

FERNANDO GALVANIN JAMAL

**AVALIAÇÃO DA PRECISÃO DA DECLIVIDADE DA TÉCNICA DE
PERFURAÇÃO DIRECIONAL HORIZONTAL PARA INSTALAÇÕES DE
REDES DE ESGOTO**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para a obtenção do
Título de Mestre em Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antonio Airton Bortolucci

São Carlos

2008

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTES TRABALHOS, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

J27a Jamal, Fernando Galvanin
Avaliação da precisão da declividade da técnica de perfuração direcional horizontal para instalações de redes de esgoto / Fernando Galvanin Jamal ; orientador Antonio Airton Botolucci. -- São Carlos, 2008.

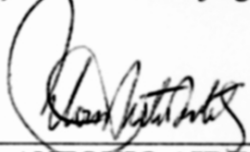
Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2008.

1. Obras subterrâneas . 2. Métodos não destrutivos.
3. Perfuração direcional horizontal (HDD). 4. Esgoto gravitacional. 5. Cálculo de desvios. 6. Declividade.
I. Título..

FOLHA DE JULGAMENTO


Candidato: Engenheiro **FERNANDO GALVANIN JAMAL**

Dissertação defendida e julgada em 26/06/2008 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Dr. **ANTONIO AIRTON BORTOLUCCI (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

aprovado



Prof. Dr. **TARCISIO BARRETO CELESTINO**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado



Prof. Dr. **ADEMIR PACELI BARBASSA**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADO


p/_____
Prof. Associado **LAZARO VALENTIN ZUQUETTE**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Geotecnia



Prof. Associado **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão da Pós-Graduação da EESC

Sumário

LISTA DE FIGURAS	IV
LISTA DE TABELAS	VIII
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS	IX
RESUMO	XI
ABSTRACT	XIII
CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2	5
2. PERFURAÇÃO DIRECIONAL HORIZONTAL	5
2.1. Histórico	6
2.2. Processo Construtivo	7
2.3. Equipamentos e Acessórios	9
2.3.1. Perfuratriz	10
2.3.2. Hastes	12
2.3.3. Alargadores	12
2.3.4. Sistema de Navegação	15
2.3.5. Cabeça de Perfuração	29
2.3.6. Swivel	32
2.3.7. Célula de Carga	32
2.3.8. Cabeça de Puxar	32
2.4. Fluidos de Perfuração	33
2.5. Materiais da Tubulação Empregada pelo HDD	35
CAPÍTULO 3	37
3. REDES DE ESGOTO EM LIVRE CONDUTO	37
3.1. Custos da Instalação	38

3.2. Partes de Um Sistema de Esgoto Sanitário	39
3.3. Considerações Sobre o Critério de Tensão Trativa e Autolimpeza dos Coletores	40
3.4. Declividade Mínima	41
3.4.1. Norma da Antiga SAEC (ex DAE)	41
3.4.2. PNB 567/1975	41
3.4.3. NBR 9649 (Redes coletoras)	42
3.4.4. NBR 568/1989 (Interceptores)	42
3.4.5. Metcalf & Eddy (1982)	43
3.4.6. Gravity...(1982)	43
3.5. Declividade Máxima	44
3.6. Materiais das Tubulações de Esgoto	44
CAPÍTULO 4	47
4. INSTALAÇÕES DE ESGOTO ATRAVÉS DO HDD	47
4.1. Instalação Realizada em St. Louis, Missouri	50
4.2. Instalação Realizada em Carmel, Indiana	50
4.3. Instalação Realizada em Baton Rouge, Louisiana	51
4.4. Instalação Realizada em Berea, Ohio	52
4.5. Instalação Realizada em Corunna, Ontário	53
CAPÍTULO 5	55
5. MATERIAIS E MÉTODOS	55
5.1. Segmentos de Uma Instalação Executada Através do HDD	55
5.1.1. Caracterização Inicial da Área de Trabalho	56
5.1.2. Investigação de Campo	58
5.1.3. Concepção do Projeto	58
5.1.4. Implantação de Estruturas de Controle	62
5.1.5. Execução dos Furos	63
5.1.6. Levantamento Altimétrico das Instalações	65
5.2. Avaliação do Sistema de Navegação Empregado	65
5.2.1. Materiais Empregados	66
5.2.2. Procedimento de Execução do Teste	66
5.3. Ensaio de Laboratório	68

5.3.1. Descrição da Solução Proposta	68
5.3.2. Proposta de Ensaio	70
5.3.3. Equipamentos Empregados na Realização do Ensaio	71
5.3.4. Procedimento de Ensaio	75
5.3.5. Considerações Sobre o Desenvolvimento do Equipamento	80
CAPÍTULO 6	83
6. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	83
6.1. Aspectos Geotécnicos	83
6.2. Observações Macroscópicas das Instalações	84
6.3. Desvios Resultantes do Processo Executivo	88
6.4. Desvios da Posição Final do Duto em Relação ao “Navegado”	90
6.5. Declividade Medida	92
6.6. Avaliação do Sistema de Navegação	95
CAPÍTULO 7	99
7. CONCLUSÕES	99
REFERÊNCIAS	102
ANEXO A	105
ANEXO B	108

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2. 1 – EQUIPAMENTOS FABRICADOS E VENDIDOS NA AMÉRICA DO NORTE (GRIFFIN, 2005).....	7
FIGURA 2. 2 – ESQUEMA DE EXECUÇÃO DO FURO PILOTO (TECHNICAL...,1999).....	8
FIGURA 2. 3 – PRÉ-ALARGAMENTO DO FURO PILOTO (TECHNICAL...,1999)	9
FIGURA 2. 4 – INSTALAÇÃO DA TUBULAÇÃO ATRAVÉS DO FURO PILOTO (TECHNICAL..., 1999) 9	
FIGURA 2. 5 – PERFURATRIZ DE PEQUENO PORTE	10
FIGURA 2. 6 – PERFURATRIZ DE MÉDIO PORTE	11
FIGURA 2. 7 – PERFURATRIZ DE GRANDE PORTE.....	11
FIGURA 2. 8 – DIFERENTES TIPOS DE ALARGADORES ENCONTRADOS COMERCIALMENTE PARA DIVERSAS CARACTERÍSTICAS DO MACIÇO	14
FIGURA 2. 9 – ESQUEMA GERAL DE LINHAS DE FLUXO E PONTOS PRINCIPAIS PARA LOCALIZAÇÃO DA SONDA.....	17
FIGURA 2. 10 – TRANSMISSOR PARA PROFUNDIDADES DE 15,2 A 21M (RESOLUÇÃO DE INCLINAÇÃO DE 0,1%).....	18
FIGURA 2. 11 – RECEPTORES DE SINAIS ELETROMAGNÉTICOS EMPREGADOS NO HDD: (i) ECLIPSE; (ii) MARK 3.....	19
FIGURA 2. 12 – IDENTIFICAÇÃO DO RLP NA DIREÇÃO LONGITUDINAL AO FURO PILOTO	19
FIGURA 2. 13 – IDENTIFICAÇÃO DO RLP NA DIREÇÃO TRANSVERSAL AO FURO PILOTO	20
FIGURA 2. 14 – IDENTIFICAÇÃO DO LL	21
FIGURA 2. 15 – IDENTIFICAÇÃO DO FLP	22
FIGURA 2. 16 – IDENTIFICAÇÃO DO PONTO EXATO SOBRE O TRANSMISSOR NA SUPERFÍCIE	23
FIGURA 2. 17 – POSIÇÃO REAL DO TRANSMISSOR, RECEPTOR E DOS PONTOS DE LOCALIZAÇÃO	24
FIGURA 2. 18 – RECEPTOR CONDUZIDO ATÉ O RLP.....	24
FIGURA 2. 19 – APROXIMAÇÃO DA LL.....	25
FIGURA 2. 20 – DETERMINAÇÃO DA LL	25
FIGURA 2. 21 – DETERMINAÇÃO DO FLP	26

FIGURA 2. 22 – PROFUNDIDADE PROGNOSTICADA	26
FIGURA 2. 23 – PROFUNDIDADE DO TRANSMISSOR	27
FIGURA 2. 24 – CONEXÃO ROSQUEAVEL PARA SISTEMA WIRELINE (MAIOR FACILIDADE DE OPERAÇÃO).....	29
FIGURA 2. 25 – CABEÇA DE PERFURAÇÃO COM TRANSMISSOR E FERRAMENTA DE CORTE INSTALADOS	29
FIGURA 2. 26 – DIFERENTES FERRAMENTAS DE CORTE EM FUNÇÃO DA CONSISTÊNCIA E COMPACIDADE DO SOLO.....	31
FIGURA 2. 27 – CÉLULA DE CARGA PARA MONITORAR OS ESFORÇOS NO DUTO	32
FIGURA 2. 28 – EXPANSÃO DA MONTMORILONITA EM CONTATO COM ÁGUA.....	33
FIGURA 4. 1 – PROCESSO CONSTRUTIVO ARROWBORE™	51
FIGURA 4. 2 – PERFURATRIZ DITCH WITCH EMPREGADA NA EXECUÇÃO DE REDE DE ESGOTO	52
FIGURA 4. 3 – DETALHE DOS ALARGADORES EMPREGADOS	54
FIGURA 5. 1 – ESQUEMA DA GEOMETRIA E DIMENSÕES DAS INSTALAÇÕES EXPERIMENTAIS PROJETADAS	59
FIGURA 5. 2 – DETALHE DO ALARGADOR DE COMPACTAÇÃO SELECIONADO	59
FIGURA 5. 3 – DETALHE DO PROCESSO CONSTRUTIVO EMPREGADO NA INSTALAÇÃO Nº1	60
FIGURA 5. 4 – DETALHE DO PROCESSO CONSTRUTIVO EMPREGADO NA INSTALAÇÃO Nº2	61
FIGURA 5. 5 – DETALHE DO PROCESSO CONSTRUTIVO EMPREGADO NA INSTALAÇÃO Nº3	61
FIGURA 5. 6 – DETALHE DO PROCESSO CONSTRUTIVO EMPREGADO NA INSTALAÇÃO Nº4	62
FIGURA 5. 7 – DETALHE DAS VALAS EXECUTADAS NO CAMPO EXPERIMENTAL	63
FIGURA 5. 8 – DETALHE DA PERFURATRIZ EMPREGADA NA EXECUÇÃO DAS PERFURAÇÕES (I) E RECEPTOR MODELO ECLIPSE™ (II)	64
FIGURA 5. 9 – CABEÇA DE PERFURAÇÃO EMPREGADA NA EXECUÇÃO DAS INSTALAÇÕES EXPERIMENTAIS	64
FIGURA 5. 10 – POÇOS DE INSPEÇÃO EXECUTADOS COM ADUELAS DE CONCRETO PARA POSSIBILITAR LEITURAS ALTIMÉTRICAS	65
FIGURA 5. 11 – ESQUEMA DO PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL PARA AVALIAÇÃO DO SISTEMA DE NAVEGAÇÃO	67

FIGURA 5. 12 – PROPOSTA DE RETIFICAÇÃO DA TUBULAÇÃO ATRAVÉS DE UM ESFORÇO DE TRACÇÃO; (I) APÓS A INSTALAÇÃO POR HDD; (II) APÓS APLICAÇÃO DO ESFORÇO DE TRACÇÃO	69
FIGURA 5. 13 – DIMENSÕES DA CAIXA DE ENSAIO (I); DETALHE DA BOLSA INFLÁVEL PARA APLICAÇÃO DE SOBRECARGA E ABERTURAS PARA ENTRADA DO DUTO (II).....	71
FIGURA 5. 14 – DETALHE DA FIXAÇÃO DA CAIXA DE TESTES A MÁQUINA UNIVERSAL	72
FIGURA 5. 15 – DETALHES: DAS HASTES (I); GUIAS EMBUTIDAS NA PAREDE DA CAIXA (II); CONECTOR DAS HASTES A TUBULAÇÃO E GEOGRELHA (III).....	72
FIGURA 5. 16 – MÁQUINA UNIVERSAL INSTRON 8506 (I); DETALHE DO ATUADOR HORIZONTAL INFERIOR (II); DETALHE DO ATUADOR HORIZONTAL SUPERIOR (III)	73
FIGURA 5. 17 – MORDENTES DE AÇO (I); DETALHE DO FORMATO ARREDONDADO NA SAÍDA DA GEOGRELHA (II)	74
FIGURA 5. 18 – EXTENSÔMETRO E BASE MAGNÉTICA PARA INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA DO ENSAIO (I); POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS EM RELAÇÃO AS HASTES DE INSTRUMENTAÇÃO INTERNA (II).....	75
FIGURA 5. 19 – ELEMENTOS QUE COMPÕE A MONTAGEM DO DUTO PARA ENSAIO	76
FIGURA 5. 20 – CONEXÃO ENTRE DUTO E INSTRUMENTAÇÃO INTERNA DA CAIXA.....	77
FIGURA 5. 21 – POSICIONAMENTO EXCÊNTRICO DO DUTO ANTES DO INÍCIO DO ENSAIO (I); CAIXA DE ENSAIO PREPARADA PARA INÍCIO DO ENSAIO (II)	77
FIGURA 5. 22 – MONTAGEM DA INSTRUMENTAÇÃO EXTERNA DA CAIXA ALINHADA A INSTRUMENTAÇÃO INTERNA	78
FIGURA 5. 23 – POSICIONAMENTO DOS MORDENTES NO ATUADOR HORIZONTAL DA MÁQUINA UNIVERSAL (I); POSICIONAMENTO DA GEOGRELHA ANTES DO INÍCIO DO ENSAIO (II)	79
FIGURA 5. 24 – ESFORÇOS ATUANTES DURANTE A REALIZAÇÃO DO ENSAIO E PRINCIPAIS ELEMENTOS DA MONTAGEM DO MESMO.....	79
FIGURA 6. 1 – COMPILAÇÃO DE DADOS ALTIMÉRICOS DA INSTALAÇÃO Nº1; TRECHO EXECUTADO COM ALARGADOR COM DIÂMETRO SUPERIOR AO DA TUBULAÇÃO DE: 22% NO PRÉ-ALARGAMENTO E 63% NA PUXADA	85

FIGURA 6. 2 – COMPILAÇÃO DE DADOS ALTIMÉTRICOS DA INSTALAÇÃO Nº2, TRECHO EXECUTADO COM ALARGADOR COM DIÂMETRO SUPERIOR AO DA TUBULAÇÃO DE: 22% NO PRÉ ALARGAMENTO E 22% NA PUXADA	85
FIGURA 6. 3 – COMPILAÇÃO DE DADOS ALTIMÉTRICOS DA INSTALAÇÃO Nº3, TRECHO EXECUTADO COM ALARGADOR COM DIÂMETRO SUPERIOR AO DA TUBULAÇÃO DE 22% NA PUXADA (FURO EXECUTADO SEM PRÉ-ALARGAMENTO).....	86
FIGURA 6. 4 – COMPILAÇÃO DE DADOS ALTIMÉTRICOS DA INSTALAÇÃO Nº4, TRECHO EXECUTADO COM ALARGADOR COM DIÂMETRO SUPERIOR AO DA TUBULAÇÃO DE 22% NA PUXADA (FURO EXECUTADO SEM PRÉ-ALARGAMENTO E COM FURO VERTICAIS ESPAÇADOS A CADA 5M).....	86
FIGURA 6. 5 – DESVIOS CALCULADOS ENTRE O PLANO DE FURO E OS VALORES MEDIDOS PELO SISTEMA DE NAVEGAÇÃO; (I) INSTALAÇÃO Nº1; (II) INSTALAÇÃO Nº2; (III) INSTALAÇÃO Nº3; INSTALAÇÃO Nº4	89
FIGURA 6. 6 – DESVIOS CALCULADOS ENTRE OS VALORES MEDIDOS PELO SISTEMA DE NAVEGAÇÃO E A POSIÇÃO FINAL DA TUBULAÇÃO; (I) INSTALAÇÃO Nº1; (II) INSTALAÇÃO Nº2; (III) INSTALAÇÃO Nº3; (IV) INSTALAÇÃO Nº4	91
FIGURA 6. 7 – CORRELAÇÃO ENTRE OS DESVIOS DE INSTALAÇÃO MEDIDOS E A INCLINAÇÃO MÉDIA DE ENTRADA DAS HASTES ATÉ O INÍCIO DO TRECHO SOB DECLIVIDADE CONSTANTE	92
FIGURA 6. 8 – DECLIVIDADE CALCULADA; (I) INSTALAÇÃO Nº1; (II) INSTALAÇÃO Nº2; (III) INSTALAÇÃO Nº3; (IV) INSTALAÇÃO Nº4	93
FIGURA 6. 9 – DESVIOS CALCULADOS ENTRE AS MEDIDAS OBTIDAS PELO SISTEMA DE NAVEGAÇÃO E A POSIÇÃO FINAL DO DUTO; (I) INSTALAÇÃO Nº3; (II) INSTALAÇÃO Nº4	96

LISTA DE TABELAS

TABELA 2. 1 – VALORES DE RAIOS DE CURVATURA MÍNIMO PARA HASTE ENCONTRADAS COMERCIALMENTE.....	12
TABELA 2. 2 – DIÂMETRO DO ALARGADOR EM FUNÇÃO DO DIÂMETRO DO DUTO (POPELAR, 1997).....	13
TABELA 3. 1 – CUSTOS PERCENTUAIS DAS DIVERSAS PARTES DA OBRA PARA EXECUÇÃO DAS REDES DE ESGOTO.....	38
TABELA 3. 2 – VALORES DE DECLIVIDADE EM FUNÇÃO DO DIÂMETRO DA TUBULAÇÃO SEGUNDO A NORMA DA ANTIGA SAEC (EX DAE)	41
TABELA 3. 3 – VALORES DE DECLIVIDADE EM FUNÇÃO DO DIÂMETRO E DO COEFICIENTE DE MANNING DA TUBULAÇÃO SEGUNDO METCALF & EDDY, 1982	43
TABELA 3. 4 – VALORES DE DECLIVIDADE EM FUNÇÃO DO DIÂMETRO DA TUBULAÇÃO (GRAVITY...,1982).....	43
TABELA 5. 1 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE UM PERFIL TÍPICO DO SEDIMENTO DO SEDIMENTO CENOZÓICO	57
TABELA 6. 1 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO LOCAL (KAKUDA, 2005).....	83

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASCE – American Society of Civil Engineers

c' – Coesão Efetiva do Solo

C_u – Resistência Não Drenada do Solo

D – Diâmetro

δ - Deslocamento

DAE – Departamento de Água e Esgoto

e – Índice de Vazios

FLP – Forward Locate Point

γ – Peso Específico do Solo

HDD – Horizontal Directional Drilling

HDPE – High Density Polyethylene

I_{\max} - Declividade Máxima

I_{\min} - Declividade Mínima

IDH – Índice de Desenvolvimento Humano

ISTT – International Society for Trenchless Technology

LL – Locate Line

PEAD – Polietileno de Alta Densidade

PVC – Poli Cloreto de Vinila

Q_f - Vazão Final

Q_i - Vazão Inicial

RLP – Rear Locate Point

SABESP – Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo

SPT – Standard Penetration Test

ϕ' – Ângulo de Atrito Efetivo do Solo

ϕ_u – Ângulo de Atrito do Solo Obtido Através de Ensaio Não Drenado

V_i – Velocidade Inicial

w – Teor de Umidade

Z – Profundidade

RESUMO

JAMAL, F.G. (2008). Avaliação da Precisão da Declividade da Técnica de Perfuração Direcional Horizontal Para Instalações de Redes de Esgoto. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

O presente trabalho está focado no método de perfuração direcional horizontal (HDD) para instalação de redes de esgoto gravitacional. Descrevem-se os resultados de diferentes técnicas com o objetivo de se atingir a exigência de declividade. Para tanto foram executados 4 furos experimentais simulando trechos daquelas redes, com extensão de 30m e tubulação de PEAD com diâmetro externo de 125mm. Estas instalações foram executadas na cidade de São Carlos, Brasil, em um solo classificado granulometricamente como uma areia argilosa. Para cada uma das 4 instalações, adotou-se um processo construtivo diferenciado. Esta diferenciação se deu a partir do diâmetro do alargador adotado, do número de passadas do mesmo e da execução de furos verticais para alívio de pressão no espaço anelar assim como medidas diretas de profundidade do furo piloto. Após a instalação dos dutos foram realizadas medidas altimétricas no interior dos mesmos possibilitando avaliar quantitativamente os resultados obtidos. Estes resultados indicam que ainda é necessário refinar a técnica de perfuração direcional para a execução das redes de esgoto. Entretanto é possível observar que as variações empregadas na execução de cada um dos furos conduzem a um caminho de melhoria nos resultados obtidos. Esta melhoria pode ser observada nos furos onde o alargador adotado apresentava menor diâmetro conduzindo a menores desvios na posição final do duto. Salientam-se também os benéficos resultados da execução dos furos verticais que conduziram a menores pressões no espaço anelar assim como possibilitaram medidas altimétricas diretas da posição do furo piloto. Desta forma, é provável que com uma maior número de

experimentos e incrementos tecnológicos se atinja o objetivo final, ou seja, executar redes de esgoto gravitacional com declividade constante e baixa. Em paralelo nas instalações executadas foram realizados testes para avaliação da precisão e acurácia do sistema de navegação responsável pelo fornecimento de informações de posição e temperatura da ferramenta de corte durante a execução do furo piloto. Este trabalho contempla ainda, a elaboração de uma nova solução para as instalações de esgoto executadas através do HDD. Esta solução propõe a aplicação de um esforço de tração a um elemento externo, uma geogrelha que envolve a tubulação, visando posicionar a mesma em declividade constante. Face a seu caráter inovador foram desenvolvidos equipamentos e procedimentos de ensaio de laboratório, para avaliar a aplicabilidade da solução na prática.

Palavras Chave – Perfuração Direcional Horizontal (HDD), Esgoto Gravitacional, Cálculo de Desvios, Declividade.

ABSTRACT

JAMAL, F.G. (2008). Evaluation of the Gradient Precision of the Horizontal Directional Drilling Technique for the Installation of Gravity Sewers. M.Sc. Dissertation – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

Abstract: The present work is focused on the horizontal directional drilling (HDD) method to install gravity sewers. The results of different techniques are described intending to meet the demands of gradient. Therefore, 4 experimental pilot bores were drilled simulating a section of those structures extending 30m with HDPE pipelines of 125mm external diameter. Those installations were engineered in the city of São Carlos, Brazil, in a clayey sand. For each of the 4 installations a distinct constructive process was adopted. Such characteristic was on account of the diameter of the selected reamer, the number of reamer steps and the vertical drills performed to relieve the pressure in the annular space, as well as the direct depth measurements of the pilot hole. After installing the pipes, altimetric measurements were performed inside them, hence enabling to quantitatively assess the obtained results. These results indicate the need to further refine the directional drilling technique for sanitary sewers. Yet it can be seen that the employed variations for each of the holes lead to an improved course of action with the observed results. Such improvement is perceived in the holes where the selected reamer had a smaller diameter, hence allowing for less displacement in the pipe's final position. Also emphasized are the resulting benefits of the vertical drills that lead to less pressure in the annular space, as well as enabling altimetric measurements of the pilot hole position. Thus, it is presumed that with further experiments and technological developments the final objective is reached, meaning, putting into effect constant and low level gradient sewer networks. Tests for precision and accuracy assessment of the tracking system were also

performed in each tube installed. The tracking system is responsible for providing information related to position and temperature of the drill head during the drilling operation. The steps for the development of a new HDD solution for sewer installation are presented. The idea is based on the application of a tensile force to an element external to the product, aiming at attaining a constant gradient. Equipments and procedures developed for this new technique are described.

Keywords – Horizontal Directional Drilling (HDD), Gravity Sewer, Deviation Calculations, Gradient.

Capítulo 1

1. INTRODUÇÃO

As redes de esgotamento sanitário apresentam-se como instalações fundamentais ao bem estar e saúde de uma sociedade, inclusive servindo a índices de avaliação do desenvolvimento de um país como é o caso do IDH (índice de desenvolvimento humano). O interesse e importância destas redes ficam claros a partir da construção da Cloaca Máxima de Roma, já no século 6 antes de Cristo, e considerado o primeiro sistema de esgoto planejado e implantado no mundo (Tsutiya e Sobrinho, 1999).

A forma de construção destas redes, convencionalmente, envolve a abertura de valas e poços de visita seguida pela instalação da tubulação e reaterro da vala. Este método permite alto controle do grau de compactação do solo na base da tubulação e no reaterro assim como verificações diretas de posição através da topografia. Permite também acesso a recursos construtivos suficientes para atender os princípios hidráulicos para coleta e transporte do esgoto sanitário. Isto quer dizer que manter a declividade constante e com baixos valores, onde a topografia permitir, é possível e mais, até hoje grande parte das instalações de esgoto gravitacional foi construída seguindo este processo construtivo.

Entretanto este processo construtivo apresenta um enorme contraste com a realidade das cidades contemporâneas. A forma como estas se encontram instaladas assim como os processos de movimentação de pessoas e mercadorias através delas inviabilizam, em grande parte dos casos, a abertura de valas para instalação das redes de utilidade pública. Esta dificuldade está diretamente relacionada aos transtornos sociais, ambientais e econômicos

decorrentes deste processo construtivo. Por outro lado grande parte do desenvolvimento das cidades está diretamente ligada a estas instalações de utilidade pública que fornecem energia, acesso a informações, coleta e transporte de esgoto, abastecimento de água, etc. É notória a relação entre o desenvolvimento e a disponibilidade destas instalações, contudo observa-se que cada vez mais a forma de execução das mesmas deve apontar para caminhos que minimizem impactos.

É neste aspecto que os métodos não destrutivos vêm ganhando seu espaço. Dentro deste conceito existem três processos básicos, que são: construção de novas redes, reabilitação e renovação de redes já existentes. Neste trabalho o foco está inserido na construção de novas redes, em especial as redes de esgoto gravitacional através da técnica da perfuração direcional horizontal. Contrariamente ao método convencional de execução destas instalações este processo inviabiliza o acesso direto à tubulação, seja para manipulá-lo ou aferir sua posição continuamente. Este fato confronta diretamente os princípios hidráulicos das redes de esgoto uma vez que a constância e baixo valor da declividade estão intrinsecamente relacionados ao posicionamento do duto no interior do maciço.

Face ao grande anseio do mercado por esta instalação aliada às benéficas características dos métodos não destrutivos, soluções e equipamentos vêm sendo desenvolvidos para possibilitar a execução das redes de esgoto através da técnica de perfuração direcional. Entre as soluções podemos observar o processo construtivo ArrowboreTM e entre o desenvolvimento de equipamentos, a construção de sistemas de navegação cada vez mais acurados e precisos, cabeças de perfuração mais leves e com melhores condições de posicionamento da sonda em seu interior. Salienta-se também o desenvolvimento contínuo das perfuratrizes, alargadores e fluidos empregados no processo de perfuração.

Ainda assim existe um longo caminho a trilhar rumo ao sucesso destas instalações que envolvem a relação entre características geotécnicas de cada maciço a ser perfurado e os materiais, equipamentos e técnica selecionados para aquela condição.

O presente trabalho, na busca de conhecer a declividade resultante de uma instalação executada através da técnica de perfuração direcional horizontal, contemplou a execução de 4 instalações através do HDD simulando pequenos trechos de uma rede de esgoto. As principais variações nestas instalações foram o número de passadas de alargador, o diâmetro do mesmo e a abertura de furos verticais no intuito de inspecionar diretamente a profundidade do furo piloto e aliviar a pressão no espaço anelar durante a puxada. Todas as instalações foram executadas com as mesmas dimensões e geometria, assim como no mesmo local, possibilitando a comparação entre os resultados obtidos.

Em paralelo a execução destes segmentos de uma rede de esgoto foram realizados testes com o sistema de navegação responsável por fornecer informações de posição e temperatura do furo piloto. Estes testes buscaram avaliar a precisão e acurácia daquele sistema face à importância destas informações, em especial o posicionamento, para as redes de esgoto.

Este trabalho contemplou também a proposta de uma nova solução para as instalações executadas através do HDD. Esta solução não tem sua linha de ação incidindo diretamente sobre o processo de perfuração, mas sim, na posição final da tubulação assim como as características do solo que a envolve ao final da execução da instalação. Propõe-se nesta solução a aplicação de um esforço de tração a um elemento externo, uma geogrelha que envolve a tubulação, na busca de alcançar a declividade constante do duto no interior do maciço. Devido a seu caráter inédito a solução vem sendo desenvolvida, inicialmente, em um modelo de laboratório. São esperados deste ensaio resultados que permitam avaliar a

aplicabilidade da solução em campo, levantando os parâmetros e dificuldades a serem enfrentadas.

De forma sintética o trabalho foi dividido em 7 capítulos, onde se apresentam, no capítulo 2 informações referentes a técnica de perfuração direcional horizontal (HDD), no capítulo 3 informações resumidas sobre as redes de esgoto por livre conduto, no capítulo 4 uma breve revisão bibliográfica da perfuração direcional horizontal para instalações de esgoto, no capítulo 5 os procedimentos, materiais e equipamentos empregados neste trabalho, no capítulo 6 os resultados e análises destes e no capítulo 7 a conclusão do trabalho.

Capítulo 2

2. PERFURAÇÃO DIRECIONAL HORIZONTAL

A perfuração direcional horizontal é um processo construtivo que tem como objetivo a instalação de dutos no meio subterrâneo. Diferentemente do processo convencional para instalação destas tubulações, que se dá através da abertura de valas, esta técnica busca reduzir ao máximo os impactos gerados.

Esta característica pode ser visualizada como o cerne dos métodos não destrutivos que segundo a ISTT (International Society of Trenchless Technology), fundada em 1986, tratam de um conjunto de equipamentos, materiais e procedimentos voltados a execução de obras subterrâneas minimizando ao máximo os impactos gerados.

Estes métodos contemplam não somente a execução de novas redes como é o caso da perfuração direcional horizontal, pipe jacking, microtunel e outros, assim como a reabilitação e renovação destas redes.

A reabilitação, de forma simplificada, pode ser descrita como a atividade de se substituir uma tubulação existente por outra nova e com diâmetro próximo ao existente anteriormente, podendo ser superior ou inferior. A técnica de maior representatividade deste método é o pipe bursting, ou substituição por arrebentamento. Um acessório é inserido ao longo da tubulação existente com a finalidade de quebrar ou cortar a mesma e posteriormente uma nova tubulação é inserida no lugar daquela antiga.

A renovação trata de um conjunto de procedimentos em que as paredes da tubulação são renovadas através de novos materiais aderidos, através de pressão (de água ou ar) ou

asperção. Este processo pode compreender toda a extensão de uma rede ou apenas segmentos dentro da mesma.

É importante mencionar que, face à possibilidade de redução da seção das tubulações existentes, deve ser realizado um estudo hidráulico das condições do novo regime a ser estabelecido. Fatores como a rugosidade e estanqueidade da nova instalação devem ser rigorosamente observados ao se considerar a possível redução da seção, que para muitos destes métodos não ultrapassam dimensões insignificantes em vista dos benefícios gerados.

2.1. Histórico

O primeiro relato da execução de uma instalação pelo processo construtivo da perfuração direcional horizontal é de 1971, realizado na travessia do Rio Pajaro, próximo a Watsonville (Califórnia, Estados Unidos da América) executado pela Companhia do Pacífico de Gás e Energia (Allouche et al.,2000).

A extensão total desta instalação foi de 185m com tubo de aço de diâmetro de 100mm. Entre 1971 e 1979 foram realizadas outras 36 instalações sendo que o pequeno crescimento deste mercado neste período se deve à imprecisão e complexidade no direcionamento e sistema de navegação dos equipamentos existentes na época.

A partir da década de 80 em vista do desenvolvimento dos sistemas mecânico, hidráulico e eletrônico dos equipamentos de perfuração aliados às vantagens da redução de impactos gerados, verifica-se uma maior participação da técnica de perfuração direcional horizontal no mercado de instalações.

Os equipamentos de perfuração contemporâneos podem atingir extensões de instalação de 2000m, diâmetros de 1,2m e perfurar desde solos orgânicos até rochas duras com resistência a compressão simples de 140 MPa (Allouche e Como, 1997). A Figura 2.1 mostra

o crescimento de vendas dos equipamentos de perfuração direcional horizontal na América do Norte.

