MATEUS CAETANO DEZOTTI

Análise da utilização de métodos não-destrutivos como alternativa para redução dos custos sociais gerados pela instalação, manutenção e substituição de infra-estruturas urbanas subterrâneas.

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 Engenharia Civil: Transportes.

Orientador: Prof. Dr. José Leomar Fernandes Jr.

São Carlos

2008

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, 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

D532a	<p>Dezotti, Mateus Caetano</p> <p>Análise da utilização de métodos não-destrutivos como alternativa para redução dos custos sociais gerados pela instalação, manutenção e substituição de infra-estruturas urbanas subterrâneas / Mateus Caetano Dezotti ; orientador José Leomar Fernandes Jr. . -- São Carlos, 2008.</p> <p>Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Transportes) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.</p> <p>1. Transportes. 2. Métodos não-destrutivos. 3. Infra-estruturas urbanas. 4. Custos sociais. I. Título.</p>
-------	--

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **MATEUS CAETANO DEZOTTI**

Dissertação defendida e julgada em 11/09/2008 perante a Comissão Julgadora:

Prof. Associado **JOSE LEOMAR FERNANDES JUNIOR (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO

Prof. Dr. **GLAUCO TULIO PESSA FABBRI**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO

Prof.^a. Dr.^a. **SANDRA ODA**
(Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ) APROVADO

Prof. Associado **PAULO CÉSAR LIMA SEGANTINE**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Transportes

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

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho as pessoas mais importantes da minha vida: meus pais, José Geraldo e Regina, minha irmã Luciana e minha namorada Talita, por todo amor, compreensão, incentivo e por estarem sempre ao meu lado.

O maior prazer que alguém pode sentir é o de causar prazer aos seus amigos.

(Voltaire)

AGRADECIMENTOS

Neste momento, muitas são as pessoas que se traz à memória. Todas, de uma forma ou de outra, contribuíram para a realização desta dissertação e para minha chegada até aqui. A seguir, ousarei citar algumas destas pessoas e certamente pecarei por não mencionar outras – a estas peço que perdoem o meu esquecimento. Os meus sinceros agradecimentos:

Ao professor Dr. José Leomar Fernandes Jr., não apenas pela orientação e apoio dado a este trabalho, mas, sobretudo por ter me ensinado com prazer e dedicação parte do que sei e, o que é mais importante, me ensinou a aprender sozinho;

Aos professores: Dr. Glauco Túlio Pessa Fabbri, Dra. Ana Paula Furlan e Dra Sandra Oda, pelas contribuições para a conclusão do trabalho;

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pelo apoio financeiro à pesquisa na forma de uma bolsa de mestrado;

A todos os professores do Departamento de Transportes da EESC-USP, os quais tive o

privilégio de seus ensinamentos na graduação e mestrado;

Aos técnicos do laboratório e meus amigos, Antônio Carlos Gigante, Paulo Toyama e João D. Pereira Filho;

Aos funcionários Zé Toco, Heloísa, Beth, Magali, Zé Vicente, Alexandre e Paulinho pela colaboração, apoio e amizade;

Ao Prof. Dr. José Reynaldo A. Setti, pela colaboração, atenção e generosidade nas sugestões para melhoria do conteúdo deste trabalho;

Sou grato aos engenheiros, Jorge Brito Schuenke, da Gas Brasileiro GBD e José Roberto Meciano Júnior, do DAE de Araraquara, pela atenção e informações concedidas para a realização desta pesquisa;

À Associação Brasileira de Tecnologia Não Destrutiva – ABRATT, pelo apoio e colaboração;

Aos amigos, Bruno Bertoncini, Leonardo Hotta, Simone Becker, André Cunha e Mateus Araújo, que auxiliaram diretamente na pesquisa;

Aos amigos e “irmãos acadêmicos”, pelos grandes momentos passados no Departamento de Transporte e em São Carlos, Paulo Reschetti, Luis Miguel, Vivian Bardini, Jesner Ildefonso, Sérgio Soncim, Marcos Cunha, Jorge Zegarra, David Alex, Francis, Henrique Franchi, Samuel, André Franchi, Tales, Gustavo Cavalari, Eduardo “Japonês”;

Às minhas avós, Aparecida e Zenaide, e meus avós Geraldo e Manoel (*in memorian*), que sempre acreditaram em mim e me apoiaram ao longo de toda vida;

À minha namorada, Talita Cristiane Dardes, por todo amor, carinho, compreensão, incentivo e paciência;

À minha irmã, Luciana Caetano Dezotti, pela amizade, carinho e apoio;

Aos meus pais, José Geraldo Dezotti e Regina Ap. Caetano Dezotti, pessoas que admiro e amo, por tudo que são e por tudo que fizeram por mim, por me apoiarem incondicionalmente em todos os momentos da minha vida, pelo carinho, amor e ensinamentos de vida;

E, sobretudo, a DEUS.

RESUMO

DEZOTTI, M. C. **Análise da utilização de métodos não-destrutivos como alternativa para redução dos custos sociais gerados pela instalação, manutenção e substituição de infra-estruturas urbanas subterrâneas.** 2008. 197 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

Comparativamente à abertura de valas, os métodos não-destrutivos de instalação, manutenção e substituição de infra-estruturas urbanas subterrâneas apresentam menor duração, necessitam de mínima ou nenhuma escavação na superfície e causam mínima interferência no tráfego, no comércio e em outras atividades locais. Avalia-se, neste trabalho, o potencial dos métodos não-destrutivos para reduzir, significativamente, os custos sociais e, conseqüentemente, o custo total pago pela sociedade, associado, por exemplo, à deterioração precoce dos pavimentos e a problemas ambientais. Os custos sociais, na maioria das vezes, são negligenciados ou até mesmo ignorados, sendo a escolha do método construtivo baseada apenas nos custos diretos. São fatores que contribuem para esse cenário a inexistência de um protocolo padrão para classificar e quantificar tais custos e o desconhecimento das tecnologias não-destrutivas por parte de engenheiros e profissionais responsáveis. Este trabalho apresenta, inicialmente, uma síntese dos principais componentes dos custos sociais e um breve resumo dos métodos não-destrutivos mais utilizados. Com um simulador de tráfego computacional foi realizada análise comparativa entre os métodos construtivos convencional (abertura de valas) e alternativo (não-destrutivo), quanto aos custos sociais referentes à interrupção do tráfego veicular e impactos ambientais. Os resultados mostraram que os custos sociais são consideravelmente menores com o emprego de métodos não-destrutivos, particularmente quanto aos custos com combustível e atrasos decorrente da interrupção ao tráfego veicular.

Palavras-Chave: Métodos não-destrutivos. Infra-estruturas urbanas. Custos sociais.

ABSTRACT

DEZOTTI, M. C. **Analysis of the use of trenchless technology as an alternative to reduce social costs generated by installation, maintenance and substitution of buried urban infrastructure.** 2008. 197 f. Dissertation (Master of Science) – Engineering School of Sao Carlos, University of Sao Paulo, Sao Carlos, 2008.

Compare to trench opening, the trenchless methods for installation, maintenance and substitution of buried urban infrastructure expend less time, need minimum or no excavation and cause minimum disruption of and interference to traffic, business and other local activities. In this work it is evaluated its potential to significantly reduce the social costs and consequently the total cost paid by the society, i.e., early pavement deterioration and environmental problems. The social costs, most of the time, are neglected or even ignored, being the selection of the construction method based on just on direct costs. This scenario is also due to the inexistence of a protocol to classify and quantify those costs and to the unknowing of trenchless technologies by engineers and other responsible professionals. This work presents, initially, a synthesis of the main components of social costs and a brief summary of the most used trenchless methods. With a computer traffic simulator it was performed a comparative analysis of conventional (trench opening) and alternative (trenchless) construction methods in terms of social costs associated to traffic disruption and environmental impacts. The results showed that social costs are much smaller when trenchless technologies are used, mainly due to the reduction of fuel costs and traffic delays.

Keywords: Trenchless technologies. Urban infrastructure. Social costs.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Distribuição percentual dos municípios e da população residente, por classes de tamanho da população dos municípios - Brasil – 2000.....	2
Figura 2.1. Isolamento da área de trabalho.....	13
Figura 2.2. Escavadeira sobre esteira.....	13
Figura 2.3. Retroescavadeira.....	14
Figura 2.4. Valadora para aberturas de valas em grande escala.....	14
Figura 2.5. Valadoras para abertura de valas em média e pequena escala.....	14
Figura 2.6. Tipos de utilidades subterrâneas.....	16
Figura 2.7. Divisão principal dos métodos não-destrutivos.....	17
Figura 2.8. Shield de frente aberta e escavação manual – “ <i>Open Hand Shield</i> ”	18
Figura 2.9. Esquema de uma máquina de perfuração de túneis – “ <i>Microtunnelling Machine</i> ”	19
Figura 2.10. Métodos de Construção Não-destrutivos.....	20
Figura 2.11. Cabeça de corte e borda de aço.....	21
Figura 2.12. Trados.....	22
Figura 2.13. Esquema de operação do método “ <i>cradle-type</i> ”	24
Figura 2.14. Esquema de operação do método “ <i>track-type</i> ”	25
Figura 2.15. Máquina de perfuração instalada no trilho.....	26
Figura 2.16. HDD para diâmetros grandes.....	28
Figura 2.17. HDD para diâmetros médios.....	28
Figura 2.18. HDD para diâmetros pequenos.....	29

Figura 2.19. Estágios do processo de instalação da tubulação.....	30
Figura 2.20. Ferramentas de corte.....	32
Figura 2.21. Alargadores.....	33
Figura 2.22. Receptor da categoria de sistema que caminha sobre o furo.....	34
Figura 2.23. Transmissor da categoria de sistema que caminha sobre o furo.....	34
Figura 2.24. MTBM.....	39
Figura 2.25. Detalhe da cabeça de corte.....	39
Figura 2.26. Tramos de entrada e saída da lama.....	40
Figura 2.27. Sistema de separação de solo.....	40
Figura 2.28. Esquema típico de obra utilizando “ <i>slurry method</i> ”.....	41
Figura 2.29. Revestimento de aço sendo cravado.....	42
Figura 2.30. Laser para orientação do MTBM.....	43
Figura 2.31. Alvo instalado no MTBM.....	43
Figura 2.32. Cabeça dirigível para PTMT.....	45
Figura 2.33. Alvo.....	46
Figura 2.34. Alvo instalado na cabeça dirigível.....	46
Figura 2.35. Sistema de direcionamento para PTMT.....	47
Figura 2.36. Tubos pilotos.....	48
Figura 2.37. Cravação do tubo piloto.....	48
Figura 2.38. Alargador para PTMT.....	49
Figura 2.39. Trados para PTMT.....	49
Figura 2.40. Tubos e revestimentos para PTMT.....	49
Figura 2.41. Processo de alargamento.....	50

