

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CAMPUS I – CAMPINA GRANDE
ÁREA GEOTÉCNICA

**AVALIAÇÃO DA APLICABILIDADE DE POLIESTIRENO EXPANDIDO (EPS) EM
ATERRO SOBRE SOLOS MOLES EM OBRA DE DUPLICAÇÃO DA BR 101, GOIANA-PE**

FABIANO QUEIROZ DE SOUZA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**.

Campina Grande - Paraíba

Maio/2012

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CAMPUS I – CAMPINA GRANDE
ÁREA GEOTÉCNICA

**AVALIAÇÃO DA APLICABILIDADE DE POLIESTIRENO EXPANDIDO (EPS) EM
ATERRO SOBRE SOLOS MOLES EM OBRA DE DUPLICAÇÃO DA BR 101, GOIANA-PE**

FABIANO QUEIROZ DE SOUZA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**.

Campina Grande - Paraíba

Maio/2012

FABIANO QUEIROZ DE SOUZA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**.

Área de concentração – Geotécnica

Prof. DSc. Raimundo Leidimar Bezerra - Orientador

Prof. DSc. John Kennedy Guedes Rodrigues - Co-Orientador

Campina Grande, Maio de 2012

FABIANO QUEIROZ DE SOUZA



S729a Souza, Fabiano Queiroz de
Avaliacao da aplicabilidade de poliestireno expandido (EPS) em aterro sobre solos moles em obra de duplicacao da BR 101, Goiana - PE / Fabiano Queiroz de Souza. - Campina Grande, 2012.
134 f. : il.

Dissertacao (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.

1. Poliestireno Expandido (EPS) 2. Solos Moles 3. Ensaio Vane Test 4. Dissertacao I. Bezerra, Raimundo Leidimar II. Universidade Federal de Campina Grande - Campina Grande (PB) III. Título

CDU 678.746.2(043)

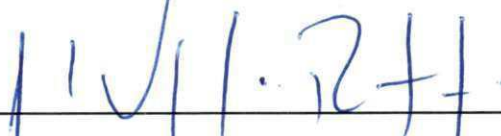
**AVALIAÇÃO DA APLICABILIDADE DE POLIESTIRENO EXPANDIDO (EPS) EM
ATERRO SOBRE SOLOS MOLES EM OBRA DE DUPLICAÇÃO DA BR 101, GOIANA-PE**

Aprovada em : ____ / ____ / ____



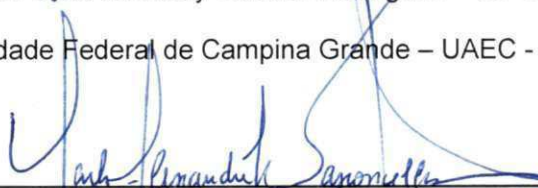
Prof. DSc. Raimundo Leidimar Bezerra – Orientador

Universidade Estadual da Paraíba – DEC - UEPB



Prof. DSc. John Kennedy Guedes Rodrigues – Co-Orientador

Universidade Federal de Campina Grande – UAEC - PPGECA



Prof. DSc. Carlos Alexandre Bastos de Vasconcellos – Examinador Externo

Instituto Militar de Engenharia - IME



Prof. DSc. Erinaldo Hilário Cavalcante – Examinador Externo

Universidade Federal de Sergipe - UFS

Campina Grande – PB

Maio/2012

DEDICATÓRIA

Aos

meus pais e irmão,

por todo amor e carinho.

AGRADECIMENTOS

A Deus por todas as bênçãos que têm proporcionado em minha vida.

Ao professor Raimundo Leidimar Bezerra por toda orientação, apoio, incentivo e paciência no desenvolver deste trabalho.

Ao professor Jonh Kennedy Guedes Rodrigues por todo apoio e incentivo ao mestrado dos militares.

Ao 3º Batalhão de Engenharia de Construção pela oportunidade de realizar este sonho, em especial ao Tenente Coronel André Ferreira de Souza e ao Tenente Coronel Marcelo Souza Lima.

À coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental em especial ao Prof. Dsc. Milton Bezerra das Chagas Filho.

Ao Coronel Magela, por todo apoio e auxílio durante o mestrado.

Aos amigos do Destacamento Goiana que participaram deste trabalho.

Ao Engenheiro Ibysson Santa Cruz pela importante contribuição para este trabalho.

Ao professor Erinaldo Hilário Cavalcante pelas observações de alto nível que permitiram a melhoria deste trabalho.

Ao Major Carlos Alexandre Bastos de Vasconcellos pelo esforço para se fazer presente como examinador externo e pelas notáveis opiniões que enriqueceram este trabalho.

RESUMO

Com o surgimento do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) do Governo Federal, houve um aumento na quantidade de grandes obras de engenharia de infraestrutura (portos, barragens e rodovias). Com o crescimento da malha viária do Brasil, torna-se necessária a intensificação dos estudos sobre alternativas, condições de execução e controle dos projetos rodoviários, principalmente sobre aqueles que atravessam regiões de solos moles. Este trabalho tem por objetivo a avaliação da aplicabilidade de poliestireno expandido (EPS) em aterro sobre solos moles existente na Obra de Adequação da BR 101, Lote 06, localizado na cidade de Goiana – PE, utilizando o banco de dados da instrumentação geotécnica instalada, projeto executivo e resultados de ensaios de "Vane Test" e compressão simples, visando-se desenvolver procedimentos mais eficazes na execução e controle de obras sobre solos moles que utilizam EPS e propor sugestões de melhorias para o projeto vigente. Os resultados indicam a importância da avaliação dos fatores de segurança adotados em projeto bem como o estudo das propriedades mecânicas do EPS no controle e execução das camadas que compõem o aterro. A conjugação do projeto com as propriedades mecânicas adequadas e fatores de segurança rigorosos, juntamente com um minucioso controle de execução no campo, conduz à garantia da adequação estrutural e funcional da obra.

Palavras Chave: Poliestireno expandido (EPS), solos moles, Ensaio *Vane Test*.

A B S T R A C T

With the advent of the Growth Acceleration Program (PAC) of the Federal Government, there was an increase in the amount of great works of engineering infrastructure (ports, highways and dams). With the growth of the mesh road in Brazil, it becomes necessary to intensify studies on alternatives, conditions of implementation and control of road projects, especially those that cross over areas of soft soils. This study aims to evaluate the applicability of expanded polystyrene (EPS) in existing embankment on soft soils in the Work Adjustment BR 101, Lot 06, located in the city of Goiana - PE, using the database of geotechnical instrumentation installed, executive design and results from trials of "Vane Test" and simple compression, aiming to develop more effective procedures on executions and to control works on soft soils using EPS and propose suggestions for improvements to the existing project. The results indicate the importance of evaluating the safety factors adopted in the project as well as to study the mechanical properties of EPS in control and execution of the layers that make up the landfill. The combined project with the mechanical properties and stringent safety factors, along with a detailed execution control field leads to ensure the structural and functional adequacy of the work.

Keywords: Expanded polystyrene, soft soils, trial "Vane Test".

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Pontas de piezômetros (Craig, 2007)	6
Figura 2.2 – Inclínômetro: (a) sonda e tubo guia, (b) método de cálculo, (c) acelerômetro de equilíbrio de forças (Craig, 2007)	7
Figura 2.3 – Placa e haste (Craig, 2007)	8
Figura 2.4 – Equipamento para ensaio de palheta <i>in situ</i> (Ortigão & Collet, 1987).....	11
Figura 2.5 – Classificação da sensibilidade (adaptado de Skempton & Northey, 1952)	14
Figura 2.6 – Classificação da sensibilidade de Rosenqvist (adaptado de Mitchell, 1976).	14
Figura 2.7 – Remoção de argila mole.....	16
Figura 2.8 – Substituição da argila mole por areia.....	16
Figura 2.9 – Esquema de um aterro sobre geodrenos (adaptado de Almeida & Marques, 2010)	17
Figura 2.10 – Equipamento utilizado para cravação de geodrenos.....	17
Figura 2.11 – Esquema geral de um aterro sobre estacas e com reforço de geogrelha (Nascimento, 2009).....	19
Figura 2.12 – Aterro sobre estacas metálicas: (a) equipamentos utilizados, (b) detalhe das estacas metálicas.....	19
Figura 2.13 – Diferentes fases do método úmido: (a) penetração da sonda por vibração e injeção de água, (b) introdução da brita através da abertura superior, (c) compactação da coluna até a superfície (Assunção, 2010)	21
Figura 2.14 – Método úmido ou “wet stone columns” (Candeias, 2008)	21
Figura 2.15 – Diferentes fases do método seco: (a) penetração da sonda por vibração e injeção de ar, (b) introdução da brita através da <i>tremie</i> paralela à sonda, (c) compactação da coluna até a superfície (Assunção, 2010)	22
Figura 2.16 – Método seco por alimentação na ponta (Candeias, 2008).....	22
Figura 2.17 – Correlações obtidas com a massa específica (BASF, 1991)	24
Figura 2.18 – Curva tensão x deformação (Neto, 2008)	26
Figura 2.19 – Tensão x deformação do EPS: (a) para diferentes velocidades, (b) trecho elástico do ensaio (Duskov, 1997)	26
Figura 2.20 – Seção Tipo para execução de aterro com EPS (adaptado de ABRAPEX, 2006)	27
Figura 3.1 – Cronograma dos principais eventos da obra	28
Figura 3.2 – Localização da obra e do trecho experimental: (a) Estado de Pernambuco, (b) localização do trecho experimental relativamente ao Lote 6, (c) detalhe do trecho experimental	30
Figura 3.3 – Colunas de areia confinada com geossintético	36
Figura 3.4 – Processo de execução do <i>Compaction Grouting</i> (Brasfond, 2010)	37
Figura 3.5 – Equipamento utilizado para execução de colunas de solo-cimento.....	38
Figura 3.6 – Solução em EPS executada pelo 3º BEC.....	41

Figura 3.7 – Equipamento para realização do ensaio de “Vane Test” (Manual Solotest, 2012)	42
Figura 3.8 – Ensaio SPT executado no Aterro 3.....	43
Figura 3.9 – Ensaio de palheta executado no Aterro 3	44
Figura 3.10 – Corpos de prova de EPS: (a) transporte, (b) extração	45
Figura 3.11 – Corpos de prova para ensaio de compressão: (a) organização dos grupos, (b) utilização de paquímetro.....	46
Figura 3.12 – Corpo de prova na prensa para realização do ensaio de compressão	46
Figura 3.13 – Interface do Programa <i>Trapezium 2</i>	47
Figura 3.14 – Aterro 3 rompido	48
Figura 3.15 – Perfil de camadas da solução em EPS do Aterro 3.....	48
Figura 3.16 – “Transversinas” do Canal Goiana parcialmente cobertas por água	49
Figura 4.1 – Linha de tendência linear do LL para o ensaio SPT 01.....	52
Figura 4.2 – Linha de tendência polinomial do LL para o ensaio SPT 01	52
Figura 4.3 – Linha de tendência polinomial do LL para o ensaio SPT 04	53
Figura 4.4 – Linha de tendência linear da sensibilidade relativa ao SP 01	54
Figura 4.5 – Linha de tendência linear da sensibilidade relativa ao SP 04	54
Figura 4.6 – Comparativo de custos das soluções para o Aterro 3	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais (NBR 11682, 2009)	34
Tabela 3.2 – Nível de segurança desejado contra perdas de vidas humanas (NBR 11682, 2009).....	34
Tabela 3.3 – Nível de segurança desejado contra danos materiais, ambientais e perda de vidas humanas (NBR 11682, 2009).....	35
Tabela 3.4 – Característica do EPS utilizado (Moretti, 2010).....	40
Tabela 3.5 – Características da geomembrana utilizada (Moretti, 2010).....	40
Tabela 3.6 – Tensão máxima no topo do EPS para o pior caso.....	49
Tabela 3.7 – Tensão máxima no topo do EPS para o melhor caso.....	49
Tabela 3.8 – Tensão máxima no topo do EPS no dia 17 de julho de 2011.....	50
Tabela 3.9 – Empuxo da água no topo do EPS no dia 17 de julho de 2011.....	50
Tabela 4.1 – Resultado final para os ensaios de palheta realizados.....	53
Tabela 4.2 - Resultado final para a sensibilidade do depósito.....	54
Tabela 4.3 - Valores médios para os 24 grupos de corpos de prova ensaiados.....	56
Tabela 4.4 - Fator de segurança quanto à flutuação.....	57
Tabela 4.5 - Vantagens e desvantagens de cada solução (Moretti, 2010).....	58
Tabela 4.6 - Custos estimados das soluções para o Aterro 3.....	60

LISTA DE FLUXOGRAMA

Fluxograma 3.1 – Sequência das atividades desenvolvidas na pesquisa.....	29
--------------------------------------------------------------------------	----

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

EPS – Poliestireno expandido, "isopor".

NBR – Norma Brasileira.

PVC – Policloreto de vinila.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

PAC – Programa de Aceleração do Crescimento.

UFBA – Universidade Federal da Bahia

PB – Estado da Paraíba.

PE – Estado de Pernambuco.

PEAD – Polietileno de alta densidade.

BGS – Brita graduada simples.

SI – Sistema Internacional.

CP – Corpo de prova.

FS – Fator de Segurança.

Su – Resistência ao cisalhamento não drenada.

CFC – Cloro Fluor Carbono.

ASTM – *American Society for Testing and Materials*.

DIN - *Deutsches Institut für Normung* = Instituto Alemão para Normatização.

UFMG – Universidade Federal de Campina Grande.

3º BEC – 3º Batalhão de Engenharia de Construção.

SPT – *Standard Penetration Test* = Sondagem à Percussão

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	2
1.1.1 Geral	2
1.1.2 Específicos	2
1.2 Organização Do Trabalho	2
CAPÍTULO 2	4
2. GENERALIDADES	4
2.1 Investigações Geotécnicas	4
2.2 Instrumentação Geotécnica	5
2.2.1 Piezômetros	5
2.2.2 Inclínômetros	6
2.2.3 Placas de Recalque	8
2.3 Resistência ao Cisalhamento dos Solos	8
2.4 Ensaio de Palheta ou "Vane Test"	10
2.4.1 Procedimento de Ensaio	10
2.5 Sensibilidade das Argilas	13
2.6 Técnicas Construtivas de Aterros sobre Solos Moles	14
2.6.1 Remoção da Camda Mole Total ou Parcial	15
2.6.2 Aterro sobre Drenos Verticais	16
2.6.3 Aterro sobre Elementos de Estacas	18
2.6.4 Colunas de Brita	20
2.6.5 Aterros Leves	22
2.7 O Material EPS	23
2.7.1 O Material EPS sob Compressão Simples	25
2.8 Metodologia Executiva do Aterro com EPS	27
CAPÍTULO 3	27
3. MATERIAIS E MÉTODOS	28
3.1 Materiais	30
3.1.1 Seleção do Trecho Experimental	30
3.2 Inventário	31
3.2.1 Instrumentação Geotécnica Instalada	31
3.2.2 Soluções Consideradas para Mudança de Projeto	33
3.2.3 Características Geométricas do Projeto Executivo Inicial	34
3.2.4 Fatores de Segurança para Análise de Estabilidade e Sobrecargas	34
3.2.5 Fatores Condicionantes das Soluções	35
3.2.6 Colunas de Brita	36

3.2.7	Colunas de Areia Confinadas com Geossintético.....	36
3.2.8	Compaction Grouting	37
3.2.9	Colunas de Solo-cimento.....	37
3.2.10	Execução de Aterro com Material Leve.....	38
3.2.11	Características do Projeto Executivo Adotado.....	38
3.2.11.1	Características Geotécnicas do Local.....	38
3.2.11.2	Características da Solução Adotada.....	39
3.3	Caracterização do Depósito.....	41
3.3.1	Equipamentos Utilizados	41
3.3.2	Metodologia Utilizada	42
3.4	Avaliação Estrutural.....	44
3.4.1	Equipamentos Utilizados	44
3.4.2	Metodologia Utilizada	44
3.5	Avaliação Funcional.....	47
3.5.1	Metodologia Utilizada	47
CAPÍTULO 4.....		51
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
4.1	Caracterização do Depósito.....	51
4.1.1	Resultados SPT.....	55
4.1.2	Resultados dos Ensaios de Palheta	53
4.2	Avaliação Estrutural	55
4.2.1	Resultados	55
4.3	Avaliação Funcional	57
4.4	Avaliação de Viabilidade Financeira	58
CAPÍTULO 5.....		63
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS POSTERIORES	63
5.1	Conclusões.....	63
5.1.1	Quanto à Viabilidade Financeira	63
5.1.2	Quanto à Avaliação Estrutural.....	63
5.1.3	Quanto à Avaliação Funcional.....	63
5.1.4	Quanto à Caracterização do Depósito.....	64
5.2	Sugestões para Futuras Pesquisas	64
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	65
APÊNDICES.....		71

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

O Governo Federal realizou, nos últimos 10 anos, consideráveis investimentos no setor de infraestrutura de transportes, o qual é de grande importância para o desenvolvimento do Brasil. A malha viária de uma região se torna um fator de grande valor para o crescimento de setores ligados ao comércio, indústria e turismo.

No Brasil, tem-se o modal rodoviário como principal meio de transporte. É um modal que se caracteriza pela simplicidade de funcionamento em relação aos outros existentes (aéreos, ferroviários, hidroviários-marítimos e dutoviários). Apesar da intensificação dos investimentos no setor, o Brasil se apresenta defasado comparativamente ao crescimento dos países mais desenvolvidos.

Com o surgimento do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) houve um aumento na quantidade de grandes obras de engenharia (portos, barragens e rodovias). Com o crescimento da malha viária do Brasil, torna-se necessária a intensificação dos estudos sobre alternativas, condições de execução e controle dos projetos rodoviários, principalmente sobre aqueles que envolvem construção sobre solos moles.

Dentro deste contexto de evolução da malha viária brasileira, tornam-se uma constante as exigências de estudos mais completos e detalhados sobre as condições de execução e projeto, principalmente em aterros sobre solos moles. A engenharia atual viabiliza soluções técnicas que anteriormente não eram possíveis. Em alguns casos, devido à desapropriação por necessidade pública, é de maior rapidez e viabilidade técnica-econômica que o pavimento atravesse regiões nas quais as fundações precisam de cuidados e tratamentos especiais pois o processo de desapropriação pode demorar vários anos. Neste trabalho será possível avaliar a importância do tema desenvolvido com relação à qualidade dos insumos utilizados nas soluções especiais e escolha de parâmetros de projeto, os quais permitem confiabilidade para execução e aumento da vida útil da solução técnica adotada.

Neste trabalho, abordaram-se diversas formas de avaliação da solução técnica adotada para o aterro sobre solos moles da BR 101, localizado nas proximidades da cidade de Goiana - PE, levando-se em consideração os parâmetros de resistência da argila mole e as propriedades

mecânicas do EPS (Poliestireno Expandido) com sugestões do projeto vigente avaliado quanto à flutuação do EPS.

1.1 Objetivos

1.1.1 Geral

Este trabalho tem por objetivo avaliar a aplicabilidade de poliestireno expandido (EPS) em aterro sobre solos moles na Obra de Adequação da BR 101, Lote 6, localizado na Cidade de Goiânia-PE, com o auxílio do banco de dados obtido da instrumentação geotécnica instalada, cálculos do fator segurança quando à flutuação e resultados de ensaios de compressão simples e "Vane Test", visando-se desenvolver procedimentos mais eficazes na execução e controle de obras sobre solos moles que utilizam EPS e propor sugestões de melhorias para o projeto vigente.

1.1.2 Específicos

1. Estudar as propriedades mecânicas do material que compõe a solução de execução do Aterro 3.
2. Avaliar a viabilidade financeira das soluções técnicas consideradas para escolha do projeto executivo do Aterro 3.
3. Analisar o comportamento da solução em EPS, a partir de variações de cota de máxima enchente não previstas em projeto.
4. Caracterizar o depósito de argila mole a partir da realização de ensaios de resistência ao cisalhamento não drenada e SPT.
5. Sugerir possíveis mudanças de projeto, baseadas nas análises técnicas realizadas.

1.2 Organização do Trabalho

O texto desta dissertação encontra-se em um volume distribuído da seguinte forma:

[Capítulo 1] Introdução, Objetivos e Organização da Dissertação – É descrita uma visão geral do trabalho, apresentado os objetivos a serem alcançados e a forma como foi organizada a dissertação.

[Capítulo 2] Fundamentação Teórica – são descritos e discutidos assuntos relacionados à mecânica dos solos, instrumentação geotécnica e alternativas de soluções para aterros sobre solos moles, dando ênfase a aterros leves.

[Capítulo 3] Materiais e Métodos – são apresentados os procedimentos experimentais e materiais utilizados na pesquisa inerentes à metodologia científica do trabalho.

[Capítulo 4] Análise dos Resultados e Discussões – são apresentados e discutidos os resultados obtidos durante a fase experimental, com base na fundamentação teórica existente.

[Capítulo 5] Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas – apresenta as conclusões gerais da dissertação e as sugestões para continuidade incluindo as referências bibliográficas nas quais são listadas todas as fontes consultadas para esta dissertação.

[Apêndices] São apresentados os complementos dos resultados obtidos durante a fase experimental.

CAPÍTULO 2

2. GENERALIDADES

Grandes obras de engenharia (portos, barragens, rodovias sobre solos moles, etc.) necessitam de uma grande quantidade de ensaios e instrumentações tanto na etapa do projeto bem como no processo de monitoramento da operação da obra (Carvalho, 2005).

No caso de rodovias sobre solos moles, o monitoramento de recalques, poropressões e deslocamentos laterais, através da instalação de um sistema de instrumentação, desempenha um papel fundamental na avaliação do comportamento destas estruturas, tanto durante o período de construção quanto no período de operação, e pressupõe o conhecimento do subsolo e suas propriedades que podem ser obtidos através de ensaios *in situ* (Schnaid, 2000). O primeiro passo para uma investigação adequada do subsolo é a definição de um programa que irá definir as etapas da investigação e os objetivos a serem alcançados (Velloso, 2010).

2.1 Investigações Geotécnicas

De acordo com Coutinho (2008), um efetivo e eficiente projeto geotécnico e a construção associada requerem adequado conhecimento do subsolo da área. Um programa de caracterização geotécnica ou um programa de investigação geotécnica objetiva determinar as condições geológicas, geotécnicas, hidráulicas e outras informações relevantes a um determinado projeto de engenharia. O programa de investigação geotécnica é função das características e extensão do projeto e dos riscos associados.

Uma Investigação insuficiente, interpretação inadequada dos resultados e falha em descrever as informações obtidas de forma clara e objetiva tem contribuído para diversos problemas de projeto e construção (Coutinho, 2008).

Segundo Coutinho (2008), existem várias técnicas disponíveis para se atingir os objetivos de uma investigação de subsolo e nestas estão incluídos os ensaios de campo e de laboratório dos materiais. Ensaios de laboratório incluem aqueles que testam os elementos (corpos de prova) dos materiais, tais como ensaios triaxiais, e aqueles que testam modelos protótipos, tais como ensaios de centrífuga. Ensaios de campo incluem sondagem, amostragem, ensaios *in situ*, ensaios em verdadeira grandeza e ensaios geofísicos. Uma investigação de subsolo ideal deve incluir a

combinação destes ensaios para classificar o subsolo, determinar as condições geológico – geotécnicas, os parâmetros geotécnicos e o comportamento dos materiais para serem utilizados de forma apropriada no projeto geotécnico integrado com o estrutural.

Mais detalhes relativos ao assunto de investigações geotécnicas podem ser consultados em Viana da Fonseca & Coutinho (2008), Powell (2005), Schnaid (2005, 2008), Gomes Correia *et al.* (2004), Clayton *et al.* (1995), Becker (2001).

2.2 Instrumentação Geotécnica

Segundo Nascimento (2009), seja qual for a técnica escolhida, é fundamental realizar instrumentação para avaliar o desempenho da técnica. Os objetivos de um programa de instrumentação de aterros sobre solos moles são acompanhar movimentações verticais e horizontais, monitorar amplitude e velocidade de dissipação das poropressões e monitorar a estabilidade dos aterros.

A instrumentação a ser empregada em cada caso varia com a importância e a complexidade do problema, podendo ser empregados piezômetros, placas de recalque, extensômetros, inclinômetros e referências de nível. Deve existir acompanhamento de equipe especializada na instalação e leitura dos resultados da instrumentação, que devem ser analisados por profissional experiente, que verificará se há variação entre o comportamento previsto e ocorrido (Nascimento, 2009).

O plano de monitoramento deve estabelecer claramente a localização dos instrumentos e os procedimentos de instalação, bem como os parâmetros de alerta. Sempre que possível, deve-se prever redundância para as leituras. Desta forma, é possível comparar os valores lidos e não há perda de informação em caso de falha de um dos instrumentos (Nascimento, 2009).

Os requisitos mais importantes de um instrumento geotécnico são a confiabilidade e a sensibilidade. Em geral, quanto maior a simplicidade de um instrumento, maior é a probabilidade de ele ser confiável. Por outro lado, o instrumento mais simples pode não ser sensível o suficiente para assegurar que as medições serão obtidas com o grau de precisão exigido, e é preciso chegar a um termo comum entre sensibilidade e confiabilidade. Os instrumentos podem ser baseados em princípios óticos, mecânicos, hidráulicos, pneumáticos e elétricos: esses princípios estão listados em ordem decrescente de simplicidade e confiabilidade. Deve-se ter em mente, entretanto, que a confiabilidade de instrumentos modernos de todos os tipos é de um alto padrão (Craig, 2007).

2.2.1 Piezômetros

Os valores previstos para a pressão neutra podem ser verificados por medições *in situ*. As pressões neutras *in situ* podem ser usadas, por exemplo, para verificar a estabilidade de taludes, tanto durante como depois da construção, pelo monitoramento da dissipação do excesso de pressão neutra. A pressão é medida por meio de piezômetros colocados no terreno (Craig, 2007).

Um piezômetro consiste em um elemento, cheio de água sem ar incorporado, que possui uma ponta porosa que fornece continuidade entre a água dos poros no solo e a água dentro do elemento. O elemento é conectado a um sistema de medição de pressões (Craig, 2007).

A Figura 2.1 ilustra três tipos de piezômetros para uso com um sistema hidráulico fechado. Os piezômetros consistem em um corpo de latão ou plástico no qual é presa uma ponta porosa de cerâmica, bronze ou pedra. Dois tubos ligam o dispositivo ao instrumento de medição, que pode ser um medidor Bourdon, um manômetro de mercúrio ou um transdutor. O uso de um transdutor permite que os resultados sejam gravados automaticamente. Os tubos sendo de náilon revestido com polietileno, o náilon impermeável ao ar e o polietileno, à água. Os dois tubos permitem que o sistema seja mantido livre de ar pela circulação periódica de água sem ar incorporado (Craig, 2007).

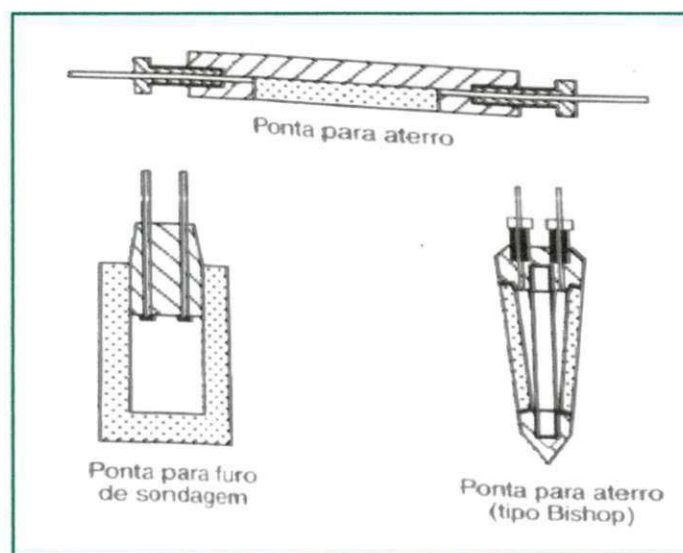


Figura 2.1 – Pontas de piezômetros (Craig, 2007).

2.2.2 Inclínômetros

Conforme Craig (2007) os movimentos horizontais a maiores profundidades dentro de uma massa de solo podem ser determinados por meio do inclinômetro, ilustrado na Figura 2.2 (a). O instrumento funciona dentro de um tubo vertical (ou aproximadamente vertical) que é cimentado em um furo de sondagem ou inserido em um aterro, permitindo que seja determinado o perfil de deslocamento ao longo do comprimento do tubo.

O tubo tem quatro entalhes internos espaçados em ângulos de 90° . A sonda do inclinômetro (conhecida como torpedo) consiste em um estojo de aço inoxidável que recebe um acelerômetro de equilíbrio de forças. O estojo é ajustado com dois discos com molas, diametralmente opostos, em cada extremidade, permitindo que a sonda se desloque ao longo do tubo de acesso, com os discos encaixados em um par de entalhes e com o acelerômetro sendo afetado pela inclinação do tubo no plano dos entalhes (Craig, 2007).

O princípio do acelerômetro de força é mostrado na Figura 2.2 (c). O dispositivo consiste em uma massa suspensa entre dois eletromagnetos – uma bobina detectora e uma bobina restauradora. Um movimento lateral da massa causa uma corrente na bobina detectora. A corrente é conduzida por meio de um servoamplificador à bobina restauradora que transmite à massa uma força eletromotriz igual e oposta ao componente da força gravitacional que causou o movimento inicial. Desta forma as forças são equilibradas, e, na realidade, a massa não se move (Craig, 2007).

A voltagem através do resistor no circuito de restauração é proporcional à força restauradora e, por conseguinte, ao ângulo de inclinação da sonda. Essa voltagem é medida e o voltímetro pode ser calibrado para fornecer tanto o deslocamento angular como horizontal. A posição vertical da sonda é obtida a partir das marcações graduadas no cabo preso ao dispositivo. O uso do outro par de entalhes permite que sejam determinados os movimentos na direção ortogonal. As leituras são feitas em intervalos (δ) ao longo do alojamento e o movimento horizontal é calculado da maneira mostrada na Figura 2.2 (b). Dependendo do equipamento de leitura, os movimentos podem ser determinados com precisão de 0,1 mm (Craig, 2007).

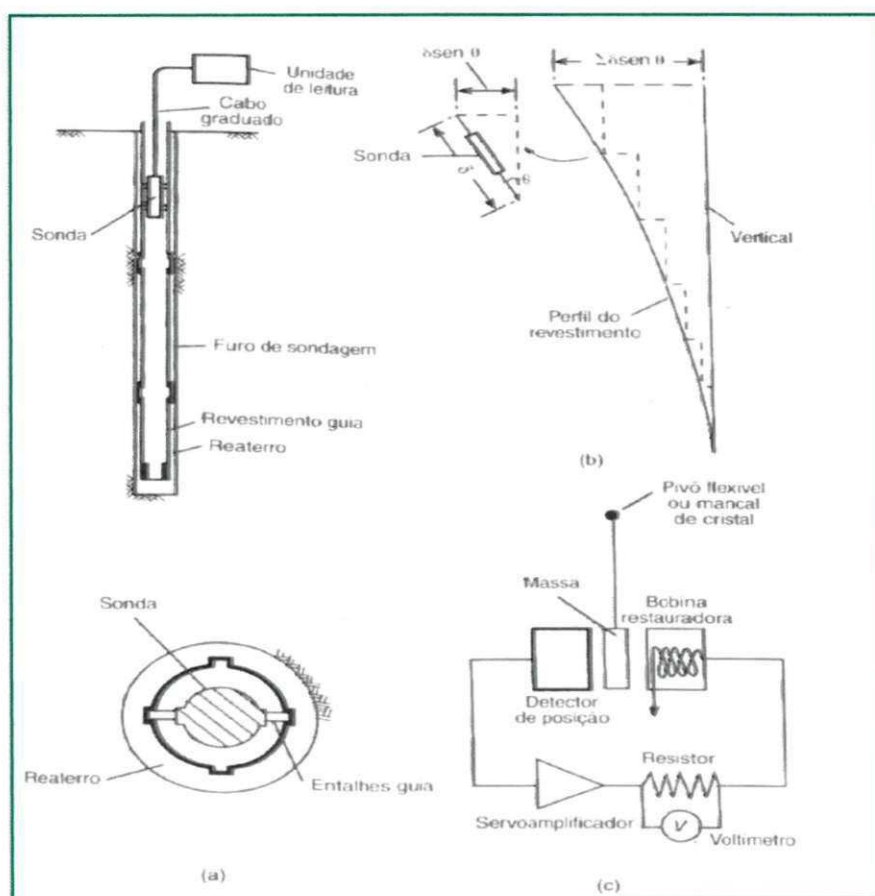


Figura 2.2 – Inclinômetro: (a) sonda e tubo guia, (b) método de cálculo, (c) acelerômetro de equilíbrio de forças (Craig, 2007).

2.2.3 Placas de Recalque

A técnica mais simples para medir o recalque ou o levantamento de uma superfície é o nivelamento preciso. Deve-se estabelecer um marco estável como referência e em alguns casos pode ser necessário fixar uma haste de referência, separado do solo circunvizinho por uma luva, em rocha ou em um estrato firme profundo (Craig, 2007).

Para medir o recalque devido à colocação de um aterro, assenta-se uma placa horizontal, à qual é fixada uma haste ou tubo vertical, na superfície do terreno antes de o aterro ser colocado, conforme mostra a Figura 2.3. O nível do topo da haste então é determinado.

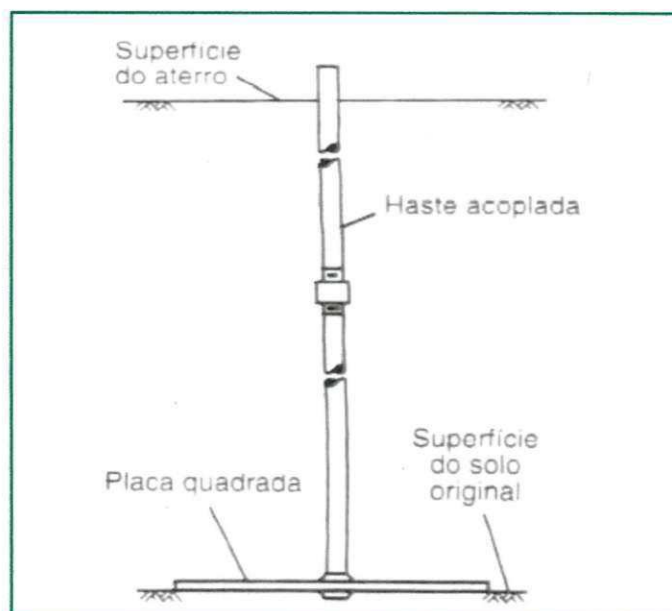


Figura 2.3 – Placa e haste (Craig, 2007).

2.3 Resistência ao Cisalhamento dos Solos

De acordo com Das (2007), a resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área unitária que a massa de solo pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano no seu interior. Deve-se entender a natureza da resistência ao cisalhamento para se analisar os problemas de estabilidade do solo, tais como capacidade de carga, estabilidade de taludes e pressão lateral em estruturas de contenção de terra.

A propriedade dos solos em suportar dos solos em suportar cargas e conservar sua estabilidade, depende da resistência ao cisalhamento do solo; toda massa de solo se rompe quando esta resistência é excedida (Caputo, 1981).

Vários materiais empregados na construção civil resistem bem à tensões de compressão, porém têm uma capacidade bastante limitada de suportar tensões de tração e de cisalhamento.

Assim ocorre com o concreto e também com os solos em geral. No caso dos solos, devido à natureza ficcional destes materiais, pode-se mostrar que a ruptura dos mesmos se dá preferencialmente por cisalhamento, em planos onde a razão entre a tensão cisalhante e a tensão normal atinge um valor crítico. Estes planos são denominados planos de ruptura e ocorrem em inclinações as quais são função dos parâmetros de resistência do solo (Machado & Machado, 2007).

De acordo com Craig (2007) os parâmetros de resistência de um determinado solo podem ser determinados por intermédio de ensaios de laboratório em corpos de prova retirados de amostras representativas do solo *in situ*. São exigidos grandes cuidados e muita ponderação na operação de amostragem, no armazenamento e manipulação das amostras antes do ensaio, especialmente no caso de amostras indeformadas em que o objetivo é preservar a estrutura *in situ* e o teor de umidade do solo. No caso das argilas, os corpos de prova dos ensaios podem ser obtidos de tubos amostradores ou de amostras em blocos, e normalmente estas últimas estão sujeitas a menores perturbações.

Existem vários métodos de laboratório disponíveis atualmente para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. São eles (Das 2010):

- ensaio de cisalhamento direto;
- ensaio triaxial;
- ensaio de cisalhamento simples;
- ensaio triaxial de deformação plana;
- ensaio de cisalhamento anular ou *ring shear*.

Além dos ensaios de laboratórios existem os de campo os quais buscam exprimir as características reais de resistência das camadas. Dentre os ensaios *in situ* realizados no Brasil se

destacam:

- ensaio de palheta ou "Vane Test";
- ensaio de penetração estática de cone (CPT);
- ensaio pressiométrico.

2.4 Ensaio de Palheta ou “Vane Test”

Segundo Pinto (1992), o projeto de aterro sobre argilas moles ainda é feito com mais frequência por métodos de cálculo com tensões totais do que com tensões efetivas. Para o projeto, um só parâmetro é necessário: a resistência não drenada. Embora facilmente definível, a fixação deste parâmetro para projeto é uma tarefa extremamente difícil. A escolha do ensaio a ser feito para a sua definição, a adoção ou não de fatores de correção do seu valor, o confronto entre informações aparentemente conflitantes, entre outros, são questões que se apresentam ao projetista, em cada caso.

Segundo Schnaid (2000) o ensaio de palheta (“Vane Test”) é tradicionalmente empregado na determinação da resistência ao cisalhamento não drenada, S_u , de depósitos de argilas moles. Este ensaio, sendo passível de interpretação analítica, assumindo a hipótese de superfície de ruptura cilíndrica, serve de referência a outras técnicas e metodologias, cuja interpretação requer a adoção de correlações semi-empíricas.

O ensaio de palheta foi desenvolvido na Suécia, em 1919, por John Olsson (Flodin & Broms, 1981). Ao término da década de 1940 foi aperfeiçoado (Carlsson, 1948; Skempton, 1948; Cadling & Odenstad, 1948), assumindo a forma empregada até hoje (Walker, 1983; Chandler, 1988). Em 1987 a ASTM realizou conferência específica sobre o tema, que pode servir de referência internacional (ASTM STP 1014). No Brasil o ensaio foi introduzido em 1949 pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT) e Geotécnica S.A. (RJ); os primeiros estudos sistemáticos sobre o assunto datam das décadas de 1970 e 1980 (Costa Filho e outros, 1977; Ortigão & Collet, 1987; Ortigão, 1988). Em outubro de 1989, o ensaio foi normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT): MB 3.122 – Ensaio de Palheta *in situ*, e registrada no INMETRO como NBR 10.905 (Schnaid, 2000).

2.4.1 Procedimento de Ensaio

Segundo Machado & Machado (2007), o equipamento para realização do ensaio é constituído de uma palheta de aço formada por quatro aletas finas retangulares, hastes, tubos de revestimentos, mesa, dispositivo de aplicação do momento torçor e acessórios para medida do momento e das deformações.

O diâmetro e a altura da palheta devem manter uma relação constante 1:2, sendo os diâmetros mais usuais de 55, 65 e 88 mm. A medida do momento é feita através de anéis dinamométricos e vários tipos de instrumentos com molas, capazes de registrar o momento máximo aplicado (Machado e Machado, 2007). A Figura 2.4 mostra o esquema do equipamento que realiza o ensaio.

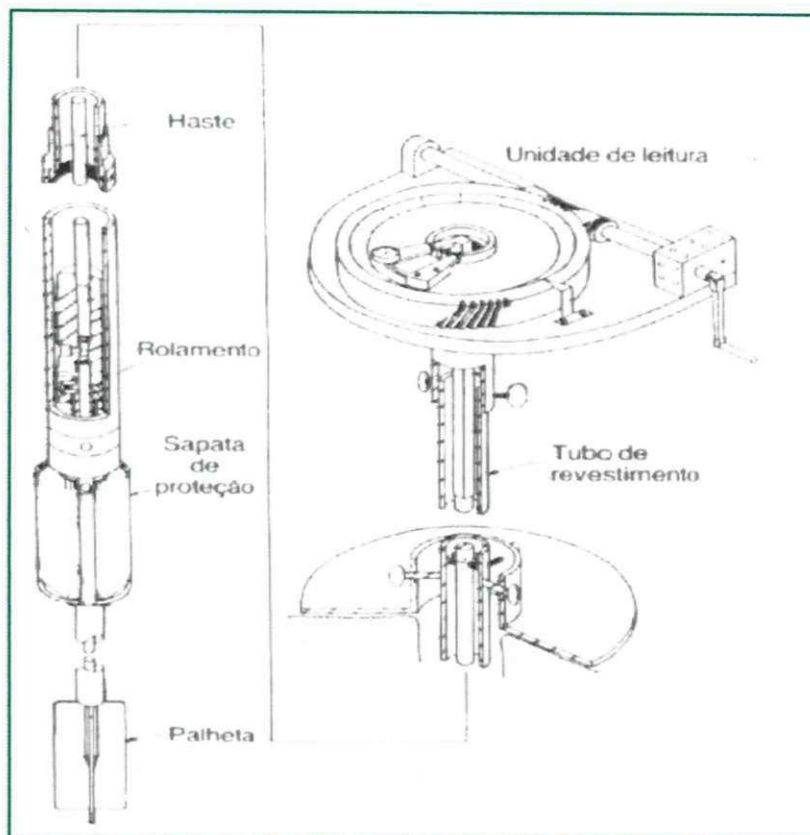


Figura 2.4 – Equipamento para ensaio de palheta *in situ* (Ortigão & Collet, 1987).

O ensaio consiste em cravar a palheta e em medir o torque necessário para cisalhar o solo, segundo uma superfície cilíndrica de ruptura que se desenvolve no entorno da palheta quando se aplica ao aparelho um movimento de rotação. A instalação da palheta na cota de ensaio pode ser feita ou por cravação estática ou utilizando furos abertos a trado e/ou por circulação de água. No caso de cravação estática, é necessário que não haja camadas resistentes sobrejacentes à argila a ser ensaiada e que a palheta seja munida de uma sapata de proteção durante a cravação (Machado & machado, 2007).

De acordo com Machado & Machado (2007) tanto o processo de cravação da sapata, quanto o de perfuração devem ser paralisados a 50 cm acima da cota de ensaio, a fim de evitar o amolgamento do terreno a ser ensaiado. A partir daí, desce apenas a palheta de realização do ensaio. Com a palheta na posição desejada, deve-se girar a manivela a uma velocidade constante de 6°/min, fazendo-se as leituras da deformação no anel dinamométrico de meio em meio minuto, até atingir o momento máximo. Em seguida, deve-se soltar a mesa e girar a manivela, rapidamente, com um mínimo de 10 rotações a fim de amolgar a argila e, em seguida, é feito novo ensaio para medir a resistência amolgada da argila e, com isto, determinar a sensibilidade da argila (relação entre a resistência da argila indeformada e a resistência da argila amolgada).

