: Ensaio <i>Speedy</i> para determinação expedita do teor em água. ....	77
Figura 4.7: Montagem de gaiola de armadura e colocação sobre camada de regularização. ....	78
Figura 4.8: Montagem do sistema de fixação do pilar metálico.....	78
Figura 4.9: Montagem de guias de betonagem e de passadiços provisórios de madeira.....	79
Figura 4.10: Betonagem de sapata de fundação. ....	80

---

---

Figura 4.11: Abastecimento de caminhão betoneira na central de betão contratada.....	80
Figura 4.12: Seleção da amostra, cone de Abrams e seu enchimento. ....	82
Figura 4.13: Compactação do betão no cone de Abrams e medição do abatimento. ....	82
Figura 4.14: Lubrificação dos moldes com óleo mineral, adensamento do betão e nivelamento do provete.....	84
Figura 4.15: Transporte e armazenamento dos provetes em câmara húmida.....	84
Figura 4.16: Pesagem e colocação do provete na prensa. ....	85
Figura 4.17: Ensaio de resistência à compressão axial e provete após a rotura. ....	85

---

**Índice de Tabelas**

Tabela 3.1: Caracterização das amostras recolhidas no TPS para análise granulométrica.....	31
Tabela 3.2: Cálculo de teor em água para análise granulométrica (TPS).....	31
Tabela 3.3: Cálculo da quantidade de solo seco (TPS). ....	32
Tabela 3.4: Caracterização das amostras recolhidas no TECA para análise granulométrica. ....	33
Tabela 3.5: Cálculo de teor em água para análise granulométrica (TECA). ....	34
Tabela 3.6: Cálculo da quantidade de solo seco (TECA).....	34
Tabela 3.7: Caracterização das amostras recolhidas na PISTA para análise granulométrica. ....	35
Tabela 3.8: Cálculo de teor em água para análise granulométrica (PISTA). ....	35
Tabela 3.9: Cálculo da quantidade de solo seco (PISTA). ....	35
Tabela 3.10: Caracterização das amostras recolhidas no TPS para limites de consistência.....	39
Tabela 3.11: Cálculo de teores em água para determinação do limite de liquidez (TPS). ....	39
Tabela 3.12: Cálculo dos teores em água para determinação do limite de plasticidade (TPS). ....	41
Tabela 3.13: Validação dos teores em água para cálculo do limite de plasticidade (TPS). ....	42
Tabela 3.14: Caracterização das amostras recolhidas no TECA para limites de consistência. ....	42
Tabela 3.15: Cálculo de teores em água para determinação do limite de liquidez (TECA).....	42
Tabela 3.16: Cálculo dos teores em água para determinação do limite de plasticidade (TECA).....	43
Tabela 3.17: Validação dos teores em água para cálculo do limite de plasticidade (TECA). ....	44
Tabela 3.18: Caracterização das amostras recolhidas na PISTA para limites de consistência.....	44
Tabela 3.19: Cálculo de teores em água para determinação do limite de liquidez (PISTA). ....	44
Tabela 3.20: Cálculo dos teores em água para determinação do limite de plasticidade (PISTA). ....	45
Tabela 3.21: Validação dos teores em água para cálculo do limite de plasticidade (PISTA). ....	45
Tabela 3.22: Sistema de classificação de solos AASHTO para materiais granulares. ....	46
Tabela 3.23: Classificação de solos granulares (TPS, TECA e PISTA). ....	47
Tabela 3.24: Caracterização das amostras recolhidas na RESA Norte para Proctor.....	50
Tabela 3.25: Cálculo do peso volúmico aparente húmido (RESA Norte).....	51
Tabela 3.26: Cálculo do teor em água (RESA Norte). ....	51
Tabela 3.27: Cálculo do peso volúmico seco (RESA Norte). ....	52
Tabela 3.28: Caracterização das amostras recolhidas no TPS para Proctor. ....	52
Tabela 3.29: Cálculo do peso volúmico aparente húmido (TPS). ....	53
Tabela 3.30: Cálculo do teor em água (TPS). ....	53

---

Tabela 3.31: Cálculo do peso volúmico seco (TPS).....	53
Tabela 3.32: Cálculo do teor em água para CBR (RESA Norte). ....	57
Tabela 3.33: Cálculo do peso volúmico seco das amostras (RESA Norte).....	57
Tabela 3.34: Cálculo da quantidade de água a adicionar à amostra (RESA Norte). ....	58
Tabela 3.35: Ensaio de expansibilidade (RESA Norte). ....	58
Tabela 3.36: Determinação do CBR (RESA Norte).....	60
Tabela 3.37: Cálculo do teor em água para CBR (TPS).....	61
Tabela 3.38: Cálculo do peso volúmico seco das amostras (TPS). ....	61
Tabela 3.39: Cálculo da quantidade de água a adicionar à amostra (TPS).....	61
Tabela 3.40: Ensaio de expansibilidade (TPS).....	62
Tabela 3.41: Determinação do CBR (TPS). ....	63
Tabela 3.42: Caracterização do ensaio gamadensímetro na PLACA. ....	68
Tabela 3.43: Cálculo do grau de compactação (PLACA). ....	68
Tabela 3.44: Caracterização do ensaio gamadensímetro no TECA. ....	69
Tabela 3.45: Cálculo do grau de compactação (TECA).....	69
Tabela 3.46: Caracterização do ensaio gamadensímetro no TPS. ....	69
Tabela 3.47: Cálculo do grau de compactação (TPS). ....	69
Tabela 4.1: Cálculo do grau de compactação do solo de fundação das sapatas da asa norte do TPS. ...	75
Tabela 4.2: Medições de abatimento do betão das sapatas da asa norte do TPS.....	82
Tabela 4.3: Ensaio de compressão axial do betão das sapatas da asa norte do TPS. ....	86

## Lista de Símbolos

$C_c$  – Coeficiente de curvatura;

$C_u$  – Coeficiente de uniformidade;

$D_n$  – Dimensão da malha onde passa  $n\%$  da massa da amostra;

$f_{ck}$  – Tensão resistente do betão à compressão;

$I_F$  – Índice de fluidez;

$I_p$  – Índice de plasticidade;

$K = 0,10262$  constante de prensa do anel dinamométrico;

$L_L$  – Limite de liquidez;

$L_p$  – Limite de plasticidade;

$N$  – Número de Casagrande;

$O$  – Densidade de areia *Ottawa* calibrada;

$P$  – Pressão;

$R$  – Grau de compactação;

$W$  – Teor em água;

$W_{oti}$  – Teor em água ótimo;

$\varepsilon$  – Expansibilidade;

$\gamma_d$  – Peso volúmico seco;

$\gamma_w$  – Peso volúmico aparente húmido.

**Lista de Acrónimos**

*AASHTO* – American Association of State Highway and Transportation Officials;

*ABNT* – Associação Brasileira de Normas Técnicas;

*ADM* – Aeroportos de Moçambique;

*ASTM* – American Society for Testing and Materials;

*CBPO* – Companhia Brasileira de Projetos e Obras;

*CBR* – California Bearing Ratio;

*FMI* – Fundo Monetário Internacional;

*FRELIMO* – Frente de Libertação de Moçambique;

*NBR* – Norma Brasileira;

*PLACA* – Placa de Estacionamento de Aeronaves;

*PIB* – Produto Interno Bruto;

*PISTA* – Pista de Aterragem e Descolagem;

*REBAP* – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado;

*RENAMO* – Resistência Nacional Moçambicana;

*RESA* – Runway End Safety Area;

*SATCC* – Southern Africa Transportation and Communications Commission;

*SISENG* – Sistema Integrado de Engenharia;

*TECA* – Terminal de Carga;

*TENENGE* – Técnica Nacional de Engenharia;

*TEO* – Tecnologia Empresarial *Odebrecht*;

*TPS* – Terminal de Passageiros;

## 1. Introdução

Moçambique é um país com uma vasta riqueza natural e com um dos melhores desempenhos de crescimento económico de África, mas a falta de infraestruturas básicas é uma realidade que tem de ser combatida.

O governo moçambicano delineou uma estratégia de desenvolvimento baseada na cidadania, na educação e numa economia sustentável. É neste esforço de modernização do país que surge a construção do *Aeroporto Internacional de Nacala*, na província de Nampula.

Pretende-se implementar em Nacala um novo modelo de cidade com uma forte componente empresarial e económica. A sua localização privilegiada, entre a cidade de Nampula e os países vizinhos do Malawi e da Zâmbia, bem como a existência do 3º maior porto de águas profundas da costa leste de África, têm garantido à cidade grandes projetos de investimento. O potencial turístico da zona norte do país também contribui para o valor estratégico do novo Aeroporto de Nacala no desenvolvimento da região.

A obra ficou a cargo da construtora brasileira *Norberto Odebrecht*. Esta empresa proporcionou a elaboração de um estágio académico de acompanhamento de obra, com a integração em diversas equipas de trabalho, potenciando o desenvolvimento de competências profissionais e pessoais e a inserção na vida profissional ativa.

O relatório de estágio académico constitui o Trabalho Final de Mestrado em Engenharia Civil, no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Portugal. O presente documento relata as diversas fases do estágio vividas ao longo de 6 meses na obra do Aeroporto Internacional de Nacala.

Durante este período, acompanhou-se de perto a preparação do terreno de implantação do aeroporto e a construção das suas fundações. Num paralelismo curioso, os ensinamentos adquiridos no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa preparam o terreno para o estágio que servirá de fundação a uma carreira na área da Engenharia Civil.

Para a perfeita compreensão da experiência pessoal e profissional vivida, o Trabalho Final de Mestrado foi subdividido em capítulos temáticos acerca do país, do aeroporto e das principais atividades desenvolvidas.

No *Capítulo 1 – Introdução*, referem-se as motivações e a estruturação do presente documento. Procede-se à localização geográfica do novo Aeroporto Internacional de Nacala e à explicitação do contexto histórico, económico, demográfico e social de Moçambique, com especial destaque para a relação com Portugal e com os portugueses, antes e após a independência do país. Efetua-se uma breve resenha histórica dos principais marcos da Engenharia Civil no país, na qual se inclui o atual projeto de requalificação dos principais aeroportos.

No *Capítulo 2 – A construção do Aeroporto Internacional de Nacala*, apresentam-se a história e políticas de funcionamento da *Construtora Norberto Odebrecht*, responsável pela construção do Aeroporto Internacional de Nacala e patrocinadora do estágio académico. Procede-se à descrição dos diversos corpos estruturais que compõem o aeroporto e à descrição do meio que o envolve. Relata-se a experiência do contacto com uma realidade social e cultural distinta da realidade europeia e relata-se a integração numa equipa de trabalho composta essencialmente por técnicos expatriados. Descrevem-se as condições e o âmbito do estágio académico com destaque para as atividades desenvolvidas num período de 6 meses.

No *Capítulo 3 – Ensaios para controlo de terraplenagens*, descrevem-se os ensaios efetuados aos terrenos que interessam a fundação do Aeroporto Internacional de Nacala. A topografia local obrigou à execução de terraplenagens que representam parte muito significativa da obra, em termos de custos, de mão-de-obra, de tempo e de dificuldade. O controlo da qualidade desta atividade foi exaustivo, apresentando-se a descrição dos principais ensaios realizados, acompanhada de registos fotográficos e de resultados, relacionando-os com ações e decisões tomadas em obra. O controlo da qualidade das terraplenagens foi efetuado através da realização de análises granulométricas, através da determinação de limites de Atterberg e através de ensaios Proctor Modificado, CBR e Gamadensímetro.

No *Capítulo 4 – Fundações do Terminal de Passageiros*, relata-se o acompanhamento da execução das sapatas de fundação do edifício do Terminal de Passageiros do Aeroporto Internacional de Nacala. Apresenta-se a descrição e o registo fotográfico da implantação no terreno, da montagem das armaduras e da betonagem das sapatas. Descrevem-se e analisam-se os ensaios efetuados para o controlo da qualidade de execução das fundações.

Finalmente, no *Capítulo 5 – Considerações finais*, apresentam-se conclusões quanto ao estágio académico na ótica do cumprimento dos objetivos propostos. Tiram-se ilações quanto à qualidade, pertinência e relevância dos resultados obtidos e quanto à influência desses resultados nas tomadas de decisão e no curso dos trabalhos em obra. Apresentam-se também as perspetivas quanto ao desenvolvimento da obra em curso e quanto ao futuro da colaboração com a *Construtora Norberto Odebrecht*.

Em Anexo são apresentadas a programação da obra, prevista em março de 2011, e a revisão da programação, revista em abril de 2012. Apresentam-se também a programação das semanas 12 e 16, algumas plantas de localização de sapatas do Terminal de Passageiros e respetivos desenhos de geometria e armaduras. Anexa-se ainda a cronologia de execução das sapatas e os resultados de testes de abatimento do betão das sapatas de fundação da asa norte.

## 1.1. Localização geográfica

Moçambique localiza-se na costa oriental da África Austral, fazendo fronteira com a Suazilândia, África do Sul, Zimbabué, Zâmbia, Malawi e Tanzânia. Os seus 800 mil km<sup>2</sup> são territorialmente organizados em 11 províncias: Cabo Delgado, Gaza, Inhambane, Manica, Maputo Cidade, Maputo Província, Nampula, Niassa, Sofala, Tete e Zambézia. Nacala localiza-se na província de Nampula no norte de Moçambique. Na Figura 1.1 é indicada a localização geográfica de Moçambique em África e de Nacala em Moçambique.

**Figura 1.1: Localização geográfica de Moçambique em África e de Nacala em Moçambique.**



## 1.2. Contexto histórico

Quando o rei D. Manuel subiu ao trono em 1495 procurou uma descoberta marítima substancial que ombreasse com as façanhas atlânticas de Cristóvão Colombo ao serviço de Castela. Encomendou a Vasco da Gama uma expedição para encontrar os mercados de especiarias do Oriente. Durante este périplo, a esquadra portuguesa desembarcou em Moçambique a 2 de Março de 1498.

A posse política de Moçambique, integrado no Estado da Índia e governado por Afonso de Albuquerque, permitia que os portugueses controlassem os mais lucrativos corredores marítimos que ligavam a Europa à África e à Ásia (Chaudhuri, 1998). Por outro lado, Lisboa tinha poucas fontes para a obtenção de metais preciosos, pelo que o ouro das minas de Sofala e do Zimbabué era muito importante para o sucesso do comércio português na Índia. Por estas razões, até meados do séc. XVI, Moçambique afirmou-se como um importante porto de escala das frotas portuguesas.

A colonização de Moçambique pelos portugueses foi iniciada em Sofala. A guerra civil, a tentativa de intervenção na política local e os ataques ao centro rival de comércio muçulmano em Angoche, causaram grande instabilidade na região. Ainda assim, Sofala estabeleceu-se como uma base para a irradiação dos portugueses pela costa e interior do país, subindo o vale do Rio Zambeze acima até Sena e Tete (Russel-Wood, 1998). Foram também efetuadas expedições ao interior do país em missões de reconhecimento e em busca de riquezas míticas.

A colónia da ilha de Moçambique foi a que obteve maior sucesso. À época e apesar da existência de um hospital, a ilha tinha fama de ser especialmente insalubre, havendo registo da morte de cerca de trinta e cinco mil homens em viagem para a Índia (Russel-Wood, 1998). A coroa portuguesa procurou contrariar esta fama publicitando as boas oportunidades para a agricultura e para o comércio, encorajando o estabelecimento de uma colónia fixa.

Em 1608, à imagem do que vinha acontecendo noutras colónias portuguesas em África e na Ásia, os holandeses pilharam e incendiaram a ilha de Moçambique com o intuito de enfraquecer as redes comerciais portuguesas há muito instaladas (Magalhães, 1998). No entanto, estes intentos falharam na medida em que a intensa atividade comercial perseverou.

Moçambique foi relativamente poupado ao comércio negreiro até ao final do séc. XVIII, quando a instalação de empresas brasileiras na ilha de Moçambique impulsionou a remessa de escravos para o Brasil (Alexandre, 1998). Até essa data, os escravos moçambicanos, provenientes dos portos de Cabo Delgado, Inhambane, Lourenço Marques e da ilha de Moçambique, eram tradicionalmente comercializados em reduzido número para vários pontos do Índico (Magalhães, 1998).

Em 17 de Abril de 1822, o Conselho do Ultramar criticou abertamente o tráfico de escravos nas colónias portuguesas sugerindo que o esforço empregue no comércio negreiro fosse orientado para a civilização das populações autóctones, para a agricultura, para o sector mineiro e para o comércio de ouro, prata, cobre e marfim. O Conselho do Ultramar sugeriu que se estabelecessem companhias nas colónias de modo a prevenir a repetição do desfecho que na altura se previa para o Brasil, a independência. No caso de Moçambique, a consolidação do domínio do território pela coroa portuguesa era considerada muito urgente, dados os avanços territoriais pelos ingleses a Sul e pelo imã de Mascate a Norte.

A instabilidade política em Portugal e a elevada dependência da economia das colónias em relação ao tráfico de escravos adiou o plano de expansão e consolidação do domínio colonial por algumas décadas. Gradualmente foram definidas as atuais fronteiras: a Sul (1869), a Norte (1886) e a Oeste (1891).

Ao contrário das restantes ex-colónias portuguesas de África, Moçambique pertence ao espaço do oceano Índico, razão pela qual até ao final do séc. XIX integrou o Estado da Índia cujo poder era

centralizado em Goa. A sede do poder local foi instalada na ilha de Moçambique devido à sua condição física. A transferência da capital para Lourenço Marques ocorreu devido à necessidade de continentalização da administração, justificada pela pressão de outras populações europeias na fronteira do sul e pela evolução do conhecimento de África.

Em 1888, instalou-se no território a Companhia de Moçambique que se concentrou na prospeção mineira e a que foram delegados poderes soberanos, pelo prazo de vinte e cinco anos, incluindo o de cobrar impostos. Em contrapartida, a Companhia comprometia-se a construir caminhos-de-ferro, escolas, hospitais e acomodações para os colonos portugueses, que se devia esforçar por atrair. Apesar do volume de negócios elevadíssimo, os encargos com a administração e manutenção da ordem num território vastíssimo consumiam quase a totalidade dos recursos (Alexandre, 1998).

No início do séc. XX, Moçambique atingiu um ritmo de crescimento económico superior ao das restantes colónias portuguesas em África, sendo que a maior parte das exportações provinha das grandes plantações e das fazendas dos colonos portugueses. A vitalidade da economia impulsionou a edificação de novas cidades como a Beira e Lourenço Marques, consideradas criações urbanísticas e arquitetónicas coerentes e modernas.

Em meados do séc. XX, o movimento antissalazarista em Portugal e a resistência ao colonialismo português estiveram na base das primeiras organizações independentistas moçambicanas. Esta foi a última colónia portuguesa a conhecer a guerrilha quando um pequeno destacamento de 250 homens se infiltrou no Norte do país atacando a base militar portuguesa de Chai em 1964 (Antunes, 1995).

O início tardio da guerrilha em Moçambique e a experiência da guerra nas restantes colónias africanas permitiu que Portugal se preparasse melhor para os conflitos, construindo aeroportos, fortificações militares e vias de comunicação. Portugal respondeu aos primeiros ataques da Frente de Libertação de Moçambique (*FRELIMO*), com a construção da barragem de *Cahora Bassa*. A construção de um dos maiores projetos hidroelétricos de África garantiu o apoio da África do Sul, tornando-se alvo de várias tentativas de sabotagem. A atividade guerrilheira intensificou-se em 1972 e 1973 com incursões em Tete, Zambézia, Manica e Sofala, atingindo pela primeira vez áreas de colonos brancos.

A guerra colonial foi um fator determinante para o derrube da ditadura em Portugal, sendo que na fase inicial do processo de transição para a democracia ocorreu a descolonização portuguesa de Moçambique. Em 1974, Samora Machel negociou com Portugal a transferência de poderes através da assinatura do acordo de Lusaca. Neste acordo previa-se a nomeação de um governo provisório chefiado por Joaquim Chissano e a independência do país para 25 de Junho de 1975, abrindo caminho a uma rápida descolonização do território.

---

A estabilidade política apenas chegou ao país após 16 anos de guerra civil que opuseram a FRELIMO à Resistência Nacional Moçambicana (RENAMO). O atual Chefe de Estado e Chefe de Governo, o terceiro presidente da República de Moçambique, é Armando Emílio Guebuza.

### **1.3. Contexto económico**

A estruturação e consolidação das fronteiras de Moçambique na segunda metade do séc. XIX resultaram de partilhas e compromissos com grandes potências coloniais e não do reconhecimento de espaços dotados de características culturais e naturais relativamente homogêneas. Desta forma, o colonialismo moldou a economia futura do país através da dotação de recursos naturais e humanos delimitados pelas fronteiras artificialmente definidas (Alexandre, 1998).

O contexto geográfico de Moçambique resulta em duas características relevantes do ponto vista político e económico: assegurar a única saída para o mar de alguns territórios vizinhos e a proximidade à República da África do Sul, a economia dominante na região. Deste modo, as infraestruturas de transportes constituem um enorme valor estratégico para o funcionamento de uma economia regional vasta e rica em recursos naturais.

Moçambique viveu desde o séc. XVI marcado pela possibilidade da exploração do ouro, que levou os portugueses a organizar expedições caras e perigosas. No entanto, a esperança de encontrar minas de ouro e diamantes como as que alteraram a economia da África do Sul nunca foi concretizada.

O início do desenvolvimento económico de Moçambique no final do séc. XIX está intimamente ligado ao estabelecimento de três grandes companhias dominadas por capital estrangeiro. Cerca de 2/3 do território foram partilhados pela Companhia de Moçambique (Manica e Sofala), Companhia do Niassa (Norte) e Companhia da Zambézia (Tete e Quelimane). A economia do restante 1/3 de território facilitava mão-de-obra barata para a exploração mineira da África do Sul e fornecia um porto bem localizado para a exportação do minério (Alexandre, 1998).

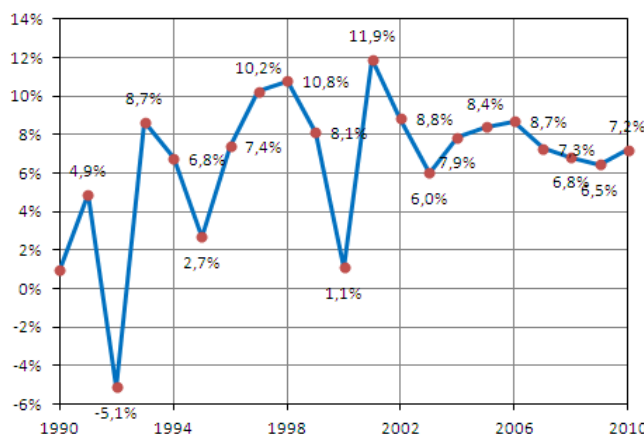
Após a independência, Moçambique atravessou uma crise aguda na sua balança de pagamentos que desencadeou o aumento da dívida externa e determinou a necessidade do recurso à ajuda internacional. Seguindo uma política de austeridade nos moldes habituais ditados pelo Fundo Monetário Internacional (FMI), a ajuda dos doadores foi condicionada à adoção de determinadas políticas económicas. A almejada independência política da ex-colónia não foi acompanhada por uma independência económica.

Neste período de transição, a emigração dos homens para trabalhar no sector mineiro dos países vizinhos abriu portas para a afirmação económica das mulheres. Orientadas pela assistência estrangeira, as mulheres organizaram-se em cooperativas semiformais nos arredores de Maputo, abastecendo os mercados com produtos hortícolas e outros bens alimentares. Estes produtos eram

muitas vezes vendidos nos *dumba nengues*<sup>1</sup> onde quase tudo podia ser comprado ou vendido, incluindo bens da ajuda alimentar internacional gratuitamente fornecida ao país.

O quadro da evolução do produto interno bruto (PIB) moçambicano alterou-se significativamente após o fim da guerra civil, passando de um cenário de acelerações e desacelerações bruscas de crescimento económico para uma variação anual positiva, alta e sustentada entre os 6% e 9% ao longo da última década, como se pode observar na Figura 1.2.

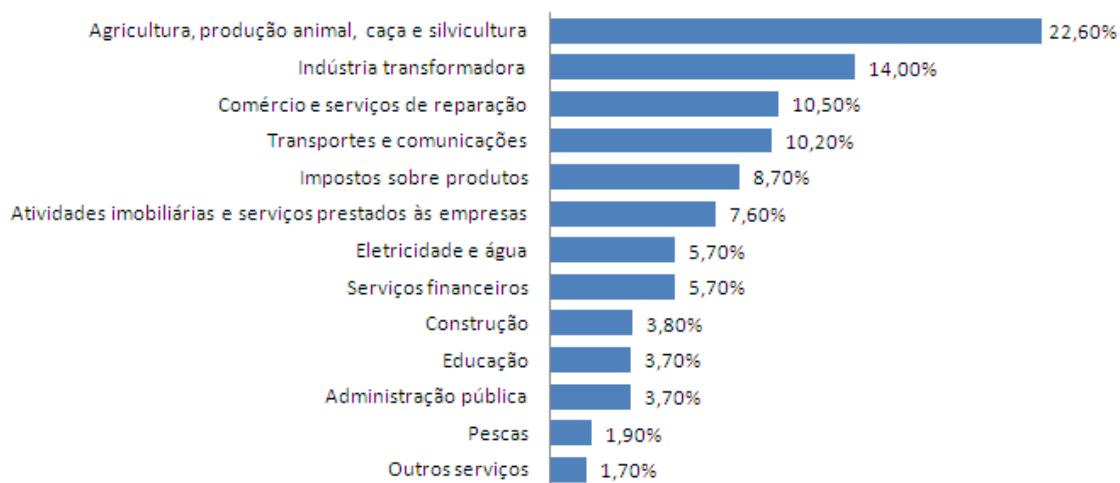
**Figura 1.2: Taxa de variação real do PIB moçambicano, ajustado à inflação.**



Fonte: Banco Mundial, 2012.

Atualmente a agricultura desempenha um papel fundamental na economia do país. No entanto, apesar da vasta extensão de terra trabalhável, o recurso à mecanização e a práticas agrícolas modernas é reduzido. O açúcar, o algodão, o caju, o tabaco, o arroz e o chá são as principais produções agrícolas. As pescas representam um sector muito importante em termos de emprego mas pouco contribuem para o PIB moçambicano, como se pode observar na Figura 1.3.

**Figura 1.3: Peso (%) das atividades económicas no PIB moçambicano de 2007.**



Fonte: INE Moçambique, 2012.

<sup>1</sup> Termo moçambicano que descreve mercados paralelos semiclandestinos.

Como se pode observar na Figura 1.3, a indústria transformadora é o segundo sector mais importante para a economia de Moçambique, nomeadamente nas áreas agroalimentar, metalomecânica e do papel. Em matéria de energia destaca-se a riqueza em recursos hídricos, carvão e gás natural e as fortes expectativas quanto à existência de importantes reservas de petróleo.

No entanto, apesar de atualmente possuir um reduzido peso na economia, o governo moçambicano elegeu o turismo como o sector prioritário para o desenvolvimento socioeconómico do país. Para tal, foi estabelecida a meta de 4 milhões de turistas recebidos anualmente até 2025. Nesta nova estratégia de alavancagem da economia insere-se o desenvolvimento das infraestruturas de transportes, através dos projetos em curso de reabilitação e modernização de aeroportos, portos, vias rodoviárias, linhas férreas e material circulante.

A construção do Aeroporto Internacional de Nacala surge no âmbito desta estratégia de desenvolvimento económico sustentado no turismo, visto que as praias paradisíacas em estado virgem no distrito de Nacala e a proximidade à ilha de Moçambique serão certamente apelativas ao turismo internacional. Mas também o investimento previsto com a instalação de uma indústria de refinaria de petróleo dará origem a um aumento considerável do tráfego de pessoas e matérias, conduzindo à necessidade de melhoria da rede de transportes.

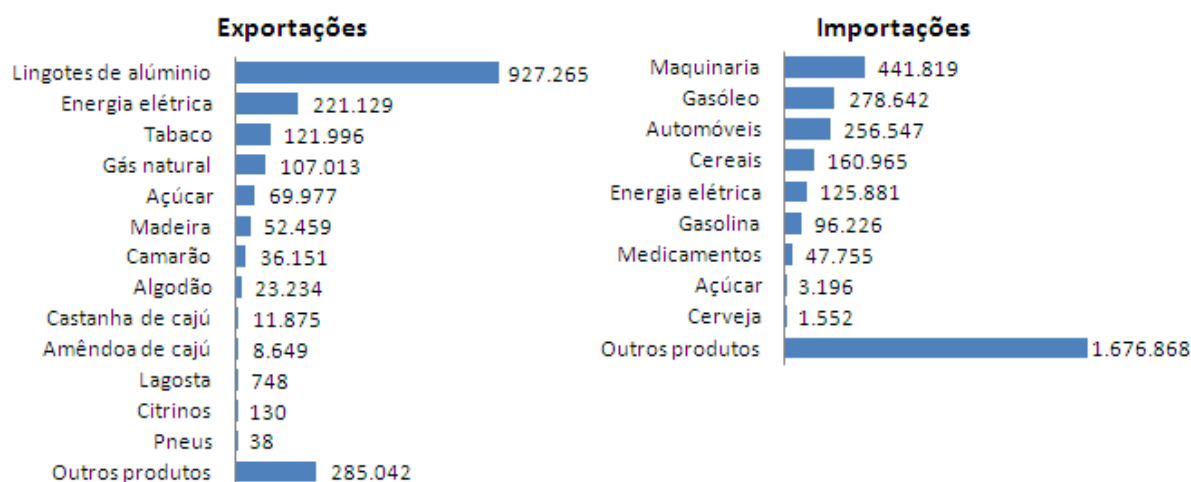
Há muito que Portugal deixou de ser a principal origem e destino dos produtos importados e exportados por Moçambique. No entanto, nos últimos anos a relação comercial tem melhorado significativamente, mas atinge ainda valores muito inferiores aos dos principais parceiros económicos de Moçambique. As principais trocas comerciais de Moçambique são apresentadas na Figura 1.4

**Figura 1.4: Trocas comerciais de Moçambique em 2010. (mil €)**



Fonte: INE Moçambique, 2012.

Por sua vez, na Figura 1.5 apresentam-se os principais produtos negociados, com destaque para a exportação de lingotes de alumínio pela Mozal, localizada em Matola, perto de Maputo, que é a segunda maior produtora de alumínio em África.

**Figura 1.5: Principais produtos exportados e importados por Moçambique em 2010. (mil €)**

Fonte: INE Moçambique, 2012.

#### 1.4. Contexto demográfico e social

O estabelecimento das companhias majestáticas em Moçambique no final do séc. XIX conduziu à instalação dos caminhos-de-ferro e à renovação dos portos que impulsionaram a economia do país, mas não alteraram significativamente o fluxo da colonização branca. As restantes colónias portuguesas eram mais atrativas para os potenciais colonos, já que as viagens eram mais baratas e as perspetivas de enriquecimento superiores. Não obstante, a organização da sociedade era assente em ideologias raciais e culturais que hierarquizavam as pessoas, atribuindo-lhes ou negando-lhes funções e estatutos (Alexandre, 1998).