Figura 2.42. Adaptador para PTMT.....	50
Figura 2.43. Instalação dos tubos.....	51
Figura 2.44. Cravação dinâmica de tubo com face fechada.....	54
Figura 2.45. Cravação dinâmica de tubo com face aberta.....	54
Figura 2.46. Martelo pneumático utilizado na cravação dinâmica de tubo.....	55
Figura 2.47. Martelo pneumático e revestimento sendo suportados por uma retroescavadeira.....	56
Figura 2.48. Adaptador cônico utilizado para conectar o tubo ao martelo pneumático.....	56
Figura 2.49. Cano de aço instalado na parte externa do tubo para injeção de lubrificante.....	58
Figura 2.50. Revestimentos de aço e trados utilizados na cravação dinâmica de tubos.....	58
Figura 2.51. Limpeza do interior da tubulação utilizando ar comprimido.....	59
Figura 2.52. Esquema típico da cravação de tubo por percussão.....	62
Figura 2.53. Equipamentos utilizados na cravação de tubo por percussão.....	63
Figura 2.54. Alinhamento da perfuratriz no poço de partida.....	64
Figura 2.55. Métodos de escavação utilizados no <i>pipe jacking</i>	69
Figura 2.56. Métodos de escavação utilizados no <i>pipe jacking</i>	69
Figura 2.57. Estação intermediária de cravação.....	72
Figura 2.58. Limpeza de tubulação utilizando um raspador metálico.....	77
Figura 2.59. Esquema de limpeza de tubulação utilizando hidrojateamento.....	77
Figura 2.60. Inserção por inversão com água.....	78
Figura 2.61. Inserção através de guincho.....	78
Figura 2.62. Abertura de ramais utilizando robô de corte e câmera com circuito fechado de televisão.....	79

Figura 2.63. Resinas utilizadas no CIPP.....	79
Figura 2.64. Aplicação de revestimento epóxi.....	82
Figura 2.65. Processo típico de inserção contínua de tubos.....	83
Figura 2.66. Exemplo de inserção de tubo segmentado.....	84
Figura 2.67. Processo de instalação dos painéis de revestimento.....	85
Figura 2.68. Preenchimento do espaço anelar com graute.....	86
Figura 2.69. Inserção de revestimento em espiral através de uma máquina que caminha ao longo da tubulação existente.....	87
Figura 2.70. Inserção de revestimento em espiral, método <i>expand pipe</i>	88
Figura 2.71. Esquema típico de tubulação formada no local.....	88
Figura 2.72. Processo de inserção de tubo por arrebetamento.....	90
Figura 2.73. Cabeça de fragmentação e tubo novo a ser instalado.....	90
Figura 2.74. Exemplo de fragmentação de alguns tipos de materiais.....	91
Figura 2.75. Inserção de tubo por arrebetamento pneumático.....	92
Figura 2.76. Processo de dobra do tubo mecanicamente.....	93
Figura 2.77. Inserção do tubo dobrado.....	94
Figura 2.78. Método de inserção de tubulação reduzida por rolamento.....	94
Figura 2.79. Inserção de tubo PVC, dobrado e enrolado na produção, no interior da tubulação.....	98
Figura 2.80. À Esquerda: tubo PEAD deformado; À Direita: tubo PEAD reconformado, justaposto à tubulação existente.....	98
Figura 4.1. Interface gráfica do <i>Integration</i> v. 2.30g – simulação do sistema viário em estudo.....	131
Figura 4.2. Relações entre as variáveis de tráfego.....	133

Figura 5.1.	Rede hipotética proposta.....	142
Figura 5.2.	Trechos interditados nas simulações.....	149
Figura 6.1.	Distância total percorrida, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	167
Figura 6.2.	Aumento da distância total percorrida, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	168
Figura 6.3.	Tempo de percurso, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	169
Figura 6.4.	Atraso total, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	170
Figura 6.5.	Consumo total de combustível, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	171
Figura 6.6.	Aumento do consumo de combustível, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	172
Figura 6.7.	Emissão de HC, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	172
Figura 6.8.	Emissão de CO, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	173
Figura 6.9.	Emissão de NOx, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	173
Figura 6.10.	Aumento da emissão de HC, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	174
Figura 6.11.	Aumento da emissão de CO, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	174
Figura 6.12.	Aumento da emissão de NOx, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas.....	174
Figura 6.13.	Custo social, provocado pelo fechamento de faixas de tráfego, determinados para 1 hora de operação do sistema, de acordo com o tipo de intervenção na via arterial e volume de tráfego na rede.....	177
Figura 7.1.	Características do projeto.....	179

Figura 7.2.	Configuração da obra, utilizando-se métodos tradicionais de abertura de vala.	180
Figura 7.3.	Configuração da obra, utilizando-se métodos não-destrutivos (HDD).....	181
Figura 7.4.	Variação do fluxo de tráfego ao longo do dia.....	183

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Principais vantagens e desvantagens do método de perfuração horizontal com rosca sem fim.....	27
Tabela 2.2. Comparação das principais características das categorias de HDD.....	28
Tabela 2.3. Relação recomendada entre o diâmetro do tubo e o diâmetro de alargamento...	30
Tabela 2.4. Taxas de produção típicas para as três classes de HDD.....	35
Tabela 2.5. Principais vantagens e desvantagens do método HDD.....	35
Tabela 2.6. Principais vantagens e desvantagens dos microtúneis.....	44
Tabela 2.7. Principais vantagens e desvantagens do método do tubo-piloto microtúnel.....	52
Tabela 2.8. Principais vantagens e desvantagens da cravação dinâmica de tubos.....	61
Tabela 2.9. Principais vantagens e desvantagens do <i>pipe jacking</i>	75
Tabela 2.10. Características principais do método CIPP.....	81
Tabela 2.11. Características principais da recuperação de redes por revestimento.....	82
Tabela 2.12. Características principais do método de inserção.....	84
Tabela 2.13. Características principais dos métodos de inserção modificada.....	89
Tabela 2.14. Características principais do método de inserção de tubo por arrebetamento...	92
Tabela 2.15. Características principais do método de inserção de tubulação deformada.....	95
Tabela 2.16. Características principais do método de reparo localizado.....	96
Tabela 2.17. Características principais do método de tubulação termo-formada.....	99
Tabela 3.1. Custo do ciclo de vida de um projeto.....	102
Tabela 3.2. Componentes dos custos operacionais dos veículos.....	115
Tabela 5.1. Características geométricas das vias existentes na rede.....	142

Tabela 5.2. Fluxos de tráfego utilizados nas simulações.....	143
Tabela 5.3. Frota de veículos por tipo, segundo o Brasil.....	144
Tabela 5.4. Percentagem de veículo segundo tipo, adotados para a rede hipotética.....	144
Tabela 5.5. Tempo de ciclo do semáforo.....	145
Tabela 5.6. Velocidade de fluxo livre.....	146
Tabela 5.7. Fluxo de saturação das vias.....	146
Tabela 5.8. Densidade de congestionamento das vias.....	148
Tabela 5.9. Relação entre método construtivo, número de faixas interditadas e cenário correspondente.....	150
Tabela 5.10. Categoria e modelos de veículos adotados para o cálculo do custo operacional.....	153
Tabela 5.11. Preço médio ao consumidor e valor econômico do combustível, de acordo com o tipo de combustível.....	154
Tabela 5.12. Custo com pneus (R\$/km) e resumo dos parâmetros utilizados, de acordo com a categoria do veículo.....	155
Tabela 5.13. Custo com óleo lubrificante (R\$/km) e parâmetros utilizados, de acordo com a categoria do veículo.....	156
Tabela 5.14. Custo com manutenção (R\$/km) e parâmetros utilizados, de acordo com o modelo do veículo.....	157
Tabela 5.15. Valores dos parâmetros utilizados e custo com lavagens e graxas (R\$/km), de acordo com a categoria do veículo.....	158
Tabela 6.1. Valores das medidas operacionais de eficiência para o Cenário 1.....	164
Tabela 6.2. Valores das medidas operacionais de eficiência para o Cenário 2.....	165
Tabela 6.3. Valores das medidas operacionais de eficiência para o Cenário 3.....	165
Tabela 6.4. Valores das medidas operacionais de eficiência para o Cenário 4.....	166
Tabela 6.5. Valores dos custos sociais para o Cenário 2 (1 Faixa fechada).....	176

Tabela 6.6.	Valores dos custos sociais para o Cenário 3 (2 Faixas fechadas).....	176
Tabela 6.7.	Valores dos custos sociais para o Cenário 4 (3 Faixas fechadas).....	177
Tabela 6.8.	Valores máximos e mínimos do custo social, de acordo com o método construtivo empregado, correspondente a 1 hora de operação do sistema.....	178
Tabela 7.1.	Resumo dos custos diretos de construção para ambos os métodos construtivos.....	182
Tabela 7.2.	Custos sociais utilizando-se o método com abertura de vala.....	184
Tabela 7.3.	Custos sociais utilizando-se o método não destrutivo (HDD).....	184
Tabela 7.4.	Resumo dos custos diretos e sociais.....	185

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

a	Aceleração; Aceleração instantânea
A	Área total a ser restaurada
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABRATT	Associação Brasileira de Tecnologia Não Destrutiva
ANP	Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis
ANTP	Associação Nacional de Transportes Públicos
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
At	Atraso total
BIRD	Banco Internacional para a Reconstrução e o Desenvolvimento
c ₁	Constante de calibração 1
c ₂	Constante de calibração 2
c ₃	Constante de calibração 3
CA	Custo devido atraso
CAPP	<i>Canadian Association of Petroleum Producers</i>
CC	Custo com combustível
Cc	Quantidade total de combustível consumida pelos veículos
Ccd	Quantidade total de diesel consumida
Ccg	Quantidade total de gasolina consumida
CIPP	<i>Cured-in-place pipe</i>
CIT	Custo devido à interrupção ao tráfego veicular

CL	Custo com óleo lubrificante
CLg	Custo com lavagens e graxas
CM	Custo com manutenção
CML	Custo com material de limpeza
CO	Custo operacional dos veículos; Monóxido de Carbono
CP	Custo com pneus; Custo devido à poeira e controle de resíduos
CR	Custo de restauração do pavimento por m ²
CRP	Custo de restauração do pavimento
CRV	Custo da redução da vida de serviço do pavimento
CT	Valor da hora
d	Dia (s)
DENATRAN	Departamento Nacional de Trânsito
Dp	Durabilidade média do pneu
EBTU	Empresa Brasileira dos Transportes Urbanos
ES	Encargos sociais
F	Força motriz
FA	Possibilidade de uso alternativo em quantidade útil de tempo
FS	Fluxo de saturação
ft	Pé (s)
H	Espaçamento entre veículos consecutivos na mesma faixa de tráfego;
HC	Hidrocarboneto
HCM	<i>Highway Capacity Manual</i>

HDD	<i>Horizontal Directional Drilling</i>
HP	Percentual de uso produtivo do tempo
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
in	Polegada (s)
IPEA	Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada
ISTT	<i>International Society for Trenchless Technology</i>
It	Intervalo entre trocas
ITU	<i>International Telecommunication Union</i>
k	Densidade
K_j	Densidade de congestionamento
km	Quilômetro (s)
KN	Quilonewton
l	Litro (s)
LEDs	<i>Light Emitting Diodes</i>
L^e_{ij}	Coefficiente do modelo de regressão na velocidade “i” e aceleração “j” para acelerações positivas
L_f	Comprimento da fila
M	Massa do veículo
m	Metro (s)
m^2	Metro quadrado
M^e_{ij}	Coefficiente do modelo de regressão na velocidade “i” e aceleração “j” para acelerações negativas
METROFOR	Companhia Cearense de Transportes Metropolitanos

mg	Miligrama (s)
min	Minuto (s)
ml	Mililitro (s)
mm	Milímetro (s)
MND	Métodos Não-Destrutivos
MOEe:	Taxa de consumo de combustível ou emissão de poluente
MTBM	<i>Microtunnel Boring Machine</i>
NASTT	<i>North American Society for Trenchless Technology</i>
NBR	Norma Brasileira
N _f	Número de automóveis parados em fila
NH	Número de horas de trabalho por mês
NI	Número de lavagens no mês
NO _x	Óxido de nitrogênio
N _p	Número de pessoas
NRC	<i>National Research Council Canada</i>
N _u	Número de unidades afetadas
P	Porcentagem sobre o valor do veículo novo
P _c	Valor econômico do combustível
PE	Polietileno
PEA	População economicamente ativa
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PEMD	Polietileno de Média Densidade