Segundo Schnaid (2000), conhecidas as características e procedimentos gerais do ensaio, dois tipos básico de equipamentos podem ser empregados:

i. Equipamento tipo A: São ensaios sem perfuração prévia. Os ensaios realizados com este tipo de equipamento apresentam resultados de melhor qualidade. São utilizados em solos com baixa consistência, onde é possível uma cravação estática a partir do nível do terreno. Durante a cravação, com auxílio de um macaco ou tripé de sondagem, a palheta é protegida por uma sapata e o tubo de proteção é mantido centralizado para redução de atritos mecânicos. Durante o ensaio propriamente dito (aplicação do torque na palheta), o tubo de proteção da haste é mantido estacionário. Em relação à profundidade onde a sapata de proteção é estacionada, a palheta deve ser cravada no mínimo 0,5 m à frente no interior do solo, sem sofrer rotação, quando, então, são realizadas as medições.

ii. Equipamento tipo B: São ensaios no interior de uma perfuração prévia. Ensaios realizados com este tipo de equipamento são suscetíveis de erros devido a atritos mecânicos e translação da palheta. Todo o esforço deve ser feito para minimizá-los. Neste sentido, a Norma Brasileira (MB 3.122) apresenta as seguintes recomendações transcritas a seguir:

- São utilizados espaçadores com rolamentos em intervalos não superiores a 3 metros ao longo das hastes de extensão. O conjunto das hastes se apoia em um dispositivo com rolamentos instalados na extremidade inferior das hastes que, por sua vez, está conectado ao tubo de proteção da haste fina. Este dispositivo permite que a rotação das hastes não seja transmitida ao tubo de proteção da haste fina, que permanece estacionário durante o ensaio. Com isso, os atritos mecânicos, desalinhamento das hastes e translação da palheta são evitados ou reduzidos a valores desprezíveis.

- Todos os rolamentos devem ser bem lubrificados e vedados para evitar o ingresso de solo.

A perfuração é feita previamente, com diâmetro de 75 mm, e preferencialmente revestida para evitar desmoronamento. O conjunto palheta – espaçadores – hastes é introduzido até o fundo do furo, onde é imediatamente cravada a palheta no interior do solo, sem rodá-la, num comprimento superior a 0,5 m (não inferior a quatro vezes o diâmetro do furo), quando então são realizadas as medições.

Segundo Machado e Machado (2007), para o cálculo da resistência não drenada da argila deve-se adotar as seguintes hipóteses:

- drenagem impedida: ensaio rápido;
- ausência de amolgamento do solo, em virtude do processo de cravação da palheta;
- coincidência de superfície de ruptura com a geratriz do cilindro formado pela rotação da palheta;

- uniformidade da distribuição de tensões ao longo de toda a superfície de ruptura,

quando o torque atingir o seu valor máximo;

- solo isotrópico.

A expressão da resistência não drenada é dada por:

$$C_u = \left(\frac{6}{7} \right) \left(\frac{T}{\pi D^3} \right)$$

onde,

C_u = Resistência não drenada;

T = Torque máximo aplicado à palheta;

D = Diâmetro do cilindro de ruptura.

Diversos fatores podem afetar os resultados obtidos com o "Vane Test", dentre eles destacam-se a velocidade de rotação diferente da estipulada, não homogeneidade da camada de argila, as hipóteses de superfície cilíndrica de ruptura e distribuição de tensões uniforme se afastando das condições reais. Na realidade, a superfície de ruptura obtida em um ensaio de palheta não é cilíndrica, pois se acredita que as zonas próximas à palheta podem estar sujeitas a tensões mais altas, com concentração nas extremidades das aletas, provocando, portanto, uma ruptura progressiva. A presença de pedregulhos, conchas ou areias, podem afetar fortemente os resultados, acarretando valores mais elevados da resistência ou danificando a palheta (Machado e Machado, 2007).

2.5 Sensibilidade das Argilas

De acordo com Bertuol (2009), via de regra, nas engenharias, é necessário conhecer a máxima resistência que um material pode oferecer, a fim de balizar os parâmetros de um projeto. Contudo, na engenharia geotécnica, além da máxima resistência ao cisalhamento não drenada (denominada resistência de pico) que o solo argiloso indeformado oferece antes de sua desestruturação, é indispensável a observação do comportamento do mesmo solo quando amolgado (resistência amolgada). Skempton & Northey (1952) e Mitchell (1976) comentam que, exceto em alguns casos, solos naturais perdem parte da sua resistência ao cisalhamento quando amolgados e são tanto mais sensíveis quando maior a queda de resistência após a desestruturação.

Sendo assim, é possível definir matematicamente a sensibilidade como o quociente entre a resistência ao cisalhamento não drenada indeformada e a resistência amolgada.

Para classificação de uma argila quanto à sua sensibilidade, existem na literatura dois critérios clássicos apresentados: o primeiro critério foi proposto por Skempton & Northey (1952) e o segundo, por Rosenqvist (1953), citado também por Mitchell (1976). Estes critérios são mostrados nas Figuras 2.5 e 2.6:

Sensibilidade	Classificação
1	argilas insensíveis
1 a 2	argilas de baixa sensibilidade
2 a 4	argila de média sensibilidade
4 a 8	argila sensível
maior que 8	argila extrasensível
maior que 16	quick-clays

Figura 2.5 – Classificação da sensibilidade (adaptado de Skempton & Northey, 1952).

Sensibilidade	Classificação
1	argilas insensíveis
1 a 2	argilas levemente sensível
2 a 4	argila de medianamente sensível
4 a 8	argila muito sensível
8 a 16	levemente quick clay
16 a 32	medianamente quick clay
32 a 64	muito quick clay
maior que 64	extra quick clay

Figura 2.6 – Classificação da sensibilidade de Rosenqvist (adaptado de Mitchell, 1976).

Neste trabalho os dados obtidos experimentalmente serão tratados conforme a classificação proposta por Skempton & Northey (1952).

2.6 Técnicas Construtivas de Aterros sobre Solos Moles

De acordo com Meneses (2004), a construção de aterros sobre solos moles tanto para obras rodoviárias e ferroviárias quanto para barragens de terra, demanda cuidados especiais. Várias são as opções possíveis de serem adotadas. A primeira seria a remoção da camada mole e a sua substituição com material de empréstimo. Essa opção deve ser considerada quando a espessura for relativamente pequena, as distâncias de transporte não forem proibitivas e a operacionalidade estiver garantida.

Não sendo possível se adotar esse procedimento, o aterro há que ser construído sobre a camada mole. A construção pode ser feita em uma única etapa ou em várias, com seção trapezoidal simples ou bermas laterais, conforme se necessite de um fator de segurança maior.

Muito utilizadas são as técnicas para construção de aterros sobre depósitos de argilas moles. Dentre eles destacam-se os seguintes: Substituição da camada mole total ou parcial, aterros sobre drenos verticais, aterros sobre estacas, colunas de brita e aterros leves.

2.6.1 Remoção da Camada Mole Total ou Parcial

De acordo com Almeida & Marques (2010), a substituição de solos moles consiste na retirada total ou parcial desses solos por meio de dragas ou escavadeiras e na imediata colocação de aterro em substituição ao solo mole até a altura referida em projeto.

Esta técnica é frequentemente empregada quando existem baixas espessuras de solos moles, sejam eles turfosos ou não. Turfa é a denominação da argila orgânica com altíssimo teor de umidade (pode chegar a 1000%) e alto teor de matéria orgânica. Como regra geral, os solos moles possuem, além da elevada compressibilidade, baixa resistência ao cisalhamento, o que faz com que as escavações tenham de ser realizadas em taludes bastante suaves, aumentando muito o volume do solo a ser escavado. Assim, a técnica somente será viável para baixas espessuras de solo mole, sendo comum o limite de 3 ou 4 metros (Sandroni, 2006).

Inicialmente é executado um aterro para a conquista do terreno, apenas para permitir a entrada dos equipamentos, e logo após a draga começa a escavação do solo mole, seguido do preenchimento da cava com material de aterro.

Em função da baixa capacidade de suporte dessas camadas superficiais, essas etapas têm de ser executadas com muito cuidado e os equipamentos devem ser leves.

Segundo Nascimento (2009), em áreas urbanas, sua utilização é frequentemente problemática, pois os taludes de baixa inclinação requerem que se avance muito sobre os terrenos vizinhos, podendo causar problemas com os proprietários dos mesmos. Os grandes volumes de terraplenagem acima citados elevam sobremaneira os custos de empréstimo de aterro, já que este material é sempre mais oneroso nas áreas urbanas do que nas rurais. Além disso, existem as questões ambientais envolvidas na obtenção de jazidas de empréstimo para o material de aterro e locais de bota-fora para a argila mole.

Em aterros de estradas, é uma técnica viável desde que as espessuras de material mole sejam compatíveis com os limites anteriormente mencionados. Em locais onde a resistência da argila aumenta com a profundidade, pode-se promover a remoção parcial do solo, sendo retiradas as camadas superiores e mantidas as inferiores, sobre as quais é executado o aterro com material de melhor qualidade (Nascimento, 2009).

A Figura 2.7 mostra a técnica de remoção da camada mole.



Figura 2.7 – Remoção de argila mole.

A Figura 2.8 mostra o solo mole sendo substituído por areia.



Figura 2.8 – Substituição da argila mole por areia.

2.6.2 Aterro sobre Drenos Verticais

Os primeiros drenos verticais utilizados eram de areia, os quais foram substituídos pelos drenos verticais pré-fabricados, também denominados geodrenos e drenos fibroquímicos (Almeida & Marques, 2010).

Os geodrenos consistem em um núcleo plástico com ranhuras em forma de canaleta, envolto em um filtro de geossintético não tecido de baixa gramatura, conforme Figura 2.9:

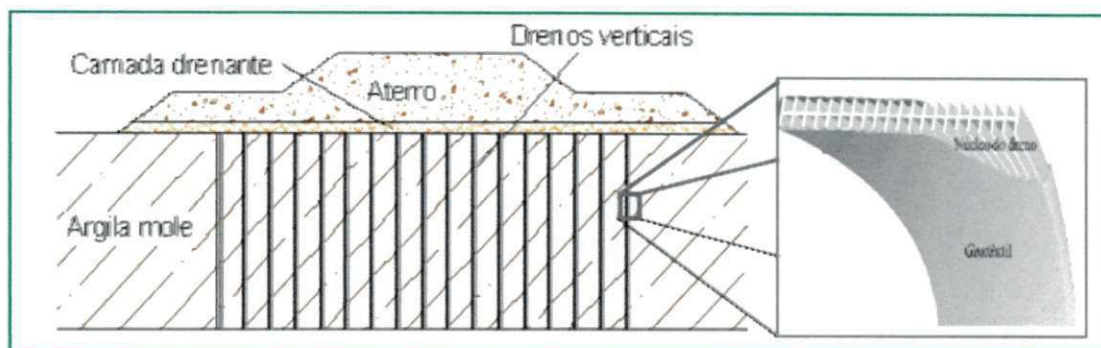


Figura 2.9 – Esquema de um aterro sobre geodrenos (adaptado de Almeida & Marques, 2010).

A resistência mecânica dos geodrenos é elevada, fato que assegura sua integridade durante as operações de instalação, resistindo às solicitações provenientes da cravação, e suportando os esforços oriundos da deformação horizontal e vertical da massa de solo de fundação em adensamento (Oliveira & Almeida, 2004).

Nos aterros construídos sobre geodrenos, executa-se inicialmente a camada drenante, que tem também a função de aterro de conquista, seguida da cravação dos drenos e execução do corpo de aterro. A instalação dos geodrenos é realizada por meio de equipamentos de cravação que apresentam grande produtividade (cerca de 2 km por dia) – quando comparadas às operações necessárias à instalação de drenos de areia, com reflexos econômicos importantes (Almeida & Marques, 2010). A Figura 2.10 mostra o equipamento que realizou o serviço de cravação de geodrenos.



Figura 2.10 – Equipamento utilizado para cravação de geodrenos.

É importante que a cravação dos drenos seja hidráulica, e não por impacto ou vibração, pois ambas levariam ao amolgamento excessivo do solo ao redor do dreno e, quanto maior o volume de solo amolgado, menor a eficiência do sistema de drenos, uma vez que o amolgamento diminui a permeabilidade do solo (Nascimento, 2009).

Semelhante preocupação deve haver com a escolha do mandril a ser utilizado na cravação do dreno, pois quanto maior a seção da peça utilizada, maior o amolgamento do solo. Para espessuras de solo muito mole até cerca de 15 m, é possível a instalação dos drenos com mandril liso, com área externa da ordem de 70 cm^2 (6 cm x 12 cm). No entanto, se a camada de argila muito mole contiver passagens compactas de areia ou conchas, ou se sua espessura for muito grande (maior que cerca de 15 m) poderá ser necessário utilizar mandril com reforço externo, tendo-se que conviver com uma maior área de amolgamento em torno dos drenos pré-fabricados (Sandroni, 2006).

2.6.3 Aterro sobre Elementos de Estacas

Aterro sobre elementos de estacas ou estruturado é a denominação genérica dada ao aterro suportado por estacas. Os aterros denominados estruturados são aqueles em que parte ou a totalidade do carregamento devido ao aterro é transmitida para o solo de fundação mais competente, subjacente ao depósito mole (Almeida & Marques, 2010).

O aterro estruturado pode ser apoiado sobre estacas ou colunas dos mais variados materiais, conforme diferentes métodos construtivos. A distribuição de tensões do aterro para as estacas ou colunas é feito por meio de uma plataforma de capitéis, geogrelhas ou lajes. Esse tipo de solução minimiza ou mesmo – dependendo da solução adotada – elimina os recalques, além de melhorar a estabilidade do aterro. Uma vantagem desse método construtivo é a diminuição do tempo de execução do aterro, pois seu “alçamento” pode ser realizado em uma só etapa, em um prazo relativamente curto (Almeida & Marques, 2010).

O tratamento do solo mole por colunas granulares além de produzir menores deslocamentos horizontais e verticais do aterro, em comparação com um aterro convencional ou sobre drenos, também promove a dissipação de poropressões por drenagem radial, acelerando os recalques e aumentando a resistência ao cisalhamento da massa de solo de fundação. O encamisamento dessas colunas com o uso de geossintéticos tubulares de alto módulo perimetral maximiza o seu desempenho (Almeida & Marques, 2010).

Segundo Nascimento (2009), no aterro sobre estacas e com reforço de geogrelhas, utilizam-se capitéis para transferir a carga do aterro para as estacas que, então, a transferem para camadas de solo com maior capacidade de carga. As geogrelhas são utilizadas na base do aterro para redistribuir os esforços para as estacas. Seu esquema típico está mostrado na Figura 2.11.

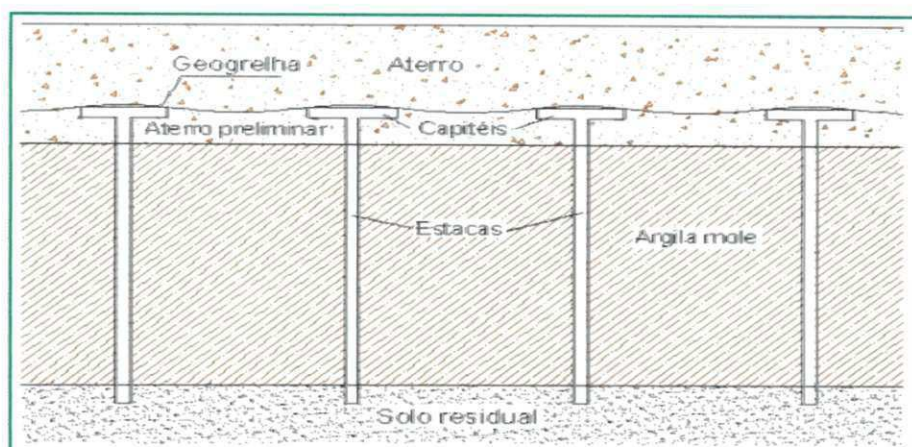


Figura 2.11 – Esquema geral de um aterro sobre estacas e com reforço de geogrelha (Nascimento, 2009).

Sob pena de aparecerem, em prazo médio e longo, ondulações no pavimento associadas às continuadas deformações da geogrelha, a espessura de aterro acima da geogrelha não deve ser menor do que 70% do vão entre capitéis (BSI, 1995; Sandroni, 2006).

A técnica apresenta como principal vantagem a significativa redução dos recalques construtivos quando comparados a obras de aterros convencionais ou sobre drenos verticais. Outro fator importante é a diminuição do tempo de execução do aterro, já que não há necessidade de aguardar a dissipação do excesso de poropressão e consequente mobilização da resistência na argila mole para o alteamento do aterro, podendo ser feito em uma só etapa, já que não há preocupação com a instabilidade da argila mole (Nascimento, 2009). A figura 2.12 mostra a execução da técnica com cravação de estacas metálicas.

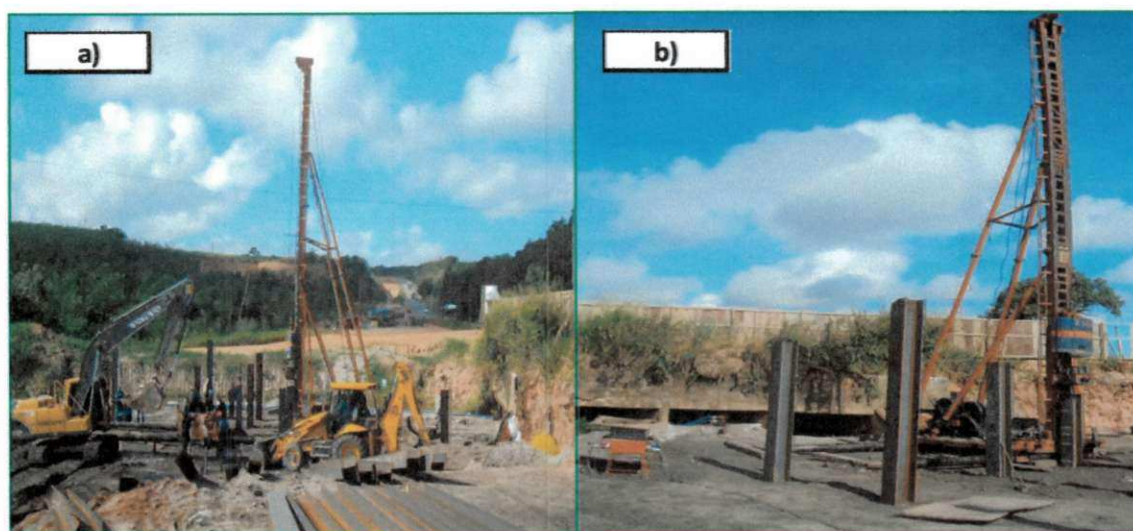


Figura 2.12 – Aterro sobre estacas metálicas: (a) equipamentos utilizados, (b) detalhe das estacas metálicas.

2.6.4 Colunas de Brita

Segundo Nascimento (2009) houve uma forte evolução da técnica do uso de colunas de brita com a utilização de equipamentos e tecnologia mais modernos. As primeiras referências a esta técnica citam a necessidade de cravação de camisa metálica até a interface do solo mole com o resistente, com posterior retirada do solo do interior do tubo, inserção de brita e compactação por socagem de pilão em bate-estaca. Por fim, retira-se a camisa metálica do solo, deixando a coluna formada. Apesar da simplicidade e facilidade de aplicação, a coluna de brita executada dessa maneira tem baixa produtividade e falta de garantia de compacidade da coluna após a retirada da camisa metálica, principalmente quando da sua utilização em argilas muito moles, devido ao baixo confinamento lateral do solo sobre a estaca.

As colunas de brita são na sua essência um reforço de solos. O fato de o solo circundante confinar a brita conduz a que a coluna de brita desenvolva uma capacidade resistente superior à do solo que a confina. Existe uma interação entre o solo e a coluna, que partilham as cargas aplicadas, levando a uma redistribuição de esforços nas zonas sujeitas a grandes concentrações de tensões (Assunção, 2010).

Esta interação e redistribuição de esforços traduz-se numa melhor resposta do solo de fundação, em termos de aumento da capacidade de carga, consequência do aumento da resistência, e da redução dos assentamentos, devido à redução das deformações. A maior parte das aplicações de colunas de brita destina-se a reforçar solos moles, apesar de também terem grande aplicação na redução do potencial de liquefação de solos siltosos / arenosos soltos (Assunção, 2010).

Segundo Domingues (2006) os métodos vibratórios de execução de colunas de brita são normalmente designados de vibrosubstituição e são métodos mais empregados devido à sua rapidez e à sua eficiência na densificação do solo mole. De uma forma simples, a vibrosubstituição é feita através da introdução de uma sonda vibratória de baixa frequência no solo natural principalmente através de seu peso próprio e do fluido de injeção, no caso de sua utilização, e também devido a movimentos do vibrador ou mesmo, mais recentemente, devido a macacos hidráulicos fixos à sonda e que ganham reação nos aparelhos de suspensão das mesmas.

O método mais utilizado na construção de colunas de brita é o processo úmido conforme as Figuras 2.13 e 2.14 associado à alimentação superior, normalmente apenas denominado de método úmido ou "wet stone columns". Para que este método tenha sucesso é necessário o fluxo constante de água, com o objetivo de garantir a estabilidade do furo e promover a lavagem dos finos do solo que se misturam com a brita (Assunção, 2010).

O recurso à injeção de ar ("dry process") é também utilizado, sendo, no entanto, menos frequente, e é associado quer à alimentação superior quer à alimentação por ponta ("bottom feed method"). A alimentação superior deve ser opção apenas quando esteja garantida a estabilidade do furo, retirando primeiro o vibrador e reintroduzindo-o para promover a compactação

da brita em cada patamar. No caso da alimentação inferior, a sonda impede o solo de colapsar, funcionando com encamisamento. A Figura 2.15 mostra as diferentes fases do método seco e a Figura 2.16 mostra o método seco por alimentação na ponta.

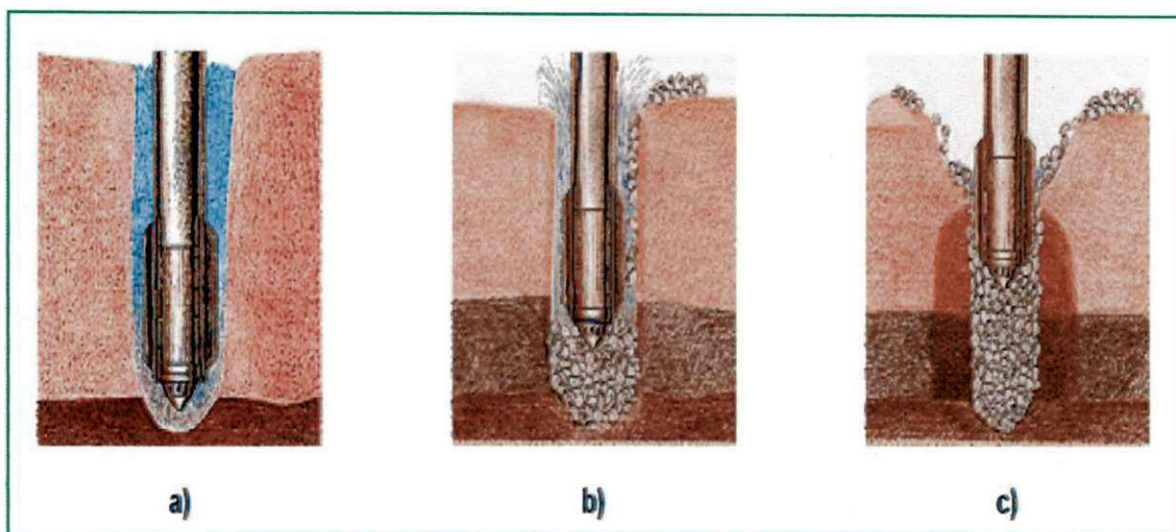


Figura 2.13 – Diferentes fases do método úmido: (a) penetração da sonda por vibração e injeção de água, (b) introdução da brita através da abertura superior, (c) compactação da coluna até a superfície (Assunção, 2010).

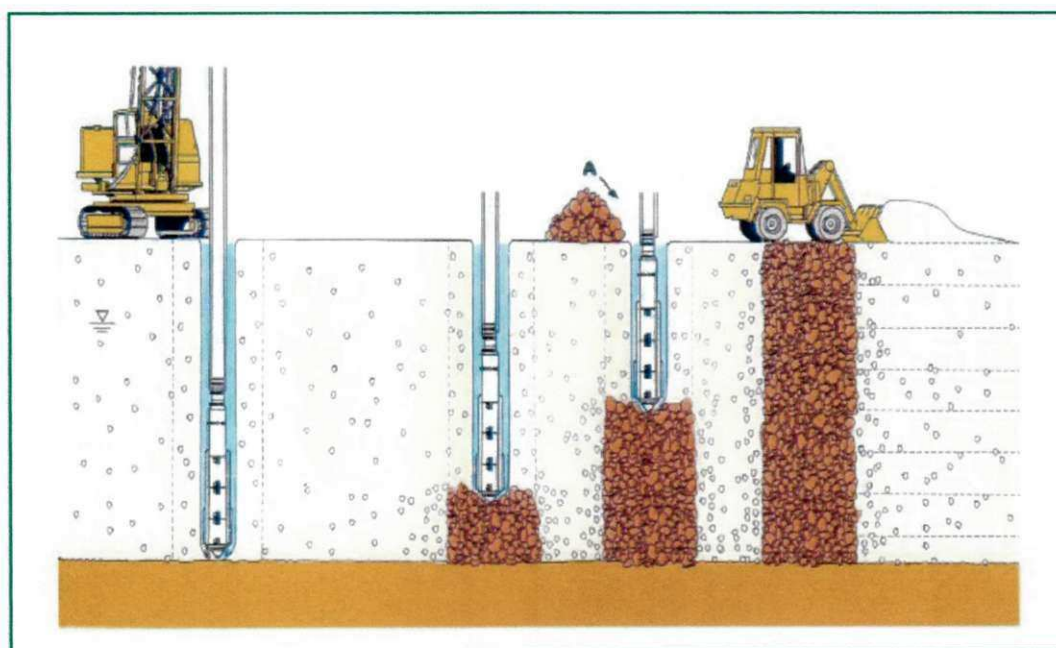


Figura 2.14 – Método úmido ou "wet stone columns" (Candeias, 2008).

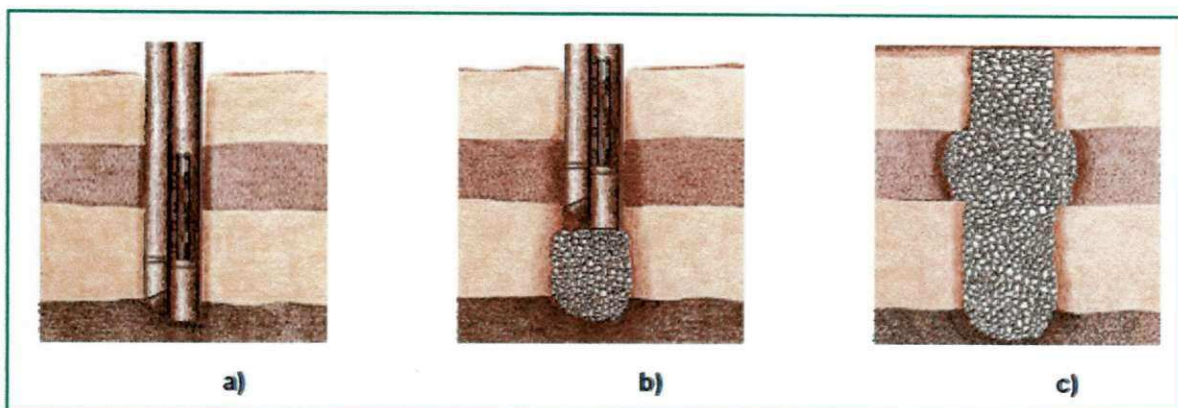


Figura 2.15 – Diferentes fases do método seco: (a) penetração da sonda por vibração e injeção de ar, (b) introdução da brita através da *tremie* paralela à sonda, (c) compactação da coluna até a superfície (Assunção, 2010).

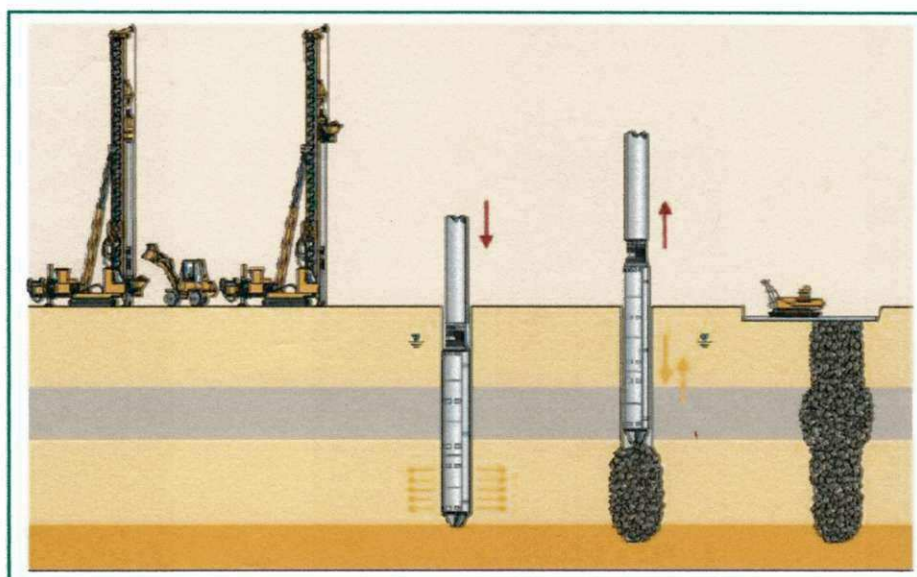


Figura 2.16 – Método seco por alimentação na ponta (Candeias, 2008).

2.6.5 Aterros Leves

A magnitude dos recalques primários dos aterros sobre camadas de solos moles é função do acréscimo de tensão vertical causado pelo aterro construído sobre camada de solo mole (Almeida & Marques, 2010). Logo, a utilização de materiais leves no corpo do aterro reduz a magnitude desses recalques. Essa técnica, denominada aterro leve, tem como vantagem adicional a melhoria das condições de estabilidade desses aterros, permitindo também a implantação mais rápida da obra, diminuindo ainda os recalques diferenciais.

De acordo com Sandroni (2006), um dos materiais leves mais utilizados para compor o aterro a ser executado é o poliestireno expandido (EPS: *expanded polystyrene*), que tem peso específico muito baixo, da ordem de 0,20 kN/m³ a 0,25 kN/m³.

De acordo com Nascimento (2009), a vantagem principal da técnica é atenuar a carga vertical do aterro, provocando diminuição na magnitude dos recalques e nos problemas de estabilidade do aterro e, assim, conseguir uma execução mais rápida do mesmo, já que não há necessidade de se executar o aterro em múltiplas etapas. As vantagens ambientais também são importantes, já que praticamente não há perda de material por submersão, nem necessidade de aterro de sobrecarga.

O custo relativo é da ordem de 12 vezes maior para o EPS do que para o aterro convencional, fato que representa uma grande desvantagem (Sandroni, 2006). Ele ainda é muito mais oneroso do que o aterro convencional, mesmo em grandes centros industriais. Esse mesmo fator praticamente inviabiliza o uso desta técnica em áreas rurais, em função do custo de transporte dos grandes volumes de EPS necessários para os aterros.

No Brasil, existem alguns exemplos de utilização em obras rodoviárias, incluindo encontros de ponte na Linha Verde (Bahia), uma passagem superior em Várzea Paulista (São Paulo) e um trecho de 25 m do acesso ao entande de vendas da Vila do Panamericano, junto ao aterro estaqueado com laje da Rótula da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro (Sandroni, 2006).

2.7 O Material EPS

De acordo com o Manual de Utilização do EPS na Construção Civil (2006), no Brasil, o EPS é mais conhecido como "Isopor". O EPS foi descoberto em 1949 pelos químicos Fritz Stastny e Karl Buchholz, quando trabalhavam nos laboratórios da Basf, na Alemanha.

A utilização do material EPS industrialmente hoje abrange uma grande gama de aplicações. Seu emprego vai da agricultura até a construção civil, passando pela indústria de embalagens de eletro-eletrônicos, alimentos e bebidas, itens farmacêuticos, utilitários e decorativos. Porém, é na construção civil que hoje o EPS tem se destacado devido a adequação de suas propriedades às necessidades das obras, seja pela suas características de isolante térmico, como pelo seu reduzido peso específico aliado à alta resistência e sua facilidade de manuseio (Neto, 2008).

A matéria prima do EPS, o polímero de poliestireno, é um polímero de estireno que contém um agente expensor. Ele é obtido, a partir do petróleo, por meio de diversas transformações químicas. Apresenta-se sob a forma de pequenos grânulos capazes de expandir cerca de 50 vezes o seu volume inicial (ABRAPEX, 2006).

Em seu processo produtivo não se utiliza e nunca se utilizou o gás CFC ou qualquer um de seus substitutos. Como agente expensor para a transformação do EPS, emprega-se o pentano, um hidrocarbureto que se deteriora rapidamente pela reação fotoquímica gerada pelos raios solares, sem comprometer o meio ambiente (ABRAPEX, 2006).

Conforme Neto (2008), nas empresas de fabricação de EPS, ocorrem apenas transformações da matéria prima (o polímero de poliestireno), não alterando suas características e propriedades físicas. O EPS apenas pode ser feito de sua utilização. Para uso geotécnico, a forma predominante é a de blocos prismáticos (ou seja, formas de paralelepípedos retangulares).

Com um controle no processo de fabricação do EPS, pode se obter um produto com diferentes valores de massa específica. Os valores de massa específica podem variar aproximadamente entre 10 a 100 Kg / m³ (Stark *et al.*, 2004). Contudo, na prática é mais comum se encontrar valores de massa específica para os blocos de EPS variando de 15 a 40 Kg / m³, variando de 5 em 5 Kg / m³ (Horvath, 1994).

De acordo com a BASF (1991), o rígido controle do valor da massa específica do EPS se deve a grande relevância que essa possui nas mais variadas propriedades do material, tanto mecânicas como hidráulicas. Devido esta característica, é possível obter as mais diversas correlações entre massa específica e propriedades mecânicas e térmicas, importantes para a utilização deste polímero não apenas na área geotécnica. Um exemplo das correlações que podem ser obtidas com a massa específica está mostrado na Figura 2.17.

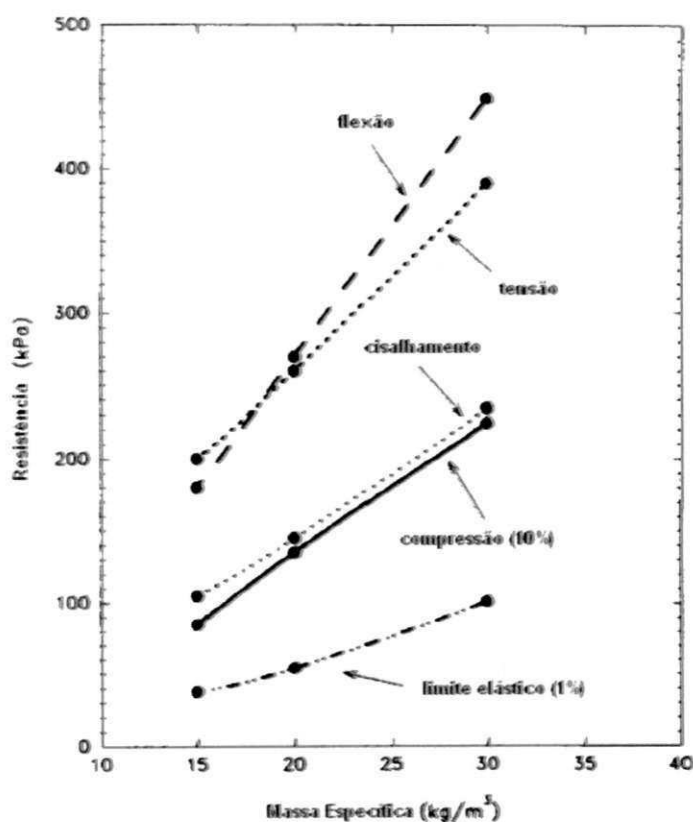


Figura 2.17 – Correlações obtidas com a massa específica (BASF, 1991).

Por ser um polímero, não se conhece adequadamente o tempo de vida útil do EPS. No entanto, as propriedades do EPS sugerem que se corretamente aplicado, pode-se apresentar um desempenho adequado ao longo da vida útil da obra. Há poucos líquidos que dissolvem o EPS. Os únicos encontrados nas aplicações mais correntes do plástico são os solventes orgânicos (derivados petrolíferos, tais como óleos, gasolina e diesel) (Neto, 2008).

O aterro leve com EPS pode apresentar vários formatos, em função da sua utilização, com dimensões típicas dos blocos de 4,00 x 1,25 x 1,00 m, mas é possível utilizar blocos com dimensões variáveis, de acordo com a demanda de cada projeto. O alto custo do EPS pode inviabilizar sua aplicação em áreas longínquas da fábrica, em função do custo de transporte dos grandes volumes de EPS necessários para os aterros.

2.7.1 O Material EPS sob Compressão Simples

De acordo com Horvath (1994), o comportamento do EPS em compressão simples é geralmente determinado em testes em amostras cúbicas de 50 mm de lado. A taxa de aplicação de deformação é relativamente rápida, com valores variando entre 1 a 20% por minuto, sendo o valor de 10% por minuto o mais usual, sobre condições climáticas controladas de 23° C e 50% de umidade relativa.

Há basicamente dois tipos de corpos de provas de EPS ensaiados com mais frequência, descritos na literatura. O primeiro é o tipo cilíndrico com relação altura / diâmetro de cerca de 2:1 ($h = 300$ mm e $d = 150$ mm, por exemplo). Este tipo de amostra foi introduzido inicialmente, possivelmente para se adaptar melhor aos equipamentos dos laboratórios de geotecnia. O corpo de prova do tipo cilíndrico foi adotado nesta dissertação. O segundo é o cúbico, usualmente com 50 mm de lado, padronizado pela norma ASTM D 1621 – 00.

Com o aumento da carga de compressão, superando o limite da elasticidade do material, pode-se verificar um trecho plástico na curva tensão *versus* deformação, de sorte que as deformações fixadas ao corpo de prova se tornam permanente, entretanto, sem haver ruptura. A Figura 2.18 mostra este comportamento.

Estudos realizados mostram que a taxa de aplicação de carga no ensaio de compressão simples não tem um efeito significativo no comportamento do EPS, sendo apenas perceptível sob reduzidos valores de deformação (Stark *et al.*, 2004)

Ensaio de compressão simples foram realizados por Duskov (1997) em amostras cilíndricas de EPS com 300 mm de altura e 150 mm de diâmetro. Os ensaios foram realizados com uma deformação máxima de 10%, com o objetivo de controlar a exposição das amostras ao estado de plastificação, que começa a ocorrer após a deformação de aproximadamente 1,0 %.

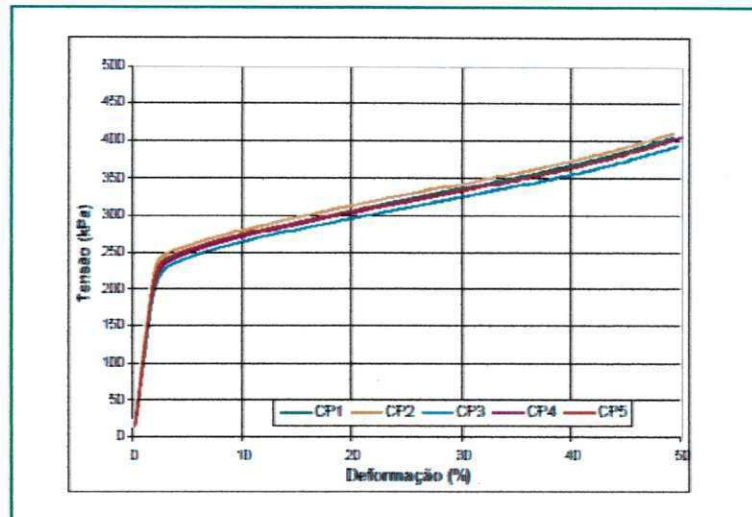


Figura 2.18 – Curva tensão x deformação (Neto, 2008).

Os ensaios realizados por Duskov (1997) foram efetuados em quatro velocidades de deformação de 0,2, 1,0, 10 e 100 mm/s, que correspondem a valores de taxa de deformação de 4, 20, 200 e 2000%/min, respectivamente.

Os resultados dos ensaios efetuados com amostras secas de EPS com massa específica de 15 Kg/m^3 para as quatro diferentes velocidades de ensaio estão mostrados na Figura 2.19.a. A Figura 2.19.b, exibe apenas o trecho elástico do ensaio, com deformação de até 1,0%. Cada curva apresenta a média de três corpos de prova por ensaio.

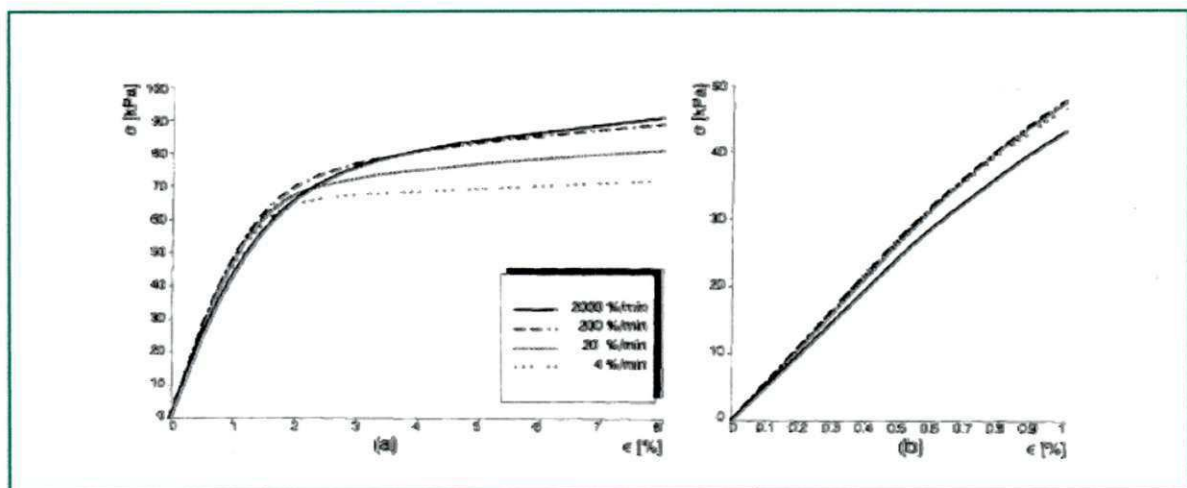


Figura 2.19 – Tensão x deformação do EPS: (a) para diferentes velocidades, (b) trecho elástico do ensaio (Duskov, 1997).