À semelhança do que ocorreu nas restantes colónias, também em Moçambique se procurou restringir a escolaridade dos africanos para facilitar o seu domínio. Após a independência do país e principalmente após a guerra civil, a tendência de evolução da escolaridade mudou drasticamente.

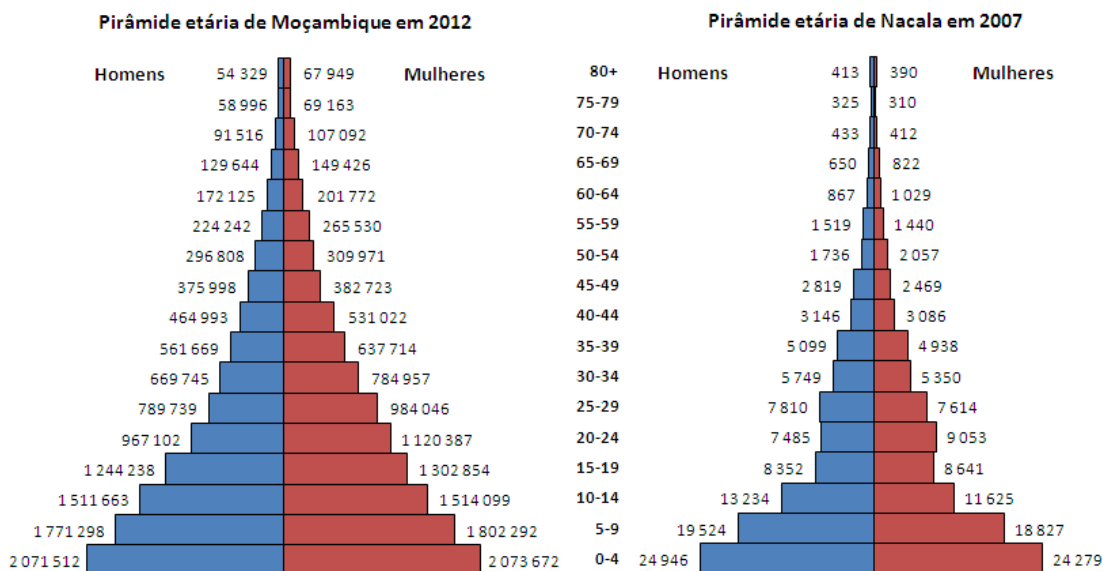
No entanto, no distrito de Nacala Porto, onde o novo aeroporto internacional está a ser construído, cerca de 80,7% da população com mais de 15 anos é analfabeta e cerca de 21.000 crianças entre os 6 e os 13 anos não frequentam a escola. A taxa de literacia do país é das mais baixas de África situando-se em 52%. [Fonte: Instituto Nacional de Estatística de Moçambique]

Nos últimos anos tem-se assistido a uma explosão demográfica em Moçambique, sendo que o número total de cidadãos mais do que duplicou desde a independência do país, atingindo um total de 23,8 milhões de habitantes em 2012. [Fonte: Instituto Nacional de Estatística de Moçambique]

A significativa evolução demográfica aliada à esperança média de vida à nascença de 50 anos para os homens e 54 anos para as mulheres, resulta numa população muito jovem. A juventude da população, a adoção de políticas sustentadas e a educação, podem constituir um enorme potencial de crescimento civilizacional e económico do país. Tipicamente a juventude da população resulta em

pirâmides etárias triangulares características de países em vias de desenvolvimento. Na Figura 1.6 apresentam-se as pirâmides etárias de Moçambique e de Nacala Porto, onde residem cerca de 207 mil pessoas.

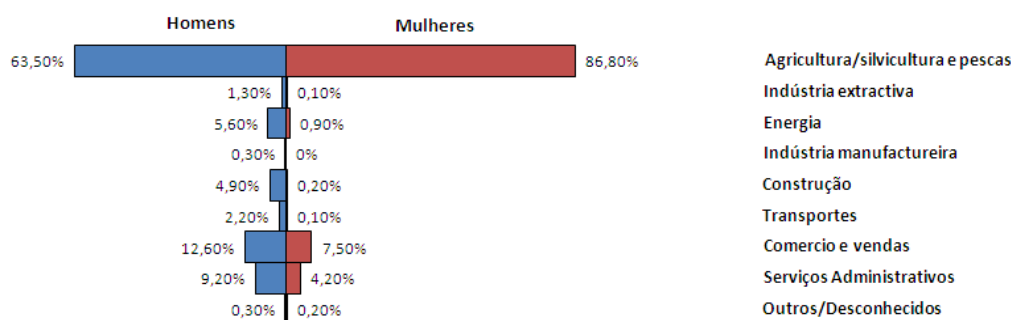
**Figura 1.6: Pirâmides etárias de Moçambique e de Nacala Porto.**



Fonte: INE Moçambique, 2012.

No que toca às principais atividades económicas em termos de empregabilidade, por observação da Figura 1.7, conclui-se que a esmagadora maioria da população moçambicana desenvolve atividades no sector da agricultura, silvicultura e pescas.

**Figura 1.7: Distribuição da população ativa por atividade económica.**



Fonte: INE Moçambique, 2012.

A análise simultânea da Figura 1.3, que ilustra a contribuição das diversas atividades económicas para o PIB e da Figura 1.7, que ilustra a distribuição da população por atividade económica, permite perceber que apesar da agricultura, silvicultura e pescas ocuparem o primeiro lugar, estas atividades terão sobretudo um caráter de subsistência.

É de referir que em Nacala 70% das casas são constituídas por paredes de adobe e telhados de capim, apenas 24% da população tem eletricidade na sua habitação, 3% tem água canalizada e 1% possui telefone. [Fonte: Instituto Nacional de Estatística de Moçambique]

## 1.5. Engenharia Civil em Moçambique

A típica construção moçambicana é caracterizada por pequenas estruturas de adobe, madeira, colmo e zinco. Os investimentos ferroviários e portuários introduziram o cimento no território, tendo sido inicialmente utilizado como material de revestimento ou de pavimentação.

No início do séc. XX, as infraestruturas ferroviárias que ligavam os portos de Lourenço Marques e da Beira a Joanesburgo e Salisbury refletiam modernidade e qualidade à época pouco usuais. Tendo sido executadas antes da 1ª Guerra Mundial, estas ligações ferroviárias conduziram ao crescimento urbano e económico da capital, mas não foram acompanhadas por outras obras públicas relevantes (Alexandre, 1998).

A partir dos anos 40, a reorganização dos serviços de Obras Públicas de Moçambique pretendia inverter o fraco investimento em infraestruturas através do reforço de verbas e do reforço do quadro técnico disponível (Ferreira, 2008). No entanto, apenas aquando da transposição para o contexto colonial dos Planos Gerais de Urbanização levados a cabo pelo Eng. Duarte Pacheco em Lisboa, foi possível iniciar o período de maior produção urbanística na história de Moçambique.

Procurou-se regular o crescimento urbano das cidades, desenvolvendo planos baseados na ideia de poder e monumentalidade típicos do Estado Novo. Foram desenvolvidas propostas para a urbanização de Tete, Quelimane, Vila Pery, Porto Amélia e Lourenço Marques. Para o sucesso destes empreendimentos muito contribuiu a neutralidade portuguesa na 2ª Guerra Mundial, cujos lucros na exportação de produtos a preços elevados foi aproveitado para financiar o desenvolvimento das colónias ultramarinas (Ferreira, 2008).

As verbas disponibilizadas foram em grande parte reservadas para o desenvolvimento de infraestruturas, como a ampliação do ramal de Nacala que potenciou a importância do seu porto. Promoveu-se também o desenvolvimento da reduzida rede viária e da rede de transportes aéreos. Concretizaram-se sistemas de irrigação e de abastecimento de água através da construção de barragens. No entanto, o plano de investimentos acentuou o desequilíbrio territorial de Moçambique, privilegiando os grandes centros urbanos e as ligações aos países vizinhos.

Esta tendência apenas foi invertida a partir de 1964, ano do início da luta armada pela independência do território, através do plano de fomento da investigação científica, saúde e educação. Ainda assim, grande parte do investimento foi encaminhado para mais infraestruturas de transportes e barragens. A diferença capital face aos planos anteriores situou-se essencialmente na proveniência dos projetos de desenvolvimento. Pela primeira vez os planos eram delineados por técnicos e empresas instaladas na colónia e não na metrópole. Foi assim possível tentar suprir as necessidades ao nível da habitação, da instalação do poder administrativo, dos locais de celebração religiosa, da educação, da saúde e dos transportes. Gradualmente, a chegada de engenheiros e arquitetos ao território,

acompanhada pela utilização do cimento e do betão armado, alterou as técnicas de construção e promoveu a expressão plástica da arquitetura e a influência de modernas tendências internacionais.

Os equipamentos de transportes foram alvo de uma transformação profunda com a construção e modernização de estações e aeroportos. Na Figura 1.8, ilustram-se as estações ferroviárias de Lourenço Marques e da Beira, no início e em meados do séc. XX, respetivamente.

**Figura 1.8: Estações ferroviárias: Lourenço Marques (1910) e Beira (1960).**



**Fonte:** The Delagoa Bay Blog [<http://delagoabayword.wordpress.com/>]

Um dos primeiros exemplos onde se procurou tirar partido da exuberância das técnicas de construção mais modernas foi o Liceu Nacional Salazar. A extensão e o volume deste edifício, pensado para constituir o principal centro difusor da cultura portuguesa em Moçambique, foram contrabalançados pela leveza estrutural potencializada pelo emprego do betão armado.

Grande parte das obras públicas anteriores à independência consistia na adaptação, ampliação e modernização de construções existentes (Ferreira, 2008). Um dos exemplos mais marcantes é o Hospital Miguel Bombarda cuja Maternidade foi construída em 1936, o grupo de Enfermarias para Indígenas em 1938, o Pavilhão de Isolamento para Europeus em 1940 e a adaptação a Hospital Escolar feita em 1966. Na Figura 1.9 apresenta-se um registo fotográfico do Liceu Nacional Salazar e do Hospital Miguel Bombarda, em Lourenço Marques.

**Figura 1.9: Liceu Nacional Salazar e Hospital Miguel Bombarda, Lourenço Marques.**



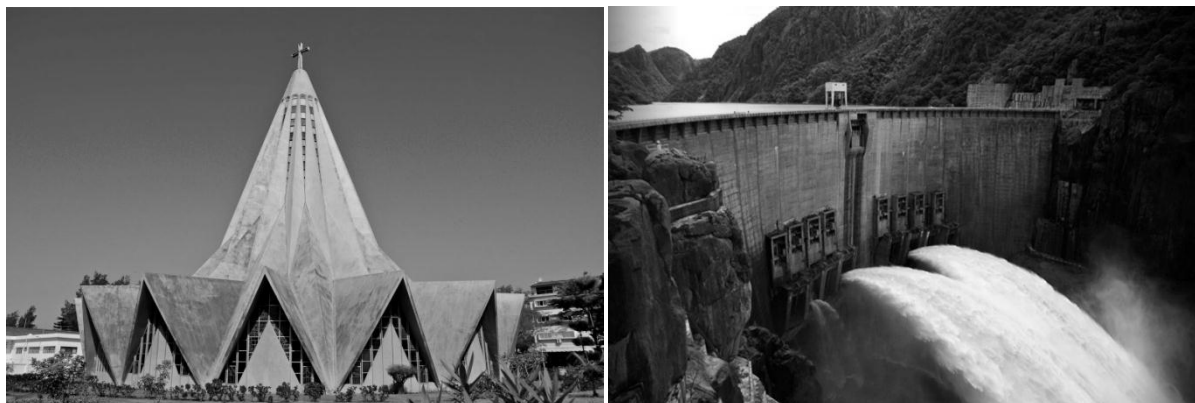
**Fonte:** The Delagoa Bay Blog [<http://delagoabayword.wordpress.com/>]

A crescente margem de liberdade e o domínio das técnicas de construção e de utilização do betão armado conduziu ao surgimento de formas e conceções arquitetónicas cada vez mais arrojadas. Estes edifícios eram publicitados pelo império, utilizados como referências vanguardistas e modernas na promoção social e turística da região.

Um dos exemplos da mestria da técnica do betão armado é a Igreja Paroquial de Santo António da Polana, cuja modernidade e forma não encontrava paralelo no império. A sua afirmação como referência na paisagem e a sua simplicidade ao nível dos materiais e dos interiores integrava-se perfeitamente no movimento modernista generalizado na década de 60 em Moçambique. No entanto, esta igreja não passa de uma adaptação em tamanho reduzido do *Santuário Della Madonna delle Lacrime* em Siracusa, Itália, o que constitui em si mesmo uma contradição do modernismo (Ferreira, 2008).

A construção mais importante erigida em Moçambique colonial foi a barragem de *Cahora Bassa*. Esta barragem foi inserida no plano de desenvolvimento da colónia com o intuito de refrear os ímpetos independentistas que se faziam sentir desde o início da década de 60. O projeto tornou-se alvo de diversas tentativas de sabotagem pela FRELIMO, tendo conquistado algum apoio popular indígena para Portugal. Esta é ainda hoje uma das maiores barragens do mundo e um dos maiores feitos da engenharia civil portuguesa, sendo de uma importância fulcral para a economia Moçambicana na medida em que permite exportar energia para os países vizinhos. Na Figura 1.10 apresenta-se um registo fotográfico da Igreja Paroquial de Santo António da Polana e da barragem de Cahora Bassa.

**Figura 1.10: Igreja da Polana e barragem de Cahora Bassa.**



**Fonte:** The Delagoa Bay Blog [<http://delagoabayword.wordpress.com/>]

Ao nível da engenharia de pontes são de destacar a Ponte Dona Ana, a Ponte Samora Machel, a Ponte Armando Emílio Guebuza e a Nova Ponte de Tete, todas sobre o Rio Zambeze e ainda a Ponte da ilha de Moçambique. A Ponte Dona Ana, com 3750m, é a maior ponte ferroviária de África e foi projetada pelo Eng. Edgar Cardoso em 1930. Foi parcialmente destruída durante a guerra civil, tendo reaberto ao tráfego ferroviário apenas em 2009. O Eng. Edgar Cardoso projetou também a Ponte Samora Machel que une as duas margens da cidade de Tete e que foi recentemente alvo de um plano

de reforço e reabilitação de modo a garantir a circulação dos pesados camiões de transporte de minério de ferro da região. O projeto da Ponte Armando Guebuza, concluída em 2009, foi adaptado à realidade atual por uma empresa de projeto de estruturas portuguesa (GRID) a partir de um projeto original de 1978 do Eng. Edgar Cardoso. O projeto original foi suspenso devido à guerra civil. Trata-se da 2ª maior ponte rodoviária do país, apenas suplantada pela Ponte da ilha de Moçambique. Atualmente está em construção uma nova ponte sobre o rio Zambeze, na região de Tete, de modo a facilitar a circulação dos transportes pesados de minério de ferro e de carvão. Na Figura 1.11 apresenta-se o registo fotográfico das 3 pontes moçambicanas com projeto original do Eng. Edgar Cardoso.

**Figura 1.11: Ponte Dona Ana, Ponte Samora Machel e Ponte Armando Emílio Guebuza.**



Fonte: Google imagens.

Atualmente o governo moçambicano concentra-se uma vez mais no desenvolvimento da rede de transportes ferroviários e aéreos. Parte do investimento está a ser feita na renovação das linhas de Ressano Garcia, da Goba, do ramal de Salamanga e do acesso ao porto de Maputo, incluído a renovação e construção de novas estações. Em simultâneo, o transporte aéreo está a sofrer um enorme impulso através da modernização e ampliação do Aeroporto Internacional de Maputo, dos aeroportos da Beira, Quelimane e Tete e do Aeródromo de Pemba. Neste plano insere-se também a transformação do Aeródromo Militar de Nacala em Aeroporto Internacional.

## 2. A construção do Aeroporto Internacional de Nacala

O atual Aeródromo Militar de Nacala está a ser transformado em Aeroporto Internacional. Esta conversão, a cargo da empresa brasileira *Construtora Norberto Odebrecht*, surge dos desafios de desenvolvimento da província de Nampula.

A entidade responsável pelo contrato de adjudicação da construção do aeroporto e pela elaboração do caderno de encargos é a empresa pública *Aeroportos de Moçambique (ADM)*. A ADM é mandatada pelo governo moçambicano para o exercício exclusivo das atividades comerciais, industriais e financeiras relacionadas com o estabelecimento e exploração do serviço público de aviação civil. Atualmente, a ADM gere 19 aeroportos e aeródromos espalhados por todas as províncias do país.

A *Odebrecht* colocou a execução do projeto de arquitetura a cargo do escritório *Fernandes Arquitetos* e o projeto de execução de estruturas a cargo da empresa de consultoria e engenharia *Figueiredo Ferraz*. A ADM atribuiu a fiscalização à *Consultec* e à empresa portuguesa *Penjest*.

### 2.1. A Construtora Norberto Odebrecht

A *Odebrecht* foi fundada em 1944 por Norberto Odebrecht com o objetivo de revolucionar a construção no estado brasileiro da Bahia através do emprego de modernas técnicas construtivas, acelerando significativamente o prazo de entrega de obras.

Na década de 50, a empresa procurou pela primeira vez expandir a sua área de negócio, associando a construção à exploração dos espaços, em parceria com empresas especializadas. Nesta época, foi criada a companhia estatal *Petrobras* com o objetivo de concretizar a ambição brasileira de autossuficiência de petróleo. A *Petrobras* tornou-se cliente da *Odebrecht*, encomendando refinarias, estações de tratamento de água, plataformas marítimas, pontes, canais, barragens, edifícios e armazéns.

Entre os anos 60 e os anos 70, o Brasil viveu o chamado *milagre económico* caracterizado por grandes investimentos em infraestruturas de grande porte em diversos pontos do país. Durante este período a empresa cresceu significativamente mas em meados dos anos 70 o investimento abrandou, tendo sido necessário definir estratégias de crescimento alternativas. Assim, a *Odebrecht* optou por diversificar a sua área de atuação, expandir-se para o exterior e apostar na qualificação em engenharia no Brasil. Apostou na área da administração e corretoria de seguros e no setor químico e petroquímico, absorveu duas das maiores empresas de construção brasileiras, a *Companhia Brasileira de Projetos e Obras (CBPO)* e a *Técnica Nacional de Engenharia (Tenenge)*, e iniciou a sua atuação além-fronteiras assinando contratos de construção no Chile e no Perú.

O primeiro empreendimento da empresa em África ocorreu em 1984, aquando da construção da Central Hidroelétrica de Capanda em Angola. O processo de integração no continente africano foi simultâneo ao processo de entrada na Europa. Esta transição foi facilitada através da aquisição em 1988 da empresa portuguesa *José Bento Pedroso & Filhos*, que tinha participado em grandes obras como a Ponte Vasco da Gama e alguns trechos do Metropolitano de Lisboa.

A década de 90 foi de afirmação no mercado dos países mais desenvolvidos com obras nos Estados Unidos da América, no Reino Unido, na Alemanha e em Singapura. No início deste século a *Odebrecht* chegou ao Médio Oriente através da abertura de um escritório nos Emirados Árabes Unidos. Atualmente, a empresa conta com escritórios permanentes em 18 países e situa o seu campo de atuação nos sectores da Engenharia e Construção, Óleo e Gás, Química e Petroquímica, Etanol e Açúcar.

A *Odebrecht* entrou pela primeira vez em Moçambique em 1995, participando na recuperação da Rodovia Inchope-Machipanda. O regresso aconteceu apenas no final de 2005, com o desafio de construir as instalações de uma gigantesca mina de carvão a céu aberto em Moatize, no distrito de Tete, que iniciou atividade em 2011. Além da construção de toda a infraestrutura do projeto, incluindo estradas, obras civis e uma central de beneficiamento de carvão mineral, a empresa ficou encarregue de recuperar as ferrovias próximas à mina, de ampliar o porto da Beira e de construir uma central termoelétrica.

A atividade da *Construtora Norberto Odebrecht* em Nacala começou em maio de 2010, com a colocação da primeira pedra do novo Aeroporto Internacional de Nacala. Atualmente, a empresa tem cerca de oito mil trabalhadores em Moçambique, o que representa aproximadamente 30% do seu efetivo em África. A visão da empresa em relação a Moçambique e à maioria do continente africano é de longo prazo e extremamente positiva do ponto de vista do crescimento.

A *Organização Odebrecht* ultrapassou fronteiras e diversificou-se alicerçada nos *Princípios, Conceitos e Critérios* desenvolvidos pelo seu fundador e que compõem a *Tecnologia Empresarial Odebrecht* (TEO). Trata-se de um conjunto de conceções filosóficas sobre as quais é construída a gestão da empresa e que pretende assegurar a unidade de pensamento e atuação das pessoas nos diferentes negócios, países e contextos culturais.

A TEO é ensinada e inculcada nos novos funcionários da empresa desde o primeiro dia, pretendendo fomentar os princípios e cultura de trabalho. Um dos eixos mais importantes desta teoria empresarial é a sua organização em três gerações distintas. A primeira geração integra profissionais com maior experiência de vida que definem as *Políticas e Estratégias Gerais* da organização, focando-se na *Transmissão de Valores e Conhecimentos*, atuando no *Âmbito Político-Estratégico*. A segunda geração é composta por empresários com grande capacidade criadora e produtiva considerados *Líderes Educadores da Geração* seguinte e prioriza a sua atuação no sentido do

*Crescimento Orgânico das Empresas* do grupo, operando no *Âmbito Estratégico-Empresarial*. A terceira geração é constituída por *Jovens Talentosos* focados na satisfação do *Cliente* e responsáveis pela imagem, produtividade, rentabilidade e liquidez, trabalhando no *Âmbito Empresarial-Operacional*.

A TEO considera ainda que o *Acionista* e o *Cliente* são as fontes de *Vida da Organização*, sendo que do *Acionista* emana a *Cultura* que conduz à satisfação do *Cliente* e que do *Cliente* exigente vêm os resultados que permitem o desenvolvimento sustentável da *Organização*.

## 2.2. O Aeroporto Internacional de Nacala

A conversão do Aeródromo Militar de Nacala em Aeroporto Internacional surge dos desafios de desenvolvimento do distrito de Nacala que foi recentemente inserido numa nova *Zona Económica Especial*<sup>2</sup> que nos últimos anos tem vindo a receber grandes projetos de investimento que exigem a melhoria da rede de transportes de pessoas e mercadorias. Na Figura 2.1 apresenta-se uma ilustração do que se perspetiva que virá a ser a vista geral do Aeroporto Internacional de Nacala.

**Figura 2.1: Vista geral dos edifícios do Aeroporto Internacional de Nacala.**



O aeroporto requer uma resposta diferenciada para as questões funcionais necessárias. Estas exigências são respondidas pela construção de um Terminal de Passageiros (TPS), de um Terminal de Carga (TECA), de um Quartel de Bombeiros e do Edifício da Torre de Controlo. Os edifícios serão construídos com materiais de manutenção adequada e sustentada, mas que conferem o conforto necessário à permanência estimada de 1500 utilizadores diários.

---

<sup>2</sup> Nacala é considerada uma zona económica especial devido à sua localização entre o distrito de Nampula, onde reside 1/5 da população moçambicana, e os países vizinhos do Malawi e a da Zâmbia. Esta localização confere-lhe potencial para se tornar um importante centro de negócios e de desenvolvimento social em Moçambique. Esta condição é reforçada pela existência na cidade do 3º maior porto de águas profundas da costa leste africana.

O Terminal de Passageiros é um edifício com arquitetura de vanguarda, suportada em soluções sustentáveis do ponto de vista ambiental e que pretende alcançar uma marca de referência para o território de Nacala. Na Figura 2.2 apresenta-se uma ilustração da futura vista exterior do Terminal de Passageiros do aeroporto.

**Figura 2.2: Vista exterior do Terminal de Passageiros.**



O Terminal de Passageiros apresentará a funcionalidade necessária à livre e cómoda circulação de aproximadamente 330 passageiros internacionais e 290 passageiros domésticos nas respetivas horas de pico, considerando que os picos não deverão ser coincidentes, mas com fluxos de embarque e desembarque eventualmente simultâneos. A área operacional do terminal totaliza 8.560m<sup>2</sup> ao nível térreo e mais 1.860m<sup>2</sup> em primeiro piso, sendo constituído pelas seguintes zonas:

- Zona operacional: partidas e chegadas, *hall*, *check-in*, áreas de embarque e desembarque (incluindo serviços públicos como migração e alfândega) e área de manuseamento de bagagem;
- Zona comercial: bares, restaurantes e cafés e comércio em geral;
- Zona de apoio: escritórios, depósitos, armazéns, oficinas, áreas de empresas aéreas e de órgãos públicos;
- Zonas de circulação: acessos, escadas, vãos livres, paisagismo, áreas afins;
- Salão de honra e espaços religiosos.

A área do Terminal de Passageiros foi idealizada para o tráfego diário de um voo internacional e três voos domésticos, acolhendo anualmente cerca de 500.000 passageiros. No entanto, numa perspetiva otimista e de longo prazo, está prevista a duplicação do tráfego de passageiros. Para a manutenção das condições de conforto dos passageiros será necessário recorrer à definição de picos máximos de fluxo de passageiros. À medida que este fluxo de passageiros aumente, a concentração e a

distribuição dos picos conduzirá à necessidade de expansão do terminal. Na Figura 2.3 apresenta-se uma ilustração da zona de *check-in* do aeroporto.

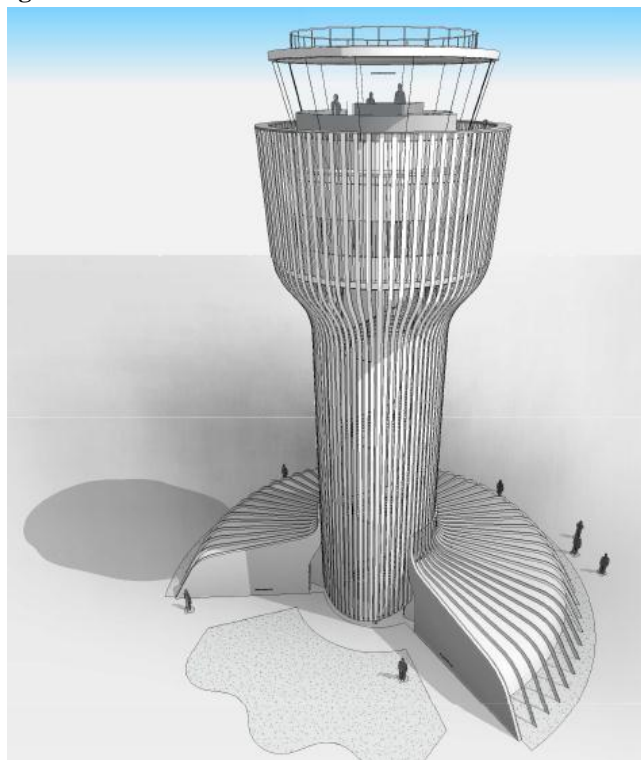
**Figura 2.3: Vista interior da zona de *check-in* do Terminal de Passageiros.**



O Terminal de Carga tem uma componente funcional muito forte e é igualmente suportado em soluções sustentáveis do ponto de vista ambiental que pretendem tornar o edifício autossuficiente. Este terminal está destinado a suportar o modelo de cariz empresarial e económico pretendido para a plataforma logística aeroportuária do território de Nacala. O Terminal de Carga abrange uma grande área logística de importação e exportação, composta pelos setores de receção; de armazenagem (carga normal, carga refrigerada, animais, valores); de trânsito aduaneiro; de perdidos e achados; docas de carregamento de camiões; pátio de camiões; escritórios operacionais da administração; escritórios operacionais de órgãos de fiscalização; sanitários operacionais e públicos; área de desinfeção.

O Quartel de Bombeiros foi projetado com base em três premissas essenciais para o perfeito funcionamento do serviço de salvamento e combate a incêndios: efetivo qualificado; carro contraincêndio e agentes extintores de incêndio; estrutura e funcionalidade das instalações. O projeto teve em consideração que se trata de uma edificação voltada para uma atividade especializada e que abrigará pessoas por longos períodos de trabalho, nos mais variados horários e turnos. O pressuposto fundamental é que as condições de conforto em tais ambientes são extremamente relevantes para o sucesso das atividades.

O edifício da Torre de Controlo tem como principal função a gestão operacional do aeroporto de Nacala e suporta uma série de serviços complementares, tais como a sala de meteorologia, a sala de equipamento, oficinas e zona de manutenção, zonas de descanso de pessoal de controlo, gabinetes de apoio e gabinetes de chefia. Na Figura 2.4 apresenta-se uma ilustração do edifício da Torre de Controlo do futuro aeroporto de Nacala.

**Figura 2.4: Vista exterior do edifício da Torre de Controlo.**

### 2.3. O primeiro contacto

Os estudos para a apresentação do Projeto do Aeroporto Internacional de Nacala iniciaram-se em dezembro de 2009, tendo sido levados a cabo pelo Eng. Leonardo Narimatsu Ribeiro, o atual *Diretor de Contrato de Obra*<sup>3</sup>. No final de 2010, após a aprovação e adjudicação da obra à *Odebrecht*, a empresa iniciou o processo de mobilização de técnicos para iniciar a obra em setembro de 2011. O estágio na *Odebrecht* começou em fevereiro de 2012, com a chegada a Nacala.

Atualmente, a viagem de Lisboa para Nacala é efetuada em 3 longas etapas, facilitadas pelo sentido da descoberta e da aventura. A primeira etapa é ultrapassada através de um voo de 9 horas de Lisboa para Maputo, onde quase sempre é necessário pernoitar antes de seguir viagem. À chegada à capital, por se tratar de um país de expressão portuguesa, a familiaridade constitui a primeira sensação que se obtém. No entanto, quase instantaneamente, o choque com a realidade acontece com as dificuldades burocráticas de entrada no país e com a viagem de carro até ao hotel.

No dia seguinte, no voo para a província de Nampula, a diferença de realidade entre Maputo e o resto do território é notória ainda antes de aterrar. É possível observar que a maioria da população vive em palhotas de paredes de blocos de adobe ou de troncos de madeira com coberturas de colmo, capim ou chapa de zinco.

---

<sup>3</sup> Na terminologia *Odebrecht* o Diretor de Contrato é o responsável máximo da obra. Apoiar diretamente a gerência de produção em tudo o que precisa e procura novas oportunidades de negócio na região onde atua.