Pl	Valor médio da lavagem completa
P_m	Média da perda nas vendas por unidade de tempo
Po	Preço do litro do óleo lubrificante
PP	Polipropileno; Perda de produtividade devido ao barulho e vibração
Pp	Preço do pneu
PTMT	<i>Pilo-Tube Microtunneling</i>
Pv	Preço médio veículo novo
PV	Custo devido perdas na taxa de vendas
PVC	Poli Cloreto de Vinila
q	Fluxo
Qm	Quilometragem média mensal
Qo	Quantidade de óleo gasto na troca e remonte
Q_{pa}	Quilometragem total percorrida pelos automóveis
Q_{pc}	Quilometragem total percorrida pelos caminhões
Q_{po}	Quilometragem total percorrida pelos ônibus
R	Força de resistência total
R\$	Reais
RMSP	Região Metropolitana de São Paulo
RSM	Renda média dos habitantes da cidade
s	Velocidade instantânea; segundo (s)
S_j	Espaçamento no congestionamento
t	tonelada (s)

t_{al}	Tempo adicional gasto com limpeza
TBM	<i>Tunnel Boring Machine</i>
t_c	Duração do projeto
t_p	Tempo médio perdido no dia
T_p	Tempo de percurso
UNEP	<i>United Nations Environment Programme</i>
v	Velocidade
$veic$	Veículo (s)
v_f	Velocidade de fluxo livre
V_h	Valor da hora da pessoa
V_l	Valor da hora paga em limpeza
VPL_O	Valor presente líquido do pavimento com a vida de serviço original
VPL_R	Valor presente líquido do pavimento com a vida de serviço reduzida

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	4
1.2 OBJETIVOS.....	8
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	9

2 MÉTODOS CONSTRUTIVOS 11

2.1 MÉTODOS COM ABERTURA DE TRINCHEIRAS.....	11
2.2 MÉTODOS NÃO-DESTRUTIVOS.....	15
2.2.1 Métodos de Construção Não-Destrutivos.....	17
2.2.1.1 Perfuração Horizontal com Rosca sem Fim – “ <i>Horizontal Auger Boring</i> ”.....	21
2.2.1.2 Perfuração Horizontal Direcional – “ <i>Horizontal Directional Drilling (HDD)</i> ”.....	27
2.2.1.3 Microtúneis – “ <i>Microtunneling</i> ”.....	36
2.2.1.4 Tubo-Piloto Microtúnel – “ <i>Pilot-Tube Microtunneling (PTMT)</i> ”.....	44
2.2.1.5 Cravação Dinâmica de Tubo – “ <i>Pipe Ramming</i> ”.....	52
2.2.1.6 Cravação de Tubo por Percussão – “ <i>Impact Moling</i> ”.....	62
2.2.1.7 Cravação de Tubo – “ <i>Pipe Jacking</i> ”.....	68
2.2.2 Métodos de Recuperação Não-Destrutivos.....	75
2.2.2.1 Tubulação Curada in Loco – “ <i>Cured-in-Place-Pipe (CIPP)</i> ”.....	77
2.2.2.2 Recuperação de Redes por Revestimento – “ <i>Underground Coatings and Linings</i> ”....	81
2.2.2.3 Reabilitação por Inserção de Tubo – “ <i>Sliplining</i> ”.....	82

2.2.2.4 Reabilitação por Inserção de Tubulação Modificada – “ <i>Modified Sliplining</i> ”	85
2.2.2.5 Inserção de tubo por arrebentamento – “ <i>Pipe Bursting</i> ”	89
2.2.2.6 Inserção de Tubulação Deformada – “ <i>Close-fit Pipe</i> ”	92
2.2.2.7 Reparo Localizado – “ <i>Localized Repair</i> ”	95
2.2.2.8 Tubulação Termo-Formada – “ <i>Thermoformed Pipe</i> ”	97

3 ANÁLISE DOS CUSTOS DE INFRA-ESTRUTURAS URBANAS SUBTERRÂNEAS.....101

3.1 CUSTOS DO CICLO-DE-VIDA DE UMA INFRA-ESTRUTURA URBANA.....	101
3.1.1 Custos Pré-Construção.....	102
3.1.2 Custos de Construção... ..	103
3.1.3 Custos Pós-Construção.....	104
3.2 CUSTOS SOCIAIS.....	105
3.2.1 Interrupção ao Tráfego Veicular.....	106
3.2.2 Dano à Rodovia e Pavimento.....	106
3.2.3 Danos às Utilidades Adjacentes.....	107
3.2.4 Danos às Estruturas Adjacentes.....	108
3.2.5 Barulho e Vibração.....	108
3.2.6 Segurança dos Pedestres.....	108
3.2.7 Perdas para Negócios e Comércio.....	109
3.2.8 Danos às Estradas Utilizadas como Desvio.....	109
3.2.9 Segurança Local e Pública.....	109
3.2.10 Insatisfação dos Cidadãos.....	109
3.2.11 Impactos Ambientais.....	110
3.3 VALORAÇÃO DOS CUSTOS SOCIAIS.....	111
3.3.1 Custo Devido à Interrupção ao Tráfego Veicular.....	112

3.3.1.1 Custo Devido a Atrasos.....	113
3.3.1.2 Custo Operacional dos Veículos.....	115
3.3.2 Custos dos Impactos Ambientais.....	121
3.3.3 Custo Devido aos Danos à Rodovia.....	125
3.3.4 Perdas nas Vendas.....	127

4 SIMULAÇÃO **129**

4.1 <i>INTEGRATION</i>	130
4.2 LÓGICAS FUNDAMENTAIS.....	132
4.3 ESTRUTURA BÁSICA.....	135

5 MÉTODO **139**

5.1 CARACTERIZAÇÃO DA REDE HIPOTÉTICA.....	140
5.1.1 Características Geométricas.....	141
5.1.2 Características Operacionais.....	142
5.1.2.1 Fluxo e Composição de Tráfego.....	143
5.1.2.2 Tempo de Ciclo nos Semáforos.....	145
5.1.2.3 Velocidade de Fluxo Livre.....	145
5.1.2.4 Fluxo de Saturação.....	146
5.1.2.5 Densidade de Congestionamento.....	147
5.2 CARACTERIZAÇÃO DOS CENÁRIOS SIMULADOS.....	148
5.3 DETERMINAÇÃO DOS CUSTOS SOCIAIS.....	150
5.3.1 Valoração Monetária da Interrupção ao Tráfego Veicular.....	150

5.3.1.1 Custo Devido a Atrasos.....	151
5.3.1.2 Custo Operacional dos Veículos.....	152
5.3.2 Custo dos Impactos Ambientais.....	159

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS 161

6.1 RESULTADOS OBTIDOS NAS SIMULAÇÕES.....	161
6.1.1 Cenário 1.....	163
6.1.2 Cenário 2.....	164
6.1.3 Cenário 3.....	165
6.1.4 Cenário 4.....	166
6.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NAS SIMULAÇÕES.....	166
6.2.1 Distância Total Percorrida.....	167
6.2.2 Tempo de Percurso.....	169
6.2.3 Consumo Total de Combustível.....	171
6.2.4 Emissão de Poluentes.....	172
6.3 CUSTOS SOCIAIS.....	175
6.3.1 Custos Sociais para o Cenário 1.....	175
6.3.2 Custos Sociais para o Cenário 2.....	175
6.3.3 Custos Sociais para o Cenário 3.....	176
6.3.4 Custos Sociais para o Cenário 4.....	176
6.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	177

7 ESTUDO DE CASO**179**

7.1 INSTALAÇÃO PELO MÉTODO TRADICIONAL DE ABERTURA DE VALA.....	180
7.2 INSTALAÇÃO PELO MÉTODO NÃO-DESTRUTIVO.....	181
7.3 COMPARAÇÃO DE CUSTOS.....	182
7.3.1 Custos Diretos.....	182
7.3.2 Custos Sociais.....	182
7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	184

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**187**

8.1 CONCLUSÕES.....	187
8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	190

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**191**

A primeira condição para se realizar alguma coisa, é não querer fazer tudo ao mesmo tempo.

(Tristão de Ataíde)

1 INTRODUÇÃO

O Brasil apresentou, nas últimas três décadas, um grande crescimento demográfico. A população brasileira, em 2005, ultrapassou os 184 milhões de habitantes, ou seja, a população mais que dobrou, em 35 anos, em relação aos 90 milhões de habitantes da década de 1970. Outro fato que deve ser frisado é que o Brasil vem passando por um processo contínuo de intensa urbanização, acompanhado de uma concentração da população nas cidades com mais de 100.000 habitantes (IBGE, 2006).

Análise do INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE, 2004) sobre o censo demográfico de 2000, em relação aos 5.560 municípios existentes na época, mostra que 73,3% possuíam até 20.000 habitantes, sendo que menos de 20% da população brasileira residia nesses municípios. Em contraste, embora apenas 4,1% dos municípios brasileiros apresentassem mais de 100.000 habitantes, eles abrangiam mais da metade da população. A Figura 1.1 apresenta a distribuição percentual dos municípios e da população residente, por classes de tamanho da população dos municípios, de acordo com o censo demográfico de 2000.

Figura 1.1 - Distribuição percentual dos municípios e da população residente no Brasil.

Fonte: IBGE, Censo 2000

Tal crescimento acarretou uma série de demandas sociais e de serviços específicos de infraestrutura para atender às necessidades da população. Não é só o aumento da demanda por infraestrutura urbana que aumentou com o crescimento demográfico, pois, ao final do século XX, o volume e variedade de serviços também aumentaram drasticamente. Às redes subterrâneas mais antigas de água encanada, esgoto, energia elétrica e telefonia fixa somaram-se, na última década, os serviços de gás encanado, TV a cabo e Internet. (FERNANDES; OLIVEIRA, 2002).

O avanço tecnológico acelerado e o aumento da demanda por utilidades públicas, juntamente com a deterioração das redes existentes de água, esgoto e gás, tornaram imprescindíveis a instalação de novas infra-estruturas e a manutenção e substituição das redes deterioradas. No Brasil, tais infra-estruturas públicas e privadas estão, geralmente, situadas sob as vias públicas, sendo que o acesso às instalações físicas subterrâneas resulta, freqüentemente, em

abertura de trincheiras. Em áreas densamente edificadas, com grande ocupação do espaço subterrâneo e alto fluxo de veículos, a execução de obras subterrâneas em valas a céu aberto gera impactos sociais, econômicos e ambientais de grande magnitude.