A comparação das curvas indica que a velocidade de ensaio exerce uma pequena influência no comportamento do material seco para o trecho elástico (com perda de resistência para velocidades mais elevadas de deformação), e uma influência mais significativa para os valores da resistência à compressão, na deformação de 10% (com ganho de resistência com o aumento da taxa de deformação).

A perda de resistência das amostras acontece de forma mais sensível a partir da deformação de 1%, na qual a plastificação da estrutura celular do material EPS se torna mais significativa. Com a plastificação da amostra, há o rompimento de estrutura celular, fazendo com que o ar contido nestes vazios, que auxilia na resistência à deformação, começa a escapar pelas fendas geradas na plastificação, oferecendo uma menor resistência (Duskov, 1997).

2.8 Metodologia Executiva do Aterro com EPS

A metodologia executiva de aterros com EPS é a seguinte: Sobre o solo limpo coloca-se uma camada de areia nivelada para receber os blocos de EPS que são colocados inteiros e com juntas desencontradas. Coloca-se outra camada sobre a primeira e assim sucessivamente, formando um tronco de pirâmide para distribuir a carga da estrada em uma área compatível com a resistência mecânica do solo.

Os blocos são cobertos com um filme de polietileno para protegê-los de eventual derramamento de solventes que possam "atacá-los" quimicamente. A base da pavimentação já pode ser preparada e nas laterais ajusta-se o talude para plantio. Em locais alagadiços, devem-se fazer drenos no pé do aterro para evitar a ação do empuxo nos blocos. A Figura 2.20 mostra a seção tipo desta metodologia.

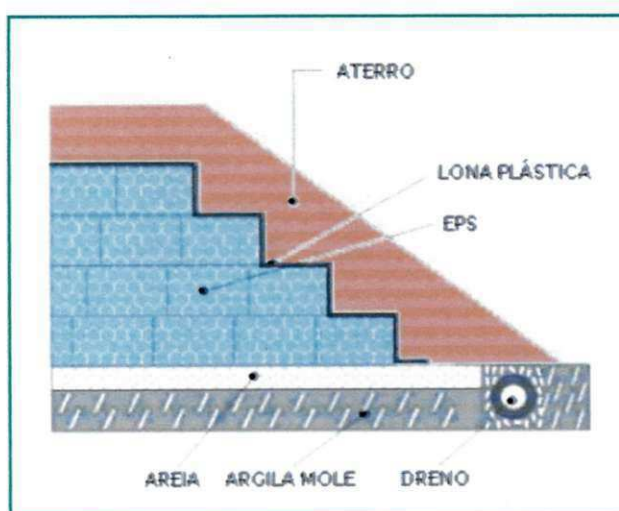


Figura 2.20 – Seção tipo para execução de aterro com EPS (Adaptado de ABRAPEX, 2006).

CAPÍTULO 3

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritos os métodos usados durante a fase experimental da dissertação, bem como os materiais utilizados na pesquisa. Incluem-se, também, neste capítulo as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) utilizadas para os estudos das propriedades mecânicas destes materiais. O detalhamento dos métodos não normatizados é feito neste capítulo.

O trecho selecionado para esta pesquisa tem uma extensão de 156 metros e ainda não foi pavimentado, conforme Figura 3.2 (c). Está localizado no Km 07 e pertence à Obra de Adequação da BR 101/NE, Lote 06 – PE. Conforme projeto executivo vigente, será nomeado por Aterro 3.

Para melhor entendimento da cronologia dos eventos ocorridos no trecho experimental considerado, a Figura 3.1 mostra os principais eventos ocorridos na obra.

ANO	EVENTO
2001	Ensaio geotécnicos (SPT / Palheta) para Projeto Executivo da obra
2004	Projeto Executivo da Obra
2007	Instrumentação Geotécnica (inclinômetros, piezômetros e placas)
2010	Estudo de alternativas de soluções técnicas para o Aterro 3
2010	Projeto Executivo do Aterro 3
2011	Rompimento do Aterro 3
2011	Ensaio geotécnicos (SPT / Palheta) para este trabalho
2012	Consolidação e apresentação da Dissertação

Figura 3.1 – Cronologia dos principais eventos da obra.

De acordo com a Figura 3.1 pode-se afirmar que o Aterro 3, especificamente, passou pelas seguintes fases:

- **Fase 1** – Projeto executivo inicial (DNIT,2004) com monitoramento e execução desta solução em 2007 (Moretti, 2007);

- **Fase 2** – Estudo de mudança de projeto (Moretti, 2010) com consolidação de novo projeto no mesmo ano (Moretti, 2010);

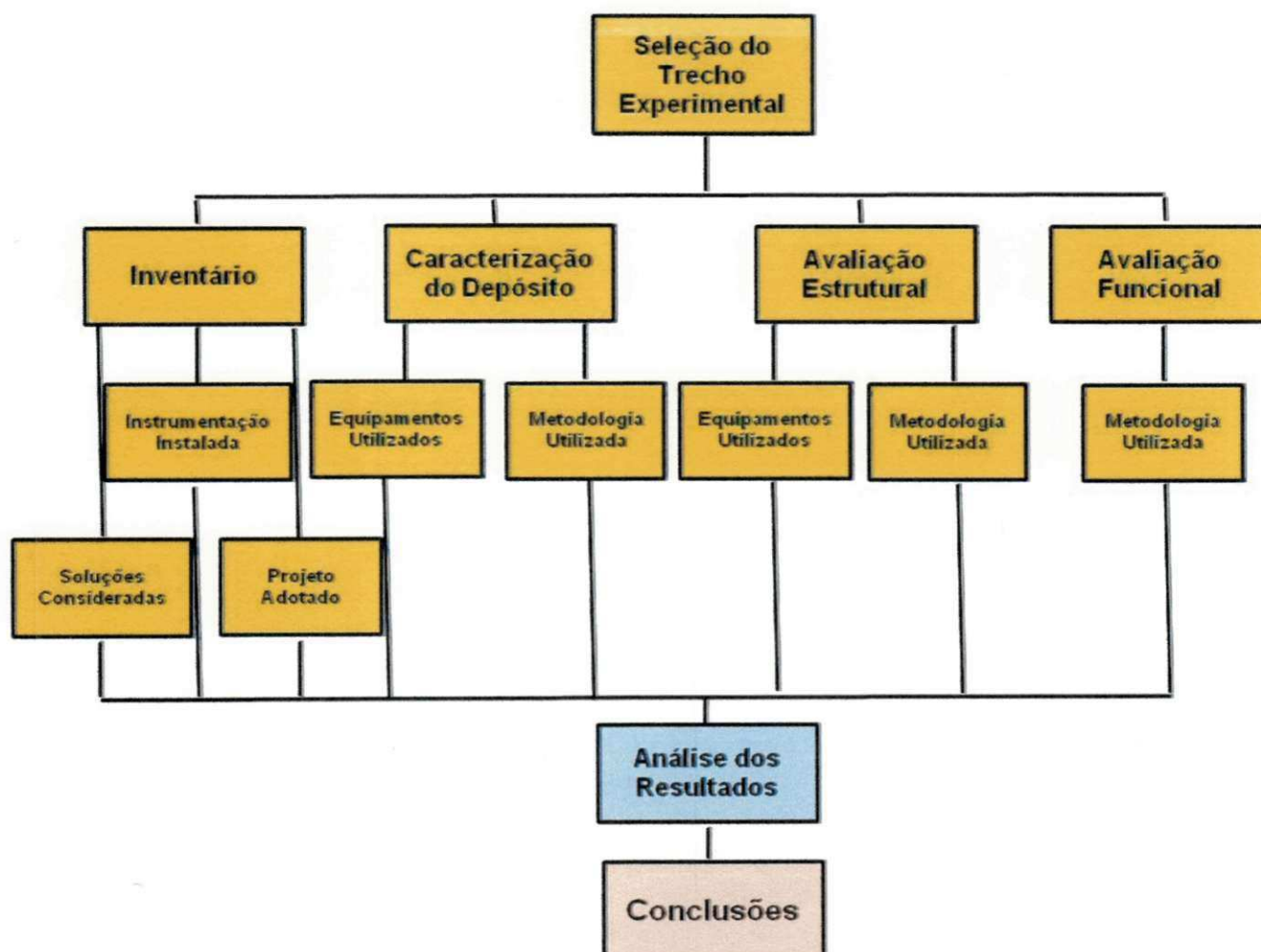
- **Fase 3** – Execução parcial e rompimento do Aterro 3 em 2011;

- **Fase 4** – Estudo de novas alternativas de projeto pós-rompimento em 2011.

Para que os objetivos propostos neste trabalho fossem alcançados, foi elaborado um fluxograma de atividades cuja execução possibilitou análise e discussão dos resultados.

O Fluxograma 3.1 representa esquematicamente os processos utilizados nesta pesquisa.

Fluxograma 3.1 – Sequência das atividades desenvolvidas na pesquisa.



O trecho experimental foi escolhido por pertencer às soluções especiais de aterros sobre solos moles apresentadas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT.

3.1 Materiais

3.1.1 Seleção do Trecho Experimental

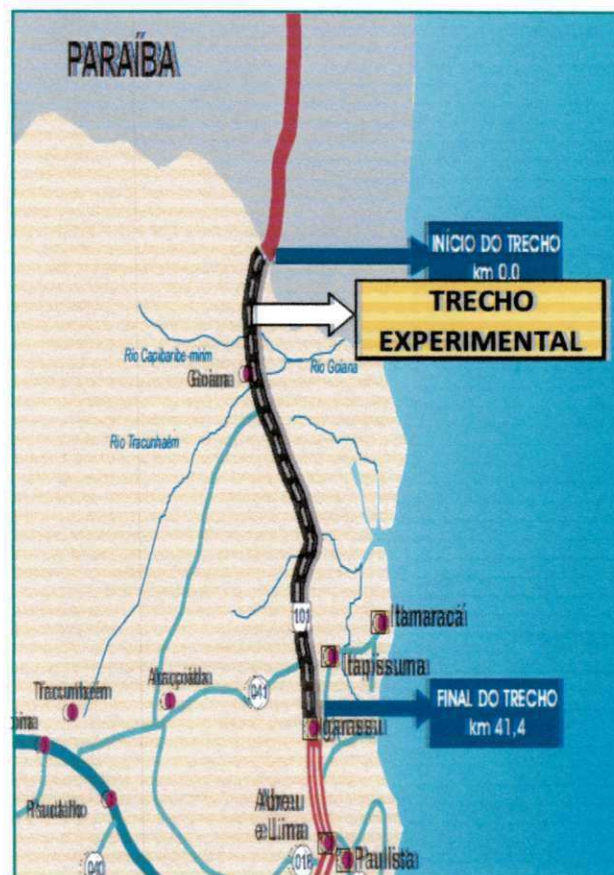
O trecho experimental adotado está inserido na Obra de Adequação de Capacidade da Rodovia BR-101/PE (Corredor Nordeste) a qual possui a extensão de 41,4 km. A obra consiste na construção de um novo pavimento e a restauração do existente. Na Figura 3.2 pode-se observar a localização geográfica da obra e o trecho experimental escolhido.



a)



c)



b)

Figura 3.2 – Localização da obra e do trecho experimental: (a) Estado de Pernambuco, (b) localização do trecho experimental relativamente ao Lote 6, (c) detalhe do trecho experimental.

3.2 Inventário

Nesta etapa da pesquisa serão detalhados os processos relativos à instrumentação geotécnica instalada em 2007 para a execução do projeto executivo inicial (DNIT, 2004), as soluções técnicas consideradas para mudança de projeto em 2010 e o projeto de engenharia escolhido (também no ano de 2010) baseado no estudo destas soluções técnicas. Com a descrição destes itens nesta sequência, fica mais fácil de entender os eventos ocorridos após o rompimento do Aterro 3.

3.2.1 Instrumentação Geotécnica Instalada

A rodovia BR-101, especificamente o Lote 6, localizado entre a Divisa PB-PE e Igarassú - PE, atravessa a várzea de Goiana no segmento entre as estacas 3240 e 3490, com extensão total de 5.000 m. Dentro dessa extensão existem quatro segmentos com características geotécnicas do subsolo bem distintas, que totalizam 3.564 m (Moretti, 2007).

Nesses quatro segmentos onde foram, no ano de 2007, executadas soluções especiais para melhoramento do subsolo de fundação, 3564 m no total, apenas 2564 m (cerca de 72%) necessitaram de instrumentação e monitoramento (Moretti, 2007). A primeira solução de engenharia para construção do pavimento sobre os 3.564 m mencionados foi a construção do aterro com pré-carregamento com drenos verticais com a utilização de instrumentação geotécnica conforme premissas do item 2.6.2 desta dissertação.

No período de construção de um pavimento sobre solo mole, a instrumentação geotécnica tem os seguintes objetivos (Moretti, 2007):

- alertar sobre a ocorrência de possíveis anomalias no comportamento do pavimento;
- possibilitar soluções menos conservadoras, permitindo economia significativa para a obra;
- fornecer informações, por retro-análise dos dados de instrumentação, a respeito dos valores dos parâmetros dos materiais que constituem o pavimento e sua fundação;
- possibilitar revisões do projeto durante o período construtivo.

Já no período de operação, a instrumentação tem os seguintes objetivos:

- verificar se o pavimento está apresentando um desempenho geral satisfatório, conforme previsto em projeto;
- caracterizar o comportamento ao longo do tempo dos solos de fundação, determinando o prazo necessário para a estabilização dos deslocamentos, tensões, sub-pressões, vazões, etc;

- caracterizar o comportamento ao longo do tempo das estruturas do pavimento, levando-se também em conta os efeitos das condições termo-ambientais.

Os trechos de solos moles do Lote 6 foram instrumentados, seja pela extensão e profundidade da camada mole, seja pela baixa resistência, ou pela necessidade de se acompanhar os recalques. Assim, se tornou imprescindível a aquisição de dados, a análise e interpretação dos resultados da instrumentação instalada, com o objetivo de:

- acompanhar os recalques e verificar o tempo de permanência da sobrecarga temporária;
- monitorar as poropressões geradas durante a construção e a sua velocidade de dissipação;
- acompanhar os efeitos de deslocamentos horizontais provocados por um aterro sobre solo mole;
- monitorar a estabilidade da obra em casos críticos;
- verificar a adequação do método construtivo.

Para o monitoramento geotécnico do trecho considerado, o projeto executivo do DNIT (2004) contemplou os seguintes instrumentos:

a. Piezômetros

Estes instrumentos foram instalados nas quantidades, cotas e locais indicados nos desenhos das seções transversais de terraplenagem do projeto executivo e foram do tipo Casagrande, de ponta porosa, e se destinaram a efetuar medidas de controle da poropressão nos locais de construção de aterros sobre solos compressíveis. A ponta porosa foi constituída de caborundum ou alundum, com seção anelar com diâmetro externo de 4 cm e 0,75 cm de espessura de parede e um comprimento máximo de 30 cm. A extremidade superior do tubo poroso foi ligada a um tubo plástico rígido de PVC de 1,27 cm de diâmetro externo. Os comprimentos dos tubos foram cortados ou emendados por meio de juntas de compressão, de forma a ficarem 1 m acima de cada fase do aterro até o aterro final de sobrecarga.

b. Inclinômetros

Estes instrumentos foram instalados nas quantidades, cotas e locais indicados nos desenhos das seções transversais do projeto de terraplenagem, sendo constituídos, basicamente, de tubos especiais de alumínio, com $d = 75$ mm, que dispuseram de quatro ranhuras dispostas diametralmente opostas, por onde correram as rodas guia do torpedo que medem a inclinação em relação a vertical, por meio de sinal elétrico transmitido a um equipamento de leitura, colocado na superfície do terreno. Os tubos de alumínio tinham comprimentos de 3,00 m e foram emendados entre si através de luvas, também de alumínio, por meio de rebites e ficaram com cerca de 1,00 m acima da cota final do aterro da plataforma ou do aterro mais a sobrecarga. As medições foram feitas nas seguintes frequências:

- após a instalação dos mesmos;
- após a execução da metade da altura do aterro;
- após a conclusão do aterro;
- após a conclusão da sobrecarga;
- a partir da conclusão da sobrecarga, a cada 30 dias até a retirada da sobrecarga conforme metodologia do processo construtivo.

c. Medidores de Recalque

Estes instrumentos foram instalados no meio da camada drenante (a 0,50 m de profundidade) nas quantidades e locais indicados nos desenhos das seções transversais do projeto de terraplenagem. Foram constituídos de plataformas de chapa de aço com tubos rosqueados e se destinaram a efetuar medidas de controle de recalques dos aterros construídos sobre solos compressíveis. Foram construídos com chapa de aço (chapa preta), com 1,27 cm de espessura e seção quadrada de 0,60 m, sobre a qual foi soldada uma luva de 2,54 cm de diâmetro. A luva serviu para fixar as seções de tubos de aço de diâmetro de 2,54 cm, com 2 m de comprimento máximo. Os tubos rosqueados foram aumentados a medida que o aterro foi executado de modo que ficaram sempre com 1 m acima da cota do aterro. A partir de 1 m abaixo da plataforma final do aterro ou do aterro mais sobrecarga, os tubos rosqueados passaram livremente em um tubo de PVC rígido com 7,62 cm de diâmetro, até 0,50 m acima da plataforma (Moretti, 2007).

As medidas de recalque foram feitas nos medidores de recalques nos locais indicados no projeto de terraplenagem com a seguinte frequência:

- durante a execução do aterro, ao final da conclusão de uma camada;
- durante os dois meses seguintes à construção do aterro mais a sobrecarga, uma leitura a cada 7 (sete) dias;
- a partir de dois meses após construção e até a retirada da sobrecarga, uma medida a cada 15 (quinze) dias;
- a partir da retirada da sobrecarga e até se observar a dissipação do excesso de poropressão, uma medida a cada 30 (trinta) dias.

3.2.2 Soluções Consideradas para Mudança de Projeto

Em 2010 houve um estudo de viabilidade técnica para a estabilização e melhoria de fundação do Aterro 3 para execução de mudança de projeto executivo. Nos itens seguintes serão descritas as possibilidades de solução com suas respectivas particularidades técnicas. A partir deste estudo foi

gerado um projeto executivo em 2010, o qual foi executado parcialmente pelo 3º Batalhão de Engenharia de Construção. Antes da descrição das soluções cabe mencionar as características geométricas do projeto executivo inicial (DNIT, 2004), os fatores de segurança adotados e os fatores condicionantes das soluções. No próximo capítulo será mostrada a viabilidade financeira das soluções.

3.2.3 Características Geométricas do Projeto Executivo Inicial

O Aterro 3 foi primordialmente projetado com uma altura máxima de 6 m e inclinação de talude de 1,50 (H) : 1,00 (V). Na base do aterro foi inserido um colchão drenante de areia com espessura de 1 m e geogrelha instalada no ponto médio da camada (DNIT,2004).

3.2.4 Fatores de Segurança para Análise de Estabilidade e Sobrecargas

Para o estudo de viabilidade técnica para elaboração de um novo projeto executivo, o fator de segurança mínimo foi estabelecido a partir das recomendações da NBR 11682 (2009), Norma Brasileira de Estabilidade de Encostas, a qual recomenda a definição do fator de segurança (FS) com base nos níveis de segurança contra danos materiais, ambientais e contra perda de vidas humanas. As Tabelas 3.1 e 3.2 mostram os níveis de segurança recomendados pela referida Norma.

Tabela 3.1 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais (NBR11682, 2009).

Nível de Segurança	Critérios
Alto	Danos Materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Tabela 3.2 – Nível de segurança desejado contra perda de vidas humanas (NBR11682, 2009).

Nível de Segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Em concordância com os critérios descritos pela NBR 11682 (2009), a obra do Lote 6 supracitada possui alta exigência de segurança em relação à possibilidade de perdas de vidas humanas. Já em relação à possibilidade de danos materiais e ambientais, o grau de exigência de segurança foi considerado médio. A Tabela 3.3 apresenta uma relação entre o FS e os níveis de segurança necessários à obra.

Tabela 3.3 – Nível de segurança desejado contra danos materiais, ambientais e perda de vidas humanas (NBR 11682, 2009).

		Nível de segurança contra perda de vidas humanas		
		Alto	Médio	Baixo
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Alto	1,5	1,5	1,4
	Médio	1,5	1,4	1,3
	Baixo	1,4	1,3	1,2

De acordo com a Tabela 3.3, o fator de segurança mínimo requerido foi igual ou superior a 1,5.

Em relação às sobrecargas, foi considerada sobrecarga acidental de 10 kPa localizada no acostamento e 20 kPa na faixa de rolamento da rodovia, de acordo com o Item 7.3.3 da NBR 11682 (2009), para projetos de estrutura de contenção.

3.2.5 Fatores Condicionantes das Soluções

As soluções consideradas para estabilização e melhoria do Aterro 3 foram alicerçadas nos seguintes fatores condicionantes:

- facilidade do processo construtivo;
- solução que não demande prazo longo para execução por parte do 3º BEC;
- solução que utilize técnica e insumo de custo viável;
- solução que seja limitada às faixas de domínio existentes.

As soluções descritas a seguir foram consideradas e analisadas no intuito de atender os fatores condicionantes mencionados anteriormente. O projeto executivo do Aterro 3 em 2010 é o detalhamento da solução julgada como a mais viável tecnicamente e economicamente.

3.2.6 Colunas de Brita

A técnica de utilização de colunas de material granular é utilizada quando se pretende elevar a capacidade de carga do solo mole de fundação e reduzir a magnitude dos recalques. A introdução destas colunas em um depósito mole é responsável por um acréscimo de estabilidade nos aterros, uma vez que as superfícies de ruptura passam a interceptar estas estruturas que apresentam características geomecânicas superiores às do solo de fundação, além de proporcionar maior velocidade de drenagem das pressões neutras geradas durante a fase de execução da obra. Além disso, a redução do índice de vazios causado pela inclusão das colunas de material granular, associada à dissipação da poropressão, promove um aumento gradativo da resistência não drenada do solo de fundação (Moretti, 2010).

Nesta possibilidade, podem ser adotadas colunas com diâmetro de 80 cm, preenchidas com brita, espaçadas de 1,70 m entre eixos em malha triangular. Estima-se que esta configuração proporcione um ganho de resistência não drenada do solo mole (Moretti, 2010).

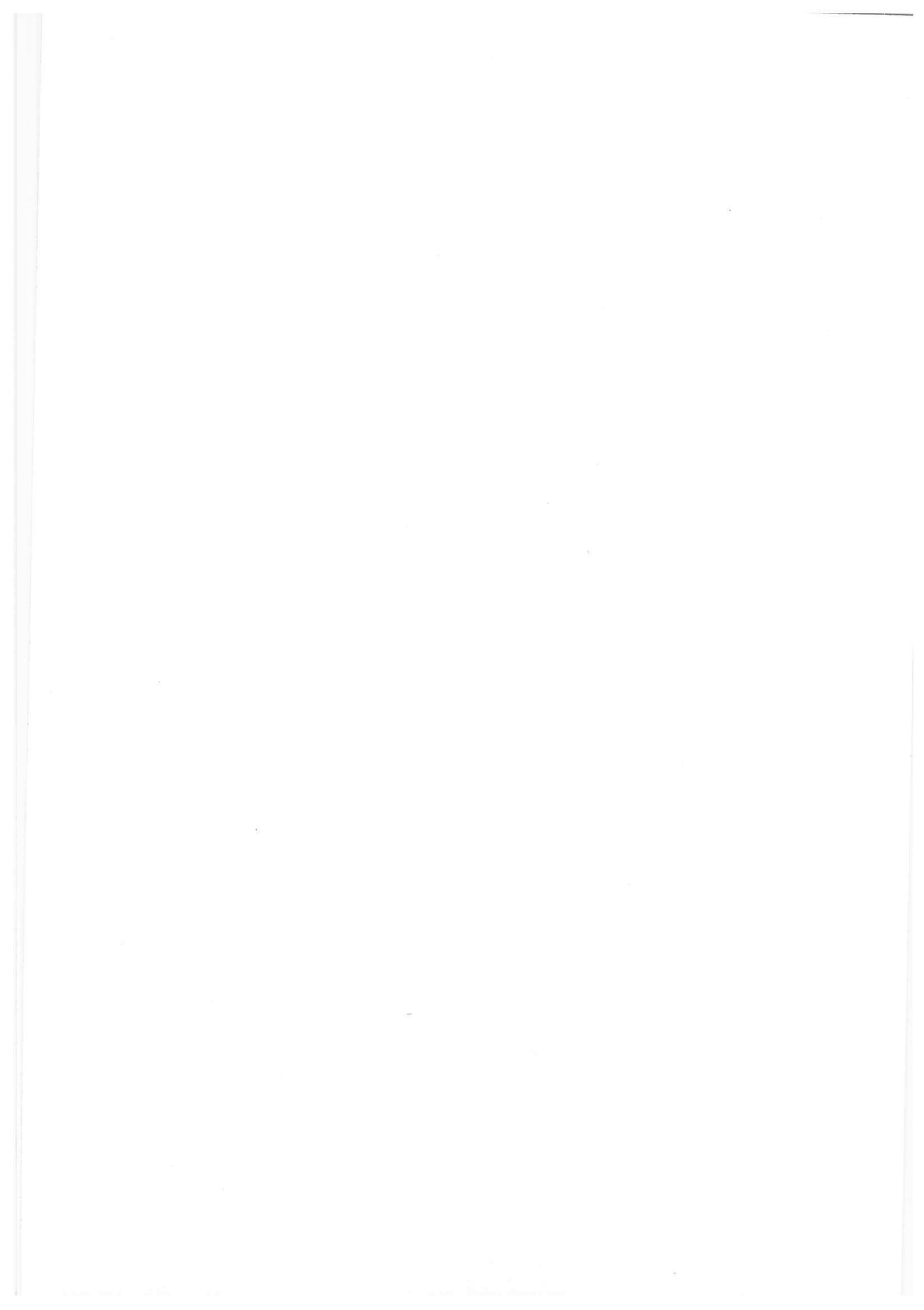
3.2.7 Colunas de Areia Confinadas com Geossintético

Da mesma forma que o caso das colunas de brita, analisou-se como solução a alternativa de executar colunas preenchidas com areia. Por se tratar de material granular, o pré-dimensionamento é similar ao método anterior. Esta técnica pode apresentar um desempenho melhor quando se utiliza material geossintético confinando as colunas (Moretti, 2010).

Foram consideradas colunas com diâmetro de 78 cm, preenchidas com areia, espaçadas de 2,10 m entre eixos em malha triangular. A Figura 3.3 mostra o método.



Figura 3.3 – Colunas de areia confinada com geossintético.



3.2.8 Compaction Grouting

Compaction Grouting é uma técnica na qual se injeta argamassa sob pressão no solo mole, formando-se bulbos homogêneos de argamassa que, sequencialmente executados, formam colunas de maiores parâmetros de resistência.

A argamassa injetada deve ter características específicas, como baixa viscosidade para que seja garantida a homogeneidade do tratamento e a formação de colunas (Moretti, 2010).

Foram consideradas colunas com diâmetro de 60 cm, preenchidas com cimento e areia, espaçadas de 1,60 m entre eixos em malha triangular (Moretti, 2010). A Figura 3.4 mostra o método.

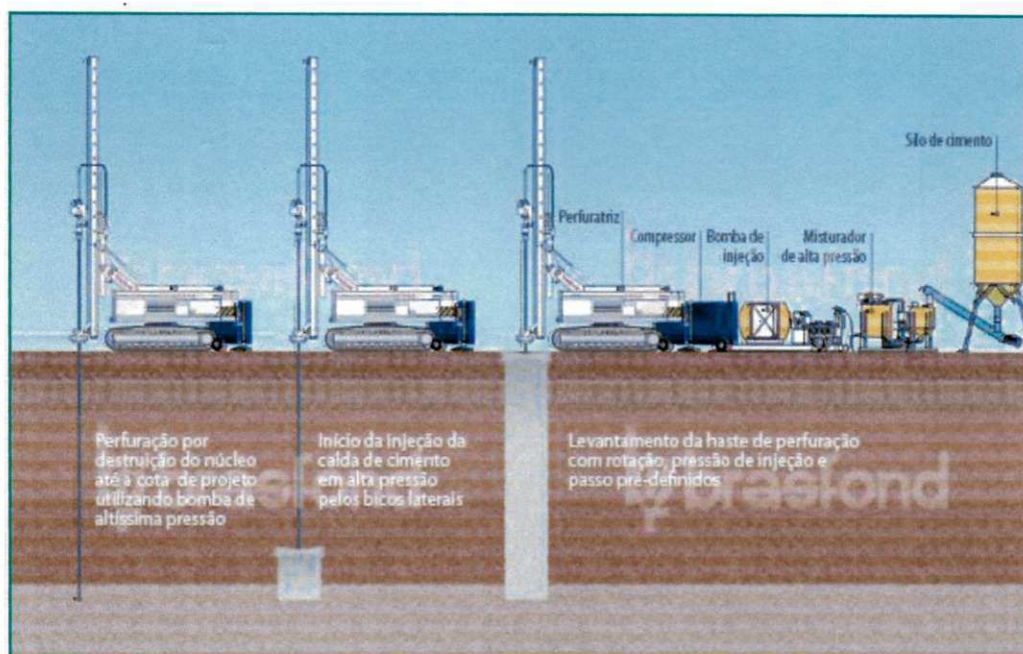


Figura 3.4 – Processo de execução do *Compaction Grouting* (Brasfond, 2010)

3.2.9 Colunas de Solo-cimento

A execução de colunas de solo-cimento consiste em uma técnica de melhoria de solos realizada diretamente no interior do terreno sem escavação prévia, misturando um aglutinante (calda de cimento) com as partículas de solo em profundidade, dando origem a um material de melhores características mecânicas do que o inicial e de menor permeabilidade, ou seja, transformando o maciço de baixas propriedades em maciço tratado, com resistência, deformabilidade e permeabilidade adequadas (Moretti, 2010).

A utilização desta solução tem como objetivo fazer com que o solo de fundação tratado trabalhe como um bloco único que pode ser interpretado como uma camada de maior resistência dentro da camada de solo mole. Neste estudo foram consideradas colunas de solo-cimento com 80 cm de diâmetro e espaçamento de 1,6 m sob o talude do aterro, onde as forças cisalhantes são maiores, e espaçamento de 2 m sob a plataforma do aterro (Moretti, 2010).

espessura). Subjacente a esta, encontra-se uma camada de argila mole com mica com 1,23 m. Segue-se, abaixo desta, uma camada de argila siltosa com areia de 0,79 m de espessura seguida de uma camada de argila siltosa mole com matéria orgânica com 13,10 m de espessura. Todas as camadas mencionadas acima estão sobre uma camada de areia com pedregulhos. O nível de água encontrado (NA) foi 1,85 m. A representação gráfica deste perfil de encontra no Apêndice E.

Os parâmetros de resistência adotados para a camada de solo mole foram baseados em uma média aritmética dos ensaios de "Vane Test" já realizados no trecho. Foram realizados 4 ensaios dos quais foram obtidos resultados em diferentes profundidades (Moretti, 2010).

A partir dos ensaios realizados, Moretti (2010) adotou a resistência ao cisalhamento não drenada $S_u = 22$ KPa para o Aterro 3.

3.2.11.2 Características da Solução Adotada

A partir da metodologia de escolha da solução de engenharia a ser adotada no Aterro 3 no ano de 2010, foi escolhida a execução de aterro com material leve. Os aterros executados com materiais leves são utilizados para aliviar as tensões verticais geradas pelo aterro sobre os depósitos de solos moles, reduzindo dessa maneira os recalques e os empuxos.

Em cabeceira de pontes, assim como em taludes e encostas, o uso de EPS substitui com inúmeras vantagens os aterros convencionais. Primeiro porque não cria esforços horizontais no tabuleiro da ponte ou na face do muro de contenção de um talude. Segundo porque não cede com o tempo, mantendo sempre o mesmo nível do aterro, evitando degraus e recalques inoportunos segundo Moretti (2010).

A seguir são apresentadas as características da solução:

- altura de EPS necessária: variável de 1,0 a 4,5 m;
- os blocos EPS devem ser protegidos contra ataques de roedores e agentes químicos, utilizando-se uma geomembrana lisa de PEAD (polietileno de alta densidade);
- a geomembrana deve apresentar uma espessura mínima de 1,0 mm;
- logo acima da geomembrana deve haver uma laje armada com tela, com 10 cm de espessura e resistência igual a 15 MPa, para proteger o EPS contra o punção e distribuir as cargas concentradas induzidas pelo tráfego;
- dimensões mínimas do bloco EPS: 2,0 x 1,0 x 0,5 m;

- os taludes laterais da pilha de blocos devem ser executados em forma de escada, sobre os quais será lançada uma camada de aterro, de no mínimo 60 cm e compactada com compactador manual.

As Tabelas 3.4 e 3.5, respectivamente, apresentam as características mínimas do EPS e da geomembrana adotada na solução de engenharia para o Aterro 3:

Tabela 3.4 – Características do EPS utilizado (Moretti, 2010).

PROPRIEDADES	NORMA DE ENSAIO	UNIDADE	TIPO 5
Densidade aparente nominal	NBR 11949	kg/m ³	22,5
Densidade aparente mínima	NBR 11949	kg/m ³	20
Tensão de compressão com deformação de 10 %	NBR 8082	kPa	110
Resistência mínima à flexão	ASTM C-203	kPa	220
Resistência mínima ao cisalhamento	EM-12090	kPa	110

Tabela 3.5 – Características da geomembrana utilizada (Moretti, 2010).

PROPRIEDADES	NORMA DE ENSAIO	UNIDADE	1,0 mm
Espessura	ASTM D1599	mm	nominal
Massa específica aparente (mín)	ASTM D1505/D792	g/cm ³	0,94
Resistência à tração no escoamento (méd. Min.)	ASTM D6693 tipo IV	kN/m	15
Deformação no escoamento (méd. mín)	ASTM D6693 tipo IV	%	12
Resistência à tração na ruptura (méd. mín)	ASTM D6693 tipo IV	kN/m	27
Deformação na ruptura (méd. mín)	ASTM D6693 tipo IV	%	700
Resistência ao rasgo (méd. mín)	ASTM D1004	N	125
Resistência ao puncionamento (méd mín)	ASTM D4833	N	320
Teor de negro fumo	ASTM D1603	%	2 a 3
Resistência ao estouro	ASTM D3786	kPa	150

A Figura 3.6 mostra a execução da solução pelo 3º BEC em diversos ângulos.



Figura 3.6 – Solução em EPS executada pelo 3º BEC.

3.3 Caracterização do Depósito

Para realizar a caracterização do depósito foram realizados dois ensaios: SPT (*Standard Penetration Test*) e o ensaio de palheta cujos equipamentos e metodologia utilizados estão descritos adiante.

3.3.1 Equipamentos Utilizados

Para a realização do SPT foram utilizados os seguintes equipamentos: Tripé de sondagem, conjunto motobomba acionada por motor diesel, hastes de 2,54 cm, revestimentos de 6,35 cm, luvas de aço, amostrador bipartido SPT, amostrador *shelby*, camisa *shelby* em latão, "pescadores", bica de lavagem, "cabeças de bater e alçar", lâmina de lavagem (trépano), torquímetro para leitura, chaves tipo grifo 18-24, chaves tipo corrente de 10,16 cm, bomba balde, martelo de 65 Kg, trado tipo conha e trado tipo helicoidal.

Para a realização dos ensaios "Vane Test" cujo objetivo é a determinação da resistência não drenada do solo "in situ", foi utilizada uma palheta de seção cruciforme nele inserida e submetida a um torque capaz de cisalhá-lo por rotação. Constituiu-se de um sistema de aplicação de torque acionado por manivela, com caixa de redução e conjunto coroa/rosca sem-fim, ao qual foram

acoplados um anel dinamométrico calibrado com relógio comparador milesimal para leitura da carga e uma escala angular para leitura do ângulo de torção. O conjunto haste/palheta pode ser acoplado ou removido e a substituição de palhetas é de fácil execução. O aparelho é confeccionado em aço com tratamento anti-corrosivo, com alguns componentes em alumínio e latão. As partes móveis trabalham com rolamentos de esfera. Os dados técnicos do equipamento utilizado são os seguintes:

- largura: 300 mm;
- comprimento: 300 mm;
- altura: 280 mm;
- aplicação de carga: Manual, por manivela;
- anel dinamométrico: Para aplicação de cargas até 5000 N;
- relógio comparador: 0 a 5 mm / 0,001 mm;
- palheta: 130 x 165 mm.

A Figura 3.7 mostra o equipamento de "Vane Test" cujas características foram descritas acima:



Figura 3.7 – Equipamento para realização do ensaio de "Vane Test" (Manual Solotest, 2012).

3.3.2 Metodologia Utilizada

A metodologia utilizada para execução do SPT foi dividida em três etapas: (a) As sondagens foram iniciadas com o avanço a trado, com diâmetro de 102 mm. Quando foi detectado o nível d'água ou quando a parede do furo apresentou problema de estabilidade, o furo foi revestido com um tubo de aço de 76 mm de diâmetro interno, o qual foi cravado simultaneamente com o avanço do furo pelo trado espiral. Quando o avanço pelo trado espiral tornou-se inoperante adotou-se o método à percussão com circulação da água, ou seja, avanço por lavagem. (b) A cada metro perfurado, a contar da superfície, foi executado um ensaio de penetração de acordo com o método SPT, expresso pelo "N" - número de golpes de um peso de 65 kg, caindo de uma altura de 75 cm, necessários para cravar os 30 cm finais de um amostrador padrão com diâmetro interno e externo de 3,31 cm e 5,08 cm, respectivamente. (c) A medida de nível d'água foi efetuada através de quatro leituras de nível do

lençol de água livre. Ao detectar-se este lençol, a sondagem foi interrompida durante 30 (trinta) minutos, tendo sido efetuadas nestes intervalos 3 (três) leituras, sendo a primeira aos 10 (dez) minutos da paralisação, a segunda aos 20 (vinte) minutos e a terceira aos 30 (trinta) minutos. A quarta e última leitura foi efetuada 24 horas após o encerramento da sondagem. O nível d'água adotado foi o da menor leitura obtida, correspondendo ao mais próximo da superfície. A Figura 3.8 mostra a execução do ensaio.



Figura 3.8 – Ensaio SPT executado no Aterro 3.

Para a execução do ensaio “Vane Test” foi utilizada a seguinte metodologia: A palheta foi baixada no interior do furo, previamente limpo, através da haste especificada que é conectada à extremidade superior do conjunto, até a cota inicial do solo a ensaiar. Nessa haste foi assinalada uma marca para a referida cota em relação ao topo do revestimento. A primeira e a segunda seção foram conectadas com um rolamento guia e, desse ponto até a superfície, não excedendo intervalos de 10 metros. A penetração da palheta foi conduzida num movimento único, de forma que sua extremidade inferior avançou no solo indeformado cerca de 5 vezes o diâmetro do furo. Após a penetração, o conjunto de hastes foi ancorado, durante o transcurso do ensaio, a fim de evitar prosseguimento do avanço ou qualquer outro movimento que amolgue ou perturbe o solo a ser ensaiado.

O torque aplicado à palheta foi executado a uma velocidade de 0,1 grau por segundo, aproximadamente. A essa velocidade, o tempo requerido para a ruptura do solo varia entre 2 e 5 minutos, podendo ser menos ou mais que esses limites, conforme seja o solo rijo ou muito mole, respectivamente. As leituras dos torques correspondentes foram anotadas a cada 15 segundos de intervalo, aproximadamente, até que esses valores ficassem constantes. O valor máximo de torque também foi anotado. Em seguida, a palheta foi girada rapidamente, com um mínimo de 10 revoluções, e, imediatamente e não excedendo o intervalo de 1 minuto, determinou-se a resistência do material amolgado, de forma idêntica ao procedimento indicado para o solo indeformado. A Figura 3.9 mostra a execução do ensaio no Aterro 3:



Figura 3.9 – Ensaio de palheta executado no Aterro 3.

3.4 Avaliação Estrutural

3.4.1 Equipamentos Utilizados

Para a realização da avaliação estrutural ocorrida de fevereiro a abril de 2012, foram realizados ensaios de compressão simples de corpos de prova cilíndricos de poliestireno de acordo com o que preconiza a norma ASTM: *Designation: D695 – 10 Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Plastics*. O objetivo do ensaio foi obter a curva tensão-deformação e os módulos de elasticidade. Os ensaios foram realizados por uma equipe de UFCG com acompanhamento de uma equipe do Exército.

O equipamento utilizado foi a Prensa Shimadzu do Laboratório de Estruturas da UFCG, modelo AG-IS 100 kN. As características principais do equipamento são as seguintes:

- **célula de carga:** 100 kN;
- **velocidade de ensaio:** 0,0005 a 1000 mm/min;
- **precisão da velocidade:** +/- 0,1%;
- **precisão do deslocamento:** entre +/- 0,1% do valor indicado;
- **largura efetiva para ensaio:** 575 mm;
- **dimensões:** 1170 x 750 x 2162 mm;
- **alimentação necessária:** trifásico, 200-230 VAC (60 Hz), 6,0 kVa (1,6W de consumo).

3.4.2 Metodologia Utilizada

A execução da avaliação estrutural foi dividida em duas etapas: campo e laboratório. A etapa de campo consistiu no processo de escolha, transporte e extração dos corpos de prova a serem ensaiados em laboratório. Abaixo se tem a descrição detalhada destas etapas de campo:

a. Processo de escolha: Considerando-se que o Aterro 3 contempla 8.000 m³ de EPS, definiu-se que, para cada 400 m³ de EPS aplicado, fossem retirados 6 corpos de prova para ensaio. Por questão de segurança, para cada conjunto de 6 corpos de prova foram extraídos 2 corpos de

prova a mais, caso houvesse necessidade de substituição. Vale salientar que os 8 CP foram extraídos de um bloco inteiro de dimensões 4,0 x 1,0 x 1,5 m. Os 20 conjuntos extraídos, cada um contendo 8 CP, se referem aos blocos de EPS que já haviam sido instalados mas, devido à enchente atípica ocorrida em 2011, foram removidos de seu posicionamento original e ficaram expostos, conforme a Figura 3.14. Paralelamente, foram extraídos 4 grupos, denominados grupo “B” de blocos ainda não utilizados no terreno, cuja resistência servirá de parâmetro aos grupos de EPS já utilizados.

b. Transporte: Os blocos com dimensões 4,0 x 1,0 x 1,5 m foram transportados da cidade de Goiana para Campina Grande, cuja distância é de 200 km, em uma caçamba com capacidade de 25 m³ com respectivo cavalo mecânico. A Figura 3.10 (a) mostra a caçamba transportando os blocos EPS.

c. Extração dos corpos de prova: A extração ocorreu na Universidade Federal de Campina Grande (UFCG). Foi executada pela equipe do Exército Brasileiro e UFCG. Foi utilizada uma extratora de corpos de prova de pavimentos de concreto ou asfalto, com motor a gasolina de 9 Hp. Possui regulador de rotação, engate para transportes em pequenas distâncias, em baixas velocidades. A extratora admite coroas diamantadas de até 20,32 cm. Toda sua transmissão mecânica é feita por coroa e pinhão imersos em banho de óleo. Possui tanque de água para refrigeração. A Figura 3.10 (b) mostra o processo de extração dos corpos de prova.