A percepção da pobreza que se vive é reforçada durante o percurso de 200 km em estradas de macadame em más condições desde Nampula a Nacala. Sempre que a viatura se imobiliza, de imediato dezenas de crianças se acercam a pedir esmola ou a vender fruta, amendoins, bolachas ou crédito para telemóveis. A principal dificuldade da população local reside na falta de qualidade da sua alimentação, à base de farinha de milho, arroz, chima<sup>4</sup>, amendoins e cajú. Também a educação não está ao alcance da maioria e os centros de saúde de Nacala estão sempre cheios de crianças com doenças infectocontagiosas, como a tuberculose, a malária e o VIH.

À chegada a Nacala, a integração na equipa de trabalho foi facilitada pelo espírito de união e entreatura que se vive. Grande parte das pessoas está longe da família e do seu país pelo que a simpatia ajuda a superar as saudades. Neste ambiente, todos são recebidos com uma festa e quando alguém parte, mesmo que por um curto período, faz-se uma festa de despedida com comida e ritmos moçambicanos e brasileiros.

De um modo geral, a *Odebrecht* garante o conforto essencial a todos os seus colaboradores providenciando alojamento, refeições e transportes. A mobilidade fora do horário de trabalho torna-se complicada devido à inexistência de transportes públicos e a compra de artigos ou de serviços na cidade nem sempre é concretizável devido à escassez de oferta e preços elevados.

A empresa construiu uma sede própria em Nacala, localizada a 2 km do Aeroporto Internacional e feita com vista às perspectivas de trabalho da empresa no país. A ligação da *Construtora Odebrecht* ao ambiente que a acolheu é muito forte, não só por empregar muitos habitantes de Nacala, mas principalmente devido à implementação do *Programa Acreditar*.

O *Programa Acreditar* foi criado em 2008 no Brasil, com o intuito de ministrar uma educação profissional continuada aos habitantes locais dos territórios onde a *Odebrecht* atua. O objetivo passa por desenvolver as capacidades pessoais, sociais e profissionais de populações carentes. Em Moçambique, este programa foi implementado em janeiro de 2012 e espera-se que até dezembro sejam formadas 1.300 pessoas da comunidade, em temas como a saúde, segurança do trabalho, meio ambiente, qualidade e psicologia do trabalho. Numa formação mais avançada, alguns alunos obterão certificação para o desempenho das funções de pedreiro, carpinteiro, ferreiro, canalizador e electricista predial.

Alguns formandos acabam por integrar a *Odebrecht*, representando a mão-de-obra com melhor formação, excluindo a direção de obra. Os restantes trabalhadores contratados são habitantes locais que se deslocaram à sede da empresa a pedir trabalho e que em geral demonstram grande dificuldade de concretização das tarefas que lhes são atribuídas.

---

<sup>4</sup> Termo culinário moçambicano que descreve uma pasta espessa que resulta da cozedura da farinha de milho ou de mandioca.

Contratualmente, a *Odebrecht* é obrigada a ter cerca de 90% de trabalhadores moçambicanos, sendo que em junho de 2012 o quadro de pessoal era constituído por 425 nacionais, 45 expatriados, maioritariamente brasileiros, e 180 subcontratados por empresas moçambicanas e portuguesas.

No início do estágio em Nacala, a progressão das atividades em obra era lenta, dificultada pelos atrasos nos processos de expropriação dos terrenos, limpeza do local de implantação do aeroporto e legalização da empreitada. A empresa *Aeroportos de Moçambique* experienciou grandes dificuldades na conclusão destes processos, contando com a oposição dos anteriores proprietários dos terrenos, cuja sobrevivência dependia exclusivamente das suas machambas<sup>5</sup>. Ultrapassadas as manifestações dos habitantes locais, as máquinas puderam entrar nos terrenos, coincidindo o início do estágio com os primeiros tempos da fase de terraplenagens dos terrenos interessados, fase esta cujo término estava previsto para setembro de 2011, data muito anterior ao início dos trabalhos.

O atraso do início da empreitada foi agravado por uma época de chuvas atipicamente longa para a região. Em Nacala, a época das chuvas concentra-se sobretudo entre dezembro e fevereiro, sendo que em 2012 se estendeu até junho, originando custos diretos e indiretos muito elevados, nomeadamente no aluguer de máquinas e remunerações de funcionários mobilizados e impedidos de executarem a sua função.

Ilustrando a realidade cultural completamente distinta que se vive nesta região do país, é de assinalar que outro motivo de atrasos significativos na obra são os alegados feitiços ou macumbas que as mulheres macuas<sup>6</sup> lançam. Cada vez que uma máquina deixa de trabalhar ou surgem cobras nos terrenos da obra, os trabalhadores referem que estes factos se devem a macumbas lançadas pelos anteriores proprietários dos terrenos, recusando-se a prosseguir os trabalhos enquanto um feiticeiro não desfizer a macumba. Esta crença profundamente enraizada na população obrigou a empresa a contratar o serviço permanente de um grupo de feiticeiros pertencentes à comunidade local.

#### 2.4. O estágio em Nacala

O estágio na construção do Aeroporto Internacional de Nacala decorreu em dois locais distintos. O primeiro local, denominado por *Industrial* corresponde aos contentores de escritórios que dão apoio direto à obra e onde se concentram os gabinetes de produção, de fiscalização, de qualidade e observação de obra e os serviços de abastecimento e logística. O segundo local de estágio foi a Sede da *Odebrecht*, localizada nas imediações do aeroporto. Na Sede concentram-se os escritórios da administração e os departamentos financeiro, comercial, de recursos humanos, de responsabilidade social e de tecnologias da informação e engenharia.

---

<sup>5</sup> Termo moçambicano usado para as pequenas explorações agrícolas de subsistência.

<sup>6</sup> Termo moçambicano para descrever os habitantes de Nampula. Em Moçambique, os povos das diferentes regiões são referidos pelo dialeto da região de onde provêm.

A colaboração com a Odebrecht deu-se na área da engenharia na Sede da empresa e na área da qualidade e observação de obra no *Industrial*, cujo laboratório proporcionou a realização dos ensaios de terreno de fundação do Aeroporto Internacional de Nacala.

O presente relatório reporta as atividades desenvolvidas durante um período de 6 meses de estágio sob orientação no local do líder<sup>7</sup> Eng. Jorge Maltezinho e orientação em Portugal do Eng. Walter Fernandes. Entre outras atividades levadas a cabo, destacam-se a programação de obra, a medição e orçamentação, os ensaios para controlo de terraplenagens e o acompanhamento da construção das fundações do Terminal de Passageiros. O desenvolvimento destas atividades ocorreu de forma simultânea, destacando-se no presente relatório os ensaios para controlo de terraplenagens e as fundações do Terminal de Passageiros.

#### **2.4.1. Programação de obra**

A programação de obra é essencial para o sucesso de uma empreitada. No entanto, as diversas variáveis e fatores externos presentes numa obra desta dimensão e localizada num ambiente tão peculiar, implicam dificuldades difíceis de ultrapassar. Ainda assim, o sucesso desta tarefa traduz-se na melhoria da qualidade e da produtividade, pelo que a existência de um bom planeamento de obra é essencial. Em anexo apresentam-se a programação prevista para a obra em março de 2011 e a programação revista em abril de 2012.

O principal objetivo da programação de obra passa pela coordenação das várias equipas envolvidas na construção, atendendo a fatores como as quantidades de trabalho e materiais necessários, as condições meteorológicas previstas e a disponibilidade e absentismo de mão-de-obra. A programação é sempre baseada no acompanhamento de obra, na medida em que o controlo da produção permite fazer previsões de produtividade mais realistas e comparar alternativas de atuação, facilitando a tomada de decisão.

Em Nacala, a programação semanal da semana seguinte de obra era sempre acompanhada de um relatório acerca das metas atingidas e falhadas da semana anterior. A título de exemplo, entre os dias 5 de março e 20 de maio de 2012, as atividades de terraplenagem sofreram atrasos sucessivos devido ao prolongamento da época de chuvas além do período habitual. Este facto tornou complicada a obtenção dos graus de compactação especificados pelo projetista, devido aos altos teores em água. A baixa produtividade nestas semanas era prevista com base na análise dos relatórios de pluviosidade das semanas anteriores. Em anexo apresenta-se a programação da semana de 19 a 23 de março e da semana de 16 a 20 de abril de 2012, períodos em que a obra foi afetada pelas chuvas.

---

<sup>7</sup> Terminologia utilizada na *Odebrecht* para designar os responsáveis máximos das diversas áreas de atuação. Neste caso é o responsável máximo da engenharia em obra.

Na Figura 2.5 apresenta-se o plano das atividades realizadas no período de 19 a 26 de julho de 2012, coincidente com a fase de obra mais movimentada. Na Figura 2.6 apresenta-se o plano das atividades previstas para o período de 26 de julho a 2 de agosto de 2012.

**Figura 2.5: Atividades realizadas no período de 19 a 26 de Julho de 2012, Semana 30.**

SEMANA 30-2012		JULHO														OBSERVAÇÃO E RESPONSÁVEIS					
ITEM	ATIVIDADES	UN	Prev. Real.	%	QUANTIDADES		SEM. ANTERIOR							SEMANA PLANEJADA							
					TOTAL	SEMANA	QUI	SEX	SAB	DOM	SEG	TER	QUA	QUI	SEX		SAB				
							19	20	21	22	23	24	25	26	27		28				
1	TPS - FUNDAÇÃO - ESCAVAÇÃO SAPATAS ANEXO 1 (ASA NORTE)	un	44	13													MARCO AURÉLIO / MOACIR				
2	TPS - FUNDAÇÃO - CONCRETO MAGRO SAPATAS ANEXO 1 (ASA NORTE)	un	44	15													MARCO AURÉLIO / MOACIR				
3	TPS - FUNDAÇÃO - ESCAVAÇÃO SAPATAS ANEXO 2 (ASA SUL)	un	44	22													MARCO AURÉLIO / MOACIR				
4	ÁREA DO PÁTIO AERONAVES - CORTE / ATERRO	m <sup>2</sup>	84% 74,9%	33.115	3.000,0												MARCO AURÉLIO / MOACIR				
5	ATERRO - ÁREA DO TECA E ÁREA DA ROTUNDA(EIXO 350)	m <sup>2</sup>	3% 2,3%	326.445	4.000,0												MARCO AURÉLIO / MOACIR				
6	PISTA DE POUSO/ CABECEIRA 19 - ATERRO EST. E-175 a E-192	m <sup>2</sup>	2% 0,0%	326.698	5.000,0												MARCO AURÉLIO / MOACIR				
7	PISTA DE POUSO - ESCAVAÇÃO - ESTACA E-216 a E-260	m <sup>2</sup>			11.700												MARCO AURÉLIO / MOACIR				
8	PLACAS ESTACIONAMENTO AERONAVES - 1ª CAMADA SOLO-CIMENTO	m <sup>2</sup>	86% 0,0%	1.740	1.500												MARCO AURÉLIO / MOACIR				
9	ACESSO PRINCIPAL - DRENAGEM SUPERFICIAL - EXECUÇÃO DE PV's (POÇOS DE VISITA)	Un		15													MARCO AURÉLIO / MOACIR				

**Figura 2.6: Programação de atividades de 26 de julho a 2 de Agosto de 2012, Semana 31.**

SEMANA 31-2012		JULHO/AGOSTO														OBSERVAÇÃO E RESPONSÁVEIS					
ITEM	ATIVIDADES	UN	Prev. Real.	%	QUANTIDADES		SEM. ANTERIOR							SEMANA PLANEJADA							
					TOTAL	SEMANA	26	27	28	29	30	31	1	2	3		4				
1	TPS - FUNDAÇÃO - ESCAVAÇÃO SAPATAS ANEXO 1 (ASA NORTE)	un	44	1													MARCO AURÉLIO / MOACIR				
2	TPS - FUNDAÇÃO - CONCRETO MAGRO SAPATAS ANEXO 1 (ASA NORTE)	un	44	15													MARCO AURÉLIO / MOACIR				
3	TPS - FUNDAÇÃO - ESCAVAÇÃO SAPATAS ANEXO 2 (ASA SUL)	un	44	10													MARCO AURÉLIO / MOACIR				
4	TPS - FUNDAÇÃO - ARMAÇÃO (ASA NORTE/ASA SUL)	Kg	38.157	25.210													MARCO AURÉLIO / MOACIR				
5	ÁREA DO PÁTIO AERONAVES - CORTE / ATERRO	m <sup>2</sup>	88% 78,8%	33.115	3.000,0												MARCO AURÉLIO / MOACIR				
6	ATERRO - ÁREA DO TECA E ÁREA DA ROTUNDA(EIXO 350)	m <sup>2</sup>	6% 4,9%	326.445	4.000,0												MARCO AURÉLIO / MOACIR				
7	PISTA DE POUSO/ CABECEIRA 19 - ATERRO EST. E-175 a E-192	m <sup>2</sup>		326.698	5.000,0												MARCO AURÉLIO / MOACIR				
8	PISTA DE POUSO - ESCAVAÇÃO - ESTACA E-216 a E-260	m <sup>2</sup>			11.700												MARCO AURÉLIO / MOACIR				
9	PLACAS ESTACIONAMENTO AERONAVES - 1ª CAMADA SOLO-CIMENTO	m <sup>2</sup>	93% 7,2%	1740,38	1.500												MARCO AURÉLIO / MOACIR				
10	ACESSO PRINCIPAL - DRENAGEM SUPERFICIAL - EXECUÇÃO DE PV's (POÇOS DE VISITA)	Un		15													MARCO AURÉLIO / MOACIR				

### 2.4.2. Medição e orçamentação

A competitividade e o sucesso das empresas de construção civil dependem largamente dos custos de produção que apresentam. O rigor na orçamentação pode resultar na angariação de mais clientes ao passo que a falta de rigor pode conduzir a prejuízos inoportáveis para a empresa. É uma tarefa de grande responsabilidade que ganha cada vez maior importância dada a necessidade crescente de produzir mais, com a menor quantidade de recursos possível.

Para responder a esta questão, a empresa *Odebrecht* criou uma ferramenta de trabalho denominada *SisEng*<sup>8</sup> que permite acompanhar o programa de ação, analisar tendências e corrigir eventuais desvios. O *SisEng* foca-se em 4 áreas distintas: o planeamento; o orçamento; a execução e a avaliação e controlo.

Na área do planeamento são definidas metas, soluções e prazos. Na área da orçamentação são avaliados os recursos disponíveis e os custos expectáveis, determinando a melhor relação custo/benefício. Na etapa de execução é possível acompanhar as atividades de modo a prevenir eventuais desvios e atrasos no cumprimento do previsto. Na fase de avaliação e de controlo procede-se à correção de prazos, custos e metodologias para atingir o estabelecido no programa de ação.

---

<sup>8</sup> *SisEng* - Sistema de Integrado de Engenharia.



### 3. Ensaios para controlo de terraplenagens

A terraplenagem corresponde à movimentação de terreno com o objetivo de ajustar o relevo natural à implantação de obras de engenharia e à atividade humana (Correia, 1980). Trata-se de um processo levado a cabo na fase inicial dos empreendimentos e com grande interferência no ambiente, tanto pela modificação nos processos naturais de movimentação do solo, como pela deposição dos entulhos resultantes.

O processo de terraplenagem compreende quatro etapas distintas: a escavação; o transporte; o depósito e a compactação (Correia, 1980). Estas etapas são precedidas de atividades preparatórias, tais como a limpeza, a desmatagem, o destocamento e a implantação de bueiros para drenagem de águas. Se o material superficial apresentar reduzida capacidade de carga deve ser removida uma espessura de terreno suficiente para a execução de aterro de fundação. Os materiais extraídos são armazenados e eventualmente reutilizados ou enviados para vazadouro.

A compactação dos solos aumenta o peso específico e a capacidade de fundação de estruturas. O processo de compactação reduz também o assentamento e aumenta a estabilidade dos taludes de aterro (Das, 2011).

O controlo da qualidade das terraplenagens é efetuado através de ensaios realizados durante os trabalhos, para em tempo útil corrigir eventuais anomalias detetadas e não haver interferências com a programação de obra prevista (Correia, 1980). A falta de conhecimento das condições de fundação de estruturas é a principal causa de acidentes em edifícios (Coelho, 1996).

Foram conduzidas campanhas de ensaios *in situ* e em laboratório. De acordo com José Folque, os ensaios *in situ* apresentam as vantagens de interessarem volumes de solo superiores aos de laboratório e poderem preservar as condições ambientais reais. Por outro lado, os ensaios de laboratório apresentam a vantagem de permitirem controlar melhor as condições de ensaio (Folque, 1988).

O principal objetivo dos ensaios para controlo de terraplenagens é o da garantia do grau de compactação preconizado pelo projetista. Este grau de compactação está intrinsecamente ligado à capacidade resistente à rotura da fundação mas também à deformabilidade do solo. O grau de compactação do terreno é afetado por fatores como a proveniência e natureza do material utilizado, o esforço de compactação e o teor em água (Das, 2011).

O tipo de solo, nomeadamente a sua granulometria, peso e tipo de minerais constituintes, exerce grande influência nas curvas de compactação obtidas, ou seja, na relação entre o peso específico seco e o teor em água do solo. No caso do Aeroporto Internacional de Nacala os materiais utilizados na execução de aterros compactados provieram de escavações realizadas em obra, tendo também sido necessário recorrer a machas de empréstimo. De um modo geral, garantiu-se que o solo a utilizar não

continha ramos, folhas, raízes, ervas ou quaisquer outros detritos orgânicos ou lixo. De acordo com o projeto, a dimensão máxima dos inertes aplicados não deveria ser superior a 2/3 da espessura das camadas a compactar e estas não deveriam exceder os 20,0cm de espessura.

A energia de compactação é condicionada pelo tipo de equipamento de compactação a utilizar, geralmente são cilindros compactadores de rasto liso, pés-de-carneiro, pneus de borracha ou vibratórios, pelo número de passagens, pela espessura das camadas e pelo teor em água das mesmas.

Estes parâmetros foram confirmados durante as operações de compactação, nas quais se verificou que o peso volúmico seco do solo dependia dos mesmos, determinando-se o menor número de passagens necessário à obtenção daquela baridade, para o teor em água ótimo. Para tal, executaram-se pequenos trechos experimentais com 30m de comprimento e 15m de largura, de modo a ajustar aqueles parâmetros que obviamente influenciavam a qualidade, o custo e o tempo de execução.

Na construção do Aeroporto Internacional de Nacala foram também efetuados ensaios complementares, nomeadamente análises granulométricas, de limites de consistência, Proctor Modificado, CBR e Gamadensímetro.

Em obra, é necessário garantir a representatividade dos ensaios, pelo que nesta foram estabelecidas as seguintes regras: para as análises granulométricas e os limites de consistência, seria realizado um ensaio por cada 1.000m<sup>2</sup>. A determinação de baridades após a compactação, um ensaio por cada 500m<sup>2</sup> de área compactada. Do mesmo modo, a determinação do teor em água previamente á compactação deveria ser efetuada num mínimo de 3 amostras por cada 500m<sup>2</sup>, e o ensaio de compactação Proctor Modificado deveria ser realizado pelo menos uma vez por cada 500m<sup>2</sup>. O ensaio CBR deveria ser realizado pelo menos uma vez por cada 2000m<sup>2</sup>, ou no mínimo, uma vez a cada 2 dias. Finalmente, a representatividade do ensaio gamadensímetro foi garantida com uma análise em cada 500m<sup>2</sup> de área de terreno compactado.

### **3.1. Análise Granulométrica**

Na Natureza encontram-se depósitos sedimentares constituídos por elementos com dimensões compreendidas entre microns e metros. Devido à heterogeneidade de partículas, às vezes provenientes do mesmo depósito, a análise granulométrica é fundamental para inferir a origem e composição dos sedimentos (Rocha, 1954).

O método utilizado para efetuar a análise granulométrica de sedimentos granulares é o da peneiração e sedimentação. Os peneiros consistem em cilindros metálicos (latão, alumínio ou aço inoxidável) com fundo de rede metálica ou plástica de malha calibrada.

Usualmente, a sobreposição de peneiros possibilita a formação de colunas de peneiração cujas diversas malhas vão retendo os sedimentos com diferentes dimensões. Na parte superior da coluna de

peneiros existe um cone de alimentação que evita perdas de material e na base da coluna um tabuleiro sem rede, destinado a receber as partículas que atravessaram toda a coluna.

O método geralmente utilizado para efetuar a análise granulométrica de sedimentos de diâmetro inferior a 0,06mm, tais como os siltes e as argilas, é o da sedimentação em meio líquido. No caso de solos granulares coesivos, de fração fina e fração grossa, é necessária uma análise conjunta de peneiração e sedimentação (Folque, 1988).

A análise granulométrica deve ser validada por uma análise estatística da dimensão e do peso dos sedimentos, garantindo a representatividade da amostra em relação à mancha de empréstimo.

Neste ensaio foram utilizadas as normas brasileiras *NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização* (ABNT, 1986) e *NBR 7181: Solo – Análise granulométrica* (ABNT, 1984).

### 3.1.1. Equipamento

- Estufa capaz de manter a temperatura a 110°C +/-5°C;
- Tabuleiros metálicos de 50cm x 30cm x 6cm;
- Peneiros de malha quadrada;
- Escovas apropriadas para limpeza de peneiros;
- Escovas de cerdas metálicas;
- Cápsulas metálicas;
- Almofariz e pilão;
- Balança que permita pesar 200g, com resolução de 0,01g e sensibilidade compatível;
- Água.

### 3.1.2. Procedimento experimental

A amostra de solo a submeter à análise granulométrica foi seca ao ar livre. Desfizem-se, manualmente ou com recurso a almofariz e pilão, todos os torrões em partículas. Selecionou-se 1kg de material da amostra para fazer passar pelo peneiro n10, correspondente a uma malha de 2,0mm. Assegurou-se que apenas os grãos de maior dimensão ficaram retidos, desfazendo os torrões existentes e recorrendo a almofariz e pilão. Este procedimento é ilustrado na Figura 3.1.

**Figura 3.1: Pesagem da amostra e peneiração com o peneiro n10.**



Pesou-se e registou-se o material retido no peneiro n10, selecionando-se uma amostra para proceder ao cálculo da humidade higroscópica e outra amostra de 100g para prosseguir a peneiração. A segunda amostra foi colocada no peneiro n200, correspondente a uma malha de 0,075mm, e lavada com água a baixa pressão. Após a lavagem, o material foi colocado numa estufa à temperatura de 105°C durante 24h. Este procedimento é demonstrado na Figura 3.2.

**Figura 3.2: Pesagem e lavagem da amostra no peneiro n200 e colocação em estufa.**



Após a secagem em estufa, os sedimentos são passados pelo conjunto de peneiros n40 e n200, correspondentes a malhas quadradas de 0,425 e 0,075mm, respetivamente. O material retido nos peneiros é pesado e registado. Recorreu-se a uma escova de cerdas metálicas para auxiliar a passagem do material pelas malhas, tal como ilustrado na Figura 3.3.

**Figura 3.3: Peneiração em peneiros n40 e n200 com auxílio de escova de cerdas metálicas.**



### 3.1.3. Registo de resultados

As amostras de solo foram recolhidas em três locais distintos: no Terminal de Passageiros (TPS), no Terminal de Carga (TECA) e na Pista de Aterragem e Descolagem (PISTA).

Na Tabela 3.1 apresenta-se a caracterização das amostras recolhidas no Terminal de Passageiros.

**Tabela 3.1: Caracterização das amostras recolhidas no TPS para análise granulométrica.**

Parâmetro	Descritivo
Material	Areia Siltosa
Quantidade	6.000g
Local	TPS
Profundidade	0,00-0,20m
Data	26 / 06 / 2012

Na determinação do teor em água da amostra foi necessário aferir as seguintes grandezas:

- Peso da cápsula (g): Valor tabelado pelo fabricante;
- Peso da cápsula + solo húmido (g): Valor retirado da balança durante o ensaio;
- Peso da cápsula + solo seco (g): Valor retirado da balança durante o ensaio;
- Peso da água (g): Diferença entre as duas grandezas anteriores;
- Peso do solo seco (g): Diferença entre *peso da cápsula + solo seco* e o *peso da cápsula*.

O cálculo do teor em água ( $W$ ) resulta do quociente entre o peso da água e o peso do solo seco:

$$W = \frac{\text{Peso da água}}{\text{Peso do solo seco}} \times 100 (\%) \quad (3.1)$$

Na Tabela 3.2 apresenta-se o cálculo do teor em água correspondente ao solo passado no peneiro n10 para a amostra do Terminal de Passageiros.

**Tabela 3.2: Cálculo de teor em água para análise granulométrica (TPS).**

Cápsula N°	11
Peso da cápsula + Solo húmido (g)	70,28
Peso da cápsula + Solo seco (g)	70,00
Peso da cápsula (g)	18,30
Peso da água (g)	0,28
Peso do solo seco (g)	51,70
Teor em água (%)	0,54

Na determinação da quantidade de solo seco passado no peneiro n10 foi necessário aferir as seguintes grandezas:

- Peso da amostra total húmida (g): 1000g;
- Peso do solo retido no peneiro n10 (g): Valor retirado da balança durante o ensaio;
- Peso do solo húmido passado no peneiro n10 (g): Diferença entre as duas grandezas anteriores.

O cálculo da quantidade de solo seco passado no peneiro n10 resulta da seguinte expressão:

$$\text{Solo Seco Passado}_{n10} = \frac{\text{Solo Húmido Passado}_{n10}}{W+100} \times 100 (\%) \quad (3.2)$$

Foi selecionada uma amostra de 100g de solo húmido passado no peneiro n10. Desta amostra foi calculado o peso de solo seco através da seguinte expressão:

$$\text{Solo Seco da Amostra} = \frac{\text{Solo Húmido da Amostra}}{W+100} \times 100 (\%) \quad (3.3)$$

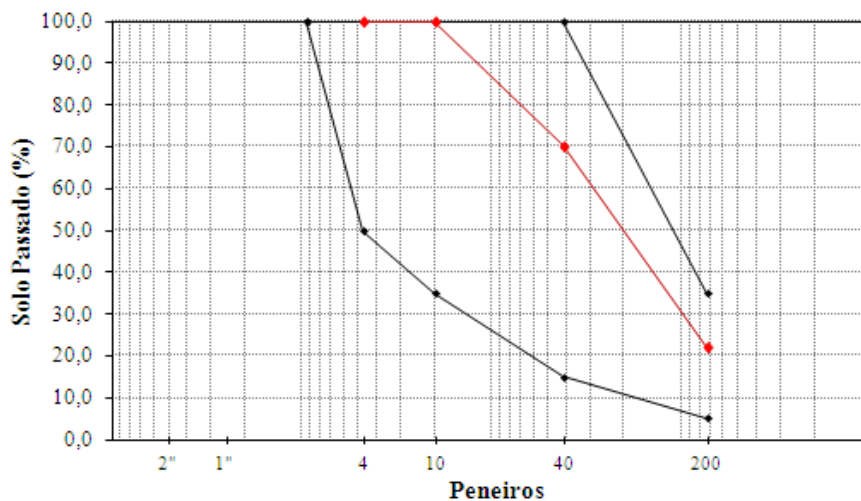
Na Tabela 3.3 apresenta-se o cálculo da quantidade de solo seco passado no peneiro n10 e o cálculo da quantidade de solo seco na amostra de 100g de solo do Terminal de Passageiros.

**Tabela 3.3: Cálculo da quantidade de solo seco (TPS).**

<b>Amostra total húmida (g)</b>	1000
<b>Solo retido no peneiro n10 (g)</b>	0,85
<b>Solo húmido passado no peneiro n10 (g)</b>	999,15
<b>Teor em água (%)</b>	0,54
<b>Solo seco passado no peneiro n10 (g)</b>	993,77
<b>Solo húmido da amostra (g)</b>	100,00
<b>Solo seco da amostra (g)</b>	99,46

Para a construção da curva granulométrica da amostra de solo, é necessário saber o peso dos sedimentos retidos em cada peneiro. No caso da amostra de solo de 100g, do terreno de fundação do Terminal de Passageiros, ficaram retidos no peneiro n10 um total 0,85g de solo, 29,60g no peneiro n40 e 47,93g no peneiro n200. Estes dados permitiram traçar a curva granulométrica apresentada na Figura 3.4.

**Figura 3.4: Curva granulométrica (TPS).**



A curva de distribuição granulométrica pode ser usada para determinar o *diâmetro efetivo* ( $D_{10}$ ) dos constituintes do solo, o *coeficiente de uniformidade* ( $C_u$ ) e o *coeficiente de curvatura* ( $C_c$ ).

O *diâmetro efetivo* ( $D_{10}$ ) do solo indica a dimensão da malha onde passa apenas 10% do peso total da amostra. Este parâmetro permite aferir a condutividade hidráulica e capacidade de drenagem do solo.

Os *coeficientes de uniformidade* e de *curvatura* permitem classificar a graduação da granulometria do solo e são definidos através das seguintes expressões:

$$- \text{ Coeficiente de uniformidade: } C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.4)$$

$$- \text{ Coeficiente de curvatura: } C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (3.5)$$

Os parâmetros das expressões anteriores assumem o significado seguinte:

- $D_n$  – dimensão da malha onde passa  $n\%$  da massa da amostra.

A curva de distribuição granulométrica demonstra a variação do tamanho das partículas presentes num solo e o tipo de distribuição. Um solo em que a maioria dos grãos possui o mesmo tamanho designa-se por solo *mal graduado* ou *uniforme*. Para um solo ser considerado *bem graduado* é necessário possuir um coeficiente de uniformidade e um coeficiente de curvatura que respeite as seguintes condições:

$$C_U > 4, \text{ em seixos} \quad (3.6)$$

$$C_U > 6, \text{ em areias} \quad (3.7)$$

$$1 < C_c < 3 \quad (3.8)$$

Um solo com uma combinação de duas ou mais frações de granulação uniforme é designado por solo de *granulometria descontínua*.

Juntamente com a determinação dos limites de consistência apresentados no capítulo seguinte, a análise granulométrica permite classificar os solos de fundação, verificando as indicações preconizadas pelo projetista.

Na Tabela 3.4 apresenta-se a caracterização das amostras recolhidas no Terminal de Carga.

**Tabela 3.4: Caracterização das amostras recolhidas no TECA para análise granulométrica.**

Parâmetro	Descritivo
Material	Areia Siltosa
Quantidade	6.000g
Local	TECA
Profundidade	0,00-0,20m
Data	12 / 07 / 2012

Na Tabela 3.5 apresenta-se o cálculo do teor em água correspondente ao solo passado no peneiro n10 para a amostra do Terminal de Carga.