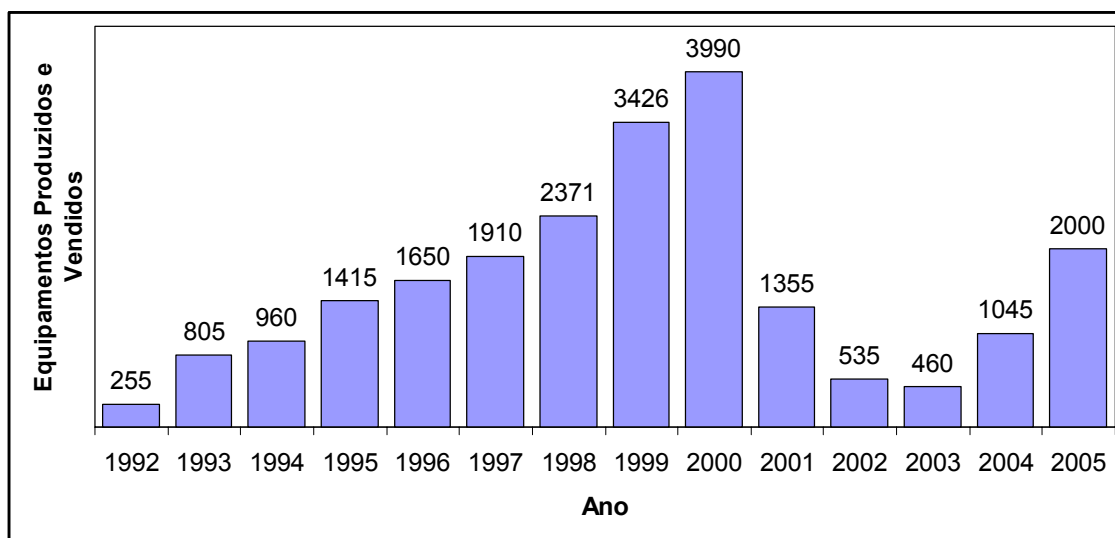


FIGURA 2. 1 – Equipamentos fabricados e vendidos na América do Norte (Griffin, 2005)

O crescimento na produção e venda dos equipamentos de perfuração no período de 1992 a 2000 se deve principalmente a expansão da indústria de telecomunicações. Em 1999 o uso da técnica de perfuração direcional horizontal nas instalações de telecomunicação representava 70% do total de instalações por HDD. Em 2002 este valor caiu para 22%. Tal fato pode ser observado na Figura 1. A partir do ano de 2001 o número de equipamentos fabricados e vendidos diminuiu bruscamente (Baik et al., 2003).

Com a diminuição da demanda dos serviços de telecomunicações a técnica de perfuração direcional horizontal vem procurando ganhar espaço entre outras instalações de infra-estrutura. Entre elas podem-se observar as instalações de água, esgoto, energia, gás e óleo. Porém seu avanço entre estas áreas ainda esbarra em limitantes técnicos e de custo.

2.2. Processo Construtivo

O processo construtivo para execução da perfuração direcional horizontal inicia-se com o posicionamento do equipamento de perfuração no ponto inicial da instalação,

estabelecido em projeto. A primeira haste de perfuração, onde está localizada a cabeça de perfuração e a sonda, é posicionada na perfuratriz. Esta haste é então cravada e rotacionada no solo. Após a entrada da primeira haste, outra haste é conectada a ela para formar um segmento único. O processo continua até que este conjunto de hastes atinja o ponto de saída. O furo resultante deste processo é denominado de furo piloto.

Em paralelo a esta operação é injetado fluido, normalmente composto por uma mistura de água com benonita e/ou polímeros no furo para propiciar a estabilização, transporte do material escavado, resfriamento da cabeça de corte e redução do atrito entre as hastes e o solo circundante. O direcionamento do conjunto de hastes é propiciado pela cabeça cortante, devido a seu formato excêntrico. Se o conjunto é rotacionado e cravado ao mesmo tempo, o caminhamento do furo tende a ser reto. Por outro lado se o conjunto for somente cravado o conjunto tomará a direção em que a excentricidade da cabeça cortante orienta.

O controle da trajetória do furo piloto é propiciado pela interação entre a sonda responsável por determinar o posicionamento da cabeça de corte e o receptor que pode ser controlado remotamente (*wireline*) ou o sistema de caminhamento sobre o furo (*walk-over*). A Figura 2.2 mostra esquematicamente a execução do furo piloto.

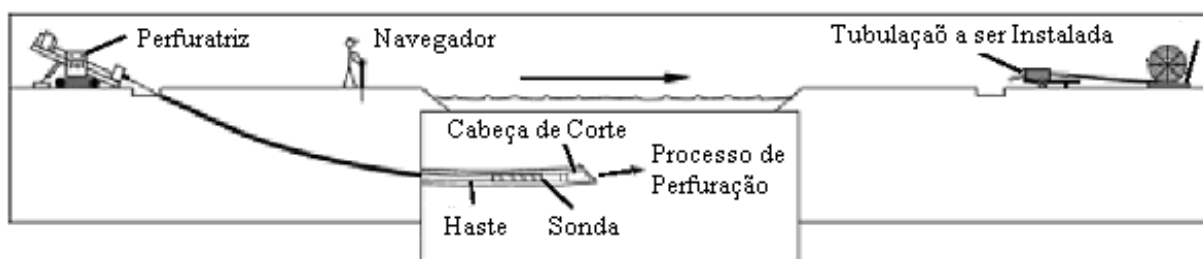


FIGURA 2. 2 – Esquema de execução do furo piloto (Technical..., 1999)

Após a execução do furo piloto e com as hastes já instaladas atingindo o ponto de saída a cabeça corte é retirada e podem ser iniciados dois processos distintos, um deles envolve a execução de pré-alargamentos antes da instalação da tubulação, no outro o único alargamento que o furo piloto sofre se dá durante a instalação da tubulação. O primeiro caso consiste na substituição da cabeça de corte por um alargador e conectado a sua parte posterior

outro conjunto de hastes que irão possibilitar a sustentação do furo existente assim como a conexão entre este novo conjunto de hastes com o alargador utilizado em outra fase do processo de alargamento.

O conjunto formado por hastes já instaladas, alargador e hastes a serem instaladas é então puxado pelo equipamento de perfuração. Este procedimento é realizado para que se alargue o furo em mais de uma etapa. Quando o processo de alargamento atingir a dimensão estabelecida por projeto, conecta-se a tubulação a ser instalada na parte posterior do alargador e entre eles é instalado um acessório denominado *swivel* que tem como função evitar que a tubulação gire dentro do furo. A partir de então a tubulação é puxada através do furo até atingir o ponto de entrada.

O segundo processo, salientado anteriormente apresenta como diferencial o fato de não ser pré-alargado como no primeiro caso. As Figuras 2.3 e 2.4 mostram o pré-alargamento do furo piloto e a instalação da tubulação no furo piloto respectivamente.

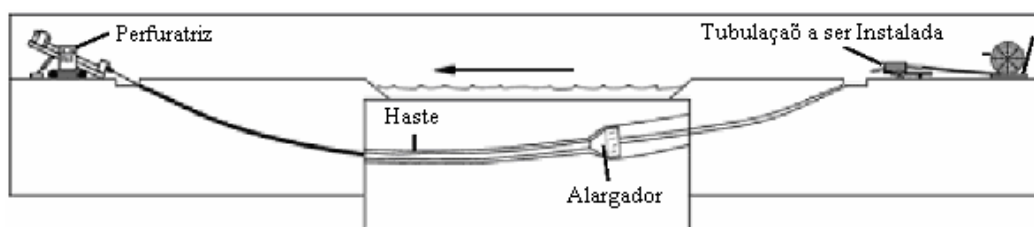


FIGURA 2. 3 – Pré-alargamento do furo piloto (Technical..., 1999)

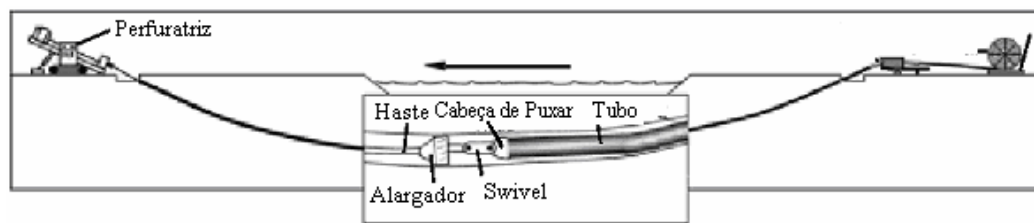


FIGURA 2. 4 – Instalação da tubulação através do furo piloto (Technical..., 1999)

2.3. Equipamentos e Acessórios

A seguir serão descritos os principais equipamentos e acessórios empregados na execução de uma instalação através da técnica de perfuração direcional horizontal.

2.3.1. Perfuratriz

É o equipamento responsável pela execução do furo piloto e por puxar o alargador e a tubulação através deste furo piloto até o ponto de saída da tubulação, concretizando desta forma a instalação através do HDD. As barras para perfuração são conectadas entre si e posteriormente são rotacionadas e/ou cravadas no solo pelo sistema hidráulico e mecânico deste equipamento.

As perfuratrizes para HDD são separadas em três grupos segundo sua capacidade de carga e as dimensões da tubulação instalada. Estes grupos são:

- Equipamentos de pequeno porte (Figura 2.5): capacidade de carga até 90 kN, diâmetros de tubulação instalada inferiores à 30cm, extensão de até 180m e profundidade inferior a 4,5m. São empregados principalmente em áreas congestionadas para a instalação de cabos de utilidades ou dutos de pequeno diâmetro. Não apresentam capacidade para perfurar solos granulares ou com dificuldade de estabilização do furo.



FIGURA 2. 5 – Perfuratriz de pequeno porte

- Equipamentos de médio porte (Figura 2.6): Capacidade de carga entre 90 e 450 kN, diâmetros de tubulação instalada entre 30 e 60cm, extensão de até 300m e profundidade inferior a 20m. Empregados na instalação de redes municipais de água, gás e energia. Capacidade de perfurar solos moles, duros e rochas brandas.



FIGURA 2. 6 – Perfuratriz de médio porte

- Equipamentos de grande porte (Figura 2.7): Capacidade de carga acima de 450 kN, diâmetros de tubulação instalada entre 60 e 120cm, extensões de até 2000m e profundidade inferior a 60m. Empregados principalmente em redes de grande porte e exploração de gás.



FIGURA 2. 7 – Perfuratriz de grande porte

2.3.2. Hastes

São os elementos que propiciam a transmissão de esforços para a cabeça cortante durante a execução do furo piloto, possibilitam que o tubo a ser instalado seja puxado, conduzem o fluido de perfuração até a cabeça de perfuração através de seu interior e asseguram a integridade do furo. A conexão entre as hastes é feita através de rosca e são encontradas com comprimentos entre 1.8 a 10.4m conforme as dimensões do equipamento de perfuração adotado.

Para o correto funcionamento destas hastes deve se projetar o raio de curvatura da instalação de forma que o material constituinte das mesmas esteja sempre no regime elástico não impondo desta forma deformações residuais que possam vir a comprometer a geometria da instalação. A Tabela 2.1 mostra os valores mínimos de raio de curvatura para diferentes hastes encontradas comercialmente.

TABELA 2.1 – Valores de raio de curvatura mínimo para haste encontradas comercialmente

Diâmetro (cm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Raio de Curvatura Mínimo (m)
4,3	1,8	8	17,5
6,4	3,0	29	31,1
7,0	3,0	37	33,0
7,0	4,6	54	33,0
8,6	4,6	79	42,7
9,8	4,6	91	51,4
10,5	6,1	150	60,2

2.3.3. Alargadores

Este acessório tem como função aumentar o diâmetro do furo piloto na busca de minimizar os esforços de tração durante a puxada da tubulação. É posicionado entre o conjunto de barras na saída do furo piloto e a tubulação a ser instalada. É comum que o processo de alargar o furo seja executada em mais de uma fase, ou seja, o processo de alargar o furo piloto é realizado aumentando o diâmetro do alargador gradativamente até se atingir a

dimensão prevista em projeto. Para a execução desta operação ao invés de se conectar a tubulação a ser instalada na parte posterior do alargador é conectado um novo conjunto de hastes. Ao se atingir o diâmetro pré-estabelecido o duto é então conectado ao alargador. Os valores para o aumento do diâmetro do furo são especificados entre 1,5 a 2 vezes do valor do diâmetro da tubulação (Popelar et al., 1997).

No caso da execução de pré-alargamento é importante observar que o número de passadas do alargador assim como os diâmetros adotados devem ser estabelecidos em função dos esforços de tração resultante de cada pré-alargamento (valores estes que são função do diâmetro do alargador, da extensão da instalação e das características do solo) e do diâmetro disponibilizado comercialmente para os alargadores, salientando que estes diâmetros devem ser estabelecidos de forma gradual. A Tabela 2.2 mostra a relação entre o diâmetro da tubulação a ser instalada e o diâmetro final de alargamento.

TABELA 2. 2 – Diâmetro do alargador em função do diâmetro do duto (Popelar, 1997)

Diâmetro Nominal do Tubo (mm)	Diametro do Alargador (mm)
50	75-100
75	100-150
100	150-200
150	250-300
200	300-350
250	350-400
>300	Ao menos 1,5 vezes o diâmetro

Para o HDD existem diferentes tipos de alargadores em função das características do solo a ser trabalhado. Normalmente eles são classificados como alargadores de compactação, misturadores ou multi-utilitários. Os alargadores de compactação, devido à natureza de sua geometria, propiciam ao furo baixa mistura (fluido e solo) e reduzida escavação e transporte de solo em vista do pobre fluxo de fluido ao redor do alargador. Os alargadores de mistura em vista de sua geometria aberta possibilitam o fluxo livre do fluido na parte frontal e posterior do alargador. Os benefícios deste modelo de alargador são a baixa compactação do material

ao longo do diâmetro do furo e escavação e o transporte de grande parte do material constituinte do furo. Por fim os alargadores multi-utilitários apresentam conjuntamente características dos dois alargadores descritos anteriormente sendo recomendados para situações onde o furo atravessará diferentes características de solo (Lueke e Ariaratnam, 2003). Salienta-se ainda que no caso de maciços rochosos o alargamento pode ou não ocorrer. Se a rocha apresentar elevada resistência ao corte o alargamento é inviável, sendo o diâmetro final da instalação aquele deixado pelo furo piloto. Neste caso o alargador a ser adotado deve somente possibilitar a lubrificação e limpeza do furo. Por outro lado, se a rocha for passível de corte existem alargadores especiais para rocha com reforço em sua estrutura. Mostram-se na Figura 2.8 estes alargadores.



Alargador de Compactação	Alargador de Mistura	Alargador Multi-Utilitário
		
“Espiral”	“Fly-Cutter”	“Fluted”
Maciço com presença de pedregulhos e cascalho	Maciço arenoso compacto ou argiloso consistente	Maciço com trechos para alargador de compactação e mistura alternados
		
“Barrel”	“Helical”	Alargador Para Rocha “Rock-it”
Maciço arenoso de baixa compactidade ou argiloso de baixa consistência	Maciço arenoso compacto ou argiloso consistente	Rochas com resistência a compressão simples próximo a 100 MPa

FIGURA 2. 8 – Diferentes tipos de alargadores encontrados comercialmente para diversas características de maciço

É importante observar que a escolha do alargador a ser empregado em uma instalação executada através da técnica de perfuração direcional horizontal deve ser sempre ditada pelas características geotécnicas do solo local. Solos passíveis de compactação, como no caso de

solos argilosos com consistência muito mole à média ou solos arenosos de compactidade fofa ou pouco compacta, conduzem à escolha de alargadores de compactação. Por outro lado para solos argilosos com consistência rija ou dura e solos arenosos de compactidade medianamente compacta a muito compacta o alargador deve possibilitar a escavação do maciço assim como permitir o transporte do material escavado conduzindo a adoção de alargadores de mistura. Para instalações que atravessem duas condições distintas de solo, quanto à compactidade e/ou à consistência, os alargadores multi-utilitário são recomendados.

2.3.4. Sistema de Navegação

Ao se executar instalações através da técnica de perfuração direcional horizontal é indispensável que se conheça a trajetória da instalação durante sua execução. Tal conhecimento permite correções de direção, através da posição da cabeça de perfuração, que conduzem a um furo piloto seguindo as premissas geométricas de projeto. O sistema responsável por possibilitar o conhecimento destas informações é denominado de sistema de navegação.

De maneira sucinta os sistemas de navegação são compostos por transmissores e receptores de sinais eletromagnéticos. Os transmissores são acessórios localizados no interior da cabeça de perfuração, no trecho frontal do equipamento de escavação, e que emitem sinais eletromagnéticos. Os receptores por sua vez são sistemas que interpretam estes sinais emitidos e fornecem dados relacionados à posição, inclinação, temperatura e rotação da ferramenta de corte assim como a intensidade do sinal eletromagnético emitido pelo transmissor.

Atualmente existem na prática dois sistemas distintos de navegação da trajetória da instalação através da técnica de perfuração direcional horizontal. Conforme explicitado a seguir a diferença se dá pelos equipamentos e procedimentos envolvidos na operação.

O primeiro e mais popular é o sistema denominado *walk-over*. Este sistema consiste no posicionamento por um operador do receptor na superfície que recebe os sinais

eletromagnéticos emitidos pelo transmissor localizado na cabeça de perfuração que possibilitam o conhecimento da trajetória da instalação em execução. A aceitação deste equipamento pelo mercado está diretamente relacionada à praticidade em seu manuseio, compacidade do sistema e baixo custo.

Neste sistema a localização do transmissor é possível a partir de características intrínsecas do campo eletromagnético gerado. Deve-se ressaltar que informações como inclinação, temperatura e rotação independem da posição relativa entre transmissor e receptor. Estas informações são processadas no próprio transmissor e posteriormente enviadas ao receptor.

Por outro lado para medidas precisas e acuradas da profundidade do furo piloto é fundamental que o receptor esteja localizado diretamente acima do transmissor. Este procedimento é explicado tendo em vista que a medida de profundidade é relativa à intensidade de sinal emitido pelo transmissor e captado pelo receptor. Tal relação é possível a partir do procedimento de calibração usualmente realizado antes do início do processo de perfuração. Este processo envolve o posicionamento do transmissor a uma distância pré-estabelecida (valor indicado pelo fabricante) do receptor que correlaciona a intensidade de sinal com esta distância.

Para comprovação dos valores medidos deve-se variar a distância do transmissor ao receptor e verificar se os valores indicados para profundidade condizem com a distância medida diretamente. Este processo deve ser repetido sempre que se estiver trabalhando em uma nova área, pois a intensidade de sinal pode ser afetada pelas interferências eletromagnéticas locais conduzindo a medidas de profundidade incoerentes com a realidade.

Para se atingir o ponto exato sobre o transmissor uma série de procedimentos deve ser observada sempre tendo em vista a distribuição espacial dos sinais eletromagnéticos gerados. A Figura 2.9 mostra esquematicamente em corte e planta a geometria deste campo

eletromagnético assim como os pontos fundamentais para a localização do transmissor a partir da superfície do terreno.

Para se atingir o ponto sobre o transmissor o seguinte procedimento deve ser executado: inicialmente deve-se encontrar os pontos de locação traseiro e frontal, para isto o navegador deve caminhar sobre a superfície do terreno até a indicação do receptor da posição exata destes pontos. O reconhecimento destes pontos pelo receptor é possível por se tratar de pontos únicos na superfície onde as linhas de fluxo cortam perpendicularmente a superfície do terreno. Após esta operação o navegador deve caminhar entre estes pontos até encontrar a linha de locação, caracterizada eletromagneticamente por pontos da linha de fluxo que tangenciam o plano horizontal. Por fim para se atingir o ponto de projeção do transmissor na superfície deve-se unir os pontos de locação encontrados determinando o ponto exato do posicionamento do receptor no cruzamento desta união com a linha de locação. Com este procedimento concluído determina-se a profundidade do furo piloto a partir do receptor. Ressalta-se que a identificação dos pontos de locação traseiro e frontal assim como da linha de locação é realizada a partir de informações gráficas exibidas na tela do receptor.

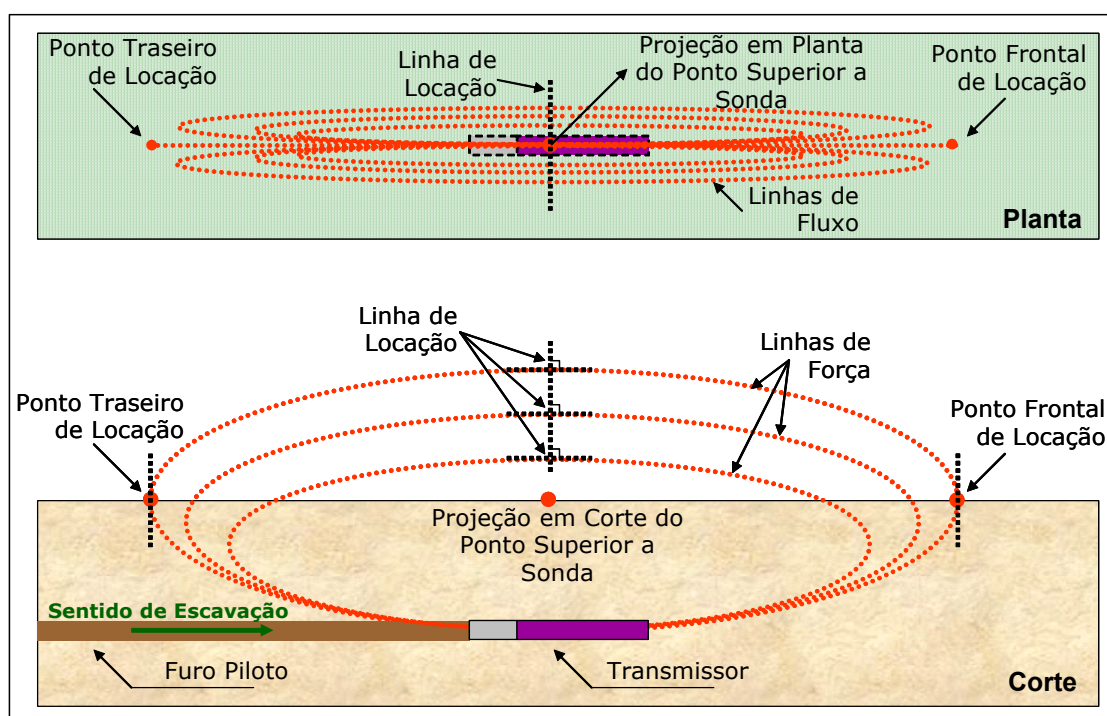


FIGURA 2. 9 – Esquema geral de linhas de fluxo e pontos principais para localização da sonda

Com a necessidade de melhores resultados em relação à precisão deste sistema tanto os transmissores como os receptores receberam implementos tecnológicos. Para os transmissores foram analisadas diversas frequências de emissão das ondas eletromagnéticas buscando menores interferências ativas (cabos de alta tensão, telefonia, etc) e passivas (barras metálicas enterradas, grades, etc). Chegou-se então a transmissores com frequências da ordem de 12 KHz e com possibilidade de alterar sua frequência para 1,5 KHz ou trabalhar com as duas frequências operando simultaneamente. Isto possibilita que as instalações sejam executadas em regiões com diferentes níveis de interferência. Outro sistema implementado aos transmissores e que apresenta grande interesse às instalações de esgoto sanitário diz respeito à inclinação medida. Nos transmissores convencionais a resolução da medida de inclinação era de 1%. Nos sistemas modernos esta resolução atinge o valor de 0,1%. A Figura 2.10 mostra um destes transmissores.



FIGURA 2. 10 – Transmissor para profundidades de 15,2 a 21m (Resolução de Inclinação de 0,1%)

Em relação aos receptores, significativos avanços tecnológicos foram implementados. Em grande parte estes avanços tiveram como objetivo tornar o processo de localização mais simples, rápido e preciso. Isto com o objetivo de se obterem medidas mais precisas da profundidade do furo piloto.

Para exemplificar os avanços sofridos por estes receptores serão transcritas a seguir partes do manual de dois sistemas de localização. Um destes sistemas denominado *Mark 3*, apresenta tecnologia mais antiga, e o outro, denominado *Eclipse* mais moderna. O material mostrado diz respeito aos procedimentos para navegação de cada um destes equipamentos e foi extraído do *site* da fabricante. A Figura 2.11 mostra cada um destes receptores.

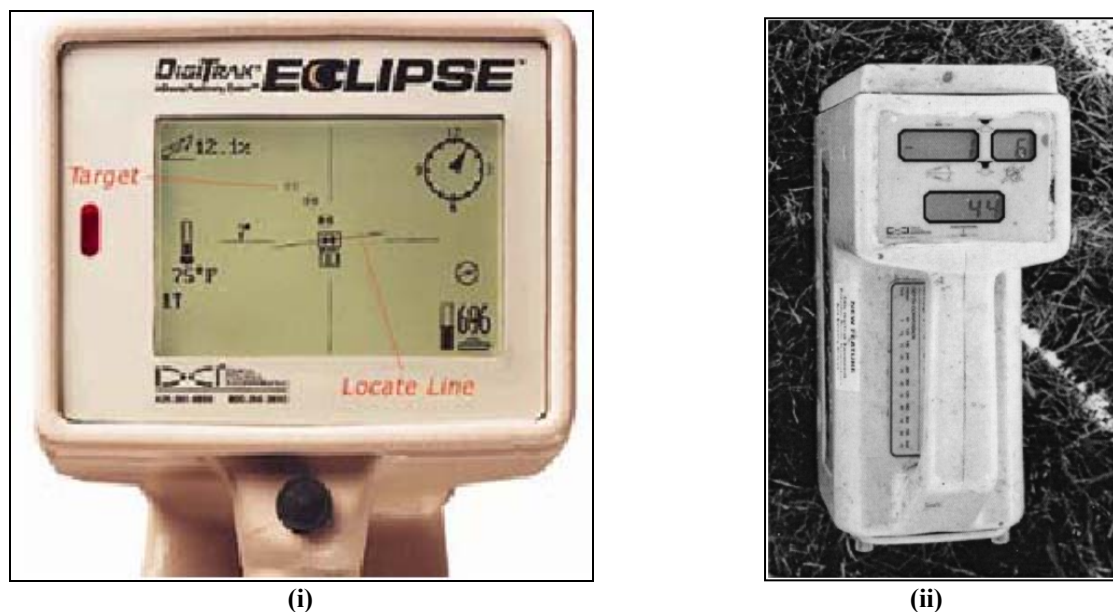


FIGURA 2. 11 – Receptores de sinais eletromagnéticos empregados no HDD: (i) *Eclipse*; (ii) *Mark 3*

Sistema de Localização *Mark 3* (Digitrack..., 2007)

Procura do ponto traseiro de localização (RLP)

1. Com o disparador apertado, caminhe até o transmissor; a potência de sinal na janela superior esquerda aumentará. Observe o ponto no qual o sinal “+” na janela superior esquerda muda para “-”. Este é o RLP. Avance e retroceda o receptor um pouco até identificar a localização exata onde os sinais “+/-” pulam de um ao outro. Esta é a posição longitudinal (adiante/atrás) do RLP. (Figura 2.12)

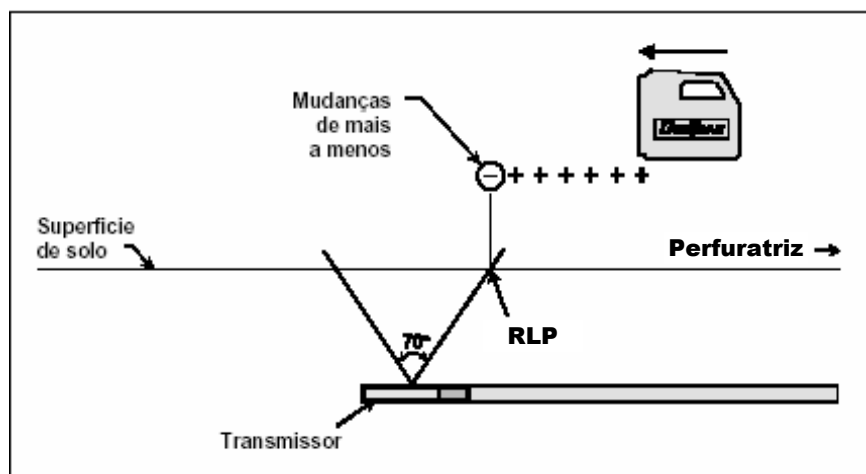


FIGURA 2. 12 – Identificação do RLP na direção longitudinal ao furo piloto

2. Para determinar a localização lateral e, portanto real, do RLP, vire a esquerda deixando o receptor perpendicular (90°) à linha de perfuração e leve o receptor para frente. Uma vez mais, leve o receptor apenas para frente e para trás até achar o lugar exato onde os sinais “+/-” pulam de um para o outro. (Figura 2.13)

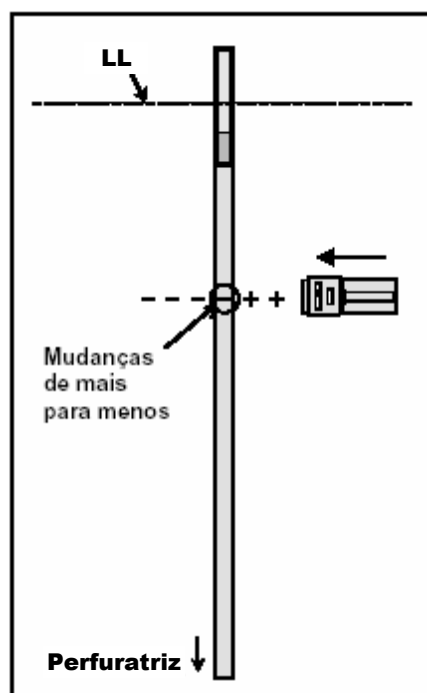


FIGURA 2. 13 – Identificação do RLP na direção transversal ao furo piloto

Procura da linha de locação (LL)

3. No RLP, fique de costas para a perfuratriz com o disparador apertado e avance na direção do transmissor. A potência de sinal deverá aumentar. Fique atento à mudança do sinal “-” para “+”. Uma vez que isto ocorra, adiante e retroceda apenas o receptor até achar o ponto onde o sinal “+/-” pula de um para outro. Esta é a posição da LL ao longo da qual está a localização do transmissor. Marque este lugar com uma linha transversal à linha de perfuração, representando a linha positiva de localização. (Figura 2.14)

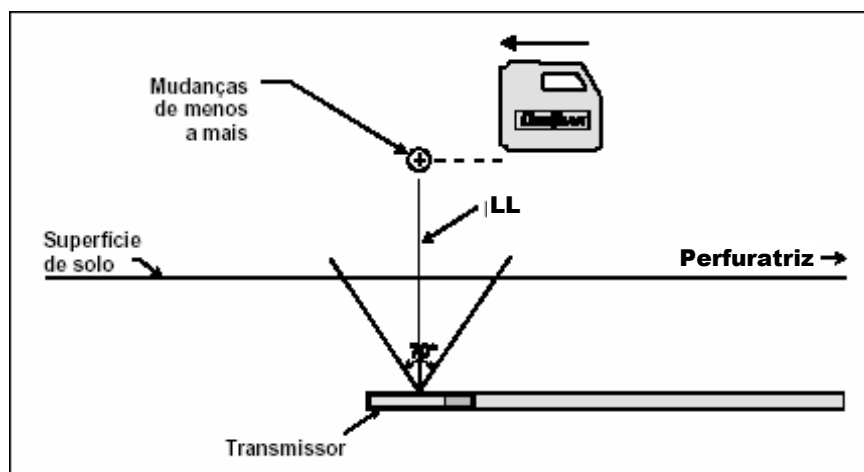


FIGURA 2. 14 – Identificação do LL

Procura do ponto frontal de locação (FLP)

4. Uma vez na PLL, continue afastando-se da perfuratriz com o disparador apertado; o sinal de potência diminuirá. Quando o sinal “+” pular para “-”, este será o FLP. Mais uma vez, adiante e retroceda apenas o receptor, precisando o ponto onde os sinais “+/-” pulam de um para o outro.

5. Para achar a localização real do FLP, vire à esquerda para que o receptor fique perpendicular (90°) à linha de perfuração, leve o receptor à esquerda do eixo e novamente avance e retroceda apenas até determinar com exatidão o ponto onde os sinais “+/-” pulam de um para o outro. Marque este ponto na superfície do solo. (Figura 2.15)

6. Quando o disparador for mantido apertado no FLP (e somente no FLP) a janela inferior exibirá a previsão da profundidade que atingirá o transmissor quando este passar por baixo do FLP, assumindo que não existam mudanças na inclinação do transmissor. Para distinguir a profundidade prognosticada da distância oblíqua (disparador solto), a janela inferior exibirá a profundidade prognosticada piscando, com um símbolo (“~”) não intermitente. Os receptores com funções programadas anteriores às séries 5.0, não fornecem esta informação. (veja “Funções programadas das séries 5.0” no capítulo Receptor)

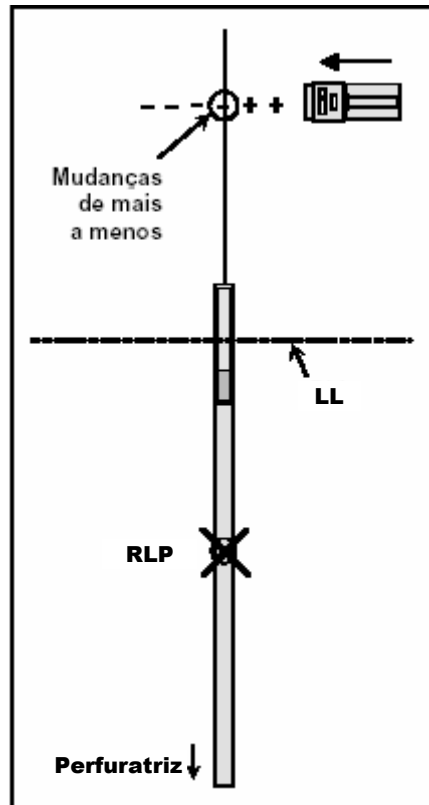


FIGURA 2. 15 – Identificação do FLP

Procura do transmissor e da sua profundidade

7. Situado no FLP defronte da perfuratriz, é possível alinhar o FLP com o RLP. Este eixo está a 90° da LL (perpendicular). O ponto onde esse eixo atravessa a LL é o lugar onde o transmissor será encontrado no subsolo (Figura 2.16). Leve o receptor até a localização do transmissor e meça a profundidade do transmissor. Para obter a profundidade com precisão, o receptor deverá estar em paralelo ao transmissor quando estiver diretamente acima dele. Não faz diferença se o receptor está de frente ou de costas à perfuratriz. O receptor pode ser segurado no ar ou apoiado no chão para medir a profundidade, mas é preciso ter certeza de que a função supersônica tenha sido configurada corretamente. (veja “Função supersônica” no capítulo Receptor). Não mantenha apertado o disparador. Geralmente é preferível manter a separação entre o receptor e o solo para minimizar as fontes de interferência no subsolo. Na

maioria dos casos, apoiando o receptor no chão há maior probabilidade de erro na medição da profundidade.