Figura 3.10 – Corpos de prova de EPS: (a) transporte, (b) extração.

A etapa de laboratório consistiu no processo de organização dos corpos de prova com respectiva coleta de dimensões, em seguida ensaiados na Prensa Shimadzu. Esta etapa foi dividida em duas:

a. Organização e medidas dos CP: Depois de separados os 24 grupos de corpos de provas mencionados na etapa de campo, foi necessário, através de um paquímetro, registrar as medidas de altura e diâmetro dos CP, já que essas medidas irão alimentar o programa utilizado pela prensa. A Figura 3.11(a) mostra o processo de organização dos grupos e a Figura 3.11(b) retrata a utilização do paquímetro para registro das dimensões.



Figura 3.11 – Corpos de prova para ensaio de compressão: (a) organização dos grupos, (b) utilização de paquímetro.

b. Utilização do programa da prensa: Após a devida separação dos grupos de CP e execução dos registros das dimensões (altura e diâmetro) já se tornou possível o uso da prensa. O programa utilizado foi o “*Trapezium 2*” que possui vantagens de ser um software que possui etapas de orientação para o ajuste dos ensaios, permitindo rápida e fácil configuração. Além disso, incorpora as funções básicas necessárias para realização dos ensaios de acordo com os padrões industriais. A Figura 3.12 mostra, um corpo de prova na prensa para realização do ensaio.



Figura 3.12 – Corpo de prova na prensa para realização do ensaio de compressão.

Para obter os módulos de elasticidade e a curva tensão-deformação do espaço amostral selecionado, seguiu-se a seguinte sequência no programa *Trapezium 2*:

- a. Definição do tipo de ensaio (tração, compressão, etc), direção de aplicação da força (ascendente ou descendente), polaridade da força, e unidades (sistema SI, métrico ou inglês);
- b. Definição da faixa de aplicação da força e deslocamento;
- c. Definição da velocidade de aplicação da carga;

- d. Identificação dos corpos de prova com as respectivas alturas e diâmetros;
- e. Parâmetros a serem utilizados (módulo de elasticidade, máxima tensão, etc);
- f. Definição da formatação de apresentação dos resultados.

A Figura 3.13 ilustra a interface do programa utilizado.

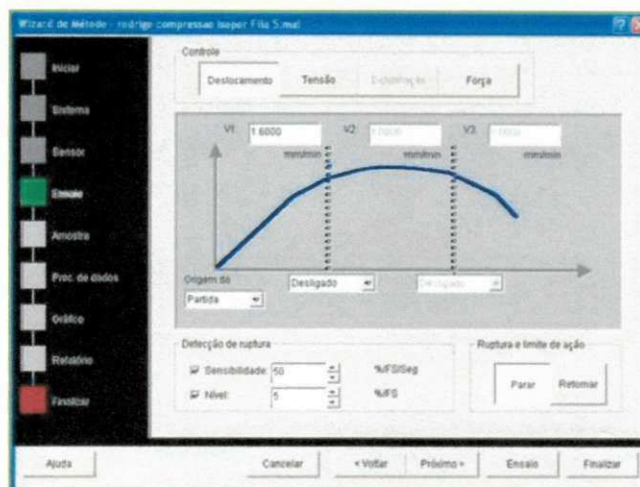


Figura 3.13 – Interface do Programa *Trapezium 2*.

Após esta sequência foi possível obter os módulos de elasticidade e curvas tensão-deformação que serão discutidos no capítulo seguinte.

3.5 Avaliação Funcional

3.5.1 Metodologia Utilizada

Para a realização da avaliação funcional, foram realizadas visitas ao Aterro 3 rompido devido à enchente ocorrida no dia 17 de julho de 2011, conforme mostra a Figura 3.14. Para que a solução adotada em EPS possa ser avaliada em termos funcionais foram executados os cálculos que mostram a situação de estabilidade do sistema EPS quanto à flutuação de acordo com o novo parâmetro de cota de máxima enchente.

No momento da enchente excepcional ocorrida no dia 17 de julho de 2011 a solução em EPS estava parcialmente executada. De acordo com a Figura 3.15, acima das camadas de EPS ainda existe uma laje de 10 cm de espessura e, acima desta, uma camada de brita graduada simples (BGS) seguida de duas camadas de concreto betuminoso usinado a quente com espessura de 11 cm. No dia da enchente apenas a laje com espessura de 10 cm estava concluída.

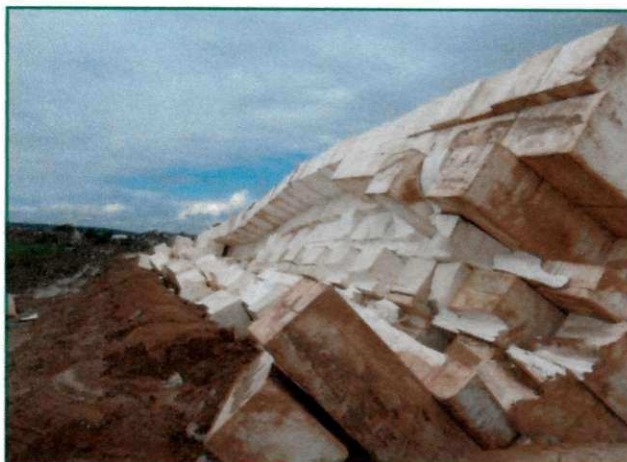


Figura 3.14 – Aterro 3 rompido.

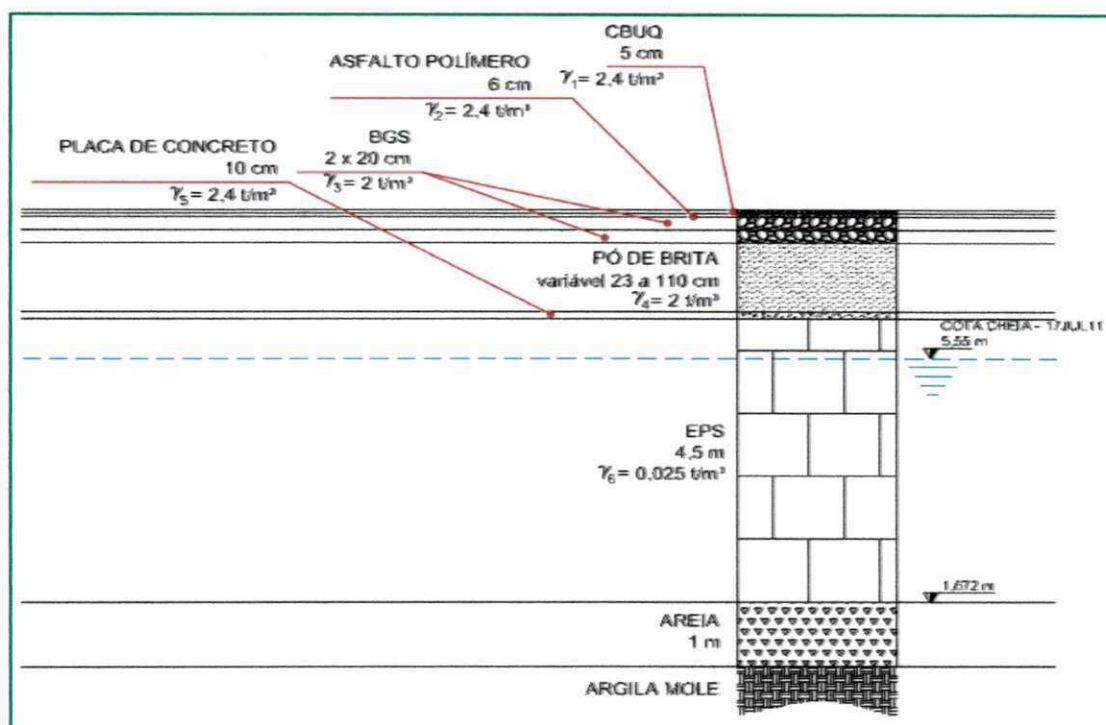


Figura 3.15 – Perfil de camadas da solução em EPS do Aterro 3.

Nestas condições foi possível avaliar as condições de estabilidade por ação do empuxo da água. Esta avaliação se alicerçou nos seguintes fatos:

De acordo com a Figura 3.16, pode-se constatar que metade das “transversinas” ou vigas transversais do Canal Goiana, no qual se localiza o Aterro 3, foram cobertas por água, concluindo-se que o nível máximo da cheia daquele dia alcançou a cota 5,55 m (a referência de cota de máxima enchente é de 2,85 m, sendo assim houve uma diferença a maior de $5,55 \text{ m} - 2,85 \text{ m} = 2,70 \text{ m}$).



Figura 3.16 – “Transversinas” do Canal Goiana parcialmente cobertas por água.

De acordo com projeto utilizado para o Aterro 3, a cota inferior de instalação do EPS no trecho mais próximo da ponte foi de 1,672 m. Logo, a quantidade de EPS submersa foi de 3,878 m resultante da diferença entre as cotas de máxima enchente do dia 17 de julho, conforme está indicado na Figura 3.15. Este projeto utilizado tinha previsão de cota de máxima enchente em 2,818 m. Na mesma Figura 3.15 pode-se observar que o local mais favorável para combater o empuxo é quando a camada de BGS é de 110 cm e a menos favorável é de 23 cm. Para as duas situações serão calculados os fatores de segurança.

Com base nas espessuras e pesos específicos das camadas constituintes da solução do Aterro 3 em EPS foi possível calcular as tensões resultantes no topo da camada de EPS. A Tabela 3.6 mostra este cálculo para o pior caso, ou seja, quando a espessura do pó de brita é de 0,23 m. Já a Tabela 3.7 mostra para o melhor caso, ou seja, quando a espessura do pó de brita é de 1,10 m.

Tabela 3.6 – Tensão máxima no topo do EPS para o pior caso.

TENSÃO MÁXIMA NO TOPO DO EPS CASO O PROJETO ESTIVESSE PLENAMENTE EXECUTADO - PIOR CASO					
CAMADA	TIPO DE MATERIAL	ESPESSURA	PESO ESPECÍFICO	TENSÃO NA CAMADA	TENSÃO ACUMULADA
		m	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²
1	CBUQ	0,05	23,53	1,18	1,18
2	ASFALTO POLÍMERO	0,06	23,53	1,41	2,59
3	BGS	0,20	19,61	3,92	6,51
4	BGS	0,20	19,61	3,92	10,43
5	PÓ DE BRITA	0,23	19,61	4,51	14,94
6	PLACA DE CONCRETO	0,10	23,53	2,35	17,30
7	EPS	N	N	N	N
TENSÃO MÁXIMA NO TOPO DO EPS PARA ESPESSURA PÓ DE BRITA 0,23 m					17,30

Tabela 3.7 – Tensão máxima no topo do EPS para o melhor caso.

TENSÃO MÁXIMA NO TOPO DO EPS CASO O PROJETO ESTIVESSE PLENAMENTE EXECUTADO - MELHOR CASO					
CAMADA	TIPO DE MATERIAL	ESPESSURA	PESO ESPECÍFICO	TENSÃO NA CAMADA	TENSÃO ACUMULADA
		m	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²
1	CBUQ	0,05	23,53	1,18	1,18
2	ASFALTO POLÍMERO	0,06	23,53	1,41	2,59
3	BGS	0,20	19,61	3,92	6,51
4	BGS	0,20	19,61	3,92	10,43
5	PÓ DE BRITA	1,10	19,61	21,57	32,00
6	PLACA DE CONCRETO	0,10	23,53	2,35	34,36
7	EPS	N	N	N	N
TENSÃO MÁXIMA NO TOPO DO EPS PARA ESPESSURA PÓ DE BRITA 1,10 m					34,36

Como o projeto não estava plenamente executado no dia da cheia atípica, pode-se calcular a tensão acumulada apenas com aquilo que estava construído, ou seja, a laje de concreto com espessura de 10 cm. A Tabela 3.8 mostra este cálculo:

Tabela 3.8 – Tensão máxima no topo do EPS no dia 17 de julho de 2011.

TENSÃO MÁXIMA NO TOPO DO EPS NO DIA 17 DE JULHO DE 2011					
CAMADA	TIPO DE MATERIAL	ESPESSURA	PESO ESPECÍFICO	TENSÃO NA CAMADA	TENSÃO ACUMULADA
		m	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²
6	PLACA DE CONCRETO	0,10	23,53	2,35	2,35
7	EPS	N	N	N	N
TENSÃO MÁXIMA NO TOPO DO EPS PARA A LAJE DE CONCRETO DE 0,10 m					2,35

De modo análogo, sabendo-se que a espessura de EPS submerso, pode-se calcular o empuxo da água no dia 17 de julho de 2011. A Tabela 3.9 mostra o cálculo:

Tabela 3.9 – Empuxo da água no topo do EPS no dia 17 de julho de 2011.

EMPUXO DA ÁGUA NO TOPO DO EPS NO DIA 17 DE JULHO DE 2011					
CAMADA	TIPO DE MATERIAL	ESPESSURA	PESO ESPECÍFICO	TENSÃO NA CAMADA	TENSÃO ACUMULADA
		m	kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²
7	EPS	3,87	9,80	37,926	37,926
EMPUXO DA ÁGUA NO TOPO DO EPS NO DIA 17 DE JULHO DE 2011					37,93

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Esse capítulo foi separado em quatro fases para um melhor entendimento da análise e discussão dos resultados, conforme sequência abaixo:

- ✓ Primeira fase – Caracterização do depósito.
- ✓ Segunda fase – Avaliação estrutural.
- ✓ Terceira fase – Avaliação funcional.
- ✓ Quarta fase – Avaliação de viabilidade financeira.

4.1 Caracterização do Depósito

Conforme metodologia adotada, a caracterização do depósito de argila mole do Aterro 3 foi executada em duas etapas: A primeira foi a execução do SPT no trecho considerado e a segunda foi a execução do ensaio de palheta.

4.1.1 Resultados SPT

Os resultados do SPT realizado no trecho experimental se encontram no Apêndice A.

Considerando que as Figuras A.1, A.2 e A.3 representam o perfil geotécnico do Aterro 3 em 2001 (o qual foi utilizado no Projeto Executivo do DNIT em 2004) e que as Figuras A.4, A.5 e A.6 representam o perfil geotécnico do mesmo aterro em 2011, após a enchente do dia de 17 de julho do mesmo ano pode-se observar o seguinte:

- A camada de argila orgânica permaneceu com uma média para os quatro ensaios de espessura de 13,04 m não sofrendo alterações significativas.

- A umidade média para o ensaio SP 01 (Figura A.4), para a camada de argila orgânica, é de 65,98% e para o ensaio SP 04 (Figura A.5) é de 73,93%.

- A média do limite de liquidez para o ensaio SP 01 (Figura A.4) é de 51,22 %. A Figura 4.1 (Limite de Liquidez x Profundidade) foi elaborada com uma linha de tendência linear. O coeficiente de determinação R^2 encontrado foi 0,6496. O R^2 indica quanto da variância da variável resposta é explicada pela variância das variáveis explicativas. Seu valor está no intervalo de 0 a 1: Quanto maior, mais explicativo é o modelo. Julga-se que o valor encontrado (0,6496) é baixo. Outras linhas de tendências foram elaboradas (exponencial, logarítmica, polinomial e potencial) de sorte que a polinomial se mostrou com melhor coeficiente de determinação (0,8869) conforme Figura 4.2. Mesmo assim, entende-se que este valor ainda é baixo.

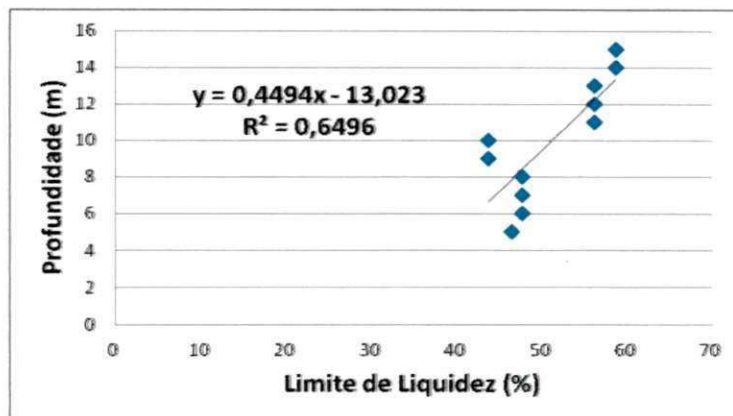


Figura 4.1 - Linha de tendência linear do LL para o ensaio SPT 01.

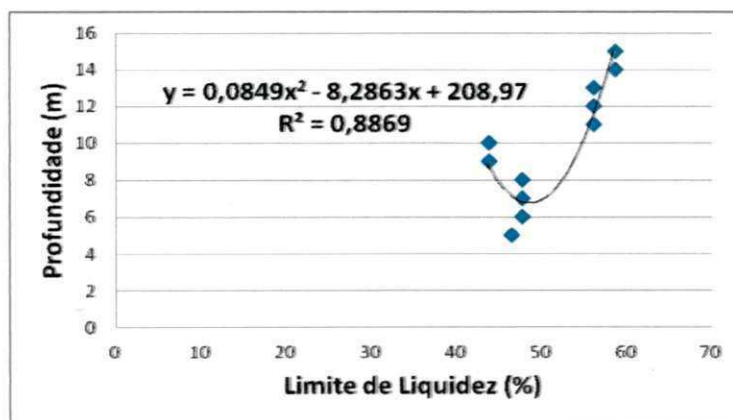


Figura 4.2 - Linha de tendência polinomial do LL para o ensaio SPT 01.

- Verifica-se, de acordo com as Figuras 4.1 e 4.2 que os pontos se agrupam em 2 grupos: O primeiro grupo representa o limite de liquidez médio de 45 % que abrange a faixa de profundidade de 4 a 10 m; o segundo grupo representa o limite de liquidez médio de 58 % e abrange a faixa de profundidade de 10 a 14 m.

- A média do limite de liquidez para o ensaio SP 04 (Figura A.5) é de 56,12 %. Apesar deste valor ser próximo da média relativa ao ensaio SP 01 (51,22 %), observa-se uma dispersão bem maior nos pontos que pode ser verificada na Figura 4.3.

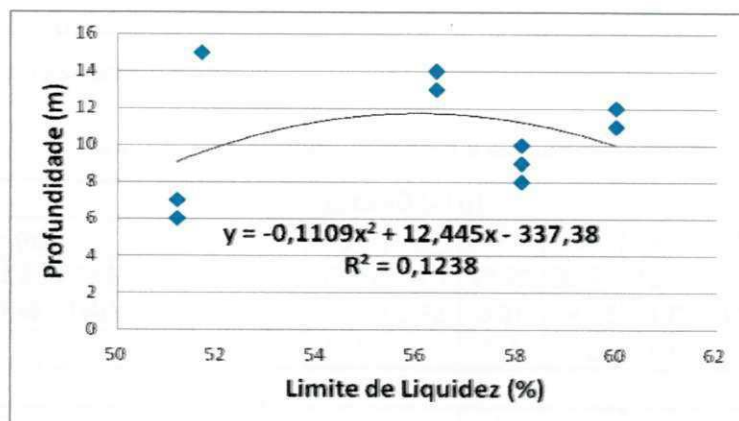


Figura 4.3 - Linha de tendência polinomial do LL para o ensaio SPT 04.

- Na Figura 4.3 foi inserida uma linha de tendência polinomial para os pontos encontrados. Observa-se que o R^2 apresentou um valor extremamente baixo, fato que corrobora que a quantidade de ensaios deve ser maior para que possa ser obtida uma linha de tendência representativa.

- Em relação ao nível d'água, observa-se que todos os ensaios SPT foram realizados no lado direito do estaqueamento de projeto. Em termos de distância entre os ensaios realizados em 2001 e 2011, observa-se que os mais próximos são o SP 12 e o SP 04, os quais estão distanciados 3 estacas ou 20 metros. O SP 12 apresentou um nível d'água na cota 1,85 m enquanto que o encontrado no SP 04, dez anos depois, foi 1,72 m. Entende-se a diferença de 13 cm é muito pequena entre os dois ensaios.

4.1.2 Resultados dos Ensaios de Palheta

Os resultados dos ensaios de palheta realizados no trecho experimental se encontram no Apêndice B.

Dos resultados apresentados no Apêndice B, pode-se gerar a Tabela 4.1 que mostra o resumo da resistência ao cisalhamento não drenada do depósito.

Tabela 4.1 – Resultado final para os ensaios de palheta realizados.

RELATIVO AO FURO SP 01									
PROFUNDIDADE (m)	5	6	7	8	9	10	11	12	13
RESISTÊNCIA INDEFORMADA (kPa)	37,06	34,52	23,22	30,75	12,26	26,99	37,60	47,19	45,14
MÉDIA (KPa)	32,75								
DESVIO PADRÃO	10,93								
RELATIVO AO FURO SP 04									
PROFUNDIDADE (m)	6	7	8	9	10	11	12	13	14
RESISTÊNCIA INDEFORMADA (kPa)	6,09	9,11	18,425	8,836	10,9	12,60	14	10,4	10,5
MÉDIA (KPa)	11,21								
DESVIO PADRÃO	3,61								
Média Geral (Kpa)	21,98								

Nas Figuras 4.4 e 4.5 foi inserida uma linha de tendência linear para os pontos encontrados. Observa-se que o R^2 apresentou um valor extremamente baixo, fato que corrobora que a quantidade de ensaios deve ser maior para que possa ser obtida uma linha de tendência representativa. Também foram elaboradas linhas de tendências exponencial, logarítmica, polinomial e potencial de modo que em todas elas o R^2 também se apresentou extremamente baixo.

Observa-se que para os ensaios de palheta relativos ao ensaio de sondagem SP 01 a média da sensibilidade é de 8,38 e a média de sensibilidade para os ensaios de palheta relativos ao SP 04 é de 3,62. De acordo com Skempton & Northey (1952), o valor 8,38 se enquadra em uma argila extrasensível e 3,62 como uma argila de média sensibilidade.

Segundo Bertuol (2009), os valores de sensibilidade das argilas brasileiras se encontram normalmente enquadrados em um intervalo que varia de sensíveis a baixa sensibilidade. No caso do Aterro 3, temos uma peculiaridade pois foram detectadas argilas extrasensíveis. Este fato se mostra importante para a elaboração de um novo projeto.

Em relação ao valor da resistência não drenada do "Vane Test" realizado em 2011, pode-se verificar que existe uma variação de 273% entre os dois ensaios realizados. Esta variação considerável pode ser entendida através da necessidade da realização de mais ensaios para que os resultados obtidos tenham representatividade para a elaboração de um novo projeto.

Caso seja utilizada como critério a média geral da resistência não drenada dos dois furos realizados, observa-se que o valor encontrado (21,97 kPa) é 95,5% do valor adotado para o ensaio realizado em 2008. Sendo assim, o projetista terá duas linhas de ação como possibilidade: a primeira é ser menos conservador e adotar uma resistência não drenada de 20 kPa, valor baseado na média geral de 2011. A segunda é adotar a média da resistência não drenada relativa ao furo SP 04, isto é, 11,20 kPa. Este valor é menos da metade do encontrado em 2008 e se for adotado terá influência direta no cálculo de estabilidade o qual constará no próximo projeto. Portanto, para que o depósito de argila mole seja melhor caracterizado em relação ao parâmetro resistência não drenada, pode-se executar, no mínimo, mais quatro ensaios de palheta.

4.2 Avaliação Estrutural

A seguir serão apresentados e analisados os resultados obtidos durante a avaliação estrutural com o auxílio da prensa Shimadzu. Conforme explicado no Capítulo 3, a avaliação estrutural se refere aos ensaios de compressão simples de corpos de prova cilíndricos de poliestireno.

4.2.1 Resultados

No Apêndice C constam os valores dos diâmetros, alturas, módulos de elasticidade, da máxima força aplicada e da máxima tensão relativos a todos os corpos de prova.

No Apêndice D apresentam-se as curvas tensão *versus* deformação para cada corpo de prova analisado nesta pesquisa.

A Tabela 4.3 abaixo mostra os valores médios obtidos para os 24 grupos de corpos de provas ensaiados no Laboratório de Estruturas da UFCG.

Tabela 4.3 – Valores médios para os 24 grupos de corpos de prova ensaiados.

Nome do Grupo	CP's	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
		cm	cm	N/mm ² (MPa)	N/mm ² (MPa)	kN
D1	6	9,99	20,21	5,47318	0,12396	0,97188
D2	6	9,99	20,54	7,60853	0,13241	1,03906
D3	6	9,99	20,05	5,69371	0,12044	0,94479
D4	6	9,99	20,50	4,83020	0,11988	0,94011
D5	6	9,96	20,53	6,47262	0,12430	0,96979
D6	6	10,04	20,35	7,97356	0,13676	1,08282
D7	6	9,99	20,51	7,06599	0,12562	0,98490
D8	6	10,03	20,48	3,26868	0,10911	0,86146
D9	6	10,00	20,52	3,79667	0,10910	0,85781
D10	6	10,00	20,53	4,17608	0,11407	0,89219
D11	6	10,06	20,31	3,95664	0,11094	0,89792
D12	6	10,04	20,36	7,80023	0,13394	1,06146
D13	6	10,05	20,35	4,36683	0,10757	0,85364
D14	6	10,05	20,35	6,59325	0,12145	0,96406
D15	6	10,02	20,55	6,81989	0,12679	1,00048
D16	6	10,01	20,53	5,94046	0,11572	0,91094
D17	6	10,07	20,50	6,67727	0,11853	0,94375
D18	6	10,06	20,31	7,55958	0,12369	0,98438
D19	6	10,06	20,34	7,44248	0,12792	1,01823
D20	6	10,06	20,29	3,69074	0,10702	0,85103
B1	6	9,98	20,52	3,53443	0,09953	0,77917
B2	6	9,99	20,54	6,70486	0,13238	1,03802
B3	6	9,98	20,54	4,65277	0,10448	0,81771
B4	6	9,95	20,55	5,12661	0,11146	0,86667
Média geral		10,01	20,43	5,71772	0,11904	0,93884
Valores máximos obtidos		10,07	20,55	7,97356	0,13676	1,08282
Valores mínimos obtidos		9,95	20,05	3,26868	0,09953	0,72568

Em relação à avaliação estrutural, pode-se verificar que a média do módulo de elasticidade dos grupos de EPS já aplicados no Aterro 3 (D1 a D20) que foram expulsos devido aos efeitos da enchente atípica do dia 17 de julho de 2011 é de 5,850 MPa e supera em 17% a média do Grupo B (5,004 MPa) que representa o grupo de EPS que ainda não foi aplicado, conforme Tabela 4.3. De acordo com a Tabela 4.3, mesmo excluindo-se o menor resultado do Grupo B (3,534 MPa), a média do Grupo D (5,850 MPa) supera em 6,6 % o valor do módulo de elasticidade da média do Grupo B (5,494 MPa).

Sabendo-se que o Grupo B representa o estoque de EPS que ainda não foi aplicado, é razoável não considerar os resultados do Grupo B1. Pelos baixos resultados, existe a possibilidade de ter existido alguma variação no procedimento de ensaio.

Era de se esperar que o Grupo D sofresse uma redução no valor do módulo de elasticidade relativamente ao Grupo B, por ter sofrido tensões diversas com o rompimento do Aterro 3 e estar exposto às intempéries por meses. Entretanto, o fato contrário foi observado e isto corrobora a hipótese que as propriedades mecânicas de todo o EPS aplicado no Aterro 3 não sofreram alteração.

4.3 Avaliação Funcional

Conforme descrito no Capítulo 3, a avaliação funcional é caracterizada pela execução dos cálculos que mostram a situação de estabilidade do sistema EPS quanto à flutuação de acordo com o novo parâmetro de cota de máxima enchente. No Apêndice E pode-se verificar o histórico pluviométrico da região que abrange o trecho experimental. Os dados foram coletados de pluviômetros do Exército.

Considerando a metodologia descrita no Capítulo 3, pode-se calcular o fator de segurança quanto à flutuação para os 3 casos, isto é, quando a obra estava apenas com a laje de concreto de 10 cm e se a obra já estivesse pronta com camadas de pó de brita de 23 cm (pior caso) e 110 cm (melhor caso). A Tabela 4.4 mostra o cálculo do fator de segurança:

Tabela 4.4 – Fator de segurança quanto à flutuação.

FATOR DE SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO			
CONDIÇÃO DE ESTABILIDADE	TENSÃO NO EPS (kN/m ²)	EMPUXO NO EPS (kN/m ²)	FATOR DE SEGURANÇA
DIA DA ENCHENTE	2,35	37,93	0,06
PIOR CASO	17,30	37,93	0,46
MELHOR CASO	34,36	37,93	0,91

Em relação à avaliação funcional, as condições de estabilidade quanto à flutuação não são satisfatórias para a situação em que se encontrava a construção na ocasião da grande enchente e também não seriam no caso do pavimento já concluído. Desta forma, nesta situação, o projeto não mais se aplica às novas condições de contorno impostas por esta grande cheia.

Valendo-se da hipótese que no novo projeto a ser elaborado seja utilizado EPS, entende-se que é de fundamental importância à estabilidade quanto à flutuação do futuro aterro que as obras sejam executadas durante o período de "seca" da região, isto é, de setembro a abril.

Como já foi constatado que houve mudança da cota de máxima enchente, observa-se a inoperância do projeto atual para esta condição de contorno. Sendo assim, pode ser discutida a inclusão de novos procedimentos para tornar o novo projeto mais seguro. Dentre estes novos procedimentos, pode-se implantar instrumentação geotécnica com inclinômetros e placas de recalque para acompanhar a evolução dos recalques e das deformações horizontais do aterro a ser

construído. Entende-se que a estabilização dos recalques e deformações horizontais podem se tornar condição essencial para continuidade do aterro.

Uma ideia que pode ser abordada é a de um novo estudo de viabilidade técnica. Apesar do estudo já executado indicar a viabilidade da execução de aterro leve com EPS, não existe garantias que esta nova cota máxima de máxima enchente não sofrerá variações ao longo dos anos vindouros. Neste caso, torna-se plausível um novo estudo de viabilidade técnica para a estabilização do Aterro 3.

4.4 Avaliação de Viabilidade Financeira

A partir do que foi descrito no Capítulo 3, foi realizada uma comparação entre possíveis soluções de engenharia para a execução de um projeto executivo após enchente para estabilização e melhoria de fundação do Aterro 3. Das características técnicas de cada solução foi possível estruturar a Tabela 4.5 de acordo com Moretti (2010), o qual mostra as vantagens e desvantagens de cada solução.

Tabela 4.5 – Vantagens e desvantagens de cada solução, Moretti (2010).

MÉTODO	VANTAGENS	DESvantagens
COLUNAS DE BRITA	1) Colunas permeáveis;	1) Estabilidade a longo prazo de difícil previsão;
	2) Facilidade Executiva;	2) Variabilidade do diâmetro das colunas;
	3) Ganho de resistência não drenada do solo mole após a dissipação da poropressão.	3) Amolgamento da camada mole durante a execução;
COLUNAS DE AREIA COM GEOSSINTÉTICO	1) Colunas permeáveis;	4) Disponibilidade de material na região;
	2) Facilidade Executiva;	1) Limitação do diâmetro da coluna pela geometria do geossintético;
	3) Ganho de resistência não drenada do solo mole após a dissipação da poropressão, com confinamento da coluna pelo geossintético.	2) Amolgamento da camada mole durante a execução;
COMPACTION GROUTING	1) Colunas permeáveis;	3) Carência de experiência no meio técnico quanto ao comportamento da coluna.
	2) Facilidade Executiva e técnica não destrutiva;	1) Amolgamento da camada mole durante a execução.
	3) Ganho de resistência não drenada do solo mole após a dissipação da poropressão.	2) Carência de experiência no meio técnico do Brasil.
COLUNAS DE SOLO CIMENTO	1) Maior quantidade de executores no mercado;	1) Falta de mão-de-obra especializada;
	2) Disponibilidade do material;	2) Demasiado consumo de cimento.
	3) Melhoria das características geomecânicas do solo mole.	
ATERRO EXECUTADO COM EPS	1) Mão-de-obra convencional;	1) Necessidade de remoção do aterro existente;
	2) Menor prazo de execução em relação aos anteriores;	2) Carência de experiência no meio técnico do Brasil.
	3) Redução das tensões geradas pelo aterro.	

Entretanto, as informações contidas na Tabela 4.5 não são suficientes para uma tomada de decisão final. Para isso, foi necessário elaborar uma previsão de custos para dar suporte a uma tomada de decisão mais coerente, abrangendo aspectos técnicos e econômicos.

Foi realizada uma pesquisa de mercado em julho de 2010 por uma empresa contratada pelo DNIT, de sorte que foi indicado o aterro com EPS como a solução mais vantajosa economicamente. De 2010 até 2012 ocorreram diversos eventos importantes na região de Goiana, dentre os quais pode-se destacar a construção de grandes pólos farmacocômicos e fábricas de vidros e veículos. Observa-se que tais eventos alteram a dinâmica orçamentária de insumo e mão-de-obra da região.

Sendo assim, neste trabalho a pesquisa de preços foi refeita, tomando-se como referência o mês de fevereiro de 2012, no intuito de verificar se a indicação do aterro com EPS permanece como a mais vantajosa economicamente.

Para a execução dos custos das soluções é preciso que as seguintes condições de contorno sejam obedecidas, pois se adaptam à realidade logística e técnica do trecho em estudo.

- Distância de "bota-fora": 5 km (as áreas que podem receber este material se localizam a esta distância do trecho experimental);

- Espessura da laje do aterro com EPS: 10 cm (conforme projeto executivo elaborado pela Moretti em 2010);

- Taxa de armadura da laje do aterro com EPS: 50 kg/m³ (conforme projeto executivo elaborado pela Moretti em 2010);

- Massa específica do bloco EPS: 25 kg/m³ (conforme projeto executivo elaborado pela Moretti em 2010);

- Perdas na execução das soluções: 10% (valor estimado para efeito de dimensionamento);

- A composição de preço do EPS contempla o insumo entregue na obra (melhor opção logística para um Batalhão de Engenharia);

- O preço unitário de execução de solo cimento já inclui a mobilização do equipamento, canteiro, mão-de-obra e consumo de cimento (melhor opção logística para um Batalhão de Engenharia);

Obedecidas estas premissas, foi possível mostrar através da Tabela 4.6 os custos das soluções (por metro longitudinal de solução):

Tabela 4.6 – Custos estimados das soluções para o Aterro 3.

COLUNA DE BRITA				
DESCRIÇÃO	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	QUANTIDADE /m	PREÇO TOTAL R\$/m
BRITA COLOCADA NA OBRA	m3	85,04	73,75	6.271,70
EXECUÇÃO DE COLUNA GRANULAR COM DIÂMETRO DE 80 cm	m	135,00	146,71	19.805,85
PRÉ-FURO EM CAMADA DE ATERRO PARA COLUNA GRANULAR COM DIÂMETRO DE 80 cm	m	90,00	16,3	1.467,00
MOBILIZAÇÃO	%	2,66		732,69
CANTEIRO DE OBRA	%	6,00		1.652,67
			TOTAL	29.929,91
COLUNA DE AREIA				
DESCRIÇÃO	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	QUANTIDADE /m	PREÇO TOTAL R\$/m
AREIA COLOCADA NA OBRA	m3	62,1	49,75	3.089,48
EXECUÇÃO DE COLUNA GRANULAR COM DIÂMETRO DE 80 cm	m	135,00	98,87	13.347,45
PRÉ-FURO EM CAMADA DE ATERRO PARA COLUNA GRANULAR COM DIÂMETRO DE 80 cm	m	90,00	11,00	990,00
GEOSSINTÉTICO	m	135,00	98,97	13.360,95
MOBILIZAÇÃO	%	2,66		818,96
CANTEIRO DE OBRA	%	6,00		1.847,27
			TOTAL	33.454,10
COMPACTION GROUTING				
DESCRIÇÃO	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	QUANTIDADE /m	PREÇO TOTAL R\$/m
EXECUÇÃO DE COLUNA DE COMPACTION GROUTING COM DIÂMETRO DE 60 cm	m	266,00	168,87	44.919,42
PRÉ-FURO EM CAMADA DE ATERRO PARA COMPACTION GROUTING	m	28,00	18,76	525,28
MOBILIZAÇÃO	%	2,66		1.208,83
CANTEIRO DE OBRA	%	6,00		2.726,68
			TOTAL	49.380,21
COLUNA DE SOLO CIMENTO				
DESCRIÇÃO	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	QUANTIDADE /m	PREÇO TOTAL R\$/m
EXECUÇÃO DE CAMADA DRENANTE COM AREIA ESPESSURA 50 cm	m	46,18	11,00	507,98
GEOGRELHA	m	64,28	25,00	1.607,00
EXECUÇÃO DE COLUNA DE SOLO CIMENTO DIÂMETRO DE 80 cm	m	340,00	127,31	43.285,40
			TOTAL	46.400,38
ATERRO EXECUTADO COM EPS				
DESCRIÇÃO	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	QUANTIDADE /m	PREÇO TOTAL R\$/m
ECT MAT 1 CATEGORIA, DMT 3000 A 5000 COM CARREGAMENTO	m3	18,73	18,27	342,20
COMPACTAÇÃO DE ATERROS A 95% PROCTOR NORMAL	m3	3,18	9,83	31,26
CONCRETO FCK= 15 Mpa	m3	295,55	1,29	381,26
FORNECIMENTO DE AÇO CA-50	Kg	10,13	64,58	654,20
ESPALHAMENTO E COMPACTAÇÃO DE MATERIAL DE "BOTA FORA"	m3	2,76	18,27	50,43
BLOCO EPS (4,0 X 1,25 X 1,00) m	m3	503,00	44,94	22.604,82
MANTA TERMOPLÁSTICA PEAD ESPESSURA 1,0 mm	m2	10,02	11,77	117,94
EXECUÇÃO DE ATERRO LEVE	m	17,98	44,94	808,02
MOBILIZAÇÃO	%	2,66		664,74
CANTEIRO DE OBRA	%	6,00		1.499,41
			TOTAL	27.154,26

A Figura 4.6 abaixo mostra o resumo da Tabela 4.6.

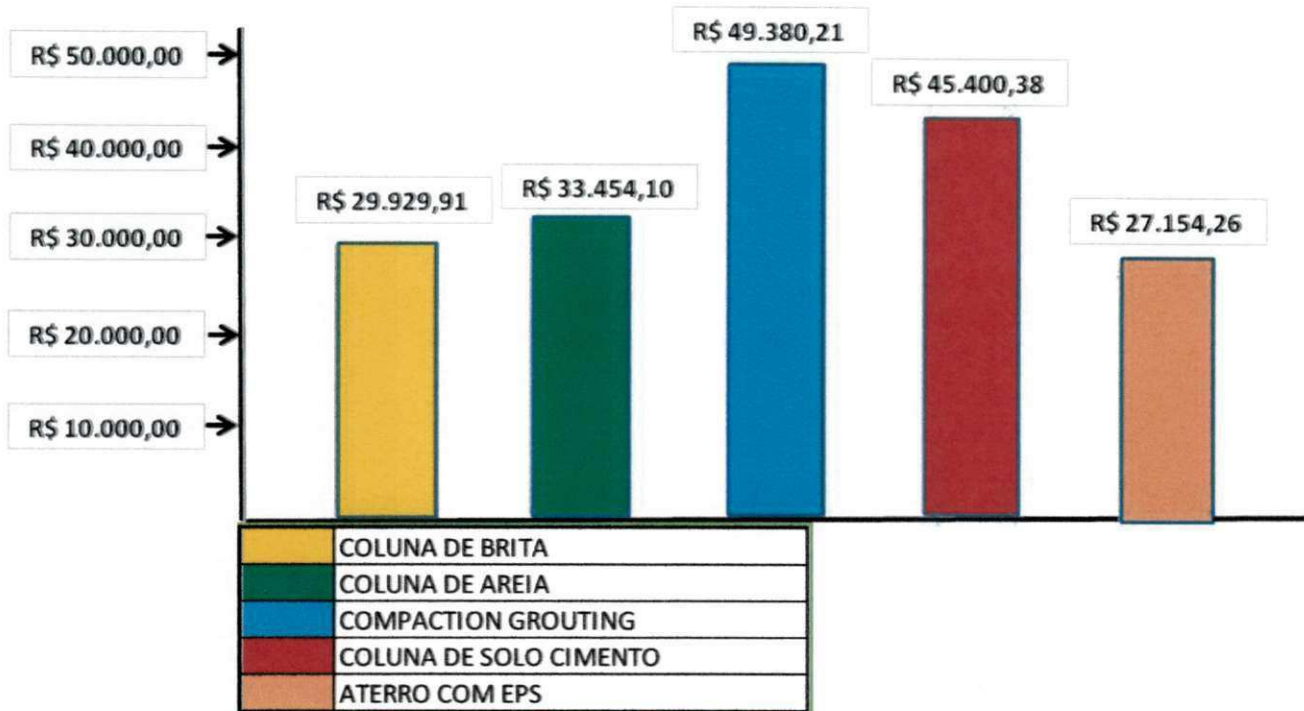


Figura 4.6 – Comparativo de custos das soluções para o Aterro 3.

Em relação à avaliação das soluções apresentadas na Tabela 4.5, mesmo com a alteração da dinâmica orçamentária de insumo e mão de obra da região de Goiana, que abrange o trecho experimental em estudo, a nova pesquisa de preços, a qual indica os custos das possíveis soluções para estabilização do aterro 3, mostra que a solução de aterro leve com EPS continua sendo a mais vantajosa economicamente, mesmo após a ruptura.

Analisando-se a Tabela 4.6, é possível observar que quase a totalidade dos métodos apresentados possui como desvantagem a carência de experiência no meio técnico do Brasil. Este fato representa para o 3º BEC uma dificuldade administrativa para elaboração de um certame licitatório que possa atender todas as exigências de projeto. As empresas passíveis de participação (via licitação) se encontram nas regiões centro-sul do país o que causa aumento no custo unitário dos serviços devido à mobilização e desmobilização de seus equipamentos.

Apesar do método de execução de colunas de solo-cimento utilizar o cimento como principal insumo para a realização do serviço e existir uma quantidade expressiva de empresas no mercado, esta opção tem como desvantagem o alto consumo de cimento, e, pela experiência do 3º BEC, um difícil processo de fiscalização. O Batalhão terceirizou o serviço de colunas de solo-cimento para estabilização do Aterro 5, com extensão de 200 m, trecho também pertencente ao Lote 6. O traço adotado foi de utilização de 6 sacos de cimento de 50 kg por metro de coluna executada a qual teria um diâmetro de 80 cm. Entretanto, o método executivo, para ser fiscalizado, necessita de equipes para aferir a profundidade executada com a perfuratriz, e outra, simultânea, para verificar o consumo

- Para um novo projeto, caso seja executado em EPS, recomenda-se a construção no período de estiagem, acompanhado de monitoramento geotécnico.

- Recomenda-se que um novo estudo de viabilidade técnica seja realizado para qualquer nova solução a ser adotada.

5.1.4 Quanto à Caracterização do Depósito

- Percebe-se a necessidade de mais ensaios de palheta para melhor caracterização do depósito de argila mole do aterro quanto à resistência não drenada.