**Tabela 3.5: Cálculo de teor em água para análise granulométrica (TECA).**

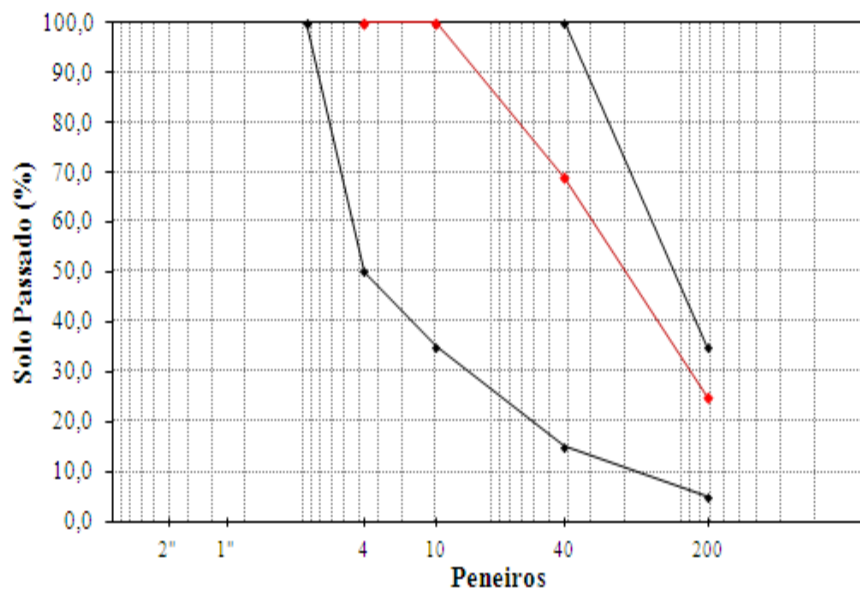
<b>Cápsula N°</b>	1
<b>Peso da cápsula + Solo húmido (g)</b>	88,90
<b>Peso da cápsula + Solo seco (g)</b>	88,40
<b>Peso da cápsula (g)</b>	18,30
<b>Peso da água (g)</b>	0,50
<b>Peso do solo seco (g)</b>	70,10
<b>Teor em água (%)</b>	0,71

Na Tabela 3.6 apresenta-se o cálculo da quantidade de solo seco passado no peneiro n10 e o cálculo da quantidade de solo seco na amostra de 100g de solo do Terminal de Carga.

**Tabela 3.6: Cálculo da quantidade de solo seco (TECA).**

<b>Amostra total húmida (g)</b>	1000
<b>Solo retido no peneiro n10 (g)</b>	0,60
<b>Solo húmido passado no peneiro n10 (g)</b>	999,40
<b>Teor em água (%)</b>	0,71
<b>Solo seco passado no peneiro n10 (g)</b>	999,32
<b>Solo húmido da amostra (g)</b>	100,00
<b>Solo seco da amostra (g)</b>	99,29

No caso da amostra de solo de 100g do terreno de fundação do Terminal de Carga, ficaram retidos no peneiro n10 um total 0,60g, 30,80g no peneiro n40 e 43,60g no peneiro n200. Estes dados permitiram traçar a curva granulométrica apresentada na Figura 3.5.

**Figura 3.5: Curva granulométrica (TECA).**

Na Tabela 3.7 apresenta-se a caracterização das amostras recolhidas na Pista de Aterragem e Descolagem.

**Tabela 3.7: Caracterização das amostras recolhidas na PISTA para análise granulométrica.**

<b>Parâmetro</b>	<b>Descritivo</b>
<b>Material</b>	Areia Siltosa
<b>Quantidade</b>	6.000g
<b>Local</b>	Pista
<b>Profundidade</b>	0,00-0,15m
<b>Data</b>	25 / 07 / 2012

Na Tabela 3.8 apresenta-se o cálculo do teor em água correspondente ao solo passado no peneiro n10 para a amostra da Pista de Aterragem e Descolagem.

**Tabela 3.8: Cálculo de teor em água para análise granulométrica (PISTA).**

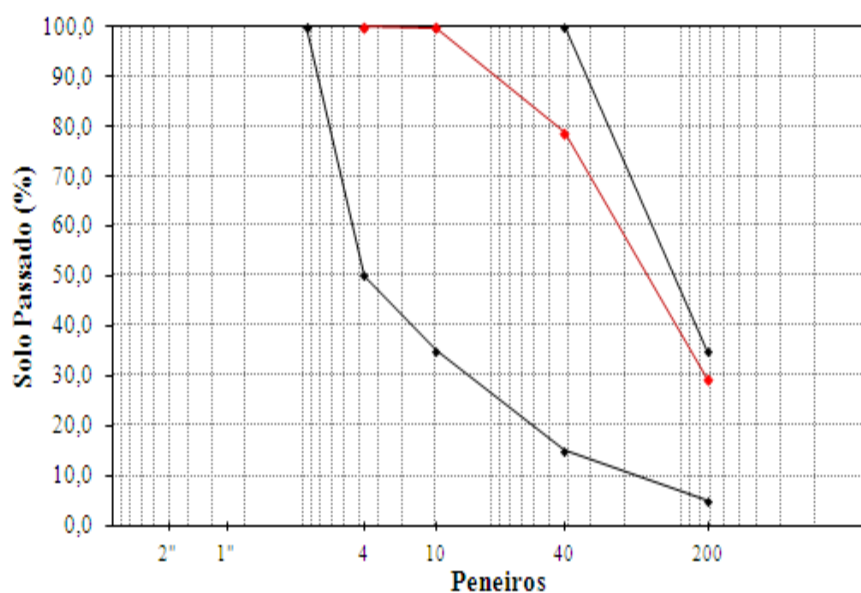
<b>Cápsula N°</b>	2
<b>Peso da cápsula + Solo húmido (g)</b>	94,20
<b>Peso da cápsula + Solo seco (g)</b>	93,80
<b>Peso da cápsula (g)</b>	18,20
<b>Peso da água (g)</b>	0,40
<b>Peso do solo seco (g)</b>	75,60
<b>Teor em água (%)</b>	0,53

Na Tabela 3.9 apresenta-se o cálculo da quantidade de solo seco passado no peneiro n10 e o cálculo da quantidade de solo seco na amostra de 100g de solo da Pista de Aterragem e Descolagem.

**Tabela 3.9: Cálculo da quantidade de solo seco (PISTA).**

<b>Amostra total húmida (g)</b>	1000
<b>Solo retido no peneiro n10 (g)</b>	1,10
<b>Solo húmido passado no peneiro n10 (g)</b>	998,90
<b>Teor em água (%)</b>	0,53
<b>Solo seco passado no peneiro n10 (g)</b>	993,64
<b>Solo húmido da amostra (g)</b>	100,00
<b>Solo seco da amostra (g)</b>	99,47

No caso da amostra de solo de 100g do terreno de fundação da Pista de Aterragem e Descolagem do Aeroporto Internacional de Nacala, ficaram retidos no peneiro n10 um total 1,10g de solo, 21,10g no peneiro n40 e 49,10g no peneiro n200. Estes dados permitiram traçar a curva granulométrica apresentada na Figura 3.6.

**Figura 3.6: Curva granulométrica (PISTA).**

### 3.2. Limites de Atterberg

Um solo argiloso com baixo teor em água não é moldável. No entanto, com um reduzido aumento do teor em água, o solo passa a um estado semissólido com comportamento friável. Um aumento significativo do teor em água conduz a um estado plástico, sem variação de volume e sem fragmentação. Atingido este estado, qualquer aumento do teor em água transforma o solo numa pasta de comportamento fluido (Rocha, 1954) & (Folque, 1988).

No início do século XX, um engenheiro agrônomo sueco chamado de Albert Atterberg, desenvolveu um método para descrever a consistência dos solos finos com teores em água variados com vista à sua aplicação na agricultura. A utilidade e aplicabilidade do método à engenharia geotécnica, foram estabelecidas por Karl Terzaghi e a normalização dos ensaios por Arthur Casagrande.

Assim, os teores em água que delimitam os diferentes estados de consistência, designam-se por *Limites de Atterberg* ou *Limites de Consistência* e são 3: o *limite de retração* ( $L_R$ ), o *limite de plasticidade* ( $L_P$ ) e o *limite de liquidez* ( $L_L$ ). O solo moldável apresenta teores em água compreendidos entre o limite de plasticidade e o limite de liquidez.

Nestes ensaios foram utilizadas as normas brasileiras *NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez* (ABNT, 1984) e *NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade* (ABNT, 1984).

### 3.2.1. Equipamento

- Estufa capaz de manter a temperatura de 60 - 65°C e 105 - 110°C;
- Cápsula de porcelana com 120mm de diâmetro;
- Espátula de lâmina flexível com 80mm de comprimento e 20mm de largura;
- Concha de Casagrande;
- Cinzel;
- Recipientes que evitem a perda de humidade;
- Balança que permita pesar 200g, com resolução de 0,01g e sensibilidade compatível;
- Esfera de aço com 8mm de diâmetro;
- Placa de vidro de superfície esmerilhada, com cerca de 30cm de lado;
- Ferramenta metálica cilíndrica para comparação, com 3mm de diâmetro e 100mm de comprimento.

### 3.2.2. Procedimento experimental

O limite de liquidez é determinado através da concha de Casagrande. O ensaio consiste em colocar uma amostra com cerca de 300g numa cápsula de porcelana e adicionar água destilada em pequenas quantidades, envolvendo continuamente com o auxílio de uma espátula, de modo a obter uma pasta homogénea consistente. Na Figura 3.7 apresenta-se o registo do procedimento de preparação da pasta homogénea.

**Figura 3.7: Humidificação e homogeneização de amostra de solo.**



Transfere-se parte da mistura para a concha, moldando-a para que na parte central a espessura seja da ordem dos 10mm. Abre-se um sulco de dimensões normalizadas no solo colocado na concha, registando-se o número de pancadas necessárias para fechar o sulco. Secciona-se uma porção da amostra na zona do sulco, pesando-a e colocando-a em estufa. Repete-se este processo para 50, 40, 30, 20 e 10 pancadas. Na Figura 3.8 ilustra-se o procedimento descrito anteriormente.

**Figura 3.8: Amostra de solo na concha de Casagrande.**

Para diferentes teores em água registam-se os diferentes números de pancadas e marcam-se esses valores num diagrama semi-logarítmico. O teor em água correspondente a 25 pancadas equivale ao *limite de liquidez*.

A determinação do *limite de plasticidade* é efetuada para a mesma amostra de solo utilizada na determinação do limite de liquidez. Adiciona-se água destilada em pequenas quantidades à amostra de solo, envolvendo-a continuamente com o auxílio de uma espátula até se obter uma consistência plástica. Selecionam-se 10g da amostra, formando um cilindro que será esmagado contra uma placa de vidro, sendo retirados 3 pedaços retangulares. Este procedimento é ilustrado na Figura 3.9.

**Figura 3.9: Preparação da amostra para determinação do limite de plasticidade.**

O limite de plasticidade é determinado pelo rolamento da amostra com a palma da mão contra uma placa de vidro fosco. O rolamento deve ser feito em 3 movimentos regulares de vaivém de 1seg. Quando o filamento cilíndrico atingir um diâmetro de 3mm com cerca de 10cm de comprimento, pesa-se e coloca-se na estufa para determinar o respetivo teor em água. Para a comprovação dos 3mm de diâmetro e 10cm de comprimento do filamento deve usar-se uma régua cilíndrica com essas

dimensões. Este processo repete-se três vezes. Na Figura 3.10 ilustra-se a normalização da amostra para a determinação do limite de plasticidade.

**Figura 3.10: Rolamento e normalização da amostra para determinação do limite de plasticidade.**



### 3.2.3. Registo de resultados

As amostras de solo foram recolhidas em três locais distintos: no Terminal de Passageiros, no Terminal de Carga e na Pista de Aterragem e Descolagem.

Na Tabela 3.10 apresenta-se a caracterização das amostras recolhidas no Terminal de Passageiros.

**Tabela 3.10: Caracterização das amostras recolhidas no TPS para limites de consistência.**

Parâmetro	Descritivo
Material	Areia Siltosa
Quantidade	1000g
Local	TPS
Profundidade	0,00-0,20m
Data	26 / 06 / 2012

Na Tabela 3.11 apresenta-se o cálculo do teor em água ( $W$ ), de acordo com o procedimento apresentado na análise granulométrica, correspondente aos diversos números de pancadas da concha de Casagrande, para a amostra do Terminal de Passageiros.

**Tabela 3.11: Cálculo de teores em água para determinação do limite de liquidez (TPS).**

Cápsula N°	13	25	08	23	01
N° de pancadas da concha	50	40	30	20	11
Peso da cápsula + Solo húmido (g)	27,72	27,68	24,64	28,16	28,03
Peso da cápsula + Solo seco (g)	24,66	24,82	21,89	24,57	24,21
Peso da água (g)	3,06	2,86	2,75	3,59	3,82
Peso da cápsula (g)	6,79	8,93	7,24	6,78	6,76
Peso do solo seco (g)	17,87	15,89	14,65	17,79	17,45
Teor em água (%)	17,10	18,00	18,80	20,20	21,90

A relação entre o teor em água e o logaritmo do número de pancadas define uma linha aproximadamente reta designada por curva de fluidez. Como referido anteriormente, o limite de liquidez corresponde ao teor em água observado na curva de liquidez para 25 pancadas da concha de Casagrande. A inclinação da curva de fluidez é definida como índice de fluidez podendo ser determinada através da seguinte expressão:

$$I_F = \frac{W_1 - W_2}{\log\left(\frac{N_2}{N_1}\right)} \quad (3.9)$$

Os parâmetros da expressão anterior assumem o significado seguinte:

- $I_F$  – Índice de fluidez;
- $W_1$  – Teor em água do solo correspondente ao número de pancadas  $N_1$  (%);
- $W_2$  – Teor em água do solo correspondente ao número de pancadas  $N_2$  (%).

A equação da curva de fluidez pode ser escrita de modo genérico através da seguinte expressão:

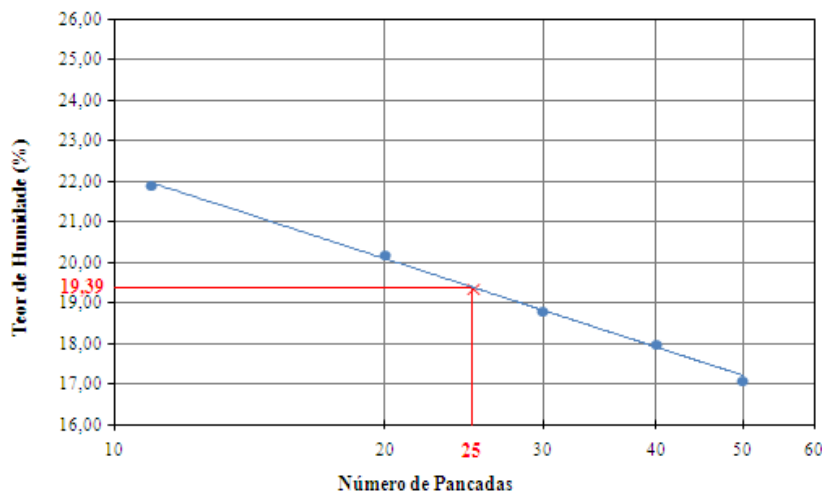
$$W = -I_F \log N + C \quad (3.10)$$

Os parâmetros da expressão anterior assumem o significado seguinte:

- $I_F$  – Índice de fluidez;
- $N$  – Número de pancadas da concha de Casagrande;
- $C$  – Constante.

Para o cálculo do limite de liquidez das amostras referentes ao solo de fundação do Terminal de Passageiros registaram-se os teores em água obtidos para os diversos números de pancadas da concha de Casagrande, efetuando-se uma regressão logarítmica para determinar a tendência de resultados. Na Figura 3.11 apresenta-se a determinação do limite de liquidez do solo de fundação do Terminal de Passageiros.

**Figura 3.11: Determinação do limite de liquidez (TPS).**



O limite de liquidez foi determinado através da seguinte expressão que rege o andamento da curva de fluidez:

$$L_L = -3,147 \ln 25 + 29,156 = 19,39\% \quad (3.11)$$

O cálculo do limite de plasticidade requer uma validação prévia dos teores em água aferidos, considerando que o resultado obtido para cada amostra não pode diferir mais de 5% em relação à média de pelo menos três amostras. Na Tabela 3.12 apresentam-se os valores dos teores em água usados na determinação do limite de plasticidade do solo de fundação do Terminal de Passageiros.

**Tabela 3.12: Cálculo dos teores em água para determinação do limite de plasticidade (TPS).**

Cápsula N°	24	14	06	20	10
Peso da cápsula + Solo húmido (g)	21,81	18,98	19,78	19,94	24,75
Peso da cápsula + Solo seco (g)	20,29	17,40	18,30	18,41	23,02
Peso da água (g)	1,52	1,58	1,48	1,53	1,73
Peso da cápsula (g)	8,74	6,49	7,31	7,00	8,29
Peso do solo seco (g)	11,55	10,91	10,99	11,41	14,73
Teor em água (%)	13,20	14,50	13,50	13,40	11,70

A validação dos teores em água obtidos requer a verificação da condição traduzida pela expressão seguinte:

$$0,95W_{méd} \leq W_{mín} \leq W_{máx} \leq 1,05W_{méd} \quad (3.12)$$

Os parâmetros da expressão anterior assumem o significado seguinte:

- $W_{méd}$  – Teor em água médio das amostras consideradas;
- $W_{mín}$  – Teor em água mínimo entre as amostras consideradas;
- $W_{máx}$  – Teor em água máximo entre as amostras consideradas.

As amostras foram ordenadas por ordem crescente de teor em água, tendo sido calculadas as médias para conjuntos de pelo menos três amostras consecutivas. Na Tabela 3.13 são apresentados os teores em água médios considerados, os desvios de 5% em relação a esse valor e os teores em água mínimos e máximos no conjunto de amostras consideradas. Nesta tabela, a designação  $M_{i,j}$  remete para a média dos valores da amostra  $i$  a  $j$ , sendo as amostras ordenadas por ordem crescente de teor em água. Refere-se ainda a aceitação do valor obtido, verificando a condição apresentada na expressão (3.12).

**Tabela 3.13: Validação dos teores em água para cálculo do limite de plasticidade (TPS).**

Designação	Média ( $W_{méd}$ %)			Limite Inferior ( $W_{min}$ %)	Limite Superior ( $W_{máx}$ %)	Aceitação
	100%	95%	105%			
M <sub>1-5</sub>	13,26	12,60	13,92	11,70	14,50	NÃO
M <sub>1-4</sub>	12,95	12,30	13,60	11,70	13,50	NÃO
M <sub>1-3</sub>	12,77	12,13	13,41	11,70	13,40	NÃO
M <sub>2-5</sub>	13,65	12,97	14,33	13,20	14,50	NÃO
M <sub>2-4</sub>	13,37	12,70	14,04	13,20	13,50	SIM
M <sub>3-5</sub>	13,80	13,11	14,49	13,40	14,50	NÃO

De acordo a *NBR 7180*, o limite de plasticidade é definido como a média de 3 valores de teor em água considerados satisfatórios. Neste caso foi considerada satisfatória a média M<sub>2-4</sub> referente às amostras no.2, 3 e 4, ou seja, as amostras das cápsulas 24, 20 e 06, pelo que o limite de plasticidade é  $L_p = 13,4\%$ .

O índice de plasticidade ( $I_p$ ) é a diferença entre o limite de liquidez ( $L_L$ ) e o limite de plasticidade ( $L_p$ ) de um solo. Caso o limite de liquidez ou o limite de plasticidade não possam ser determinados, o solo designa-se como não plástico (NP). A mesma designação é adotada quando o limite de plasticidade é igual ou superior ao limite de liquidez.

No caso do solo de fundação do Terminal de Passageiros o índice de plasticidade é igual a  $I_p = 19,4\% - 13,4\% = 6,0\%$ .

Na Tabela 3.14 apresenta-se a caracterização das amostras recolhidas no Terminal de Carga.

**Tabela 3.14: Caracterização das amostras recolhidas no TECA para limites de consistência.**

Parâmetro	Descritivo
Material	Areia Siltosa
Quantidade	1000g
Local	TECA
Profundidade	0,00-0,20m
Data	12 / 07 / 2012

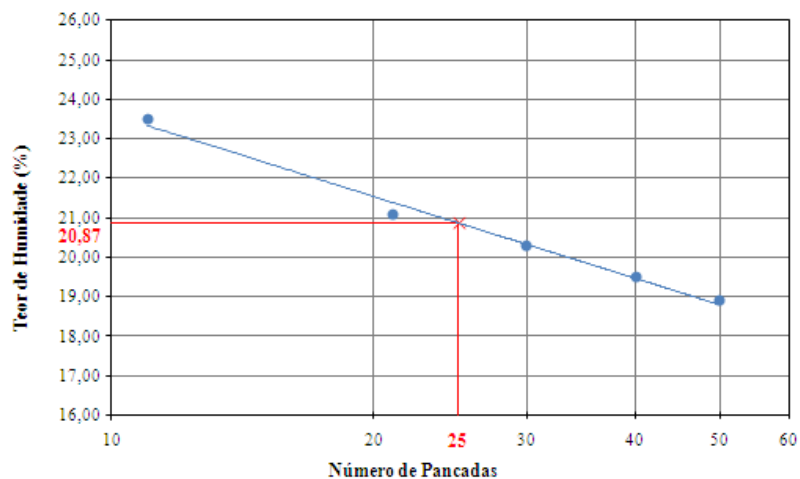
Na Tabela 3.15 apresenta-se o cálculo do teor em água correspondente aos diversos números de pancadas da concha de Casagrande para a amostra do Terminal de Carga.

**Tabela 3.15: Cálculo de teores em água para determinação do limite de liquidez (TECA).**

Cápsula N°	20	19	05	11	15
N° de pancadas da concha	50	40	30	21	11
Peso da cápsula + Solo húmido (g)	28,40	29,15	35,07	26,40	33,19
Peso da cápsula + Solo seco (g)	24,87	25,47	30,30	23,06	28,23
Peso da água (g)	3,37	3,68	4,77	3,34	4,96
Peso da cápsula (g)	7,00	6,58	6,80	7,21	7,10
Peso do solo seco (g)	17,87	18,89	23,50	15,85	21,13
Teor em água (%)	18,90	19,50	20,30	21,10	23,50

Na Figura 3.12 apresenta-se a determinação do limite de liquidez do solo de fundação do Terminal de Carga.

**Figura 3.12: Determinação do limite de liquidez (TECA).**



O limite de liquidez foi determinado através da seguinte expressão que rege o andamento da curva de fluidez:

$$L_L = -2,997 \ln 25 + 30,517 = 20,87\% \quad (3.13)$$

Na Tabela 3.16 apresentam-se os valores dos teores em água usados na determinação do limite de plasticidade do solo de fundação do Terminal de Carga.

**Tabela 3.16: Cálculo dos teores em água para determinação do limite de plasticidade (TECA).**

Cápsula N°	03	27	13	30	17
<b>Peso da cápsula + Solo húmido (g)</b>	9,74	10,68	9,34	9,59	9,62
<b>Peso da cápsula + Solo seco (g)</b>	9,49	10,41	9,15	9,37	9,37
<b>Peso da água (g)</b>	0,25	0,27	0,19	0,22	0,25
<b>Peso da cápsula (g)</b>	6,74	7,22	6,80	6,74	7,24
<b>Peso do solo seco (g)</b>	2,75	3,19	2,35	2,63	2,13
<b>Teor em água (%)</b>	9,10	8,50	8,10	8,40	11,70

Na Tabela 3.17 são apresentados os teores em água médios considerados, os desvios de 5% em relação a esse valor e os teores em água mínimos e máximos no conjunto de amostras consideradas. Refere-se ainda a aceitação do valor obtido, verificando a condição apresentada na expressão (3.12).

**Tabela 3.17: Validação dos teores em água para cálculo do limite de plasticidade (TECA).**

Designação	Média ( $W_{méd}$ %)			Limite Inferior ( $W_{min}$ %)	Limite Superior ( $W_{máx}$ %)	Aceitação
	100%	95%	105%			
$M_{1-5}$	9,16	8,70	9,62	8,10	11,70	NÃO
$M_{1-4}$	8,53	8,10	8,95	8,10	9,10	NÃO
$M_{1-3}$	8,33	7,92	8,75	8,10	8,50	SIM
$M_{2-5}$	9,43	8,95	9,90	8,40	11,70	NÃO
$M_{2-4}$	8,67	8,23	9,10	8,40	9,10	SIM
$M_{3-5}$	9,77	9,28	10,26	8,50	11,70	NÃO

Neste caso foi considerada satisfatória a média  $M_{1-3}$  referente às amostras no.1, 2 e 3, ou seja, as amostras das cápsulas 13, 30 e 27, correspondente a um limite de plasticidade  $L_p = 8,3\%$ . Por outro lado, foi também considerada satisfatória a média  $M_{2-4}$  referente às amostras no.2, 3 e 4, ou seja, as amostras das cápsulas 30, 27 e 03, correspondente a um limite de plasticidade  $L_p = 8,7\%$ . O limite de plasticidade real é o menor valor que envolva o maior número de amostras consideradas. No caso do solo de fundação do TECA o índice de plasticidade é igual a  $I_p = 20,9\% - 8,3\% = 12,5\%$ .

Na Tabela 3.18 apresenta-se a caracterização das amostras recolhidas na Pista de Aterragem e Descolagem.

**Tabela 3.18: Caracterização das amostras recolhidas na PISTA para limites de consistência.**

Parâmetro	Descritivo
Material	Areia Siltosa
Quantidade	1000g
Local	PISTA
Profundidade	0,00-0,15m
Data	25 / 07 / 2012

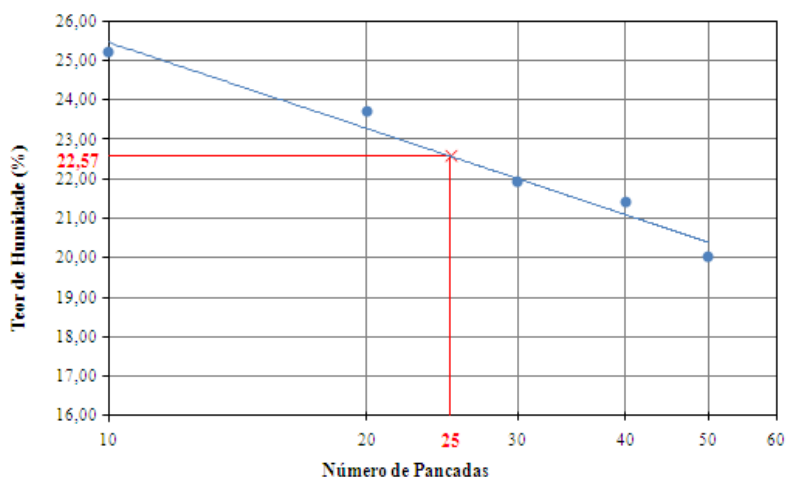
Na Tabela 3.19 apresenta-se o cálculo do teor em água correspondente aos diversos números de pancadas da concha de Casagrande para a amostra da Pista de Aterragem e Descolagem.

**Tabela 3.19: Cálculo de teores em água para determinação do limite de liquidez (PISTA).**

Cápsula N°	11	12	03	01	07
N° de pancadas da concha	50	40	30	20	10
Peso da cápsula + Solo húmido (g)	30,23	32,53	22,62	27,98	30,09
Peso da cápsula + Solo seco (g)	26,40	28,40	19,77	23,92	25,50
Peso da água (g)	3,83	4,13	2,85	4,06	4,59
Peso da cápsula (g)	7,21	9,08	6,74	6,76	7,26
Peso do solo seco (g)	19,19	19,32	13,03	17,16	18,24
Teor em água (%)	20,00	21,40	21,90	23,70	25,20

Na Figura 3.13 apresenta-se a determinação do limite de liquidez do solo de fundação da Pista de Aterragem e Descolagem.

Figura 3.13: Determinação do limite de liquidez (PISTA).



O limite de liquidez foi determinado através da seguinte expressão que rege o andamento da curva de fluidez:

$$L_L = -3,15 \ln 25 + 32,709 = 22,57\% \quad (3.14)$$

Na Tabela 3.20 apresentam-se os valores dos teores em água usados na determinação do limite de plasticidade do solo de fundação da Pista de Aterragem e Descolagem.

Tabela 3.20: Cálculo dos teores em água para determinação do limite de plasticidade (PISTA).

Cápsula N°	14	21	22	08	06
Peso da cápsula + Solo húmido (g)	9,83	10,83	9,15	9,93	10,24
Peso da cápsula + Solo seco (g)	9,47	10,50	8,83	9,63	9,90
Peso da água (g)	0,36	0,33	0,32	0,30	0,34
Peso da cápsula (g)	6,49	7,83	6,27	7,28	7,31
Peso do solo seco (g)	2,98	2,67	2,56	2,35	2,59
Teor em água (%)	12,10	12,40	12,50	12,80	13,10

Na Tabela 3.21 são apresentados os teores em água médios considerados, os desvios de 5% em relação a esse valor e os teores em água mínimos e máximos no conjunto de amostras consideradas. Refere-se ainda a aceitação do valor obtido, verificando a condição apresentada na expressão (3.12).

Tabela 3.21: Validação dos teores em água para cálculo do limite de plasticidade (PISTA).

Designação	Média ( $W_{méd}$ %)			Limite Inferior ( $W_{mín}$ %)	Limite Superior ( $W_{máx}$ %)	Aceitação
	100%	95%	105%			
M <sub>1-5</sub>	12,58	11,95	13,21	12,10	13,10	SIM
M <sub>1-4</sub>	12,45	11,83	13,07	12,10	12,80	SIM
M <sub>1-3</sub>	12,33	11,72	12,95	12,10	12,50	SIM
M <sub>2-5</sub>	12,70	12,07	13,34	12,40	13,10	SIM
M <sub>2-4</sub>	12,57	11,94	13,20	12,40	12,80	SIM
M <sub>3-5</sub>	12,80	12,16	13,44	12,50	13,10	SIM

Neste caso todas as médias calculadas foram consideradas satisfatórias. O limite de plasticidade real é o menor valor que envolva o maior número de amostras consideradas. Assim, o limite de plasticidade é dado pelo teor em água médio  $M_{1-5}$  referente às amostras no.1 a 5 e correspondente a um limite de plasticidade  $L_p = 12,6\%$ . No caso do solo de fundação da Pista de Aterragem e Descolagem o índice de plasticidade é igual a  $I_p = 22,6\% - 12,6\% = 10,0\%$ .

### 3.2.4. Classificação de solos

Conhecendo a granulometria e a plasticidade dos solos, é possível classificá-lo segundo o sistema de classificação de solos da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). Este sistema de classificação foi desenvolvido em 1929, tendo entretanto sofrido diversas alterações, servindo para a análise de terrenos de fundação de rodovias através da categorização do solo de uma forma precisa, prevendo o seu comportamento ao longo do tempo de vida útil das obras.

Neste sistema, de acordo com os resultados da análise granulométrica, os solos que integram as fundações do aeroporto são classificados como materiais granulares, nos quais 35% ou menos das partículas passam pelo peneiro nº200. No Terminal de Passageiros esta percentagem é de 22,1% (ver Figura 3.4), no Terminal de Carga a percentagem é de 25,1% (ver Figura 3.5) e na Pista de Aterragem e Descolagem a percentagem é de 29,4% (ver Figura 3.6). Na Tabela 3.22 apresenta-se o sistema de classificação de solos da AASHTO para materiais granulares.