Em quase todas as cidades do Brasil, companhias de serviços públicos constantemente estão interrompendo faixas de tráfego, escavando e reaterrando valas nos pavimentos. A execução de tais serviços, além de provocar deterioração prematura do pavimento devido a reparos de má qualidade, gera congestionamentos e muitos outros custos à sociedade.

Como as companhias de serviços públicos estão preocupadas com o próprio sucesso, que depende da habilidade para construir instalações e prover serviços aos clientes tão depressa quanto possível, os efeitos prejudiciais na infra-estrutura de transporte público e os custos gerados à sociedade em geral são muitas vezes negligenciados.

À medida que surgem novas empresas para instalar seus serviços em rede subterrânea, o espaço torna-se cada vez mais limitado e a hipótese de esgotamento do uso do subsolo vai tornando-se uma realidade. Em áreas urbanas, devido ao aumento do congestionamento acima e abaixo da superfície, tem surgido a demanda por novos métodos de construção. Alguns municípios já não permitem trincheiras ou métodos de construção tradicionais de abertura de vala. A demanda por métodos que minimizam a interferência no tráfego e a destruição da superfície tem aumentado, sendo tais métodos denominados, de uma maneira geral, de métodos não-destrutivos (MND). No Brasil, o termo em inglês “*trenchless technology (TT)*” aparece na sigla da Associação Brasileira de Tecnologia Não-Destrutiva – ABRATT.

Algumas dessas tecnologias não destrutivas têm sido utilizadas há décadas. Como exemplo, a

Perfuração Horizontal com Rosca Sem Fim tem sido utilizada desde a década de 40 e a Cravação de Tubos desde antes de 1900 (ABRAHAM *et al.*, 2002). No passado, os métodos não-destrutivos eram limitados e, geralmente, considerados muito caros. Entretanto, com os recentes desenvolvimentos, as tecnologias não-destrutivas têm apresentado custo total competitivo com o dos métodos tradicionais de abertura de valas.

1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O método convencional para construção, substituição e reparo de infra-estruturas subterrâneas tem sido abertura de trincheiras. Esse método compreende a instalação direta do sistema de tubulação na vala escavada, ao longo de toda extensão de rede proposta. Como consequência, muitas vezes os esforços são concentrados sobre atividades tais como: (i) rotas de desvio; (ii) controle do fluxo de tráfego; (iii) abertura de vala e escoramento; (iv) rebaixamento do nível d'água; (v) operações de aterro e compactação; (vi) recomposição do pavimento.

O resultado é que apenas uma pequena parte do esforço total é direcionado ao produto final, que é a instalação da tubulação propriamente dita. Em alguns casos, o aterro, compactação e recomposição do pavimento chegam a representar até 70% do custo total do projeto. Considerando todos os parâmetros de projeto, o método de abertura de vala é mais demorado e, na maioria das vezes, é o método de instalação e manutenção de tubulação com pior relação custo-benefício (NAJAFI, 2004). Além disso, os métodos com abertura de trincheira provocam deterioração prematura do pavimento e grande interferência no tráfego, gerando custos que recaem sobre as municipalidades e seus cidadãos.

Segundo Tighe *et al.* (2002), geralmente, quando uma tubulação é instalada sob uma estrutura

de pavimento flexível usando métodos tradicionais, a escavação pode provocar deformações no solo devido a dificuldades associadas com a recomposição da trincheira na compactação do solo e das camadas asfálticas. Deslocamentos do solo tendem a se manifestar na superfície do pavimento, com os maiores valores ocorrendo na linha central da tubulação instalada, os quais, além de provocar rachaduras nas bordas da trincheira, resultam em uma redução da vida em serviço e do desempenho do pavimento. De fato, quando uma tubulação é instalada sob uma estrutura de pavimento flexível, usando métodos tradicionais, uma descontinuidade da superfície é introduzida.

Estudos mostraram que os cortes nas vias não causam apenas dano à vida dos pavimentos, mas também custam milhões de dólares para as agências, por conta dos reparos prematuros e das despesas com manutenções de ruas. Outros impactos financeiros dos cortes nos pavimentos e reparos mal executados incluem atrasos no tráfego, aumento de congestionamento em áreas urbanas e danos aos veículos. Estudos realizados em cidades do Canadá e Estados Unidos indicaram que cortes e escavações nas vias de transporte provocam uma redução de aproximadamente 30% na vida do pavimento, gerando aumento nos custos de manutenção e reabilitação. Tais estudos indicaram, também, que o uso de tecnologias não destrutivas tem potencial para reduzir significativamente os custos de manutenção e reabilitação e os custos dos usuários devido a atrasos (TIGHE *et al.*, 2002).

Como mencionado anteriormente, além da redução da vida em serviço do pavimento, o uso de métodos tradicionais para instalação e substituição de infra-estruturas urbanas provoca considerável distúrbio, inconveniências e custos, para as municipalidades e para o público geral, que podem não ser facilmente quantificados. Esses custos relacionados à instalação de infra-estruturas urbanas, geralmente chamados de custos sociais, abrangem os custos

provocados por:

- interrupção no tráfego de veículos;
- atrasos no tráfego, com aumento no custo de operação dos veículos;
- perda de acessibilidade e de vagas para estacionamento;
- perdas para a economia local;
- danos ao pavimento;
- danos às instalações e estruturas adjacentes;
- vibração e barulho;
- poluição do ar;
- problemas com a segurança local e segurança dos pedestres;
- outros impactos ambientais.

Para calcular o custo total do ciclo de vida de uma infra-estrutura urbana é necessário identificar e quantificar esses custos. Muitos desses custos podem ser quantificados, no entanto, alguns são de difícil determinação. O Capítulo 3 deste trabalho discorre sobre os principais componentes de custos relacionados à instalação, manutenção e substituição de infra-estruturas urbanas subterrâneas. Além disso, apresenta uma revisão dos métodos e estimativas existentes, atualmente utilizados para determinar tais custos.

Há dados econômicos disponíveis, de diferentes fontes, que quantificam os custos sociais anuais de projetos de infra-estrutura. Por exemplo, o custo anual com atrasos de tráfego suportado pela população no Reino Unido, devido à construção de infra-estruturas subterrâneas, foi estimado em 1,5 bilhões de dólares em 2005 (GOODWIN, 2005). O Ministério de Transportes da Província de Ontário, Canadá, estimou que os congestionamentos na Grande Toronto custam mais de 1,3 bilhões de dólares por ano.

Um estudo recente realizado pelo Instituto de Transporte do Texas, baseado em dados do congestionamento de tráfego de 68 áreas urbanas, com população superior a 100.000 habitantes, mostrou que uma pessoa gasta, em média, 36 horas por ano em atrasos no tráfego, devido a acidentes e construções com abertura de trincheiras. Isso corresponde a 6,8 bilhões de galões perdidos de combustível e 4,5 bilhões de horas extras de viagem, com um custo de 78 bilhões de dólares por ano (GANGAVARAPU, 2003). No Brasil, um estudo das deseconomias urbanas associadas aos congestionamentos (IPEA/ANTP, 1999), indicou valores anuais da ordem de 350 milhões de reais para a cidade de São Paulo.

McKim (1997) estimou os custos sociais para 14 projetos de construção de infra-estruturas urbanas subterrâneas, sendo 10 utilizando métodos tradicionais e 4 através de métodos não-destrutivos. Os resultados mostraram que os custos sociais para métodos tradicionais variaram de 44% a 492% dos custos diretos de construção, enquanto os custos sociais para métodos não destrutivos variaram de 0% a 11%. O custo social médio estimado como uma porcentagem dos custos diretos de construção foi aproximadamente 78% para os métodos tradicionais e apenas 3% para os métodos não destrutivos.

Atualmente, os impactos dos trabalhos de construção de infra-estruturas subterrâneas, em ruas e rodovias, não são considerados, em muitos tipos de obras, por seus projetistas. Tradicionalmente, nessas obras têm sido apenas considerados os custos diretos, embora vários outros custos indiretos e sociais incidam sobre a municipalidade, sociedade e cidadão. As obras subterrâneas a céu aberto, por menores e de pouca profundidade que sejam, causam enormes transtornos nos centros urbanos e nas vias principais, devido principalmente à interferência no tráfego, naturalmente intenso, e a redução da vida em serviço do pavimento. Por esses motivos, obras com custos diretos extremamente modestos tornam-se inviáveis,

devido aos altos custos sociais inerentes à redução da vida em serviço do pavimento e aos atrasos e perturbações no tráfego. Adicionalmente, essas obras não têm sido justificadas de acordo com qualquer forma de análise de custo-benefício, no que diz respeito à escolha dos métodos de construção.

A análise econômica de uma obra de instalação de tubulação requer um entendimento claro de todos os fatores de custo associados com as condições específicas do projeto. O projetista deve incluir todos os elementos de custo em um orçamento de projeto. É extremamente importante considerar os custos sociais e indiretos no momento de selecionar quais tecnologias possuem melhor relação custo-benefício para o ciclo de vida da utilidade subterrânea em questão.

Portanto, é necessário que as agências governamentais adotem medidas para reduzir, ou pelo menos controlar, os cortes nas vias de transporte. Tais medidas incluem o avanço nas aplicações de tecnologias não-destrutivas e políticas que possam ser implantadas no âmbito municipal, estadual ou nacional visando à redução dos custos indiretos e sociais que recaem sobre a sociedade.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é realizar um comparativo de custo, entre os métodos tradicionais e os métodos não-destrutivos para instalação e manutenção de infra-estruturas urbanas subterrâneas, considerando, particularmente, os custos relacionados à interrupção do tráfego veicular e impactos ambientais.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Apresentar uma visão geral dos diversos métodos não-destrutivos existentes para construção, manutenção e substituição de tubulações enterradas;
- Apresentar a importância da consideração dos custos sociais em uma análise econômica do ciclo-de-vida de uma infra-estrutura urbana subterrânea.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em oito capítulos. O Capítulo 1 apresenta os objetivos propostos pelo trabalho e fornece uma breve introdução do assunto e justificativas da pesquisa. No Capítulo 2 encontra-se a descrição dos métodos disponíveis para instalação, recuperação e substituição de infra-estruturas urbanas subterrâneas. O Capítulo 3 apresenta uma visão geral dos custos existentes durante o ciclo-de-vida de uma infra-estrutura urbana subterrânea e destaca a importância da consideração dos custos sociais nas análises de viabilidade de projetos, apresentando os métodos existentes para quantificação dos mesmos. O Capítulo 4 apresenta uma discussão sobre o uso de modelos de simulação como alternativa para avaliar e prever os impactos de intervenções em um sistema viário, destacando os elementos principais do simulador *INTEGRATION*, escolhido para as simulações desenvolvidas neste trabalho. No Capítulo 5 são apresentados os métodos utilizados para determinar os custos sociais devidos à interrupção ao tráfego veicular e impactos ambientais. O Capítulo 6 apresenta uma análise dos resultados obtidos. No Capítulo 7 é apresentado uma análise comparativa entre os métodos com abertura de vala e os métodos não destrutivos, através de um exemplo de instalação de tubulação. Finalmente, no Capítulo 8 são apresentadas as conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

Saber o que todos sabem é não saber nada.