- Percebe-se a necessidade de mais ensaios SPT para melhor caracterização do depósito quanto à variação do nível d'água e valores de limite de liquidez. Não foi possível elaborar uma linha de tendência representativa (relativa ao LL) com os dados encontrados.

- Não houve alteração da espessura da camada de argila mole ao longo de 10 anos.

- Quanto à sensibilidade do depósito de argila mole, foram encontradas argilas de média sensibilidade e extrasensíveis. Percebe-se a necessidade de mais ensaios de palheta para que estes dados sejam corroborados. Não foi possível elaborar uma linha de tendência representativa com os dados encontrados.

5.2 Sugestões para Futuras Pesquisas

Visando dar continuidade ao aprofundamento do objeto desta pesquisa, são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

- Realizar estudos para a criação de um banco de dados utilizando as curvas tensão *versus* deformação para cada corpo de prova de EPS analisado nesta pesquisa. Para a montagem deste banco de dados pode-se expor o EPS a tensões cisalhantes diversas, variações de temperatura, exposições a combustíveis e carregamentos repetidos.

- Realizar estudos para analisar a estabilidade do aterro considerando a compatibilidade dos recalques por fluência da argila.

- Realizar estudos visando a adequação entre a pista de rolamento sobre o aterro e a pista de rolamento sobre a ponte do Canal Goiana a partir de uma campanha de ensaios de compressão edométrica.

- Realizar estudos para verificar a viabilidade de uma solução que não dependa do fator de máxima enchente.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), 1983. **Espuma rígida de poliuretano para fins de isolamento térmica – Resistência à Compressão – Método de ensaio.** NBR 8082: Rio de Janeiro, 1983.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), 2009. **Estabilidade de encostas.** NBR 11682, 2009.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), 2007. **Poliestireno expandido para isolamento térmica – Determinação da massa específica aparente.** NBR 11949:Rio de Janeiro, 2007.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), 1989. **Solo: ensaio de palheta *in situ*.** NBR 10905: Rio de Janeiro, 1989.

ABRAPEX (Associação Brasileira do Poliestireno Expandido), 2006. **Manual de utilização do EPS na construção civil.** São Paulo: Pini, p. 7,81-84, 2006.

ALMEIDA, M.S.S. **Aterros sobre solos moles.** Rio de Janeiro:UFRJ, 1996.

ALMEIDA, M. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho.** São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ASSUNÇÃO B. A. N. B. C. **Colunas de Brita e Pré-Carga em Solos de Fundação de Reservatórios de Betão Armado.** Dissertação de mestrado, FEUP / Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 1999. **C 203 – Standard Test Methods for Breaking Load and Flexural Properties of Block-Type Thermal Insulation.** USA, 1999.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2011. **D 1599 – Standard Test Method for Resistance to Short-time Hydraulic Pressure of Plastic Pipe, Tubing and Fitting.** USA, 2011.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2010. **D 1505 – Standard Test Method for Density of Plastics by the Density – Gradient Technique.** USA, 2010.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2008. **D 792 – Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Plastics by Displacement.** USA, 2008.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2010. **D 6693 – Standard Test for Determining Tensile Properties of Nonreinforced Polyethylene and Nonreinforced Flexible Polypropylene Geomembranes.** USA, 2010.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2009. **D 1004 – Standard Test Method for Tear Resistance (Graves Tear) of Plastic Film and Sheeting.** USA, 2009.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2007. **D 4833 – Standard Test Method for Index Puncture Resistance of Geomembranes and Related Products.** USA, 2007.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2011. **D 1603 – Standard Test Method for Carbon Black Content in Olefin Plastics.** USA, 2011.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2009. **D 3786 – Standard Test Method for Bursting Strength of Textile Fabrics – Diaphragm Bursting Strength Tester Method.** USA, 2009.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2000. **D 1621 – Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Cellular Plastics.** USA, 2000.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 2000. **Designation: D695 – 10 Standard Test Method for Compressive Properties of Rigid Plastics.** USA, 2000.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 1988. **SPT 1014. Vane Shear Strength Testing in Soils – Field and Laboratory Studies.** USA, 1988.

ASTM (American Society for Testing and Materials), 1997. **Standard 12090 – Thermal insulating products for building applications. Determination of shear behaviour.** Czech Republic, 1997.

BECKER, L. B. **Site characterization geotechnical and geo-environmental engineering handbook.** Kluwer Academic Publishing, Norwell, USA, pp. 69-105, 2001.

BASF. **Styropor – Construction; Highway Construction / Ground insulation.** Technical Information TI 1 – 800e, BASF, Ludwigshafen, Germany. 1991.

BERTUOL, F. **Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com uso de ensaios de laboratório.** Rio Grande do Sul: Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Escola de Engenharia, 2009.

Brasfond Fundações Especiais. **Jet Grouting.** Disponível em <http://WWW.brasfond.com.br/fundacoes/jgrouting.html>>. Maio de 2012.

BSI BS 8006: **Code of practice for strengthened / reinforced soils and other fills**. London, 1995.

CADLING, L. & ODENSTAD, S. **The Vane borer**, in: Proceedings n° 2. Royal Swedish Geotechnical Institute, 1948.

CANDEIAS, M. **Processos de Melhoramento de Solos por Vibração Profunda: Vibrosubstituição e Vibrocompactação**. Outubro de 2008. <http://www.piniweb.com / datapini / bancomateriais /images/Reforco de solos com brita.pdf>. Junho de 2010.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 5ª Ed. rev. e ampliada. Livros Técnicos e Científicos. Rio de Janeiro. 1981.

CARLSSON, L. **Determination in-situ of the shear strength of undisturbed clay by means of a rotating auger**, in: Proceedings 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 1, 265-270. Roterdã, 1948.

CARVALHO, J. V. **Modelagem temporal das medidas de vazão de drenos na Barragem de Funil (RJ) utilizando redes neurais e métodos estatísticos**. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2005.

CHANDLER, R.J. **The *in situ* measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane**, in: Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies. ASTM STP 1014, 13-44. Filadélfia: A.F. Richards, 1988.

CLAYTON, C. R. I., MATTHEWS, M. C. & SIMONS, N. E. **Site investigation**, publisher Blackwell Science, 2ª ed., 584p. 1995.

CORREIA, A. G.; FONSECA, A. V. & GAMBIN, N. **Routine and advanced analysis of mechanics in situ tests. Results on saprolitic soils from granites more or less mixed in Portugal**. Proc. ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca e Mayne eds, Vol. 1, pp. 75-95, 2004.

COSTA FILHO, L.M., WERNECK, M.G.L. & COLLET, H.B. **The undrained strength of a very soft clay**, in: Proceedings. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, 1, 79-82. Tóquio, 1977.

COUTINHO, R.Q. **Investigação geotécnica de campo e avanços para a prática**. Proc. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Búzios, pp. 201-230, 2008.

CRAIG, R.F. **Mecânica dos solos**. LTC. Rio de Janeiro. 2007.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica – Tradução da 6ª edição norte-americana**. Thomson Learning: São Paulo, 2007.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia Geotécnica – Tradução da 7ª edição norte-americana**. Thomson Learning: São Paulo, 2010.

DNIT. **Projeto Executivo para adequação da capacidade da Rodovia BR-101/PE (Corredor Nordeste)**. 2004.

DOMINGOS, T.S. **Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles – Análise e Dimensionamento**. Tese de doutorado, FEUP / Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.2006.

DUSKOV, M. **Materials Research on EPS 20 and EPS 15 Under Representative Conditions in Pavement Structures**. Geotextiles and Geomembranes. n. 15, p.147-181. 1997.

FLODIN, N & BROMS, B. **Soft clay engineering**. Amsterdã. E.W. Brand and R.P. Brenner. Eds. Elsevier. 1981.

FONSECA, A. V. & COUTINHO, R.Q. **Characterization of residual soils. Geotechnical and Geophysical Site Characterization – HUANG & MAYNE (Eds)**. London, UK, pp. 195 – 248.t, 2008.

HORVATH J. S. **Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam: An Introduction to Material Behavior**. Geotextiles and Geomembranes. n.13, p. 263-280. 1994.

MACHADO, S. L.; MACHADO, M. F. C. **Notas de aula do Setor de Geotecnia do DCTM**. UFBA/DCTM. Salvador, 2007.

MENESES, L. A. **Utilização de geocélulas em reforço de solo mole**. São Paulo: Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, 2004.

MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 1ª ed. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1976.

MORETTI ENGENHARIA CONSULTIVA. **Relatórios de leituras de instrumentação geotécnica**. São Paulo, 2007.

MORETTI ENGENHARIA CONSULTIVA. **Estudo de alternativas de soluções técnicas para o Aterro 03**. São Paulo, 2010.

MORETTI ENGENHARIA CONSULTIVA. **Memorial Descritivo: Utilização de aterro leve com poliestireno expandido (EPS) no Aterro 3.** São Paulo, 2010.

NASCIMENTO, C.M.C. **Avaliação de Alternativas de Processos Executivos de Aterros de Vias Urbanas Sobre Solos Moles.** Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro. 2009.

NETO, J. O. A. **Caracterização do Comportamento Geotécnico do EPS Através de Ensaios Mecânicos e Hidráulicos.** Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 2008.

OLIVEIRA, H. M. & ALMEIDA, M. S. S. **Aplicações em adensamento de solos compressíveis.** In: Manual Brasileiro de Geossintéticos, Ed. VERTEMATI, J. C. Ed. Edgard Blücher, São Paulo, pp. 275 – 294, 2004.

ORTIGÃO, J. A. R. **Experiência com ensaios de palheta em terra e no mar,** in: Simp. Sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório, v. 3, pp 157 – 180. Rio de Janeiro: UFRJ, 1988.

ORTIGÃO, J. A. R. ; COLLET, H. B. **"Errors caused by friction in field vane testing"**, in: ASTM Symp. on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing, STP 1014, pp 104-116, Tampa, 1987.

PINTO, C. S. **Primeira Conferência Pacheco Silva: "Tópicos da contribuição de Pacheco Silva e considerações sobre a resistência não drenada de argilas"**. Revista Solos e Rochas, 15 (2), 49 – 87. São Paulo: ABMS, 1992.

POWELL, J. J. M. **Technical session 1c: In situ testing.** In: Proc. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Osaka, September, Gen Repts. Vol.: 51-61, 2005.

ROSENQVIST, I. Th. **Considerations on the Sensitivity of Norwegian Quick Clays.** Géotechnique, Reino Unido, v.3, n.5, p. 195 - 200, 1953.

SANDRONI, S. S. **Sobre a prática brasileira de projetos geotécnicos de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles.** XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, em CD. 2006.

SCHNAID, F. **Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F. **Geocharacterization and properties of natural soils by in situ testing**. 16th Int. Conf. Mech. Geotech. Engng. Osaka, Millpress, 3-4, 2005.

SCHNAID, F. **Investigação Geotécnica em Maciços naturais não-convencionais**. Proc. XIIV GEO, Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Coimbra, Portugal, pp. 17-40, 2008.

SKEMPTON, A. W. **Vane tests in the alluvial plain of the River Forth near Grangemouth**, in: *Géotechnique*, 1(2), 111-124, 1948.

SKEMPTON, A. W. & NORTHEY R. D. ***The Sensitivity of Clays***. *Géotechnique*. Reino Unido, v.3, n.1, p. 30-53, 1952.

SOLOTEST. **Aparelhos para Mecânica do Solo Ltda. Catálogo 15ª edição**. Bela Vista, São Paulo 2012.

STARK, T. D.; ARELLANO, D.; HORVATH, J. S.; LSHCHINSKY D. **Geofoam Applications in the Design and Construction of Highway Embankments**. NCHRP Web Document 65 (Project 24-11). TRB of the Nacional Academies. 2004.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

WALKER, R.F. **Vane shear strength testing**, in: *In-situ testing for Geotechnical Investigation*. Amsterdã: A.A. Balkema, 1983.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Resultados dos ensaios SPT realizados.

APÊNDICE B – Resultados dos ensaios de palheta realizados.

APÊNDICE C – Resultados dos ensaios de compressão simples realizados.

APÊNDICE D – Curvas Tensão *versus* Deformação para os CP ensaiados.

APÊNDICE E – Resultados pluviométricos do trecho experimental.

APÉNDICE A

FERCUSSÃO (SPT)				INFILTRAÇÃO - ENSAIO -		PROFUNDIDADE (m)			DESCRIÇÃO DO MATERIAL	REVEST. ↓
GOLPES 30 cm		LAVAGEM POR TEMPO cm/min	TESTE	ABSORÇÃO K= cm/seg	GRÁFICAS	MUDANÇA DE CAMADA	CONVENÇÕES GRÁFICAS			
INICIAIS	FINAIS									
GOLPES/30cm 10 20 30										
	10	12				0,00			Argila siltosa, com areia fina, rija, amarela escura variegada.	NX
	9	11				1,55				
	4	5				2,00	1,85		Argila siltosa, mole, cirza parda amarelada.	
	2	2				2,63			Argila siltosa, com pouca mica, mole, cirza escura.	
	1/51					4,00	3,88		Argila siltosa com pouca areia fina e raros fragmentos de conchas, muito mole, cirza escura.	
	2	2				4,65				
	1/62					6,00		C		
	1/56					8,00		C		
	1/71					10,00		C	Argila siltosa, c/indícios de matéria orgânica, muito mole, cirza escura.	
	1/61					12,00		C		
	1/55					14,00		C		
	1/74					16,00		C		
	1/58					17,72		C		
	1/52					18,00		C		
	1/71					20,00		C		
	1/53									
	1/64									
	1/55									
	7	8				18,00			Argila siltosa com areia fina, com pouca mica, média, cirza escura esverdeada.	
	7	7								
	7	8								

OBSERVAÇÃO:

LOCALIZAÇÃO: EIXO LOCADO - ESTACA 360 + 0,00 - LE À 12,10m / EIXO DE PROJETO ESTACA 3359+19,14 - LD À 32,27 m

COORDENADAS	COTA:	OPERADOR:	DATA	VISTO:
N= E	3,336	Heronides	I= 21/11/01 T= 22/11/01	

Figura A.1: Resultado do SPT realizado em 2001 (SP 12 – Parte I).

PERCUSSÃO (SPT)			INFILTRAÇÃO - ENSAIO		PROFUNDIDADE (m)			DESCRIÇÃO DO MATERIAL	REVEST. ↕	
-- 30cm INICIAIS -- 30cm FINAIS	GOLPES 30 cm		LAVAGEM POR TEMPO cm/min	TESTE E	ABSORÇÃO K= cm/seg	GRÁFICAS	MUDANÇA DE CAMADA			CONEXÕES GRÁFICAS
	GOLPES/30cm 10 20 30	INICIAIS								
	7	8				20,00			Idem.	
	9	11				20,85				
	12	13				22,00			Areia média e fina, com raros pedregulhos, median. compacta, cirza parda e cirza amarelada.	
	13	16								
	16	20				24,00	24,00		Idem, compacta.	
	27	31				25,45			Final da Perfuração	
						26,00				
						26,00				
						30,00				
						32,00				
					34,00					
					36,00					
					36,00					
					40,00					
OBSERVAÇÃO:										
LOCALIZAÇÃO: EIXO LOCADO - ESTACA 360 + 0,00 - LE À 12,10m / EIXO DE PROJETO ESTACA 3359+19,14 - LD À 32,27 m										
COORDENADAS			COTA:	OPERADOR:	DATA		VISTO:			
N=	E		3,336	Heronides	I= 21/11/01	T: 22/11/01				

Figura A.2: Resultado do SPT realizado em 2001 (SP 12 – Parte II).

PERCUSSÃO (SPT)				INFILTRAÇÃO - ENSAIO -		PROFUNDIDADE (m)			DESCRIÇÃO DO MATERIAL	REVEST. ↓
-- 30cm INICIAIS -- 30cm FINAIS		LAVAGEM POR TEMPO cm/min	TEST E	ABSORÇÃO K= cm/seg	GRÁFICAS	MUDANÇA DE CAMADA	CONVENÇÕES GRÁFICAS			
GOLPES/30cm 10 20 30	INICIAIS									
	4	5			0,00				Areia fina e média silto-argilosa, pouco compacta, amarela escura variegada.	NK
	5	6			1,00			Argila siltoosa pouco arenosa, média cirza escura.		
	4	5			2,00	1,05		Argila siltoosa, mole, cirza esverdeada.		
	5	6			3,00					
	5	4			4,00			Argila siltoosa, pouco arenosa, mole, cirza esverdeada.		
	4	5			6,00	6,00		Idem, média.		
	5	6			6,57					
	6	7			7,05			Areia média e fina, pouco siltoosa, pouco compacta, cirza amarelada.		
	8	8			8,00			Areia fina, pouco siltoosa, pouco compacta, cirza esverdeada e amarela clara.		
	11	13			8,72					
	14	15			10,00			Pedregulho miúdo com areia grossa a fina, siltoosa, median. compacta, cirza emarelada.		
	14	16			12,00					
	14	16			12,45	12,45		Final da Perfuração		
					14,00					
					16,00					
					18,00					
					20,00					
OBSERVAÇÃO:										
LOCALIZAÇÃO: EIXO LOCADO - ESTACA 365 + 0,00 - LE À 11,60m / EIXO DE PROJETO ESTACA 3365+1,01 - LD À 20,27 m										
COORDENADAS		COTA:		OPERADOR:		DATA		VISTO:		
N=	E			Heronides		I= 22/11/01	T: 22/11/01			

Figura A.3: Resultado do SPT realizado em 2001 (SP 13).

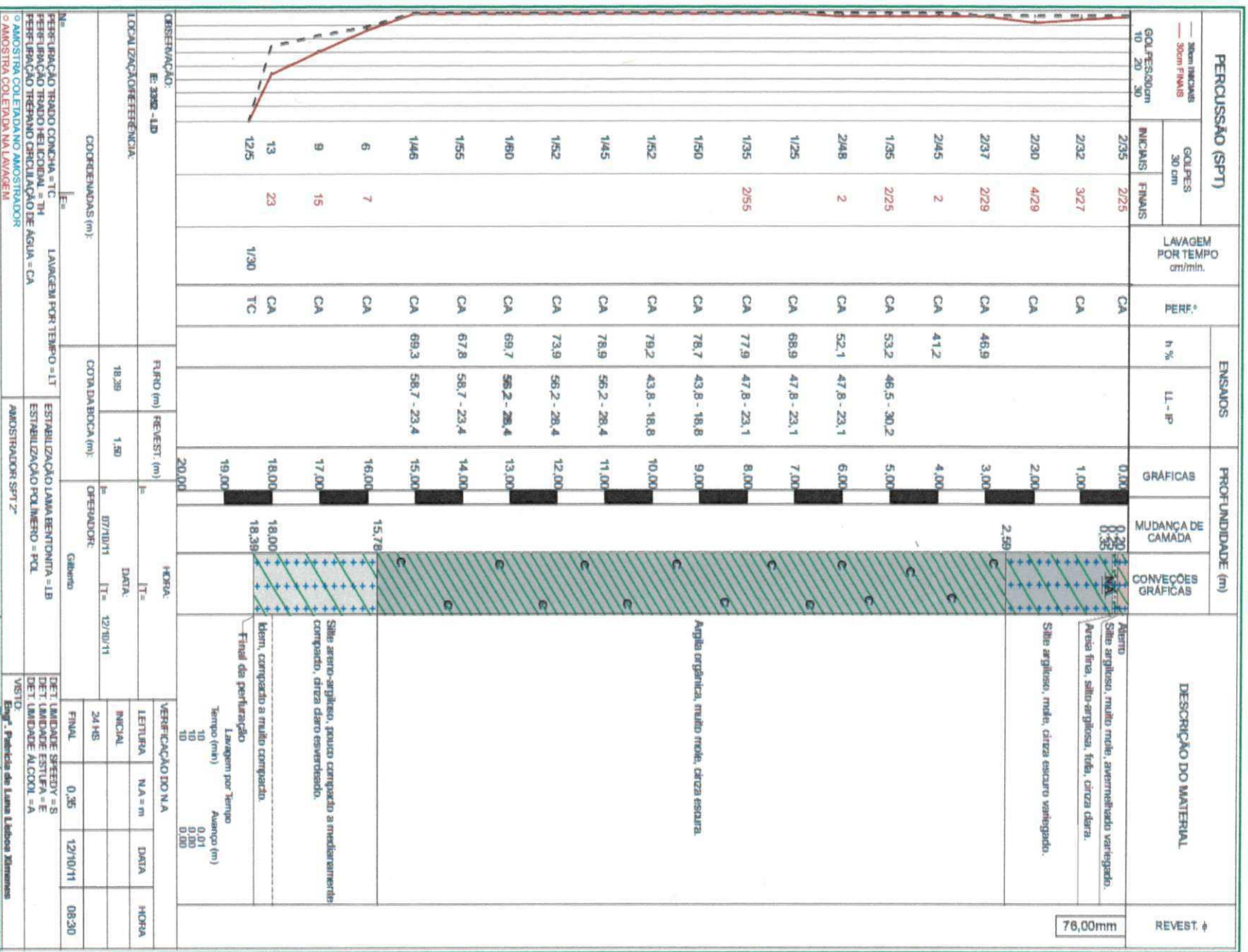


Figura A.4: Resultado do SPT realizado em 2011 (SP 01).

PERCUSSÃO (SPT)		ENSAIOS		PROFUNDIDADE (m)		DESCRIÇÃO DO MATERIAL	REVEST. ↓
GOLPES/30cm 10 20 30	GOLPES 30 CM	h %	LI - P	GRÁFICAS	MUDANÇA DE CAMADA		
2/45	1/25			0,00	0,00		
2	2	CA		1,00	1,00	Aerov. Areia fina, traç. cinza escura.	75,00mm
3	4	CA		2,00	2,00		
3	3	CA		3,00	3,00		
3	4	CA		4,00	4,00	Siltão argiloso, mole; cinza claro esverdeado.	
1/65		CA		5,00	4,93		
1/70		CA		6,00	6,00		
1/67		CA		7,00	6,96		
1/75		CA		8,00	8,00		
1/70		CA		9,00	7,47		
1/73		CA		10,00	7,44	Areia orgânica, com fragmentos de conchas; muito mole e macia; cinza escura.	
1/72		CA		11,00	7,85		
1/75		CA		12,00	8,64		
1/70		CA		13,00	8,67		
1/68		CA		14,00	7,69		
1/51		CA		15,00	6,05		
3	4	CA		16,00	7,32		
4	5	CA		17,00	16,78		
6	8	CA		18,00	19,00	Siltão argiloso, pouco arenoso, mole e médio; cinza claro esverdeado.	
8	9	CA		19,00	19,00		
16	24	CA		20,00	19,78	Areia fina, siltosa, compacta e muito compacta; cinza clara esverdeada.	

OBSERVAÇÃO: E. 335B - LD		HORA: _____	
LOCALIZAÇÃO/REFERENCIAL: _____		FURO (m): _____	REVEST. (m): _____
COORDENADAS (m): _____		COTA DA BOCA (m): _____	OPERADOR: Gilberto
Nº: _____		DATA: _____	DATA: _____
PERFURAÇÃO TRADICIONAL - TC		ESTABILIZAÇÃO LAMA BENTONITA - LB	
PERFURAÇÃO TRADICIONAL - TA		ESTABILIZAÇÃO POLÍMERO - POL	
PERFURAÇÃO TRADICIONAL DE ÁGUA - CA		OPERADOR: Gilberto	
AMOSTRA COLETADA NO AMOSTRADOR		AMOSTRADOR SPT Z'	
AMOSTRA COLETADA NA LAVASERVI		VISTO: _____	
LAVAGEM POR TEMPO - LT		DET. UMIDADE SPEEDY - S	
LAVAGEM POR TEMPO - LT		DET. UMIDADE ESTIPLA - E	
LAVAGEM POR TEMPO - LT		DET. UMIDADE ALCOOL - A	
LAVAGEM POR TEMPO - LT		VISTO: _____	
LAVAGEM POR TEMPO - LT		Eng.º Prática de Laboratório Ximenes	

Figura A.5: Resultado do SPT realizado em 2011 (SP 04 – Parte I).

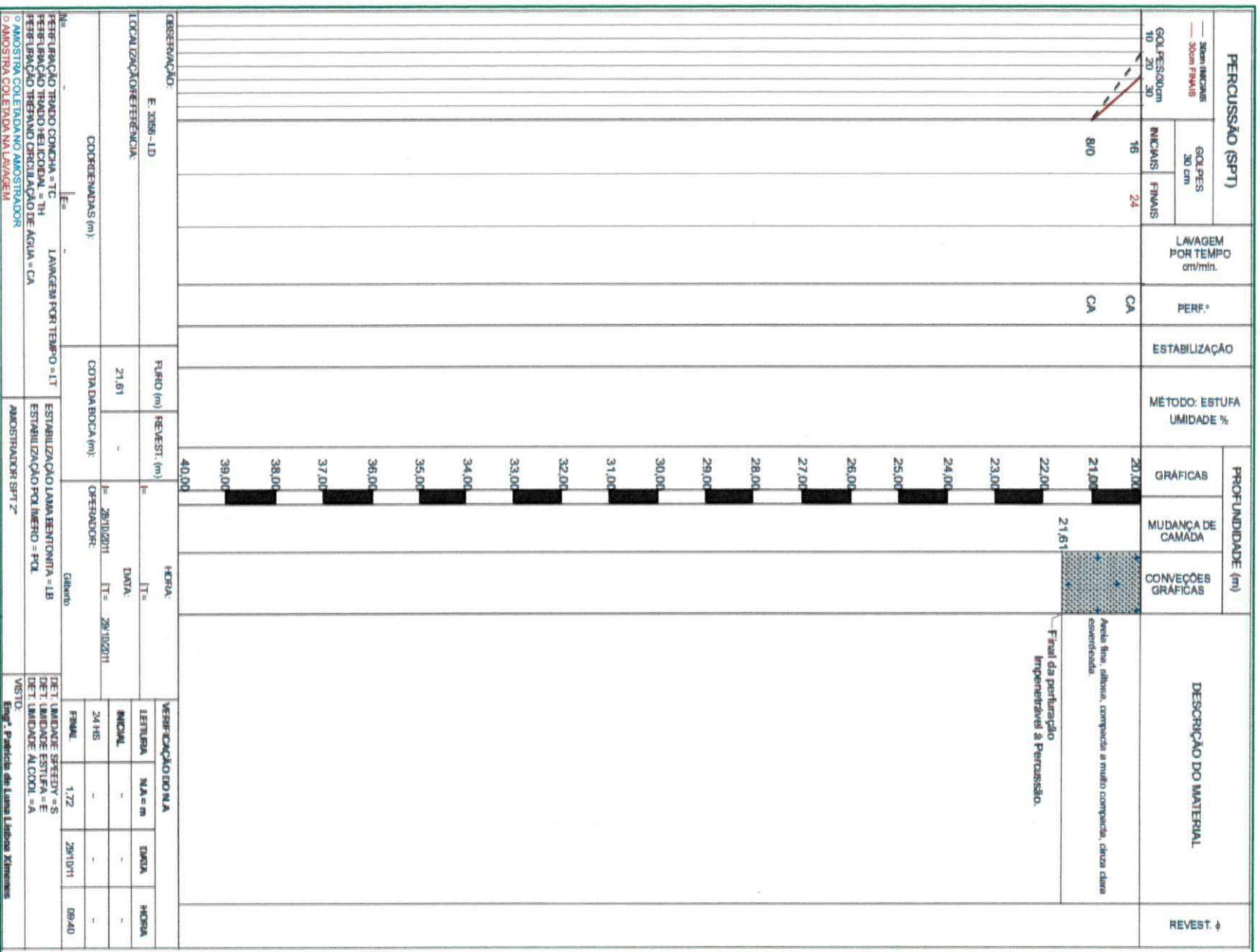


Figura A.6: Resultado do SPT realizado em 2011 (SP 04 – Parte II).

APÉNDICE B

FRICÇÃO			INDEFORMADA						REMOLDADA									
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	
0			100					0,00	100					0,00	100			
5	1		105			5	130	1366,24	105			5	10	95,32	105			
10	1		110			10	225	2372,38	110			10	28	285,96	110			
15	1		115			15	360	3802,17	115			15	39	402,46	115			
20	1		120			20	465	4914,22	120			20	46	476,60	120			
25	1		125			25	515	5443,77	125			25	48	497,78	125			
30	1		130			30	533	5634,41	130			30	27	275,37	130			
35	1		135			35	542	5729,73	135			35	22	222,41	135			
40	1		140			40	505	5337,86	140			40	18	180,05	140			
45	1		145			45	490	5179,00	145			45	18	180,05	145			
50	1		150			50	485	5126,04	150			50	16	158,87	150			
55	1		155			55	480	5073,09	155			55	16	158,87	155			
60	1		160			60	478	5051,91	160			60	15	148,27	160			
65	1		165			65	477	5041,32	165			65	15	148,27	165			
70	1		170			70	475	5020,13	170			70	13	127,09	170			
75	1		175			75	473	4998,95	175			75	13	127,09	175			
80	1		180			80	472	4988,36	180			80	13	127,09	180			
85	1		185			85	470	4967,18	185			85	12	116,50	185			
90	1		190			90	468	4946,00	190			90	11	105,91	190			
95	1		195			95	465	4914,22	195			95	11	105,91	195			

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida (Ncm): (L máx. Corr. - L fricção) K =	5729,73
L Máx. : Leitura Máxima Indeformada =	542
L Máx. Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	48
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx. Rem. (Ncm): (L máx. Rem. - L fricção) K =	497,78

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / 7 \pi D^3 =$ 37,056

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \pi D^3 =$ 3,219

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 11,5

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média.

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 01

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.: COMPR. (m) =	3,00	φ (cm) =	10,00
HASTE.: COMPR. (m) =	5,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA (cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE: ANEL (K/Ncm/gau) =	10,581		

LOCALIZAÇÃO: **ESTACA 3352 - LD**

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM/Nº
0,35	5,00		GILBERTO	I = 12/10/11 T = 12/10/11		SP 01

Figura B.1: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 5,00 m (SP 01).

FRICÇÃO			INDEFORMADA			REMOLDADA									
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	
0		100			0,00	100					0,00	100			
5	1	105			5	84	879,05	105			5	16	158,87	105	
10	1	110			10	288	3039,62	110			10	35	360,09	110	
15	1	115			15	421	4448,22	115			15	45	466,00	115	
20	1	120			20	483	5104,86	120			20	48	497,78	120	
25	1	125			25	500	5284,91	125			25	29	296,55	125	
30	1	130			30	505	5337,86	130			30	22	222,41	130	
35	1	135			35	456	4818,91	135			35	22	222,41	135	
40	1	140			40	421	4448,22	140			40	20	201,23	140	
45	1	145			45	410	4331,72	145			45	18	180,05	145	
50	1	150			50	402	4246,99	150			50	18	180,05	150	
55	1	155			55	400	4225,81	155			55	16	158,87	155	
60	1	160			60	399	4215,22	160			60	15	148,27	160	
65	1	165			65	397	4194,04	165			65	15	148,27	165	
70	1	170			70	397	4194,04	170			70	15	148,27	170	
75	1	175			75	395	4172,85	175			75	13	127,09	175	
80	1	180			80	393	4151,67	180			80	12	116,50	180	
85	1	185			85	390	4119,90	185			85	11	105,91	185	
90	1	190			90	390	4119,90	190			90	12	116,50	190	
95	1	195			95	388	4098,72	195			95	11	105,91	195	

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx.Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	5337,86
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	505
L Máx.Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	48
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção).K =	497,78

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6^{\circ} T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7z D^3 =$ 34,521

REMOLDADA(Cur): $6^{\circ} T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7z D^3 =$ 3,219

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 10,7

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 01

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	3,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	6,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(KNcm/grau)=			10,591

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3352 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
0,35	6,00		GILBERTO	I = 13/10/11 T = 13/10/11		SP 01

Figura B.2: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 6,00 m (SP 01).

FRICÇÃO			INDEFORMADA			REMOLDADA				
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)		
0		100			0,00	100		0,00		
5	1	105	5	83	868,46	105		5	12	116,50
10	1	110	10	203	2139,38	110		10	30	307,14
15	1	115	15	291	3071,39	115		15	39	402,46
20	1	120	20	320	3378,53	120		20	44	455,41
25	1	125	25	338	3569,17	125		25	45	466,00
30	1	130	30	340	3590,35	130		30	27	275,37
35	1	135	35	311	3283,21	135		35	21	211,82
40	1	140	40	300	3166,71	140		40	18	180,05
45	1	145	45	300	3166,71	145		45	18	180,05
50	1	150	50	297	3134,94	150		50	16	158,87
55	1	155	55	296	3124,35	155		55	17	169,46
60	1	160	60	295	3113,75	160		60	16	158,87
65	1	165	65	295	3113,75	165		65	14	137,68
70	1	170	70	292	3081,98	170		70	13	127,09
75	1	175	75	291	3071,39	175		75	13	127,09
80	1	180	80	290	3060,80	180		80	12	116,50
85	1	185	85	290	3060,80	185		85	11	105,91
90	1	190	90	288	3039,62	190		90	11	105,91
95	1	195	95	288	3039,62	195		95	11	105,91

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida (Ncm) - (L máx. Corr. - L fricção) · K =	3590,35
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	340
L Máx. Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	45
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx. Rem. (Ncm) - (L máx. Rem. - L fricção) · K =	466,00

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA (CU): $6 \cdot T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / \pi \cdot D^3 =$ 23,220

REMOLDADA (Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / \pi \cdot D^3 =$ 3,014

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 7,7

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média.

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 01

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.: COMPR. (m) =	6,00	φ (cm) =	10,00	
HASTE.: COMPR. (m) =	7,00	φ (cm) =	2,54	
PALHETA.: ALTURA (cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50	
CONSTANTE ANEL (K) Nonigrau =				10,581

LOCALIZAÇÃO: **ESTACA 3352 - LD**

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
0,35	7,00		GILBERTO	I = 13/10/11 T = 13/10/11		SP 01

Figura B.3: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 7,00 m (SP 01).

FRICÇÃO			INDEFORMADA						REMOLDADA								
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	160	1683,97	105			5	18	180,05	105		
10	1		110			10	260	2743,07	110			10	43	444,82	110		
15	1		115			15	378	3982,81	115			15	56	582,51	115		
20	1		120			20	423	4469,40	120			20	60	624,87	120		
25	1		125			25	441	4660,04	125			25	63	656,64	125		
30	1		130			30	448	4734,18	130			30	43	444,82	130		
35	1		135			35	450	4755,36	135			35	38	391,87	135		
40	1		140			40	405	4278,76	140			40	35	360,09	140		
45	1		145			45	380	4119,90	145			45	35	360,09	145		
50	1		150			50	386	4077,54	150			50	33	338,91	150		
55	1		155			55	383	4045,76	155			55	31	317,73	155		
60	1		160			60	380	4013,99	160			60	30	307,14	160		
65	1		165			65	380	4013,99	165			65	30	307,14	165		
70	1		170			70	378	3982,81	170			70	30	307,14	170		
75	1		175			75	377	3982,22	175			75	31	317,73	175		
80	1		180			80	375	3961,03	180			80	30	307,14	180		
85	1		185			85	374	3950,44	185			85	28	285,96	185		
90	1		190			90	374	3950,44	190			90	27	275,37	190		
95	1		195			95	374	3950,44	195			95	27	275,37	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	4755,36
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	450
L Máx.Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	63
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção).K =	656,64

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / \pi \cdot D^3 =$ 30,754

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / \pi \cdot D^3 =$ 4,247

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 7,2

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a pailheta média.

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 01

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	6,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	8,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K/Ncm²grau)=	10,591		

LOCALIZAÇÃO: **ESTACA 3352 - LD**

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM/Nº
0,35	8,00		GILBERTO	I= 13/10/11 T= 13/10/11		SP 01

Figura B.4: Resultado do ensaio de pailheta para a profundidade 8,00 m (SP 01).

FRICÇÃO			INDEFORMADA						REMOLDADA						
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	
0			100					0,00	100					0,00	100
5	1		105			5	80	836,89	105			5	14	137,68	105
10	1		110			10	122	1281,51	110			10	42	434,23	110
15	1		115			15	158	1862,79	115			15	51	529,55	115
20	1		120			20	172	1811,06	120			20	55	571,91	120
25	1		125			25	178	1874,61	125			25	40	413,05	125
30	1		130			30	180	1895,79	130			30	32	328,32	130
35	1		135			35	164	1726,33	135			35	28	285,96	135
40	1		140			40	151	1588,65	140			40	26	264,78	140
45	1		145			45	148	1556,88	145			45	22	222,41	145
50	1		150			50	147	1546,29	150			50	19	190,64	150
55	1		155			55	145	1525,10	155			55	19	190,64	155
60	1		160			60	145	1525,10	160			60	18	180,05	160
65	1		165			65	141	1482,74	165			65	18	180,05	165
70	1		170			70	139	1461,56	170			70	17	169,46	170
75	1		175			75	138	1450,97	175			75	15	149,27	175
80	1		180			80	138	1450,97	180			80	15	149,27	180
85	1		185			85	135	1419,19	185			85	14	137,68	185
90	1		190			90	133	1398,01	190			90	12	116,50	190
95	1		195			95	133	1398,01	195			95	12	116,50	195

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida (Ncm): (Lmáx. Corr. - Lfricção) . K =	1895,79
L Máx. : Leitura Máxima Indeformada =	180
L Máx. Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	55
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx. Rem. (Ncm): (Lmáx. Rem. - Lfricção) . K =	571,91

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6^{\circ} T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / 7z D^3$ = 12,261

REMOLDADA(Cur): $6^{\circ} T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7z D^3$ = 3,699

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur : 3,3

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 01

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST. COMPR. (m) =	6,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	2,50
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3352 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
0,35	9,00		GILBERTO	I = 13/10/11 T = 13/10/11		SP 01

Figura B.5: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 9,00 m (SP 01).

FRICÇÃO			INDEFORMADA						REMOLDADA								
G ^p	L	T (corr.)	G ^p	L	T (corr.)	G ^p	L	T (corr.)	G ^p	L	T (corr.)	G ^p	L	T (corr.)	G ^p	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	95	995,55	105			5	18	180,05	105		
10	1		110			10	250	2837,16	110			10	55	571,91	110		
15	1		115			15	362	3823,35	115			15	63	656,64	115		
20	1		120			20	391	4130,49	120			20	65	677,82	120		
25	1		125			25	395	4172,85	125			25	48	497,78	125		
30	1		130			30	395	4172,85	130			30	35	360,09	130		
35	1		135			35	352	3717,44	135			35	31	317,73	135		
40	1		140			40	326	3442,08	140			40	30	307,14	140		
45	1		145			45	320	3378,53	145			45	28	285,96	145		
50	1		150			50	318	3357,35	150			50	28	285,96	150		
55	1		155			55	315	3325,57	155			55	25	254,18	155		
60	1		160			60	312	3293,80	160			60	25	254,18	160		
65	1		165			65	309	3262,03	165			65	25	254,18	165		
70	1		170			70	307	3240,85	170			70	24	243,59	170		
75	1		175			75	307	3240,85	175			75	23	233,00	175		
80	1		180			80	305	3219,66	180			80	22	222,41	180		
85	1		185			85	302	3187,89	185			85	22	222,41	185		
90	1		190			90	300	3166,71	190			90	22	222,41	190		
95	1		195			95	300	3166,71	195			95	21	211,82	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx.Corigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	4172,85
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	395
L Máx Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	65
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx Rem. (Ncm):(Lmáx Rem.-Lfricção).K =	677,82

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$ 26,987

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx Rem. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$ 4,384

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 6,2

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média.

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 01

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE .COMPR. (m) =	10,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: **ESTACA 3352 - LD**

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM/Nº
0,35	10,00		GILBERTO	I = 13/10/11 T = 13/10/11		SP 01

Figura B.6: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 10,00 m (SP 01).

FRICÇÃO			INDEFORMADA						REMOLDADA					
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00
5	1		105			5	125	1313,28	105			5	23	233,00
10	1		110			10	256	2700,71	110			10	51	529,55
15	1		115			15	388	4098,72	115			15	65	677,82
20	1		120			20	490	5179,00	120			20	69	720,19
25	1		125			25	530	5602,64	125			25	71	741,37
30	1		130			30	545	5761,50	130			30	41	423,64
35	1		135			35	550	5814,46	135			35	25	254,18
40	1		140			40	508	5369,64	140			40	21	211,82
45	1		145			45	490	5179,00	145			45	21	211,82
50	1		150			50	488	5157,82	150			50	21	211,82
55	1		155			55	486	5136,64	155			55	20	201,23
60	1		160			60	485	5126,04	160			60	18	180,05
65	1		165			65	481	5083,68	165			65	18	180,05
70	1		170			70	480	5073,09	170			70	18	180,05
75	1		175			75	476	5030,73	175			75	16	158,87
80	1		180			80	475	5020,13	180			80	15	148,27
85	1		185			85	472	4988,36	185			85	15	148,27
90	1		190			90	472	4988,36	190			90	15	148,27
95	1		195			95	470	4967,18	195			95	14	137,68

TORQUE (Nm)

ROTAÇÃO (°)

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida (Ncm): (L máx. Corr. - L fricção) · K =	5814,46
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	550
L Máx. Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	71
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx. Rem. (Ncm): (L máx. Rem. - L fricção) · K =	741,37

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA (CU): $6 \cdot T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$ 37,603

REMOLDADA (Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$ 4,795

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 7,8

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média.

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 01

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.: COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE.: COMPR. (m) =	11,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA.: ALTURA (cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE ANEL (K) Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3352 - LD

NÍVEL TAGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
0,35	11,00		GILBERTO	I = 13/10/11 T = 13/10/11		SP 01

Figura B.7: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 11,00 m (SP 01).

FRICÇÃO			INDEFORMADA			REMOLDADA								
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00
5	1		105			5	110	1154,42	105			5	25	254,18
10	1		110			10	356	3759,81	110			10	54	561,32
15	1		115			15	495	5231,85	115			15	72	751,96
20	1		120			20	590	6238,10	120			20	75	783,73
25	1		125			25	652	6894,74	125			25	78	815,51
30	1		130			30	678	7170,11	130			30	46	476,60
35	1		135			35	690	7297,20	135			35	38	391,87
40	1		140			40	641	6778,24	140			40	32	328,32
45	1		145			45	602	6365,19	145			45	30	307,14
50	1		150			50	596	6301,65	150			50	30	307,14
55	1		155			55	578	6111,01	155			55	29	296,55
60	1		160			60	575	6079,23	160			60	28	285,96
65	1		165			65	570	6026,28	165			65	28	285,96
70	1		170			70	570	6026,28	170			70	27	275,37
75	1		175			75	568	6005,10	175			75	25	254,18
80	1		180			80	568	6005,10	180			80	25	254,18
85	1		185			85	565	5973,32	185			85	25	254,18
90	1		190			90	565	5973,32	190			90	23	233,00
95	1		195			95	565	5973,32	195			95	22	222,41

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida (Ncm): (L máx. Corr. - L fricção) . K =	7297,20
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	690
L Máx Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	78
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx Rem. (Ncm): (L máx Rem. - L fricção) . K =	815,51

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6^{\circ} T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7z D^3 =$ 47,193

REMOLDADA(Cur): $6^{\circ} T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7z D^3 =$ 5,274

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 8,9

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média.