**Tabela 3.22: Sistema de classificação de solos AASHTO para materiais granulares.**

Grupos	A-1		A-3	A-2				
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	
Análise granulométrica (% passada)	Peneiro n10 (#2 mm)	Máx 50						
	Peneiro n40 (#0,42 mm)	Máx 30	Máx 50	Mín 51				
	Peneiro n200 (#0,074 mm)	Máx 15	Máx 25	Máx 10	Máx 35	Máx 35	Máx 35	Máx 35
Plasticidade	Limite de liquidez				Máx 40	Mín 41	Máx 40	Mín 41
	Índice de plasticidade	Máx 6		NP	Máx 10	Máx 10	Mín 11	Mín 11
Materiais	Fragmentos de pedra, seixo e areia		Areia Fina	Seixo e areia siltosos ou argilosos				
Classificação	Excelente		—————>		Bom			

Na classificação do solo de acordo com a Tabela 3.22, o primeiro grupo da esquerda para a direita no qual se enquadram os dados de ensaio, corresponde à classificação correta. Na Tabela 3.23 procede-se à classificação dos solos que integram a fundação do Terminal de Passageiros, do Terminal de Carga e da Pista de Aterragem e Descolagem.

**Tabela 3.23: Classificação de solos granulares (TPS, TECA e PISTA).**

Local	Peneiros			Plasticidade		Grupo
	n10	n40	n200	LL	IP	
TPS	99,9%	70,2%	22,1%	19,4%	6,0%	A-2-4
TECA	99,9%	68,9%	25,1%	20,9%	12,5%	A-2-6
PISTA	99,9%	78,7%	29,4%	22,6%	10,0%	A-2-4

Os solos do aeroporto são constituídos essencialmente por seixos e areias siltosos ou argilosos, sendo considerados solos bem graduados e classificados como excelente a bom.

### 3.3. Ensaio de compactação Proctor Modificado

O ensaio Proctor Modificado possibilita a determinação dos parâmetros de compactação que garantem a melhoria das características geotécnicas dos solos.

A compactação é um processo de densificação do solo com redução do seu índice de vazios e consequente aumento da compacidade e peso volúmico, através da transmissão de energia mecânica e redução do atrito, auxiliadas pela adição de água. A água adicionada ao solo atua como agente lubrificante e facilita o rearranjo das partículas.

Esta energia é geralmente transmitida por cilindros compactadores pesados, cuja evolução tecnológica, sobretudo energética, conduziu à modificação do ensaio laboratorial *Proctor Normal*, de modo a reproduzir com mais fidelidade as operações em campo que atualmente se praticam e que se designa por *Proctor Modificado*.

No ensaio *Proctor Modificado*, compactam-se amostras de solo, fazendo variar nas mesmas o teor em água e a baridade seca, para cada energia de compactação aplicada.

A múltipla repetição deste procedimento para diferentes energias de compactação aplicadas, permite traçar uma curva de compactação máxima que relaciona a baridade seca do solo com o teor em água em condições ideais de trabalho e geram um ponto ( $\gamma_{d_{max}}; W_{oi}$ ), o qual será a referência a ser aplicada em obra.

A determinação da relação entre o teor em água e o peso volúmico seco de solos compactados é efetuada de acordo com a norma brasileira *NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação* (ABNT, 1986).

#### 3.3.1. Equipamento

- Balança com capacidade de 10kg, sensível a 1g;
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105 e 110 ° C;
- Cápsulas metálicas;
- Provete de plástico com capacidade para 1000 ml;
- Bandejas metálicas;
- Conchas metálicas com capacidade de 1000 cm<sup>3</sup> e 500 cm<sup>3</sup>
- Régua biselada com 30cm de comprimento;
- Espátula;

- Cilindro metálico (molde cilíndrico, base perfurada, colarinho e disco espaçador metálico);
- Pilão;
- Papel de filtro circular;
- Desempenadeira de madeira com 13 cm x 25 cm;
- Base rígida preferencialmente de betão, com massa superior a 100 kg;
- Extrator de corpo de prova.

### 3.3.2. Procedimento experimental

É recolhida uma amostra de solo de 6Kg que é posteriormente colocada a secar ao sol, de modo a reduzir ao máximo o seu teor em água. Este procedimento é ilustrado na Figura 3.14.

**Figura 3.14: Pesagem e secagem de amostra de solo (Proctor).**



Coloca-se a amostra num tabuleiro e adicionam-se uma quantidade de água pré-determinada. Envolve-se manualmente o solo com a água e retira-se uma pequena porção para pesagem e posterior colocação em estufa a 105°C durante 12 horas, de modo a ser determinado o seu teor em água. Este procedimento é ilustrado na Figura 3.15.

**Figura 3.15: Humidificação, pesagem e secagem de amostra de solo (Proctor).**



Após a secagem em estufa, a amostra de solo é colocada num molde cilíndrico cujo fundo é revestido por uma folha de papel de filtro com o objetivo de evitar a aderência do solo compactado à superfície metálica. A amostra é colocada no molde em 5 camadas compactadas com 12, 26 ou 55

pancadas, consoante se pretenda uma energia de compactação normal, intermediária ou modificada, respetivamente. A compactação da amostra de solo no molde cilíndrico é apresentada na Figura 3.16.

**Figura 3.16: Compactação de amostra de solo (Proctor).**



Após a compactação da última camada, nivela-se a superfície da amostra no molde, eliminando o solo em excesso. De seguida, o recipiente com a amostra é pesado, obtendo-se o peso de solo húmido. O peso volúmico aparente húmido resulta da divisão do peso de solo húmido pelo volume tabelado do molde cilíndrico. Na Figura 3.17 observa-se o nivelamento e a pesagem de uma amostra de solo.

**Figura 3.17: Nivelamento e pesagem de amostra de solo (Proctor).**



Por fim a amostra de solo é retirada do molde cilíndrico com recurso ao extrator de corpo de prova e conforme ilustrado na sequência de imagens apresentada Figura 3.18.

**Figura 3.18: Remoção do molde de amostra de solo (Proctor).**

Todo este procedimento é repetido para várias quantidades de água adicionada. Neste caso adicionaram-se quantidades de água de 330, 420, 510, 600 e 690ml.

### 3.3.3. Registo de resultados

As amostras de solo foram recolhidas em dois locais distintos: na zona da RESA<sup>9</sup> Norte e no Terminal de Passageiros.

Na Tabela 3.24 apresenta-se a caracterização das amostras recolhidas na RESA Norte.

**Tabela 3.24: Caracterização das amostras recolhidas na RESA Norte para Proctor.**

Parâmetro	Descritivo
Material	Solo Areno Siltoso
Quantidade	6 Kg
Local	RESA – Norte
Profundidade	0,13-0,60m
Coordenadas	x=684.646,0 ; y=8.399.220,0
Energia de compactação	Modificada – 55 golpes

Na compactação da amostra foram adicionadas as seguintes quantidades de água:

- 330ml correspondentes a 5,5% do peso a amostra;
- 420ml correspondentes a 7,0% do peso a amostra;
- 510ml correspondentes a 8,5% do peso a amostra;
- 600ml correspondentes a 10,0% do peso a amostra;
- 690ml correspondentes a 11,5% do peso a amostra.

Foi também necessário aferir as seguintes grandezas:

- Peso do cilindro + solo húmido (g): Valor retirado da balança durante o ensaio;
- Peso do cilindro (g): Valor tabelado pelo fabricante;

<sup>9</sup> RESA – Runway End Safety Area – Área de segurança no final das pistas de aterragem e descolagem destinada a reduzir o risco de danos nas aeronaves em situações de emergência e a facilitar a movimentação de equipas de salvamento e de combate a incêndio.

- Peso do solo húmido (g): Diferença entre as duas grandezas anteriores;
- Volume do cilindro (cm<sup>3</sup>): Valor tabelado pelo fabricante.

O cálculo do peso volúmico aparente húmido ( $\gamma_w$ ) resulta do quociente entre o peso do solo húmido e volume do cilindro:

$$\gamma_w = \frac{\text{Peso do solo húmido}}{\text{Volume do cilindro}} \quad (\text{g/cm}^3) \quad (3.15)$$

Na Tabela 3.25 apresenta-se este cálculo para a amostra B-04 da RESA Norte.

**Tabela 3.25: Cálculo do peso volúmico aparente húmido (RESA Norte).**

Cilindro N°	B-04	B-04	B-04	B-04	B-04
Água adicionada (ml)	330	420	510	600	690
Peso do cilindro + Solo húmido (g)	9.100	9.425	9.630	9.495	9.310
Peso do cilindro (g)	4.900	4.900	4.900	4.900	4.900
Peso do solo húmido (g)	4.200	4.525	4.730	4.595	4.410
Volume do cilindro (cm <sup>3</sup> )	2.087	2.087	2.087	2.087	2.087
Peso volúmico aparente húmido (g/cm <sup>3</sup> )	2,012	2,168	2,266	2,202	2,113

Na Tabela 3.26 apresenta-se o cálculo do teor em água, de acordo com o procedimento descrito na análise granulométrica, para as amostras da RESA Norte.

**Tabela 3.26: Cálculo do teor em água (RESA Norte).**

Humidade	Higroscópica		Moldagem				
	3	4	1	11	4	3	2
Cápsula N°							
Peso da cápsula + Solo húmido (g)	100,00	100,20	300,00	278,30	204,20	368,30	295,00
Peso da cápsula + Solo seco (g)	99,20	99,30	288,40	264,50	195,50	343,30	275,00
Peso da água (g)	0,80	0,90	11,60	13,80	8,70	25,00	20,00
Peso da cápsula (g)	18,60	18,40	113,90	95,00	105,30	114,20	117,10
Peso do solo seco (g)	80,60	80,90	174,50	169,50	90,20	229,10	157,90
Teor em água (%)	1,0	1,1	6,6	8,1	9,6	10,9	12,7

O cálculo do teor em água adotado é efetuado com recurso às seguintes expressões:

$$A = \frac{\text{Peso do solo}}{1 + \text{teor em água médio}} \quad (\text{g}) \quad (3.16)$$

$$B = \text{Peso do Solo} - A \quad (\text{g}) \quad (3.17)$$

$$\text{Teor em água adotado} = \frac{B + \text{Água adicionada no início do ensaio}}{A} \quad (3.18)$$

O cálculo do peso volúmico seco ( $\gamma_d$ ) é efetuado com recurso aos valores do peso volúmico aparente húmido e do teor em água adotado:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w}{1 + \text{teor em água adotado}} \quad (\text{g/cm}^3) \quad (3.19)$$

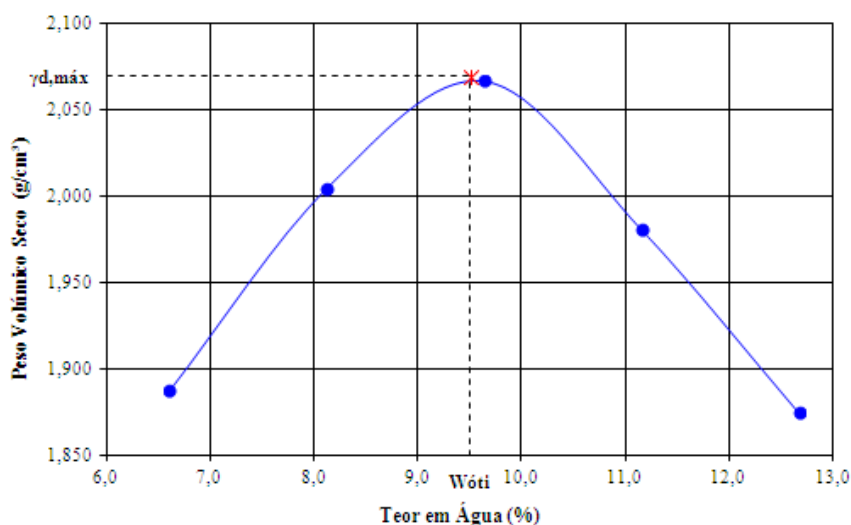
Na Tabela 3.27 apresenta-se o cálculo do peso volúmico seco ( $\gamma_d$ ) das amostras da RESA Norte.

**Tabela 3.27: Cálculo do peso volúmico seco (RESA Norte).**

Cápsula N°	1	11	4	3	2
Peso volúmico aparente húmido ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2,012	2,168	2,266	2,202	2,113
Teor em água adotado (%)	6,6	8,1	9,6	11,2	12,7
Peso volúmico seco ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1,888	2,005	2,067	1,981	1,875

Através dos valores do peso volúmico seco e do teor em água procedeu-se ao cálculo do peso volúmico seco máximo e do teor em água ótimo. Estes valores foram assinalados no gráfico representado na Figura 3.19.

**Figura 3.19: Peso volúmico seco máximo e teor em água ótimo (RESA Norte).**



Pela análise efetuada ao gráfico da Figura 3.19, conclui-se que o peso volúmico seco máximo é de  $2,069\text{g}/\text{cm}^3$  e o teor em água ótimo é de 9,38%.

Na Tabela 3.28 apresenta-se a caracterização das amostras recolhidas no Terminal de Passageiros.

**Tabela 3.28: Caracterização das amostras recolhidas no TPS para Proctor.**

Parâmetro	Descritivo
Material	Solo Areno Siltoso
Quantidade	6 Kg
Local	TPS - Terminal de Passageiros
Profundidade	0,60-0,13m
Coordenadas	x=683.899,22 ; y=8.396.935,29
Energia de compactação	Modificada – 55 golpes

Na Tabela 3.29 apresenta-se o cálculo do peso volúmico aparente húmido para a amostra M-06 do Terminal de Passageiros.

**Tabela 3.29: Cálculo do peso volúmico aparente húmido (TPS).**

Cilindro N°	M-06	M-06	M-06	M-06	M-06
Água adicionada (ml)	240	330	420	510	600
Peso do cilindro + Solo húmido (g)	9.160	9.365	9.555	9.530	9.450
Peso do cilindro (g)	4.948	4.948	4.948	4.948	4.948
Peso do solo húmido (g)	4.212	4.417	4.607	4.582	4.502
Volume do cilindro (cm <sup>3</sup> )	2.078	2.078	2.078	2.078	2.078
Peso volúmico aparente húmido (g/cm <sup>3</sup> )	2,027	2,126	2,217	2,205	2,167

Na Tabela 3.30 apresenta-se o cálculo do teor em água para as amostras do TPS.

**Tabela 3.30: Cálculo do teor em água (TPS).**

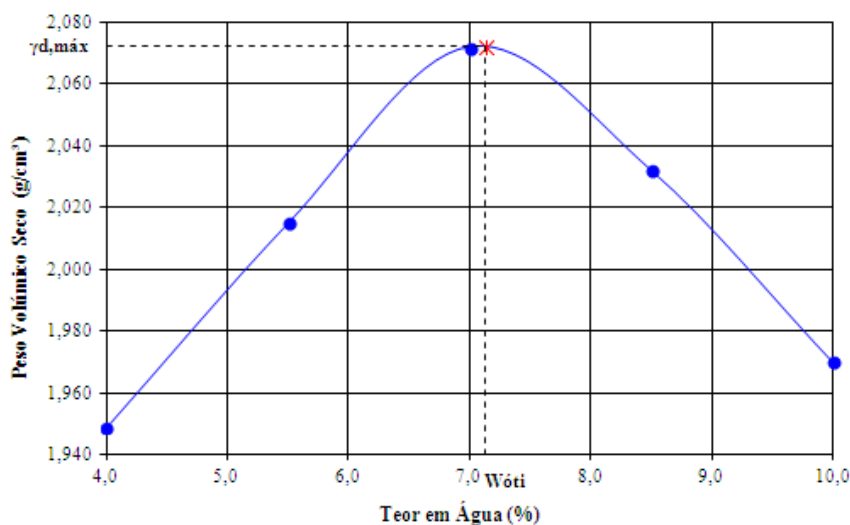
Humidade	Higroscópica		Moldagem				
Cápsula N°	1	2	1	10	13	12	11
Peso da cápsula + Solo húmido (g)	82,90	91,10	289,00	286,20	321,70	339,00	234,10
Peso da cápsula + Solo seco (g)	82,50	90,60	281,40	276,00	309,50	320,00	222,30
Peso da água (g)	0,40	0,50	7,60	10,20	12,20	19,00	11,80
Peso da cápsula (g)	18,30	18,50	112,50	106,70	146,00	113,00	112,50
Peso do solo seco (g)	64,20	72,10	168,90	169,30	163,50	207,00	109,80
Teor em água (%)	0,6	0,7	4,5	6,0	7,5	9,2	10,7

Na Tabela 3.31 apresenta-se o cálculo do peso volúmico seco das amostras do Terminal de Passageiros.

**Tabela 3.31: Cálculo do peso volúmico seco (TPS).**

Cápsula N°	1	10	13	12	11
Peso volúmico aparente húmido (g/cm <sup>3</sup> )	2,027	2,126	2,217	2,205	2,167
Teor em água adotado (%)	4,0	5,5	7,0	8,5	10,00
Peso volúmico seco (g/cm <sup>3</sup> )	1,949	2,015	2,072	2,032	1,970

Procedeu-se ao cálculo do peso volúmico seco máximo e do teor em água ótimo. Estes valores foram assinalados no gráfico representado na Figura 3.20.

**Figura 3.20: Peso volúmico seco máximo e teor em água ótimo (TPS).**

Pela análise efetuada ao gráfico da Figura 3.20, conclui-se que o peso volúmico seco máximo é de  $2,072\text{g/cm}^3$  e o teor em água ótimo é de  $7,10\%$ .

### 3.4. Ensaio de CBR

O ensaio do Índice de Suporte de Califórnia (*CBR - California Bearing Ratio*) permite avaliar a força necessária para fazer penetrar um cilindro de aço até  $0,1''$  e  $0,2''$  e a uma velocidade padronizada  $0,05''/\text{min}$ .

Este ensaio foi desenvolvido no início do séc. XX pela direção de estradas da Califórnia com o intuito de simular o impacto dos veículos nas vias rodoviárias daquele estado norte-americano. O seu uso difundiu-se após a segunda guerra mundial por ação do corpo de engenharia do exército norte-americano e pela facilidade de interpretação, rapidez de execução e recurso a equipamentos simples e de pequeno porte.

Este ensaio estabelece a relação, em percentagem, entre a pressão necessária à penetração de um pistão de diâmetro padronizado, até  $0,1''$  e  $0,2''$  de profundidade e a pressão necessária para que o mesmo pistão penetre a mesma profundidade num solo-padrão de brita graduada. No ensaio *CBR* é também possível analisar a expansão de um solo sob um pavimento quando este estiver saturado e aferir eventuais perdas da sua resistência em função da saturação.

O ensaio pode ser realizado *in situ* ou em laboratório sobre amostras resultantes do ensaio Proctor. Deste modo, é possível determinar a compactação relativa para um dado teor em água ou inversamente determinar a variação do teor em água para uma dada compactação relativa.

A determinação do valor do Índice de Suporte de Califórnia e da expansão de solos em laboratório foram efetuadas de acordo com a norma brasileira *NBR 9895: Solo – Índice de Suporte de Califórnia* (ABNT, 1987).

### 3.4.1. Equipamento

- Balança com capacidade de 20kg, sensível a 1g;
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105 e 110° C;
- Cápsulas metálicas;
- Provete de plástico com capacidade para 1000 ml;
- Bandejas metálicas;
- Conchas metálicas com capacidade de 1000 cm<sup>3</sup> e 500 cm<sup>3</sup>
- Régua biselada com 30cm de comprimento;
- Espátula;
- Cilindro (molde cilíndrico, base perfurada, colarinho e disco espaçador metálico);
- Pilão;
- Papel de filtro circular;
- Prato perfurado com haste central ajustável;
- Porta-extensómetro;
- Disco anelar de aço dividido diametralmente em 2 partes para sobrecarga;
- Prensa;
- Extrator de corpo de prova.

### 3.4.2. Procedimento experimental

O ensaio CBR decorreu após o ensaio Proctor Modificado. Adicionou-se à amostra a quantidade de água necessária para obter o teor em água ótimo determinado no ensaio Proctor Modificado. Este procedimento é demonstrado na Figura 3.21.

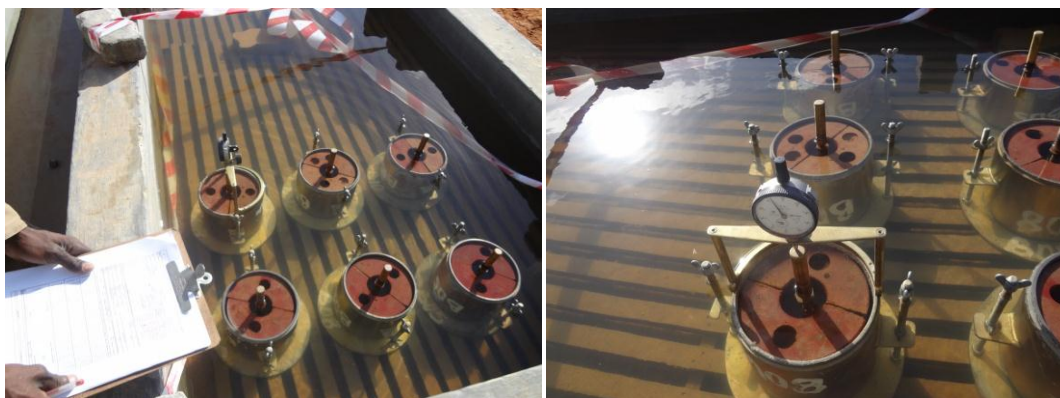
**Figura 3.21: Seleção e humidificação da amostra de solo (CBR).**



Após a secagem em estufa, colocou-se o solo no molde metálico em 5 camadas compactadas com idêntica energia de compactação. Nivelou-se a superfície da amostra e procedeu-se à pesagem do cilindro. O procedimento descrito é ilustrado na Figura 3.22, tendo sido repetido para várias amostras com diversas energias de compactação.

**Figura 3.22: Compactação e nivelamento da amostra (CBR).**

O ensaio CBR prossegue com a colocação de um prato perfurado com haste de expansão sobre o provete no molde. Sobre o prato aplica-se uma sobrecarga com 2 meios discos anelares cuja massa total é cerca de 2,30 Kg. O procedimento prevê a imersão do corpo-de-prova num tanque de água durante o número de dias necessários para que a leitura da expansão no extensómetro seja superior a 2,0mm. Na Figura 3.23 mostra-se a imersão do corpo de prova dentro do tanque de água, o disco de sobrecarga sobre o provete no molde cilíndrico e a haste de expansão com o extensómetro na ponta.

**Figura 3.23: Imersão dos corpos-de-prova em tanque de água (CBR).**

Após a leitura das expansões obtidas e drenagem da água em excesso no corpo de prova, coloca-se o conjunto numa prensa onde se procede ao carregamento do pistão de penetração no solo, pela aplicação de uma carga de aproximadamente 45N (1 libra) com uma velocidade de penetração de 1,27mm/min (0,5"/min).

**Figura 3.24: Prensagem de amostra de solo (CBR).**

As leituras realizadas refletem o encurtamento diametral resultante da penetração do pistão no solo, ao longo do tempo especificado para o ensaio.

### 3.4.3. Registo de resultados

Para as amostras de solo da RESA Norte e com as mesmas características das amostras utilizadas no ensaio de Proctor Modificado apresentadas na Tabela 3.24, procedeu-se ao cálculo do teor em água com auxílio da expressão (3.1) e resumido na Tabela 3.32.

**Tabela 3.32: Cálculo do teor em água para CBR (RESA Norte).**

Cápsula N°	Higroscópica		Moldagem		
	3	4	4	2	8
<b>Peso da cápsula + Solo húmido (g)</b>	100,00	100,20	374,20	326,70	407,00
<b>Peso da cápsula + Solo seco (g)</b>	99,20	99,30	350,00	306,30	381,00
<b>Peso da água (g)</b>	0,80	0,90	24,20	20,40	26,00
<b>Peso da cápsula (g)</b>	18,60	18,40	105,00	94,30	98,80
<b>Peso do solo seco (g)</b>	80,60	80,90	245,00	212,00	282,20
<b>Teor em água (%)</b>	0,99	1,11	9,88	9,62	9,21

Com o auxílio das expressões (3.15) a (3.19), procedeu-se ao cálculo do peso volúmico seco resumido na Tabela 3.33.

**Tabela 3.33: Cálculo do peso volúmico seco das amostras (RESA Norte).**

Molde N°	B-10	A-8	B-2
<b>N° de pancadas</b>	<b>12</b>	<b>26</b>	<b>56</b>
<b>Peso do molde + Solo húmido (g)</b>	9.120	9.475	9.645
<b>Peso do molde</b>	4.913	4.917	4.917
<b>Peso do solo (g)</b>	4.207	4.558	4.728
<b>Volume do molde (cm<sup>3</sup>)</b>	2.082	2.080	2.077
<b>Peso volúmico húmido (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2.021	2.191	2.276
<b>Peso volúmico seco (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1.839	1.999	2.084

Com base nos valores do peso volúmico máximo, do teor em água ótimo e da humidade higroscópica obtidos no ensaio Proctor Modificado para as amostras da RESA Norte, foi calculada a quantidade de água a adicionar às amostras a serem submetidas ao ensaio CBR, conforme apresentado na Tabela 3.34.

**Tabela 3.34: Cálculo da quantidade de água a adicionar à amostra (RESA Norte).**

<b>Peso volúmico máximo (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2.069
<b>Humidade ótima (%)</b>	9,40
<b>Humidade higroscópica (%)</b>	1,05
<b>Diferença de humidade</b>	8,30
<b>Peso de solo seco passado no peneiro n4 (g)</b>	5.938
<b>Peso da água a adicionar (g)</b>	495

Após a correção do teor em água da amostra para atingir o teor em água ótimo, procede-se à imersão dos corpos de prova em tanques de água durante períodos de 24horas. O número de períodos de 24horas de imersão dos provetes é determinado pelo tempo necessário para que a leitura da expansão no extensómetro seja superior a 2,0mm. As leituras foram efetuadas diariamente à mesma hora.

A expansão ( $\varepsilon$ ) é definida como o quociente entre a variação de altura do provete e a sua altura inicial, sendo traduzida pela seguinte expressão:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} (\%) \quad (3.20)$$

A altura inicial do provete é padronizada a um valor de 114,5mm, sendo que a expansão resultante do aumento do teor em água, consequente da imersão em tanques de água, é vertical devido à rigidez do cilindro metálico. Na Tabela 3.35 apresentam-se os resultados do ensaio de expansibilidade das amostras da RESA Norte.

**Tabela 3.35: Ensaio de expansibilidade (RESA Norte).**

<b>Energia de Compactação</b>	<b>Data</b>	<b>Extensómetro (mm)</b>	<b>Expansão (%)</b>
<b>Normal (12 Pancadas)</b>	18/5/12	2,00	0,00
	19/5/12	2,00	0,00
	20/5/12	2,00	0,00
	21/5/12	2,00	0,00
	22/5/12	2,03	0,026
<b>Intermediária (26 Pancadas)</b>	18/5/12	2,00	0,00
	19/5/12	2,00	0,00
	20/5/12	2,00	0,00
	21/5/12	2,00	0,00
	22/5/12	2,05	0,044

Energia de Compactação	Data	Extensómetro (mm)	Expansão (%)
Modificada (55 Pancadas)	18/5/12	2,00	0,00
	19/5/12	2,00	0,00
	20/5/12	2,00	0,00
	21/5/12	2,00	0,00
	22/5/12	2,20	0,175

Para se determinar o CBR, é necessário drenar a água em excesso nos provetes, resultante da sua imersão em tanques de água durante alguns dias.

Os provetes são prensados através da penetração de um pistão a uma velocidade de 1,27mm/min. A pressão ( $P$ ) necessária para proceder à penetração pretendida, é determinada através da seguinte expressão:

$$P = \text{Penetração} \times K \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad (3.21)$$

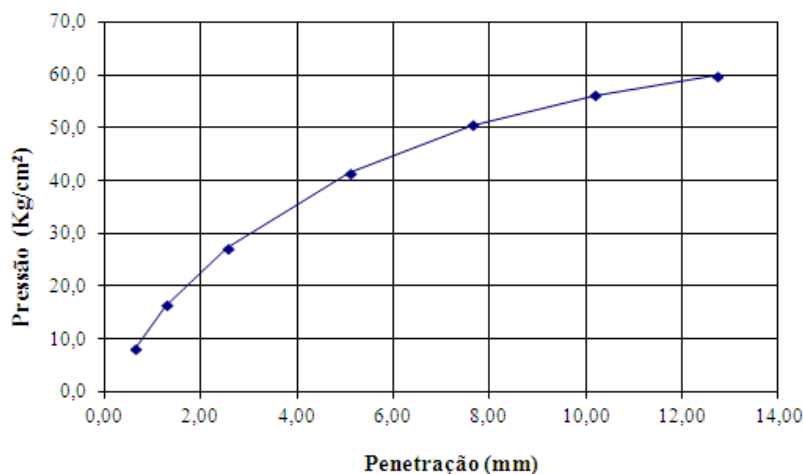
Na expressão anterior o parâmetro  $K$  corresponde à constante de prensa do anel dinamométrico e neste caso toma o valor  $K = 0,10262$ .

O CBR é calculado para a penetração verificada decorridos 2 e 4 minutos de ensaio, para provetes sujeitos a 3 energias de compactação distintas, 12, 26 e 55 pancadas. O cálculo é efetuado através do quociente entre a pressão determinada e a pressão padrão, correspondente a uma penetração equivalente numa amostra padrão de brita graduada:

$$CBR = \frac{P}{\text{Pressão Padrão}} \text{ (%) } \quad (3.22)$$

Na Figura 3.25 representa-se a curva de penetração para a amostra de solo da RESA Norte compactada com uma energia de 55 pancadas.

**Figura 3.25: Curva de penetração de um solo compactado com uma energia de compactação modificada (RESA Norte).**



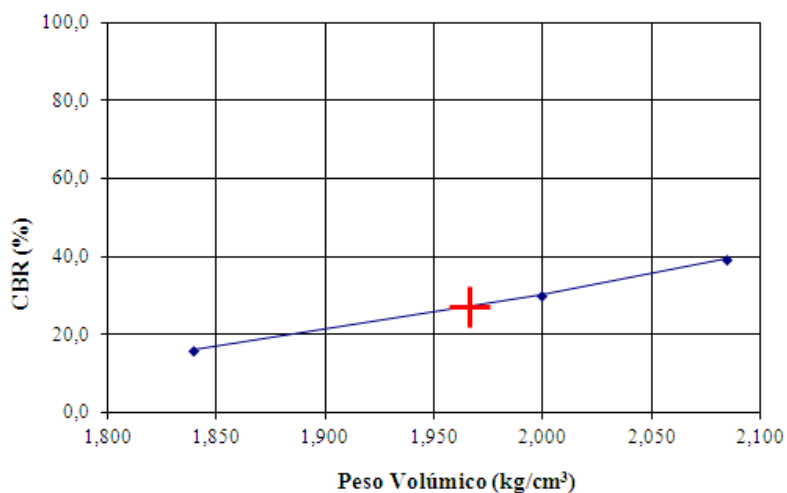
A determinação do CBR foi efetuada decorridos 2 e 4min, correspondentes a penetrações de 2,54 e 5,08mm, cuja pressão padrão era de 70 e 105kg/cm<sup>2</sup>, respetivamente. Na Tabela 3.36 apresenta-se o cálculo resumido da determinação do CBR na RESA Norte.