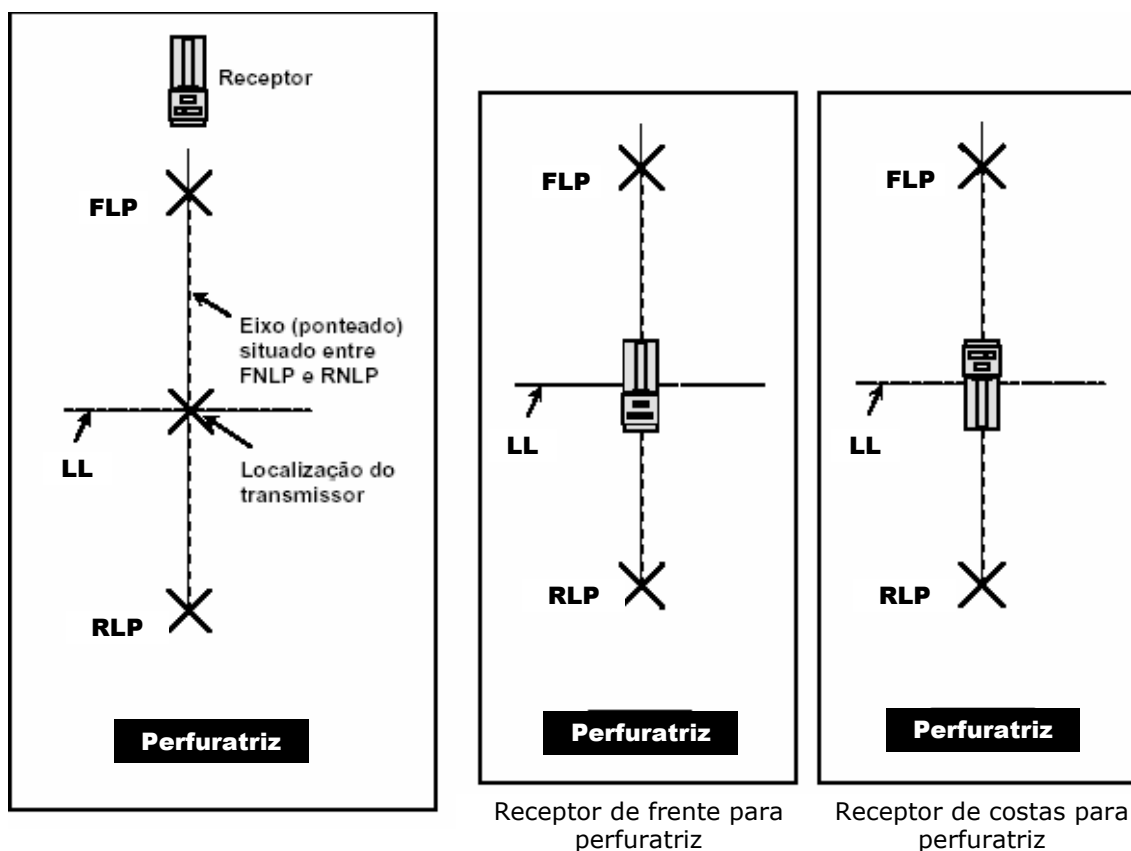


FIGURA 2. 16 – Identificação do ponto exato sobre o transmissor na superfície

Sistema de Localização *Eclipse* (Digitrak...,2004)

1. Inicie a localização pressionando a tecla após selecionar **Locate** (Localizar) na tela do menu principal. Aparecerá a tela de localização, conforme mostrado na Figura 2.17, à esquerda. A tela do Eclipse (à esquerda) mostra a posição do ponto de localização (o objetivo) em relação ao receptor (a caixa situada no centro da tela). A Figura 2.17 mostra a posição real do receptor, do transmissor e dos pontos de localização. Observe que o RLP (ponto de locação traseiro) está à frente e à esquerda do receptor, conforme está mostrado na tela do Eclipse pelo símbolo de objetivo.

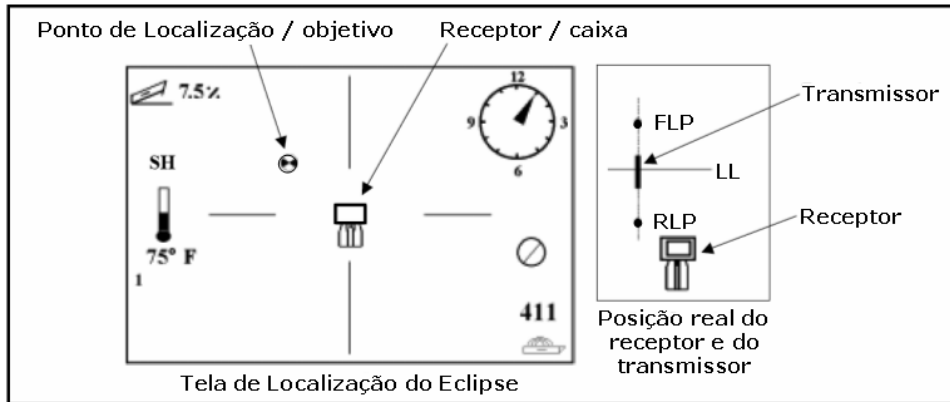


FIGURA 2. 17 – Posição real do transmissor, receptor e dos pontos de localização

2. Posicione o receptor de modo a colocar o objetivo na caixa, conforme mostrado na Figura 2.18. Você estará com o receptor posicionado sobre o RLP.

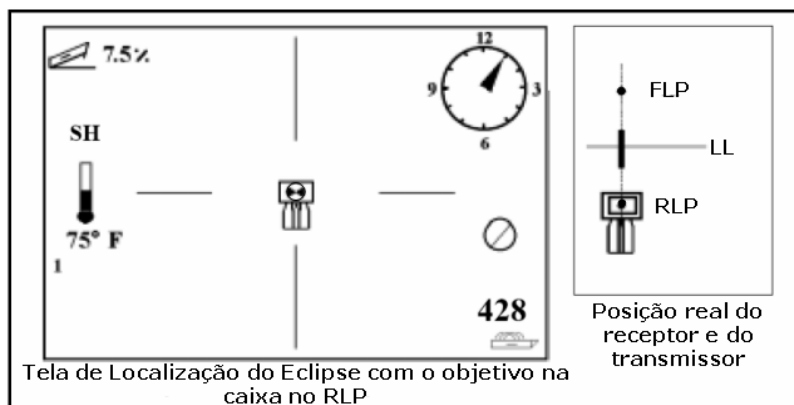


FIGURA 2. 18 – Receptor conduzido até o RLP

NOTA: Para que você fique seguro de estar sobre o RLP (ponto de localização traseira), você pode girar o receptor 360°, cuidadosamente para manter a tela do receptor no centro da rotação. O alvo deverá permanecer na mesma posição na caixa no visor do receptor. Se isto não ocorrer, a antena do receptor poderá estar com mau funcionamento. Você poderá entrar em contato com o Serviço ao Cliente da DCI, +1 425 251 0559 ou 800 288 3610 (somente nos Estados Unidos), para assistência.

3. Mantenha a tecla pressionada por pelo menos um segundo, para “travar” o sinal de referência (aparecerá o símbolo “R” na parte superior da tela até que você solte a tecla).

4. Após executar esse procedimento, afaste-se da perfuratriz, em direção ao transmissor. Verá o objetivo se mover da caixa para a parte de baixo da tela, depois aparecer

rapidamente na parte superior e desaparecer. Aparecerá então a LL (linha de locação), como está mostrado na Figura 2.19.

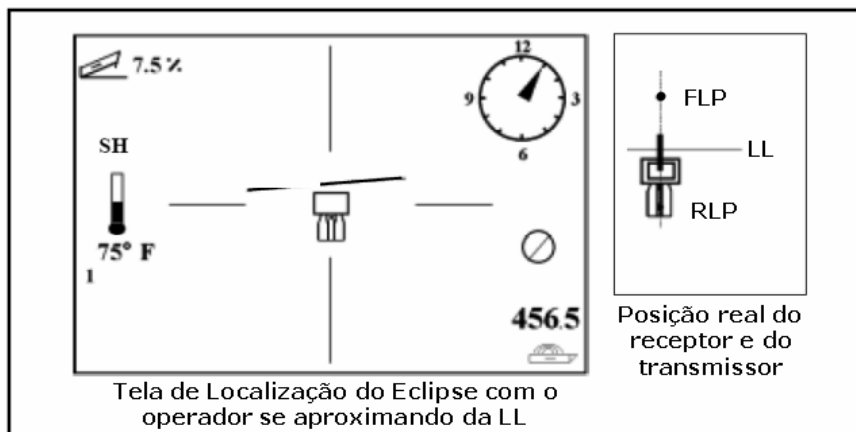


FIGURA 2. 19 – Aproximação da LL

5. Posicione o receptor de modo que a LL se alinhe com os dois fios cruzados horizontais. Quando isso ocorrer, você estará sobre a LL (Figura 2.20). Para determinar a posição lateral exata do transmissor, será preciso localizar o FLP (ponto de locação frontal).

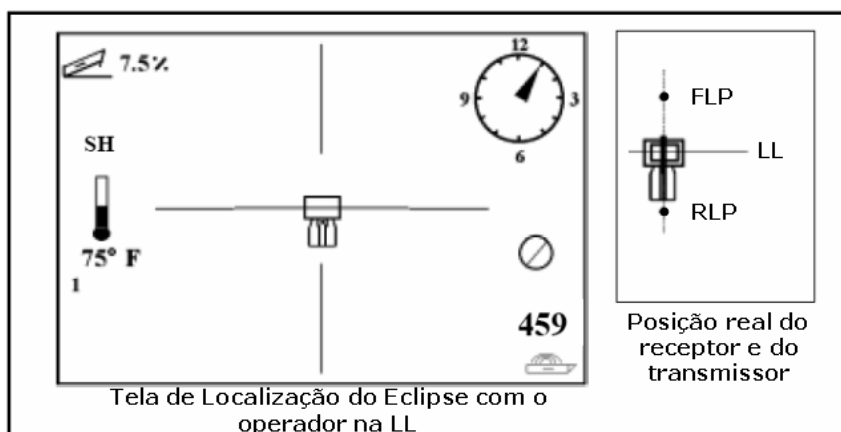


FIGURA 2. 20 – Determinação da LL

6. Continue a caminhar afastando-se do transmissor e posicione o receptor de modo que o objetivo fique dentro da caixa, como está mostrado na Figura 2.21.

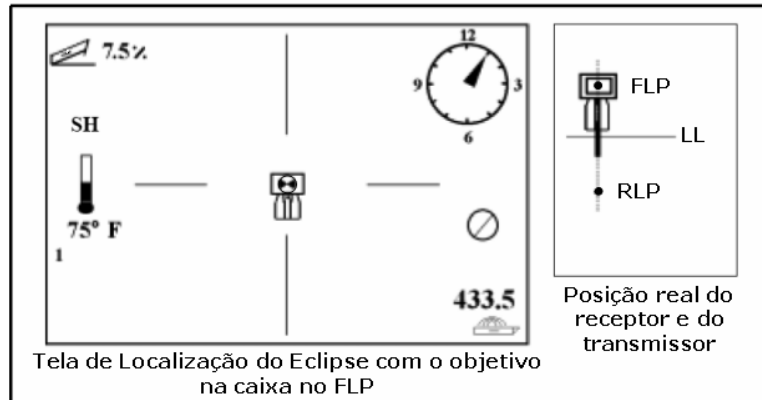


FIGURA 2. 21 – Determinação do FLP

7. Ao chegar ao FLP, aperte a tecla para observar a profundidade prognosticada (11'8" na Figura 2.22), está será a profundidade do transmissor ao passar por baixo do FLP, e a distância horizontal á frente do transmissor (8'7") que é a distância que o transmissor percorrerá para atingir a profundidade prognosticada. Observe que você também visualizará a configuração ultrasônica (1'10"), sob o ícone do receptor e o estado das baterias, no canto inferior esquerdo.

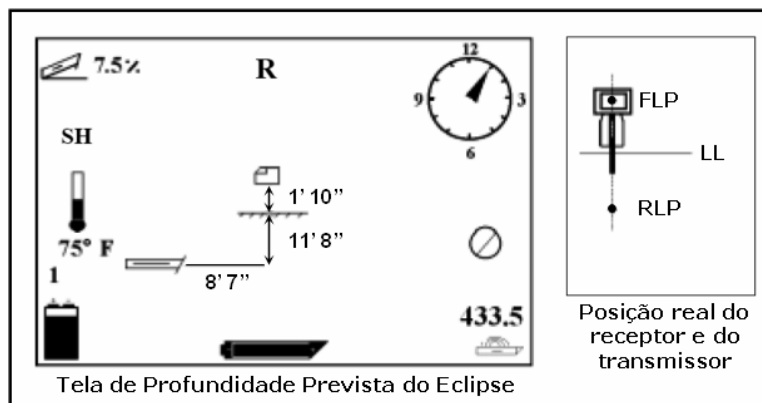


FIGURA 2. 22 – Profundidade prognosticada

8. Estando sobre o FLP e de costas para a perfuratriz, será possível alinhar o FLP e o RLP. Esse eixo estará a um ângulo de 90° (perpendicular) em relação à LL. O transmissor estará onde esse eixo cruzar a LL, abaixo do nível do solo.

9. Posicione o receptor na intersecção da LL e da linha que liga o RLP e o FLP (estará sobre o transmissor). Nesse local, você poderá observar a profundidade do transmissor,

simplesmente apertando a tecla. Poderá ver também a distância ultrasônica e, no canto inferior esquerdo, a situação da bateria de NiCd do receptor (Figura 2.23).

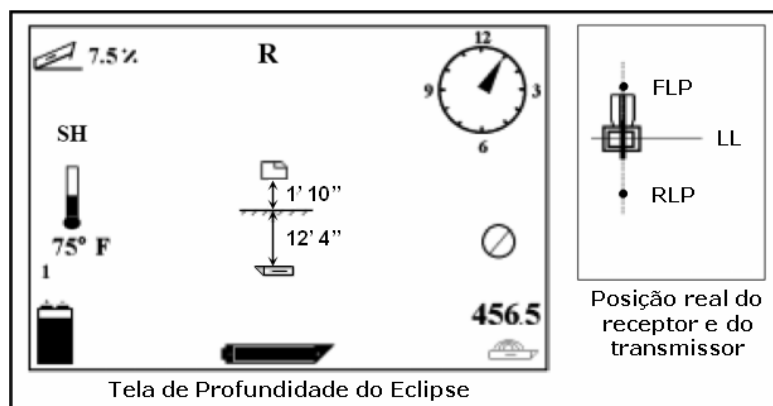


FIGURA 2. 23 – Profundidade do Transmissor

Observa-se que a tela do receptor mais antigo fornece todas as informações referentes ao posicionamento do transmissor através de números. Para se atingir os pontos de locação frontal e traseiro assim como a linha de locação é necessário que o navegador caminhe em superfície até que o valor de intensidade de sinal apresente variação em seu modulo, indicando a variação de direção da linha de fluxo do campo eletromagnético. Por outro lado para o sistema mais moderno o processo de localização destes mesmos pontos é tremendamente simplificado. Isto porque nestes equipamentos basta que o navegador caminhe com o receptor, orientado pela interface gráfica, até os pontos indicados na tela do receptor. Face a estas facilidades o processo de navegação de um furo executado através da técnica de perfuração direcional horizontal se torna mais rápido assim como mais preciso, já que o manuseio do equipamento pelo navegador é facilitado.

Apesar da grande aceitação pelo mercado dos sistemas *walk-over* o mesmo não pode ser aplicado em algumas situações usuais das instalações através da técnica de perfuração direcional horizontal. No caso de travessias de rio onde não se tem acesso à superfície do furo o uso de tal equipamento se torna inviável. Para instalações em grandes extensões a vida útil da bateria do transmissor pode não ser suficiente para possibilitar a navegação de todo

processo executivo. Ainda para os casos de instalações em grandes profundidades o sinal gerado pelo transmissor pode não ser suficiente para atingir a superfície, tornando inaceitável a realização da instalação com o uso deste sistema.

Para a solução destes problemas deve-se adotar os sistemas de localização denominados *wireline* ou sistemas através de cabo. A grande diferença nestes sistemas é a presença de um cabo, instalado no interior das hastes de perfuração, e que interligam um transmissor e um receptor de dados. Encontram-se no mercado, hoje, dois tipos distintos destes sistemas.

Um deles é muito similar aos sistemas *walk-over* descritos anteriormente. Este sistema é composto por uma sonda, um cabo e um receptor. O cabo tem como finalidade conduzir energia para a sonda e captar informações de inclinação, rotação e temperatura que são exibidas no receptor instalado no equipamento de perfuração. Para a medida de profundidade é realizado o mesmo processo de localização da sonda empregado no sistema *walk-over*, ou seja, identifica-se o ponto de locação traseiro, posteriormente o dianteiro e por fim a linha de locação. É importante ressaltar que os transmissores disponibilizados para este sistema possibilitam o trabalho em maiores profundidades e que o tempo de operação é ilimitado face ao fornecimento de energia contínuo a partir da superfície.

O outro sistema também é composto por um transmissor, um receptor e um cabo. Entretanto este transmissor é diferente, sendo composto por duas partes: um sistema eletrônico e um sensor. O sistema eletrônico tem como função alimentar o sensor e transmitir, via cabo, as informações de posição obtidas. Por outro lado o sensor é composto por 3 acelerômetros e 3 magnetômetros. Os acelerômetros realizam medidas de inclinação e os magnetômetros medem o azimute. A partir das informações de posição associadas ao comprimento de haste inserido é possível conhecer o caminhamento do furo através do solo. Existe uma variação deste método onde se gera em superfície um campo eletromagnético com características conhecidas e a resposta dos acelerômetros e magnetômetros permite conhecer a

trajetória da instalação. Este método é recomendado quando possíveis interferências possam vir a comprometer a precisão das informações.

Contudo estes sistemas apresentam alguns inconvenientes entre eles: o alto custo, a necessidade de mão de obra especializada e o fato de que a cada haste inserida deve ser realizada uma nova conexão no cabo. Já se encontram disponibilizados no mercado acessórios que visam a facilitar esta conexão, na busca de aumentar a produtividade deste sistema, como mostrado na Figura 2.24.

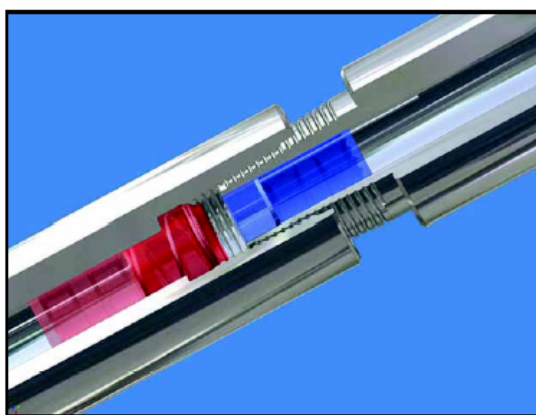


FIGURA 2. 24 – Conexão rosqueavel para sistema *wireline* (maior facilidade de operação)

2.3.5. Cabeça de Perfuração

Este acessório é locado na frente do conjunto de perfuração e é nele onde está posicionado o transmissor de sinais eletromagnéticos assim como a ferramenta de corte, conforme mostrado na Figura 2.25.

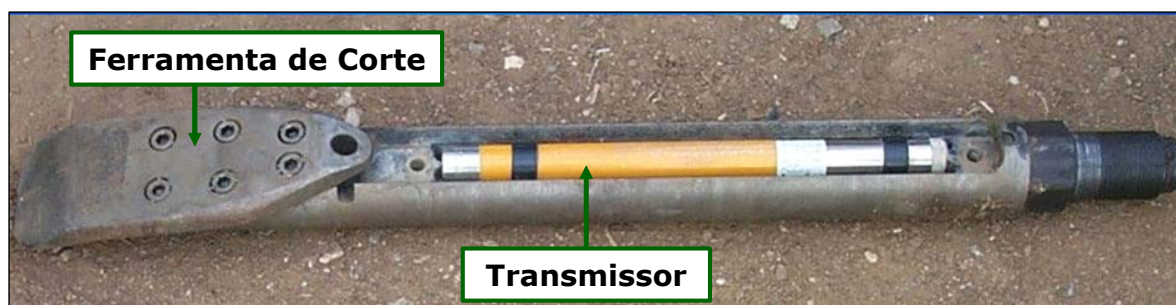


FIGURA 2. 25 – Cabeça de Perfuração com transmissor e ferramenta de corte instalados

A posição do transmissor na frente de escavação permite conhecer a trajetória da instalação conforme a perfuração avança. Isto possibilita avaliar se a escavação está de acordo com o projeto e, em caso contrario, permite correções da mesma. Para instalações com necessidade de precisão elevada, como no caso de instalações de esgoto gravitacional, é fundamental que o transmissor esteja devidamente alinhado com a cabeça de perfuração. Este fato é importante, pois o desalinhamento entre transmissor e cabeça de perfuração pode conduzir a leituras incorretas de profundidade e inclinação de tal forma a comprometer o resultado geométrico final desta instalação. Albert (2006) apresentou um modelo de cabeça de perfuração, onde o transmissor era devidamente alinhado, através de dispositivos em seu interior.

Outro ponto a ser considerado na cabeça de perfuração diz respeito ao resfriamento do transmissor. Os transmissores convencionais são construídos para trabalharem em temperaturas de até 104 °C. Face aos esforços envolvidos no processo de perfuração assim como o material metálico da cabeça de perfuração é imprescindível que existam dispositivos para passagem de fluido através do transmissor. Normalmente este dispositivo consta de dois furos, com acesso ao transmissor, que permitem que o fluido de perfuração, o resfrie. Mais que isso é na cabeça de perfuração que estão localizados os pontos de saída de fluido que auxiliam o processo de escavação.

Ainda sobre a relação da cabeça de perfuração e transmissor é importante mencionar que a saída de sinais eletromagnéticos se dá através de fendas abertas no corpo da cabeça de perfuração e posteriormente tampadas com resina. O número de fendas e sua posição são determinados pelos fabricantes de transmissores.

A ferramenta de corte, por sua vez, é um acessório fundamental a dirigibilidade de uma perfuração. Isto porque seu formato assimétrico permite direcionar o furo. Casos onde as hastes são cravadas no solo, sem rotação, a direção do furo tende a seguir a assimetria da

ferramenta. Já para situações onde as hastes são cravadas e rotacionadas a direção do furo tende a ser retilínea, isto porque ao rotacionar a ferramenta, esta produz um efeito cortante simétrico no solo.

Este direcionamento do furo é diretamente relacionado às características do maciço a ser perfurado. Solos com menor compactidade ou consistência exigem ferramentas de corte mais alongadas e largas isto porque a reação condicionada por este tipo de solo é menor, existindo a necessidade de uma maior superfície de contato da ferramenta. Por outro lado solos de maior compactidade ou consistência apresentam uma reação adequada à ferramenta e, portanto melhores condições de dirigibilidade. Entretanto a escavação deste tipo de solo exige da ferramenta uma superfície com maior rugosidade. Para rocha são empregadas ferramentas especiais, altamente reforçadas, e que apresentam elementos rotativos, impulsionados hidráulicamente, que permitem o corte da rocha. Além dos elementos de corte rotativos estas ferramentas podem imprimir golpes ao maciço, impulsionados através do sistema hidráulico, permitindo neste caso, o corte de rocha por impacto. A Figura 2.26 mostra algumas das ferramentas de corte encontradas comercialmente correlacionadas às características do maciço para qual foram desenvolvidas.

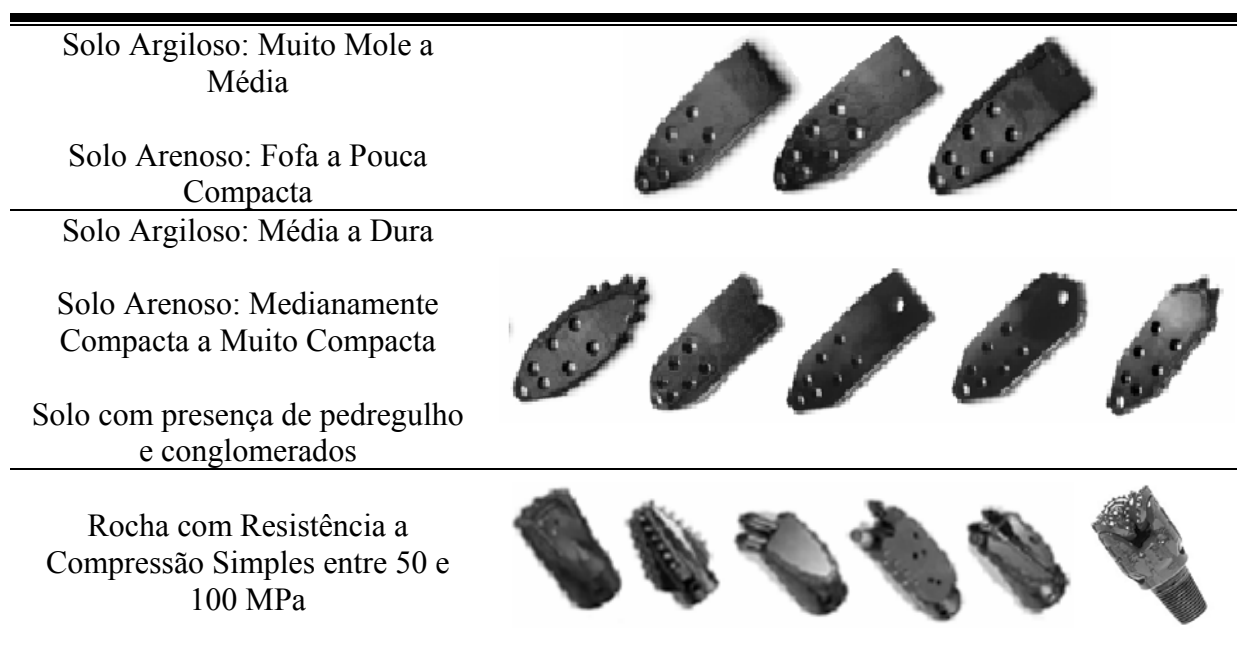


FIGURA 2. 26 – Diferentes ferramentas de corte em função da consistência e compactidade do solo

2.3.6. *Swivel*

Este acessório é instalado entre o alargador e a tubulação e tem por finalidade evitar a rotação da tubulação ao se inserir a tubulação no furo piloto. Normalmente o *swivel* já vem acoplado ao próprio alargador.

2.3.7. *Célula de Carga*

São acessórios utilizados entre o alargador e a cabeça da tubulação que está sendo instalada e tem como função medir a força que está sendo aplicada diretamente na tubulação. São recomendadas quando se opera com elevadas cargas aplicadas na tubulação que podem acarretar o rompimento do tubo. Mostra-se na Figura 2.27 um conjunto formado por célula de carga, alargador e a cabeça de puxar. As células de carga atuais possibilitam o acompanhamento dos resultados (medida de força aplicada) em tempo real a partir de dispositivos eletrônicos nos receptores.



FIGURA 2. 27 – Célula de carga para monitorar os esforços no duto

2.3.8. *Cabeça de Puxar*

Este acessório é instalado na parte frontal da tubulação a ser instalada e tem por finalidade distribuir de modo uniforme a força aplicada durante o processo de inserção da tubulação.

2.4. Fluidos de Perfuração

Os fluidos de perfuração são basicamente compostos por água e aditivos (bentonita e/ou polímeros). A bentonita é uma argila proveniente do intemperismo de cinzas vulcânicas, tendo como principal constituinte o argilo-mineral montmorilonita. Quando em contato com a água é expansiva em função de sua estrutura química. A Figura 2.28 mostra este fenômeno.

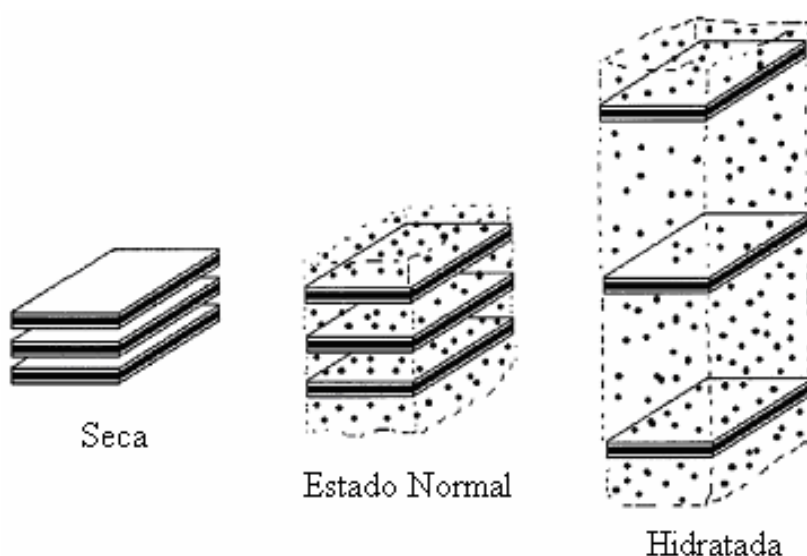


FIGURA 2. 28 – Expansão da montmorilonita em contato com água

Os fluidos de perfuração podem ser caracterizados pelas seguintes propriedades (Ariaratnam e Beljan, 2005):

- Viscosidade
- Resistência do gel
- Perda de fluido e densidade do fluido
- Controle de filtrações e cake
- Teor de areia
- PH
- Lubrificação

Para a escolha do fluido a ser empregado em uma determinada instalação através do HDD é muito importante que todas as propriedades citadas sejam analisadas. A caracterização do solo a ser perfurado também deve ser considerada para a escolha do fluido empregado. Para o HDD o fluido deve propiciar as seguintes características (Najafi, 2004):

- Transportar o material escavado em suspensão
- Resfriar o transmissor e limpar a ferramenta de corte
- Lubrificar as hastes de perfuração e a tubulação a ser instalada, reduzindo o atrito com a parede do furo
- Estabilizar o furo e impedir desmoronamentos

Ao injetar o fluido no furo este tende a fluir pelo solo como a água. Entretanto as partículas de bentonita aderem à parede do furo e formam o *cake* que impede o fluxo do fluido para o solo circundante. O *cake* ideal é homogêneo, se forma rapidamente durante a execução do furo, reduz o fluxo de fluido para o solo circundante e reduz a intrusão de solo no furo. Dimensões recomendadas para a parede do *cake* variam entre 0,8 e 2,4mm.

A qualidade do *cake* pode ser incrementada reduzindo a quantidade de água que atravessa o *cake* no sentido do solo circundante. Para propiciar esta melhoria duas soluções são possíveis: (1) acrescentar mais bentonita; ou (2) utilizar polímeros em conjunto com a bentonita. O uso da mistura de bentonita com polímero é mais eficiente, pois o fluido resultante é menos viscoso e mais fácil de ser injetado, resultando num fluxo no espaço anular maximizado em função da redução das propriedades cisalhantes deste fluido.

Além das características descritas a composição do fluido de perfuração deve possibilitar ao material escavado o transporte em suspensão. Se o fluido não apresentar a capacidade de tornar o material escavado em suspensão este se depositará nas barras de perfuração ou na tubulação a ser instalada. Por outro lado se o fluido apresentar uma viscosidade elevada a sua capacidade de transportar o material escavado será baixa. Estas

duas situações são indesejáveis na prática, pois incrementam os valores dos esforços aplicados pelo equipamento de perfuração.

O conhecimento das características do solo aliadas à análise das propriedades do fluido são fundamentais para o sucesso na execução do HDD. De forma geral para solos granulares o fluido deve apresentar a propriedade de estabilizar o furo assim como transportar o material escavado em solução. Já para os solos finos o fluido além das propriedades apresentadas para os solos granulares, deve retardar a expansão assim como diminuir a adesão entre o solo e as barras de perfuração ou tubulação a ser instalada. Em geral para solos granulares é empregada a bentonita, para solos finos polímeros com possibilidade de adição de bentonita (Ariaratnam e Beljan, 2005). Estes polímeros têm como função evitar a expansão do solo e reduzir o atrito entre haste ou tubulação a ser instalada e as paredes do furo.

2.5. Materiais da Tubulação Empregada pelo HDD

A tubulação instalada através da técnica de perfuração direcional horizontal deve apresentar as seguintes características: homogeneidade, baixa rugosidade externa, suficiente resistência a tração, flexão e aos esforços externos. O fornecimento da tubulação, usualmente, pode-se dar de duas maneiras distintas: na primeira a tubulação é fornecida em bobinas que resulta em uma instalação sem juntas, em uma única peça, entretanto com limitação do diâmetro disponível (até 125mm); na segunda a tubulação é fornecida em segmentos que devem ser conectados na própria obra. Para esta forma pode-se trabalhar com diâmetros maiores, mas com necessidade de mão obra especializada e equipamento para junção das peças.

Segundo Najafi (2004) o PEAD e o aço são os materiais mais comumente encontrados nas instalações através do HDD. Porém recentemente outras matérias vêm se disponibilizando para estas instalações entre estas pode-se citar o PVC soldado e o ferro dúctil.