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 01

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST. COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA :ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL (Kj/Ncm/grau) =			10,591

LOCALIZAÇÃO: **ESTACA 3352 - LD**

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
0,35	12,00		GILBERTO	I = 13/10/11 T = 13/10/11		SP 01

Figura B.8: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 12,00 m (SP 01).

FRICÇÃO			INDEFORMADA			REMOLDADA								
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00
5	1		105			5	132	1387,42	105			5	22	222,41
10	1		110			10	353	3728,03	110			10	46	476,60
15	1		115			15	473	4988,95	115			15	52	540,14
20	1		120			20	576	6089,83	120			20	55	571,91
25	1		125			25	608	6428,74	125			25	36	370,69
30	1		130			30	658	6958,29	130			30	32	328,32
35	1		135			35	660	6979,47	135			35	30	307,14
40	1		140			40	578	6111,01	140			40	30	307,14
45	1		145			45	546	5772,10	145			45	29	296,55
50	1		150			50	532	5623,82	150			50	28	285,96
55	1		155			55	528	5581,46	155			55	28	285,96
60	1		160			60	520	5496,73	160			60	28	285,96
65	1		165			65	518	5475,55	165			65	26	264,78
70	1		170			70	510	5380,82	170			70	25	254,18
75	1		175			75	506	5348,46	175			75	25	254,18
80	1		180			80	501	5295,50	180			80	25	254,18
85	1		185			85	499	5274,32	185			85	23	233,00
90	1		190			90	498	5263,73	190			90	23	233,00
95	1		195			95	499	5274,32	195			95	23	233,00

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida (Ncm): (L máx. Corr. - L fricção) . K =	6979,47
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	660
L Máx. Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	55
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx. Rem. (Ncm): (L máx. Rem. - L fricção) . K =	571,91

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA (CU): $6 \cdot T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$ 45,138

REMOLDADA (Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$ 3,699

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 12,2

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média.

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 01

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.: COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	10,00
HASTE.: COMPR. (m) =	13,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA (cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE: ANEL (K) Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3362 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	BONDAGEM/P
0,35	13,00		GILBERTO	I = 14/10/11 T = 14/10/11		SP 01

Figura B.9: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 13,00 m (SP 01).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100						100					0,00	100		
5	1		105			5	42	434,23	105			5	10	95,32	105		
10	1		110			10	61	635,46	110			10	20	201,23	110		
15	1		115			15	75	783,73	115			15	25	254,18	115		
20	1		120			20	84	879,05	120			20	28	285,96	120		
25	1		125			25	88	821,42	125			25	30	307,14	125		
30	1		130			30	90	942,60	130			30	22	222,41	130		
35	1		135			35	85	889,64	135			35	20	201,23	135		
40	1		140			40	78	815,51	140			40	18	180,05	140		
45	1		145			45	72	751,96	145			45	18	180,05	145		
50	1		150			50	70	730,78	150			50	18	180,05	150		
55	1		155			55	70	730,78	155			55	16	158,87	155		
60	1		160			60	69	720,19	160			60	16	158,87	160		
65	1		165			65	67	699,01	165			65	16	158,87	165		
70	1		170			70	67	699,01	170			70	15	148,27	170		
75	1		175			75	65	677,82	175			75	16	158,87	175		
80	1		180			80	65	677,82	180			80	14	137,68	180		
85	1		185			85	65	677,82	185			85	14	137,68	185		
90	1		190			90	64	667,23	190			90	14	137,68	190		
95	1		195			95	64	667,23	195			95	14	137,68	195		

TORQUE (Nm)

ROTAÇÃO (°)

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida (Ncm): (Lmáx. Corr. - Lfricção) K =	942,60
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	90
L Máx. Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	30
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx. Rem. (Ncm): (Lmáx. Rem. - Lfricção) K =	307,14

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$ 6,096

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$ 1,986

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 3,1

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 04

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST. COMPR. (m) =	3,00	φ (cm) =	10,00
HASTE .COMPR. (m) =	6,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE: ANEL (K)Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3356 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
1,72	6,00		GILBERTO	I = 29/10/11 T = 29/10/11		SP 04

Figura B.10: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 6,00 m (SP 04).

FRICÇÃO			INDEFORMADA						REMOLDADA								
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	75	783,73	105			5	11	105,91	105		
10	1		110			10	98	1027,33	110			10	20	201,23	110		
15	1		115			15	116	1217,97	115			15	28	285,96	115		
20	1		120			20	125	1313,28	120			20	30	307,14	120		
25	1		125			25	130	1366,24	125			25	32	328,32	125		
30	1		130			30	132	1387,42	130			30	21	211,82	130		
35	1		135			35	134	1408,60	135			35	16	158,87	135		
40	1		140			40	122	1281,51	140			40	16	158,87	140		
45	1		145			45	108	1133,24	145			45	15	148,27	145		
50	1		150			50	104	1090,87	150			50	16	158,87	150		
55	1		155			55	100	1048,51	155			55	15	148,27	155		
60	1		160			60	98	1027,33	160			60	15	148,27	160		
65	1		165			65	98	1027,33	165			65	15	148,27	165		
70	1		170			70	96	1006,15	170			70	14	137,68	170		
75	1		175			75	95	995,55	175			75	14	137,68	175		
80	1		180			80	96	1006,15	180			80	13	127,09	180		
85	1		185			85	95	995,55	185			85	12	116,50	185		
90	1		190			90	95	995,55	190			90	12	116,50	190		
95	1		195			95	94	984,96	195			95	12	116,50	195		

TORQUE (Nm)

ROTAÇÃO (°)

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx.Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K = 1408,60
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada = 134
L Máx.Rem.: Leitura Máxima Remoldada = 32
L Fricção: Leitura da Fricção = 1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K = 328,32

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6^{\circ} T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7 \pi D^3 = 9,110$

REMOLDADA(Cur): $6^{\circ} T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \pi D^3 = 2,123$

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur = 4,3

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST:COMPR. (m) =	6,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	7,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K/Ncm/gra) =	10,591		

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 04

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3356 - LD

NIVEL/DAGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	BORDAGEM Nº
1,72	7,00		GILBERTO	I = 29/10/11 T = 29/10/11		SP 04

Figura B.11: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 7,00 m (SP 04).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	130	1366,24	105			5	30	307,14	105		
10	1		110			10	195	2054,65	110			10	56	582,51	110		
15	1		115			15	236	2488,89	115			15	65	677,82	115		
20	1		120			20	260	2743,07	120			20	70	730,78	120		
25	1		125			25	267	2817,21	125			25	49	508,37	125		
30	1		130			30	270	2848,98	130			30	42	434,23	130		
35	1		135			35	253	2668,93	135			35	40	413,05	135		
40	1		140			40	240	2531,25	140			40	40	413,05	140		
45	1		145			45	236	2488,89	145			45	40	413,05	145		
50	1		150			50	236	2488,89	150			50	38	391,87	150		
55	1		155			55	235	2478,29	155			55	38	391,87	155		
60	1		160			60	233	2457,11	160			60	38	391,87	160		
65	1		165			65	233	2457,11	165			65	37	381,28	165		
70	1		170			70	232	2446,52	170			70	36	370,69	170		
75	1		175			75	232	2446,52	175			75	36	370,69	175		
80	1		180			80	231	2435,93	180			80	35	360,09	180		
85	1		185			85	230	2425,34	185			85	34	349,50	185		
90	1		190			90	230	2425,34	190			90	34	349,50	190		
95	1		195			95	230	2425,34	195			95	34	349,50	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx.Corrída(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	2848,98
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	270
L Máx.Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	70
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção).K =	730,78

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6^\circ T. \text{Máx. Ind. Corr.} / 7z D^3 =$ 18,425

REMOLDADA(Cur): $6^\circ T. \text{máx. Rem. Corr.} / 7z D^3 =$ 4,726

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur : 3,9

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média .

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 04

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	6,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	8,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(K/Ncm/grau)=	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3356 - LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
1,72	8,00		GILBERTO	I = 30/10/11 T = 30/10/11		SP 04

Figura B.12: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 8,00 m (SP 04).

FRICÇÃO			INDEFORMADA			REMOLDADA								
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00
5	1		105			5	82	857,87	105			5	16	158,87
10	1		110			10	121	1270,92	110			10	36	370,69
15	1		115			15	142	1493,33	115			15	42	434,23
20	1		120			20	153	1609,83	120			20	45	466,00
25	1		125			25	158	1662,79	125			25	33	338,91
30	1		130			30	160	1683,97	130			30	30	307,14
35	1		135			35	148	1556,88	135			35	29	296,55
40	1		140			40	130	1366,24	140			40	29	296,55
45	1		145			45	126	1323,88	145			45	28	285,96
50	1		150			50	121	1270,92	150			50	26	264,78
55	1		155			55	120	1260,33	155			55	26	264,78
60	1		160			60	118	1239,15	160			60	25	254,18
65	1		165			65	118	1239,15	165			65	26	264,78
70	1		170			70	116	1217,97	170			70	25	254,18
75	1		175			75	115	1207,37	175			75	25	254,18
80	1		180			80	113	1186,19	180			80	24	243,59
85	1		185			85	111	1165,01	185			85	24	243,59
90	1		190			90	110	1154,42	190			90	24	243,59
95	1		195			95	110	1154,42	195			95	23	233,00

TORQUE (Nm)

ROTAÇÃO (°)

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx.Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K = 1683,97

L Máx.: Leitura Máxima Indeformada = 160

L Máx.Rem.: Leitura Máxima Remoldada = 45

L Fricção: Leitura da Fricção = 1

T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção). K = 466,00

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / 7 \cdot D^2 = 10,891$

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx Rem. Corr}} / 7 \cdot D^2 = 3,014$

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 3,6

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	10,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(KNcm/gau) =	10,591		

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média.

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 04

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3356 - LD

TIVEL D'AGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	BONDAGEM Nº
1,72	10,00		GILBERTO	I = 30/10/11 T = 30/10/11		SP 04

Figura B.14: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 10,00 m (SP 04).

FRICÇÃO			INDEFORMADA						REMOLDADA								
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	75	783,73	105			5	20	201,23	105		
10	1		110			10	118	1239,15	110			10	35	360,09	110		
15	1		115			15	151	1588,65	115			15	48	497,78	115		
20	1		120			20	170	1789,88	120			20	50	518,96	120		
25	1		125			25	183	1927,56	125			25	52	540,14	125		
30	1		130			30	185	1948,74	130			30	38	391,87	130		
35	1		135			35	176	1853,43	135			35	33	338,91	135		
40	1		140			40	160	1683,97	140			40	33	338,91	140		
45	1		145			45	153	1609,83	145			45	31	317,73	145		
50	1		150			50	150	1578,06	150			50	31	317,73	150		
55	1		155			55	149	1567,47	155			55	31	317,73	155		
60	1		160			60	148	1556,88	160			60	30	307,14	160		
65	1		165			65	148	1556,88	165			65	30	307,14	165		
70	1		170			70	145	1525,10	170			70	29	296,55	170		
75	1		175			75	145	1525,10	175			75	29	296,55	175		
80	1		180			80	143	1503,92	180			80	28	285,96	180		
85	1		185			85	144	1514,51	185			85	29	296,55	185		
90	1		190			90	143	1503,92	190			90	29	296,55	190		
95	1		195			95	143	1503,92	195			95	27	275,37	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida (Ncm): (L máx. Corr. - L fricção) · K =	1948,74
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	185
L Máx. Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	52
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx. Rem. (Ncm): (L máx. Rem. - L fricção) · K =	540,14

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA (CU): $6 \cdot T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$ 12,603

REMOLDADA (Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$ 3,493

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 3,6

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.: COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE.: COMPR. (m) =	11,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA (cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE: ANEL (K) / Ncm / grau =	10,591		

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média.

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 04

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3356- LD

NÍVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA / FURO	OPERADOR	DATA	VISTO	SONDAGEM Nº
1,72	11,00		GILBERTO	I = 30/10/11 T = 30/10/11		SP 04

Figura B.15: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 11,00 m (SP 04).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	105	1101,48	105			5	18	180,05	105		
10	1		110			10	146	1535,70	110			10	33	338,91	110		
15	1		115			15	168	1768,70	115			15	50	518,96	115		
20	1		120			20	186	1859,34	120			20	60	624,87	120		
25	1		125			25	200	2107,61	125			25	63	656,64	125		
30	1		130			30	203	2139,38	130			30	65	677,82	130		
35	1		135			35	205	2160,56	135			35	48	497,78	135		
40	1		140			40	180	1895,79	140			40	40	413,05	140		
45	1		145			45	171	1800,47	145			45	40	413,05	145		
50	1		150			50	170	1789,88	150			50	39	402,46	150		
55	1		155			55	168	1768,70	155			55	39	402,46	155		
60	1		160			60	168	1768,70	160			60	37	381,28	160		
65	1		165			65	166	1747,52	165			65	37	381,28	165		
70	1		170			70	166	1747,52	170			70	35	360,09	170		
75	1		175			75	165	1736,92	175			75	35	360,09	175		
80	1		180			80	164	1726,33	180			80	33	338,91	180		
85	1		185			85	164	1726,33	185			85	33	338,91	185		
90	1		190			90	162	1705,15	190			90	33	338,91	190		
95	1		195			95	162	1705,15	195			95	30	307,14	195		

TORQUE (Nm)

ROTAÇÃO (°)

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx.Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	2160,56
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	205
L Máx.Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	65
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx.Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção).K =	677,82

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr}} / 7 \cdot D^3 =$ 13,973

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr}} / 7 \cdot D^3 =$ 4,384

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 3,2

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média.

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 04

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.:COMPR. (m) =	9,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE:ANEL(KNcm/grau) =			10,591

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3356 - LD

NIVEL D'AGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
1,72	12,00		GILBERTO	I = 30/10/11 T = 30/10/11		SP 04

Figura B.16: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 12,00 m (SP 04).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	81	847,28	105			5	21	211,82	105		
10	1		110			10	114	1196,78	110			10	46	476,60	110		
15	1		115			15	131	1376,83	115			15	58	603,69	115		
20	1		120			20	145	1525,10	120			20	60	624,87	120		
25	1		125			25	151	1588,65	125			25	51	529,55	125		
30	1		130			30	152	1599,24	130			30	40	413,05	130		
35	1		135			35	153	1609,83	135			35	38	391,87	135		
40	1		140			40	138	1450,97	140			40	35	360,09	140		
45	1		145			45	125	1313,28	145			45	35	360,09	145		
50	1		150			50	121	1270,92	150			50	33	338,91	150		
55	1		155			55	120	1260,33	155			55	32	328,32	155		
60	1		160			60	120	1260,33	160			60	33	338,91	160		
65	1		165			65	118	1239,15	165			65	32	328,32	165		
70	1		170			70	118	1239,15	170			70	31	317,73	170		
75	1		175			75	115	1207,37	175			75	30	307,14	175		
80	1		180			80	113	1186,19	180			80	30	307,14	180		
85	1		185			85	112	1175,60	185			85	29	296,55	185		
90	1		190			90	111	1165,01	190			90	28	285,96	190		
95	1		195			95	111	1165,01	195			95	28	285,96	195		

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx Corrigida(Ncm):(Lmáx.Corr.-Lfricção).K =	1609,83
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	153
L Máx Rem. : Leitura Máxima Remoldada =	60
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx Rem. (Ncm):(Lmáx.Rem.-Lfricção).K =	624,87

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA(CU): $6 \cdot T_{\text{Máx Ind. Corr.}} / \pi \cdot D^3$ = 10,411

REMOLDADA(Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / \pi \cdot D^3$ = 4,041

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur: 2,6

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média.

Ensaio realizado a 3,00 m do furo SP 04

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST. COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	10,00
HASTE :COMPR. (m) =	13,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA: ALTURA(cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE ANEL(K)/Ncm/graú =			10,581

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3356 - LD

NIVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	BONDAGEM Nº
1,72	13,00		GILBERTO	I = 30/10/11 T = 30/10/11		SP 04

Figura B.17: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 13,00 m (SP 04).

FRICÇÃO						INDEFORMADA						REMOLDADA					
Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)	Gº	L	T (corr.)
0			100					0,00	100					0,00	100		
5	1		105			5	91	953,19	105			5	15	148,27	105		
10	1		110			10	126	1323,88	110			10	31	317,73	110		
15	1		115			15	141	1482,74	115			15	38	391,87	115		
20	1		120			20	150	1578,06	120			20	40	413,05	120		
25	1		125			25	153	1609,83	125			25	31	317,73	125		
30	1		130			30	155	1631,01	130			30	22	222,41	130		
35	1		135			35	143	1503,92	135			35	21	211,82	135		
40	1		140			40	129	1355,65	140			40	21	211,82	140		
45	1		145			45	125	1313,28	145			45	20	201,23	145		
50	1		150			50	123	1292,10	150			50	19	190,64	150		
55	1		155			55	123	1292,10	155			55	18	180,05	155		
60	1		160			60	122	1281,51	160			60	18	180,05	160		
65	1		165			65	120	1260,33	165			65	18	180,05	165		
70	1		170			70	120	1260,33	170			70	17	169,46	170		
75	1		175			75	120	1260,33	175			75	16	158,87	175		
80	1		180			80	119	1249,74	180			80	16	158,87	180		
85	1		185			85	119	1249,74	185			85	15	148,27	185		
90	1		190			90	119	1249,74	190			90	15	148,27	190		
95	1		195			95	119	1249,74	195			95	15	148,27	195		

TORQUE (Nm)

ROTAÇÃO (°)

— Am. Indeformada
— Am. Remoldada

T Máx. Corrigida (Ncm): (Lmáx. Corr. - Lfricção) . K =	1631,01
L Máx.: Leitura Máxima Indeformada =	155
L Máx. Rem.: Leitura Máxima Remoldada =	40
L Fricção: Leitura da Fricção =	1
T Máx. Rem. (Ncm): (Lmáx. Rem. - Lfricção) . K =	413,05

RESULTADOS

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO (KPa)

INDEFORMADA (CU): $6 \cdot T_{\text{Máx. Ind. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$

REMOLDADA (Cur): $6 \cdot T_{\text{máx. Rem. Corr.}} / 7 \cdot D^3 =$

SENSIBILIDADE (St): CU/Cur:

OBSERVAÇÕES:

Utilizada a palheta média.

Ensaio realizado à 3,00 m do furo SP 04

DADOS DO EQUIPAMENTO

REVEST.: COMPR. (m) =	12,00	φ (cm) =	10,00
HASTE.: COMPR. (m) =	14,00	φ (cm) =	2,54
PALHETA.: ALTURA (cm) =	15,00	φ (cm) =	7,50
CONSTANTE ANEL (K) Ncm/grau =	10,591		

LOCALIZAÇÃO: ESTACA 3356 - LD .

NIVEL D'ÁGUA	PROFUNDIDADE	COTA/FURO	OPERADOR	DATA	VISTO:	SONDAGEM Nº
1,72	14,00		GILBERTO	I = 30/10/11 T = 30/10/11		SP 04

Figura B.18: Resultado do ensaio de palheta para a profundidade 14,00 m (SP 04).

APÉNDICE C

Tabela C.1 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D1.

Grupo D1	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,01	20,27	4,85819	0,12786	1,00625
CP B'	9,99	20,28	6,74894	0,12957	1,01563
CP C'	10,03	20,32	6,51660	0,13526	1,06875
CP D'	9,92	20,22	5,10850	0,11443	0,88437
CP E'	10,03	19,85	4,36519	0,11391	0,90000
CP F'	9,96	20,31	5,24164	0,12273	0,95625
Média	9,99	20,21	5,47318	0,12396	0,97188
Desvio padrão	0,04373	0,17730	0,94960	0,00858	0,07148

Tabela C.2 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D2.

Grupo D2	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,00	20,54	7,10224	0,12454	0,97812
CP B'	10,01	20,54	7,00546	0,13739	1,08125
CP C'	10,04	20,55	9,86071	0,14407	1,14063
CP D'	9,94	20,50	6,66049	0,13209	1,02500
CP E'	10,01	20,54	8,18786	0,12786	1,00625
CP F'	9,97	20,55	6,83444	0,12849	1,00312
Média	9,99	20,54	7,60853	0,13241	1,03906
Desvio padrão	0,03536	0,01672	1,22686	0,00720	0,06062

Tabela C.3 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D3.

Grupo D3	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,03	20,30	5,32868	0,12735	1,00625
CP B'	9,91	20,41	6,72368	0,13816	1,06562
CP C'	10,07	19,60	4,75018	0,11065	0,88125
CP D'	10,05	19,75	5,86654	0,10873	0,86250
CP E'	9,91	20,50	5,61811	0,12681	0,97812
CP F'	10,02	19,75	5,87506	0,11096	0,87500
Média	9,99	20,05	5,69371	0,12044	0,94479
Desvio padrão	0,06879	0,39551	0,65617	0,01204	0,08387

Tabela C.4 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D4.

Grupo D4	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,00	20,50	6,13184	0,13210	1,03750
CP B'	10,00	20,53	4,59182	0,11579	0,90938
CP C'	9,97	20,49	4,22648	0,11648	0,90938
CP D'	10,03	20,50	5,6066	0,12142	0,95938
CP E'	10,00	20,50	4,53281	0,12056	0,94687
CP F'	9,95	20,47	3,89162	0,11293	0,87813
Média	9,99	20,50	4,83020	0,11988	0,94011
Desvio padrão	0,02870	0,01962	0,85881	0,00676	0,05591

Tabela C.5 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D5.

Grupo D5	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,01	20,53	5,99169	0,13183	1,03750
CP B'	9,93	20,52	6,60978	0,12630	0,97812
CP C'	9,94	20,54	8,09736	0,12725	0,98750
CP D'	9,98	20,51	4,81543	0,11465	0,89688
CP E'	9,95	20,58	6,09983	0,12057	0,93750
CP F'	9,99	20,52	7,22161	0,12519	0,98125
Média	9,96	20,53	6,47262	0,12430	0,96979
Desvio padrão	0,03089	0,02559	1,12571	0,00595	0,04787

Tabela C.6 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D6.

Grupo D6	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,04	20,36	7,58167	0,13618	1,07813
CP B'	10,03	20,35	8,84853	0,13368	1,05625
CP C'	10,06	20,36	9,06469	0,14901	1,18438
CP D'	10,06	20,37	7,94630	0,13446	1,06875
CP E'	10,03	20,36	7,43729	0,13250	1,04688
CP F'	10,02	20,34	6,96290	0,13474	1,06250
Média	10,04	20,35	7,97356	0,13676	1,08282
Desvio padrão	0,01838	0,00943	0,82698	0,00612	0,05088

Tabela C.7 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D7.

Grupo D7	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,01	20,53	6,01275	0,11714	0,92188
CP B'	9,99	20,53	6,97357	0,12878	1,00937
CP C'	9,98	20,50	8,12145	0,12903	1,00937
CP D'	9,99	20,49	6,78684	0,12678	0,99375
CP E'	9,99	20,49	6,95498	0,12758	1,00000
CP F'	9,99	20,53	7,54635	0,12439	0,97500
Média	9,99	20,51	7,06599	0,12562	0,98490
Desvio padrão	0,00894	0,02055	0,71454	0,00448	0,03339

Tabela C.8 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D8.

Grupo D8	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,03	20,54	3,13593	0,10956	0,86563
CP B'	10,02	20,52	3,80696	0,11255	0,88750
CP C'	10,04	20,41	3,14523	0,10736	0,85000
CP D'	10,06	20,48	2,88850	0,10772	0,85625
CP E'	9,99	20,49	3,38156	0,11163	0,87500
CP F'	10,02	20,46	3,25389	0,10581	0,83438
Média	10,03	20,48	3,26868	0,10911	0,86146
Desvio padrão	0,02301	0,04684	0,30987	0,00262	0,01882

Tabela C.9 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D9.

Grupo D9	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	9,96	20,52	4,15749	0,10990	0,85625
CP B'	10,00	20,57	4,25842	0,11380	0,89375
CP C'	10,02	20,52	2,44840	0,09749	0,76875
CP D'	10,05	20,53	3,32008	0,10045	0,79688
CP E'	10,01	20,50	3,76154	0,11198	0,88125
CP F'	10,00	20,46	4,83407	0,12096	0,95000
Média	10,00	20,52	3,79667	0,10910	0,85781
Desvio padrão	0,01838	0,03716	0,83256	0,00873	0,06631

Tabela C.10 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D10.

Grupo D10	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,02	20,50	4,43452	0,11374	0,89688
CP B'	9,98	20,48	4,43111	0,10986	0,85938
CP C'	9,99	20,46	2,82784	0,10725	0,84062
CP D'	9,98	20,57	4,71005	0,1146	0,87187
CP E'	10,03	20,57	3,69841	0,12103	0,95625
CP F'	10,01	20,60	4,95453	0,11794	0,92813
Média	10,00	20,53	4,17608	0,11407	0,89219
Desvio padrão	0,02081	0,058144	0,78344	0,00506	0,04374

Tabela C.11 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D11.

Grupo D11	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,05	20,26	4,59679	0,11700	0,92813
CP B'	10,05	20,29	4,43125	0,12094	0,95938
CP C'	10,08	20,28	4,00290	0,11709	0,93437
CP D'	10,05	20,31	3,54264	0,10400	0,82500
CP E'	10,11	20,30	4,09801	0,11523	0,92500
CP F'	10,06	20,40	3,06825	0,09139	0,81563
Média	10,06	20,31	3,95664	0,11094	0,89792
Desvio padrão	0,02407	0,04881	0,56882	0,01117	0,06139

Tabela C.12 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D12.

Grupo D12	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,01	20,44	7,01600	0,12469	0,98125
CP B'	10,01	20,35	8,39348	0,14454	1,1375
CP C'	10,07	20,33	8,29466	0,14361	1,14375
CP D'	10,08	20,33	7,18823	0,12649	1,00937
CP E'	10,08	20,35	8,84637	0,13471	1,07500
CP F'	10,02	20,38	7,06266	0,12959	1,02188
Média	10,04	20,36	7,80023	0,13394	1,06146
Desvio padrão	0,03333	0,04174	0,80304	0,00856	0,06848

Tabela C.13 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D13.

Grupo D13	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,06	20,32	3,23148	0,10655	0,84688
CP B'	10,05	20,39	5,54231	0,10873	0,86250
CP C'	10,04	20,32	3,62076	0,10381	0,82187
CP D'	10,07	20,32	5,44983	0,10712	0,85312
CP E'	10,01	20,38	3,69300	0,10841	0,85312
CP F'	10,08	20,37	4,66360	0,11082	0,88437
Média	10,05	20,35	4,36683	0,10757	0,72568
Desvio padrão	0,02244	0,03324	0,99422	0,00237	0,31437

Tabela C.14 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D14.

Grupo D14	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,08	20,37	6,50954	0,11983	0,95625
CP B'	10,02	20,35	5,77760	0,11810	0,93125
CP C'	10,08	20,36	6,36672	0,11748	0,93750
CP D'	10,09	20,42	7,73955	0,12663	1,01250
CP E'	10,00	20,30	6,34776	0,12295	0,96562
CP F'	10,05	20,32	6,81835	0,12370	0,98125
Média	10,05	20,35	6,59325	0,12145	0,96406
Desvio padrão	0,036959	0,04107	0,65552	0,00357	0,02996

Tabela C.15 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D15.

Grupo D15	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,00	20,57	7,72636	0,12215	0,95938
CP B'	10,02	20,58	5,65848	0,13078	1,03112
CP C'	10,03	20,57	7,01203	0,13052	1,03112
CP D'	10,06	20,51	6,76106	0,11913	0,94687
CP E'	9,98	20,49	5,88772	0,12424	0,97188
CP F'	10,05	20,56	7,87371	0,13394	1,06250
Média	10,02	20,55	6,81989	0,12679	1,00048
Desvio padrão	0,03123	0,03816	0,91547	0,00579	0,04713

Tabela C.16 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D16.

Grupo D16	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,02	20,57	6,41703	0,11215	0,88437
CP B'	10,03	20,54	6,59607	0,11588	0,91562
CP C'	10,00	20,51	6,14541	0,11937	0,93750
CP D'	10,01	20,56	5,15057	0,11595	0,91250
CP E'	10,00	20,50	5,97677	0,11937	0,93750
CP F'	10,01	20,53	5,35693	0,11158	0,87813
Média	10,01	20,53	5,94046	0,11572	0,91094
Desvio padrão	0,01272	0,02828	0,57701	0,00336	0,02537

Tabela C.17 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D17.

Grupo D17	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,10	20,30	7,95227	0,12091	0,96875
CP B'	10,05	20,56	5,57635	0,11306	0,89688
CP C'	10,05	20,56	5,91469	0,11700	0,92813
CP D'	10,08	20,53	7,23619	0,12218	0,97500
CP E'	10,07	20,50	7,96490	0,12517	0,99687
CP F'	10,06	20,56	5,41919	0,11284	0,89688
Média	10,07	20,50	6,67727	0,11853	0,94375
Desvio padrão	0,01993	0,10133	1,18087	0,00505	0,04257

Tabela C.18 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D18.

Grupo D18	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,07	20,29	8,41189	0,13223	1,05313
CP B'	10,03	20,30	7,48251	0,12815	1,01250
CP C'	10,02	20,30	6,66944	0,11810	0,93125
CP D'	10,00	20,32	7,00954	0,12414	0,97500
CP E'	10,00	20,30	8,12980	0,12056	0,94687
CP F'	10,28	20,32	7,65429	0,11898	0,98750
Média	10,06	20,31	7,55958	0,12369	0,98438
Desvio padrão	0,10665	0,00988	0,65748	0,00559	0,04437

Tabela C.19 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D19.

Grupo D19	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,09	20,38	6,62231	0,13522	1,08125
CP B'	10,07	20,33	6,97730	0,12399	0,98750
CP C'	10,07	20,34	6,07358	0,11850	0,94375
CP D'	10,06	20,34	7,60689	0,12227	0,97188
CP E'	10,04	20,33	8,01811	0,12473	0,98750
CP F'	10,07	20,34	9,35667	0,14282	1,13750
Média	10,06	20,34	7,44248	0,12792	1,01823
Desvio padrão	0,01475	0,01679	1,16494	0,00918	0,07454

Tabela C.20 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo D20.

Grupo D20	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,07	20,20	2,38817	0,08671	0,69063
CP B'	10,05	20,27	2,23886	0,10242	0,81250
CP C'	10,09	20,31	4,51649	0,13405	1,07181
CP D'	10,08	20,32	3,65236	0,10103	0,80625
CP E'	10,05	20,29	4,58705	0,11030	0,87500
CP F'	10,03	20,34	4,76149	0,10758	0,85000
Média	10,06	20,29	3,69074	0,10702	0,85103
Desvio padrão	0,04797	0,02164	1,13471	0,01556	0,12533

Tabela C.21 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo B1.

Grupo B1	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,04	20,53	2,93941	0,09671	0,76563
CP B'	9,92	20,53	3,59125	0,10391	0,80313
CP C'	10,00	20,51	4,16192	0,10027	0,78750
CP D'	9,99	20,56	3,47306	0,09967	0,78125
CP E'	9,95	20,49	3,79632	0,10168	0,79062
CP F'	10,01	20,49	3,24459	0,09491	0,74687
Média	9,98	20,52	3,53443	0,09953	0,77917
Desvio padrão	0,04305	0,02839	0,42600	0,00328	0,02003

Tabela C.22 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo B2.

Grupo B2	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,00	20,52	5,98428	0,12812	1,00625
CP B'	9,97	20,55	6,66783	0,12929	1,00937
CP C'	10,02	20,55	7,64057	0,14148	1,11563
CP D'	9,97	20,54	5,36519	0,13530	1,05625
CP E'	10,00	20,49	6,65249	0,13130	1,03125
CP F'	9,99	20,59	7,91877	0,12878	1,00937
Média	9,99	20,54	6,70486	0,13238	1,03802
Desvio padrão	0,01914	0,03265	0,96615	0,00516	0,04255

Tabela C.23 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo B3.

Grupo B3	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,01	20,54	5,21642	0,11158	0,87813
CP B'	9,99	20,62	4,69767	0,10525	0,82500
CP C'	9,95	20,57	4,18579	0,09766	0,75937
CP D'	9,98	20,58	3,37501	0,09668	0,75625
CP E'	9,95	20,44	5,21367	0,10449	0,81250
CP F'	10,01	20,52	5,22806	0,11119	0,87500
Média	9,98	20,54	4,65277	0,10448	0,81771
Desvio padrão	0,02603	0,06246	0,75047	0,00638	0,05328

Tabela C.24 – Resultados dos ensaios de compressão do grupo B4.

Grupo B4	Diâmetro	Altura	Módulo de elasticidade	Máxima tensão	Máxima força
	cm	cm	N/mm ²	N/mm ²	kN
CP A'	10,03	20,49	4,96538	0,11747	0,92813
CP B'	9,95	20,55	6,17849	0,11977	0,93125
CP C'	9,98	20,53	4,92021	0,10546	0,82500
CP D'	9,75	20,57	4,97896	0,10380	0,77500
CP E'	9,97	20,58	4,42222	0,10648	0,83125
CP F'	10,00	20,56	5,29442	0,11579	0,90938
Média	9,95	20,55	5,12661	0,11146	0,86667
Desvio padrão	0,09946	0,03144	0,58672	0,00698	0,06506

APÉNDICE D

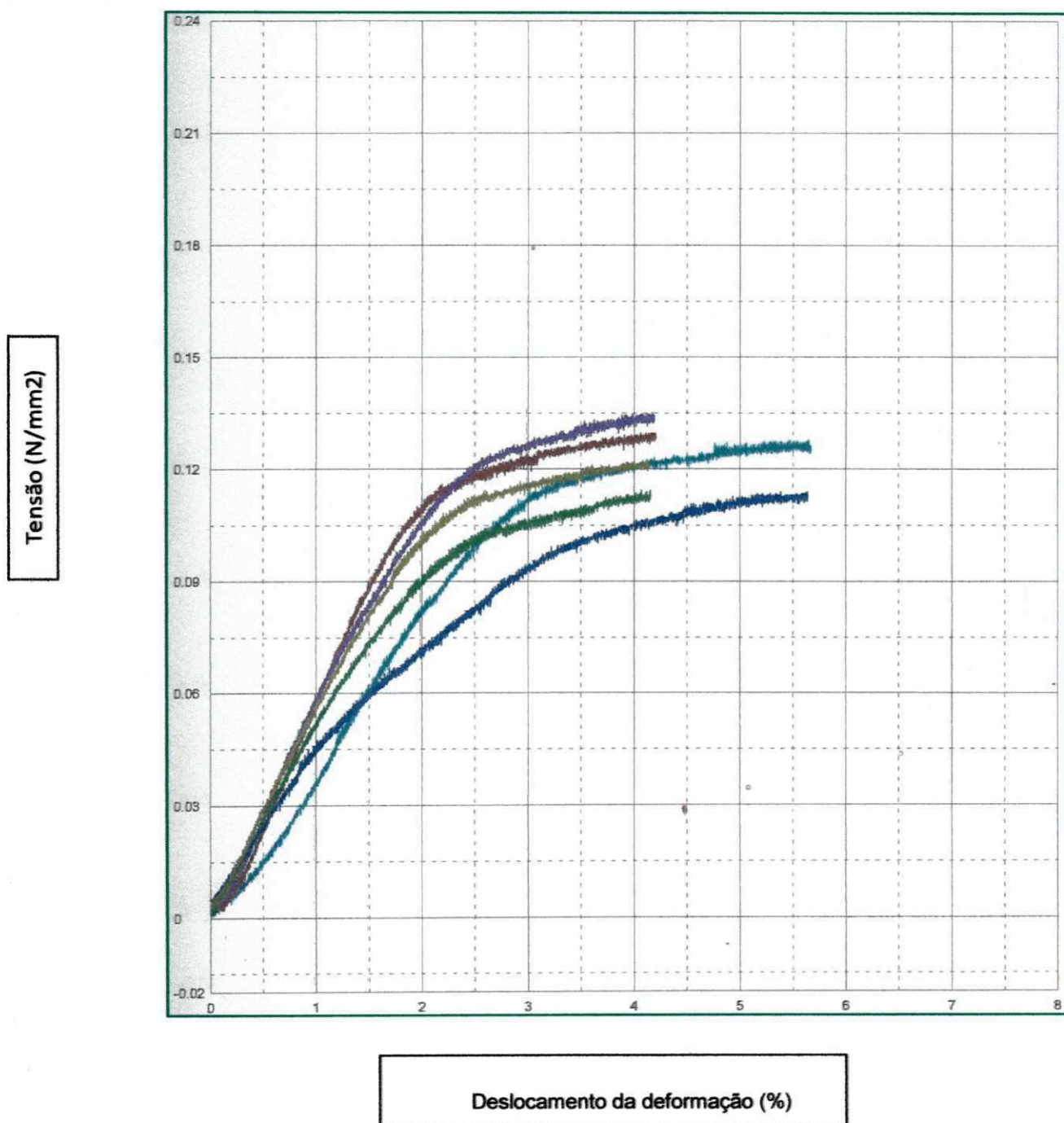


Figura D.1 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D1.

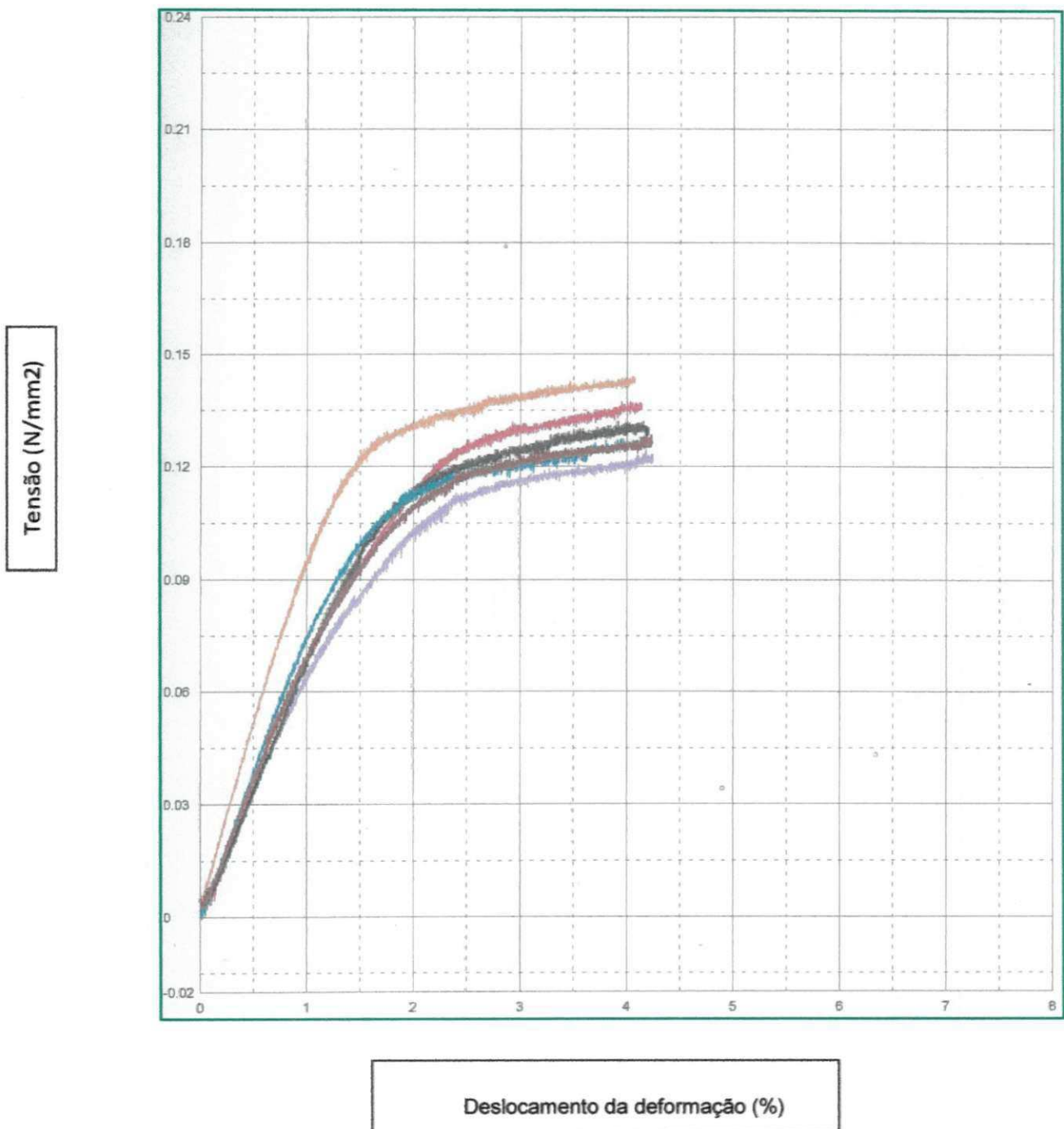


Figura D.2 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D2.

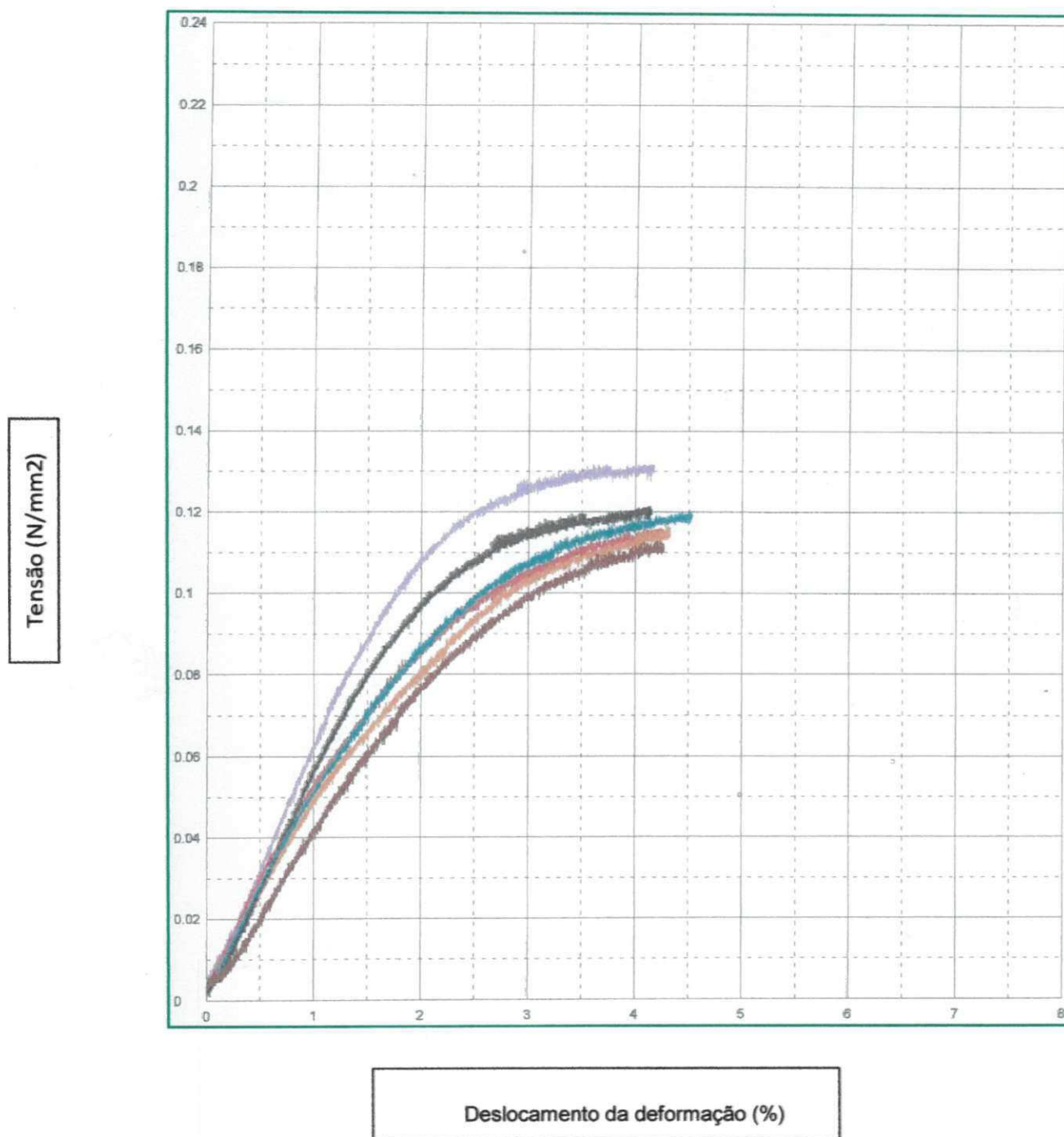


Figura D.4 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D4.