(Remy Gourmont)

2 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Há diversos métodos disponíveis para instalação, recuperação, substituição e reparos de infraestruturas urbanas subterrâneas. A seleção do melhor método a ser utilizado depende das condições específicas de cada projeto, tais como: (i) características do solo ao longo do traçado; (ii) diâmetro da tubulação; (iii) comprimento máximo da tubulação; (iv) precisão requerida; (v) prazo de execução e; (vi) disponibilidade local do método construtivo.

Os métodos construtivos para instalação e recuperação de tubulações são divididos em dois grandes grupos: Métodos com Abertura de Trincheiras ou Métodos Tradicionais e Métodos Não-Destrutivos (MND). A seguir, cada um destes métodos será descrito brevemente.

2.1 MÉTODOS COM ABERTURA DE TRINCHEIRAS

Este método é considerado como o método tradicional de instalação de tubulações subterrâneas. Os métodos com abertura de trincheiras envolvem escavações ao longo de toda extensão da rede proposta, colocação da tubulação na vala sobre um berço com materiais adequados e reaterro e compactação da vala. Para conclusão da obra, na maioria das vezes,

após a instalação da tubulação é preciso restaurar a superfície do pavimento.

A NBR 12266/92 (ABNT, 1992) fixa as condições exigíveis para projeto e execução de valas para assentamentos de tubulações de água, esgoto ou drenagem urbana. Basicamente, para assentamentos das tubulações, podem ser consideradas as seguintes fases:

- sinalização;
- remoção do pavimento;
- abertura da vala;
- esgotamento;
- escoramento;
- assentamento;
- preenchimento da vala;
- recomposição do pavimento.

Apesar de ser considerado um método confiável, por ser executado há vários anos, na maioria das vezes não é o método com a melhor relação custo-benefício. Os métodos tradicionais apresentam a desvantagem de interferir em outras infra-estruturas urbanas, causando congestionamentos, impactos ambientais e danos ao pavimento, instalações e estruturas adjacentes. Por esse motivo, obras com custos diretos extremamente modestos inviabilizam-se devido aos altos custos sociais associados aos problemas que geram.

Os métodos tradicionais apresentaram pouco desenvolvimento tecnológico nos últimos 50 anos, sendo as valadoras a última inovação tecnológica para abertura de valas. Os principais equipamentos utilizados para execução dos serviços são: (i) retroescavadeiras; (ii) escavadeiras; (iii) valadoras; (iv) pás carregadeiras; (v) compactadores; (vi) máquina de corte

do pavimento e; (vii) caminhões.

Os equipamentos e acessórios a serem utilizados para execução dos serviços são definidos pelo engenheiro da obra, conforme a análise do projeto de execução. Após montagem dos equipamentos, o local deve ser isolado e sinalizado para restringir o acesso de pessoas estranhas e garantir a segurança do pessoal, conforme ilustrado na Figura 2.1.

Figura 2.1. Isolamento da área de trabalho

Fonte: <http://www.andit.org.br> (Data de acesso: Julho 2007)

Os equipamentos mais utilizados para abertura de valas são: escavadeiras (Figura 2.2) e retroescavadeira (Figura 2.3). As escavadeiras produzem valas pouco uniforme, com a base da vala irregular e baixa produtividade. As retroescavadeiras têm limitações similares às das escavadeiras e requerem ainda mais tempo para a abertura de vala.

Figura 2.2. Figura de uma escavadeira sobre esteira

Figura 2.3. Figura de uma retroescavadeira

As valadoras (Figuras 2.4 e 2.5) apresentam maior produtividade e produzem valas mais uniformes, com dimensões específicas em apenas uma passada. As paredes das valas são verticais, sua base é mais plana e com uma inclinação controlada, contribuindo para um menor trabalho de acabamento e escavação secundária.

Figura 2.4. Valadora para aberturas de valas de grandes dimensões

Fonte: <http://www.vermeer.com/> (Data de acesso: Julho 2007)

Figura 2.5. Valadoras para abertura de valas de pequenas e médias dimensões

Fonte: <http://www.vermeer.com/> (Data de acesso: Julho 2007)

Segundo Najafi (2004), considerando todos os parâmetros de projetos, o método de abertura de vala é mais demorado e, na maioria das vezes, é o método de instalação e manutenção de tubulação com o pior custo-benefício. Atualmente, devido à compreensão dos diversos custos sociais envolvidos com a abertura de valas, este método de instalação tem sido desencorajado. Como exemplo, a cidade de São Paulo possui em sua legislação, relativamente ao uso do subsolo da cidade, o Decreto nº 46.921/2006. Este decreto estabelece critérios adicionais para execução de obras em vias inseridas nos programas de pavimentação e recapeamento asfáltico. Tal decreto tem como finalidade incentivar o uso de métodos não-destrutivos e estabelecer critérios rigorosos de repavimentação para essas vias.

2.2 MÉTODOS NÃO-DESTRUTIVOS

De acordo com a NASTT e a ABRATT, os métodos não-destrutivos podem ser definidos como sendo uma família de métodos, equipamentos e materiais utilizados para a construção, recuperação, substituição, locação e detecção de vazamentos de infra-estruturas subterrâneas, com mínima ou nenhuma escavação da superfície e mínima interferência no tráfego, no comércio e em outras atividades locais.

Os métodos não-destrutivos podem ser utilizados para instalação e recuperação de utilidades subterrâneas sob rodovias, ferrovias, pistas de aeroportos, rios, canais e edificações. Podem ser empregados, também, nos casos em que se queira ou se necessite minimizar a perturbação do espaço superficial, que geralmente ocorre quando se empregam métodos tradicionais de abertura de vala em áreas urbanas. Atualmente, as principais utilidades subterrâneas que vêm sendo instaladas e rehabilitadas através de métodos não-destrutivos são: tubulações de esgoto, adutoras de água potável, sistema de drenagem, oleodutos, canalização de gás, cabos elétricos

e de telecomunicações. A Figura 2.6 apresenta utilidades subterrâneas que podem ser implantadas pelos métodos não-destrutivos.

Figura 2.6. Tipos de utilidades subterrâneas

Fonte: Stein, Möllers e Bielecki (1989)

Os métodos não-destrutivos podem ser divididos em duas categorias: Métodos de Construção Não-Destrutivos e Métodos de Recuperação Não-Destrutivos como mostrado na Figura 2.7. Os métodos de construção não-destrutivos incluem todos os métodos para instalação de novas tubulações e utilidades. Os métodos de recuperação incluem todos os métodos de reparo, reabilitação e ou substituição de um sistema de tubulação existente. Cada uma destas categorias principais será mais adiante dividida em subcategorias.

Figura 2.7. Divisão principal dos métodos não-destrutivos

Segundo Drösemeyer (2004), Gangavarapu (2003) e Najafi (2004), os métodos não-destrutivos apresentam muitas vantagens, tais como:

- reduzem a perturbação no tráfego, áreas de trabalho e áreas congestionadas;
- possibilitam o uso de caminhos predeterminados providos pela tubulação existente, reduzindo os problemas de direção e controle associado com novas rotas;
- requerem menos espaços subterrâneos, minimizando a possibilidade de interferir em tubulações existentes e abandonadas.
- possibilitam a oportunidade de aumentar o diâmetro da tubulação sem abertura de trincheira;
- requerem uma área de trabalho menos exposta e, conseqüentemente, apresentam maior segurança para os trabalhadores locais e usuários da via;
- eliminam a necessidade de remoção de despejo e minimizam os danos ao pavimento e a outras utilidades;
- reduz os impactos sociais, econômicos e ambientais.

2.2.1 Métodos de Construção Não-Destrutivos

Os métodos de construção não-destrutivos incluem todos os métodos de instalações de novas redes de utilidades subterrâneas, em que não há necessidade de abertura de trincheira ao longo de toda extensão, para instalação direta da tubulação ou duto na vala escavada (NAJAFI,

2004). Todavia, esses métodos apresentam características distintas quanto à forma de execução. As diferenças entre estes métodos estão na necessidade ou não de tripulação na frente de escavação, classificando-se, assim, em métodos tripulados ou não tripulados, e na forma de escavação empregada, dividindo-se em manual ou mecanizada. Tratando-se de escavação mecanizada, os métodos podem ser classificados em frente aberta ou fechada e frente pressurizada ou não pressurizada.

Os métodos tripulados são aqueles que necessitam da participação de operários junto à frente de avanço na execução do túnel, principalmente, devido ter-se que realizar a escavação e a aplicação do revestimento no interior do túnel. A Figura 2.8 apresenta um exemplo de método tripulado, no caso um “*shield*” de frente aberta em que a escavação é realizada manualmente.

Figura 2.8. Shield de frente aberta e escavação manual – “*Open Hand Shield*”

Fonte: <http://www.jackpipe.co.za/pipejacking.aspx> (Data de acesso: Julho 2007)

Métodos não tripulados são aqueles em que o túnel é escavado e revestido por operação humana à distância, sem necessidade de acesso ao seu interior. Nestes métodos a escavação é mecanizada e automatizada, podendo ser executada por escarificação/desagregação mecânica ou hidráulica, ou então, nem mesmo é feita. O tipo de revestimento empregado, contínuo ou segmentado, é montado externamente e então, é empurrado ou puxado para o interior do solo. O transporte do material escavado é realizado por processos contínuos, mecânicos ou

hidráulicos. A Figura 2.9 apresenta um exemplo de método não tripulado, que se refere a uma máquina de perfuração de túnel (TBM) controlada remotamente por um operador, de fora do túnel.

Figura 2.9. Esquema de uma máquina de perfuração de túneis – “*Microtunnelling Machine*”

Fonte: <http://www.herrenknecht.com> (Data de acesso: Julho 2007)

Os métodos não tripulados apesar de apresentarem características semelhantes, podem diferir consideravelmente, em relação ao projeto e ao modo de operação do equipamento usado. A dirigibilidade do sistema durante a escavação é a principal característica que diferenciam estes métodos. Baseado neste aspecto, estes podem ser divididos em dois grandes grupos: os não dirigíveis e os dirigíveis (STEIN; MÖLLERS; BIELECKI, 1989; TIGHE *et al.*, 2002).

Os dirigíveis são sistemas construtivos que permitem a execução de túneis em curvas, enquanto os não dirigíveis podem ser empregados apenas em traçados retos. Os métodos dirigíveis possuem uma maior sofisticação tecnológica e possibilitam monitoramento e ajustes de alinhamento e declividade conforme execução do trabalho. Tais características permitem melhorar a acurácia e aumentar a extensão do avanço. Os métodos construtivos, dirigíveis ou não dirigíveis, se diferenciam em linhas gerais, pelo método de escavação, de estabilização da

frente de avanço e de remoção do material escavado (DRÖSEMEYER, 2004).

De acordo com estas diferenças supracitadas, Stein, Möllers e Bielecki (1989) subdividiram os sistemas não dirigíveis em dois grupos: “*Soil Borrow Method*”, o que envolve avanço por escavação do solo e; o “*Soil Displacement Method*”, os quais o avanço é realizado por cravação e deslocamento do solo. Os sistemas dirigíveis foram subdivididos em três grupos: “*Pilot Boring Method*”, o que envolve a execução prévia de um furo piloto; “*Jacking and Boring Method*” ou “*Auger Method*”, o qual desagrega e remove o solo através de um trado e; o “*Shield Tunnelling Method*”, que escava o solo através de um “*shield*”.