**Tabela 3.36: Determinação do CBR (RESA Norte).**

Energia de Compactação	Tempo (min)	Penetração (mm)	Extensómetro (µm)	Pressão (Kg/cm <sup>2</sup> )		CBR (%)
				Determinada	Padrão	
Normal (12 Pancadas)	2	2,54	97	10,0	70,0	14,2
	4	5,08	164	16,8	105,0	16,0
Intermediária (26 Pancadas)	2	2,54	207	21,2	70,0	30,3
	4	5,08	294	30,2	105,0	28,7
Modificada (55 Pancadas)	2	2,54	265	27,2	70,0	38,8
	4	5,08	405	41,6	105,0	39,6

Na Figura 3.26 representa-se a determinação do CBR para um grau de compactação de 95% nos terrenos de fundação da RESA Norte.

**Figura 3.26: Determinação do CBR para um grau de compactação de 95% (RESA Norte).**



Ao grau de compactação de 95% corresponde um CBR de 27,4%, superior ao valor especificado pelo projetista de CBR $\geq$ 12%.

Para as amostras de solo do Terminal de Passageiros e com as mesmas características das amostras utilizadas no ensaio de Proctor Modificado apresentadas na Tabela 3.28, procedeu-se ao cálculo do teor em água com auxílio da expressão (3.1) e resumido na Tabela 3.37.

**Tabela 3.37: Cálculo do teor em água para CBR (TPS).**

Cápsula N°	Higroscópica		Moldagem		
	1	2	9	7	15
<b>Peso da cápsula + Solo húmido (g)</b>	82,90	91,10	397,30	361,70	246,60
<b>Peso da cápsula + Solo seco (g)</b>	82,50	90,60	374,00	342,00	236,00
<b>Peso da água (g)</b>	0,40	0,50	23,30	19,70	10,60
<b>Peso da cápsula (g)</b>	18,30	19,50	108,80	107,80	98,30
<b>Peso do solo seco (g)</b>	64,20	72,10	265,20	234,20	137,70
<b>Teor em água (%)</b>	0,6	0,7	8,79	8,41	7,70

Com o auxílio das expressões (3.15) a (3.19), procedeu-se ao cálculo do peso volúmico seco resumido na Tabela 3.38.

**Tabela 3.38: Cálculo do peso volúmico seco das amostras (TPS).**

Molde N°	B-04	A-08	B-02
<b>N° de pancadas</b>	<b>12</b>	<b>26</b>	<b>56</b>
<b>Peso do molde + Solo húmido (g)</b>	9,115	9,314	9,490
<b>Peso do molde</b>	4,900	4,917	4,910
<b>Peso do solo (g)</b>	4,215	4,397	4,580
<b>Volume do molde (cm<sup>3</sup>)</b>	2,087	2,090	2,075
<b>Peso volúmico húmido (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,020	2,090	2,075
<b>Peso volúmico seco (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,857	1,941	2,049

Com base nos valores do peso volúmico máximo, do teor em água ótimo e da humidade higroscópica obtidos no ensaio Proctor Modificado para as amostras do Terminal de Passageiros, foi calculada a quantidade de água a adicionar às amostras a serem submetidas ao ensaio CBR, conforme apresentado na Tabela 3.39.

**Tabela 3.39: Cálculo da quantidade de água a adicionar à amostra (TPS).**

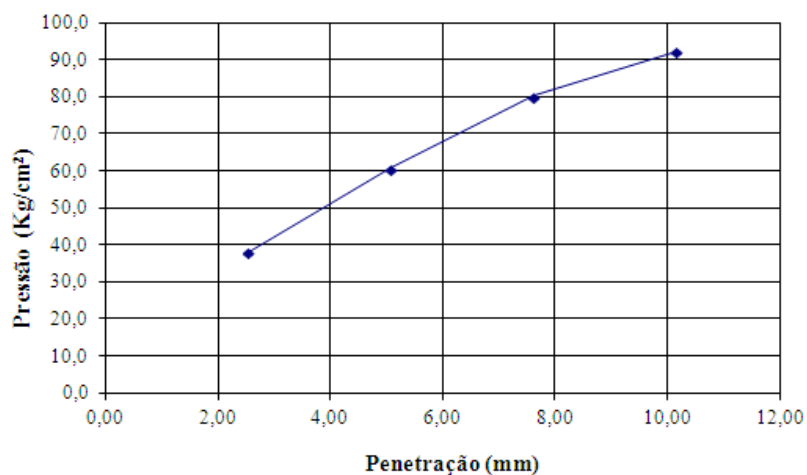
<b>Peso volúmico máximo (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2.072
<b>Teor em água ótimo (%)</b>	7,10
<b>Humidade higroscópica (%)</b>	0,66
<b>Diferença de teores em água</b>	6,50
<b>Peso de solo seco passado no peneiro n4 (g)</b>	5,961
<b>Peso da água a adicionar (g)</b>	385

Na Tabela 3.40 apresentam-se os resultados do ensaio de expansibilidade das amostras do Terminal de Passageiros. De referir que quando não é verificada qualquer expansibilidade do provete, significa que o solo é bem graduado e de boa qualidade.

**Tabela 3.40: Ensaio de expansibilidade (TPS).**

Energia de Compactação	Data	Extensómetro (mm)	Expansão (%)
<b>Normal (12 Pancadas)</b>	2/5/12	2,00	0,00
	3/5/12	2,00	0,00
	4/5/12	2,00	0,00
	5/5/12	2,00	0,00
	6/5/12	2,00	0,00
<b>Intermediária (26 Pancadas)</b>	2/5/12	2,00	0,00
	3/5/12	2,00	0,00
	4/5/12	2,00	0,00
	5/5/12	2,00	0,00
	6/5/12	2,00	0,00
<b>Modificada (55 Pancadas)</b>	2/5/12	2,00	0,00
	3/5/12	2,00	0,00
	4/5/12	2,00	0,00
	5/5/12	2,00	0,00
	6/5/12	2,00	0,00

Na Figura 3.27 representa-se a curva de penetração para a amostra de solo do TPS compactada com uma energia de 55 pancadas.

**Figura 3.27: Curva de penetração de um solo compactado com uma energia de compactação modificada (TPS).**

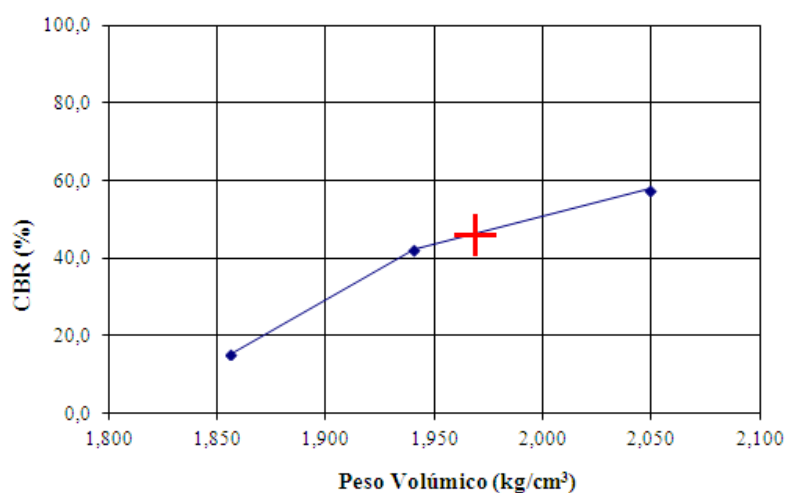
Na Tabela 3.41 apresenta-se o cálculo resumido da determinação do CBR no Terminal de Passageiros.

Tabela 3.41: Determinação do CBR (TPS).

Energia de Compactação	Tempo (min)	Penetração (mm)	Extensómetro (µm)	Pressão (Kg/cm <sup>2</sup> )		CBR (%)
				Determinada	Padrão	
Normal (12 Pancadas)	2	2,54	105	10,8	70	15,4
	4	5,08	135	13,9	105	13,2
Intermediária (26 Pancadas)	2	2,54	201	20,6	70	29,4
	4	5,08	433	44,4	105	42,4
Modificada (55 Pancadas)	2	2,54	371	38,1	70	54,4
	4	5,08	592	60,8	105	57,9

Na Figura 3.28 representa-se a determinação do CBR para um grau de compactação de 95% nos terrenos de fundação do Terminal de Passageiros.

Figura 3.28: Determinação do CBR para grau de compactação de 95% (TPS).



Ao grau de compactação de 95% corresponde um CBR de 30,3%, superior ao valor especificado pelo projetista de  $CBR \geq 12\%$ .

### 3.5. Ensaio de Gamadensímetro

O ensaio do Gamadensímetro tem como objetivo determinar *in situ* de forma rápida e precisa a humidade, densidade, grau de compactação, índice de vazios e porosidade em solos, agregados, betão e tapetes betuminosos.

Para a efetivação do ensaio foi utilizado o aparelho *Troxler 3430*. Trata-se de um aparelho portátil e de fácil utilização que recorre à emissão de radiações eletromagnéticas sob a forma de raios gama para determinar o grau de compactação do solo. O aparelho atinge uma profundidade por transmissão direta de 20 a 30cm em incrementos de 25 a 50mm e uma profundidade por reflexão de 10cm adicionais.

A determinação do grau de compactação do solo através desta tecnologia foi efetuada de acordo com a norma sul-africana *SATCC §Especificações: Secção 7200 – Controlo de Qualidade* (DRTT, 1998), respeitando as indicações do manual de utilizador e o cumprimento das normas norte-americanas *ASTM C1040, D2922, D2950 e D3017*. A utilização de instrumentos nucleares para a determinação de densidades e humidades foi aprovada pela primeira vez pela ASTM.

### 3.5.1. Equipamento

- Mala de Transporte;
- Carregador com adaptador CC;
- Densímetro;
- Ferramenta de extração da haste de perfuração;
- Placa guia com haste de perfuração;
- Certificado de origem;
- Carregador;
- Manual de operador.
- Bloco de referência para compensar a desintegração progressiva da fonte;

### 3.5.2. Procedimento experimental

O aparelho utilizado emite raios gama pelo que, por questões de segurança, o operador que o manuseia deve usar permanentemente um dosímetro ou uma chapa para contagem de radioatividade.

A superfície do solo deve ser regularizada, seca e livre de detritos para que o funcionamento do aparelho seja correto. O local onde se efetua o ensaio deve estar afastado, no mínimo, 2 metros de qualquer edifício ou outra estrutura e a pelo menos 10 metros de outro aparelho nuclear ou fonte radioativa de modo a que a leitura do aparelho não seja afetada.

A penetração da fonte radioativa no solo é efetuada num furo previamente executado. Para a abertura do furo, coloca-se uma placa guia no local do ensaio. A placa guia consiste numa chapa metálica furada que permite a cravação de uma vara no solo garantindo a verticalidade do furo. A vara é cravada até aproximadamente 5cm, uma profundidade maior do que a necessária para efetuar o ensaio. Na Figura 3.29 é ilustrado o procedimento de preparação do ensaio descrito anteriormente.

**Figura 3.29: Execução de furo no solo com recurso a placa guia e vara de cravação (Troxler).**



Após a execução do furo no solo, remove-se a placa guia evitando o arrastamento de detritos para o interior do furo. O aparelho é colocado na área preparada, garantindo que a fonte radioativa se situa sobre o furo. A fonte é baixada até à profundidade desejada, soltando-se o gatilho de segurança

que ativa o funcionamento do aparelho. Ao operador cabe a tarefa de registar os valores do peso volúmico húmido, do peso volúmico seco e a percentagem de mistura em 3 direções distintas. Na Figura 3.30 apresenta-se o aparelho *Troxler 3430* em funcionamento.

**Figura 3.30: Furo no solo, funcionamento e registo de resultados do gamadensímetro.**



O aparelho determina a densidade do material mediante a transmissão direta e dispersa de raios gama, quantificando o número de fótons refletidos por uma fonte de Césio-137. Um microprocessador interno converte a contagem numa medida de densidade.

Para a determinação do teor de água, o aparelho utiliza o princípio de termalização de neutrões. O hidrogénio do material de aterro retarda os neutrões emitidos por uma fonte de Amerício-241. Os neutrões retardados são detetados através de detetores Hélio-3 situados na base da sonda.

### 3.5.3. Registo de resultados

O registo dos resultados das leituras efetuadas pelo aparelho *Troxler 3430* é feito *in-situ* através do preenchimento de folhas técnicas. Estas folhas possibilitam o registo dos parâmetros de calibragem do gamadensímetro e as características e resultados do ensaio realizado.

A calibragem diária do gamadensímetro consiste num curto auto teste de rotina e é essencial para verificar a operacionalidade do aparelho e para compensar o natural decréscimo da fonte radioativa.

Os parâmetros descritivos do ensaio registados nas folhas técnicas são os seguintes:

- Localização;
- Número de ensaio;
- Número de passagens de cilindro de compactação;
- Identificação da camada a ensaiar;
- Descrição do material de solo;
- Profundidade de ensaio;
- Densidade húmida;
- Densidade seca;
- Teor em água;
- Densidade máxima seca;
- Teor em água ótimo (OMC);
- Grau de compactação;
- Compactação média.

Os ensaios de solo com recurso a gamadensímetro foram efetuados na zona da Placa de Estacionamento de Aeronaves, na zona do Terminal de Carga e na zona do Terminal de Passageiros e

as folhas de registo de resultados são apresentadas, respetivamente, na Figura 3.31, na Figura 3.32 e na Figura 3.33.

**Figura 3.31: Resultados do gamadensímetro na zona da PLACA.**

AEROPORTOS DE MOÇAMBIQUE, E. P.		AEROPORTO INTERNACIONAL DE NACALA				ODEBRECHT												
<b>TÍTULO</b>		<b>Calibragem</b>				<b>Cód.:</b>												
<b>DENSIDADES DE CAMPO (Troxler = Gamadensímetro )</b>		<b>Calibragem Padrão</b>		<b>Calibragem Diária</b>		<b>AIN-PÁTIO-GAM-CA06-0001</b>												
		<b>Ds</b>	1896	1907														
		<b>Ms</b>	687	674			<b>Data:</b> 30/5/2012	<b>Rev. 01</b>										
<b>TMH 1 A10(b)T</b>																		
<b>DADOS DO PONTO DE ENSAIO</b>																		
<b>Position</b>	1		2		3		4		5		6							
	X =684024.988		X =684077.18		X =684098.03		X =684123.15		X =684151.10		X =684181.72							
	Y =8397145.053		Y =8396879.13		Y =8396892.02		Y =8396878.49		Y =8396864.13		Y =83966884.04							
<b>Nº Teste</b>	1206		1207		1208		1209		1210		1211							
<b>Passagens Cilindro</b>	8		8		8		8		8		8							
<b>Camada</b>	CA06		CA06		CA06		CA06		CA06		CA06							
<b>Descrição Material</b>	Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa							
<b>Profund. Teste (mm)</b>	200		200		200		200		200		200							
<b>LEITURAS DO GAMADENSÍMETRO</b>																		
<b>Dens. Húmida Kg/m<sup>3</sup></b>	2088	2108	2042	1972	2017	1994	2056	2045	2052	2083	2081	2094	2165	2138	2164	2117	2123	2114
<b>Dens. Seca Kg/m<sup>3</sup></b>	1964	1963	1901	1866	1914	1978	1925	1911	1914	1951	1943	1953	2022	1996	2018	1968	1970	1975
<b>Teor de Humidade %</b>	6,3	7,4	7,4	6,6	7,0	6,8	6,9	7,0	7,2	6,8	7,1	7,2	7,1	7,1	7,3	7,6	7,7	7,0
<b>DADOS DA COMPACTAÇÃO</b>																		
<b>Mod AASHTO Kg/m<sup>3</sup></b>	2050		2050		2050		2050		2050		2050							
<b>Teor ótimo de humidade (%)</b>	8,5		8,5		8,5		8,5		8,5		8,5							
<b>% Compactação</b>	95,8	95,7	92,7	91,0	93,4	91,6	93,8	93,2	93,4	95,2	94,8	95,3	98,6	97,4	98,4	96,0	96,1	96,3
<b>Média da Compac.</b>	94,8		92,0		93,5		95,1		98,1		96,1							
<b>Laboratório :</b>					<b>Observações:</b>													
<b>Verificado por :</b>																		

**Figura 3.32: Resultados do gamadensímetro no TECA.**

AEROPORTOS DE MOÇAMBIQUE, E. P.		AEROPORTO INTERNACIONAL DE NACALA				ODEBRECHT												
<b>TÍTULO</b>		<b>Calibragem</b>				<b>Cód.:</b>												
<b>DENSIDADES DE CAMPO (Troxler = Gamadensímetro )</b>		<b>Calibragem Padrão</b>		<b>Calibragem Diária</b>		<b>AIN-TECA-GAM-CA01-0002</b>												
		<b>Ds</b>	1896	1884														
		<b>Ms</b>	687	684			<b>Data:</b> 24/4/2012	<b>Rev. 01</b>										
<b>TMH 1 A10(b)T</b>																		
<b>DADOS DO PONTO DE ENSAIO</b>																		
<b>Position</b>	1		2		3		4		5		6							
	X =683869.0		X =683879.0		X =683887.0		X =683876.0		X =683872.0		X =683878.0							
	Y =8396749.0		Y =8396717.0		Y =8396690.0		Y =8396667.0		Y =8396622.0		Y =8396591.0							
<b>Nº Teste</b>	1129		1130		1131		1132		1133		1134							
<b>Passagens Cilindro</b>	8		8		8		8		8		8							
<b>Camada</b>	CA01		CA01		CA01		CA01		CA01		CA01							
<b>Descrição Material</b>	Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa							
<b>Profund. Teste (mm)</b>	200		200		200		200		200		200							
<b>LEITURAS DO GAMADENSÍMETRO</b>																		
<b>Dens. Húmida Kg/m<sup>3</sup></b>	2165	2141	2156	2194	2172	2165	2187	2188	2213	2143	2173	2186	2196	2172	2195	2143	2146	2158
<b>Dens. Seca Kg/m<sup>3</sup></b>	1957	1945	1953	1982	1953	1954	1978	1978	2005	1963	1995	2017	1983	1967	1993	1951	1947	1945
<b>Teor de Humidade %</b>	10,6	10,1	10,4	10,7	11,2	10,8	10,6	10,7	10,4	9,2	9,0	8,4	10,8	10,4	10,1	9,8	10,2	11,0
<b>DADOS DA COMPACTAÇÃO</b>																		
<b>Mod AASHTO Kg/m<sup>3</sup></b>	2050		2050		2050		2050		2050		2050							
<b>Teor ótimo de humidade (%)</b>	8,5		8,5		8,5		8,5		8,5		8,5							
<b>% Compactação</b>	95,5	94,9	95,3	96,7	95,2	95,3	96,5	96,5	97,8	95,7	97,3	98,4	96,7	95,9	97,2	95,2	95	94,9
<b>Média da Compac.</b>	95,2		95,7		96,9		97,1		96,6		95,0							
<b>Laboratório :</b>					<b>Observações:</b>													
<b>Verificado por :</b>																		

Figura 3.33: Resultados do gamadensímetro no TPS.

AEROPORTOS DE MOÇAMBIQUE, E. P.		AEROPORTO INTERNACIONAL DE NACALA				ODEBRECHT												
TÍTULO		Calibragem				Cód.:				PÁG.								
DENSIDADES DE CAMPO (Troxler = Gamadensímetro)		Calibragem Padrão		Calibragem Diária		AIN-TPS-GAM-CA15-0001				1/1								
		Ds	1896	1885			Data: 14/3/2012				Rev. 01							
Ms		687	684															
TMH 1 A10(b)T																		
DADOS DO PONTO DE ENSAIO																		
	1		2		3		4		5		6							
Position	X = 683795.0 Y = 8396902.0		X = 683796.0 Y = 8396901.0		X = 683814.0 Y = 8396931.0		X = 683812.0 Y = 8396961.0		X = 683802.0 Y = 8396991.0		X = 683811.0 Y = 8397017.0							
Nº Teste	1006		1007		1008		1009		1010		1011							
Passagens Cilindro	8		8		8		8		8		8							
Camada	CA15		CA15		CA15		CA15		CA15		CA15							
Descrição Material	Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa		Areia Siltosa							
Profund. Teste (mm)	200		200		200		200		200		200							
LEITURAS DO GAMADENSÍMETRO																		
Dens. Húmida Kg/m <sup>3</sup>	2189	2178	2191	2147	2129	2128	2196	2201	2200	2147	2143	2143	2152	2151	2165	2186	2174	2180
Dens. Seca Kg/m <sup>3</sup>	1962	1943	1964	1970	1954	1951	1976	1996	2005	1964	1954	1947	1979	1956	1959	1961	1950	1963
Teor de Humidade %	11,6	12,1	11,5	9,0	9,0	9,1	11,1	10,3	9,7	9,3	9,7	10,1	8,7	10,0	10,5	11,5	11,5	11,0
DADOS DA COMPACTAÇÃO																		
Mod AASHTO Kg/m <sup>3</sup>	2050		2050		2050		2050		2050		2050		2050		2050		2050	
Teor ótimo de humidade (%)	8,5		8,5		8,5		8,5		8,5		8,5		8,5		8,5		8,5	
% Compactação	95,7	94,8	95,8	96,1	95,3	95,1	96,4	97,4	97,8	95,8	95,3	95	96,6	95,4	95,5	95,6	95,1	95,8
Média da Compac.	95,4		95,5		97,2		95,4		95,8		95,5		95,6		95,5		95,5	
Laboratório :					Observações:													
Verificado por :																		

### 3.5.4. Análise de resultados

Após o ensaio e preenchimento da folha de campo, procede-se ao tratamento e interpretação dos valores recolhidos. A determinação do grau de compactação é efetuada mediante o conhecimento do peso volúmico seco máximo, fornecido pelo gráfico do ensaio Proctor Modificado. Com base nos resultados obtidos nos diversos ensaios Proctor Modificado efetuados, foi estabelecido um peso volúmico seco máximo de 2.100kg/m<sup>3</sup> e um teor em água ótimo de 7,4%.

A determinação do peso volúmico seco médio para uma determinada posição *n* de colocação do aparelho *Troxler 3430*, é efetuada através do cálculo da média das três leituras efetuadas:

$$\gamma_{d_n} = \frac{\gamma_{d_1} + \gamma_{d_2} + \gamma_{d_3}}{3} \quad (\text{kg/m}^3) \quad (3.23)$$

Para o ensaio 1206, correspondente à posição 1 de colocação do aparelho gamadensímetro no TECA, o cálculo do peso volúmico seco médio ( $\gamma_d$ ) das leituras realizadas é o seguinte:

$$\gamma_{d_1} = \frac{1964 + 1963 + 1901}{3} = 1.943 \text{ Kg/m}^3 \quad (3.24)$$

A determinação do grau de compactação (*R*) para uma determinada posição *n* de colocação do aparelho é efetuada através do cálculo do quociente entre o peso volúmico seco médio e o peso volúmico seco máximo:

$$R_n = \frac{\gamma_{d_n}}{\gamma_{d_{\max}}} \times 100 \quad (\%) \quad (3.25)$$

Para o ensaio 1206, o cálculo do grau de compactação ( $R$ ) do terreno é o seguinte:

$$R_1 = \frac{1.943}{2.050} \times 100 = 94,8 \% \quad (3.26)$$

Do mesmo modo, a determinação do teor em água médio ( $W_{méd}$ ) para uma determinada posição  $n$  de colocação do gamadensímetro é efetuada através do cálculo da média das três leituras efetuadas:

$$Wméd_n = \frac{W_1+W_2+W_3}{3} \quad (\%) \quad (3.27)$$

Para o ensaio 1206, o cálculo do teor em água médio das leituras realizadas é o seguinte:

$$Wméd_1 = \frac{6,30+7,40+7,40}{3} = 7,03 \% \quad (3.28)$$

Na Tabela 3.42 apresenta-se a caracterização dos ensaios gamadensímetro levados a cabo na Placa de Estacionamento.

**Tabela 3.42: Caracterização do ensaio gamadensímetro na PLACA.**

Parâmetro	Descritivo
Data	30 / 05 / 2012
Local	Pátio de estacionamento de aeronaves
Secção	1206 – 1211
Espessura de camada	200mm
Compactação especificada	95%

Na Tabela 3.43 resumem-se os resultados do cálculo do peso volúmico seco, do grau de compactação e do teor em água obtidos nos ensaios gamadensímetro da zona da Placa de Estacionamento de Aeronaves.

**Tabela 3.43: Cálculo do grau de compactação (PLACA).**

Posição	Ensaio	Peso Volúmico Seco ( $\text{kg/m}^3$ )	Teor em água (%)	Grau de Compactação (%)
1	1206	1.943	7,03	94,75
2	1207	1.886	6,80	92,00
3	1208	1.916	7,03	93,45
4	1209	1.949	7,03	95,07
5	1210	2.012	7,17	98,15
6	1211	1.971	7,43	96,15

Na Tabela 3.44 apresenta-se a caracterização dos ensaios gamadensímetro levados a cabo no Terminal de Carga.

**Tabela 3.44: Caracterização do ensaio gamadensímetro no TECA.**

Parâmetro	Descritivo
Data	24 / 04 / 2012
Local	TECA
Secção	1129 – 1134
Espessura de camada	200mm
Compactação especificada	95%

Na Tabela 3.45 resumem-se os resultados do cálculo do peso volúmico seco, do grau de compactação e do teor em água obtidos nos ensaios gamadensímetro no Terminal de Carga.

**Tabela 3.45: Cálculo do grau de compactação (TECA).**

Posição	Ensaio	Peso Volúmico Seco (kg/m <sup>3</sup> )	Teor em água (%)	Grau de Compactação (%)
1	1129	1.952	10,4	95,20
2	1130	1.963	10,9	95,70
3	1131	1.987	10,6	96,93
4	1132	1.992	8,87	97,10
5	1133	1.981	10,4	96,63
6	1134	1.948	10,3	95,02

Na Tabela 3.46 apresenta-se a caracterização dos ensaios gamadensímetro levados a cabo no Terminal de Passageiros.

**Tabela 3.46: Caracterização do ensaio gamadensímetro no TPS.**

Parâmetro	Descritivo
Data	14 / 03 / 2012
Local	TPS
Secção	1006 – 1011
Espessura de camada	200mm
Compactação especificada	95%

Na Tabela 3.47 resumem-se os resultados do peso volúmico seco, do grau de compactação e do teor em água obtidos nos ensaios gamadensímetro no Terminal Passageiros.

**Tabela 3.47: Cálculo do grau de compactação (TPS).**

Posição	Ensaio	Peso Volúmico Seco (kg/m <sup>3</sup> )	Teor em água (%)	Grau de Compactação (%)
1	1006	1.956	11,7	95,41
2	1007	1.958	9,03	95,51
3	1008	1.992	10,4	97,17
4	1009	1.955	9,70	95,37
5	1010	1.965	9,73	95,80
6	1011	1.958	11,3	95,51



## 4. Fundações do Terminal de Passageiros

Os terrenos que integram a construção do Aeroporto Internacional de Nacala foram exaustivamente estudados de forma a garantir a sua adequabilidade à fundação da pista e dos edifícios. Quando necessário, melhoraram-se as propriedades mecânicas do terreno através da compactação. A necessidade e a efetividade da intervenção foram determinadas mediante a realização de análises granulométricas, de ensaios Proctor Modificado, CBR e Gamadensímetro.

Após a fase de terraplenagens, que consumiu uma grande quantidade de recursos, ao nível de mão-de-obra, aluguer de equipamento e tempo, deu-se início à construção das fundações do Terminal de Passageiros. Em anexo apresenta-se a cronologia de execução de fundações do Terminal de Passageiros.

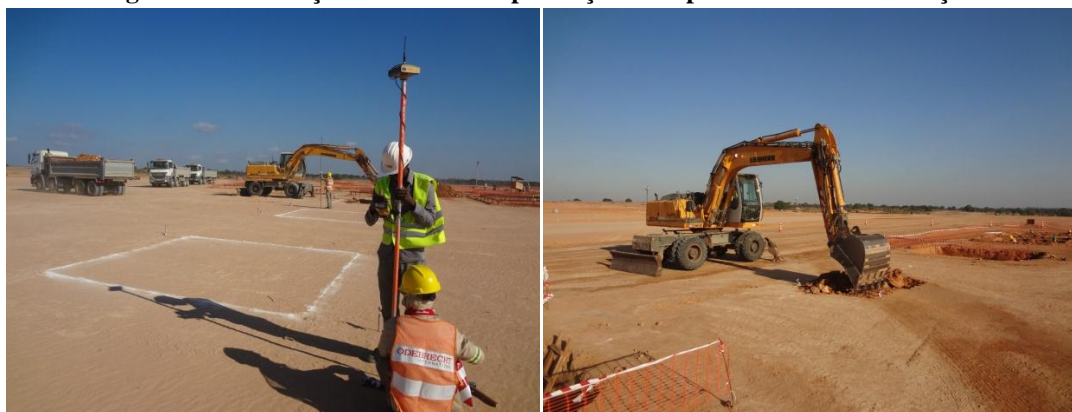
De um modo geral, as fundações são superficiais, agrupando-se em 3 grandes zonas: asa norte, zona centro e asa sul, com 44, 37 e 44 sapatas, respetivamente. Neste Capítulo descrevem-se os procedimentos e o controlo de qualidade da construção das sapatas da asa norte, desde a implantação, passando pela montagem de armaduras, até à betonagem. É de assinalar que o prazo previsto de conclusão da construção das fundações é Outubro de 2012.

### 4.1. Implantação de sapatas de fundação

Como referido, as fundações do Terminal de Passageiros são superficiais. Assim, com o auxílio de uma empresa de topografia contratada para o efeito, marcam-se no terreno os locais de implantação das sapatas. Esta marcação é feita com cal e pretende balizar a área de escavação, para que a implantação seja tão correta quanto possível. A escavação é efetuada com recurso a escavadora giratória de pneus pelo que a precisão da implantação terá de ser confirmada antes da betonagem. Na Figura 4.1 observa-se a marcação da área de implantação por parte da equipa de topografia e o início dos trabalhos de escavação.