As instalações através do HDD de grande porte em sua grande maioria vêm sendo executadas com tubulações de aço. Tal fato pode ser explicado tendo em vista que grande parte destas instalações estão relacionadas à indústria do petróleo onde a tubulação trabalha sob elevada pressão.

Por outro lado às instalações de pequeno e médio porte em sua grande maioria vem sendo executadas com a tubulação de PEAD. Este fato pode ser explicado em vista da possibilidade de se realizar a instalação sem a necessidade de solda entre os segmentos da tubulação uma vez que esta pode ser fornecida em bobinas.

Capítulo 3

3. REDES DE ESGOTO EM LIVRE CONDUTO

O termo esgoto sanitário é empregado para designar o conjunto formado por esgoto doméstico, águas de infiltração provenientes do subsolo ou de chuva (quando indevidamente conduzidas) e resíduos líquidos industriais (Tsutiya e Sobrinho, 1999). É importante citar a estreita relação existente entre o abastecimento de água e a presença das redes de esgoto.

Segundo Puppi, (1981) “uma vez utilizada, a água distribuída à população se deteriora, tornando-se repulsiva aos sentidos, imprestável mesmo a usos secundários e nociva, em consequência da poluição e da contaminação”.

Ao final do século 20, o Brasil, apresenta imenso déficit destas instalações, sendo que pouco mais de 30% da população é atendida pelo sistema de coleta e afastamento de esgoto e, menos de 10% da população tem esgoto tratado. O estado de São Paulo, considerado o mais bem servido por sistemas de esgoto apresenta 65% da população atendida por redes coletoras de esgoto. Tais números demonstram a necessidade de implantação de redes de coleta de esgoto para o atendimento da população.

Em relação ao regime hidráulico de um sistema de esgoto, as canalizações dos coletores e interceptores devem ser projetadas para funcionarem sempre como conduto livre. Os sifões e linhas de recalque das estações elevatórias funcionam como conduto forçado. Os emissários podem funcionar como condutos livres ou forçados, não recebendo contribuições em marcha; são condutos forçados no caso de linhas de recalque e emissários submarinos (Tsutiya e Sobrinho, 1999). Cabe ressaltar que em casos onde a topografia se apresente

desfavorável os coletores de esgoto podem ser projetados em conduto forçado através de redes pressurizadas e a vácuo.

3.1. Custos da Instalação

Para a instalação pelo método tradicional de abertura de valas, a Sabesp (Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo) em 1980 realizou um levantamento na região metropolitana de São Paulo onde os fatores de maior peso no custo total da obra, pela ordem, são: escoramento de valas, poços de visita, escavação de valas, reaterro de valas e reposição do pavimento.

A Tabela 3.1 mostra os custos percentuais das diversas partes da obra para a execução das redes de esgoto, segundo o trabalho citado anteriormente.

TABELA 3.1 – Custos percentuais das diversas partes da obra para execução das redes de esgoto

Atividades	Descrição	(%)
Implantação da Obra (3,8 %)	Canteiro e Locação	0,6
	Tapumes e Sinalização	2,1
	Passadiços	1,1
Valas (61,2 %)	Levantamento e Pavimento	1,3
	Escavação	10,6
	Escoramento	38,8
	Reaterro	10,5
Assentamento da Tubulação (25,1 %)	Transporte	0,4
	Assentamento	4,1
	Poços de Visita	15,5
	Escoramento	4,6
	Cadastro	0,5
Serviços Complementares (9,9)	Lastros e Bases Adicionais	0,7
	Reposição do Pavimento	9,2
	Reposição de Galerias e Águas Pluviais	0,1

Foi a partir destes estudos que a Sabesp sugeriu a utilização do conceito de tensão trativa ou tensão de arraste para o dimensionamento dos coletores de esgoto, visando a diminuir as declividades e profundidades da rede e conseqüentemente a diminuição nos custos

da obra (Tsutiya e Sobrinho, 1999). É importante mencionar que a recomendação da Sabesp foi realizada somente para redes de esgoto sob sua concessão.

A partir dos dados mostrados na Tabela 3.1 infere-se que grande parte do custo está relacionada com a abertura de valas assim como a reposição do material escavado. Portanto o método não destrutivo de perfuração direcional horizontal torna-se uma opção com considerável potencial comercial para a execução da obra.

3.2. Partes de Um Sistema de Esgoto Sanitário

Segundo Tsutiya e Sobrinho, 1999 as partes integrantes de um sistema de esgoto e suas características são:

Rede Coletora: conjunto de canalizações destinadas a receber e conduzir os esgotos dos edifícios; o sistema de esgotos predial se liga diretamente à rede coletora por uma tubulação chamada coletor predial. A rede coletora é composta de coletores secundários, que recebem diretamente as ligações prediais, e, coletores tronco. O coletor tronco é o coletor principal de uma bacia de drenagem, que recebe a contribuição dos coletores secundários, conduzindo seus efluentes a um interceptor ou emissário.

Intercetor: canalização que recebe coletores ao longo de seu comprimento, não recebendo ligações prediais diretas.

Emissário: canalização destinada a conduzir os esgotos a um destino conveniente(estação de tratamento e/ou lançamento) sem receber contribuição em marcha.

Sifão Invertido: obra destinada à transposição de obstáculo pela tubulação de esgoto, funcionando sob pressão.

Corpo de água receptor: corpo de água onde são lançados os esgotos.

Estação Elevatória: conjunto de instalações destinadas a transferir os esgotos de uma cota mais baixa para outra mais alta.

Estação de tratamento: conjunto de instalações destinadas à depuração dos esgotos, antes de seu lançamento.

3.3. Considerações Sobre o Critério de Tensão Trativa e Autolimpeza dos Coletores

De forma resumida o projeto hidráulico-sanitário das tubulações de esgoto envolve considerações sobre três aspectos principais:

- Hidráulicos: as tubulações funcionando como condutos livres deverão transportar as vazões máximas e mínimas de projeto;
- Reações bioquímicas: controle de sulfeto de hidrogênio;
- Deposição de materiais sólidos encontrados no esgoto – ação de autolimpeza.

Tradicionalmente admite-se que a ação de autolimpeza em coletores de esgoto sanitário, para enfrentar o aspecto de deposição de materiais sólidos, é obtida pela manutenção de uma velocidade mínima independente do diâmetro da tubulação. Devido ao fato de que o mecanismo básico da ação de autolimpeza é uma força hidrodinâmica exercida sobre as paredes do conduto pelo escoamento do esgoto, tem sido utilizada a tensão trativa ou tensão de arraste para o dimensionamento das tubulações, em substituição ao critério da velocidade de autolimpeza (Tsutiya e Sobrinho, 1999).

No Brasil até 1986 foi empregado o critério de velocidade de autolimpeza para o dimensionamento das redes de esgoto. A partir daquele ano com a promulgação da Norma NBR 9649 da ABNT passou-se a utilizar o critério da tensão trativa.

A tensão trativa é definida como uma tensão tangencial exercida sobre a parede do conduto pelo líquido em escoamento, ou seja, é a componente tangencial do peso do líquido sobre a unidade de área da parede do coletor e que atua sobre o material sedimentado,

promovendo seu arraste (Tsutiya e Sobrinho, 1999). É importante mencionar que tal definição é válida para trechos de uma rede de esgoto com a mesma declividade.

3.4. Declividade Mínima

Pode-se observar que para redes de esgoto com fluxo regido pela gravidade existe a necessidade de se obter uma velocidade ou tensão trativa (como estabelecido pela NBR 9649) mínima. Tal fenômeno para este tipo de instalação é obtido a partir de uma declividade a ser imposta na execução da rede. A seguir serão mostradas declividades mínimas, para coletores e interceptores de esgoto recomendado por diversas fontes.

3.4.1. Norma da Antiga SAEC (ex DAE)

Segundo esta norma as canalizações são dimensionadas de forma que a velocidade do fluxo não seja inferior a 0,60 m/s. O cálculo está baseado nas equações de Ganguillet-Kutter. Na Tabela 3.2 são mostrados os valores de declividade em função do diâmetro da tubulação.

TABELA 3.2 – Valores de declividade em função do diâmetro da tubulação segundo a norma da antiga SAEC (ex DAE)

Diâmetro (mm)	Declividade Mínima (m/m)	Diâmetro (mm)	Declividade Mínima (m/m)
150	0,0070	500	0,0015
200	0,0050	600	0,0010
250	0,0035	700	0,0008
300	0,0025	800	0,0006
350	0,0023	900	0,0005
400	0,0020	1.000	0,00045
450	0,0018	1.200	0,0004

3.4.2. PNB 567/1975

Segundo esta norma as declividades mínimas admissíveis para satisfazer a velocidade inicial de dimensionamento, $V_i = 0,50$ m/s nos condutos, serão sempre que necessário, calculadas em função da vazão inicial Q_i , através da Equação (1).

$$I_{\min} = 0,01 * Q_i^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde: I_{\min} → Declividade mínima (m/m)

Q_i → Vazão Inicial (l/s)

3.4.3. NBR 9649 (Redes coletoras)

O projeto de coletores de esgoto deve considerar a ação de autolimpeza desde o início do plano. Para a autolimpeza deve-se garantir, pelo menos uma vez ao dia, uma tensão trativa de 1,0 Pa. A declividade mínima para se atingir este valor é dada pela Equação (2) onde o coeficiente de Manning considerado vale $n = 0,013$. Ainda conforme a Norma NBR 9649 o valor mínimo a ser considerado para a vazão inicial é o valor de 1,5 l/s correspondente ao pico instantâneo de vazão decorrente da descarga de vaso sanitário.

$$I_{\min} = 0,0055 * Q_i^{-0,47} \quad (\text{Eq.2})$$

Onde: I_{\min} → Declividade mínima (m/m)

Q_i → Vazão Inicial (l/s)

3.4.4. NBR 568/1989 (Interceptores)

Conforme esta norma para o dimensionamento de interceptores de esgoto emprega-se a Equação (3).

$$I_{\min} = 0,00035 * Q_i^{-0,47} \quad (\text{Eq.3})$$

Onde: I_{\min} → Declividade mínima (m/m)

Q_i → Vazão Inicial (l/s)

3.4.5. Metcalf & Eddy (1982)

Segundo estes autores as tubulações de esgoto devem ser projetadas considerando-se um valor mínimo para velocidade de 0,60 m/s. As declividades recomendadas são mostradas na Tabela 3.3.

TABELA 3.3 – Valores de declividade em função do diâmetro e do coeficiente de Manning da tubulação segundo Metcalf & Eddy, 1982

Diâmetro (mm)	Declividade Mínima (m/m)	
	n = 0,013	n = 0,015
200	0,0033	0,0044
250	0,0025	0,0033
300	0,0014	0,0019
450	0,001	0,0015
525	0,0009	0,0012
600	0,0008	0,0010
675	0,0007	0,0009
750	0,0006	0,0008
900	0,0004	0,0006

Conforme orientação dos autores a declividade mínima que permite a execução dos coletores é de 0,0008m/m.

3.4.6. Gravity...(1982)

Segundo este manual prático da ASCE (American Society of Civil Engineers) a velocidade mínima recomendada é de 0,60 m/s e os valores de declividade mínima para um coeficiente de Manning de 0,013 são apresentados na Tabela 3.4.

TABELA 3.4 – Valores de declividade em função do diâmetro da tubulação (Gravity..., 1982)

Diâmetro (mm)	Declividade Mínima (m/m)
150	0,0050
200	0,0040
250	0,0028
300	0,0022
375	0,0015

3.5. Declividade Máxima

A Equação (4) é utilizada para o cálculo da declividade máxima permitida levando-se em consideração a velocidade máxima de 5,0 m/s na tubulação (Tsutiya e Sobrinho, 1999).

$$I_{\max} = 4,65 * Q_f^{-0,67} \quad (\text{Eq.4})$$

Onde: I_{\max} → Declividade máxima (m/m)

Q_f → Vazão Final (l/s)

3.6. Materiais das Tubulações de Esgoto

Os principais materiais empregados nas tubulações dos sistemas de coleta e transporte de esgoto são os seguintes: cerâmicos, concreto, plástico, ferro fundido e aço. A determinação do material a ser escolhido para a tubulação deve considerar as características do esgoto, as condições locais e os métodos utilizados na construção. Segundo Tsutiya e Sobrinho, 1999 os seguintes fatores devem ser observados na escolha do material:

- Resistência a cargas externas;
- Resistência à abrasão e ao ataque químico;
- Facilidade de transporte;
- Disponibilidade de diâmetros necessários;
- Custo do material;
- Custo do transporte;
- Custo de Assentamento

As tubulações cerâmicas são amplamente utilizadas na execução de redes coletoras de esgoto, apresentando as seguintes características: alta resistência a meios ácidos e a corrosão,

não sendo atacado pelo ácido sulfúrico. Entretanto este é um material mais frágil com maior facilidade de quebra.

As tubulações de concreto são empregadas principalmente quando se trabalha com diâmetros superiores a 400mm, principalmente nos casos de coletores tronco, interceptores e emissários.

As tubulações plásticas compreendem os seguintes materiais: PVC, polietileno de alta densidade (PEAD) e poliéster armado com fios de vidro. Os tubos de PVC são altamente resistentes a corrosão sendo empregados nas mesmas situações que os tubos cerâmicos. Em regiões onde o lençol freático se localiza acima dos coletores de esgoto constitui uma alternativa interessante. Os tubos de PEAD têm sido empregados em ligações prediais de água e emissários submarinos (Tsutiya e Sobrinho, 1999).

Os tubos de ferro fundido e aço são empregados em situações onde se tem esforços elevados na tubulação, sejam estes esforços provenientes da carga sobre a tubulação ou em casos onde exista a necessidade de a instalação ser posicionada acima da superfície como no caso de travessias aéreas. O ferro fundido apresenta como principal deficiência a sensibilidade a corrosão por esgotos ácidos ou em estado séptico, e por solos ácidos. Nestes casos devem ser previstos revestimento interno e/ou externo.

Por fim vale ressaltar que existe um considerável percentual das instalações executadas com tubos de fibrocimento. Como muitas pesquisas já demonstraram este é um material nocivo à saúde, no Brasil não são mais fabricados tubos com este material (Tsutiya e Sobrinho, 1999).

Capítulo 4

4. INSTALAÇÕES DE ESGOTO ATRAVÉS DO HDD

A técnica de perfuração direcional horizontal apresenta participação expressiva em diversos segmentos das instalações de utilidade pública. Instalações para telecomunicações, gás, água e esgoto bombeados, óleo e energia elétrica podem ser correntemente atendidas por esta técnica. Entretanto para as redes de esgoto e água em conduto livre esta técnica apresenta uma série de limitações, podendo observar-se tal fato na prática. Estas instalações vem sendo executadas somente em caráter experimental.

Parte desta dificuldade decorre de características intrínsecas das canalizações onde o fluxo é comandado pela gravidade. Nestes casos para o transporte do material é essencial que se tenha uma declividade constante que leve o material a um estado de energia suficiente de tal forma a permitir o fluxo através do duto. Na prática, tais premissas, implicam que a canalização deve ser posicionada minuciosamente através do meio subterrâneo.

Para o método convencional, de abertura de valas, esta exigência não é de difícil atendimento uma vez que o controle de compactação de solo e posicionamento da tubulação a partir de equipamentos topográficos são procedimentos já bem estabelecidos da Mecânica dos Solos e Topografia.

Entretanto existem grandes dificuldades para a execução de redes de esgoto executadas por este método não destrutivo, que apresenta indiscutíveis vantagens decorrentes da redução de impactos sociais, ambientais e econômicos. Entre as dificuldades o

posicionamento final da tubulação constitui o maior desafio a ser vencido. Isto porque através desta técnica o processo de tratamento do maciço assim como a inserção da tubulação em determinada posição são totalmente controlados remotamente, ou seja, não se tem acesso direto à posição de instalação da tubulação.

Para este controle remoto existe uma série de equipamentos, acessórios e procedimentos, descritos com maior profundidade no Capítulo 2, que permitem a instalação de dutos através do HDD. Contudo este conjunto ainda não apresenta resultados suficientes que garantam a declividade constante para a execução de redes de esgoto em larga escala.

Na busca de solucionar tais problemas muitos implementos tecnológicos estão se desenvolvendo com a meta de se executar redes de esgoto com a aplicação do HDD. Estes implementos podem ser divididos entre variações na técnica e por outro lado o desenvolvimento de equipamentos.

Pelo lado que tange à técnica observa-se que a redução na relação entre o diâmetro do alargador e da tubulação a ser instalada apresenta forte embasamento físico, pois quanto maior o espaço anelar, maiores serão os desvios resultantes. Ressalta-se que esta relação não pode ser muito baixa, pois o espaço anelar deve permitir o fluxo do material escavado sem elevar excessivamente a pressão no interior do furo piloto, o que pode levar a deformações na tubulação, excessivo esforço durante a puxada e no caso limite ao travamento hidráulico.

Na mesma linha de desenvolvimento dos procedimentos de execução do HDD para execução de redes de esgoto, existe um processo construtivo patenteado denominado *Arrowbore*TM. Neste caso além da menor relação entre diâmetro do alargador e da tubulação, são executados furos verticais ao longo da rede a ser instalada que apresenta duas finalidades distintas: a primeira durante a execução do furo piloto está relacionada a executar medidas diretas de profundidade minimizando os erros oriundos das leituras executadas através do sistema de navegação, a segunda diz respeito a possibilitar um alívio de pressão no espaço

anelar durante a puxada da tubulação, o que para espaços anelares reduzidos é de relevante importância. Contudo este procedimento em relação ao convencional apresenta o limitante de ser necessário a abertura de furos verticais, o que aumenta os impactos gerados e fere consideravelmente o princípio dos métodos não destrutivos.

Outro procedimento proposto à execução de redes de esgoto através do HDD recomenda a retirada do material escavado através do interior da tubulação a ser instalada. Este procedimento permite que a instalação se realize sem a necessidade da execução de pré-alargamento. Isto é possível, pois o espaço anelar passa a ter a finalidade única de conduzir o fluido de perfuração para reduzir o atrito entre a tubulação e o solo. Para tanto são necessários alargadores diferenciados, uma junção entre alargadores de mistura e de compactação, e uma bomba de vácuo para sugar o material escavado através do interior da instalação. Neste método a relação entre diâmetro de alargador e tubulação pode ser minorado, face a menores pressões no interior do furo, conduzindo provavelmente a instalações com menores desvios de posição.

Pelo lado do desenvolvimento dos equipamentos, pode-se notar que os sistemas de navegação vêm buscando constantemente atender às necessidades do mercado de esgoto. Tal fato pode ser observado nas sondas disponíveis com resolução de inclinação de 0,1% e os receptores que buscam minimizar os erros de leitura de profundidade pelo navegador.

Outro lado a ser observado está relacionado às ferramentas de perfuração. Devido à importância intrínseca da cabeça de perfuração, responsável pelo direcionamento do furo e pelo posicionamento da sonda, este é um acessório que vem apresentando melhorias consideráveis. Entre estas melhorias observam-se: a centralização da sonda no interior da cabeça de perfuração e o desenvolvimento de ferramentas de corte que possibilitam que o maciço não seja excessivamente escavado levando a maiores desvios de instalação face ao maior espaço anelar disponibilizado. Ainda se pode mencionar o desenvolvimento de hastes

concêntricas que visam causar menor distúrbio no solo que circunda as mesmas durante a execução do furo piloto.

A seguir são descritas algumas instalações experimentais de redes de esgoto onde se empregou a perfuração direcional horizontal (HDD). Vale ressaltar que alguns dos casos relatados não apresentam todas as características necessárias para a avaliação técnica do caso, não sendo o intuito deste trabalho discorrer sobre as motivações deste fato.

4.1. Instalação Realizada em St. Louis, Missouri

Segundo Lawson (2003) na cidade de St. Louis foi realizada a instalação de aproximadamente 450m de tubulação para esgoto com diâmetro de 400mm de PVC através do HDD. A instalação foi executada a uma profundidade média de 6m. O motivo que conduziu a escolha do HDD como processo construtivo a ser adotado para a instalação desta rede de esgoto está relacionado ao fato de ser uma obra na região metropolitana de St. Louis e que acarretaria em consideráveis impactos ambientais e sociais. O *grade* atingido nesta instalação foi de 0,86%. Um dado que chama a atenção neste texto diz respeito ao pré-alargamento do furo piloto. Neste caso a relação entre o diâmetro do furo pré-alargado e da tubulação a ser instalada foi de 1,03, valor este muito abaixo das recomendações das instalações convencionais, porém condizente com as atuais propostas para instalação de esgoto através do HDD.

4.2. Instalação Realizada em Carmel, Indiana

Outra instalação de rede de esgoto através do HDD descrita por Lawson (2003) é a da cidade de Carmel, Indiana. Conforme o relato foram instalados 1000m de tubulação de PVC com diâmetro variável de 150 e 200mm. Para estas instalações foram empregadas perfuratrizes de porte médio com capacidade de puxada entre 70 e 360 kN de força de puxar

(*pullback force*). A profundidade média da instalação era de 2,5m. O sistema de navegação empregado possibilitava medidas de inclinação de 0,1% sendo que a instalação foi executada com *grade* 0,4%.

4.3. Instalação Realizada em Baton Rouge, Louisiana

Na cidade de Baton Rouge, Louisiana foram instalados 260m de tubulação para esgoto com diâmetro de 250mm em PVC. Nesta instalação foi empregado o processo construtivo patenteado denominado de Arrowbore. Este sistema apresenta como grande diferencial o uso de poços de alívio e inspeção verticais. Estes poços apresentam diâmetro de 400mm espaçados de 9m e foram executados com revestimento de tubo de polietileno. A Figura 4.1 mostra esquematicamente os elementos envolvidos neste processo construtivo (BATON..., 2003).

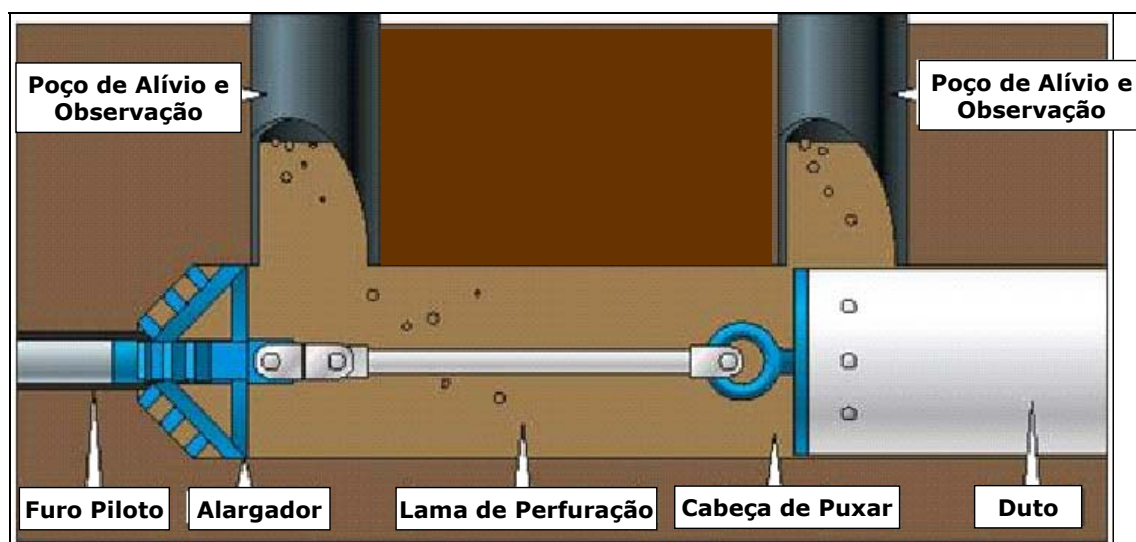


FIGURA 4. 1 – Processo construtivo *Arrowbore*™

Observa-se que os poços de alívio possibilitam uma precisa inspeção da cota do tubo a ser instalado assim como do furo piloto e possibilita a redução da pressão no furo em vista que o material escavado não necessariamente precisa percorrer todo o furo executado.

Segundo Najafi (2004) neste processo o alargamento é realizado com alargadores com diâmetro de 0,635 cm a 1,27 cm superiores ao diâmetro do tubo a ser instalado e nos poços de alívio são instaladas bombas de vácuo com a finalidade de remover o material escavado.

Neste mesmo caso foi empregado um sistema inovador de hastes. As hastes empregadas eram concêntricas sendo que somente a haste interior girava possibilitando um menor distúrbio no solo provocado pela rotação da haste exterior.

4.4. Instalação Realizada em Berea, Ohio

Na cidade de Berea, Ohio, no ano de 2003 foi realizada a instalação de tubulação para esgoto com comprimento de 122m e diâmetro de 305mm em PVC. Esta instalação foi realizada a uma profundidade média de 12m. Para atingir esta profundidade com o correto direcionamento, o equipamento de perfuração foi locado a 61m do ponto inicial da instalação. Nesta instalação foi empregada uma perfuratriz Ditch Witch JT 2720 (mostrada na Figura 4.2). Para esta instalação foi utilizado o processo construtivo Arrowbore™ e o sistema de navegação empregado foi o Eclipse (sonda com resolução de 0,1% e receptor de fácil manuseio). O *grade* para esta instalação era da ordem de 0,75%, e como resultado final se observou uma pequena variação dos valores de projeto. Para o ponto de entrada houve uma variação de 12mm e para o ponto de saída de 50mm, o que não comprometeu o resultado final do projeto. Para este caso a execução do furo piloto levou 4 dias e para a totalidade da instalação foram necessárias 3 semanas (FINNSSON, 2005).



FIGURA 4. 2 – Perfuratriz Ditch Witch empregada na execução de rede de esgoto

4.5. Instalação Realizada em Corunna, Ontário

Bueno (2005) descreve a execução de uma rede de esgoto, projetada em declividade constante, na cidade de Corunna, Ontário, sob uma nova metodologia construtiva para o HDD. Esta instalação apresentava uma extensão de 220m, o diâmetro da tubulação de 60cm e o *grade* planejado era de 0,015%. Assim como nas instalações executadas através do processo construtivo *Arrowbore*TM este processo construtivo indica o uso de alargadores com relação de diâmetro entre alargador e tubulação abaixo dos valores clássicos da literatura de 1,5 à 2,0. Esta redução está diretamente relacionada a minimizar possíveis desvios de posição da tubulação no interior do furo executado, para a instalação mencionada esta relação era de 1,08. Entretanto diferentemente do processo *Arrowbore*TM, este processo não prescreve a execução de furos verticais para redução da pressão do fluido no interior do espaço anelar, face ao reduzido espaço anelar resultante do diâmetro do alargador recomendado. A solução proposta por este método envolve o uso de alargadores especiais e a condução do material escavado através do interior da própria tubulação. Com isso a pressão no interior do espaço anelar é reduzida já que o material escavado não necessita percorrer toda a extensão do furo até a superfície. Para possibilitar este processo são empregados dois alargadores (Figura 4.3), um espiral diretamente ligado ao conjunto de hastes, e outro conectado a este, de compactação com aberturas que possibilitam a entrada do material escavado na tubulação. A dimensão do alargador espiral é de 5cm inferior ao diâmetro da tubulação e o de compactação 5cm superior. O material escavado é então conduzido à superfície a partir de bombas de vácuo, devidamente instaladas na tubulação. O autor comenta também que não são necessários pré-alargamentos do furo piloto, o que aumenta a produtividade do processo, neste caso a tubulação de 60cm de diâmetro foi instalada sem problemas em uma única puxada. Isto é possível em vista de que o material escavado é conduzido através da tubulação e não do espaço anelar, ou seja, o volume de material que em circunstâncias de transporte do mesmo

pelo espaço anelar conduziria a elevadas pressões ou até mesmo ao calço hidráulico, para este caso é possível. Cabe ainda ressaltar que a escolha do fluido a ser adotado para a instalação deve ser conduzida de forma cautelosa, isto porque a lubrificação entre duto é maciço são de extrema importância assim como a garantia que o material escavado esteja em suspensão.



FIGURA 4.3 – Detalhe dos alargadores empregados

Capítulo 5

5. MATERIAIS E MÉTODOS

A seguir serão apresentados os principais equipamentos, acessórios e materiais empregados nesta pesquisa. Além disso, também serão descritos os procedimentos envolvidos na execução dos testes voltados à avaliação de declividade de uma instalação realizada através do HDD. Ressalta-se que foram executados três testes distintos neste projeto sendo que um deles buscou reproduzir em campo instalações realizadas através do HDD com variações em sua forma de execução, outro contemplou a avaliação do sistema de navegação disponibilizado e por fim o desenvolvimento de um equipamento de laboratório visando solucionar o problema de declividade das instalações executadas através do HDD.

5.1. Segmentos de Uma Instalação Executada Através do HDD

Com intuito de avaliar o potencial da perfuração direcional horizontal para instalações de redes de esgoto foram realizadas 4 instalações através desta técnica, com variações na forma de execução das mesmas. Entre as variações mencionadas podem-se citar: variação do número de passadas do alargador através do furo piloto; variação do diâmetro do alargador empregado no processo de pré-alargamento do furo e execução de furos verticais ao longo de uma das instalações com o objetivo de permitir leituras diretas de profundidade e aliviar a pressão no espaço anelar durante a puxada.

A seguir serão descritas as principais etapas constituintes desta fase do projeto que estruturalmente podem ser divididas em: caracterização inicial da área de trabalho, atividades

de investigação de campo, concepção do projeto, implantação de estruturas de controle, execução das perfurações e levantamento altimétrico das instalações.

5.1.1. Caracterização Inicial da Área de Trabalho

A área em que foram executadas as instalações experimentais através do HDD está localizada na cidade de São Carlos, Estado de São Paulo. Mais especificamente esta área se encontra nas dependências do Campus 2 da USP, nas proximidades dos hangares da Engenharia Aeronáutica. A área total deste campo de testes conta com aproximadamente 4500 m². A localização desta área é mostrada no Anexo B.

A cidade de São Carlos apresenta altitude variando entre 750m e 950m e suas coordenadas geográficas são: 22°01'22" (latitude) e 47°53'38" (longitude). O clima da região apresenta um período quente e chuvoso (outubro a março) e outro seco no inverno, com umidade do ar relativamente baixa. Segundo a classificação de Koeppen o clima pode ser classificado como Cwa ou pela classificação de Thornthwaite como BB'r. No verão a média de temperatura pode atingir valores de 26°C e 16°C no inverno (DNAEE-EESC, 1981 *apud* VILAR, BORTOLUCCI, RODRIGUES, 1985)¹.

Esta região está situada sobre arenitos, formados a partir de depósitos de material transportado através da ação do vento, da Formação Botucatu e basaltos da Formação Serra Geral. Sobrepondo estas camadas de rochas, no planalto, encontram-se os conglomerados e arenitos de origem flúvio-lacustre (Grupo-K Bauru) e superficialmente encontra-se o Sedimento Cenozóico cobrindo toda a área. Estes depósitos cenozóicos cobrem uma vasta área do centro-sul brasileiro, especialmente o oeste do Estado de São Paulo (Vilar et al., 1985). Segundo Vilar (1979) na condição natural, o sedimento cenozóico é muito poroso, pouco denso, facilmente erodível, e colapsível quando carregado e inundado.

¹ DNAEE-EESC, 1981

Os depósitos cenozóicos podem ser identificados em aerofotos pela presença de pequenas lagoas e de depressões fechadas, baixa densidade de drenagem, coloração clara, colinas extensas com superfícies convexas e planas. Observa-se também a ocorrência de boçorocas e que a vegetação natural de cobertura é escassa e do tipo de savana (Landim et al., 1974).

Os sedimentos cenozóicos são originados a partir de materiais intemperizados e erodíveis que são transportados como aluvião e/ou coluvião (Bjornberg, 1965). Segundo Landim et al. (1974) estes depósitos podem apresentar mais de 15m de espessura e são altamente permeáveis e porosos.

A Tabela 5.1 apresenta as características geotécnicas e parâmetros de resistência obtidos por Bortolucci (1983) para um perfil típico do sedimento cenozóico.

TABELA 5. 1 – Parâmetros de resistência e características geotécnicas de um perfil típico do sedimento do sedimento cenozóico

Z (m)	Γ (kN/m ³)	e	w (%)	(%) Argila	(%) Areia	C_u (kPa)	ϕ_u (°)	C' (kPa)	ϕ' (°)	SPT
1,0	14,0	1,28	18,0	63	33	10	15	10	23	2
2,0	15,1	1,15	19,5	59	32	17	13	15	24	3
3,0	16,0	1,06	21,2	57	33	24	13	10	29	3
4,0	16,3	1,03	21,4	54	35	26	14	18	25	4
5,0	16,0	1,08	22,7	55	30	25	11	18	22	4
6,0	16,9	0,98	23,3	52	34	34	10	28	20	5
7,0	17,1	0,96	24,2	53	23	23	14	21	22	6

No Anexo A é apresentada uma sondagem de simples reconhecimento (SPT) nas proximidades da área em que foram realizados os experimentos. Esta sondagem foi realizada em outubro de 2002, sendo solicitada pela prefeitura do Campus da USP de São Carlos. Pode-se observar que o valor de resistência a penetração do amostrador na camada com profundidade de 2m apresenta valor extremamente baixo (3 golpes para 33cm de penetração), refletindo a possível colapsibilidade do solo, como observado nos estudos mencionados anteriormente, sendo este material classificado quanto a sua compacidade como uma areia fofa.

5.1.2. *Investigação de Campo*

O projeto de uma instalação realizada através da perfuração direcional horizontal necessita obrigatoriamente de diversas informações referentes à área de trabalho. Entre estas informações destacam-se a topografia e as condições geotécnicas do solo local.