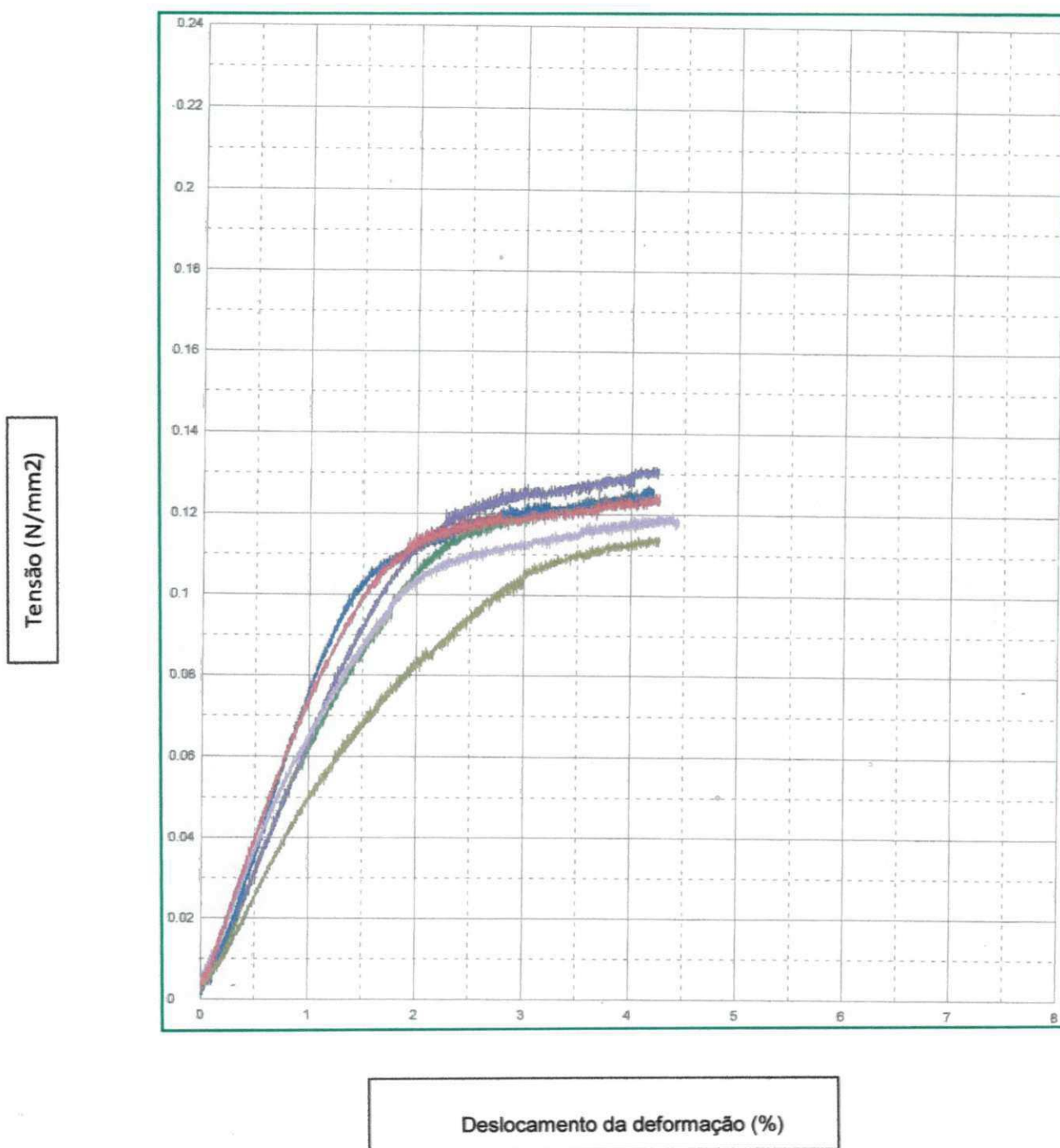


Figura D.5 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D5.

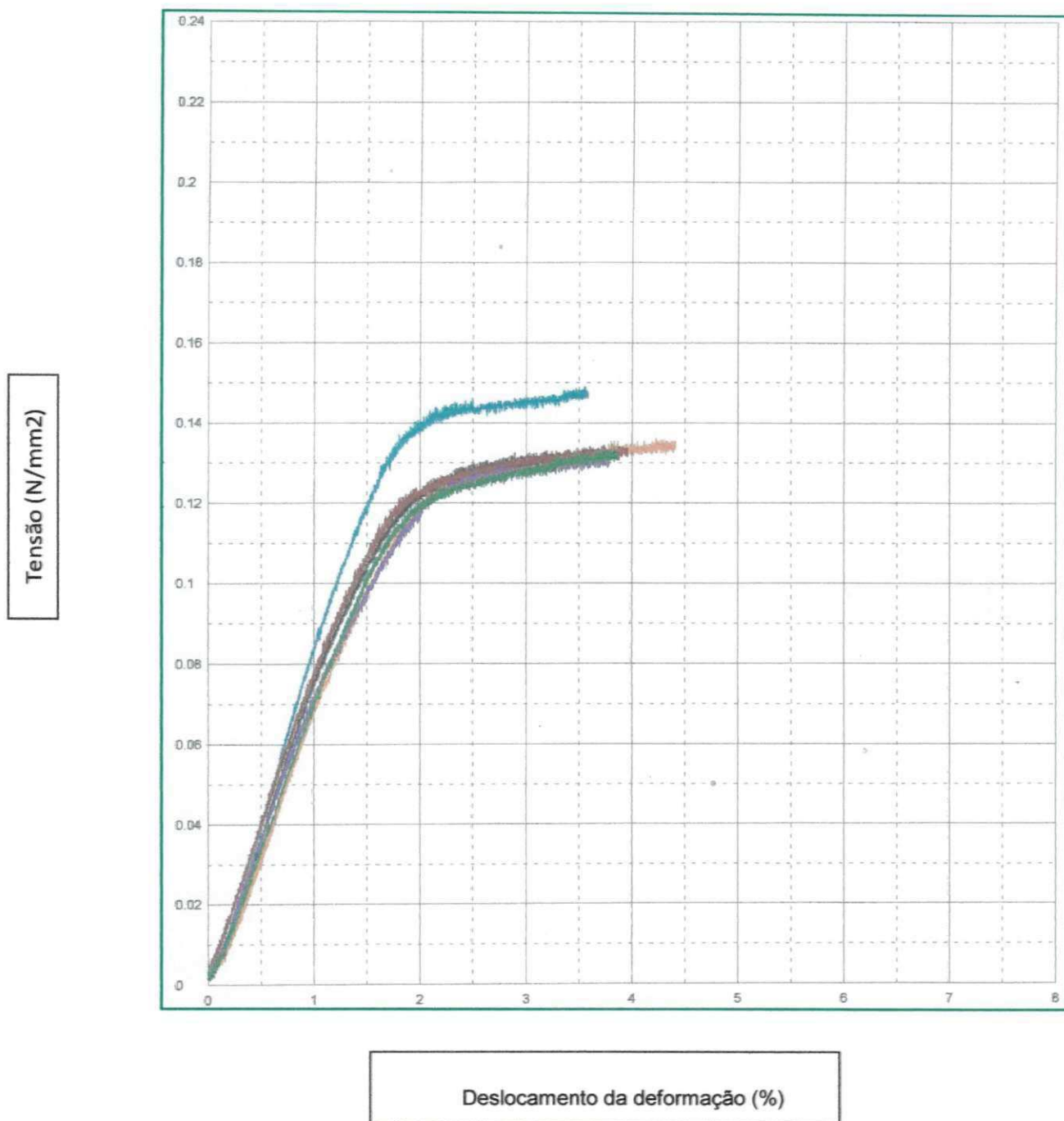
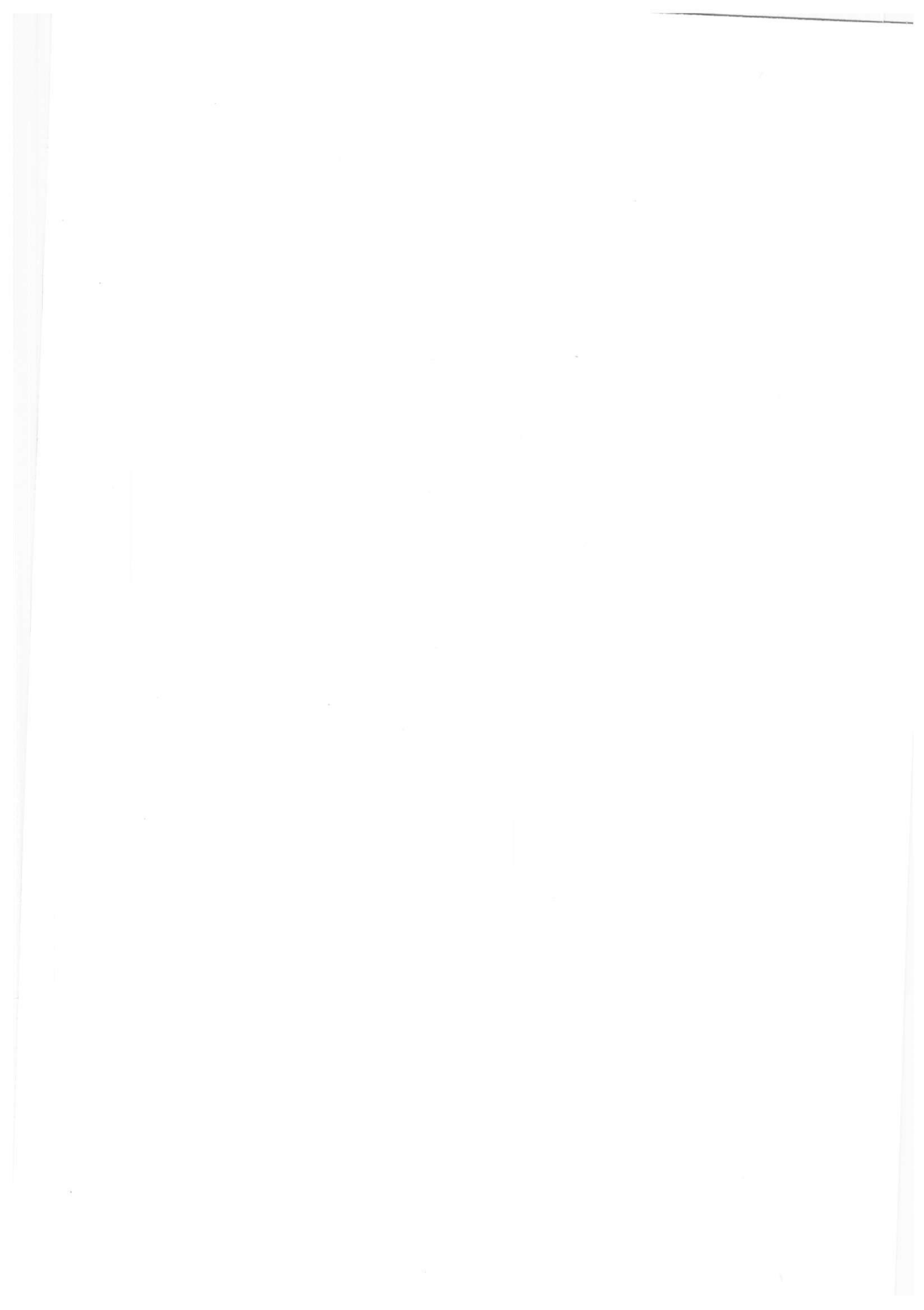


Figura D.6 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D6.



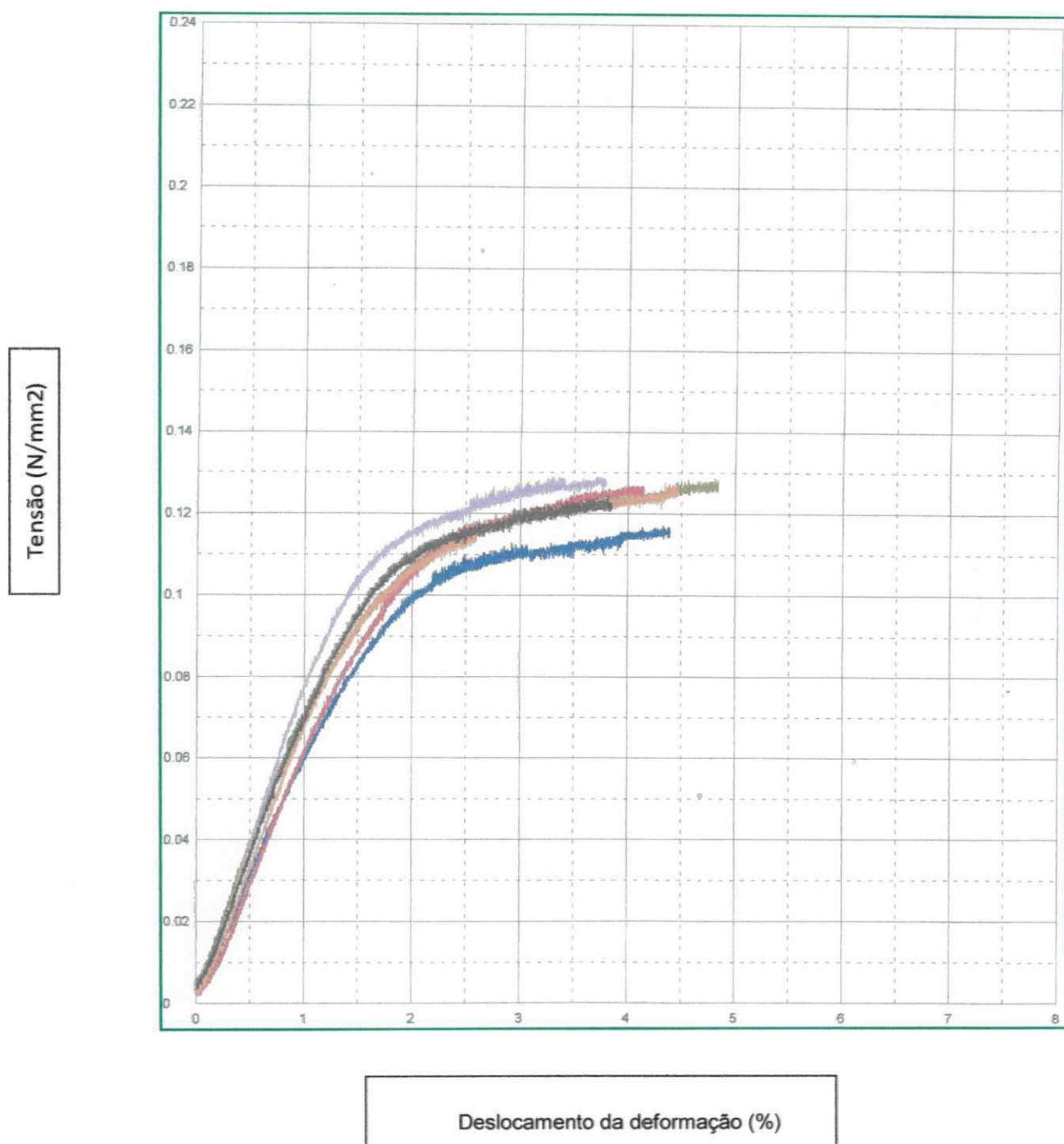
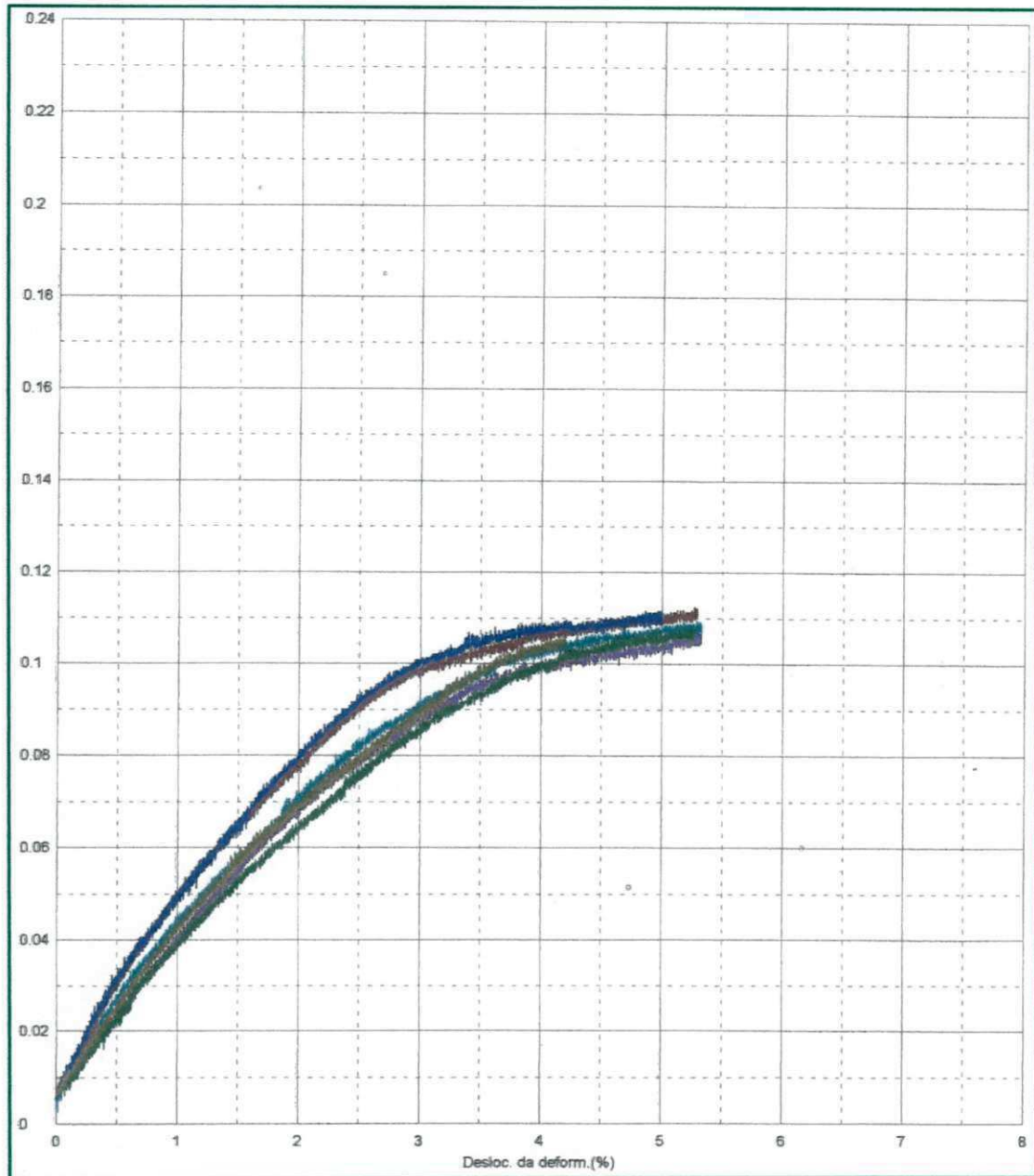


Figura D.7 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D7.

Tensão (N/mm²)



Deslocamento da deformação (%)

Figura D.8 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D8.

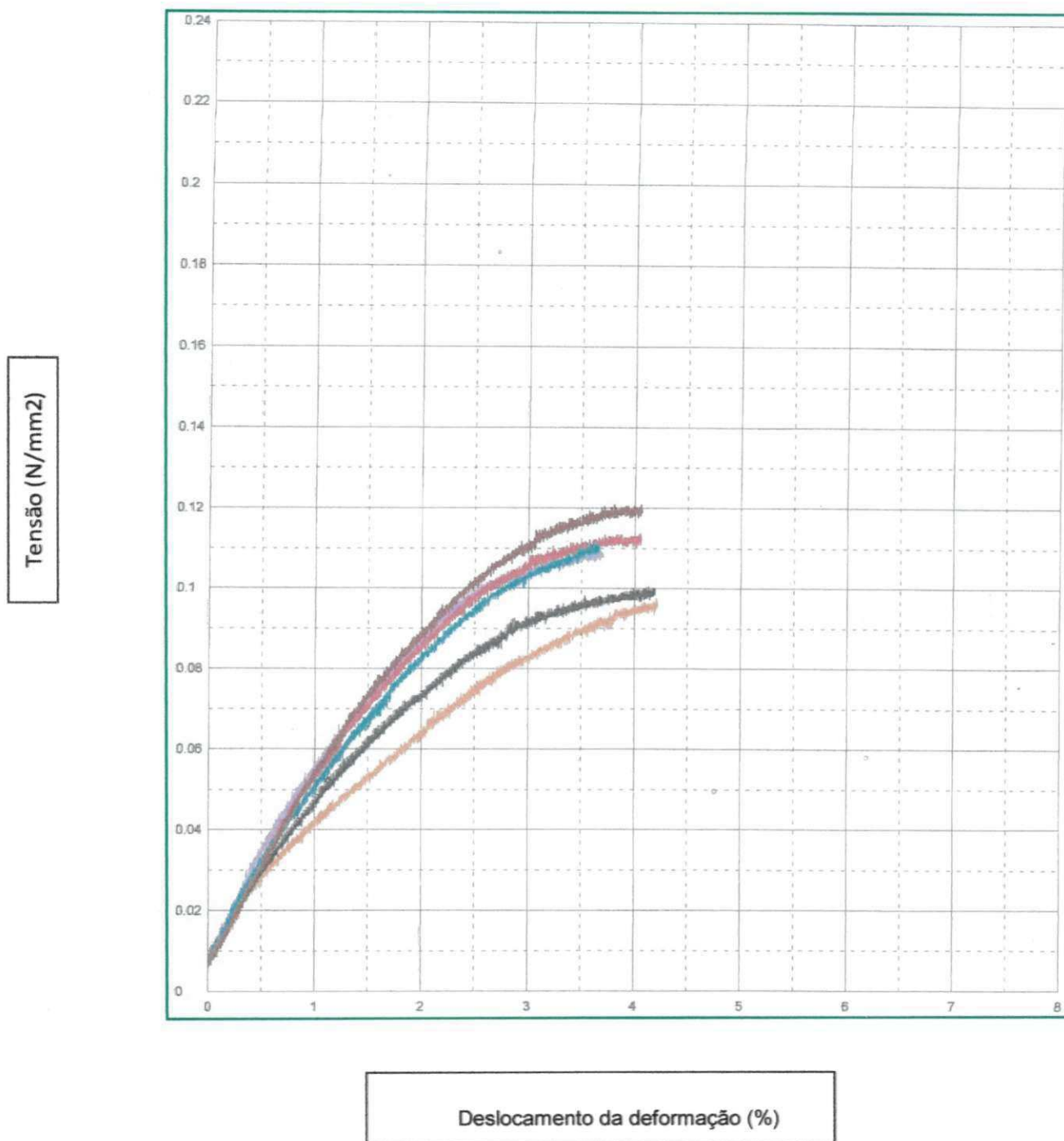


Figura D.9 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D9.

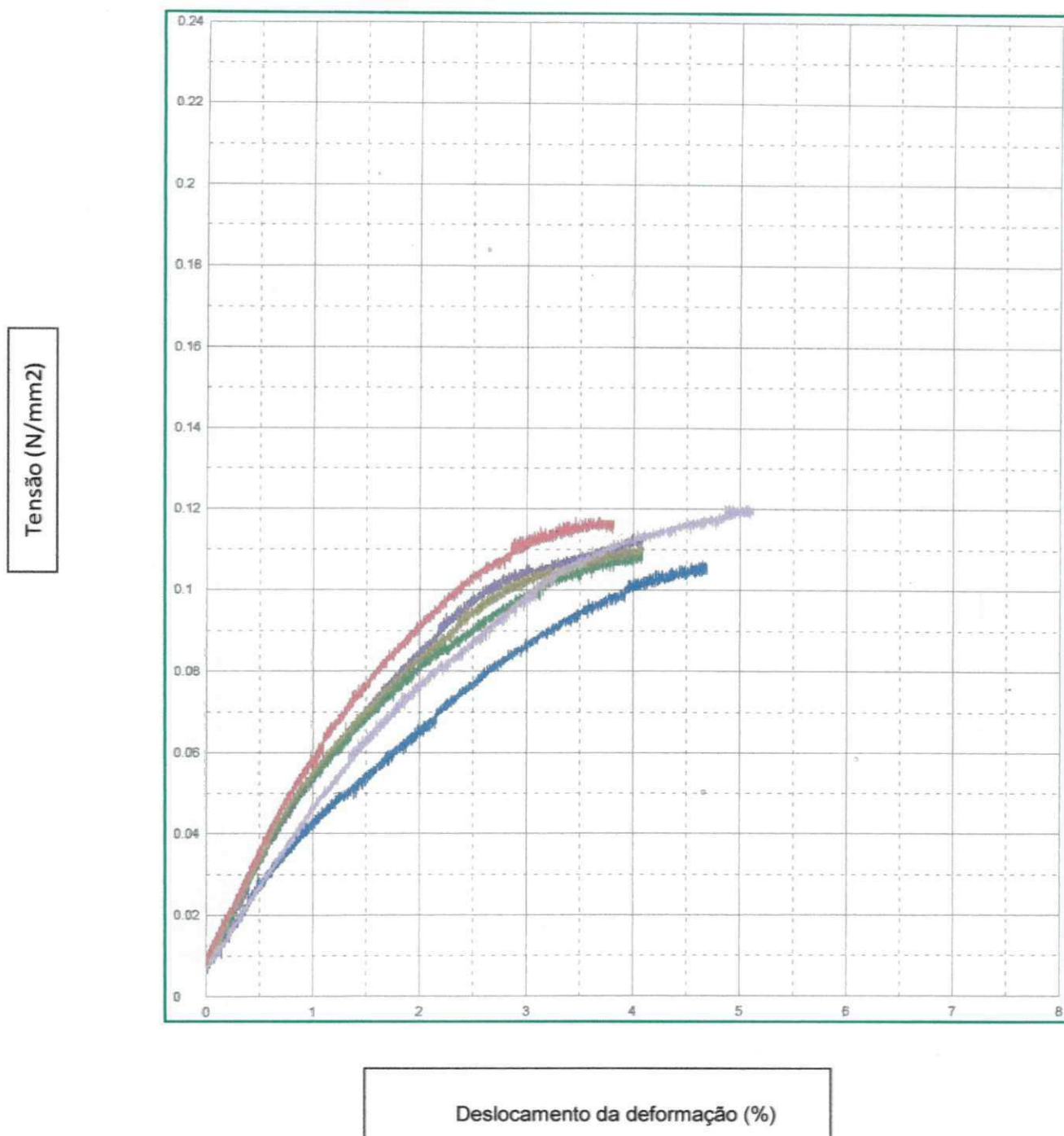


Figura D.10 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D10.

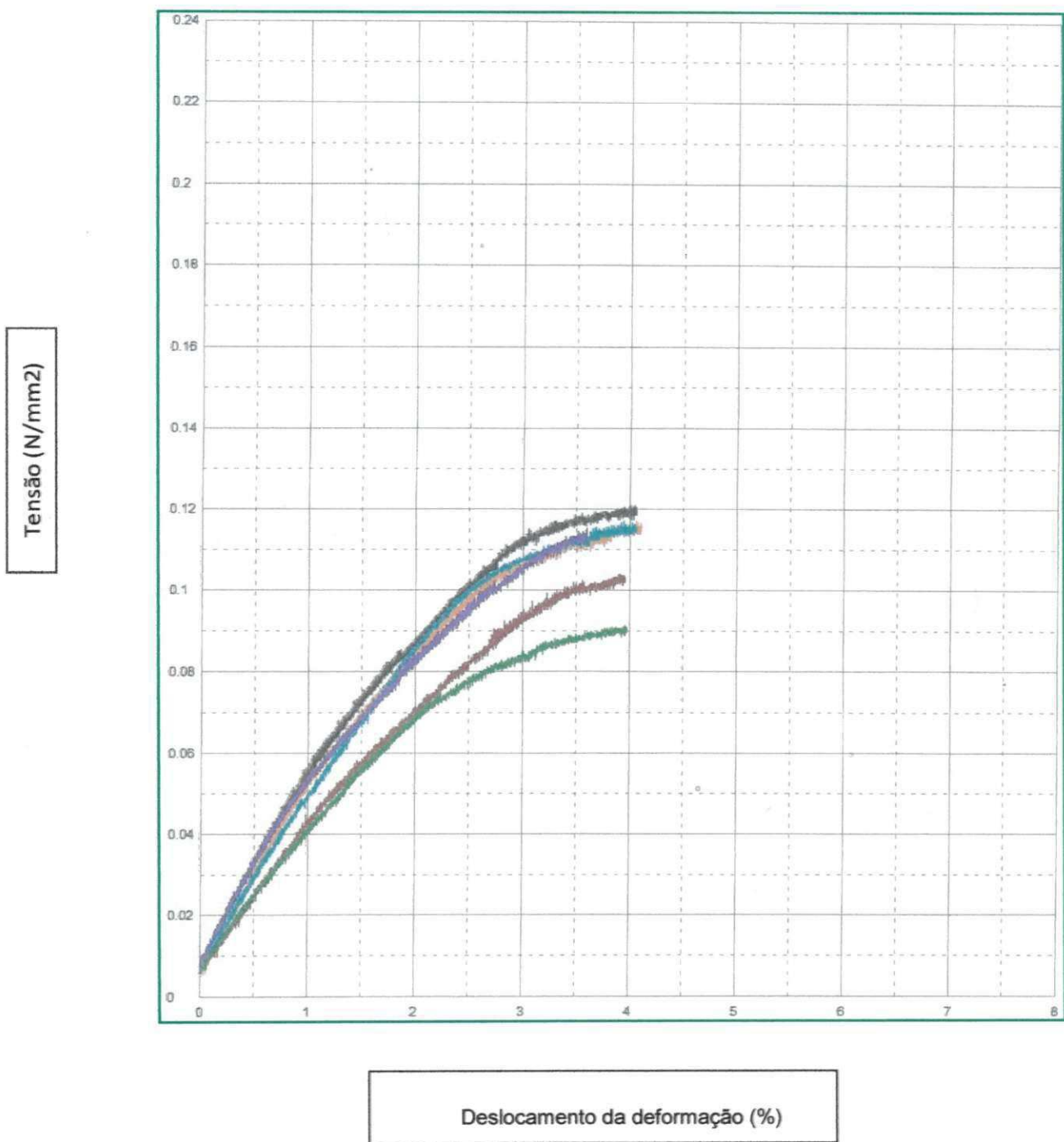
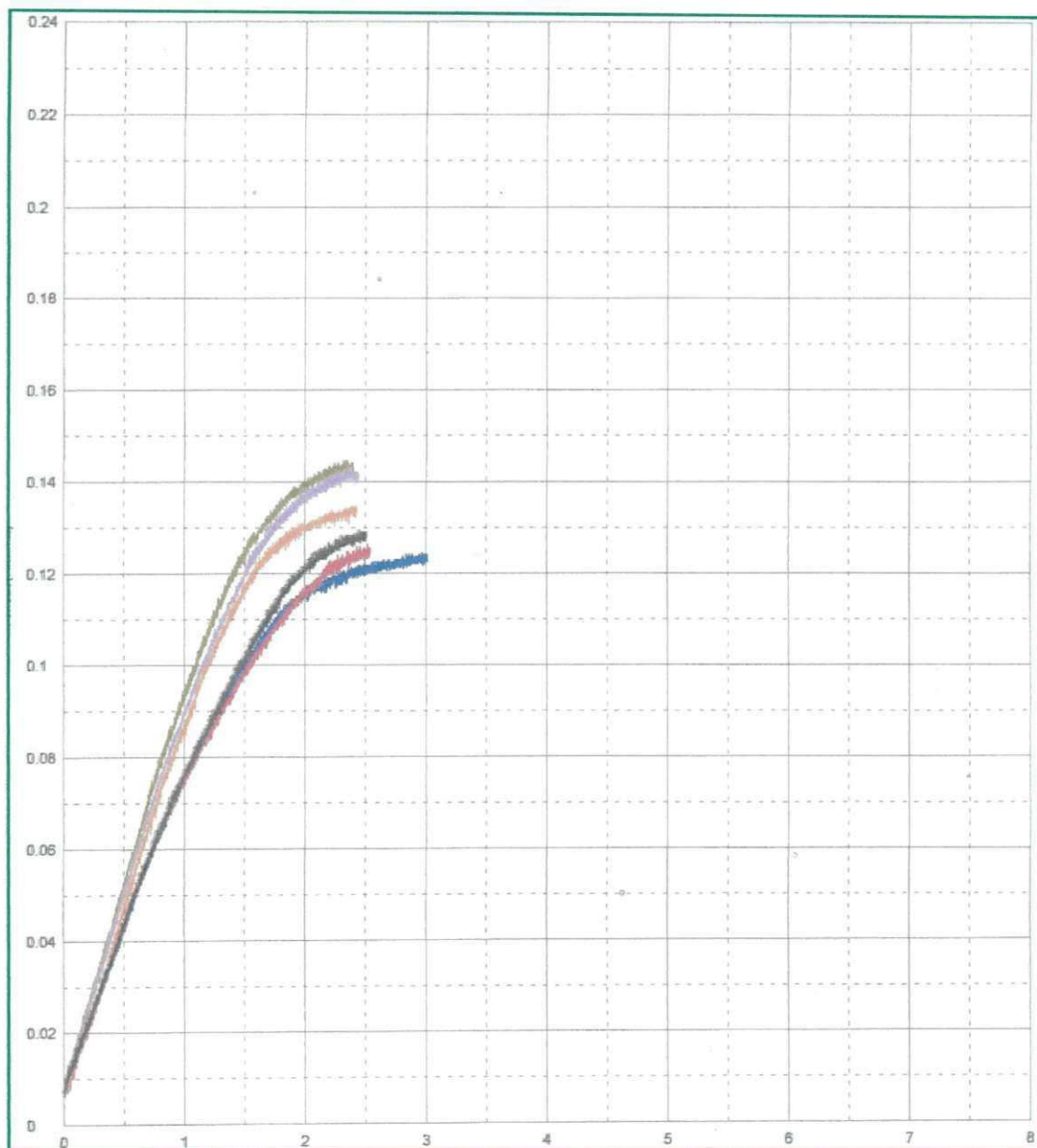
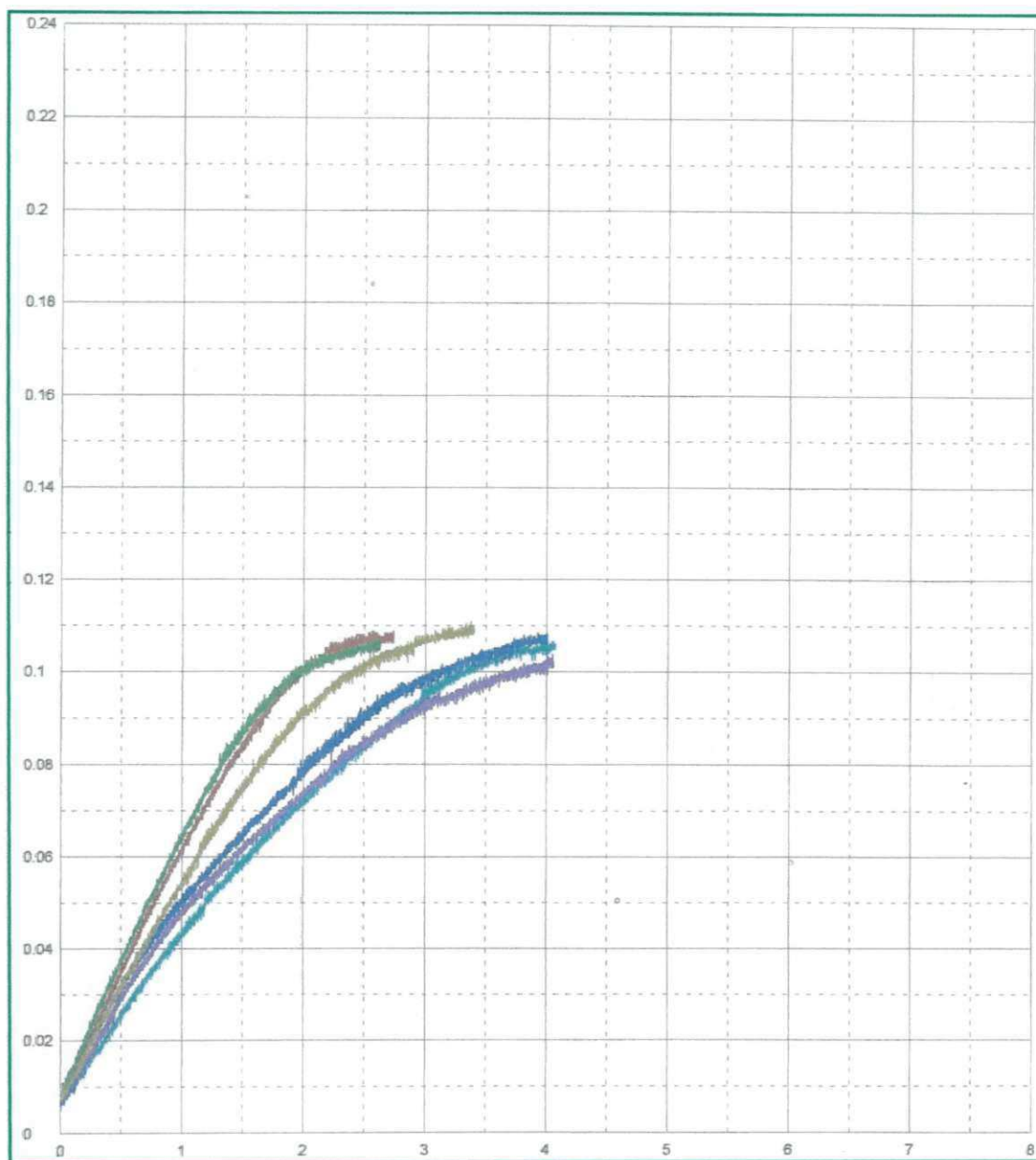


Figura D.11 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D11.

Tensão (N/mm²)

Deslocamento da deformação (%)

Figura D.12 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D12.

Tensão (N/mm²)

Deslocamento da deformação (%)

Figura D.13 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D13.

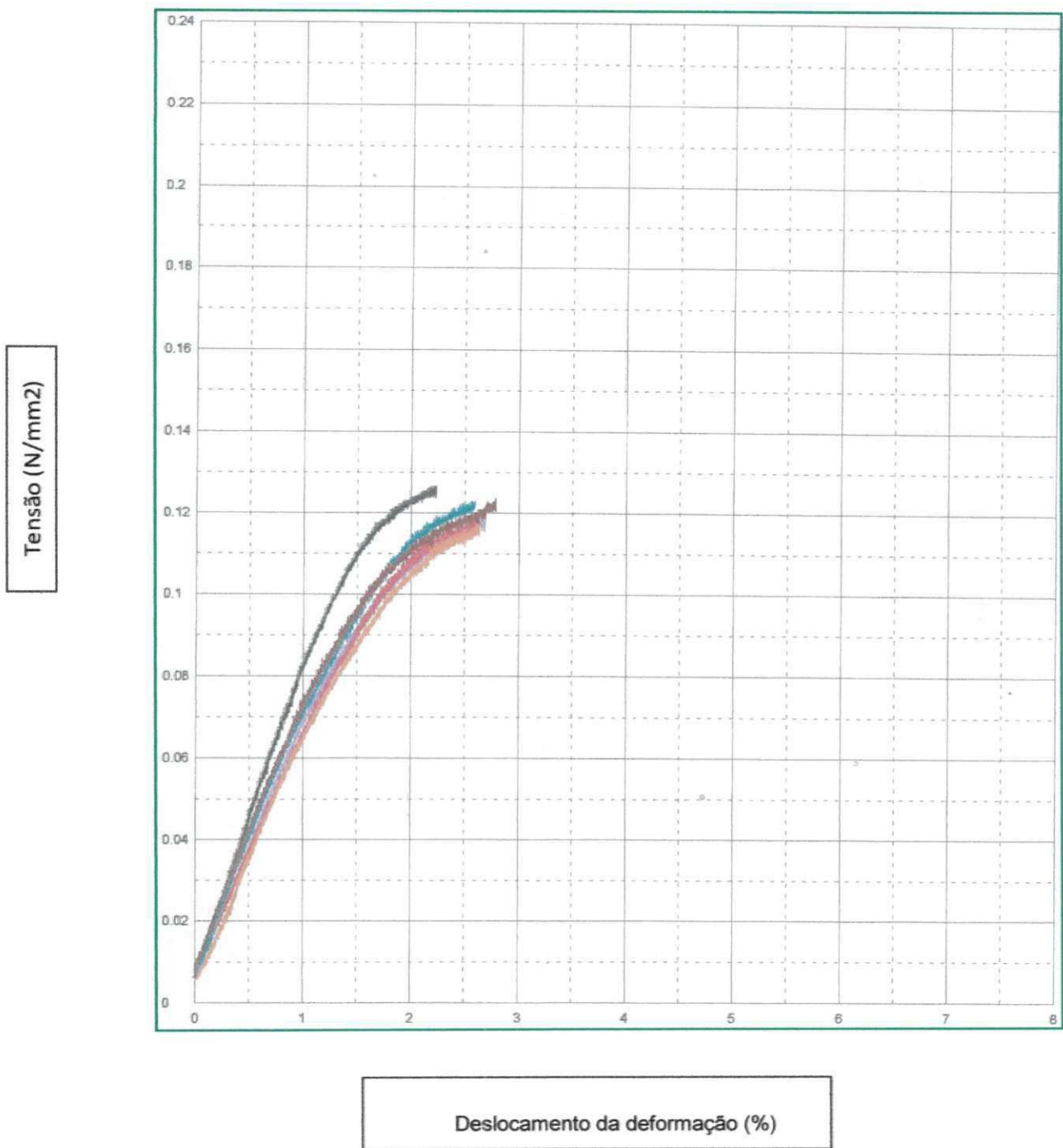


Figura D.14 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D14.