Em anexo, apresentam-se as plantas de localização de fundações correspondentes à asa norte, à zona centro e à asa sul e os desenhos de definição da geometria das sapatas.

**Figura 4.1: Marcação de local de implantação de sapata e início de escavação.**



A escavação para a construção das sapatas da asa norte do terminal demorou aproximadamente 10 dias. Após a escavação, procedeu-se à regularização do fundo. Tratando-se de solos predominantemente granulares foram usados o compactador de cilindro vibratório, o compactador de placa vibratória e o compactador de percussão (sapo). Estes compactadores conseguem imprimir uma elevada energia de compactação para pequenas espessuras de solo e a sua maneabilidade torna-os ideais para trabalhos em espaços reduzidos. Na Figura 4.2 ilustra-se a regularização do fundo de escavação das sapatas com os compactadores de placa e de cilindro vibratórios.

**Figura 4.2: Regularização do fundo de escavação com placa e cilindro vibratórios.**



Após a escavação e antes da montagem das armaduras é necessário determinar o peso volúmico do solo e o respetivo teor em água, de modo a garantir o grau de compactação pretendido de 95%. Esta avaliação é efetuada através dos ensaios de garrafa de areia e de *Speedy*, levados a cabo na presença da equipa de controlo de qualidade e de um representante da fiscalização.

#### **4.2. Ensaio de garrafa de areia**

O equipamento para ensaio consiste numa garrafa de plástico com um funil metálico instalado no topo. A garrafa contém areia *Ottawa*, caracterizada por grãos secos esféricos e de dimensão uniforme. Abre-se uma cavidade de dimensões normalizadas no terreno, enchendo-o com a areia *Ottawa*. O peso volúmico seco do terreno de fundação é determinado através da correlação entre o peso da areia restante dentro da garrafa e o volume vazio na mesma.

A aplicação deste método é indicada para solos de qualquer granulometria, desde que possam ser escavados com ferramentas de mão e contenham vazios naturais suficientemente pequenos para que a areia usada não os preencha. Ainda assim, o material a ensaiar deve ser suficientemente coesivo para que as paredes da cavidade aberta permaneçam estáveis durante as operações. A presença de água no interior da cavidade inviabiliza a aplicação deste ensaio.

A determinação *in situ* do peso volúmico aparente do solo foi efetuada de acordo com a norma brasileira *NBR 7185: Solo – Determinação da massa específica aparente in situ com emprego do frasco de areia* (ABNT, 1986).

#### 4.2.1. Equipamento

- Garrafa de plástico com 3,5l, com gargalo roscado e funil;
- Bandeja de alumínio quadrada com 30cm de lado e 2,5cm de altura, com orifício circular no centro;
- Pá de mão;
- Balança com capacidade de 10kg, sensível a 1g;
- Talhadeira de aço com 30cm de comprimento;
- Martelo de 1kg;
- Recipiente que permita guardar amostras sem perda de humidade;
- Estufa com temperatura entre 105°C e 110°C;
- Areia (fração compreendida entre 0,8mm e 0,6mm) lavada, seca e de densidade específica aparente definida.

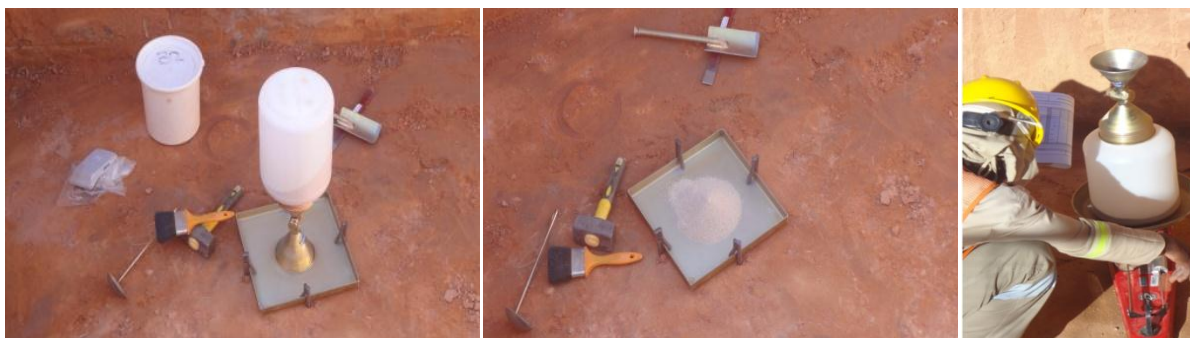
#### 4.2.2. Procedimento experimental

O ensaio é precedido da limpeza e alisamento da superfície do solo. Crava-se a bandeja de alumínio com a ajuda do martelo e 4 estacas colocadas em cada um dos lados da bandeja. Abre-se uma cavidade no solo com recurso a uma pá de mão e a um martelo. A dimensão da cavidade é limitada pelo orifício central da bandeja e deve possuir uma profundidade de cerca de 15cm. Retira-se o solo da cavidade com uma concha, selecionando uma amostra de 100g para determinar o teor em água pelo processo *Speedy*. Na Figura 4.3 apresenta-se o procedimento descrito anteriormente.

**Figura 4.3: Abertura de cavidade de dimensões normalizadas para ensaio de garrafa de areia.**



Regista-se o peso inicial do frasco de areia. De seguida, acopla-se o funil à garrafa e instala-se o conjunto na bandeja, deixando a areia escoar livremente até preencher totalmente a cavidade aberta no solo. Após a areia cessar o movimento no interior da garrafa; fecha-se a válvula e pesa-se a areia restante dentro da garrafa. Na Figura 4.4 apresenta-se o registo fotográfico do procedimento agora descrito.

**Figura 4.4: Preenchimento da cavidade aberta no terreno e pesagem da areia *Ottawa* sobranante.**

A partir dos valores da pesagem inicial e da pesagem final e atendendo ao volume da cavidade consoante a profundidade escavada, determina-se o peso volúmico solo seco e húmido e o respetivo grau de compactação.

#### 4.2.3. Registo de resultados

Para a determinação do peso volúmico seco do solo ( $\gamma_d$ ) foi necessário aferir o peso de areia calibrada escoada ( $D$ ) que resulta da seguinte expressão:

$$D = A - B - C \quad (\text{g}) \quad (4.1)$$

Sendo:

$D$  – Peso de areia calibrada após o escoamento (g);

$A$  – Peso da garrafa de areia com funil antes do ensaio (g);

$B$  – Peso da garrafa de areia com funil depois do ensaio (g);

$C$  – Peso da areia do funil (g).

O ensaio da garrafa de areia deve ser realizado com areia *Ottawa* de fração conhecida de modo a ser possível determinar o volume ( $V$ ) da cavidade aberta no terreno de fundação de acordo com a expressão seguinte:

$$V = \frac{D}{O} \quad (\text{cm}^3) \quad (4.2)$$

Sendo:

$D$  – Peso de areia *Ottawa* calibrada após o escoamento (g);

$O$  – Densidade de areia *Ottawa* calibrada ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ).

A determinação do peso de solo seco ( $L$ ) é feita mediante o conhecimento do peso líquido de solo húmido ( $I$ ) e do teor em água do solo ( $W$ ), de acordo com a seguinte expressão:

$$L = \frac{I}{W+100} \quad (\text{g}) \quad (4.3)$$

Sendo:

$I$  – Peso líquido de solo húmido: Peso bruto de solo húmido – peso do recipiente (g);

$W$  – Teor em água *Speedy*<sup>10</sup> (%).

O peso volúmico do solo seco ( $\gamma_d$ ) resulta do quociente entre o peso de solo seco ( $L$ ) e o volume da cavidade escavada ( $V$ ), de acordo com a expressão seguinte:

$$\gamma_d = \frac{L}{V} \quad (\text{g/cm}^3) \quad (4.4)$$

Finalmente o grau de compactação ( $R$ ) do terreno de fundação é dado pela seguinte expressão:

$$R = \frac{\gamma_d}{\gamma_{\max}} \quad (\%) \quad (4.5)$$

Na expressão anterior  $\gamma_{\max}$  representa o peso volúmico máximo do solo ( $\text{g/cm}^3$ ) de acordo com o ensaio Proctor Modificado. Neste caso, recorreu-se aos ensaios efetuados para o conjunto de amostras da mancha de empréstimo, em que o valor padrão do peso volúmico máximo do solo é  $2.050 \text{ g/cm}^3$ .

**Tabela 4.1: Cálculo do grau de compactação do solo de fundação das sapatas da asa norte do TPS.**

Eixos	C - 1	B' - 1	B - 1	A' - 1	A - 1
<b>Sapatas</b>	<b>S01</b>	<b>S02</b>	<b>S03</b>	<b>S04</b>	<b>S05</b>
<b>A (g)</b>	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
<b>B (g)</b>	3.600	3.680	3.700	3.350	3.350
<b>C (g)</b>	535	535	535	535	535
<b>D (g)</b>	1.865	1.785	1.765	2.115	1.935
<b>O (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1.415	1.415	1.415	1.415	1.415
<b>V (cm<sup>3</sup>)</b>	1,32	1,26	1,25	1,49	1,37
<b>I (g)</b>	2.790	2.620	2.670	3.170	2.950
<b>W (%)</b>	7,00	6,90	7,20	7,80	7,80
<b>L (g)</b>	2.607	2.451	2.491	2.941	2.737
<b><math>\gamma</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,978	1,943	1,997	1,967	2,001
<b><math>\gamma_{\max}</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,050	2,050	2,050	2,050	2,050
<b>R (%)</b>	96,5	94,8	97,4	96,0	97,6

<sup>10</sup> Teor em água *Speedy* – corresponde ao teor em água ( $W$ ) determinado de uma forma expedita e que será apresentada no capítulo subsequente.

### 4.3. Ensaio *Speedy* - Determinação do teor em água

O objetivo do ensaio *Speedy* é o de determinar de forma expedita o teor em água de solos ou outros agregados finos. A amostra é misturada com carbureto de cálcio num dispositivo medidor de pressão de gás, denominado *Speedy*, no qual se gera uma reação química com a água existente na amostra, traduzida por:



Esta reação é expansiva visto, que o gás libertado (acetileno) gera um aumento de pressão proporcional à quantidade de água existente na amostra. A leitura desta pressão num manómetro permite estimar a quantidade de água da amostra e por conseguinte determinar seu teor em água (*W*).

A determinação expedita do teor em água de amostras de solo, foi efetuada de acordo com a norma brasileira *DNER-ME 052/94: Solos e agregados miúdos – Determinação da humidade com emprego do Speedy* (DNER, 1994).

#### 4.3.1. Equipamento

- Conjunto *Speedy*:
  - Manómetro;
  - Tampa;
  - Esferas de aço para quebrarem a ampola;
  - Recipiente de pressão;
- Ampolas com cerca de 6,5g de carbureto de cálcio ( $\text{CAC}_2$ )

#### 4.3.2. Procedimento experimental

Coloca-se a amostra de solo de 6g no recipiente de pressão como ilustrado na Figura 4.5.

**Figura 4.5: Recolha de mostra de solo e colocação no medidor *Speedy*.**



De seguida introduzem-se na câmara duas esferas de aço e a ampola com carbureto de cálcio, deslizando a ampola com cuidado entre as paredes da câmara, para que não quebre antes de fechar a

tampa. Fecha-se a câmara e agita-se o aparelho repetidamente durante 10 seg de modo a quebrar a ampola, efetuando movimentos rotativos para facilitar a mistura da amostra com o carbureto até estabilizar a pressão assinalada no manómetro. Na Figura 4.6 ilustra-se a execução do ensaio *Speedy*.

**Figura 4.6: Ensaio *Speedy* para determinação expedita do teor em água.**



Assim que a pressão manométrica se apresentar constante regista-se o valor, pois significa que toda a água existente na amostra reagiu com o carbureto. Se a leitura manométrica for menor que 20KPa, o ensaio deve ser repetido com uma amostra de peso superior à anterior. Por outro lado, se a leitura for maior do que 150KPa, o ensaio deve ser repetido com uma amostra de peso inferior à anterior.

O aparelho *Speedy* deve ser calibrado para que a correspondência entre a leitura da pressão e o teor em água seja tão fiável quanto possível. O processo de calibração consiste na introdução de uma quantidade predeterminada de água no aparelho que em reação com o carbureto de cálcio gerará uma pressão legível no manómetro. A repetição do procedimento para diferentes quantidades de água permite estabelecer uma relação entre o teor em água e a pressão no aparelho *Speedy*.

#### **4.4. Colocação de armadura**

As armaduras de aço e a montagem das peças de betão armado obedecem às normas brasileiras *NBR-6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento* (ABNT, 2004), *NBR-7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação* (ABNT, 2007), *NBR-7478: Método de ensaio à fadiga de barras de aço para concreto armado* (ABNT, 1996).

Durante a construção é dada especial atenção às exigências regulamentares de emendas e sobreposição de varões de armadura e à garantia do recobrimento indicado em projeto. Para garantir o correto posicionamento da armadura antes da betonagem, são utilizados fixadores e espaçadores de betão com espessuras iguais ao recobrimento previsto.

O processo é acompanhado de perto pela equipa de controlo de qualidade e pela fiscalização, que verificam se a gaiola de armadura está de acordo com o projeto em termos de posicionamento, quantidade e dimensões dos varões.

Conseguida a aprovação pela fiscalização, a gaiola de armadura é colocada de acordo com as indicações dadas pelos topógrafos, afastada 5cm da parede de escavação para conferir o recobrimento exigido e sobre camada de betão de regularização. Este procedimento é efetuado com recurso a uma grua, cumprindo os requisitos de segurança. Na Figura 4.7 ilustra-se a colocação da gaiola de armadura na sapata previamente escavada.

**Figura 4.7: Montagem de gaiola de armadura e colocação sobre camada de regularização.**



As fundações descritas servirão de apoio a pilares metálicos, pelo que antes da betonagem das sapatas é necessário garantir o correto posicionamento dos chumbadores de fixação. O procedimento para colocação dos chumbadores é muito complexo, dada a elevada precisão topográfica exigida, pois sem a qual poderão advir consequências graves ao nível da montagem da restante estrutura. Assim, para garantir que os chumbadores permanecem no local correto durante a betonagem, procede-se à montagem de uma torre de suporte treliçada, constituída por varões de aço com diâmetro  $\varnothing 16\text{mm}$ . O topógrafo assinala nestes varões a cota de posicionamento da placa metálica de orientação dos chumbadores. De seguida, através de barrotes de madeira colocados em redor da sapata escavada, o topógrafo marca o eixo do pilar, posicionando corretamente a placa metálica. A placa é soldada aos varões da torre treliçada, inserindo-se os chumbadores nos furos existentes na placa, fixando-os com porcas e soldaduras. Na Figura 4.8 ilustra-se o posicionamento dos chumbadores de fixação dos pilares metálicos com auxílio de uma torre treliçada.

**Figura 4.8: Montagem do sistema de fixação do pilar metálico.**



Para a realização da betonagem é necessário montar um sistema provisório de passadiços e de guias de madeira. Os passadiços facilitarão a tarefa de melhor espalhar o betão pela sapata, enquanto as guias servirão para manter a forma piramidal da sapata durante a betonagem. Na Figura 4.9 demonstram-se os sistemas provisórios de auxílio à betonagem.

**Figura 4.9: Montagem de guias de betão e de passadiços provisórios de madeira.**

A betonagem contra o terreno não é aconselhável pois o terreno poderá degradar a superfície do betão. Assim, procedeu-se ao revestimento da superfície de contacto com uma manta plástica com 300µm de espessura. Garantiu-se que a manta plástica não tinha quaisquer furos, rasgos, dobras ou outras imperfeições que comprometessem a integridade da sapata.

Em anexo apresenta-se o desenho de armaduras das sapatas do Terminal de Passageiros.

#### 4.5. Betonagem de sapata

Depois de concluídos todos os preparativos, deu-se início à betonagem.

A qualidade do betão depende dos materiais constituintes, impondo-se, por isso, a seleção cuidadosa dos materiais e dos fornecedores. O traço da mistura deve ser o indicado pelo projetista, atendendo à relação entre a quantidade de cimento e a quantidade de agregados, à granulometria dos agregados e à relação entre a quantidade de água e a quantidade de cimento.

O tipo de betão usado na betonagem das sapatas é C25/30, constituído por 340kg/m<sup>3</sup> de Cimento Portland I 42.5N, 770 kg/m<sup>3</sup> de brita média, 330kg/m<sup>3</sup> de brita fina, 150l/m<sup>3</sup> de água e 5,2l/m<sup>3</sup> de aditivo do tipo *Chryso Fluid L*.

Os materiais constituintes do betão devem apresentar sempre a mesma procedência, atestada pelas notas fiscais dos fornecedores e comprovadas por inspeções visuais. Devem ser selecionadas amostras para serem submetidas a ensaios considerados necessários pela fiscalização.

A betonagem só pode ser iniciada com aprovação prévia do plano, por parte da fiscalização. O espalhamento do betão está também condicionado à realização de ensaios de abatimento (*slump tests*) ao betão proveniente de cada camião betoneira. A equipa de controlo de qualidade recolhe em média outras duas amostras para serem ensaiadas aos 7 e 28 dias após a betonagem.

Uma vez comprovada a qualidade do betão fresco, relativa à consistência e fluidez, inicia-se a descarga a 2,0m de altura, com ajuda de uma prancha de madeira húmida para que o betão deslize

facilmente. O espalhamento deve ser contínuo e efetuado em camadas de altura compatível com o alcance do vibrador, não excedendo os 50cm.

Após o lançamento da última camada de betão, a superfície é moldada e trabalhada enquanto não ocorre a presa. Na Figura 4.10 mostra-se a operação de betonagem e vibração do betão e a sapata já executada.

**Figura 4.10: Betonagem de sapata de fundação.**



#### 4.6. Controlo de qualidade do betão

O betão usado na obra do Aeroporto Internacional de Nacala foi adquirido a uma central de betão local. O processo de contratação foi precedido de vistorias à central para esclarecer e garantir o cumprimento de todos os requisitos necessários para a produção do betão pretendido. Além da qualidade do betão, foram acordados princípios quanto ao consumo e economia de utilização do betão a produzir. Na Figura 4.11 demonstra-se o abastecimento do camião betoneira na central de betão contratada.

**Figura 4.11: Abastecimento de camião betoneira na central de betão contratada.**



Na chegada à obra do camião betoneira, verifica-se que o betão entregue cumpre os requisitos estabelecidos: confere-se a guia de remessa, o volume, a classe de agressividade e a quantidade de água do betão. Caso o betão apresente pouca humidade, a trabalhabilidade será reduzida e facilitará o aparecimento de chochos após a betonagem. Por outro lado, a água em excesso conduz à sua perda de

resistência pelo que antes da betonagem faz-se um teste de abatimento (*slump test*) e recolhem-se provetes para em laboratório se realizarem ensaios de resistência à compressão uniaxial.

#### 4.6.1. Ensaio de abatimento (*slump test*)

O *Slump Test* pretende avaliar a trabalhabilidade do betão através da deformação causada numa massa de betão pelo seu próprio peso. Este procedimento foi efetuado de acordo com a *NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone* (ABNT, 1998).

A trabalhabilidade é a propriedade do betão fresco que identifica a maior ou menor aptidão para aplicação, sem perda de homogeneidade. Na determinação da trabalhabilidade influem fatores internos como a consistência ou fluidez, a compacidade e o travamento (Petrucci, 2005). A consistência é definida em função da quantidade de água do betão. A compacidade varia consoante o índice de vazios da fração selecionada. O travamento é função da quantidade de finos e da continuidade dos diâmetros dos inertes.

Enquanto a consistência traduz a facilidade de deformação, a compacidade determina se o betão possui a densidade necessária e o travamento reporta a capacidade de betão manter a sua homogeneidade. Estas propriedades poderão ser manipuladas consoante as necessidades em obra através do emprego de aditivos, como por exemplo os plastificantes e os aceleradores de presa.

A trabalhabilidade pode também ser afetada por fatores exógenos ao betão, nomeadamente pelo modo de mistura, pelo tipo de transporte, pela forma de espalhamento ou pelo método de adensamento (Petrucci, 2005). A mistura da pasta pode ser manual ou mecanizada, o transporte pode ser vertical ou horizontal, em baldes, calhas ou com bombas. O espalhamento pode ser efetuado a diferentes alturas, por calhas, com pás ou mangueiras. O adensamento pode ser manual, vibratório, em vácuo ou por centrifugação.

O *slump test* é um ensaio *in situ* muito limitado mas muito utilizado pela rapidez de execução e pela fácil interpretação de resultados. Assim que o camião betoneira chega ao estaleiro, verte-se uma porção de betão para um carrinho-de-mão. Coloca-se o cone de Abrams sobre uma chapa metálica, enchendo-o de betão até ao topo. O cone de Abrams é um recipiente metálico cónico de dimensão normalizada. Na Figura 4.12 apresenta-se a seleção da amostra de betão diretamente do camião betoneira, o cone de Abrams e respetivo enchimento.

**Figura 4.12: Seleção da amostra, cone de Abrams e seu enchimento.**

O enchimento do cone deve ser efetuado por camadas compactadas com um número de pancadas pré-estabelecido, função do diâmetro máximo do cone. Neste caso, foi usado um cone com diâmetro de 150mm, pelo que foi cheio em 3 camadas compactadas com 25 pancadas por camada.

Após a compactação das camadas, o cone é retirado lentamente, deixando a porção de betão moldado sobre a chapa metálica. Retirando-se o confinamento lateral, o betão moldado abate-se sobre si mesmo. Com uma régua mede-se o abatimento do betão, que corresponde à diferença entre a altura do molde e a altura da porção de betão. Na Figura 4.13 apresenta-se o procedimento de compactação do betão no cone de Abrams e a medição do abatimento obtido.

**Figura 4.13: Compactação do betão no cone de Abrams e medição do abatimento.**

Na Tabela 4.2 apresentam-se as medições do abatimento do betão das sapatas da asa norte do Terminal de Passageiros do Aeroporto Internacional de Nacala.

**Tabela 4.2: Medições de abatimento do betão das sapatas da asa norte do TPS.**

Sapatas	Teste de Abatimento ( <i>Slump Test</i> )	
	<u>Camião 1</u>	<u>Camião 2</u>
<b>S01 (Eixos C - 0)</b>	7m <sup>3</sup> ; Slump=70mm	7m <sup>3</sup> ; Slump=100mm
<b>S02 (Eixos B' - 0)</b>	8m <sup>3</sup> ; Slump=90mm	8m <sup>3</sup> ; Slump=60mm
<b>S03 (Eixos B - 0+85)</b>	8,5m <sup>3</sup> ; Slump=65mm	8,5m <sup>3</sup> ; Slump=65mm
<b>S04 (Eixos A' - 1)</b>	8m <sup>3</sup> ; Slump=80mm	8m <sup>3</sup> ; Slump=100mm
<b>S05 (Eixos A - 1)</b>	9,5m <sup>3</sup> ; Slump=100mm	9,5m <sup>3</sup> ; Slump=70mm

Os valores aceitáveis para o abatimento do betão situam-se entre os 50 e os 150mm.

#### 4.6.2. Ensaio de resistência à compressão axial

O ensaio de resistência à compressão axial é o mais usado para o controlo do betão, devido ao baixo custo e facilidade de execução. Foram seguidas as normas brasileiras *NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova* (ABNT, 2003) e *NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos* (ABNT, 1994)

A resistência mecânica à compressão é a principal propriedade do betão, após o seu endurecimento. Esta propriedade é uma das mais importantes, do ponto de vista da segurança de estruturas de betão armado, sendo por isso alvo de redobrada atenção por parte das equipas de controlo de qualidade.

A resistência do betão à compressão pode ser condicionada por uma série de fatores, tais como a relação entre a quantidade de água e a quantidade de cimento da mistura, o adensamento ou a cura do betão.

De facto, a correta cura do betão é fulcral para a obtenção de uma resistência à compressão adequada. A cura do betão pode ser classificada como húmida, química, ao ar, a vapor, por alagamento ou por imersão. O tempo de cura depende da composição do betão, da agressividade do meio ambiente envolvente e das condições ambientais. De um modo geral, para temperaturas ambiente superiores a 4°C, o período mínimo recomendável de cura é de 7 dias, tempo suficiente para obter 70% da resistência à compressão especificada. Para temperaturas ambiente inferiores a 4°C, devem ser tomadas precauções para prevenir que o betão seja danificado por congelamento (Santana, et al., 2010).

No caso das sapatas da asa norte do Terminal de Passageiros do Aeroporto Internacional de Nacala, recorreu-se à cura húmida do betão, através da molhagem da superfície. A temperatura da água é importante para a obtenção de uma superfície regular. Foi garantida a molhagem contínua do betão com recurso a água sem agentes agressivos.

Em média, foi ensaiada a resistência à compressão de duas amostras de betão selecionadas diretamente do camião betoneira. O betão foi vertido para moldes cilíndricos de aço, suficientemente resistentes para manterem a forma durante o processo de moldagem e com propriedades que permitam a fácil desmoldagem dos provetes após o endurecimento. A moldagem deve ser precedida da lubrificação dos moldes com uma fina película de óleo mineral.

O número de camadas para moldagem dos provetes e número de pancadas de compactação é função do diâmetro do molde. Neste caso foi utilizado um molde com 150mm de diâmetro, preenchido com 3 camadas de betão, compactadas com 25 pancadas por camada. As pancadas foram distribuídas uniformemente, evitando golpear a base do molde.

A última camada de betão deve ser colocada de modo a que após o adensamento preencha o volume do molde por inteiro, possibilitando o nivelamento com uma espátula metálica. Todos os moldes devem ser devidamente identificados. Na Figura 4.14 mostra-se a lubrificação dos moldes com óleo mineral, o adensamento do betão moldado com recurso a um varão e o nivelamento da superfície do provete com uma espátula metálica.

**Figura 4.14: Lubrificação dos moldes com óleo mineral, adensamento do betão e nivelamento do provete.**



Após a moldagem, os moldes são colocados sobre uma superfície horizontal rígida e livre de vibrações. Nas primeiras 24h, todos os provetes são armazenados em local protegido, para que não ocorram perdas de água do betão. Após o período de cura, os provetes são embalados de forma adequada para evitar choques e exposição direta à luz solar, devendo o transporte da obra para o laboratório decorrer sem problemas. Os provetes são desmoldados após 24h de cura e armazenados em câmara húmida à temperatura de 23°C e humidade relativa do ar superior a 95%.

**Figura 4.15: Transporte e armazenamento dos provetes em câmara húmida.**



Os provetes permanecem armazenados durante 7 ou 28 dias de idade, correspondentes a 70% e a 100% da resistência do betão à compressão, respetivamente. Antes de serem ensaiados, os provetes são pesados. Posteriormente são centrados no prato inferior da prensa de ensaio e entre o topo do provete e o prato superior da prensa coloca-se uma chapa metálica 4% superior ao diâmetro do provete. O procedimento descrito anteriormente é demonstrado na Figura 4.16.

**Figura 4.16: Pesagem e colocação do provete na prensa.**

Terminados os preparativos, procede-se ao ensaio. O corpo-de-prova é fixado à prensa, iniciando de seguida um movimento oscilatório vertical de manivela para aumentar a pressão axial da prensa. O Ensaio cessa após a rotura do provete de betão, registando-se a tensão última da amostra. Na Figura 4.17 apresenta-se o procedimento de aumento da tensão atuante no provete até á rotura.

**Figura 4.17: Ensaio de resistência à compressão axial e provete após a rotura.**

Apresentam-se de seguida os resultados do ensaio de compressão axial realizado ao betão das sapatas S01,S02,S03,S04 e S05 do Terminal de Passageiros do Aeroporto Internacional de Nacala.

A tensão resistente do betão à compressão ( $f_{ck}$ ) aos 7 e 28 dias de idade é dada pela seguinte expressão:

$$f_{ck} = \frac{N}{A} \text{ (MPa)} \quad (4.7)$$

Em que:

$f_{ck}$  – resistência à compressão do betão;

$N$  – Força última correspondente à força que conduz o provete à rotura.

$A$  – Área de aplicação da carga na superfície do provete ( $17,67\text{mm}^2$ ).

A tensão resistente dos provetes de betão à compressão ( $f_{ck}$ ) aos 7 e 28 dias de idade é apresentada na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3: Ensaio de compressão axial do betão das sapatas da asa norte do TPS.**

Sapatas	Data de Desmoldagem	Idade	Peso (g)	Peso volúmico ( $\text{g/cm}^3$ )	Carga (KN)	Resistência (MPa)
<b>S01</b> (Eixos C - 1)	13/8/2012	7	12405	2,340	368,0	20,82
	13/8/2012		12460	2,350	420,0	23,77
	3/9/2012	28	12535	2,365	442,0	25,01
	3/9/2012		12500	2,358	439,0	24,84
<b>S02</b> (Eixos B' - 0)	14/8/2012	7	12610	2,379	313,0	17,69
	14/8/2012		12605	2,378	342,0	19,35
	4/9/2012	28	12495	2,357	440,0	24,90
	4/9/2012		12460	2,350	440,0	24,90
<b>S03</b> (Eixos B - 0+85)	20/8/2012	7	12525	2,363	500,0	28,29
	20/8/2012	7	12280	2,317	390,0	22,07
	10/9/2012	28	12315	2,323	450,0	25,46
	10/9/2012	28	12485	2,355	470,0	26,60
<b>S04</b> (Eixos A' - 1)	15/8/2012	7	12465	2,351	400,0	22,64
	15/8/2012		12345	2,329	370,0	20,94
	5/9/2012	28	12370	2,334	440,0	24,90
	15/8/2012	7	12485	2,355	430,0	24,33
<b>S05</b> (Eixos A - 1)	22/8/2012	7	12320	2,324	342,0	19,35
	22/8/2012		12270	2,315	332,0	18,79
	12/9/2012	28	12370	2,333	445,0	25,18
	12/9/2012		12410	2,341	440,0	24,90

De acordo com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP), para o betão B25, correspondente ao betão atualmente designado por C25/30, os valores característicos da tensão de rotura à compressão aos 28 dias de idade referentes a provetes cilíndricos é de 25MPa e aos 7 dias de idade tem de se obter 70% desta resistência à compressão.

Como se pode observar na Tabela 4.3, nalguns provetes ensaiados não foi atingida a tensão resistente à compressão aos 28 dias do betão C25/30. Este facto poderá ser justificado por fatores como a má dosagem dos materiais constituintes do betão, a relação água/cimento, o plastificante ou até pelo início de presa precoce dentro do camião betoneira.

De qualquer modo, dados os valores dos esforços atuantes nas sapatas, foram aceites as tensões de rotura à compressão ( $f_{ck}$ ) obtidas.

## 5. Considerações finais

A entrada de uma empresa num país estrangeiro nunca é fácil, nem mesmo para uma multinacional como a *Construtora Norberto Odebrecht* habituada a estes processos um pouco por todo o mundo.