As informações topográficas, nesta fase do trabalho, têm como objetivo possibilitar a elaboração do plano de furo onde as informações do levantamento topográfico são relacionadas à geometria planejada para a instalação, gerando um documento com informações de profundidade e inclinação (plano de furo) que a cabeça de perfuração deve atingir em diversos pontos da instalação. Por outro lado as informações referentes ao solo local possibilitam a tomada de decisão sobre a adoção de fluidos e alargadores.

Para este projeto o levantamento topográfico foi realizado com uma estação total de topografia marca Leica, modelo TC 400. Para a caracterização do solo foram realizados ensaios de granulometria conjunta e massa específica dos sólidos, sendo que os outros parâmetros foram obtidos a partir do trabalho de Kakuda (2005), que realizou ensaios de laboratório com o mesmo o solo.

5.1.3. *Concepção do Projeto*

O projeto foi idealizado com o intuito de avaliar quantitativamente distintas metodologias construtivas. Desta forma a execução de cada furo apresentou soluções construtivas que expressam desde a forma convencional até as mais recentes tendências para instalações de redes de esgoto.

Para possibilitar a comparação entre os resultados, todas as instalações foram planejadas com a mesma geometria. Após análise de disponibilidade financeira do projeto chegou-se às seguintes dimensões: extensão total do furo de 45m, sendo que deste total, 30m em declividade constante. Em termos de profundidade da instalação foi determinado o valor

de 1,5m para cada uma das instalações, a partir do trecho onde se inicia a declividade constante. A Figura 5.1 mostra esquematicamente a geometria e dimensões adotadas.

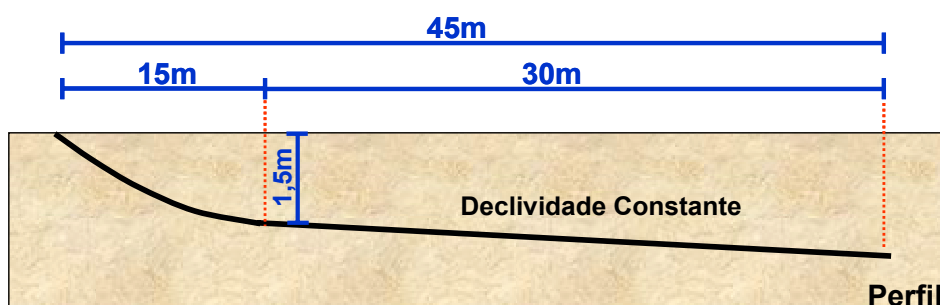


FIGURA 5. 1 – Esquema da geometria e dimensões das instalações experimentais projetadas

O alargador selecionado (Figura 5.2) para execução das instalações foi um alargador de compactação. Esta escolha foi realizada a partir da experiência do construtor em instalações executadas anteriormente na mesma localidade e as indicações de Bennett et al. (2001). Este indicava a possibilidade de se empregar tanto alargadores de compactação como alargadores abertos. A decisão por um alargador de compactação foi regida pela compacidade do solo obtida a partir do índice de resistência a penetração, apresentada no Anexo A, que indicava um material fofo nas camadas a serem perfuradas e, portanto passíveis de compactação.



FIGURA 5. 2 – Detalhe do alargador de compactação selecionado

O fluido adotado seguiu as recomendações de Najafi (2004), que para solos arenosos, indica o uso de fluido com predominância de bentonita. Para o solo deste caso, uma areia argilosa, foi planejado o uso de uma mistura, para o fluido, com predominância de bentonita e menores teores de polímeros e aditivos. O uso de polímeros está relacionado à parcela argilosa do solo.

A escolha do duto a ser empregado nas instalações foi embasada a partir da disponibilidade financeira do projeto que conduziu à adoção de um duto de PEAD, fornecido em bobinas de 60m, com diâmetro externo de 125mm e diâmetro interno de 100mm.

A seguir são descritas as características de cada um dos furos assim como a seqüência construtiva dos mesmos.

- **Furo 1** (Figura 5.3) – Perfuração executada com pré-alargamento de 22% superior ao diâmetro do duto (alargador de 6”) e puxada com alargamento de 63% (alargador de 8”).

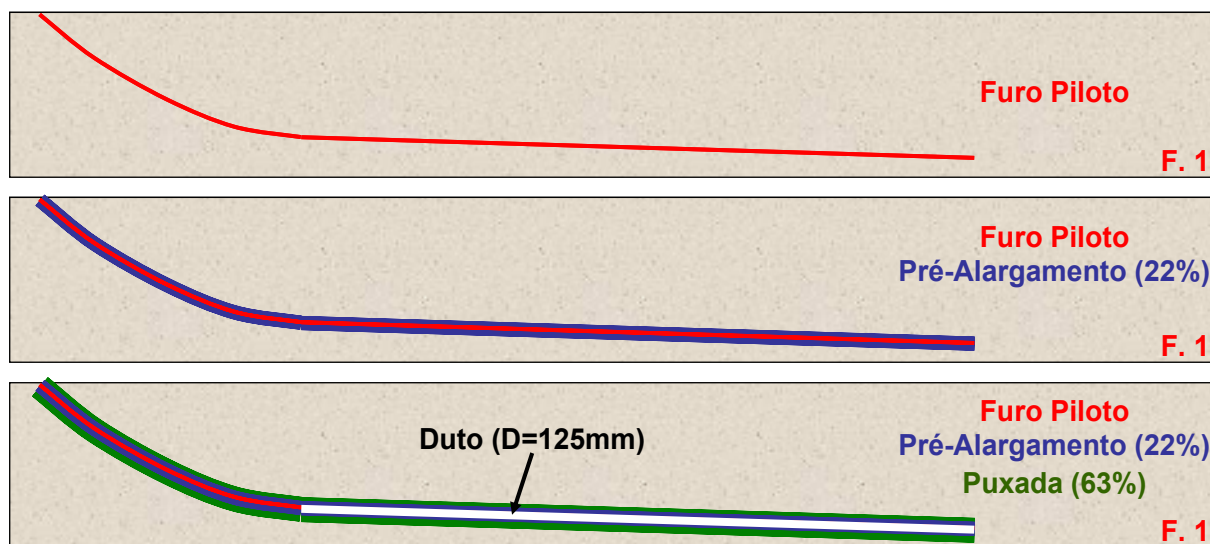


FIGURA 5.3 – Detalhe do processo construtivo empregado na instalação nº1

- **Furo 2** (Figura 5.4) – Perfuração executada com pré-alargamento de 22% superior ao diâmetro do duto (alargador de 6”) e puxada com o mesmo alargador.

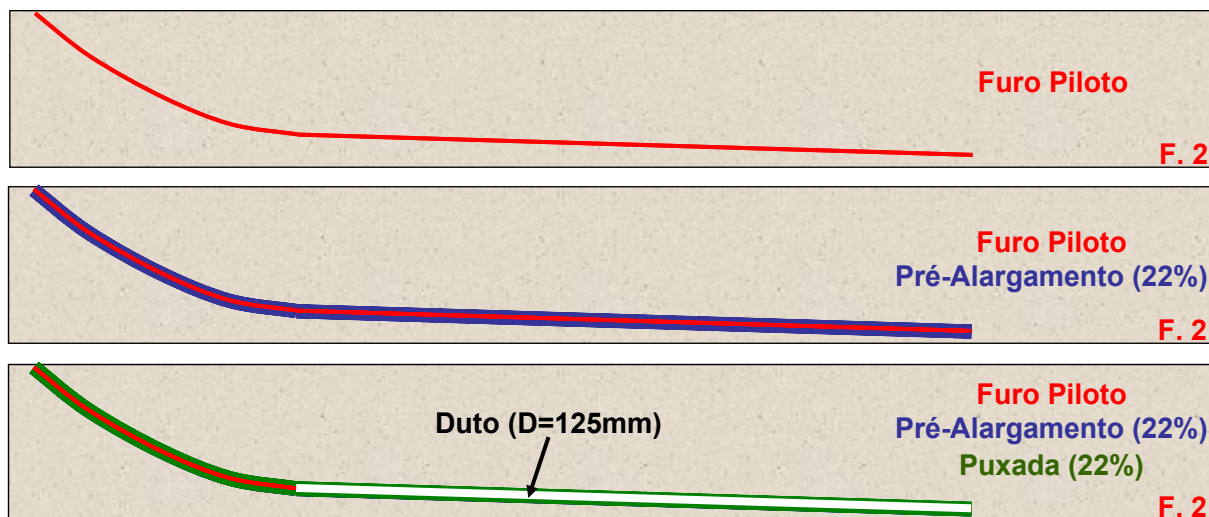


FIGURA 5.4 – Detalhe do processo construtivo empregado na instalação n°2

- **Furo 3** (Figura 5.5) – Perfuração executada sem pré-alargamento e puxada com alargamento de 22% superior ao diâmetro do duto (alargador de 6”).



FIGURA 5.5 – Detalhe do processo construtivo empregado na instalação n°3

- **Furo 4** (Figura 5.6) – Perfuração executada sem pré-alargamento e puxada com alargamento de 22% superior ao diâmetro do duto (alargador de 6”). Execução de furos verticais com diâmetro de 100mm espaçados a cada 5m, com a finalidade de permitir a

inspeção direta da profundidade do furo piloto assim como prover o alívio de pressão, durante a puxada, no espaço anelar.

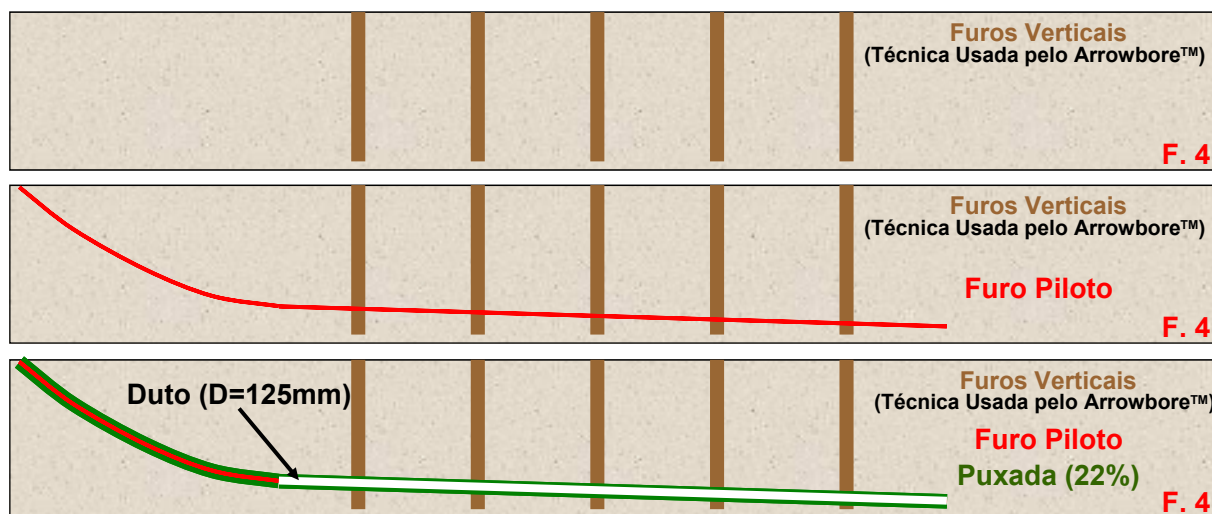


FIGURA 5. 6 – Detalhe do processo construtivo empregado na instalação n°4

Ressalta-se que o diâmetro dos alargadores adotados está relacionado à disponibilidade comercial dos mesmos. Os valores expressos na literatura, tanto para o caso convencional (em torno de 25 a 50%) como para as recentes tendências para instalações de esgoto (em torno de 0,635 a 1,27cm) conduzem a diâmetros inferiores aos adotado.

Por questões práticas, a escolha da perfuratriz e elaboração do plano de furo foram deixadas a cargo do construtor que empregou na elaboração do mesmo o software “Atlas Bore Planner™”. Para esta etapa foram disponibilizadas as informações referentes à topografia e granulometria local.

5.1.4. Implantação de Estruturas de Controle

Antes do início das atividades de perfuração foram implantadas estruturas, no campo de teste, com o intuito de facilitar a operação e navegação das mesmas. Para a operação foram executadas duas valas (Figura 5.7) com profundidade de 2m, uma paralela ao furo piloto, com o objetivo de permitir a entrada da tubulação na posição exata do fim do furo piloto, e a outra

perpendicular ao furo piloto e posicionada no início do trecho de declividade constante, com a finalidade de permitir a desconexão entre a cabeça de puxar e a tubulação a ser instalada.

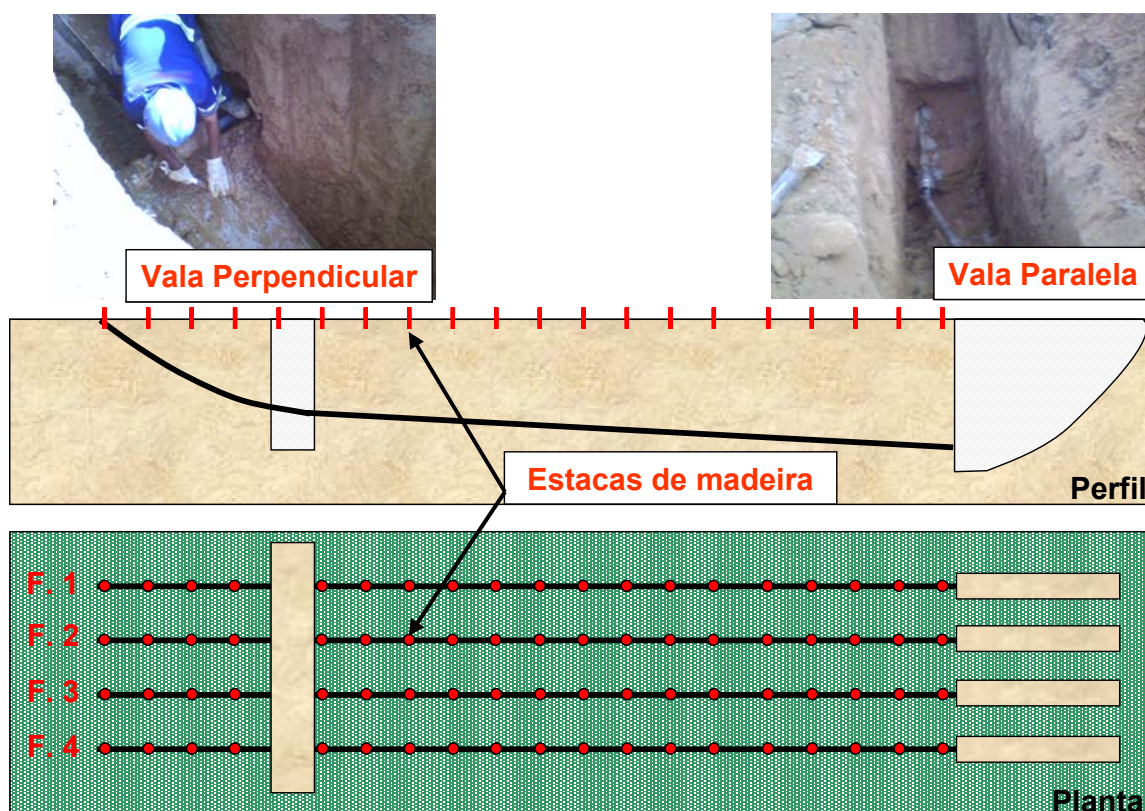


FIGURA 5.7 – Detalhe das valas executadas no campo experimental

Para o controle da navegação foram instaladas estacas de madeira (Figura 5.7), espaçadas a cada metro, projetando em superfície a trajetória do furo piloto. Após esta demarcação realizou-se o levantamento topográfico de cada uma das quatro instalações o que permitiu a elaboração do plano de furo e a navegação do furo piloto em concordância com o plano, em pontos de coordenadas conhecidas.

5.1.5. Execução dos Furos

Para a execução das instalações foi empregada uma perfuratriz *Vermeer* D24X40 (Figura 5.8) com capacidade aproximada de puxada de 100 kN e torque de 4 kN.m. A navegação foi executada através de um sistema *Eclipse*TM (Figura 5.8) com sonda magenta de dupla frequência permitindo leituras de declividade com resolução de 0,1%. Para medidas

precisas o procedimento de leitura de profundidade foi executado conforme as recomendações da fabricante e mencionadas no item 2.3.4.

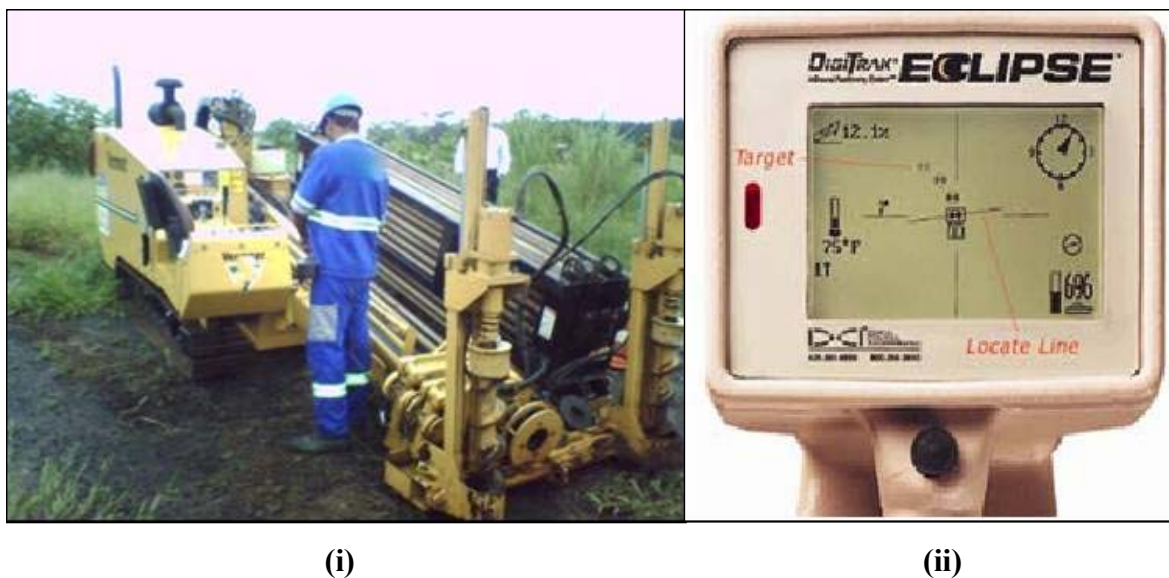


FIGURA 5. 8 – Detalhe da perfuratriz empregada na execução das perfurações (i) e receptor modelo Eclipse™ (ii)

A cabeça de perfuração empregada (Figura 5.9) na execução das instalações experimentais, não apresentava os dispositivos para posicionamento exato do transmissor em seu interior. A ferramenta de corte empregada foi uma ferramenta convencional, para escavação de solo, de baixa consistência ou compacidade. Todas as 4 instalações foram finalizadas em um prazo de 24 horas.



FIGURA 5. 9 – Cabeça de perfuração empregada na execução das instalações experimentais

5.1.6. Levantamento Altimétrico das Instalações

A última parte deste projeto constou do levantamento altimétrico das instalações executadas. Esta etapa pode ser dividida em duas fases distintas, a primeira consta de um levantamento topográfico dos pontos de entrada e saída de cada instalação, possibilitando comparar o posicionamento final da instalação em relação ao levantamento inicial do terreno. Isto foi possível já que o referencial topográfico adotado foi o mesmo que o empregado na fase de construção das instalações. A outra fase contemplou medidas altimétricas de pontos ao longo da instalação. Estas medidas foram realizadas a cada 0,5m, no interior da tubulação, a partir de poços de inspeção executados com aduelas de concreto (Figura 5.10), instalados na posição de entrada e saída de cada instalação. Para tanto foi empregado um equipamento hidráulico, com resolução milimétrica. Este levantamento permitiu avaliar quantitativamente os resultados obtidos.



FIGURA 5. 10 – Poços de inspeção executados com aduelas de concreto para possibilitar leituras altimétricas

5.2. Avaliação do Sistema de Navegação Empregado

A segunda etapa deste projeto constou da avaliação do sistema de navegação empregado na execução das instalações mencionadas no item 5.1. Estes testes possibilitaram

avaliar quantitativamente a acurácia de tais sistemas, que como observado no item 2.3.4 apresentam importância notória no posicionamento final da instalação executada.

5.2.1. Materiais Empregados

Para a execução deste teste foi empregado o sistema de navegação disponibilizado para este projeto composto por um sistema do tipo *walk-over* do modelo *Eclipse*TM. Este equipamento apresenta um receptor que possibilita encontrar os pontos de locação traseiro, frontal e linha de locação facilmente devido a seu *display* gráfico (Figura 5.8). A sonda ou transmissor de sinais eletromagnéticos empregado apresentava as seguintes características: resolução de inclinação de 0,1%; faixa de atuação em relação a profundidade de até 21m; alimentação de energia através de 2 pilhas alcalinas (possibilitando até 10h de trabalho ininterrupto); possibilidade de trabalho em 2 frequências distintas (visando a minimizar o efeito de interferências ativas e passivas); comprimento de 38cm; diâmetro de 3,125cm e temperatura máxima admitida de 104°C. Por outro lado as instalações executadas anteriormente descritas no item 5.1 serviram como meio físico para a execução deste teste, sendo que os principais elementos desta estrutura são compostos por: tubulação de PEAD de diâmetro externo de 125mm instalado através da técnica de perfuração direcional horizontal e poços de inspeção com profundidade de 2,4m executados com aduelas de concreto.

5.2.2. Procedimento de Execução do Teste

O procedimento para execução deste teste inicia-se com a calibração do sistema de navegação em superfície. Este processo consistiu no posicionamento da sonda a 3,00m, medidos com trena convencional de construção, do receptor, ambos na superfície do terreno, próximo às instalações já executadas. Após este posicionamento a rotina de calibração realizada pelo receptor era iniciada, através de comandos inseridos no mesmo. Para certificar a confiabilidade da calibração, a sonda era então posicionada a 1,5; 3,0 e 4,5m do receptor, e a

função de medida de distância era ativada. Se os valores fossem compatíveis, o processo estava finalizado, senão, o processo de calibração era reiniciado.

Com o equipamento devidamente calibrado, a sonda era então colocada na posição inicial da tubulação e então puxada, com o auxílio de uma corda de *nylon*, a cada 2,00m através de seu interior. A cada incremento puxado, iniciava-se o processo de localização da sonda a partir da superfície com o receptor. Este processo era realizado localizando-se o ponto de locação traseiro, posteriormente, o ponto de locação frontal e por fim a linha de locação. Este procedimento como visto no item 2.3.4 permite atingir a projeção vertical exata da sonda conduzindo a medidas de profundidade precisas (conforme as orientações do fabricante). Este ponto era então marcado com estaca de madeira avançando para o outro ponto com profundidade a ser determinada pelo sistema de navegação. A Figura 5.11 mostra esquematicamente este processo.

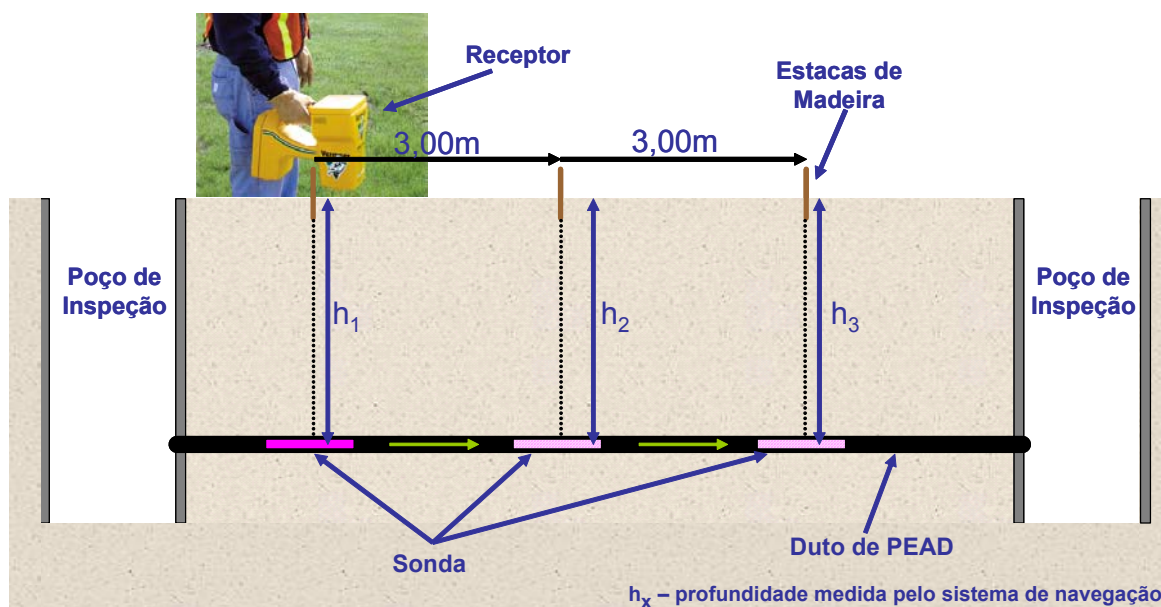


FIGURA 5. 11 – Esquema do procedimento experimental para avaliação do sistema de navegação

A última parte deste teste constou do levantamento topográfico dos pontos demarcados com estacas de madeira e mesmo referencial em relação aos levantamentos topográficos realizados na fase de construção das instalações, descritas no item 5.1, e durante o levantamento altimétrico final da posição da tubulação, item 5.1.6.

Desta forma, com as informações referentes à posição da tubulação, a partir de levantamentos topográficos e informações obtidas com um equipamento de resolução milimétrica, comparados a medidas obtidas pelo sistema de navegação, foi possível quantificar os erros de medida de profundidade deste sistema.

5.3. Ensaio de Laboratório

A ultima parte deste projeto descreve o desenvolvimento de um equipamento para laboratório e os procedimentos elaborados para sua aplicação. Este ensaio visa avaliar em laboratório uma possível solução, de aplicação prática, à dificuldade de obter declividade constante em instalações de esgoto executadas através do HDD. Esta solução se diferencia das demais propondo retificar a tubulação através de um elemento externo, uma geogrelha que “encamisa” a tubulação, tracionado.

5.3.1. Descrição da Solução Proposta

Como visto anteriormente sabe-se que no processo executivo do HDD, o processo de corte do maciço de solo, especialmente nas fases de alargamento e instalação, resulta em um furo com dimensões superiores ao diâmetro da tubulação. Mesmo no caso de instalações executadas com alargadores de menor relação de diâmetro com a tubulação, é imprescindível que exista área no espaço anelar suficiente para fluxo do fluido. Mais que isso, a forma de desgaste e corte do maciço associado ao umedecimento do solo que circunda o furo executado conduzem a uma situação de menor consistência do material que envolve a tubulação.

A partir das circunstâncias descritas acima, verifica-se que a tubulação se encontra inserida numa porção de solo de alta compressibilidade. Este fato decorre não somente do processo de umedecimento do solo resultante da migração de fluido em torno do furo, mas também a vazios resultantes do processo de alargamento do furo piloto. A partir das condições listadas acima conclui-se que pequenos esforços podem alterar a posição da

tubulação no interior do maciço. Ressalta-se que o valor deste deslocamento está diretamente relacionado à permeabilidade e compressibilidade do solo assim como as dimensões do espaço anelar promovido pelo alargamento.

Desta forma a solução proposta envolve a aplicação de um esforço axial ao longo da tubulação, através do “encamisamento” da mesma com um geossintético, que resulte em deslocamentos na direção perpendicular à aplicação do esforço. Com isso, seria possível, após a execução do HDD, posicionar a tubulação conforme as normas de esgoto, ou seja, em declividade constante. A Figura 5.12 mostra o procedimento proposto.

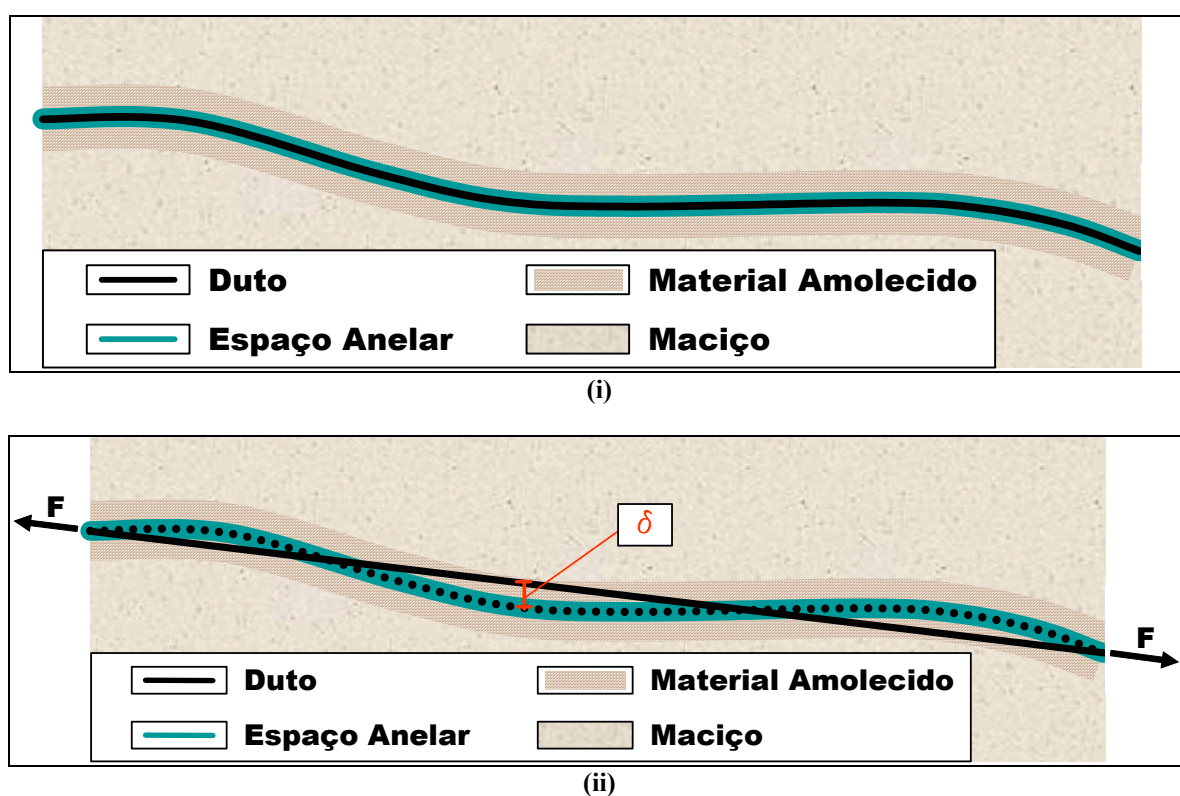


FIGURA 5.12 – Proposta de retificação da tubulação através de um esforço de tração; (i) após a instalação por HDD; (ii) após aplicação do esforço de tração

Observa-se na Figura 5.12 que a aplicação de uma força “F” conduz a um deslocamento “ δ ”. Este procedimento é a solução proposta para sanar o problema de declividade constante decorrente das instalações de esgoto executadas através do HDD. Um ponto importante a ser destacado diz respeito à aplicação do esforço axial. Em vista de não

comprometer a tubulação, o esforço é aplicado a uma geogrelha (geossintético de alta resistência a tração) que encamisa a tubulação. Este procedimento deve ser executado antes do início da puxada da tubulação através do furo piloto. Para aplicação deste esforço podem ser empregados equipamentos hidráulicos ancorados nos próprios poços de visita da rede de esgoto, devidamente reforçados. Estes equipamentos devem ser posicionados com inclinação compatível com a declividade indicada para cada trecho de uma rede de esgoto. Salienta-se também que alargadores com maior relação de diâmetro com a tubulação assim como maior controle de posição na execução do furo piloto aumentam substancialmente as chances de sucesso da retificação da instalação.

5.3.2. Proposta de Ensaio

Face às incertezas e alto custo envolvidos na solução proposta, julgou-se necessário a realização de ensaios de laboratório com a finalidade de avaliar a aplicabilidade da proposta. Em linhas gerais foi elaborado um ensaio de laboratório que busca obter parâmetros que correlacionem força axial e deslocamento resultante para distintas condições de solo e relação de alargamento.

Para este ensaio foram desenvolvidos equipamentos que buscam simular a situação descrita no item 5.3.1. Resumidamente o teste consta de uma caixa metálica, preenchida com solo, e que apresenta em seu interior uma tubulação posicionada excentricamente em relação a um de seus eixos envolta por uma geogrelha. Esta geogrelha é então tracionada, através de uma máquina universal de ensaios, e a partir de instrumentação interna e externa da caixa se medem os deslocamentos laterais da tubulação. Desta forma este ensaio busca medir o grau de retificação da tubulação inserida no solo. A seguir são descritos os materiais empregados, equipamentos desenvolvidos assim como o procedimento elaborado para este ensaio.

5.3.3. Equipamentos Empregados na Realização do Ensaio

Foi construída uma caixa metálica com dimensões internas de 500mm de comprimento, 250mm de largura e 250mm de altura resultando num volume de 0,03125 m³. Nesta caixa foram executados dois furos com diâmetro aproximado de 40mm, nas paredes perpendiculares ao comprimento da caixa para a passagem do duto “encamisado” pela geogrelha. Em uma das paredes paralelas ao comprimento da caixa foi instalada uma bolsa inflável de PVC que permite a aplicação de sobrecarga através da injeção de ar comprimido. A Figura 5.13 mostra estes elementos.