A Figura 2.10 apresenta os métodos de construção não-destrutivos mais utilizados, dividindo-os de acordo com sua dirigibilidade e necessidade de pessoal na frente de escavação. Cada um destes métodos será brevemente apresentado neste capítulo.

Figura 2.10. Métodos de Construção Não-destrutivos

2.2.1.1 Perfuração Horizontal com Rosca sem Fim – “*Horizontal Auger Boring*”

A perfuração horizontal com rosca sem fim é um método eficaz amplamente utilizado para instalação de tubulações e revestimentos de aço sob ferrovias e rodovias, para prevenir cortes nos pavimentos e reduzir interrupções no tráfego. Trata-se de um método de instalação econômico e versátil, podendo ser usado em solos sob diversas condições.

Este método requer um poço de entrada e um poço de saída. Neste processo, um revestimento de aço é cravado no solo de um poço de entrada e o avanço da escavação é realizado através de uma cabeça perfuradora, enquanto uma série de trados (rosca sem fim) simultaneamente promove a remoção contínua do material escavado dentro do revestimento (ABRAHAM; BAIK; GOKHALE, 2002). O revestimento, por sua vez, possui uma borda de aço nas extremidades, e em seu interior encontra-se o trado, no qual é fixada a cabeça perfuradora, como mostrado na Figura 2.11.

Figura 2.11. Cabeça de corte e borda de aço

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

Neste método, o tubo de revestimento geralmente utilizado é de aço, uma vez que este deve resistir aos potenciais danos causados pela rotação do trado. O revestimento de suporte ao

redor do solo é introduzido à medida que o material escavado é removido. Geralmente, depois da instalação do revestimento, o tubo é inserido e o espaço anelar é preenchido com groute. A tubulação final instalada dentro do revestimento pode ser de qualquer material, sendo que a escolha depende do tipo de produto que será transportado pelo tubo.

Iseley e Gokhale (1997) citam que é possível utilizar perfuração horizontal com rosca sem fim para execução de um furo não revestido. No entanto, esta prática resulta em um furo instável, e a rotação inapropriada do trado no poço de entrada gera perigo aos trabalhadores. Desta forma, a prática comum é macaquear um revestimento de aço simultaneamente com a operação de perfuração. Se uma perfuração a trado não revestida é permitida, esta deve ser limitada a condições de solo com suficiente tempo de suporte e para furos curtos e de pequenos diâmetros.

A série de trados consiste de um ou mais trados conectados ao longo de toda extensão do revestimento, sendo que uma das extremidades é conectada à cabeça perfuradora e a outra à máquina de perfuração. A Figura 2.12 apresenta os trados antes de serem conectados. O trado transmite o torque da fonte de energia, localizada no poço de partida, para a cabeça de corte e realiza, também, o transporte do material escavado de volta a máquina.

Figura 2.12. Trados

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

A perfuração horizontal com rosca sem fim pode ser utilizada para instalação de revestimento com diâmetros variando de 100 mm a 1500 mm, sendo que os diâmetros mais comuns variam de 200 mm a 900 mm. Quando o diâmetro do tubo a ser instalado é menor que 200 mm, outras técnicas não destrutivas tornam-se mais apropriadas e econômicas, especialmente onde o alinhamento e a declividade não são muito importantes. Para grandes diâmetros onde o alinhamento e a declividade são fundamentais, outras técnicas como “*pipe jacking*” e “*microtunneling*” podem ser mais adequadas por apresentarem melhor acurácia.

Segundo Najafi (2004), este método foi inicialmente desenvolvido para instalações sob rodovias de duas faixas, com uma distância média de 13 m e distância máxima de 22 m. No entanto, distâncias típicas de projeto variam de 30 m a 180 m.

A acurácia típica que pode ser alcançada com este método é de $\pm 1\%$ da extensão do furo. Em projetos em que se necessite de uma maior exatidão, um revestimento de tamanho muito maior é instalado, para promover um espaço de manobra para o tubo no interior do revestimento, possibilitando assim, alcançar a tolerância especificada (ISELEY; GOKHALE, 1997). Inovações recentes nos sistemas de direção tornaram possível uma maior acurácia, todavia estas geram um aumento de custo.

Como citado anteriormente, a perfuração horizontal com rosca sem fim pode ser empregada em diversos tipos de solo, tais como: areia, argila e até mesmo em rocha dura. O tipo de solo mais adequado para este método são as argilas arenosas.

Há dois tipos de perfuração horizontal com rosca sem fim: tipo trilho - “*Track Type*” e tipo suspensa - “*Cradle Type*”.

No método “Cradle-Type”, enquanto a escavação é realizada, a máquina e o sistema revestimento-trado são mantidos suspensos por um equipamento de construção, tais como guindaste, escavadeira ou retroescavadeiras. Não há necessidade de qualquer estrutura de apoio. Entretanto, o comprimento total do revestimento deve ser montado fora do poço de entrada, com o trado e a cabeça de perfuração locados dentro do revestimento, antes do início da escavação. O sistema todo é então içado, e abaixado no poço de escavação. Uma vez que o alinhamento e o nível desejado são estabelecidos, o processo de escavação é iniciado e executado de forma contínua até sua conclusão (NRC, 2003). Iseley e Gokhale (1997) assinalam que este método é satisfatório para projetos que possuam espaço suficiente, uma vez que o tamanho do poço é função do diâmetro e comprimento do furo. Este tipo de método é geralmente empregado na instalação de oleodutos. A Figura 2.13 apresenta o esquema de operação do método “*cradle-type*”.

Figura 2.13. Esquema de operação do método “*cradle-type*”

Fonte: Iseley e Gokhale (1997)

O método “Track-Type” exige a construção de um sistema de direção. Este consiste em um trilho, onde a máquina de perfuração é locada. A máquina de perfuração se movimenta ao longo do trilho, para frente e para trás, realizando a cravação do revestimento e fornecendo a força de rotação para o trado durante a operação de escavação. A Figura 2.14 apresenta o

esquema de operação do método “*track-type*”.

Figura 2.14. Esquema de operação do método “*track-type*”

Fonte: Iseley e Gokhale (1997)

O alinhamento vertical da operação de perfuração a trado pode ser controlado utilizando nível d’ água. No entanto, é difícil controlar o alinhamento horizontal sem instrumentação especial. Devido este limitado grau de dirigibilidade, a configuração inicial do sistema de trilho no poço de partida é fundamental para acurácia da perfuração. Desta forma, a correta construção do poço de entrada é importante para o sucesso da operação.

O tamanho do poço de partida é determinado de acordo com o diâmetro do furo e o comprimento do segmento de revestimento utilizado. Os comprimentos dos segmentos geralmente empregados são de 3 m, 6 m e 12 m; sendo que o mais comum é de 6 m. Caso seja utilizado um segmento de revestimento de 6 m de comprimento, o tamanho do poço pode variar de 9 m a 10 m de comprimento por 2,5 m a 3,6 m de largura. A área de serviço requerida é aproximadamente 23 m por 46 m, sendo área mínima de aproximadamente 9 m por 25 m. O espaço disponível deve ser suficiente para o carregamento, descarregando e armazenamento de materiais e equipamentos.

O poço de partida requer uma fundação estável e um adequado bloco de reação. A fundação

deve suportar o trilho, permitindo que a máquina se mova para frente e para trás, sem movimentos verticais (ABRAHAM; BAIK; GOKHALE, 2002). Najafi (2004) frisa que a parte mais crítica da operação é o alinhamento e nivelamento da máquina de perfuração, pois, se o alinhamento não está correto quando se inicia a perfuração, provavelmente não poderá ser corrigido durante o processo de escavação. A Figura 2.15 apresenta a máquina de perfuração instalada no sistema de trilho.

Figura 2.15. Máquina de perfuração instalada no trilho

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

A construção do poço de partida pode levar 1 dia, quando este for menor que 3 m e as paredes da vala puderem ser inclinadas. Caso o poço seja maior que 9 m e estruturas de escoramento de vala sejam necessárias, a construção do poço pode demorar alguns dias. Uma taxa de produção típica de projeto é 12 a 18m para cada 8 horas de trabalho. Dependendo das condições do solo, diâmetro e comprimento do revestimento, a perfuração horizontal com rosca sem fim é geralmente executada a uma taxa de 1 a 3,6 m/h.

As principais vantagens e desvantagens deste método são apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Principais vantagens e desvantagens do método de perfuração horizontal com rosca sem fim

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • A principal vantagem é que o revestimento é instalado à medida que a escavação é executada, reduzindo a probabilidade de desmoronamento, o qual pode causar afundamento da superfície. • Este método pode ser utilizado em uma ampla variedade de tipos de solo. 	<ul style="list-style-type: none"> • Este método pode não ser eficiente em areias e solos instáveis. • Necessita de investimentos significativos para construção do poço de partida e das instalações iniciais. • A acurácia no alinhamento e declividade é limitada. • Necessita construção de poço de partida e recepção.

Fonte: Najafi (2004)

2.2.1.2 Perfuração Horizontal Direcional – “*Horizontal Directional Drilling (HDD)*”

O método de perfuração horizontal direcional, mais conhecido como HDD, é definido como um sistema de perfuração dirigível para instalação de tubulações, conduítes e cabos. Estes métodos são chamados assim, devido a sua habilidade de informar a localização da cabeça de perfuração e de guiá-la durante o processo de perfuração (NAJAFI, 2004).

Este método pode ser dividido em três categorias: maxi-HDD, midi-HDD e mini-HDD. O tamanho físico do equipamento e o âmbito de aplicação dos projetos de HDD podem variar significativamente, entretanto não há diferenças significantes nos mecanismos de operação. A Tabela 2.2 apresenta uma comparação entre as principais características para as três categorias supracitadas. As Figuras 2.16, Figura 2.17 e Figura 2.18 ilustram estas três categorias existentes.

Tabela 2.2 – Comparação das principais características das categorias de HDD

Característica	Und	Tipo		
		Maxi	Mid	Mini
Diâmetro	(mm)	600 a 1200	300 a 600	50 a 300
Profundidade	(m)	≤ 61	≤ 23	≤ 6
Extensão	(m)	≤ 1830	≤ 305	≤ 183
Torque	(KN.m)	$\leq 108,5$	1,2 a 9,5	$\leq 1,3$
Capacidade de puxada/inserção	(t)	$\geq 45,36$	9,07 a 45,36	$\leq 9,07$
Peso da máquina	(t)	≤ 30	≤ 18	≤ 9
Área em planta do equipamento	(m²)	$> 2,50 \times 13,70$	2,20 x 6,10 a 2,50 x 13,70	1,00 x 3,00 a 2,20 x 6,10
Área de trabalho recomendada	(m²)	45,70 x 76,20	30,50 x 45,70	6,10 x 18,30
Material do tubo		PEAD e aço	PEAD, aço e ferro dúctil	PEAD, aço e PVC fundido
Aplicações típicas		Passagens sob Rios e Autovias	Passagens sob Rios e Rodovias	Linhas de gás, cabos de energia e telecominações

Fontes: Bennett, Ariaratnam e Como (2004),
Najafi (2004)

Figura 2.16. HDD para diâmetros grandes

Fonte: Bennett, Ariaratnam e Como (2004)

Figura 2.17. HDD para diâmetros médios

Fonte: <http://www.vermeer.com/> (Data de acesso: Julho 2007)

Figura 2.18. HDD para diâmetros pequenos

Fonte: Bennett, Ariaratnam e Como (2004)

O HDD é principalmente utilizado para instalação de oleodutos; tubulações de água, gás e esgoto e; cabos de fibra ótica e energia elétrica. Trata-se de uma técnica muito versátil, uma vez que pode ser utilizada para instalação de tubulações com diâmetros variando de 50 mm a 1220 mm, em diversas situações, tais como: cruzamento sob lagos, rios, canais, vales, hábitat de vida selvagem sensível e cruzamento sob rodovias e ferrovias (CAPP, 2004).