O conhecimento da realidade moçambicana, a sua história, a sua gente, os seus planos de futuro, é essencial para conseguir o sucesso neste país africano. Os portugueses, mas também as pessoas provenientes de outros países de expressão portuguesa, encontram-se em vantagem face aos restantes povos, não só pela facilidade de comunicação mas essencialmente pela maior facilidade de assimilação da cultura de Moçambique.

No entanto, existem diversos procedimentos burocráticos para a obtenção de autorização de circulação de pessoas e bens, os quais são justificados pelo protecionismo da economia moçambicana, mas aparentemente constituem barreiras ao sucesso não só das empresas estrangeiras mas também da própria economia do país.

Em Moçambique, os grandes contratos públicos de construção civil são sujeitos a reduzidas cotas para empregabilidade de cidadãos estrangeiros. Desta cláusula resulta que nem sempre são contratadas as pessoas mais habilitadas para as funções necessárias, optando-se por cidadãos moçambicanos menos qualificados e que muitas vezes necessitam de um alargado período de aprendizagem.

Infelizmente, a iliteracia é uma realidade generalizada em África, sendo que em Nacala a taxa de analfabetismo entre as pessoas maiores de 15 anos ronda os 81%. São estas pessoas que diariamente se mobilizam para a Sede *Odebrecht* e para a obra do Aeroporto Internacional de Nacala suplicando emprego. São muitas destas pessoas que são contratadas pela empresa e que ganham assim o único sustento das suas famílias. Neste capítulo, através do *Programa Acreditar*, a *Odebrecht* efetua um trabalho meritório no sentido da formação das pessoas e da integração nas comunidades locais. Grande parte do sucesso da empresa deve-se aos projetos de responsabilidade social que desenvolve.

Atualmente, efetuar um estágio numa obra com dimensão considerável e ao serviço de uma conceituada empresa de construção civil é um privilégio. Efetuar esse mesmo estágio numa pequena cidade de um grande país a milhares de quilómetros e a dezenas de horas de distância é um sacrifício.

A formação obtida no Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa foi essencial para uma boa integração na *Construtora Norberto Odebrecht*. Durante o estágio foi possível colocar em prática diversos conhecimentos adquiridos durante o curso, nomeadamente ao nível da programação de obra, de medições e orçamentação, de ensaios experimentais e fundações.

A fase de terraplenagens dos terrenos de fundação do aeroporto ocupou uma grande parte do período de estágio, não só pela topografia do terreno e pelas dificuldades técnicas de execução, mas também pelo extenso período de chuvas que muitas vezes comprometeu a integridade dos trabalhos já executados, obrigando a que fossem repetidos.

Na execução de terraplenagens, as principais preocupações passaram pela resistência e deformabilidade do solo, cumprindo-se um exaustivo plano de ensaios para determinar quais os procedimentos de compactação mais adequados e avaliar a qualidade dos trabalhos executados. Os ensaios foram efetuados *in situ* e num laboratório muito bem equipado e com técnicos competentes.

Para o sucesso da compactação foi necessário determinar com rigor os tipos de solo, os seus teores em água e outras características que influenciam o grau de compactação pretendido, tais como a energia de compactação aplicada pelo equipamento, as espessuras ideais e a homogeneização das camadas.

Para fundamentar a escolha dos métodos de compactação a utilizar, efetuaram-se diversas análises granulométricas e determinaram-se os limites de consistência. Estas análises são de grande importância no domínio da Engenharia Civil, uma vez que a identificação dos solos constitui o primeiro passo para a avaliação da capacidade de fundação do terreno. De um modo geral, determinou-se que os solos que interessam o aeroporto são constituídos essencialmente por seixos e areias siltosas ou argilosas, sendo considerados solos bem graduados e classificados entre bons a excelentes.

Foram efetuados ensaios de compactação Proctor Modificado, reproduzindo em laboratório as condições de campo, determinando o teor em água do solo para o qual, para uma dada energia, se conseguem melhores resultados de compactação. Este ensaio foi também utilizado para determinar o número de passagens necessárias do equipamento de compactação à disposição e para controlar o grau de compactação do aterro. Da execução do ensaio Proctor Modificado conclui-se que os valores obtidos verificam os parâmetros especificados pelo projetista, correspondentes a um peso volúmico seco de  $\gamma_d = 2,050\text{g/cm}^3$  e a um teor em água ótimo de  $W_{ot} = 8,50\%$ , aceitando-se uma variação de  $\pm 1,5\%$ .

Foram efetuados ensaios CBR, geralmente indicados para o estudo do impacto da circulação rodoviária na deformabilidade dos terrenos de fundação dos pavimentos das vias. No aeroporto, este ensaio é especialmente relevante para a Pista de Aterragem e Descolagem, estabelecendo a relação entre a pressão necessária para uma determinada penetração no terreno e a pressão necessária à mesma penetração num solo de brita graduada. De acordo com o projetista, seriam aceitáveis valores de  $\text{CBR} \geq 12\%$ , tendo-se obtido valores de 52,8% e 39,6%, para o Terminal de Passageiros e para a RESA Norte, respetivamente.

Foram efetuados ensaios Gamadensímetro para obter os valores de peso volúmico húmido e seco, o teor em água e o grau de compactação. A principal razão para a execução deste ensaio, resulta da facilidade de determinação *in situ* do grau de compactação, após um certo número de passagens do equipamento de compactação, confirmando o número de passagens necessárias à obtenção do grau de compactação  $R=95\%$  preconizado pelo projetista.

Conclui-se que os diferentes ensaios realizados permitiram garantir o grau de compactação desejado para os terrenos de fundação do Terminal e Passageiros, do Terminal de Carga, da Pista de Aterragem e Descolagem, da RESA Norte e da Placa de Estacionamento de Aeronaves.

Os solos utilizados em aterro, sempre que possível, foram obtidos das escavações realizadas na obra, de modo a minorar os custos de movimentação de terras. Quando tal não foi possível, recorreu-se a manchas de empréstimo, principalmente para os aterros da Pista de Aterragem e Descolagem.

No início das terraplenagens recorreu-se a cilindros de rasto liso para a compactação do terreno. No entanto, a dificuldade em obter o grau de compactação e o teor em água ótimos desejados, determinou a delineação de uma nova estratégia de terraplenagem. Os cilindros de rasto liso apresentam pequenas áreas de contacto e em solos mais maleáveis afundam com facilidade, dificultando a tração. Verificou-se também que apenas uma camada superficial de 5cm apresentava a compacidade desejada. Optou-se então pelo uso de arados para eliminar os torrões de solo e raízes, seguidos de motoniveladoras para preparar o terreno para a ação dos cilindros pé-de-carneiro. Estes compactadores, além de permitirem uma maior energia de compactação, possibilitam a compactação no sentido ascendente. Preconizou-se também passagens posteriores do cilindro de rasto liso para eliminar as irregularidades resultantes da ação dos pés-de-carneiro.

Uma vez que o peso volúmico seco do solo é afetado pelo número de passagens do cilindro compactador, procurou-se determinar o menor número de passagens possível, que conduziria ao peso volúmico máximo especificado, de modo a efetuar a compactação, consumindo a menor quantidade de recursos possível. Para tal, estudaram-se diversas soluções em pequenos trechos experimentais com 30m de comprimento e 15m de largura. Concluiu-se que a compactação deveria ser efetuada garantindo o teor em água ótimo, com a passagem do arado e da motoniveladora, com 6 a 10 passagens do cilindro pés-de-carneiro vibratório e com 2 a 4 passagens de cilindro de rasto liso vibratório.

Concluiu-se também que as camadas de terreno do Terminal de Passageiros foram bem compactadas, dado que após a escavação das sapatas até uma profundidade de 2,80m o grau de compactação do fundo de escavação foi igual ou superior a  $R=95\%$ . Este resultado foi confirmado através de ensaios de garrafa de areia e *Speedy*, para determinar os pesos volúnicos aparentes e os teores em água do solo.

Um dos aspetos mais interessantes do estágio foi a execução das sapatas de fundação do Terminal de Passageiros. Neste processo, existiu uma enorme dificuldade de coordenação das equipas de campo, constituídas por trabalhadores sem experiência de obra, a cargo de um único responsável. Para agravar o sistema, o fornecedor de betão falhou sistematicamente os prazos de entrega acordados, entregando por diversas vezes um produto de qualidade reduzida.

O betão recebido em obra foi submetido a um rigoroso plano de ensaios de modo a controlar as propriedades mecânicas pretendidas. À chegada à obra, o betão era imediatamente submetido a um *Slump Test*, tendo sido recusados recebimentos de betão, nas situações em que à saída do camião betoneira apresentavam abatimentos desconformes. O betão aceite foi utilizado em betonagens, recolhendo-se amostras para efetuar ensaios de resistência à compressão, os quais nem sempre atingiram os valores especificados. No entanto, estes resultados só são conhecidos alguns dias após as betonagens, pelo que, com base nas ações de projeto dimensionadas para as sapatas, foram aceites propriedades mecânicas abaixo das especificadas, pois seria impensável que numa obra com programação em atraso por questões burocráticas e pelo prolongamento atípico da época de chuvas, ocorressem novos atrasos por demolições devidas à fraca qualidade do betão. Além disso, generalizou-se a opinião de que seria impossível obter um melhor produto, do mesmo ou de outro fornecedor e que qualquer outra solução seria igualmente lenta e dispendiosa.

A *Construtora Norberto Odebrecht* proporcionou ao estagiário um conjunto de novas experiências no ramo da engenharia que permitiram a consolidação de conceitos teóricos e a aprendizagem de diversos procedimentos de obra. Dada a excelente integração na equipa de Nacala, a colaboração com a empresa vai prosseguir em Moçambique, na área comercial, nos domínios da orçamentação e controlo de custos, das medições e dos contratos.

A todos os jovens parceiros da *Odebrecht* é dada a possibilidade de conhecerem todas as áreas de engenharia civil existentes na empresa, facto que constitui uma grande perspetiva de crescimento profissional enquanto colaborador da mesma.

## 6. Bibliografia

- ABNT. 2003.** *NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova.* Brasil : ABNT, 2003.
- **1994.** *NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.* Brasil : ABNT, 1994.
- **2004.** *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos.* Brasil : ABNT, 2004. ICS: 91.080.40.
- **1986.** *NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.* Brasil : ABNT, 1986. CDU: 624.131.43.
- **1984.** *NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez.* Brasil : ABNT, 1984. CDU: 624.131.3.
- **1984.** *NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade.* Brasil : ABNT, 1984. CDU: 624.131.3.
- **1984.** *NBR 7181: Solo - Análise granulométrica.* Brasil : ABNT, 1984. CDU: 624.131.4.
- **1986.** *NBR 7182: Solo - Ensaio de compactação.* Brasil : ABNT, 1986. CDU: 624.134.2.001.4.
- **1986.** *NBR 7185: Solo - Determinação da massa específica aparente in situ com emprego do frasco de areia.* Brasil : ABNT, 1986. CDU: 624.131.3.
- **1996.** *NBR 7478: Método de ensaio à fadiga de barras de aço para concreto armado.* Brasil : ABNT, 1996.
- **2007.** *NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação.* Brasil : ABNT, 2007. ICS: 77.140.15.
- **1987.** *NBR 9895: Solo - Índice de suporte de Califórnia.* Brasil : ABNT, 1987. CDU: 624.131.381.
- **1998.** *NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.* Brasil : ABNT, 1998.
- Alexandre, Valentim. 1998.** *As Periferias e a Implosão do Império.* [ed.] Francisco Bethencourt e Kirti Chaudhuri. *História da Expansão Portuguesa.* 1ª Edição. Lisboa : Círculo de Leitores e Autores, 1998, Vol. IV, pp. 46-60.
- **1998.** *Situações coloniais: O ponto de viragem - As campanhas de ocupação.* [autor do livro] Francisco Bethencourt e Kirti Chaudhuri. *História da Expansão Portuguesa.* Lisboa : Círculo de Leitores e Autores, 1998, pp. 182-193.

- 
- Antunes, José Freire. 1995.** *A guerra de África 1961-1974*. Lisboa : Círculo de Leitores e Autores, 1995. ISBN: 972-42-1227-0.
- Chaudhuri, Kirti. 1998.** O Estabelecimento no Oriente. [ed.] Francisco Bethencourt e Kirti Chaudhuri. *História da Expansão Portuguesa*. 1ª Edição. Lisboa : Círculo de Leitores e Autores, 1998, Vol. I, pp. 163-191.
- Coelho, Silvério. 1996.** *Tecnologia de Fundações*. Lisboa : EPGE/ISEL, 1996. ISBN-972-8326-22-X.
- Correia, António Gomes. 1980.** *Ensaaios para controlo de terraplenagens*. Lisboa : LNEC, 1980.
- Das, Braja M. 2011.** *Fundamentos de Engenharia Geotécnica - Tradução da 7ª edição norte-americana*. São Paulo : Cengage, 2011. ISBN 978-85-221-1112-1.
- DNER. 1994.** *DNER-ME 052/94: Solos e agregados miúdos - Determinação da humidade com emprego de Speedy*. Brasil : DNER, 1994. 2100018769/64-4.
- DRTT. 1998.** *SATCC: Standard specifications for road and bridge works*. África do Sul : DRTT, 1998.
- Ferreira, André Faria. 2008.** *Obras públicas em Moçambique: Inventário da produção arquitetónica executada entre 1933 e 1961*. Lisboa : Edições Universitárias Lusófonas, 2008. ISBN: 978-972-8881-50-4.
- Folque, José. 1988.** *Modernas tendências nas técnicas de ensaio em mecânica dos solos*. Lisboa : LNEC, 1988. ITG 15.
- **1988.** *Prontuário de engenharia de solos*. Lisboa : LNEC, 1988. ITG 13.
- Magalhães, J. Romero. 1998.** As Incursões no Espaço Africano. [ed.] Francisco Bethencourt e Kirti Chaudhuri. *História da Expansão Portuguesa*. 1ª Edição. Lisboa : Círculo de Leitores e Autores, 1998, Vol. II, pp. 73-76.
- **1998.** Os Territórios Africanos. [ed.] Francisco Bethencourt e Kirti Chaudhuri. *História da Expansão Portuguesa*. 1ª Edição. Lisboa : Círculo de Leitores e Autores, 1998, Vol. III, pp. 60-80.
- Petrucci, Eladio G. R. 2005.** *Concreto de cimento Portland*. São Paulo : Globo, 2005. ISBN 85-250-0225-9.
- Rocha, Manuel. 1954.** *A mecânica dos solos: seu papel na Engenharia Civil*. Lisboa : LNEC, 1954. Memória 46.
- Russel-Wood, A. J. R. 1998.** Fluxos de Emigração. [ed.] Francisco Bethencourt e Kirti Chaudhuri. *História da Expansão Portuguesa*. 1ª Edição. Lisboa : Círculo de Leitores e Autores, 1998, Vol. I, pp. 224-237.
-

—. **1998.** Fronteiras de Integração. [ed.] Francisco Bethencourt e Kirti Chaudhuri. *História da Expansão Portuguesa*. 1ª Edição. Lisboa : Círculo de Leitores e Autores, 1998, Vol. I, pp. 238-255.

**Santana, Lisandro L. e Costa, Fernanda N. 2010.** *Análise da resistência à compressão de concretos com cura úmida e sem cura*. Salvador da Bahia : Universidade Católica do Salvador, 2010.



## **Anexos**

### **Anexos A – Programação de Obra**

**A1– Programação prevista a março de 2011**

**A2– Programação revista a abril de 2012**

**A3– Programação da semana 12**

**A4– Programação da semana 16**

### **Anexos B – Sapatas de Fundação do TPS**

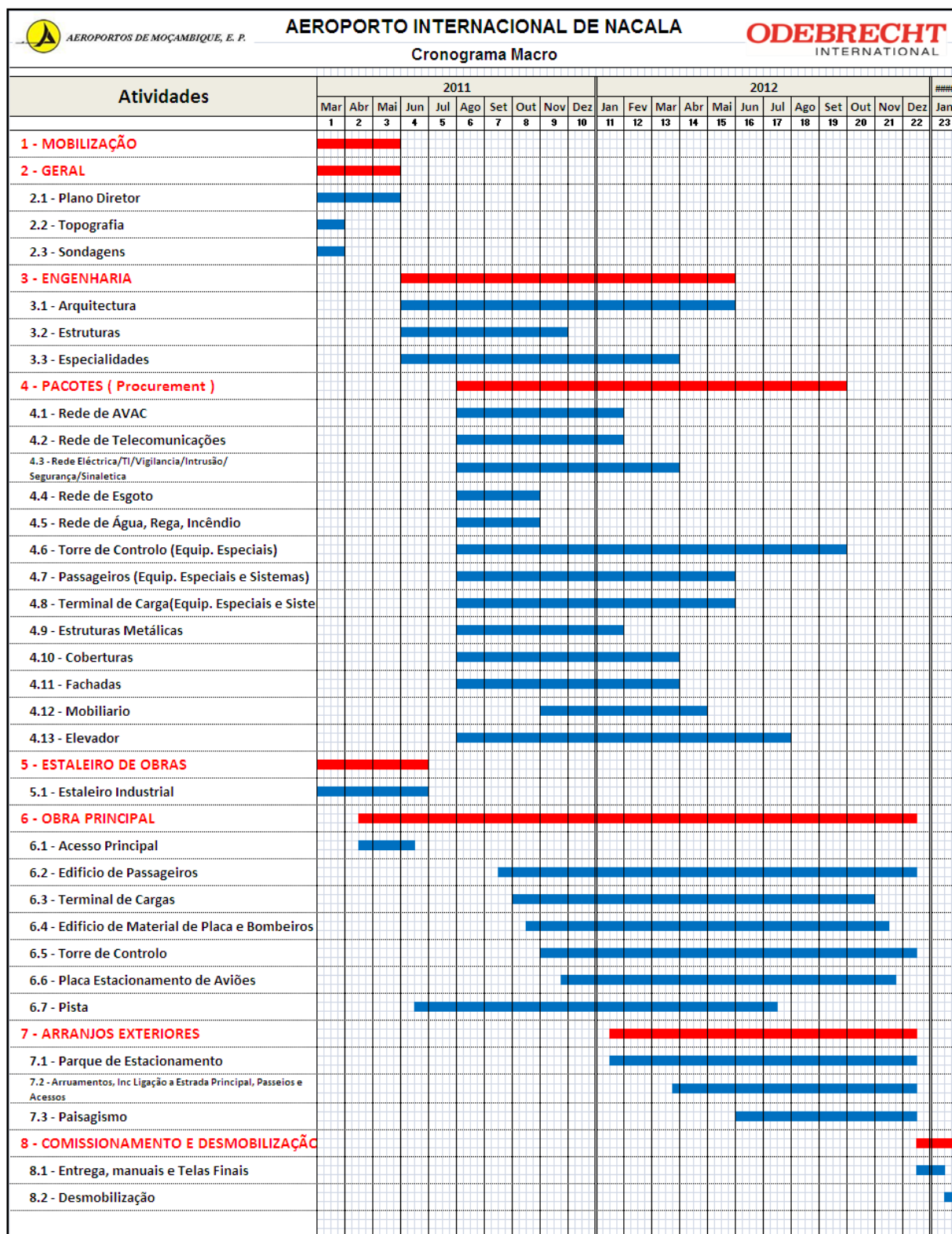
**B1– Cronologia de execução de sapatas**

**B2– Testes de abatimento**

**B3– Desenhos de localização, geometria e armaduras**



Anexo A1 – Programação prevista a março de 2011









**Anexo B1 – Cronologia de execução de sapatas**

<b>Sapatas</b>	<b>Volume m<sup>3</sup></b>	<b>Escavação</b>	<b>Betão de Limpeza</b>	<b>Armadura</b>	<b>Betão Estrutural</b>
<b>S01 (Eixos C - 0)</b>	12.42	12/7/2012	25/7/2012	1/8/2012	6/8/2012
<b>S02 (Eixos B' - 0)</b>	14.72	12/7/2012	18/7/2012	2/8/2012	7/8/2012
<b>S03 (Eixos B - 0+85)</b>	15.15	12/7/2012	18/7/2012	2/8/2012	13/8/2012
<b>S04 (Eixos A' - 1)</b>	14.38	12/7/2012	18/7/2012	3/8/2012	8/8/2012
<b>S05 (Eixos A - 1)</b>	16.52	12/7/2012	18/7/2012	3/8/2012	15/8/2012
<b>S06 (Eixos C - 2)</b>	11.43	12/7/2012	25/7/2012	3/8/2012	6/8/2012
<b>S07 (Eixos A - 2)</b>	9.65	13/7/2012	31/7/2012	14/8/2012	16/8/2012
<b>S08 (Eixos C - 3)</b>	11.98	12/7/2012	25/7/2012	2/8/2012	7/8/2012
<b>S01 (Eixos B - 3)</b>	12.42	13/7/2012	25/7/2012	3/8/2012	8/8/2012
<b>S09 (Eixos A - 3)</b>	19.80	13/7/2012	31/7/2012	14/8/2012	16/8/2012
<b>S10 (Eixos D - 3')</b>	3.12	19/7/2012	20/7/2012	13/8/2012	15/8/2012
<b>S10 (Eixos C - 3')</b>	3.12	19/7/2012	20/7/2012	12/8/2012	14/8/2012
<b>S11 (Eixos D - 4)</b>	9.14	20/7/2012	26/7/2012	20/8/2012	23/8/2012
<b>S17 (Eixos C - 4)</b>	5.64	19/7/2012	30/7/2012	14/8/2012	16/8/2012
<b>S12 (Eixos A - 4)</b>	2.96	20/7/2012	26/7/2012	12/8/2012	14/8/2012
<b>S13 (Eixos D - 5)</b>	14.69	20/7/2012	25/7/2012	19/8/2012	21/8/2012
<b>S14 (Eixos C - 5)</b>	10.85	19/7/2012	24/7/2012	20/8/2012	22/8/2012
<b>S15 (Eixos B - 5)</b>	7.99	19/7/2012	30/7/2012	14/8/2012	17/8/2012
<b>S16 (Eixos A - 5)</b>	21.30	19/7/2012	26/7/2012	20/8/2012	22/8/2012
<b>S29 (Eixos D - 6+217)</b>	39.64	19/7/2012	24/7/2012	03/9/2012	05/9/2012
<b>S26 (Eixos C - 6)</b>	28.76	19/7/2012	25/7/2012	28/8/2012	30/8/2012
<b>S12 (Eixos A - 6)</b>	2.96	20/7/2012	26/7/2012	20/8/2012	23/8/2012
<b>S19 (Eixos D - 7)</b>	8.12	16/7/2012	31/7/2012	27/8/2012	29/8/2012
<b>S20 (Eixos C - 7)</b>	5.55	17/7/2012	30/7/2012	22/8/2012	24/8/2012
<b>S21 (Eixos B - 7)</b>	7.83	18/7/2012	26/7/2012	22/8/2012	24/8/2012
<b>S09 (Eixos A - 7)</b>	19.80	18/7/2012	31/7/2012	20/8/2012	23/8/2012
<b>S29 (Eixos D - 8)</b>	39.60	16/7/2012	26/7/2012		
<b>S13 (Eixos C - 8)</b>	14.69	17/7/2012	30/7/2012	27/8/2012	27/8/2012
<b>S22 (Eixos A - 8)</b>	8.11	18/7/2012	31/7/2012	27/8/2012	29/8/2012
<b>S19 (Eixos D - 9)</b>	8.12	16/7/2012	20/7/2012	27/8/2012	29/8/2012
<b>S23 (Eixos C - 9)</b>	51.57	17/7/2012	20/7/2012		
<b>S24 (Eixos B' - 9)</b>	8.08	18/7/2012	20/7/2012	30/8/2012	31/8/2012
<b>S18 (Eixos B - 9)</b>	10.29	18/7/2012	2/8/2012	27/8/2012	29/8/2012
<b>S16 (Eixos A' - 9)</b>	21.30	18/7/2012	31/7/2012	05/9/2012	06/9/2012
<b>S07 (Eixos A - 9)</b>	9.65	18/7/2012	1/8/2012	27/8/2012	29/8/2012
<b>S25 (Eixos D - 9+411,2)</b>	23.26	19/7/2012	1/8/2012		
<b>S26 (Eixos D - 9')</b>	28.76	16/7/2012	23/7/2012	03/9/2012	03/9/2012
<b>S27 (Eixos C'' - 9')</b>	5.64	16/7/2012	20/7/2012	03/9/2012	05/9/2012
<b>S15 (Eixos B'' - 9')</b>	7.99	16/7/2012	23/7/2012	05/9/2012	06/9/2012
<b>S26 (Eixos D - 10)</b>	28.76	16/7/2012	1/8/2012		
<b>S30 (Eixos C''+519,1 - 10)</b>	28.39	13/7/2012	1/8/2012		
<b>S15 (Eixos C' - 10)</b>	7.99	13/7/2012	1/8/2012	03/9/2012	05/9/2012
<b>S30 (Eixos B+1067,3 - 10)</b>	28.39	13/7/2012	1/8/2012		
<b>S28 (Eixos B - 10)</b>	5.84	13/7/2012	1/8/2012		

**Anexo B2 – Testes de abatimento**

<b>Sapatas</b>	<b><u>Camião 1</u></b>	<b><u>Camião 2</u></b>	<b><u>Camião 3</u></b>
<b>S01 (Eixos C - 0)</b>	7m <sup>3</sup> ; Slump=70mm	7m <sup>3</sup> ; Slump=100mm	
<b>S02 (Eixos B' - 0)</b>	8m <sup>3</sup> ; Slump=90mm	8m <sup>3</sup> ; Slump=60mm	
<b>S03 (Eixos B - 0+85)</b>	8,5m <sup>3</sup> ; Slump=65mm	8,5m <sup>3</sup> ; Slump=65mm	
<b>S04 (Eixos A' - 1)</b>	8m <sup>3</sup> ; Slump=80mm	8m <sup>3</sup> ; Slump=100mm	
<b>S05 (Eixos A - 1)</b>	9,5m <sup>3</sup> ; Slump=100mm	9,5m <sup>3</sup> ; Slump=70mm	
<b>S06 (Eixos C - 2)</b>	6m <sup>3</sup> ; Slump=95mm	7m <sup>3</sup> ; Slump=80mm	
<b>S07 (Eixos A - 2)</b>	6m <sup>3</sup> ; Slump=75mm	5m <sup>3</sup> ; Slump=110mm	
<b>S08 (Eixos C - 3)</b>	8m <sup>3</sup> ; Slump=100mm	7m <sup>3</sup> ; Slump=100mm	
<b>S01 (Eixos B - 3)</b>	7m <sup>3</sup> ; Slump=80mm	7m <sup>3</sup> ; Slump=100mm	
<b>S09 (Eixos A - 3)</b>	9m <sup>3</sup> ; Slump=90mm	9m <sup>3</sup> ; Slump=80mm	4,5m <sup>3</sup> ; Slump=80mm
<b>S10 (Eixos D - 3')</b>	4,5m <sup>3</sup> ; Slump=70mm		
<b>S10 (Eixos C - 3')</b>	4,5m <sup>3</sup> ; Slump=80mm		
<b>S11 (Eixos D - 4)</b>	5m <sup>3</sup> ; Slump=70mm	5m <sup>3</sup> ; Slump=60mm	
<b>S17 (Eixos C - 4)</b>	7m <sup>3</sup> ; Slump=80mm		
<b>S12 (Eixos A - 4)</b>	3,5m <sup>3</sup> ; Slump=80mm		
<b>S13 (Eixos D - 5)</b>	9m <sup>3</sup> ; Slump=60mm	8m <sup>3</sup> ; Slump=60mm	
<b>S14 (Eixos C - 5)</b>	9m <sup>3</sup> ; Slump=80mm	8m <sup>3</sup> ; Slump=70mm	
<b>S15 (Eixos B - 5)</b>	9m <sup>3</sup> ; Slump=90mm		
<b>S16 (Eixos A - 5)</b>	9m <sup>3</sup> ; Slump=70mm	9m <sup>3</sup> ; Slump=70mm	6m <sup>3</sup> ; Slump=65mm
<b>S29 (Eixos D - 6+217)</b>	11m <sup>3</sup> ; Slump=70mm	11m <sup>3</sup> ; Slump=80mm	11m <sup>3</sup> ; Slump=80mm
<b>S26 (Eixos C - 6)</b>	10m <sup>3</sup> ; Slump=80mm	10m <sup>3</sup> ; Slump=70mm	10m <sup>3</sup> ; Slump=85mm
<b>S12 (Eixos A - 6)</b>	5m <sup>3</sup> ; Slump=60mm		
<b>S19 (Eixos D - 7)</b>	9m <sup>3</sup> ; Slump=60mm		
<b>S20 (Eixos C - 7)</b>	6m <sup>3</sup> ; Slump=75mm		
<b>S21 (Eixos B - 7)</b>	9m <sup>3</sup> ; Slump=80mm		
<b>S09 (Eixos A - 7)</b>	7m <sup>3</sup> ; Slump=80mm	7m <sup>3</sup> ; Slump=80mm	7m <sup>3</sup> ; Slump=90mm
<b>S29 (Eixos D - 8)</b>			
<b>S13 (Eixos C - 8)</b>	8m <sup>3</sup> ; Slump=60mm	8m <sup>3</sup> ; Slump=70mm	
<b>S22 (Eixos A - 8)</b>	9,5m <sup>3</sup> ; Slump=60mm		
<b>S19 (Eixos D - 9)</b>	9m <sup>3</sup> ; Slump=79mm		
<b>S23 (Eixos C - 9)</b>			
<b>S24 (Eixos B' - 9)</b>	9m <sup>3</sup> ; Slump=105mm		
<b>S18 (Eixos B - 9)</b>	6m <sup>3</sup> ; Slump=65mm	6m <sup>3</sup> ; Slump=90mm	
<b>S16 (Eixos A' - 9)</b>	8m <sup>3</sup> ; Slump=80mm	8m <sup>3</sup> ; Slump=85mm	7m <sup>3</sup> ; Slump=90mm
<b>S07 (Eixos A - 9)</b>	9,5m <sup>3</sup> ; Slump=70mm		
<b>S25 (Eixos D - 9+411,2)</b>			
<b>S26 (Eixos D - 9')</b>	10m <sup>3</sup> ; Slump=85mm	10m <sup>3</sup> ; Slump=95mm	10m <sup>3</sup> ; Slump=95mm
<b>S27 (Eixos C'' - 9')</b>	6m <sup>3</sup> ; Slump=80mm		
<b>S15 (Eixos B'' - 9')</b>	9m <sup>3</sup> ; Slump=80mm		
<b>S26 (Eixos D - 10)</b>			
<b>S30 (Eixos C''+519,1 - 10)</b>			
<b>S15 (Eixos C' - 10)</b>	9m <sup>3</sup> ; Slump=80mm		
<b>S30 (Eixos B+1067,3 - 10)</b>			
<b>S28 (Eixos B - 10)</b>			