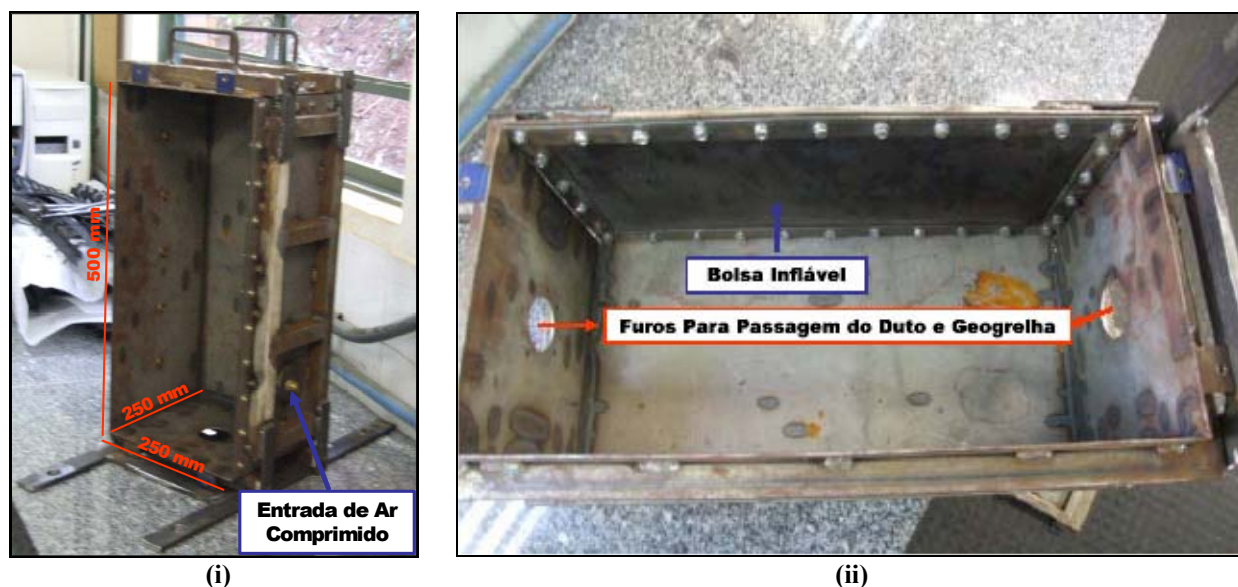


FIGURA 5. 13 – Dimensões da caixa de ensaio (i); Detalhe da bolsa inflável para aplicação de sobrecarga e aberturas para entrada do duto (ii)

Para a fixação da caixa de teste à máquina universal, foi soldado um acoplamento metálico a sua base. Este acoplamento possui 4 furos, posicionados segundo configuração da base da máquina universal. A Figura 5.14 mostra estes elementos.

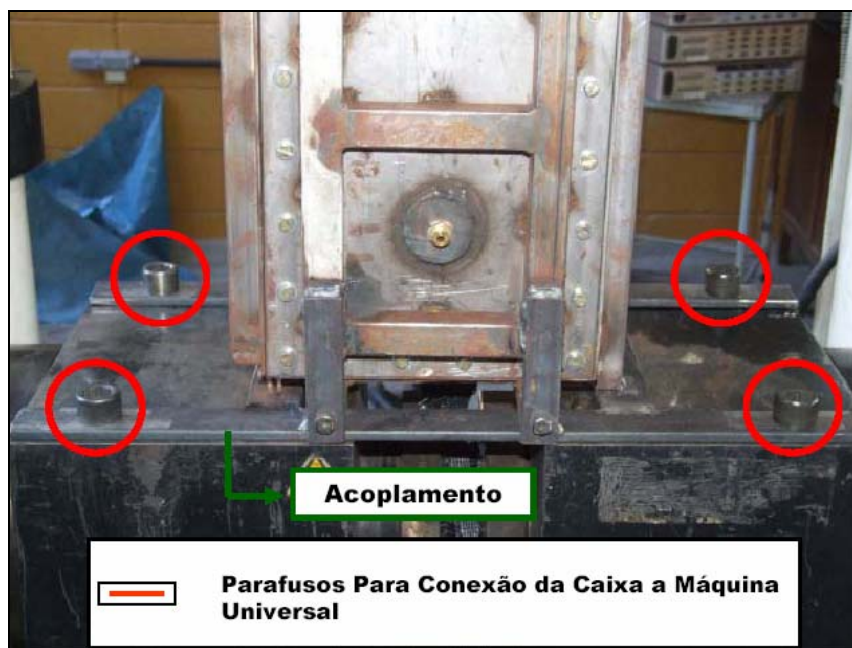


FIGURA 5.14 – Detalhe da fixação da caixa de testes a máquina universal

A instrumentação interna da caixa busca viabilizar a medida de deslocamento de forma mecânica. Esta instrumentação é composta de hastes metálicas e guias posicionadas na parede oposta à da bolsa inflável. Na porção frontal destas hastes são conectados elementos que permitem a fixação daquelas ao duto e a geogrelha. A Figura 5.15 mostra estes elementos.

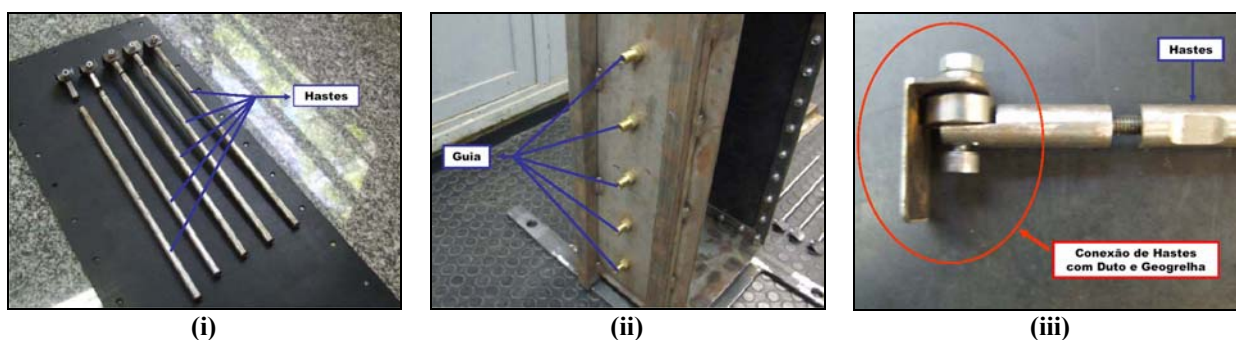


FIGURA 5.15 – Detalhes: das hastes (i); Guias embutidas na parede da caixa (ii); Conector das hastes a tubulação e geogrelha (iii)

É importante mencionar que o elemento que conecta as hastes ao duto e à geogrelha (Figura 5.15.iii) foi construído buscando permitir medidas de deslocamento nos dois sentidos determinadas pelas guias (Figura 5.15.ii). Mais que isso, este elemento foi projetado para permitir pequenas rotações e deslocamentos na direção do comprimento da caixa, resultantes da movimentação do duto durante o ensaio.

A aplicação da força de tração é feita através de uma máquina universal da marca Instron, modelo 8506. Este equipamento tem capacidade máxima, na tração, de esforços de até 2500 kN. Um fator importante que condicionou a escolha deste equipamento está relacionado ao fato do mesmo apresentar atuadores hidráulicos horizontais em sua base e topo, que permitem compressão com valores de até 7000 kPa. Estes atuadores apresentam elevada importância no ensaio tendo em vista a necessidade de ancoragem da geogrelha antes do início do processo de tração da mesma. A Figura 5.16 mostra os elementos deste equipamento.

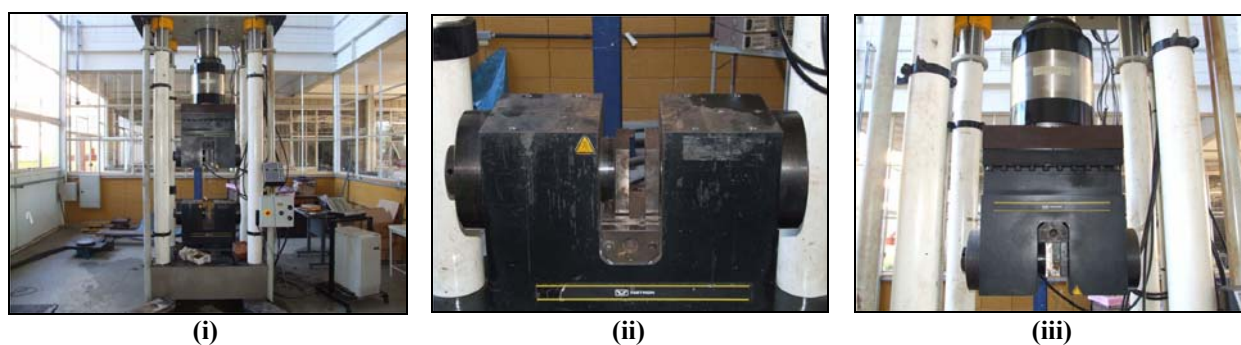


FIGURA 5. 16 – Máquina Universal Instron 8506 (i); Detalhe do atuador horizontal inferior (ii); Detalhe do atuador horizontal superior (iii)

Foram realizados testes para verificação da resistência a tração da geogrelha. Para este teste foram simulados segmentos de geogrelha, montados como se estivessem encamisando a tubulação, que posteriormente foram ancorados nos atuadores horizontais da máquina universal, sendo posteriormente tracionados. A determinação dos valores de compressão nos atuadores horizontais foi realizada observando-se os esforços de tração monitorados pela máquina universal. Neste procedimento a queda do esforço de tração, sem a ruptura da geogrelha, indicava que a mesma estava escorregando através dos mordentes. Neste caso aumentava-se o esforço desenvolvido pelos atuadores horizontais. Para este ensaio o valor determinado para não ocorrerem escorregamentos foi de 4200 kPa.

Por outro lado a ruptura da geogrelha se deu com esforços de tração abaixo do esperado. Isto porque o segmento ensaiado apresentava uma largura de 25cm, sendo que a

geogrelha adotada apresenta resistência a tração de 300 kN/m, com isto chega-se a uma resistência à tração teórica, para o segmento mencionado, de 75 kN. Entretanto os resultados deste teste tiveram valores em torno de 40 kN. Após análise do problema concluiu-se que os mordentes adotados estavam rasgando a geogrelha, isto porque todos os segmentos ensaiados apresentavam marcas de corte em sua conexão com os atuadores horizontais.

Para sanar este problema foram construídos mordentes especiais, em aço, com geometria de menor agressividade a geogrelha. Estes mordentes apresentam, no trecho final de contato com a geogrelha, um formato arredondado e textura lisa buscando minimizar o efeito de corte. Além disso, o interior destes mordentes é ranhurado buscando maior aderência entre geogrelha e mordente. A Figura 5.17 mostra os mordentes de aço construídos para este ensaio.

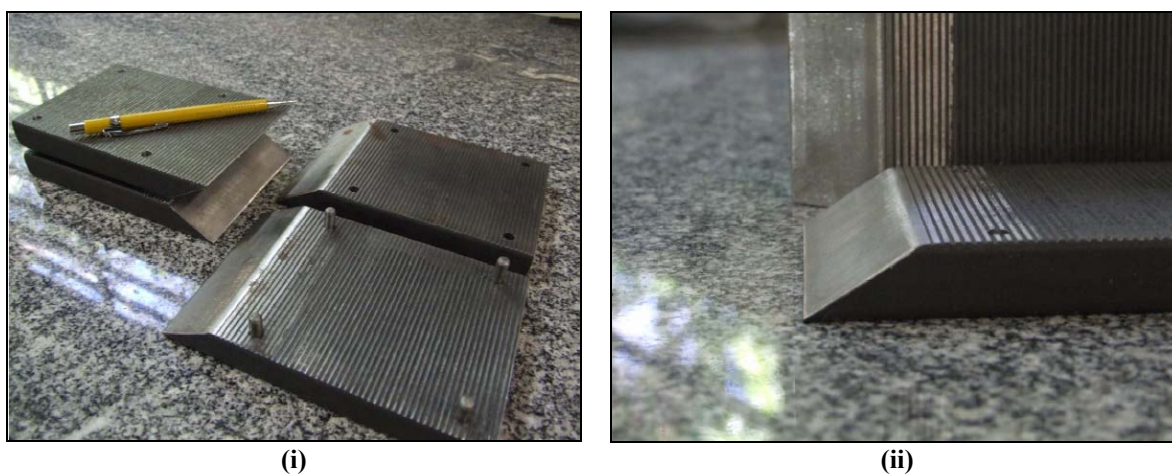


FIGURA 5. 17 – Mordentes de aço (i); Detalhe do formato arredondado na saída da geogrelha (ii)

Para obter as medidas de deslocamento são acoplados extensômetros, diretamente encostados nas hastes metálicas de instrumentação interna. Estes extensômetros são posicionados em bases magnéticas aderidas a um pórtico metálico. A Figura 5.18 mostra os extensômetros previstos para utilização no ensaio assim como o posicionamento da instrumentação interna em relação à externa.



**FIGURA 5. 18 – Extensômetro e base magnética para instrumentação externa do ensaio (i);
Posicionamento dos extensômetros em relação as hastes de instrumentação interna (ii)**

5.3.4. Procedimento de Ensaio

A seguir será descrito o procedimento experimental elaborado para este ensaio. Esta descrição envolve a preparação da caixa, montagem do ensaio na máquina universal de ensaios e, por fim, aplicação do esforço de tração e medidas de deslocamento.

1) A primeira fase do ensaio consta da preparação da tubulação para sua inserção no interior da caixa. Esta preparação se inicia com o “encamisamento” da tubulação com a geogrelha. Isto é feito com um segmento de geogrelha de dimensões de 250mm de largura e 1100mm de comprimento. O duto, uma mangueira com diâmetro de 25,4mm, comprimento de 500mm e paredes com espessura de 10mm, é posicionado sobre a geogrelha, na posição central em relação ao comprimento e na extremidade da largura. A partir disso, enrola-se a geogrelha em torno do duto, e então prende-se o “rolo” formado por tubo e geogrelha com fitas de *nylon* autotravantes. Por fim prende-se uma fita metálica, com 450mm de comprimento e 25,4mm de largura a face do conjunto montado. Esta fita metálica tem a função de permitir a conexão entre as hastes da instrumentação interna e o conjunto formado por tubo e geogrelha. A Figura 5.19 mostra os elementos mencionados.

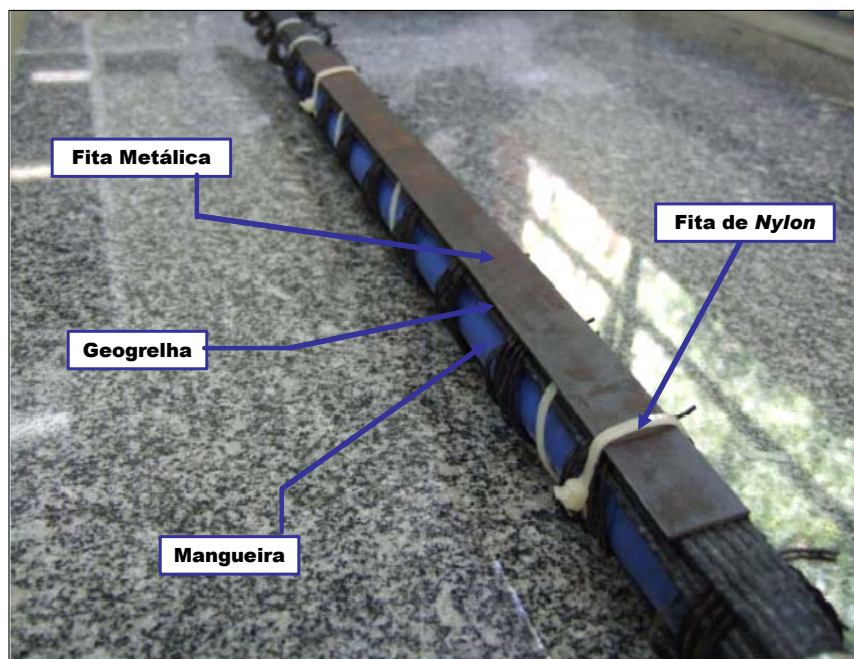


FIGURA 5. 19 – Elementos que compõe a montagem do duto para ensaio

2) A segunda fase consta da montagem da caixa de ensaios. Este processo se inicia com o preenchimento da caixa de ensaios com solo até a altura da geratriz inferior dos orifícios da caixa. Para controlar o grau de compactação desta camada de solo, determina-se o volume da porção inferior da caixa, e então coloca-se nesta a massa de solo necessário para atingir o grau de compactação desejado. É importante mencionar que o teor de umidade do solo também deve ser cautelosamente controlado.

Após a compactação do solo, o conjunto formado por tubo, geogrelha e fita metálica deve ser inserido na caixa de testes através dos orifícios da mesma. Salienta-se que os deslocamentos iniciais induzidos na tubulação se dão em um único plano, sendo este paralelo à camada de solo compactado.

Inserem-se então as hastes de instrumentação interna através dos furos guias localizados na parede da caixa, sendo os mesmos aproximados da fita metálica. Após isto encaixam-se os conectores das hastes com a tubulação entre a fita metálica e a geogrelha. Faz-se então a ligação entre as hastes e conectores através de sua rosca interna, e por fim passa-se uma fita de *nylon* em torno de cada haste montada. A Figura 5.20 mostra estes elementos.

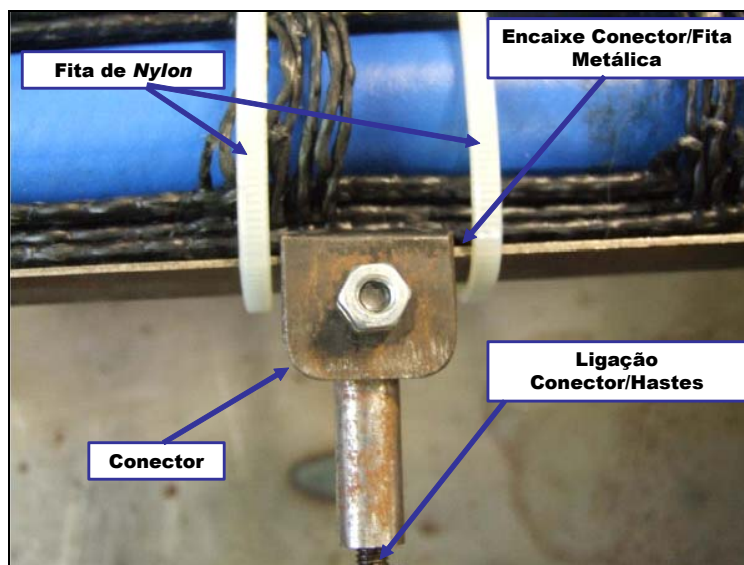


FIGURA 5. 20 – Conexão entre duto e instrumentação interna da caixa

Após este procedimento coloca-se a tubulação na posição de ensaio, ou seja, com a excentricidade planejada, tomando-se o cuidado de travar as hastes externamente para que as mesmas não voltem a sua posição inicial. Por fim compacta-se o restante de solo para preenchimento total da caixa, controlando sua compactação como mencionado anteriormente, e coloca-se a tampa. Com a preparação da caixa finalizada tomam-se as medidas do comprimento de haste na parte externa da caixa, isto permitirá conhecer o posicionamento inicial da tubulação. Assim a caixa encontra-se pronta para iniciar o ensaio. A Figura 5.21 mostra a tubulação fora de excentricidade assim como a caixa preparada para o início do ensaio.

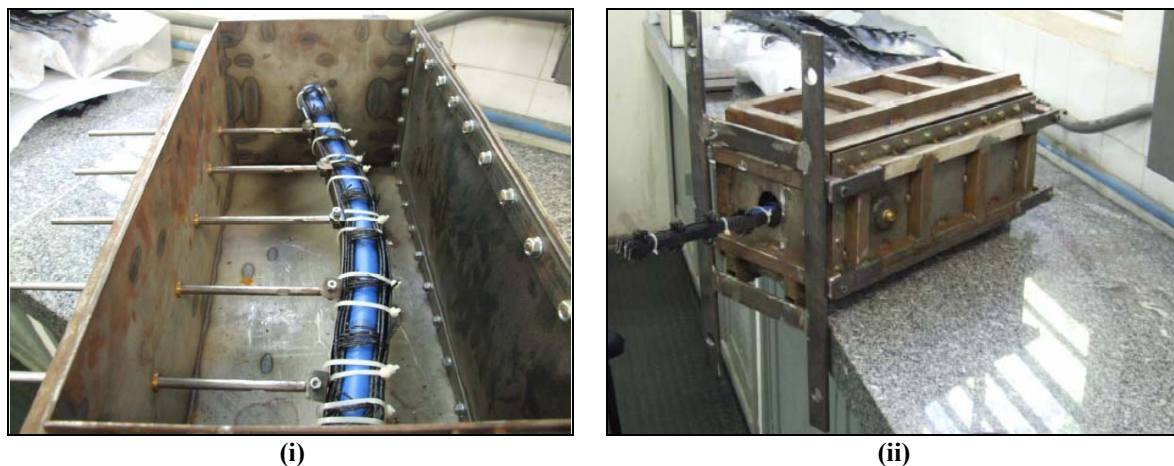


FIGURA 5. 21 – Posicionamento excêntrico do duto antes do início do ensaio (i); Caixa de ensaio preparada para início do ensaio (ii)

3) A terceira fase consiste na aplicação do esforço de tração na geogrelha e medidas de deslocamento. Esta fase inicia-se com o posicionamento e conexão da caixa à máquina universal de ensaios. Esta conexão é feita através de parafusos, a Figura 5.14 mostra a fixação da caixa de ensaio. Posteriormente é montada a instrumentação externa da caixa. A primeira etapa deste processo envolve a aproximação de um pórtico metálico a máquina universal. Neste pórtico são então fixadas as bases magnéticas, onde estão localizados os extensômetros. Por fim alinham-se as hastes de instrumentação interna da caixa às hastes dos extensômetros. A Figura 5.22 mostra a instrumentação interna e externa da caixa de ensaio.

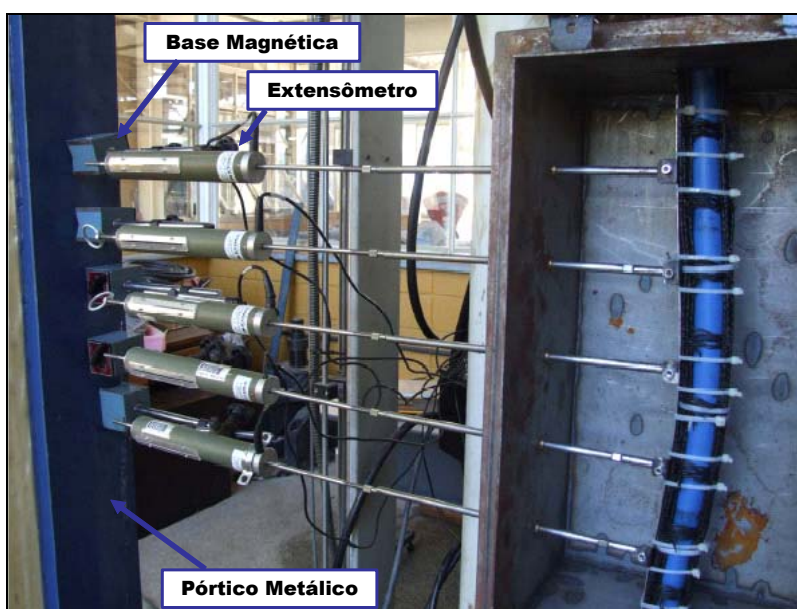


FIGURA 5. 22 – Montagem da instrumentação externa da caixa alinhada a instrumentação interna

Após o término da montagem da instrumentação, posicionam-se os mordentes de aço, no atuador horizontal da máquina universal de ensaios. Na parte interna dos mordentes coloca-se a geogrelha, e por fim, aplica-se a tensão horizontal pré-determinada a estes elementos. A Figura 5.23 mostra os mordentes posicionados no atuador horizontal assim como a geogrelha posicionada antes do início do ensaio.



FIGURA 5. 23 – Posicionamento dos mordentes no atuador horizontal da máquina universal (i);
Posicionamento da geogrelha antes do início do ensaio (ii)

A última etapa do ensaio envolve a aplicação do esforço de tração à geogrelha, e obtenção dos valores medidos de deslocamento. Estes parâmetros são obtidos a partir do sistema de aquisição de dados System 5000. Mostra-se na Figura 5.24 os esforços atuantes assim como os principais elementos deste ensaio.

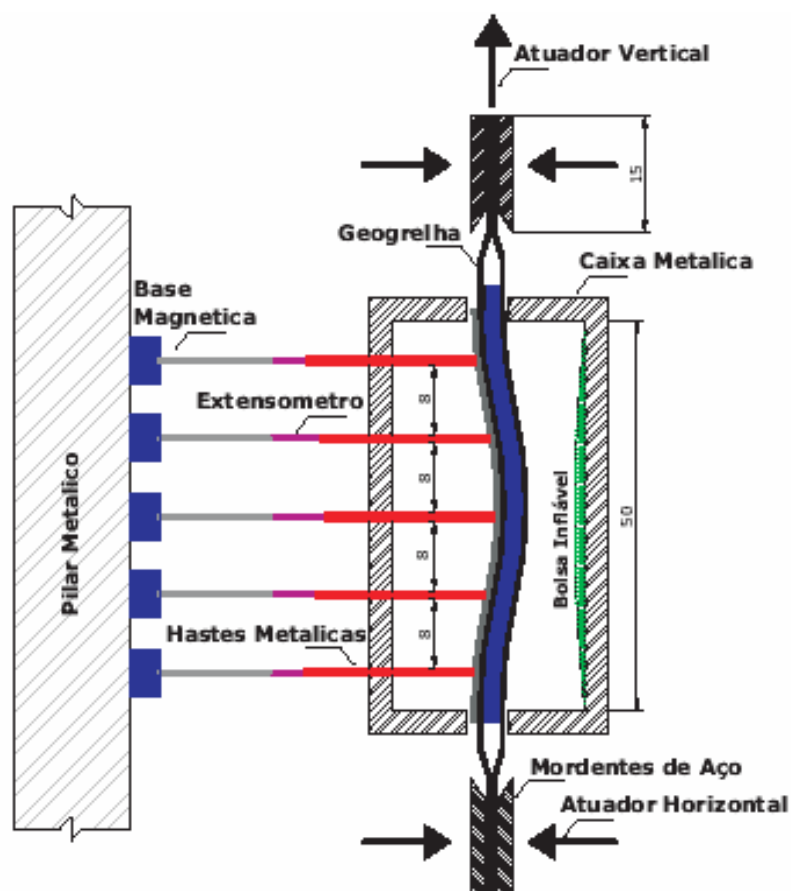


FIGURA 5. 24 – Esforços atuantes durante a realização do ensaio e principais elementos da montagem do mesmo

5.3.5. Considerações Sobre o Desenvolvimento do Equipamento

Dentro deste projeto não foi possível obter resultados referentes ao ensaio de laboratório proposto. Espera-se daquele ensaio resultados que possibilitem avaliar a relação entre força de tração e deslocamentos laterais, que auxiliem na aplicação prática da solução. Entretanto muitos foram os desafios para desenvolver o equipamento para ensaio assim como sua montagem. A seguir serão descritas as principais dificuldades para a construção da caixa assim como as soluções propostas.

Em relação aos equipamentos, pode-se dizer que a construção da caixa de ensaios constituiu um grande desafio. As principais dificuldades relacionaram-se a instrumentação interna, para medidas de deslocamento lateral, e fixação da geogrelha para possibilitar a aplicação do esforço de tração.

O primeiro projeto do ensaio previa a realização do ensaio em máquinas universais de pequeno porte (capacidade par tração de aproximadamente 50 kN). Para este caso o tramo inferior de geogrelha seria ancorado na própria caixa de ensaios através de mordentes, e outro tramo seria tracionado através de roletes usualmente empregados em ensaio de tração em geogrelha. Um teste preliminar mostrou que a ancoragem da geogrelha ao fundo da caixa não foi eficiente. Os resultados indicaram que a ancoragem prevista suportou uma carga de 2 kN, ou seja 4% da capacidade do equipamento, e 3,3% da resistência da geogrelha adotada.

Como solução a este problema, e também a possíveis danos a parede inferior da caixa devido ao esforço de tração, passou-se a estudar a alternativa de ancorar a geogrelha a um elemento externo à caixa de ensaios. A primeira solução avaliada envolvia o uso de dois roletes para ancorar a geogrelha, um no tramo superior, como na primeira tentativa, e outro no inferior. Ao se adotar esta montagem de ensaio haveria que existir um sistema para fixação da caixa ao pórtico da máquina universal. Esta solução foi abandonada tendo em vista que o

curso da máquina universal utilizada não seria suficiente para o conjunto formado pela caixa e os dois roletes. Além disso, a fixação da caixa à máquina envolvia grandes transtornos.

A segunda alternativa, escolhida como solução, apresenta o mesmo princípio de ancoragem da primeira. Ou seja, fixar-se as duas extremidades da geogrelha a elementos externos a caixa. A diferença desta solução está na máquina universal adotada, que conta com atuadores horizontais hidráulicos, em sua base e topo, que permitiram a ancoragem da geogrelha de forma adequada. Testes preliminares mostraram a possibilidade de esforços de tração de até 40 kN. Salienta-se que a ruptura, nestes casos, se deu no contato entre geogrelha e atuadores horizontais. Visando a minimizar o efeito de corte que atuou sobre o sistema, foram construídos mordentes de aço, mostrados na Figura 5.17. Estes mordentes foram projetados com um suave arredondamento no ponto de saída da geogrelha. Além disso este trecho final apresenta textura lisa, contrariamente ao restante da peça, que é ranhurada, visando o não escorregamento da geogrelha. Já pelo lado da fixação foram implantados acoplamentos na base da caixa, em concordância com a base da máquina universal. A Figura 5.14 mostra este elemento.

A instrumentação interna, por sua vez, foi estabelecida visando a transferir mecanicamente os deslocamentos sofridos pelo duto a extensômetros posicionados externamente a caixa. O sistema projetado envolve hastes metálicas, conectadas a uma fita metálica aderida ao conjunto formado por duto e geogrelha (Figura 5.19.). Esta conexão é estabelecida através de um dispositivo (Figura 5.20.) que permite pequenas rotações e deslizamento do mesmo sobre a fita metálica. Isto para que pequenas deformações oriundas da geogrelha, não forcem as hastes contrariamente à guia posicionada na lateral da caixa (Figura 5.15). Além disso, esta fixação permite que as hastes se desloquem nos dois sentidos permitindo simular diversos posicionamentos do duto. Tem-se verificado, entretanto, que pequenos esforços de rotação atuam sobre a ligação entre hastes e guias. Isto pode

comprometer os resultados tendo em vista que parte do esforço para retificar a tubulação será absorvida por esta resistência. Alternativas vêm sendo estudadas para sanar este problema.

Em relação à montagem do ensaio, a simulação do espaço anelar mostra-se de extrema complexidade. Isto porque as dimensões envolvidas assim como a forma de inserção do duto na caixa não possibilitam a reprodução deste efeito. Em vista disto apresenta-se como solução compactar-se o solo com grau de compactação igual ao de campo em toda a caixa de ensaio, para obter medidas de força de tração e deslocamento que posteriormente serão correlacionados com a situação real, e considera-se a parcela de deslocamento no espaço anelar separadamente. Esta parcela pode ser determinada como a diferença entre o diâmetro do alargador final e da tubulação. Pode-se ainda elaborar um procedimento para retirada de solo, após a execução de uma instalação através do HDD, do entorno de um furo e reproduzir estas condições na caixa de ensaios.

Os ensaios iniciais serão realizados com solo compactado com grau de compactação igual ao de campo, variando a excentricidade do duto instalado. Busca-se nestes ensaios certificar-se que, conforme a teoria, maiores esforços de tração são obtidos com maiores curvaturas. Posteriormente serão avaliados os resultados e será verificada a aplicabilidade do método.

Capítulo 6

6. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A seguir serão apresentados e discutidos os resultados obtidos nesta pesquisa. Em vista de tratar-se de um processo construtivo, onde diversas fases se fazem necessárias até que se atinja o resultado final, ou seja, as instalações simulando pequenos trechos de uma rede de esgoto instalada através da técnica de perfuração direcional horizontal, estes resultados serão apresentados separadamente observando cada uma das fases mencionadas.

6.1. Aspectos Geotécnicos

Na Tabela 6.1 são apresentadas as informações referentes aos parâmetros geotécnicos do solo que compõe a área em que se executaram as instalações. Os ensaios de granulometria conjunta e massa específica dos sólidos foram realizados nesta pesquisa, os outros parâmetros são resultados de pesquisa realizada anteriormente com o mesmo solo por Kakuda (2005).

TABELA 6. 1 – Resultados dos ensaios de caracterização do solo local (Kakuda, 2005)

Classificação Granulométrica (SUCS)	SC (Areia argilosa)
Limite de Liquidez (%)	33
Limite de Plasticidade (%)	22
Massa Especifica dos Sólidos (g/cm ³)	2.71
Massa Especifica Seca (g/cm ³)	1.78
Teor de Umidade Ótimo (%)	15.9

O solo é classificado granulometricamente como uma areia argilosa e conforme ensaios realizados por Vilar (1979) apresenta o fenômeno da colapsibilidade. Este pode ser definido como sendo uma “redução abrupta do volume do solo, provocada por um desarranjo de sua estrutura devido ao aumento do teor de umidade”.