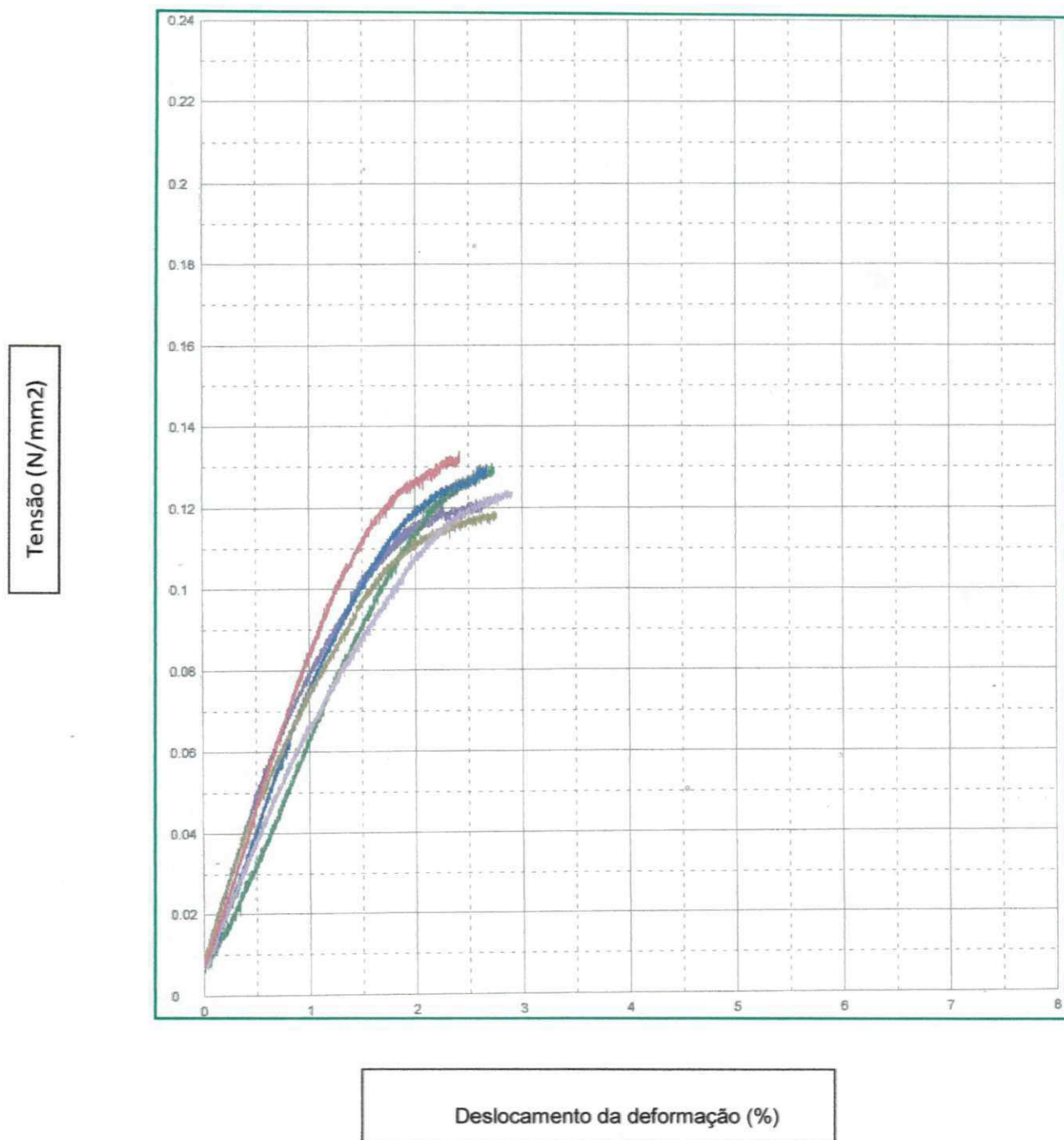


Figura D.15 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D15.

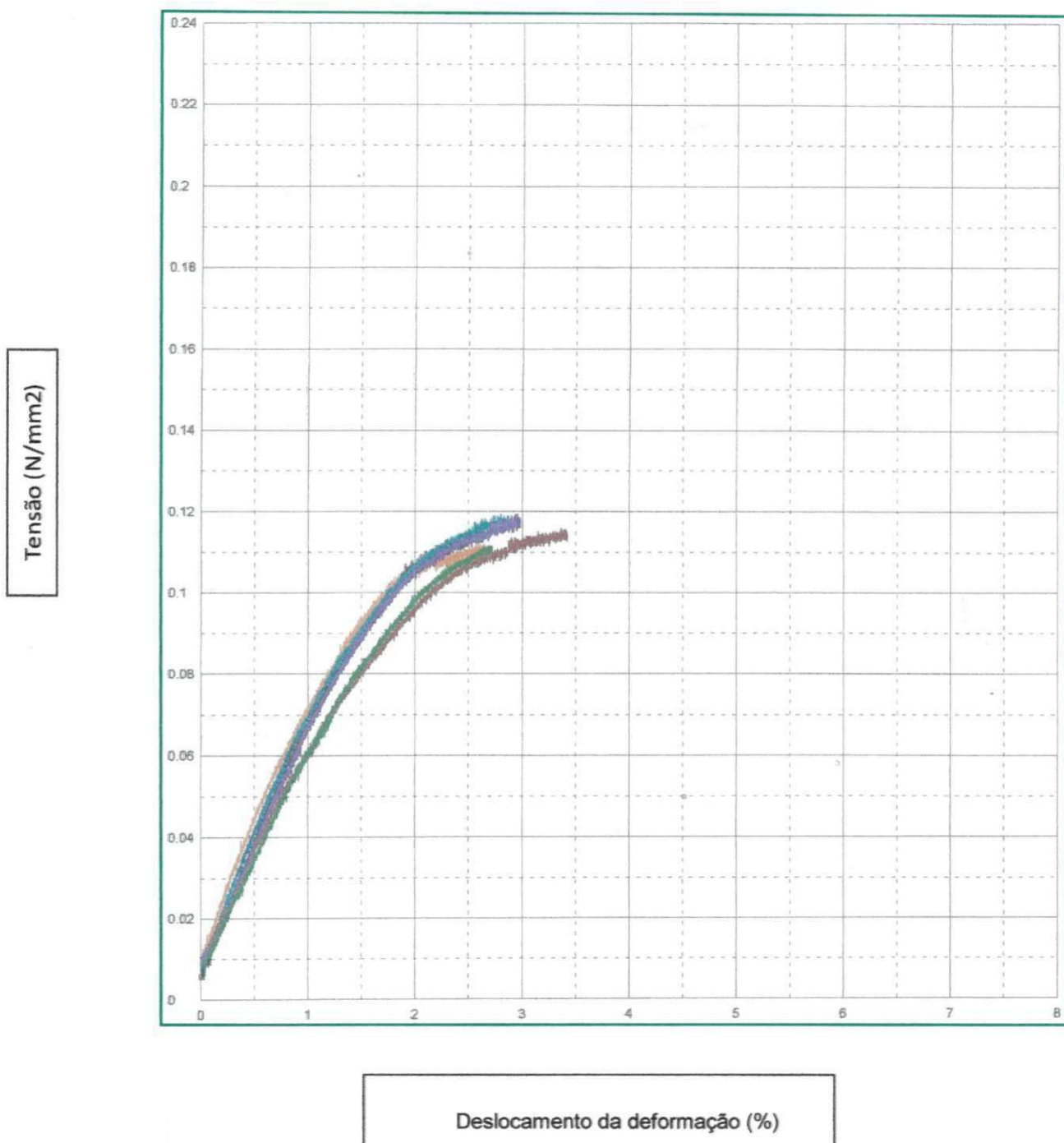


Figura D.16 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D16.

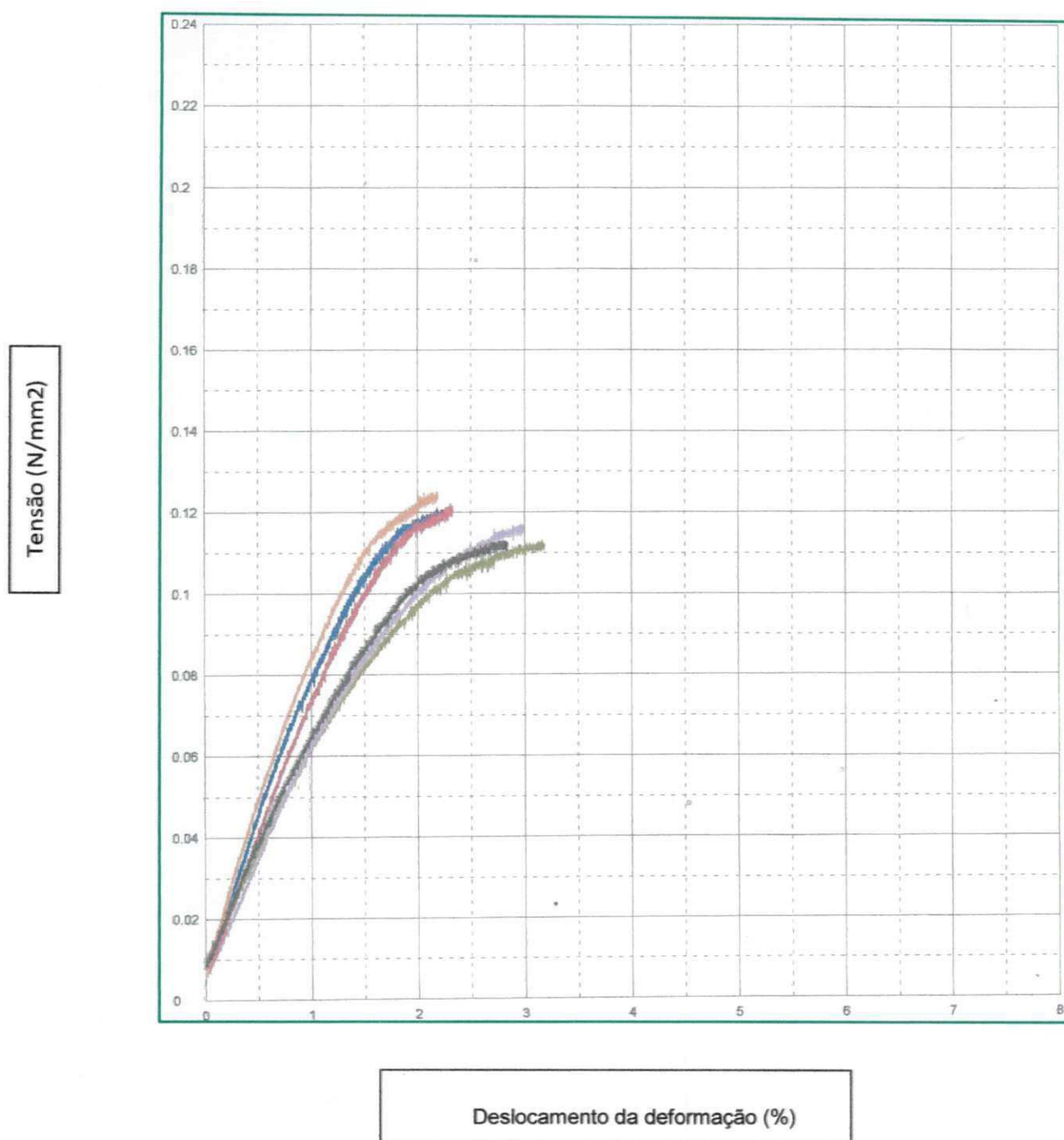


Figura D.17 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D17.

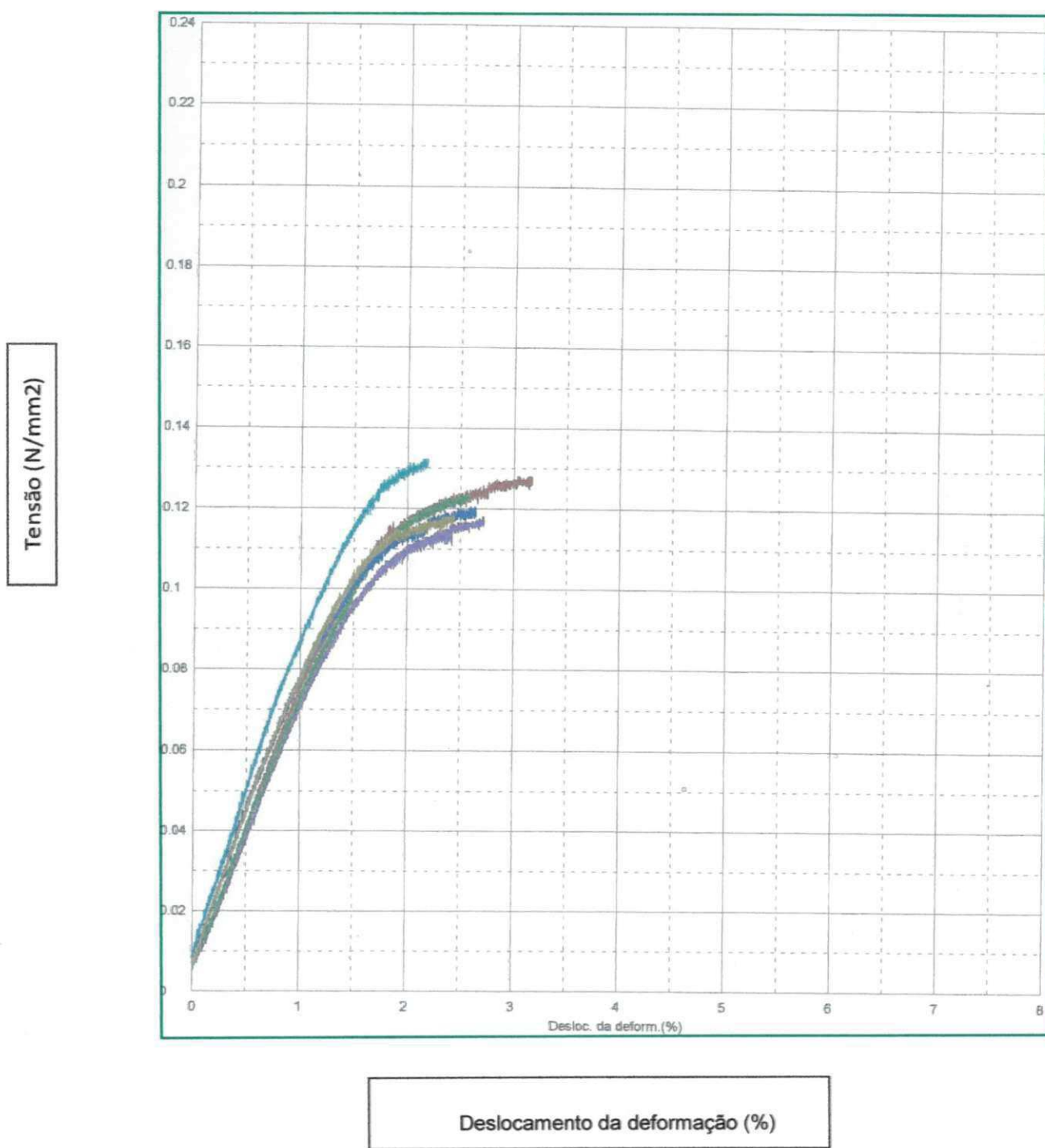


Figura D.18 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D18.

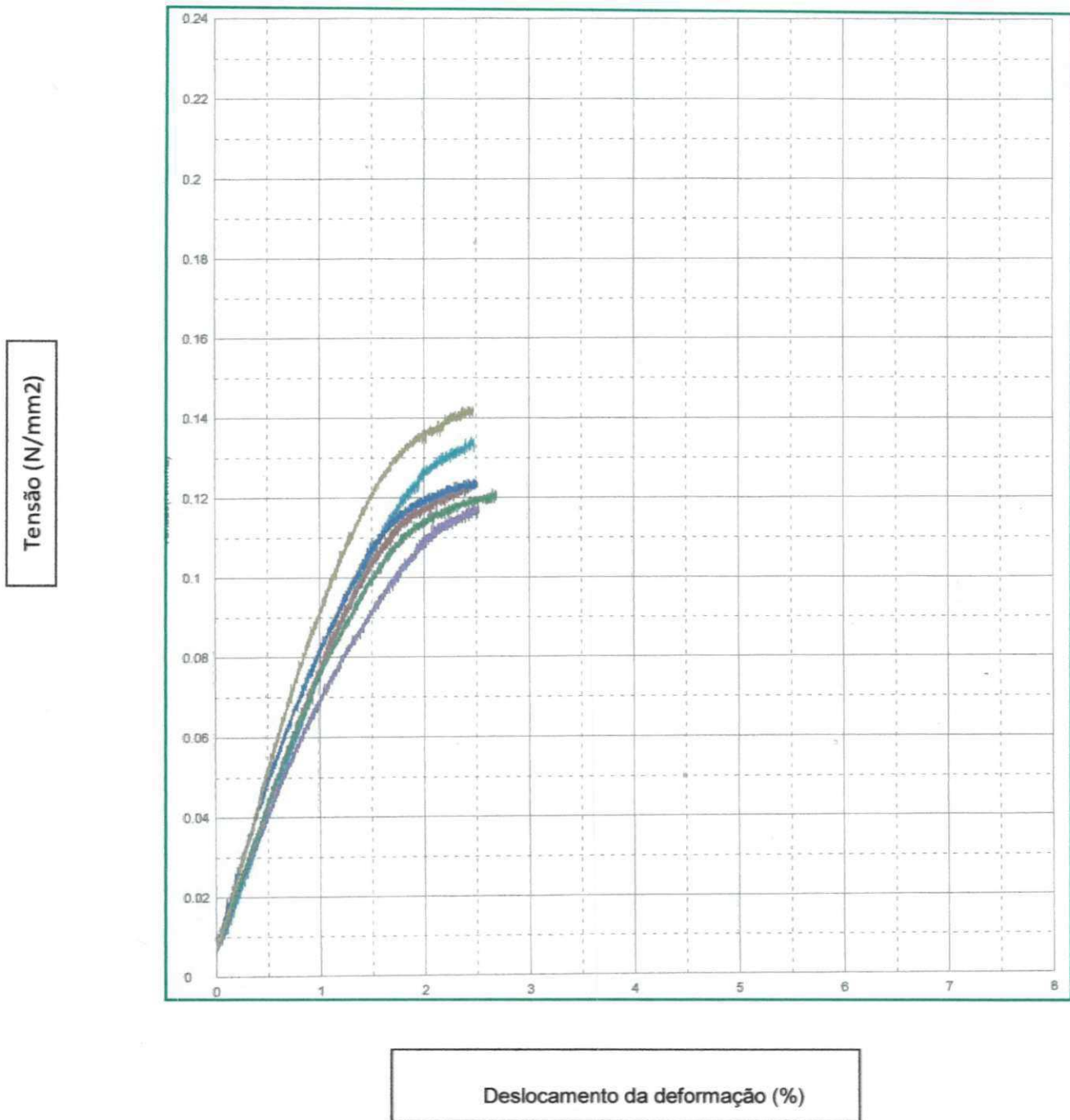


Figura D.19 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D19.

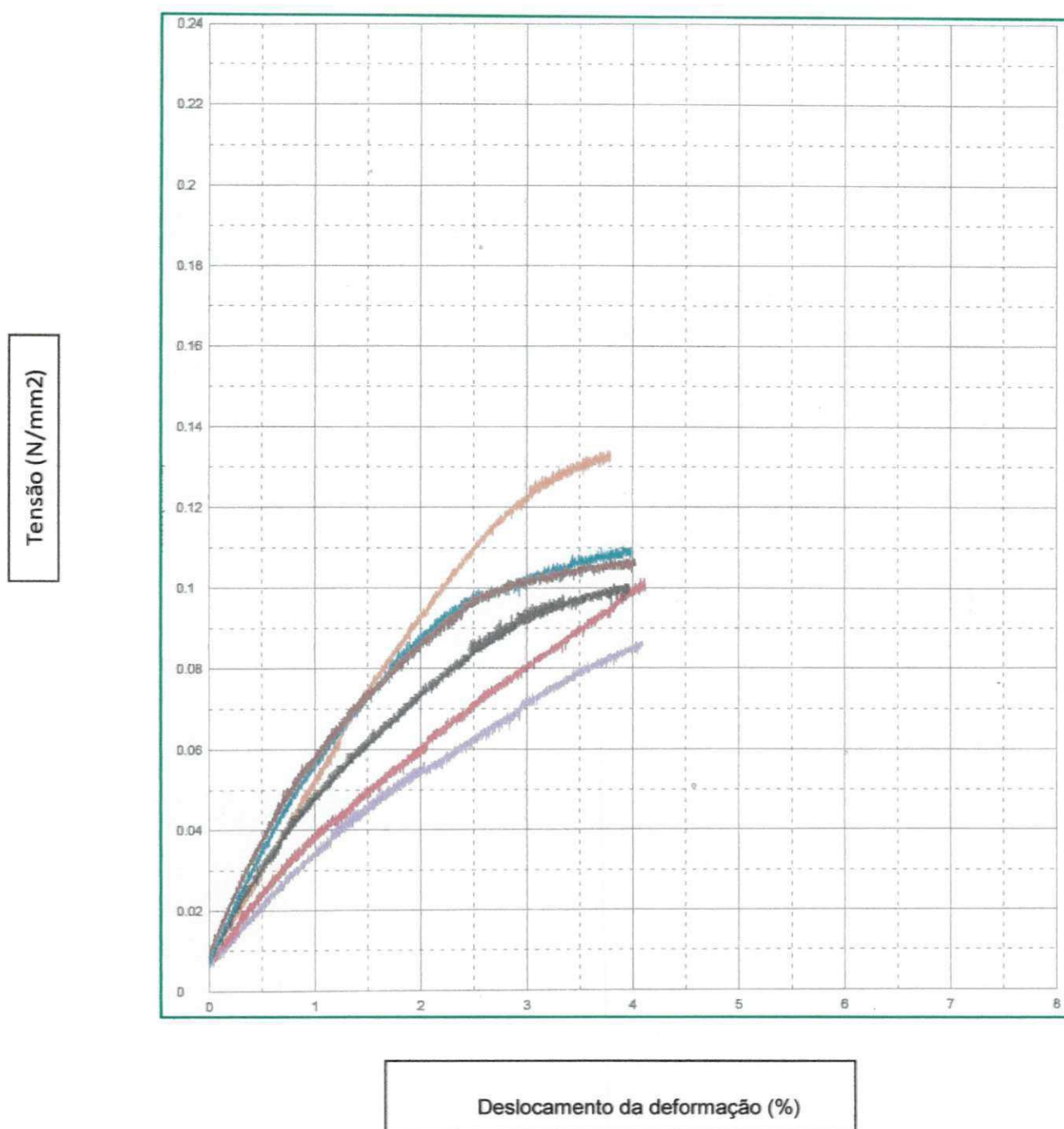
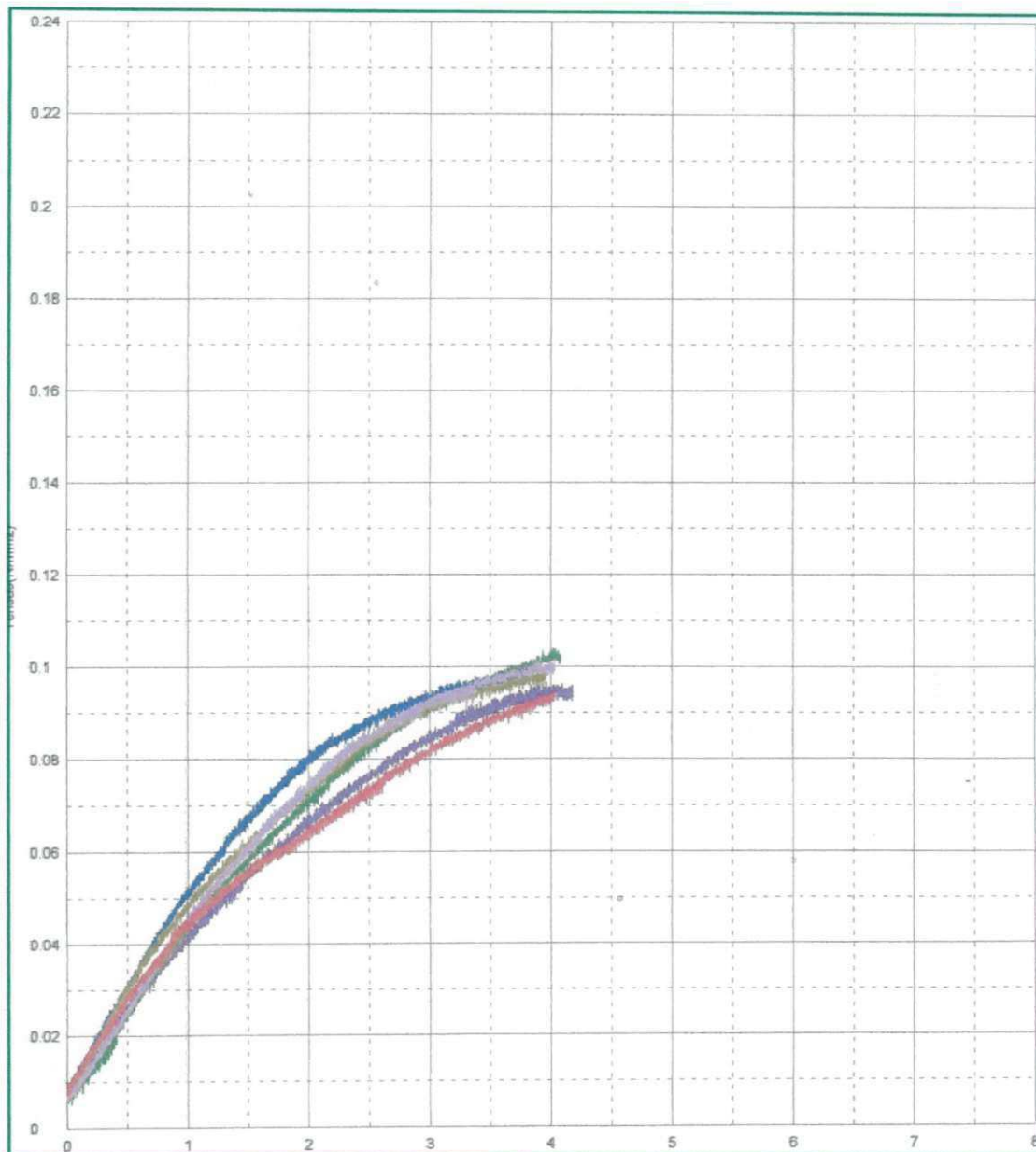


Figura D.20 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo D20.

Tensão (N/mm²)

Deslocamento da deformação (%)

Figura D.21 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo B1.

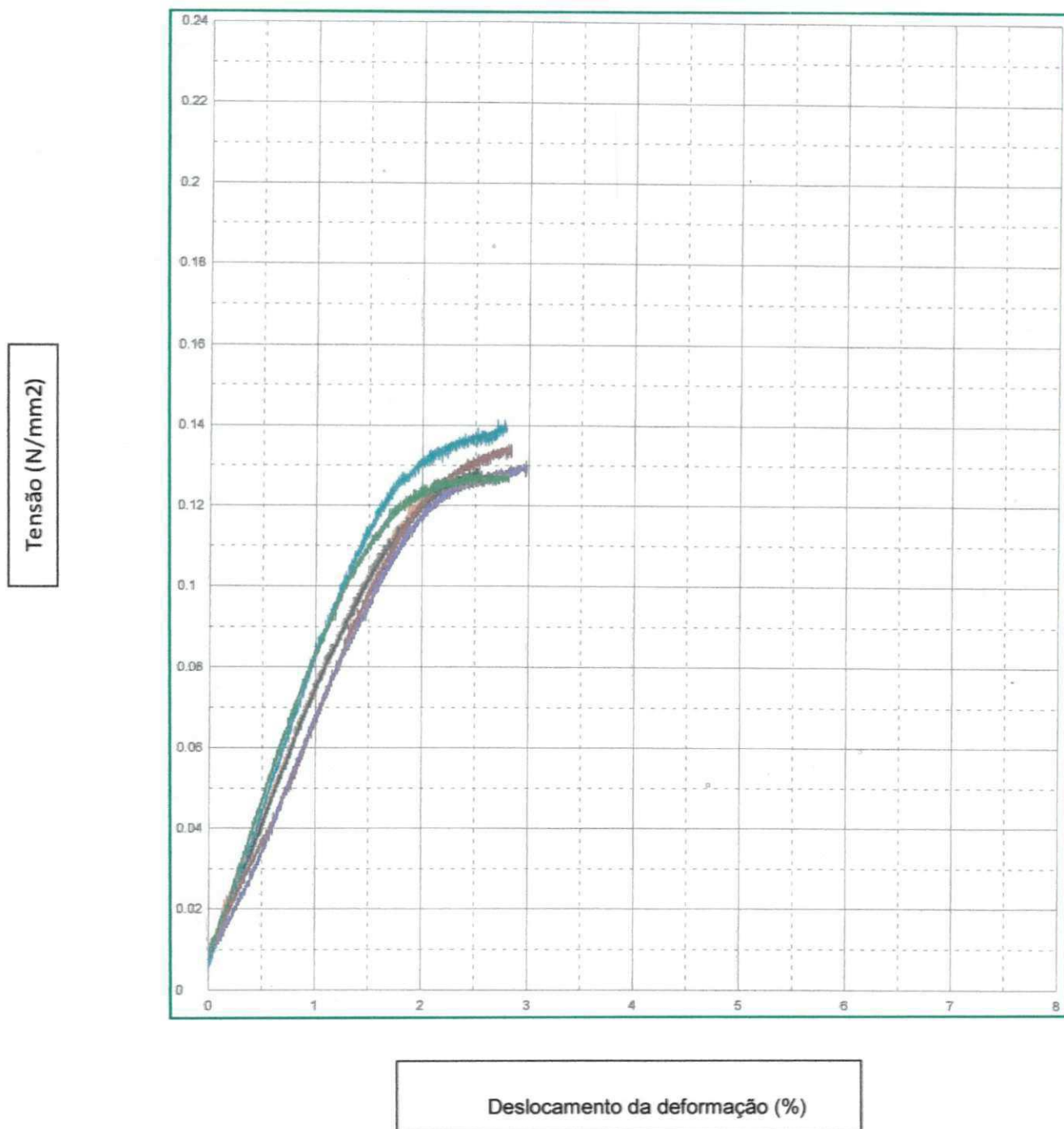


Figura D.22 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo B2.

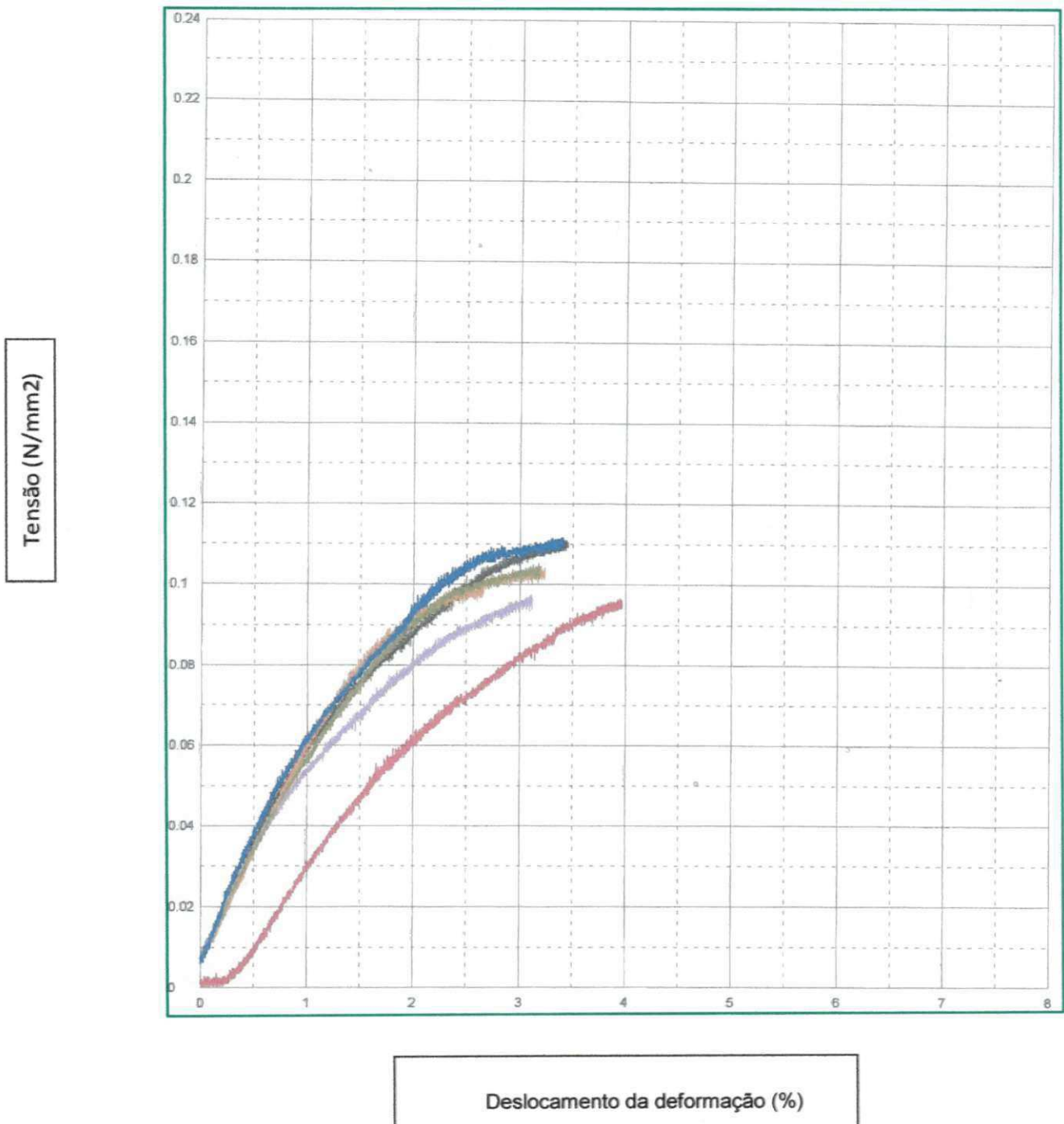


Figura D.23 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo B3.

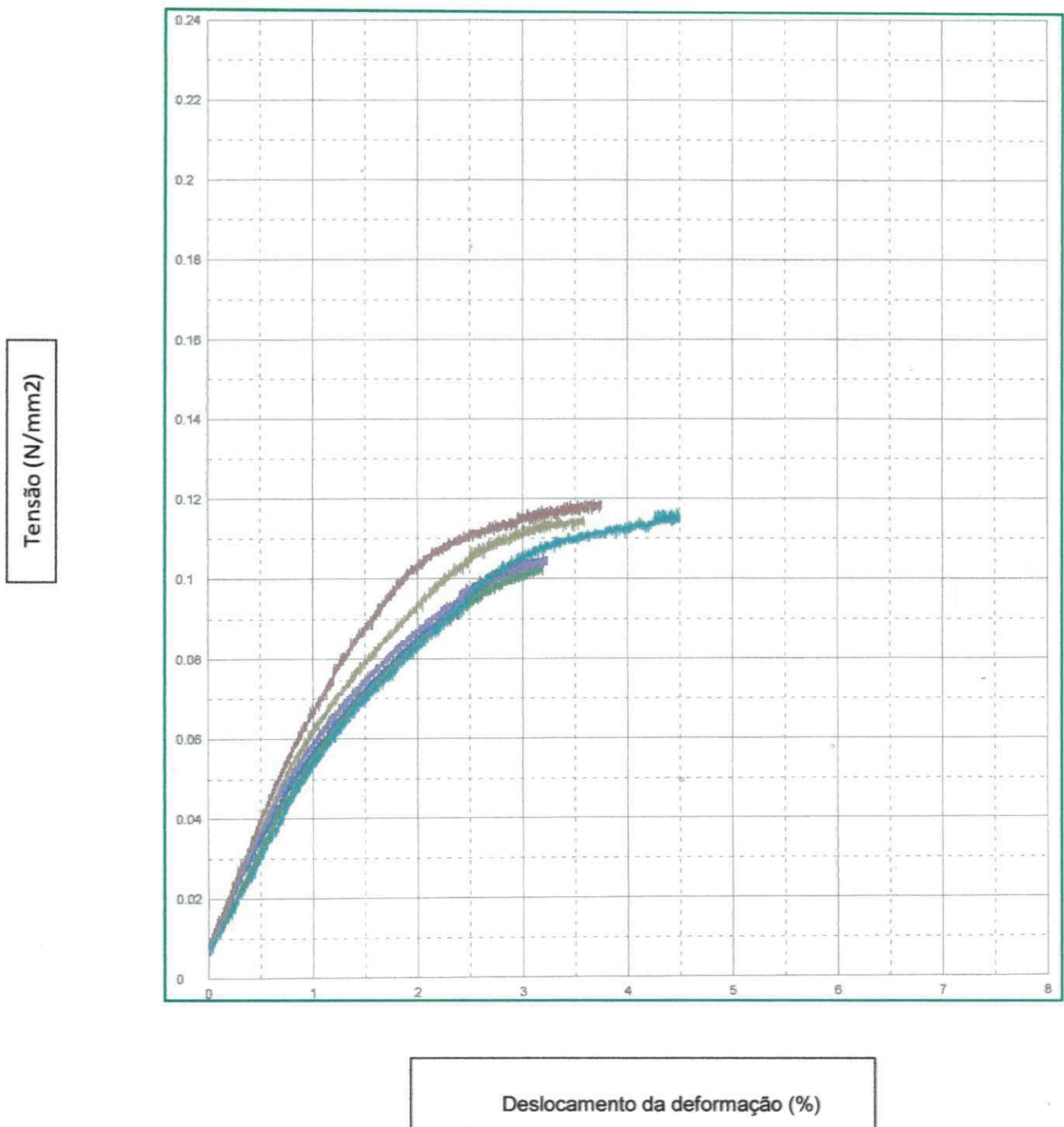


Figura D.24 - Curva tensão x deformação para os corpos de prova do Grupo B4.

APÉNDICE E

Tabela E.1: Resultado pluviométrico para o mês de julho de 2008.

DIAS	PLUVIÔMETROS - JULHO 2008					MÉDIA (mm)
	MATA GOIANA	BUEIRO DO LULA	MARAVILHA	PRF	RIO CABOCÓ - Km 09	
01/jul	8,00	20,00	22,50	20,00	3,00	14,70
02/jul	1,00	1,00	1,00	1,00	2,00	1,20
03/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
04/jul	15,00	10,00	7,50	3,00	8,00	8,70
05/jul	30,00	70,00	25,00	25,00	20,00	34,00
06/jul	25,00	40,00	15,00	20,00	18,00	23,60
07/jul	10,00	7,50	7,50	15,00	12,00	10,40
08/jul	12,00	12,00	20,00	15,00	10	13,80
09/jul	2,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,80
10/jul	5,00	6,00	2,50	6,00	2,00	4,30
11/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
12/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
13/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
14/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
15/jul	2,00	5,00	5,00	2,50	1,00	3,10
16/jul	7,50	9,00	9,00	9,00	5,00	7,90
17/jul	5,00	5,00	2,50	5,00	3,00	4,10
18/jul	5,00	7,00	5,00	7,50	4,00	5,70
19/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
20/jul	20,00	15,00	12,50	15,00	12,00	14,90
21/jul	10,00	1,00	2,50	7,50	9,00	6,00
22/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
23/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
24/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
25/jul	11,00	12,50	15,00	6,00	6,00	10,10
26/jul	25,00	17,50	20,00	13,00	15,00	18,10
27/jul	12,00	8,00	15,00	12,00	2,00	9,80
28/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
29/jul	1,00	5,00	1,00	5,00	3,00	3,00
30/jul	1,00	5,00	5,00	2,00	6,00	3,80
31/jul						
			Total mês (mm)			198,00

Tabela E.2: Resultado pluviométrico para o mês de julho de 2009.

DIAS	PLUVIÔMETROS - JULHO 2009					MÉDIA (mm)
	MATA GOIANA	BUEIRO DO LULA	MARAVILHA	PRF	RIO CABOCÓ - Km 09	
01/jul	11,00	20,00	22,00	16,00	8,00	15,40
02/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
03/jul	4,00	5,00	2,00	7,00	4,00	4,40
04/jul	9,00	10,00	10,00	11,00	12,00	10,40
05/jul	27,50	39,00	53,00	29,00	50,00	39,70
06/jul	0,00	0,00	0,00	6,00	0,00	1,20
07/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
08/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
09/jul	0,00	2,00	0,00	0,00	7,00	1,80
10/jul	2,50	0,00	5,00	0,00	0,00	1,50
11/jul	30,00	29,00	32,50	30,00	35,00	31,30
12/jul	5,50	5,00	5,50	5,50	2,50	4,80
13/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
14/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
15/jul	4,50	5,00	15,00	5,00	2,00	6,30
16/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
17/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
18/jul	32,50	50,00	49,00	25,00	9,00	33,10
19/jul	17,00	11,00	10,50	20,00	15,00	14,70
20/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
21/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
22/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
23/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
24/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
25/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
26/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
27/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
28/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
29/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
30/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
31/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
			Total mês (mm)			164,60

Tabela E.3: Resultado pluviométrico para o mês de julho de 2010.

DIAS	PLUVIÔMETROS - JULHO 2010					MÉDIA (mm)
	MATA GOIANA	BUEIRO DO LULA	MARAVILHA	PRF	RIO CABOCÓ - Km 09	
01/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	2,50	0,50
02/jul	17,50	0,00	1,00	5,00	2,50	5,20
03/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
04/jul	12,00	11,00	40,50	8,00	5,00	15,30
05/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
06/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
07/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
08/jul	10,00	18,00	4,50	6,50	5,00	8,80
09/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
10/jul	1,00	1,50	5,50	0,00	0,00	1,60
11/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
12/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
13/jul	30,00	27,50	30,00	30,00	35,00	30,50
14/jul	7,50	10,00	10,00	10,00	6,50	8,80
15/jul	10,00	10,00	20,00	15,50	10,00	13,10
16/jul	45,00	50,00	47,50	47,50	47,50	47,50
17/jul	130,00	130,00	130,00	50,00	51,00	98,20
18/jul	30,00	25,00	20,00	10,00	10,00	19,00
19/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
20/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
21/jul	5,00	5,00	27,50	27,00	2,50	13,40
22/jul	7,50	13,00	21,00	25,50	22,50	17,90
23/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
24/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
25/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
26/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
27/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
28/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
29/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
30/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
31/jul	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
			Total mês (mm)			279,80