O tipo de tubo utilizado deve ser liso, flexível e possuir resistência para resistir às cargas e tensões durante a fase de instalação e operação. Os materiais mais usados para instalação com HDD são: aço e polietileno de alta densidade (PEAD). Recentemente outros tipos de materiais tais como: PVC fundido e ferro dúctil têm sido utilizados.

Na maioria das vezes, o processo de instalação da tubulação é feito em dois estágios. O primeiro estágio consiste da perfuração do furo piloto de aproximadamente 25 mm a 125 mm ao longo do eixo central da extensão desejada. No segundo estágio, o furo piloto é alargado para o diâmetro desejado para acomodar a tubulação e, ao mesmo tempo, a tubulação é puxada através do furo alargado. A Tabela 2.3 apresenta a relação recomendada entre o diâmetro do tubo e o diâmetro de alargamento. Cabe salientar que para tubos de grandes diâmetros o processo de alargamento envolve vários passos e o diâmetro desejado é obtido

gradualmente. A Figura 2.19 apresenta estes estágios do processo de instalação.

Tabela 2.3 – Relação recomendada entre o diâmetro do tubo e o diâmetro de alargamento

Diâmetro do Tubo (mm)	Diâmetro de alargamento (mm)
< 200	Diâmetro do tubo + 100 mm
200 a 600	Diâmetro do tubo x 1,5
> 600	Diâmetro do tubo + 300 mm

Fonte: Bennett, Ariaratnam e Como (2004)

Figura 2.19. Estágios do processo de instalação da tubulação

Fonte: Bennett, Ariaratnam e Como (2004)

Abraham, Baik e Gokhale (2002) afirmam que a escavação do furo piloto é a fase mais importante de uma obra utilizando-se HDD, uma vez que a escavação do mesmo determina a posição final da tubulação a ser instalada. Geralmente, um pequeno poço de entrada pode ser escavado para facilitar a operação. O poço facilita a entrada da cabeça de perfuração no ângulo desejado e ajuda a conter o fluido de perfuração. O furo piloto é executado tipicamente, com um ângulo de entrada entre 8 e 16 graus, entretanto ângulos com até 20 graus tem sido utilizados em alguns projetos de grande diâmetros. É recomendado pelo menos

um comprimento completo, de uma barra de perfuração, antes de nivelar a trajetória do furo.

A escavação do furo piloto é executada ao longo do alinhamento projetado, do poço de entrada ao poço de saída, com um ângulo de saída variando entre 5 e 10 graus. A trajetória de perfuração deve apresentar o menor número de curvas possíveis, para minimizar os problemas no arraste e prolongar a vida útil do equipamento (BENNETT; ARIARATNAM; COMO, 2004). Segundo Abraham, Baik e Gokhale (2002), o raio mínimo usual em pés (ft) para um tubo de aço é 100 vezes o diâmetro do tubo em polegadas (in). Para tubos plásticos, o fator de multiplicação é 40, ou seja, 40 vezes o diâmetro do tubo em polegadas. No ponto de saída, outro poço pequeno pode ser escavado para facilitar a retenção do fluido de perfuração e a entrada do tubo ou cabo durante a operação de arraste.

Tanto no processo de perfuração do furo piloto, quanto no alargamento do mesmo é utilizado um fluido de perfuração. Os fluidos de perfuração típicos são bentonita, polímeros e água, sendo este aconselhável para furos pequenos e com condições de solo estáveis. De acordo Bennett, Ariaratnam e Como (2004) e Najafi (2004), as principais funções do fluido de perfuração são:

- remover o material escavado para superfície;
- estabilizar a perfuração e prevenir desmoronamento;
- manter material perfurado em suspensão;
- estabilizar formações não consolidadas;
- lubrificar o conjunto de perfuração;
- transmitir energia hidráulica à ferramenta de corte;
- diminuir atrito entre o tubo e a parede do furo;
- controlar pressão;

- resfriar e limpar a cabeça de perfuração;
- minimizar o impacto sobre o meio ambiente.

O método HDD pode ser aplicado em diversos tipos de solo, tais como: solos arenosos, argilosos, pedregulhosos e até mesmo em formações rochosas contínuas, através do uso da cabeça de perfuração adequada. A cabeça de perfuração é utilizada para execução do furo piloto. Há diversos tipos de ferramentas de corte para a cabeça de perfuração, sendo que a escolha depende principalmente do tipo do material a ser escavado (BENNETT; ARIARATNAM; COMO, 2004). A Figura 2.20 apresenta alguns exemplos de ferramentas de cortes para a cabeça de perfuração. O processo de alargamento do furo piloto para instalação final da tubulação é feito utilizando-se os alargadores. Existem diversos tipos e tamanhos de alargadores, sendo que a seleção adequada é baseada principalmente nas condições do solo, tamanho do furo e capacidade de bombeamento. A Figura 2.21 apresenta alguns exemplos de alargadores.

Figura 2.20. Ferramentas de corte

Fonte: Bennett, Ariaratnam e Como (2004)

Figura 2.21. Alargadores

Fonte: <http://www.vermeer.com/> (Data de acesso: Julho 2007)

Para correta execução da trajetória do furo é utilizado um sistema de rastreamento. Existem duas categorias de sistemas: sistemas que caminham sobre o furo e sistemas que não caminham sobre o furo. Os sistemas que caminham sobre o furo são os mais utilizados nas operações de escavações, devido ao seu baixo custo (ABRAHAM; BAIK; GOKHALE, 2002).

No sistema que caminha sobre o furo, o transmissor locado no interior da cabeça de perfuração é o principal componente deste sistema (NAJAFI, 2004). O transmissor é um dispositivo que emite sinais eletromagnéticos em frequência de rádio. Este transmissor tem a função de comunicar-se com um receptor, situado na superfície do terreno e informar sobre a profundidade, direção, inclinação, rotação, temperatura da cabeça de corte e vida da bateria. As Figuras 2.22 e 2.23 apresentam, respectivamente, um exemplo de receptor e transmissor da categoria de sistemas que caminham sobre o furo. O alcance de quaisquer transmissores com quaisquer receptores depende do nível de interferência no local de trabalho. Estas interferências são divididas em ativas e passivas. Interferência ativa é definida como qualquer fonte que emita um sinal ou gere seu próprio campo magnético. Interferência passiva pode ser causada por qualquer coisa que bloqueie, absorva ou distorça um campo magnético.

Figura 2.22. Receptor da categoria de sistema que caminha sobre o furo

Fonte: Bennett, Ariaratnam e Como (2004)

Figura 2.23. Transmissor da categoria de sistema que caminha sobre o furo

A acurácia da instalação para maxi-HDD e midi-HDD depende principalmente do sistema de rastreamento usado e da habilidade do operador. Normalmente, a máxima acurácia que pode ser alcançada é de 1% do comprimento. Caso seja desejada uma maior exatidão, isso pode ser feito pela redução do intervalo no qual é realizada a leitura da localização. Todavia, este processo irá consumir mais tempo.

Segundo Najafi (2004), o método HDD apresenta a maior taxa de avanço de perfuração do furo piloto entre todos os métodos de instalação não-destrutivos existentes. A Tabela 2.4 apresenta as taxas de produção típicas para as três classes de HDD.

Tabela 2.4 – Taxas de produção típicas para as três classes de HDD

Tarefa	mini - HDD	midi - HDD	maxi - HDD
1. Mobilização de equipamento e instalação	≤ 6 horas	1 - 3 dias	3 - 10 dias
2. Perfuração do furo piloto	30,5 - 122 m/h	18 - 91,5 m/h	6 - 55 m/h
3. Alargamento (por passada)	30,5 - 91 m/h	18 - 73 m/h	6 - 55 m/h
4. Puxada da tubulação (sem alargamento)			
a. Cabo	61 - 183 m/h	61 - 183 m/h	N/A
b. PEAD	61 - 183 m/h	61 - 183 m/h	46 - 137 m/h
c. Aço	61 - 183 m/h	61 - 183 m/h	46 - 137 m/h
5. Limpeza, restauração e desmobilização	2 - 4 h	4 h a 2 dias	2 - 7 dias

Fonte: Bennett, Ariaratnam e Como (2004)

A Tabela 2.5 apresenta as principais vantagens e desvantagens deste método.

Tabela 2.5 – Principais vantagens e desvantagens do método HDD

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • Capacidade de dirigibilidade. • Não necessita execução de poço de entrada e saída. • O tempo de instalação dos equipamentos é relativamente menor comparado aos demais métodos de construção não-destrutivos. • Este método pode alcançar de um único ponto de lançamento o maior comprimento de instalação, de que qualquer outro método não destrutivo do tipo não tripulado. 	<ul style="list-style-type: none"> • O tipo de tubo utilizado deve apresentar suficiente resistência à tração axial. • Em instalação de tubulações em pequena profundidade é possível ocorrer movimentação do solo.

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

2.2.1.3 Microtúneis – “*Microtunneling*”

Microtúneis podem ser descritos como uma técnica de cravação de tubos, totalmente guiada e controlada remotamente, a qual promove um suporte contínuo da frente de escavação e não requer entrada de pessoal no interior do túnel (ASCE 2001). A máquina de escavação de microtúneis (*microtunnel boring machine* - MTBM) é operada através de um painel de controle, geralmente localizado na superfície. O sistema instala simultaneamente os tubos à medida que o solo é escavado e removido. A entrada de trabalhadores é necessária apenas para trabalhar dentro do poço.

Segundo Abraham, Baik e Gokhale (2002) e Najafi (2004), o micro-túnel é um método de construção não destrutivo para instalação de tubulações, que garante um correto alinhamento e nivelamento da tubulação do poço de entrada ao poço de saída e possui grande flexibilidade quanto às condições de solo em que podem atuar.

Baseado no modo de operação, os microtúneis podem ser subdivididos em dois grupos: método utilizando lama (“*slurry method*”) e o método utilizando trado (“*auger method*”). No “*slurry method*” uma lama é bombeada para frente do MTBM. A mistura de material escavado com lama é transportada aos tanques de sedimentação dispostos na superfície, onde ocorrem a separação do material escavado da lama. No “*auger method*”, o material escavado é transportado para o poço de entrada através de trados no interior do tubo de revestimento, e então é içado até a superfície do solo por meio de guindastes. Entretanto, cabe salientar que a utilização do “*auger method*” não é muito comum, pois “*slurry method*” apresenta uma maior versatilidade, podendo trabalhar abaixo do nível d’água e em solos instáveis, uma vez que é capaz de promover a proteção da frente de escavação através da pressão de lama. Devido o

“*auger method*” não ser uma prática muito utilizada, apenas o “*slurry method*” será, adiante, descrito brevemente.