Observa-se que as recomendações para adoção de alargadores e fluido estão diretamente relacionadas aos parâmetros geotécnicos do solo. Para este projeto a escolha do alargador, realizada segundo a granulometria, a compacidade do solo a literatura (Bennett, 2001), foi considerada eficiente. Isto porque em momento nenhum da execução ocorreu travamento hidráulico e, após a inserção da tubulação através do furo piloto, foi possível empurrar manualmente o mesmo ao longo dos 30m de instalação.

Estas observações permitem concluir que o alargador e o fluido adotado, este segundo a granulometria do solo local, possibilitaram a formação de um espaço anelar e transporte do material escavado de forma adequada. É importante ressaltar que para estabelecer de forma conclusiva qual o melhor alargador a ser empregado, seria necessária a execução de instalações com outros modelos de alargadores e monitoramento dos esforços desenvolvidos durante a puxada, assim como efetuar as observações macroscópicas realizadas nas instalações executadas. Entretanto este não foi o foco do trabalho, e ainda, não se encontravam disponíveis os acessórios necessários a tais medidas.

6.2. Observações Macroscópicas das Instalações

As Figuras 6.1, 6.2, 6.3 e 6.4 apresentam respectivamente a compilação de dados referentes a altimetria de cada uma das instalações. Entre as informações apresentadas tem-se a topografia local, o plano de furo, as medidas realizadas através do sistema de navegação, o posicionamento final da tubulação e as medidas obtidas diretamente a partir dos furos verticais para a instalação 4.

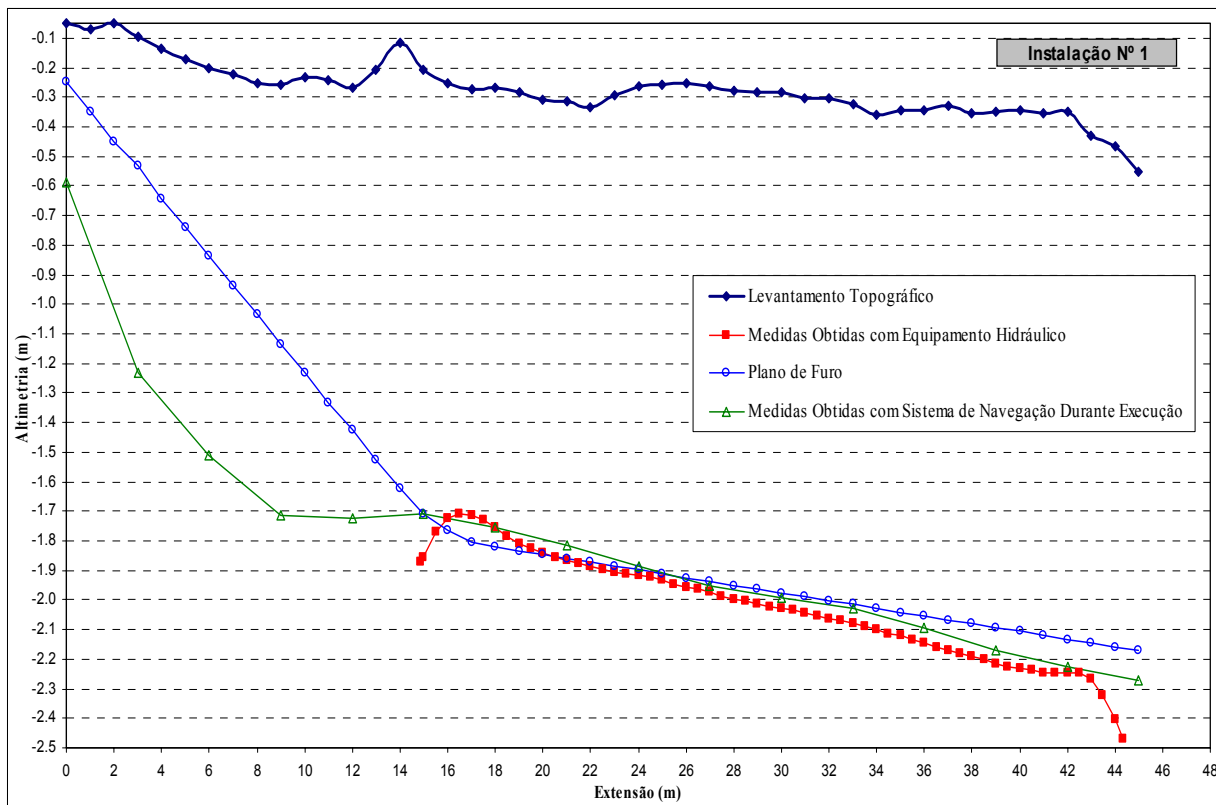


FIGURA 6.1 – Compilação de dados altimétricos da instalação nº1; trecho executado com alargador com diâmetro superior ao da tubulação de: 22% no pré-alargamento e 63% na puxada

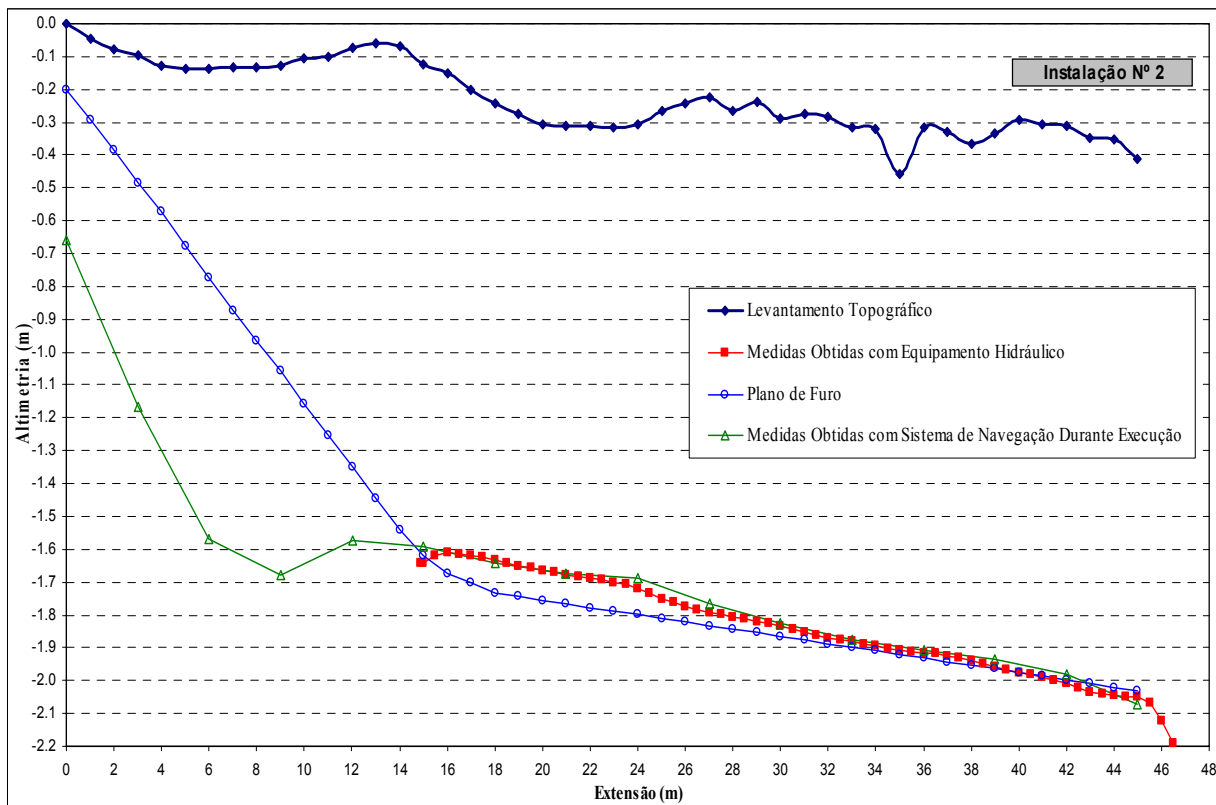


FIGURA 6.2 – Compilação de dados altimétricos da instalação nº2, trecho executado com alargador com diâmetro superior ao da tubulação de: 22% no pré alargamento e 22% na puxada

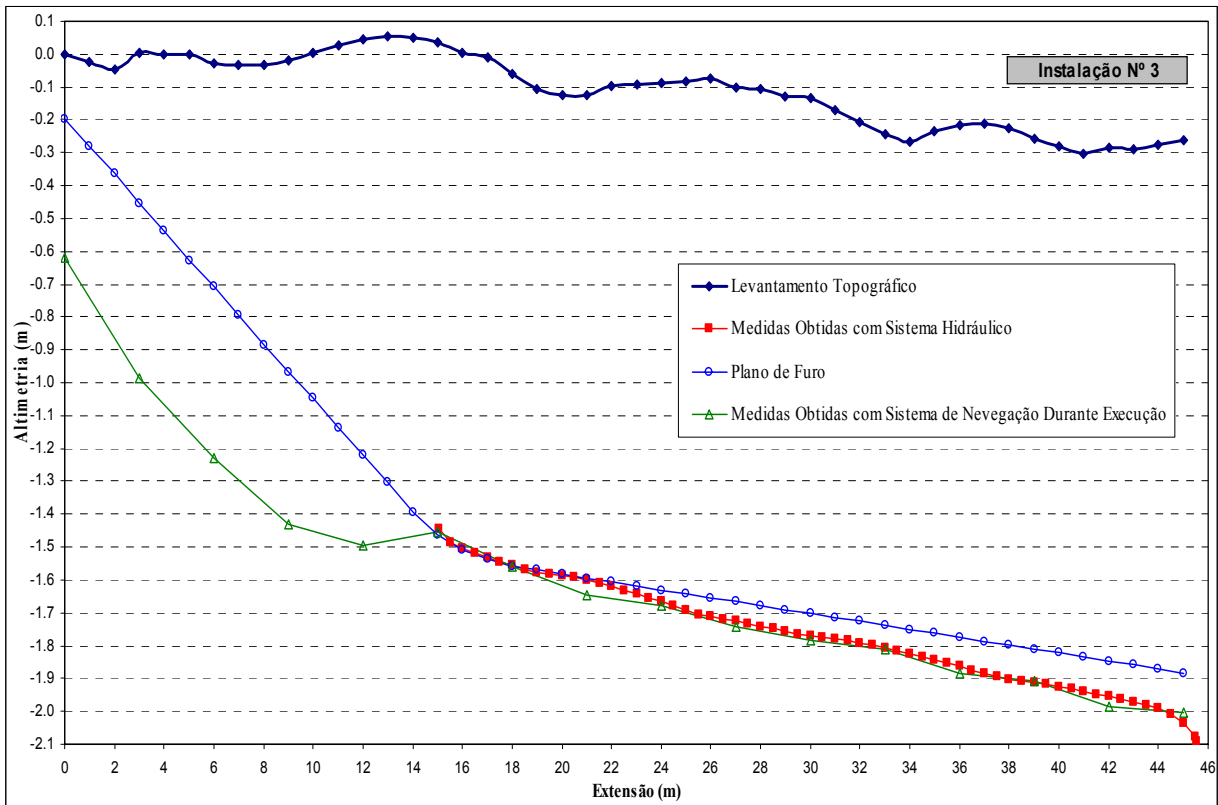


FIGURA 6.3 – Compilação de dados altimétricos da instalação nº3, trecho executado com alargador com diâmetro superior ao da tubulação de 22% na puxada (furo executado sem pré-alargamento)

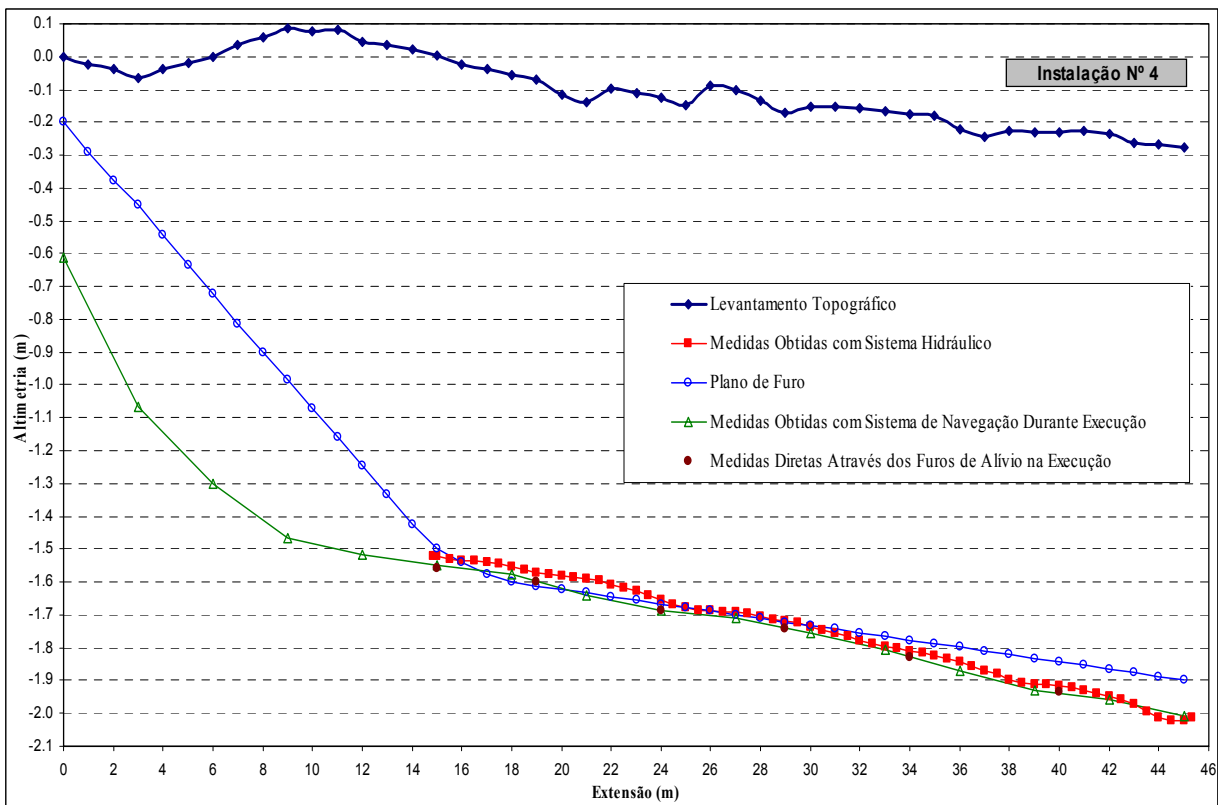


FIGURA 6.4 – Compilação de dados altimétricos da instalação nº4, trecho executado com alargador com diâmetro superior ao da tubulação de 22% na puxada (furo executado sem pré-alargamento e com furos verticais espaçados a cada 5m)

A análise apresentada a seguir, referente às Figuras 6.1 a 6.4, será focada em observações gerais de cada uma das instalações. Posteriormente serão apresentadas as observações mais específicas de cada uma delas.

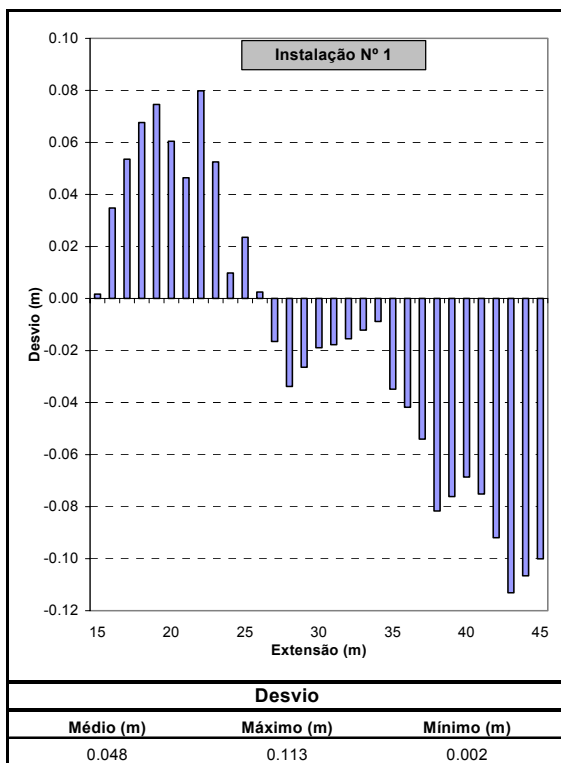
Um fato que chama atenção nos resultados apresentados está relacionado ao posicionamento final da tubulação em relação ao plano de furo e as medidas obtidas pelo sistema de navegação. É possível observar, a partir dos resultados das 4 instalações, a dificuldade de se manter a posição do furo piloto próximo ao preconizado pelo plano de furo. Por outro lado nota-se que a posição final da tubulação encontra-se muito próxima à linha estabelecida pelo furo piloto. Portanto fica clara a importância de se posicionar corretamente a ferramenta de perfuração durante a execução do furo piloto, conforme estabelecido pelo plano de furo, para que o posicionamento final da tubulação esteja conforme o idealizado em projeto. Ressalta-se que o posicionamento correto da cabeça de perfuração envolve diversos fatores, tais como: sistema de navegação preciso e acurado, navegador capacitado para trabalhar com o referido sistema de navegação e conhecimento das características geotécnicas do solo local.

Pode-se observar, também, que a extremidade de cada instalação apresenta formas curvilíneas com variação excessiva de posição em referência à porção central das instalações. A explicação para este fato está diretamente relacionada à forma de fornecimento da tubulação. Os dutos fornecidos em bobina tendem a manter sua forma durante a puxada. Especialmente nos trechos de entrada e saída da tubulação existe uma escavação excessiva no espaço anelar, frente à pressão de injeção, com isso ocorre uma maior erosão no local, possibilitando que o duto se acomode nestas posições guardada a tendência da forma da bobina. Esta afirmação pode ser feita ao se compararem as instalações 1, 2 e 3 com a 4. Na última, antes da puxada, a tubulação foi posicionada sobre o solo e retificada manualmente o máximo possível, deixando-a posteriormente, aquecer sob o sol por aproximadamente 4h. Os

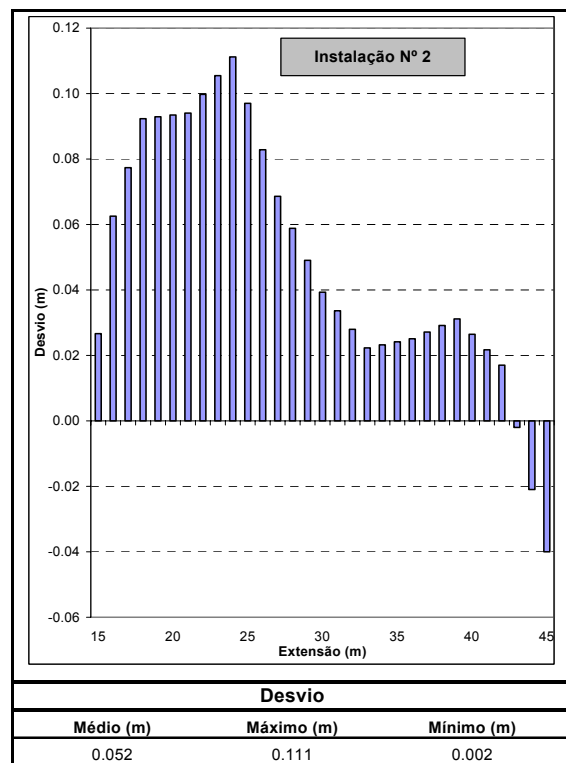
resultados mostram que a instalação 4 foi a que apresentou menores desvios nos pontos de entrada e saída. Este fato pode ser explicado tendo em vista a ação da temperatura nas deformações de longo prazo do duto.

6.3. Desvios Resultantes do Processo Executivo

A Figura 6.5 apresenta as informações referentes aos desvios observados entre as medidas altimétricas tomadas na execução das perfurações através do sistema de navegação e o plano de furo de cada uma das instalações.



(i)



(ii)

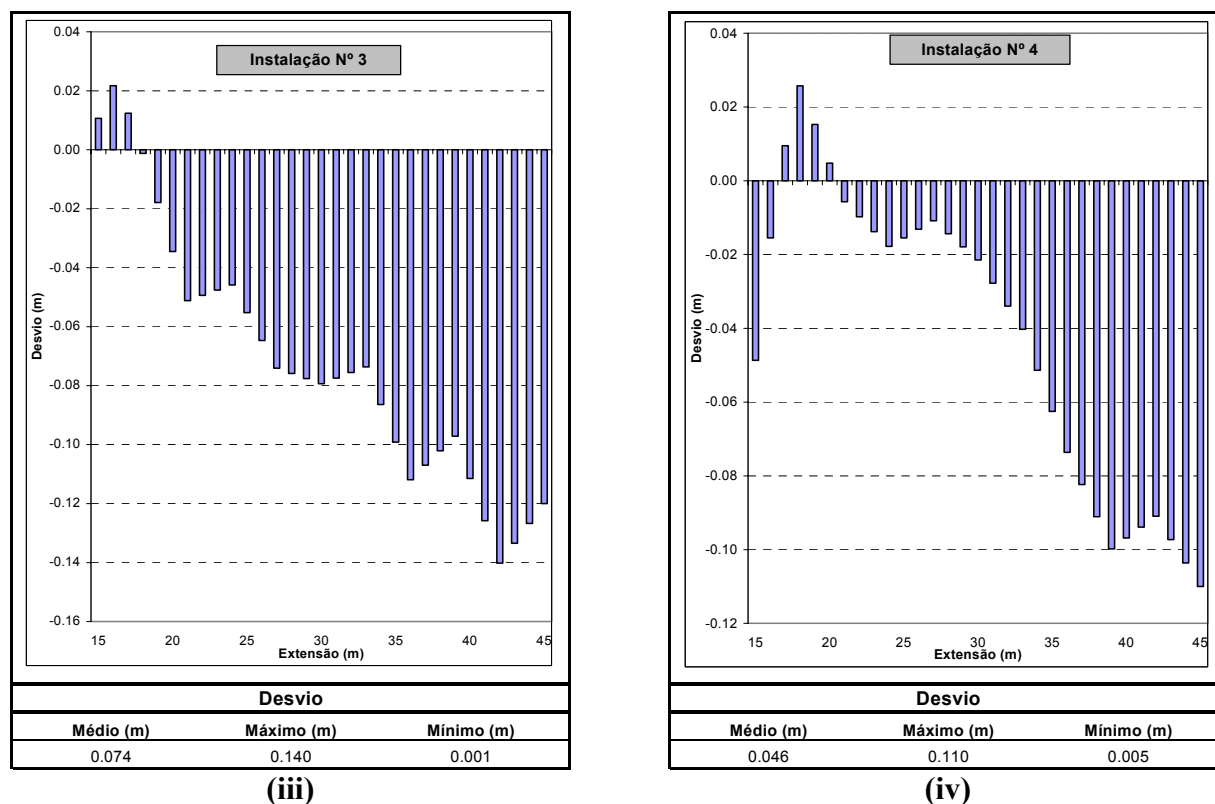


FIGURA 6.5 – Desvios calculados entre o plano de furo e os valores medidos pelo sistema de navegação; (i) Instalação n°1; (ii) Instalação n°2; (iii) Instalação n°3; Instalação n°4

A partir dos desvios calculados, para todas as instalações, observa-se uma tendência de queda da linha de perfuração, a partir da posição inicial de execução. Face aos inúmeros fatores envolvidos no processo de perfuração é contestável afirmar que um deles é preponderante sobre outro, especialmente neste trabalho onde as perfurações foram todas executadas em um local único.

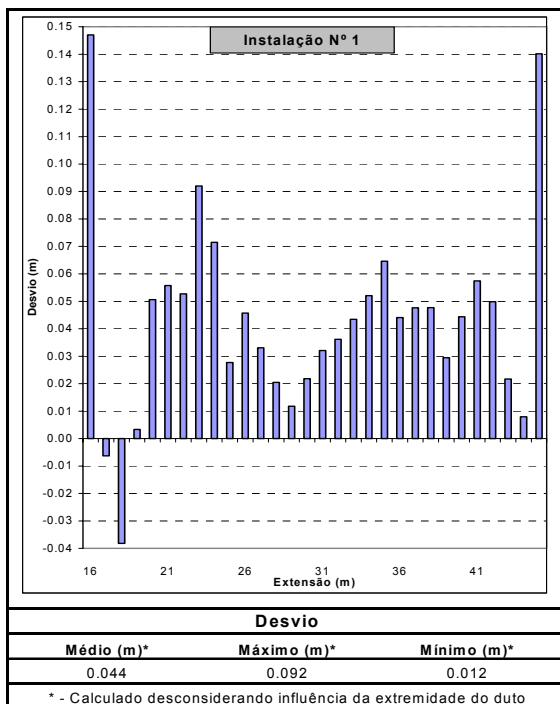
Entretanto é possível mencionar os possíveis fatores que conduziram a tais resultados, ressaltando que provavelmente ocorreu uma sobreposição destes fatores. A compacidade de solo classificada como fofa na camada de perfuração assim como nas camadas subseqüentes pode estar relacionada à falta de sustentação da linha de perfuração ao longo de toda a extensão dos furos durante a execução do furo piloto. Diretamente correlacionada a esta característica do solo o fenômeno da colapsibilidade pode ter influenciado nos desvios observados. Isto porque ao se injetar o fluido de perfuração durante a execução do furo piloto o solo pode ter sofrido uma redução abrupta de volume conduzindo aos desvios observados.

Por fim é plausível observar que o peso da cabeça de perfuração e os segmentos de haste envolvidos neste processo podem ter interferido nestes resultados. Salienta-se que comercialmente já se encontram disponibilizadas cabeças de perfuração especiais para construção de redes de esgoto com menor peso e possibilidade de ajuste de posição da sonda em seu interior.

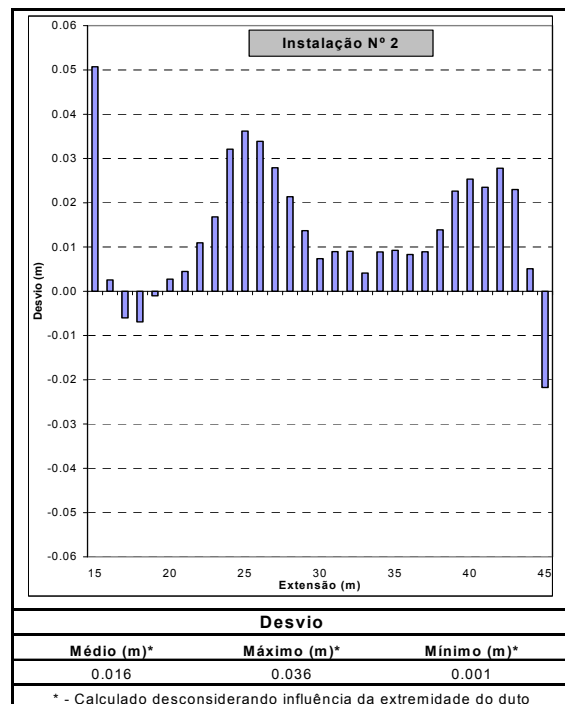
Em termos dos valores observados para os desvios, nota-se, que além da tendência mencionada acima, os valores encontrados para todas as instalações estão muito próximos. Isto leva a crer que para as condições de solo, equipamentos e controle executivo empregados, o furo piloto resultará em desvios, relativos ao plano de furo, máximos e médios na ordem de 15cm e 5cm, respectivamente.

6.4. Desvios da Posição Final do Duto em Relação ao “Navegado”

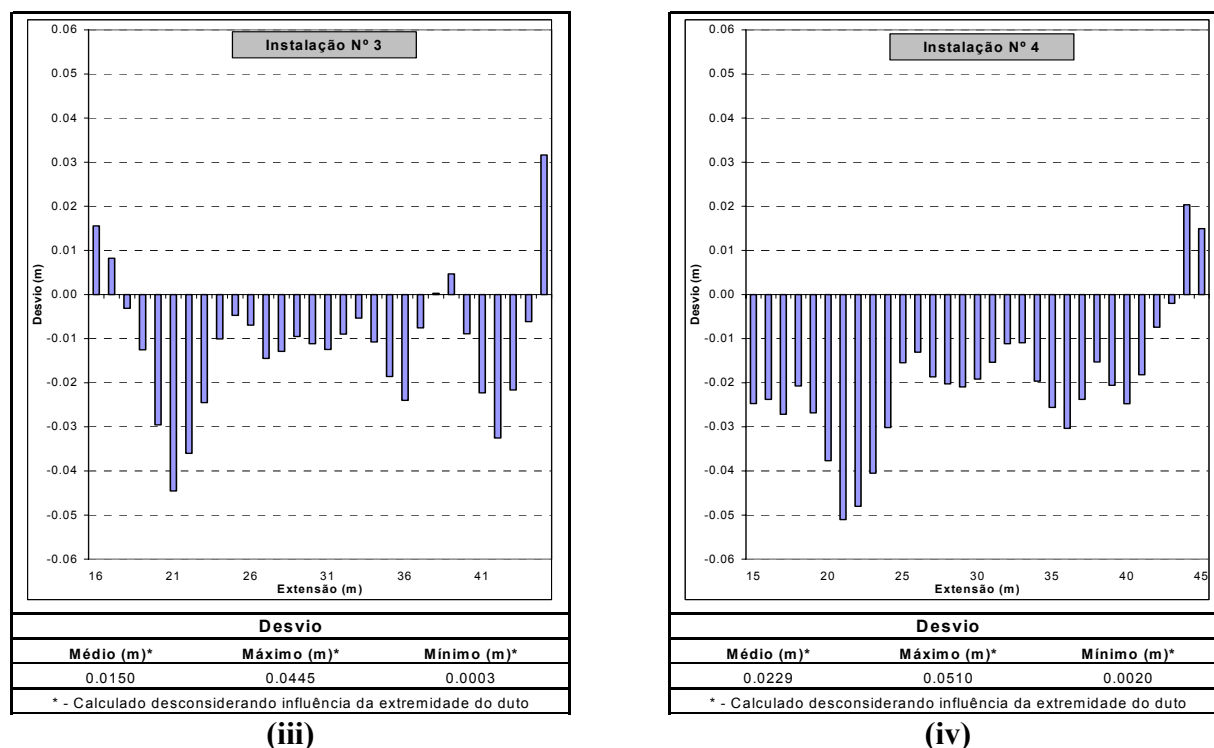
A Figura 6.6 apresenta os desvios observados entre os valores obtidos pelo sistema de navegação durante a execução da perfuração e valores medidos ao longo da tubulação em seu interior, através de um sistema hidráulico.



(i)



(ii)



(iii)

(iv)

FIGURA 6.6 – Desvios calculados entre os valores medidos pelo sistema de navegação e posição final da tubulação; (i) Instalação n°1; (ii) Instalação n°2; (iii) Instalação n°3; (iv) Instalação n°4

Nota-se que as instalações 1 e 2 apresentam, praticamente todos, desvios positivos, o que indica que a posição final da instalação está abaixo da posição em que se executou o furo. A explicação para este fato pode estar relacionada ao maior número de passadas do alargador antes da instalação da tubulação. Ou seja, o peso do alargador associado ao desgaste excessivo do furo piloto leva a instalação a se posicionar abaixo do furo executado.

Por outro lado as instalações 3 e 4 apresentam praticamente todos os desvios negativos, concluindo-se que a posição final da tubulação está acima do furo piloto executado. Este resultado pode indicar que, em vista do grau reduzido de alargamento associado à puxada executada sem pré-alargamento, o efeito de flutuação do duto dentro do fluido de perfuração é preponderante sobre o desgaste de solo no espaço anelar.

Em relação à ordem dos desvios os resultados permitem concluir que menores alargamentos conduzem a menores desvios. Entretanto neste trabalho, não é possível concluir de forma clara, a relação entre a execução de pré-alargamento e a magnitude dos desvios

resultantes. Os resultados obtidos indicam que não existe influência do número de passadas do alargador com o desvio. Porém é importante mencionar que para menores relações de diâmetro entre alargador e tubulação os resultados podem ser alterados.

Outro aspecto a ser avaliado em relação aos desvios medidos diz respeito à suavidade da execução do trecho inicial do furo piloto. Para as instalações 1, 2, 3 e 4 os valores médios de declividade calculados para os 15 primeiros metros de instalação são respectivamente: 7,49; 6,22; 5,56 e 6,25%. Observa-se uma interessante correlação (Figura 6.7) entre estes valores e os desvios médios obtidos para cada instalação, que são respectivamente: 0,044; 0,016; 0,015 e 0,023m. Esta análise permite concluir, para este caso, a influência da suavidade do trecho inicial da perfuração sobre os desvios resultantes.

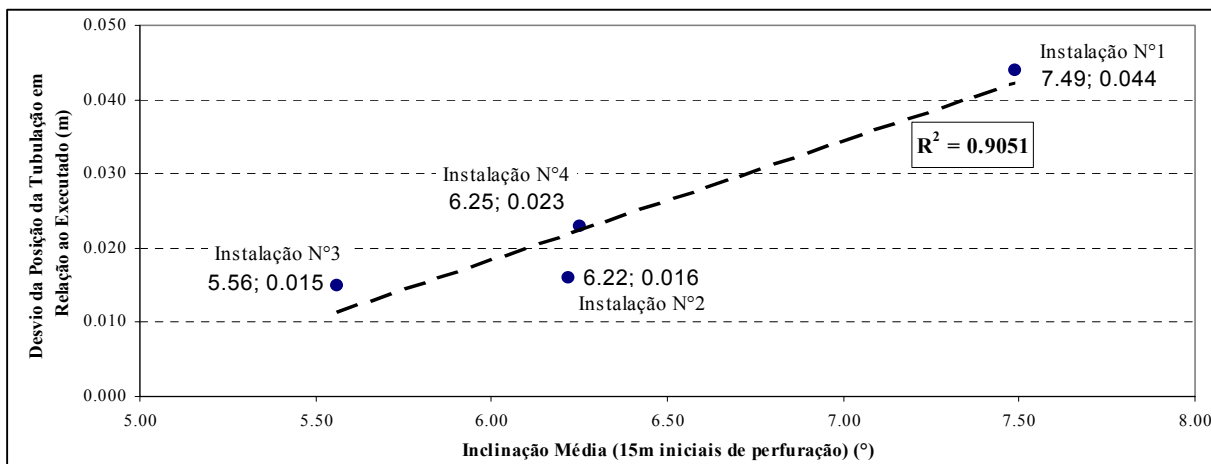
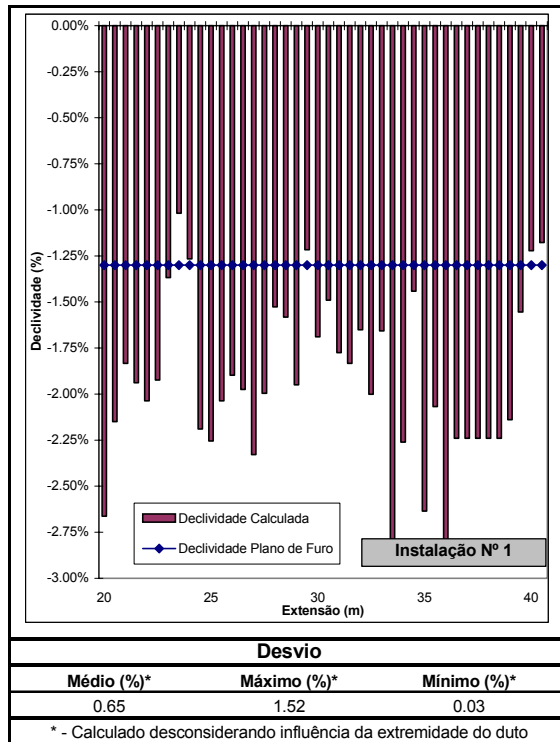


FIGURA 6. 7 – Correlação entre os desvios de instalação medidos e a inclinação média de entrada das hastes até o início do trecho sob declividade constante

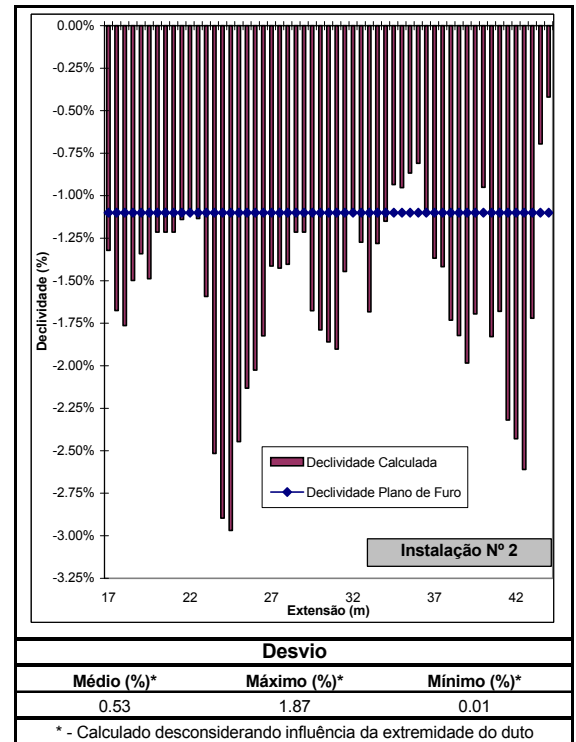
6.5. Declividade Medida

A Figura 6.8 apresenta as declividades calculadas a cada 0,5m e o valor indicado no plano de furo para as instalações 1, 2, 3 e 4 que valem respectivamente 1,3; 1,1; 1,2 e 1,1%. Deve-se ressaltar que os trechos extremos de cada instalação, sob forte influência do formato da bobina, foram descartados. Esta correção foi realizada tendo em mente que estes trechos não são representativos da instalação realizada, relacionando-se à forma de fornecimento da tubulação, já avaliada anteriormente. Os desvios indicados na Figura 6.8 foram calculados

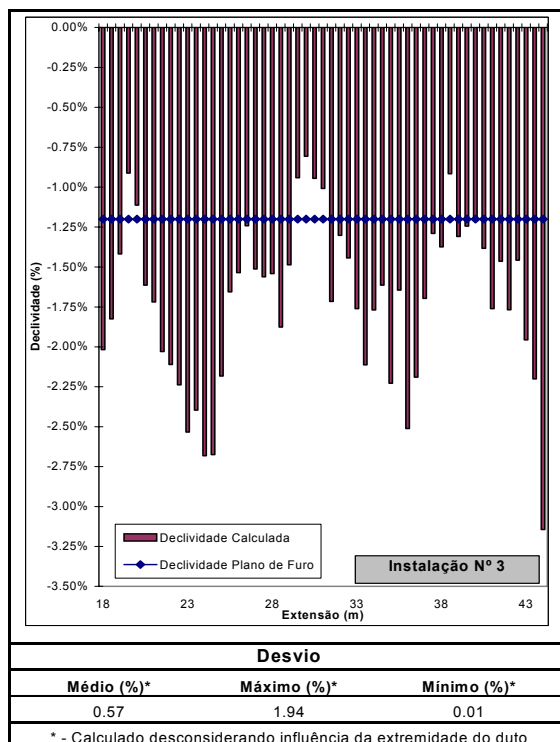
através da diferença entre os valores de declividade medido pelo equipamento hidráulico de medidas e os valores propostos no plano de furo de cada instalação.



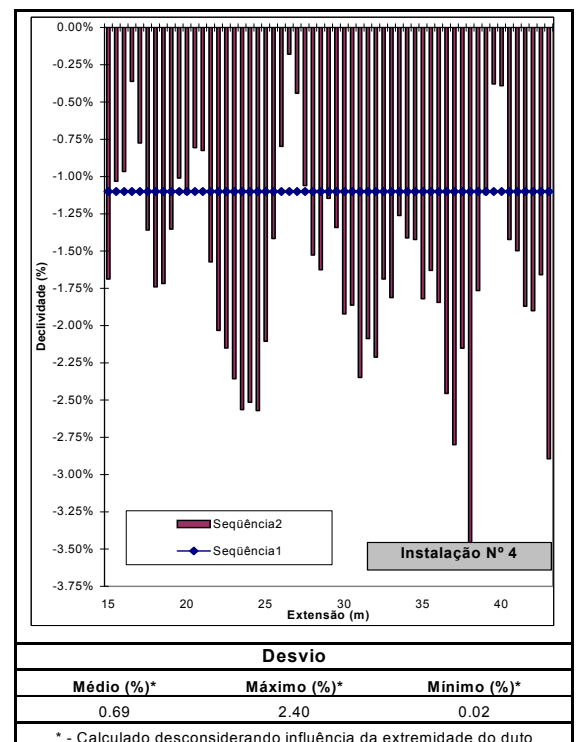
(i)



(ii)



(iii)



(iv)

FIGURA 6. 8 – Declividade calculada; (i) Instalação n°1; (ii) Instalação n°2; (iii) Instalação n°3; (iv) Instalação n°4

É possível verificar que as instalações resultantes em nenhum dos casos apresentam a declividade de forma constante. Entretanto nota-se que estas declividades apontam em um único sinal. Isto quer dizer que mesmo apresentando variações não há pontos de “embarrigamento” ao longo da instalação.

A variação de declividade apontada nos resultados está intimamente relacionada aos desvios de posição da tubulação, oriundos do processo executivo empregado nestas instalações. Por outro lado o sentido único de declividade pode estar associado à direção do vetor resultante da puxada, onde uma das componentes aponta constantemente para cima levando aos resultados obtidos. Ou ainda pode ser fruto do valor de declividade executado, não se repetindo para valores mais baixos.

Por fim há de se comentar a respeito dos furos verticais executados na instalação 4. A partir destes foi possível realizar, na execução do furo piloto, medidas diretas de profundidade. Os resultados obtidos nestas medidas possibilitaram calcular os desvios relativos aos valores indicados pelo sistema de navegação, durante a execução do furo piloto. Os desvios médio e máximo verificados entre estas medidas foram de 4 e 10 mm respectivamente. Este resultado mostra que os valores obtidos através do sistema de navegação estão muito próximos aos valores reais de profundidade do furo piloto, podendo desta forma, corroborar as afirmações anteriores sobre a movimentação do duto após a sua instalação assim como os desvios calculados a partir daqueles valores.

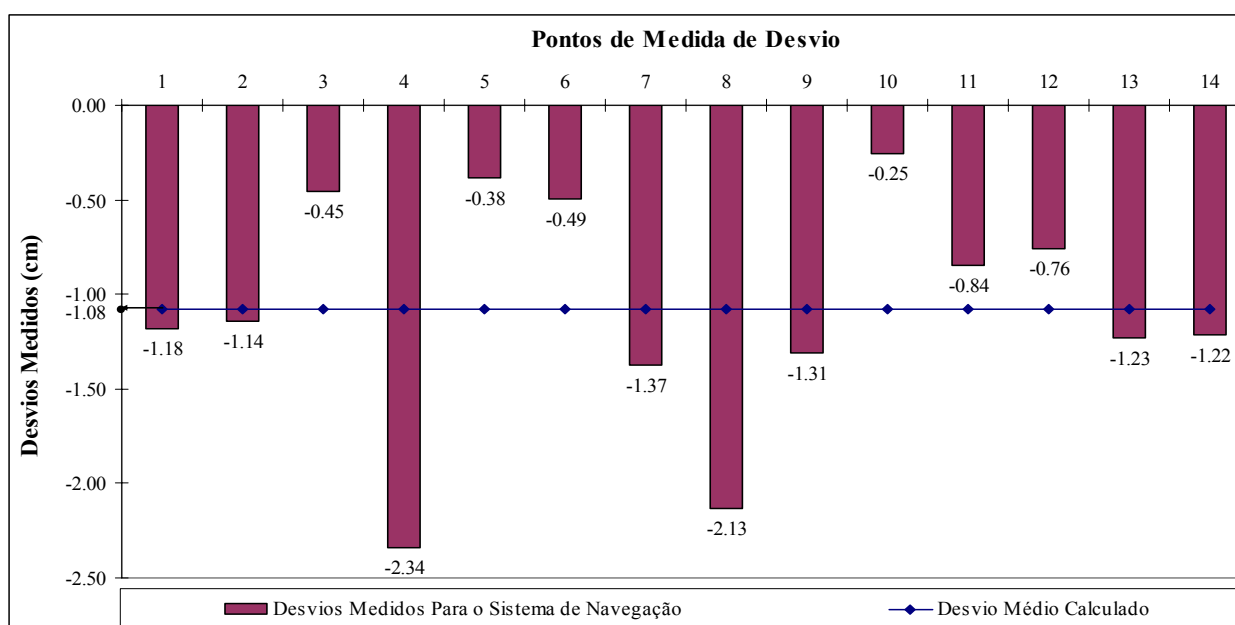
Ainda sobre os furos verticais executados, observou-se durante a puxada da tubulação ao longo da trajetória estabelecida pelo furo piloto, uma redução na pressão de injeção, medida a partir do manômetro do equipamento de perfuração, de aproximadamente 50%. Esta comparação foi realizada entre os furos 3 e 4, o qual continha 5 furos verticais espaçados a cada 5m ao longo de sua extensão. Para estas duas instalações não se executou pré-

alargamento e o diâmetro do alargador empregado na puxada foi o mesmo. Este resultado indica claramente o alívio de pressão propiciado pelos furos verticais.

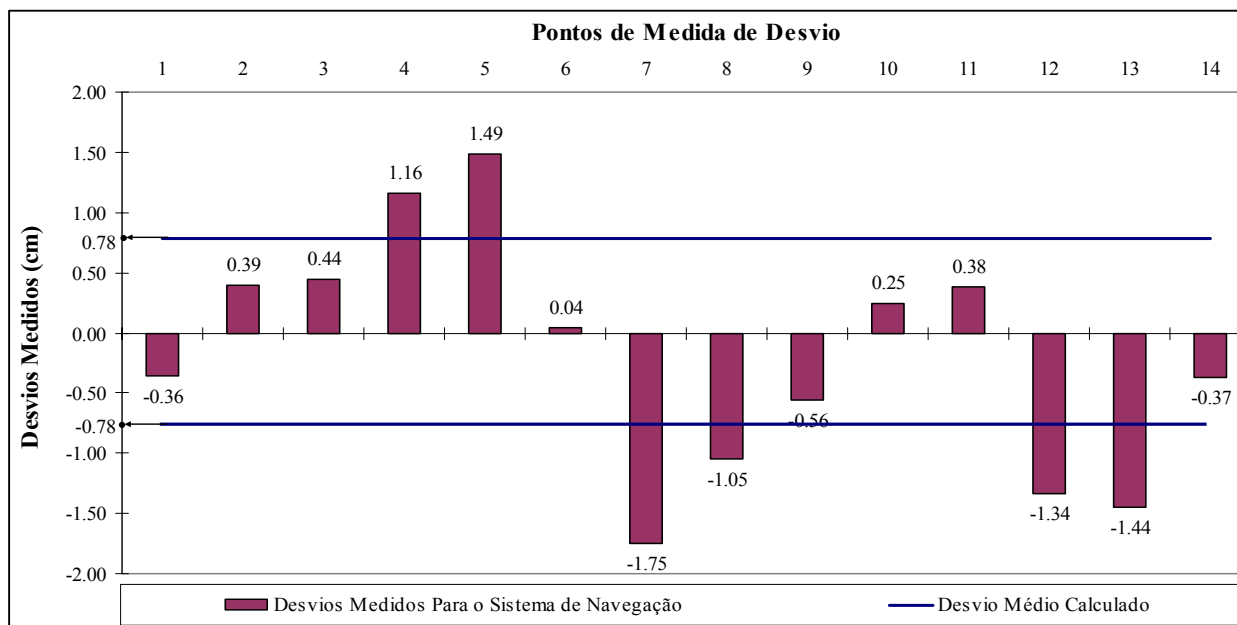
Na prática este fato pode garantir o sucesso de instalações realizadas com alargadores de menor relação de diâmetro com o duto e sem a execução de pré-alargamento. Como observados ao longo deste trabalho, estes atributos conduzem a menores desvios no posicionamento final da tubulação. É possível, ainda, que o esforço de puxada apresente valores reduzidos, o que conduz à escolha de equipamentos de perfuração de menor capacidade, reduzindo-se desta forma os custos de instalação.

6.6. Avaliação do Sistema de Navegação

A Figura 6.9 apresenta os resultados obtidos nos testes para avaliação do sistema de navegação empregado nesta pesquisa. Os desvios indicados são referentes à diferença de cotas obtidas pelo sistema de navegação, onde o transmissor foi introduzido ao longo da tubulação existente, e as medidas obtidas para a posição final do duto. A comparação entre estes valores é possível tendo em vista que o levantamento topográfico para os dois casos apresentava o mesmo referencial.



(i)



(ii)

FIGURA 6. 9 – Desvios calculados entre as medidas obtidas pelo sistema de navegação e a posição final do duto; (i) Instalação n°3; (ii) Instalação n°4

Observa-se que os desvios resultantes apresentam valores máximos de 1,75cm e 2,34cm e médios de 1,08cm e 0,78cm para as instalações 3 e 4 respectivamente. Para as redes de esgoto em livre conduto estes são valores incompatíveis com as exigências normativas, especialmente para instalações com declividade projetada de 0,4cm/m. Ao se comparar os valores destes desvios com aqueles obtidos nas medidas diretas da instalação n°4 constata-se que possivelmente a tubulação de PEAD interferiu nos sinais eletromagnéticos emitidos pela sonda ocasionando maiores valores de desvios. Tal fato caracteriza as danosas conseqüências que as interferências podem trazer às leituras de profundidade do sistema de navegação. Por outro lado podemos observar que em relação às recomendações da literatura, onde a relação entre o valor de desvio (módulo da subtração entre cota altimétrica da sonda e leitura do sistema de navegação) com a profundidade da sonda é da ordem de 5%, estes sistemas modernos minimizam o efeito das interferências, como no caso em questão, onde esta relação resultou no valor de 1,04% (ponto de máximo desvio 2,34cm para uma profundidade de 1,64m).

Outro aspecto importante de ser comentado diz respeito à facilidade de operação destes sistemas onde a localização dos pontos de locação e linha de locação são extremamente fáceis e rápidos o que possibilita, na prática, medidas precisa e acuradas. Tais qualidades decorrem do *display* gráfico disponibilizado no sistema avaliado.

Capítulo 7

7. CONCLUSÕES

As instalações executadas neste trabalho, simulando trechos reduzidos de uma rede de esgoto, através da técnica de perfuração direcional horizontal permitiram avaliar quantitativamente os resultados obtidos. É importante ressaltar que estes resultados limitam-se a uma série de características tais como os equipamentos, mão de obra e materiais empregados e principalmente as condições geotécnicas do local. Desta forma generalizar tais resultados seria, neste momento, imprudente comprometendo todo o desenvolvimento que ainda é necessário para a execução das redes de esgoto através da perfuração direcional horizontal.

Portanto para o presente caso pode-se observar a partir dos resultados obtidos que a declividade resultante, que segundo os conceitos hidráulicos deveria ser constante e onde a topografia permitir com baixos valores, ainda não é satisfatória. Pode-se apontar uma série de fatores como causas deste fato entre eles tem-se: o duto empregado fornecido em bobinas que ao manter seu formato curvilíneo durante a instalação pode ter influenciado negativamente a posição final da rede; a cabeça de perfuração tradicional empregada que não possibilitou a centralização exata da sonda em seu interior impossibilitando leituras precisas de inclinação assim como o peso excessivo da mesma que provavelmente não possibilitou manter o furo piloto na posição projetada.

Notoriamente outros fatores podem ter contribuído para os resultados obtidos, como por exemplo o controle da pressão de injeção de fluido, que exerce papel fundamental na

escavação do maciço. Contudo pode-se perceber claramente que o posicionamento final do duto não é regido por um único fator, mas sim por uma conjunção deles o que para este caso apresentou grandes dificuldades práticas de monitoramento.

Por outro lado pode-se observar uma serie de pontos positivos em relação ao programa experimental executado. O mais marcante destes pontos está relacionado ao diâmetro do alargador adotado. Conforme os resultados obtidos nota-se claramente que quanto maior o diâmetro do alargador adotado maiores os desvios de posição do duto em relação ao furo piloto. Os furos 2, 3 e 4 apresentam desvios médios de 1,6; 1,5 e 2,3 cm ao passo que o furo 1, único executado com alargador de maior diâmetro, apresenta desvio de 4,4cm. Isto mostra que quanto maior o espaço anelar executado maiores serão os desvios resultantes.

Outro ponto de grande importância está relacionado à declividade final da tubulação. Os resultados mostram (Figura 6.8) que não existe constância na declividade, entretanto, observa-se que a declividade aponta em um único sentido, indicando que não existe “embarrigamento” na rede. Do ponto de vista hidráulico seriam aceitáveis os resultados obtidos uma vez que todos os valores de declividade encontram-se acima do valor mínimo de 0,4% estabelecido por norma (NBR 9649, 1986). Ressalta-se porém que o plano de furo contemplava valores de declividade de 1,1; 1,2 e 1,3% e ao executar-se tais redes com valores de projeto de 0,4% os resultados obtidos, segundo os desvios medidos neste caso, poderiam levar a valores finais de declividade abaixo de 0,4%, ou pior, conduzirem a formação de “barrigas” na instalação.

Ainda há de se comentar a respeito dos furos verticais executados no furo 4. Estes furos possibilitaram medidas diretas da posição do furo piloto, indicando elevada precisão do sistema de navegação, uma vez que os resultados obtidos indicam desvios médios nas leituras em torno de 4mm ou 0,26% em relação a profundidade. Isto reflete o desenvolvimento destes sistemas que mesmo ainda não atingindo os valores ideais, especialmente para a construção

de redes de esgoto, são mais baixos que os valores apontados na literatura de 5% em relação a profundidade. O alívio de pressão propiciado pelos furos verticais no espaço anelar, que para este furo foi de 50%, mostrou-se também como um interessante recurso para as instalações de esgoto. Isto porque minimizar os esforços atuantes durante a puxada apresenta papel fundamental nos casos onde o alargamento se fará de forma reduzida em relação ao processo convencional.

Em relação ao ensaio proposto, pode-se observar que significativos avanços foram atingidos. Entretanto por limitação de tempo este procedimento não pode ser finalizado neste trabalho. Contudo a retificação de uma tubulação através de um esforço externo mostra-se uma interessante alternativa para as instalações de esgoto através do HDD. É importante mencionar que geogrelhas especiais, equipamentos para ancorar a geogrelha ao equipamento de tração e acompanhamento dos valores de deflexão do duto constituem grande desafios na implantação prática deste método.

Enfim observa-se que ainda existe muito a se desenvolver em relação à construção de novos equipamentos e aos processos construtivos empregados para execução deste tipo de instalação. Entretanto fica claro que o caminho delineado, não só por este, mas também por outros trabalhos, apontam para uma solução final satisfatória.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **NBR 9648**: Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **NBR 9649**: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). **NB 568**: Projeto de interceptores de esgoto sanitário. Rio de Janeiro.

ALBERT, R. (2006). Construção e recuperação de redes subterrâneas pelo método não destrutivo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MÉTODOS NÃO DESTRUTIVOS, 2., 2006, São Paulo. **Anais...** [S.l.:s.n.]. 1 CD-ROM.

ALLOUCHE, E.N.; ARIARATNAM, S.T.; LUEKE, J.S. (2000). Horizontal directional drilling: profile of an emerging industry. **Journal of Construction Engineering and Management**, Reston, v.126, n.1, p.68-76, Jan./Feb.

ALLOUCHE, E.N.; COMO, C. (1997). Horizontal directional drilling - technology, techniques and applications. **Proceedings...** Alberta: University of Alberta. p.18-26.

ARIARATNAM, S.T.; BELJAN, I.J. (2005). Postconstruction evaluating of horizontal directional drilling installations. **Practice Periodical on Structural Design and Construction**, Reston, v.10, n.2, p.115-126, May.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). **NBR 9649**: Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário. Rio de Janeiro.

BAIK, H.S.; ABRAHAM, D.M.; GOKHALE, S. (2003). A Decision support system for horizontal directional drilling. **Tunnelling and Underground Space Technology**, Amsterdam, v.18, n.1, p.99-109, Feb.

BATON rouge uses HDD to install sanitary sewer line. (2003). [S.l.]: Public Works. p.18-21.

BENNETT, R.D.; ARIARATNAM, S.T.; COMO, C.E. (2001). Horizontal directional drilling good practices guidelines. Washington, D.C: HDD Consortium.

BJORNBERG, A.J.S. (1965). **Sedimentos pós-cretácicos do leste do estado de São Paulo**. 133p. Tese (Livre-Docência) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1965.

BORTOLUCCI, A.A. (1983). **Caracterização geológico-geotécnica da região urbana de São Carlos – SP, a partir de sondagens de simples reconhecimento**. 67p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1983.

BUENO, S.M. (2007). **HDD Method nixes need**. Trenchless Technology. Disponível em:<<http://www.trenchlessonline.com/index/webapp-stories-action?id=191>>. Acesso em: 09 nov.2007.

COLWELL, D.A.F.; ARIARATNAM, S.T. (2003). Evaluation of high-density polyethylene pipe installed using horizontal directional drilling. **Journal of Construction Engineering and Management**, Reston, v.1, n.1, p.47-55, Feb.

DIGITRAK eclipse: sistema de posicionamento subterrâneo (iGPS – manual do operador. (2004). Disponível em:<http://www.digital-control.com/Support/download/manual/eclipse_manuals/eclipse_Braz-Port.pdf> . Acesso em: 15 jan.2007.

DIGITRAK manual do operador. (2007). Digital Control Incorporated. Disponível em: <http://www.digital-control.com/Support/download/manual/manual_portugues/Locating.pdf> Acesso em: 15 jan.2007.

FINNSSON, S. (2005). **The Digitrak eclipse locating system: a flexible and innovative approach TO meeting today's HDD locating challenges**. Disponível em:<<http://www.digital-control.com/Support/downloads/article/Nodig-rdam-2005.pdf>>. Acesso em: 03 mar.2007.

GIACHETI, H.L.et al. (1993). Propriedades geotécnicas do sedimento cenozóico. In: SOLOS DO INTERIOR DE SÃO PAULO, 1993, São Carlos. **Mesa Redonda...** São Carlos: ABMS. p.143-175.

GRAVITY sanitary sewer design and construction. (1982). Reston: ASCE. (ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, 60/ WEF Manual of Practice n.FD-5).

GRIFFIN, J. (2005). HDD market health check. **Underground Construction**, Houston, p.36-37, June.

KAKUDA, F.M. (2005). **Estudo de ensaios de arrancamento de geogrelha com utilização de um equipamento reduzido**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

LANDIM, P.M.B.; SOARES, P.C.; FÚLFARO, V.J. (1974). Cenozoic deposits in south-central Brazil and the engineering geology. In: INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 2., 1974, São Paulo. **Proceedings...** São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. v.1, Tema 3-11.

LAWSON, G. (2003). Water and sewer construction with horizontal directional drilling. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON PIPELINE ENGINEERING AND CONSTRUCTION, 2., 2003, Baltimore. **Proceedings...** Virginia: American Society of Civil Engineers. p.1472-1480.

LUEKE, J.S.; ARIARATNAM, S.T. (2003). Experimental procedure for evaluating ground displacement factors in directional drilling. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Ottawa, v.30, n.5, p.830-840, Oct.

METCALF & EDDY INC. (1982). Wasterwater engineering: collection and pumping of wastewater. New York: McGraw-Hill.

NAJAFI, M. (2004). *Trenchless technology – pipeline and utility design, construction and renewal*. New York: McGraw-Hill.

POPELAR, C.H.; KUHLMAN, C.J.; MARNOUM, M.M. (1997). Guidelines for installing PE pipe using HDD techniques. **Pipelines and Gas Industry**, v.80, n.12, p.43-49, Dec.

PUPPI, I.C. (1981). **Estruturação sanitária das cidades**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná; São Paulo: CETESB.

TECHNICAL note: horizontal directional drilling (guide boring) with plexco pipe. (1999). **Trenchless Technology Bulletin**, n.1.

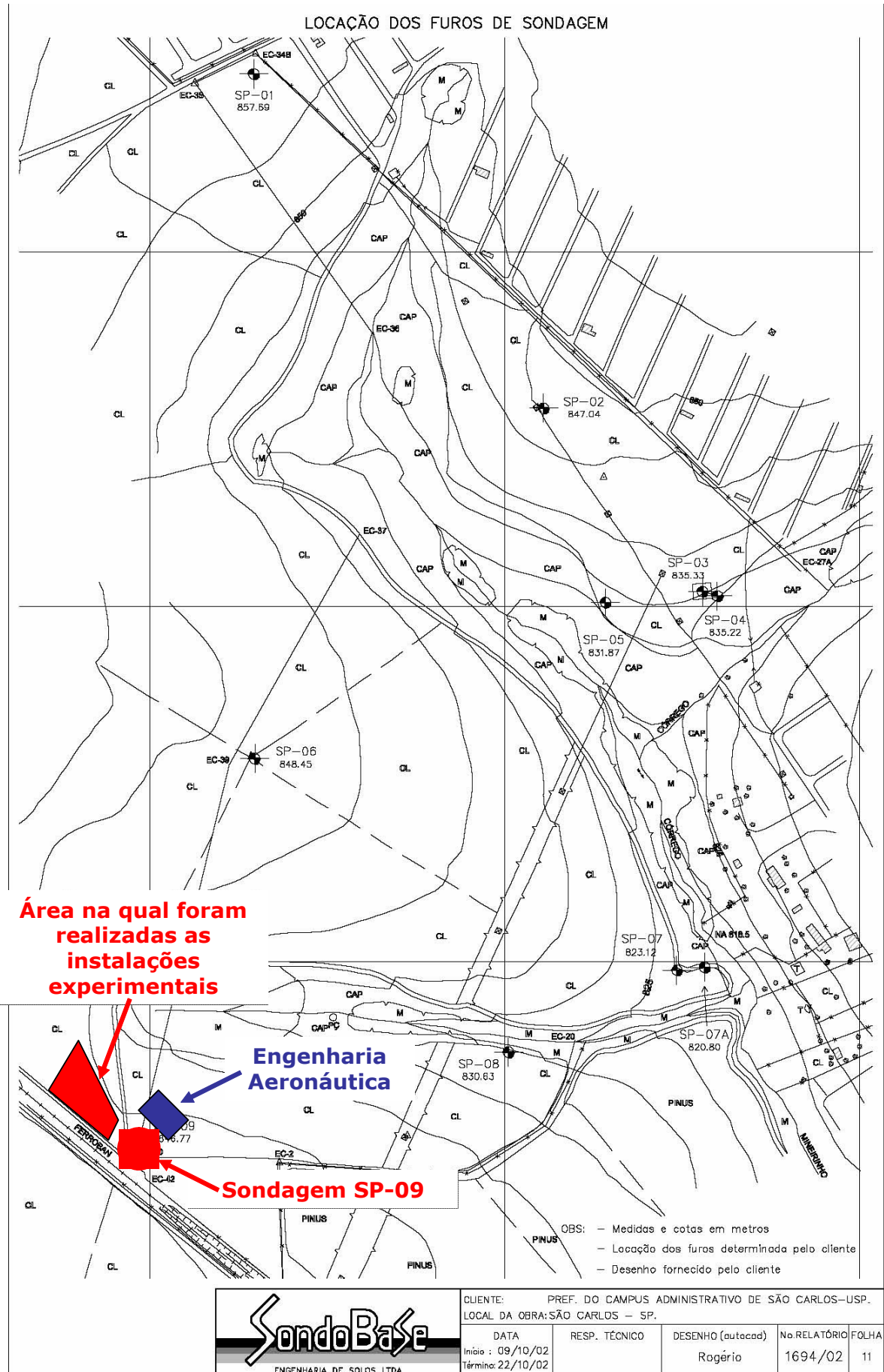
TSUTIYA, M.T.; SOBRINHO, P.A. (1999). **Coleta e transporte de esgoto sanitário**. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

VILAR, O.M. (1979). **Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos**. 110p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1979.

VILAR, O.M.; BORTOLUCCI, A.A.; RODRIGUES, J.E. (1985). Geotechnical characteristics of tropical cenozoic sediment from São Carlos region (Brazil). In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1985, Brasília. **Proceedings...** São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos. p.461-470.

ANEXO A

**Planta de locação e boletim de sondagem de simples
reconhecimento (SPT) realizada nas proximidades da área em
que foram realizados os experimentos**



Sondagem a Percussão - S.P.T.

COTA EM RELAÇÃO AO XN (m)		N.A. (m) E DATA	PERFIL DO SUBSOLO E AVANÇO DA PERFURAÇÃO	PROF. DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	ENSAIO DE PENETRAÇÃO			S.P.T.	PROF. (m)	GRÁFICO (No. de golpes/30 cm finais)			
846.77		22/10/02				N/15	N/15	N/15			10 20 30 40			
845		22/10/02		5.10 7.51 8.60 10.90 12.68 15.20 15.67 18.29	Areia fina a média silto-argilosa, marron clara amarelada, fofa. Areia fina a média silto-argilosa, marron avermelhada, fofa a pouco compacta (colúvio). Areia fina a média argilo-siltosa, com pedregulhos (cascalho), variegada (vermelha), medianamente compacta. Argila arenosa, variegada (vermelha), rija. Areia fina a média argilosa, com pedregulhos (cascalho), variegada (vermelha), medianamente compacta. Areia fina a média argilo-siltosa, variegada, medianamente compacta. Areia média pouco siltosa, variegada, compacta. Areia fina pouco siltosa, variegada, muito compacta (solo residual de arenito).	TC	TC	TC	3 3 2 27 3 1 21 5 11 16 14 11 10 12 15 30 36 18 45 25 30 14					
						2	2	1			19	20	18	3
						1	1	2			1	1	2	3
						1	1	1			16	14	13	2
						1	1	2			1	1	2	3
						1	1	0			1	1	0	1
						1	1	0			30	21	0	21
						2	2	3			4	5	6	11
						5	7	9			5	7	9	16
						4	6	8			4	6	8	14
						3	5	6			3	5	6	11
						3	4	6			3	4	6	10
						3	6	6			3	6	6	12
						4	7	8			4	7	8	15
						5	10	20			5	10	20	30
						13	26	10			13	26	10	36
						12	25	20			12	25	20	45
						16	30	-			16	30	-	30
							14					14		14
<p>CLIENTE: PREF. DO CAMPUS ADMINISTRATIVO DE SÃO CARLOS-USP. LOCAL DA OBRA: SÃO CARLOS - SP. DATA: Início : 22/10/02 Término: 22/10/02 RESP. TÉCNICO: SONDADOR: CARLOS ALBERTO No. RELATÓRIO: 1694/02 FOLHA: 10</p>														



ANEXO B

**Localização da Área Destinada a Execução das Instalações
Experimentais**