Os microtúneis podem ser utilizados para instalação de tubulações com diâmetro variando de 250 mm a 3500 mm, sendo que a faixa mais comum de diâmetro varia de 600 mm a 1200 mm. Segundo Najafi (2004), os comprimentos típicos de projetos para *slurry method* variam entre 150 m a 450 m, e no caso do *auger method* variam de 61m a 150 m. Dependendo das condições do solo e de projeto, nas operações de perfurações com microtúneis é possível alcançar uma taxa de produção de 9 m a 18 m em 8 horas de trabalho, para um grupo de trabalho de 4 a 8 pessoas (ABRAHAM; BAIK; GOKHALE, 2002).

O método micro-túnel é indicado para instalação de tubulações que trabalhem com fluxo sob gravidade, uma vez que estas tubulações requerem alto grau de exatidão. O sistema laser utilizado para controle do alinhamento e declividade, possibilita a instalação com acurácia de ± 25 mm.

Com relação à profundidade, por se tratar de um método controlado remotamente, não há limite teórico para a máxima profundidade de instalação. Todavia, Drösemeyer (2004), frisa que é essencial a determinação da profundidade mínima, a qual é necessária para evitar grandes recalques ou levantamentos na superfície do terreno e, prevenir a fuga de lama.

O espaço de trabalho adequado deve possuir um poço de partida com dimensões suficientes para acomodar os equipamentos e materiais utilizados na operação. O espaço de trabalho adequado, tipicamente, pode variar de 6 m a 12 m na largura e de 23 m a 46 m no comprimento. Iseley e Gokhale (1997) citam que, o espaço necessário é determinado através

do tamanho do poço de partida, o qual pode variar de 5 m por 10 m a 15 m por 30 m, dependendo do diâmetro e comprimento do tubo e dimensões do equipamento.

Como citado anteriormente, os microtúneis podem ser empregados em diversas condições de solo. Existem vários tipos de cabeças de cortes que possibilitam sua utilização numa grande variedade de solos, tais como: solos argilosos, siltosos, arenosos, pedregulhos e inclusive em rochas. Geralmente, matacões com 20 a 30 por cento do diâmetro da máquina podem ser removidos pelos microtúneis através da trituração do matacão, reduzindo-o assim, em partículas com tamanhos inferiores a 25 mm. (ABRAHAM; BAIK; GOKHALE, 2002).

O método de operação de microtúneis, “slurry method”, possui cinco sistemas independentes:

- Máquina de escavação de microtúneis (MTBM);
- Sistema de cravamento ou propulsão;
- Sistema de remoção do material escavado;
- Sistema de orientação a laser e controle remoto;
- Sistema de lubrificação do tubo.

Neste método, a escavação do solo é executada pela cabeça de corte, através das coroas cortantes (“*cutting wheel*”). A rotação da cabeça de corte pode ser concêntrica ou excêntrica, e a velocidade de rotação pode ser constante ou variável. A cabeça de corte é bi-rotacional, podendo promover maior flexibilidade em superar obstáculos e condições de solos adversas. Algumas fotos da MTBM são apresentadas nas Figuras 2.24 e 2.25.

Figura 2.24. MTBM

Fonte: Najafi (2004)

Figura 2.25. Detalhe da cabeça de corte

Fonte: Najafi (2004)

O material escavado pela cabeça de corte é conduzido para uma câmara estanque e isolada do restante do túnel, localizado na parte frontal do “*shield*”. Essa câmara frontal é pressurizada com o bombeamento de lama bentonítica para promover o equilíbrio das pressões da frente de escavação (MATSUI, 1997). O bombeamento da lama é feito em circuito fechado, pois a lama é reciclada. Desta forma, por um tramo ligam-se os reservatórios de lama, localizados na superfície do terreno, ao “*shield*” e, por meio de outro tramo promove-se o sentido inverso, como mostra a Figura 2.26. Segundo Drösemeyer (2004), a circulação da lama tem como finalidade manter a frente de escavação adequadamente pressurizada e transportar o material escavado até o sistema de separação disposto na superfície. Nestes tanques de sedimentação é

realizada a separação do solo escavado, que é removido para bota-foras, enquanto a lama isenta de sólidos em suspensão é re-circulada. A Figura 2.27 apresenta o sistema de separação de solo.

Figura 2.26. Tramos de entrada e saída da lama

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

Figura 2.27. Sistema de separação de solo

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

A cravação dos tubos é feita por meio de pistões hidráulicos, localizados no poço de partida, de forma sincronizada com as operações de escavação e transporte do material escavado. Cada tubo cravado movimenta toda a composição, “*shield*” mais tubos, cravada anteriormente, que avança em direção ao poço de chegada. No final da cravação de cada tubo, é preciso desconectar todas as utilidades existentes no interior do túnel, como dutos de alimentação e de retirada de lama, cabos elétricos e outros, para a montagem do tubo seguinte.

Feito isto, procede-se a nova conexão para, então, iniciar-se a operação de avanço deste tubo.

Um esquema típico de obra utilizando “*slurry method*” é apresentado na Figura 2.28.

Figura 2.28. Esquema típico de obra utilizando “*slurry method*”

Fonte: <http://www.herrenknecht.com> (Data de acesso: Setembro 2007)

De acordo com Matsui (1997), basicamente dois conjuntos de parâmetros devem ser determinados durante a operação de aplicação desta técnica. O objetivo principal do estabelecimento desses parâmetros operacionais diz respeito à manutenção da estabilidade do maciço durante a construção do túnel e limitação dos danos causados às estruturas superficiais e subsuperficiais. Os parâmetros operacionais a serem determinados são as tensões na frente de escavação e os esforços de cravação da composição.

A pressão de lama aplicada na frente de escavação garante a estabilidade da escavação e a minimização dos recalques induzidos. Entretanto, esta mesma pressão de lama também está relacionada com a relaxação das tensões do maciço, de modo que, quanto maior for a pressão na frente de escavação, maiores serão as tensões normais do maciço sobre o revestimento e, conseqüentemente maior será o esforço necessário para a cravação dos tubos (MATSUI, 1997).

Os esforços de cravação são, essencialmente, funções da resistência à penetração da frente cortante, da força de atrito gerada na interface tubo/solo em solos instáveis, do peso próprio dos tubos em solos estáveis, do desalinhamento e de eventuais paradas durante a cravação. Neste tipo de processo de escavação, utilizando fluido para a estabilização da frente de avanço, as pressões aplicadas também devem ser consideradas na determinação da resistência à penetração. A estimativa dos esforços de cravação é fundamental para a definição da capacidade dos sistemas hidráulicos de propulsão; do espaçamento entre os poços de serviço; da necessidade ou não de lubrificação e de estações intermediárias de cravação e para o dimensionamento estrutural do sistema de reação e dos tubos (DRÖSEMEYER, 2004). A Figura 2.29 apresenta um revestimento de aço, de 1000 mm de diâmetro por 6,00 m de comprimento, que está sendo cravado.

Figura 2.29. Revestimento de aço sendo cravado

Fonte: Najafi (2004)

Atualmente, no sistema de controle e monitoramento do método microtúneis vêm-se utilizando controles computadorizados, sistemas gráficos e equipamentos “*laser*” sofisticados. Neste sistema de controle, uma mira laser é locada no poço de partida e o alvo do laser e uma câmera de circuito fechado de televisão são instalados na MTBM, os quais são capazes de indicar a posição relativa da mesma. Além disso, inclinômetros são utilizados para obterem-se dados acerca dos ângulos de inclinação e de giro da MTBM. Os dispositivos “*lasers*” são

fixados independentemente da estrutura do poço para não serem afetados por movimentos resultantes da operação de cravação, como mostra a Figura 2.30. A Figura 2.31 apresenta o alvo instalado na MTBM. Todos os parâmetros envolvidos na operação micro-túnel são controlados e comandados de uma cabine de operação localizada junto ao poço de partida. Este sistema de direcionamento e posicionamento utilizado nos microtúneis permite a instalação de tubulações que necessitem de alto grau de acurácia no alinhamento e na declividade.

Figura 2.30. Laser para orientação do MTBM

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

Figura 2.31. Alvo instalado no MTBM

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

A Tabela 2.6 apresenta as principais vantagens e desvantagens dos microtúneis.

Tabela 2.6 – Principais vantagens e desvantagens dos microtúneis

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • Permite instalar tubulações com alto grau de acurácia no alinhamento e na declividade. • Tem capacidade de trabalhar em diversos tipos de solos. • Tem capacidade de trabalhar em condições adversas, não necessitando gastos com sistemas de rebaixamento do nível d'água ou ar comprimido. • Permite instalar tubulações em grandes profundidades. • Não necessita da entrada de trabalhadores dentro do túnel. 	<ul style="list-style-type: none"> • Incapacidade de utilizar tubos flexíveis ou de baixa resistência, tais como PVC. • Apresenta limitações em superar obstruções, tais como grandes matacões e raízes. • O custo dos equipamentos é alto. • Necessita execução de poço de partida e recepção.

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002),
Najafi (2004)

2.2.1.4 Tubo-Piloto Microtúnel – “*Pilot-Tube Microtunneling (PTMT)*”

O PTMT é uma versão híbrida do micro-túnel convencional. Este método consiste na combinação de tecnologias não destrutivas existentes, que incluem perfuração horizontal com rosca sem fim, micro-túnel e HDD. O PTMT emprega trados para escavação e remoção do solo e um sistema hidráulico para cravação dos tubos, semelhante à perfuração horizontal com rosca sem fim. Este método utiliza um teodolito com uma câmera como sistema de orientação. O alvo com diodos emissores de luz (Light Emitting Diodes -LEDs) é montado

na cabeça dirigível e, é monitorado através de um monitor de TV, similar ao sistema de orientação dos microtúneis. O processo de operação do PTMT inclui também a execução de furo piloto e alargamento, as quais são operações típicas do HDD. Esta técnica pode ser utilizada para instalar tubos de aço, ferro dúctil, concreto e cerâmico.

O PTMT emprega uma cabeça dirigível para perfuração e ajuste do alinhamento e declividade. A cabeça dirigível possui uma obliquidade em um dos lados. Diversos tipos de cabeças dirigíveis estão disponíveis de acordo com o grau de obliquidade. Dois tipos diferentes de cabeças dirigíveis são apresentados na Figura 2.32.

Figura 2.32. Cabeça dirigível para PTMT

Fonte: <http://www.akkerman.com/> (Data de acesso: Setembro 2007)

Para uma escavação acurada utilizando o PTMT, o alvo é um dos componentes críticos. A Figura 2.33 mostra o alvo utilizado na operação do PTMT, e a Figura 2.34 mostra o alvo instalado na cabeça dirigível. Os LEDs são ordenados de tal forma a compor dois círculos e uma linha no centro. Estes utilizam uma bateria que dura aproximadamente 10 dias quando carregada. Quando o alvo é ligado, os LEDs são iluminados, como mostrado na Figura 2.34, e podem ser vistos pelo teodolito mesmo que o alvo e a cabeça dirigível estejam no interior do furo.

Figura 2.33. Alvo

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

Figura 2.34. Alvo instalado na cabeça dirigível

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

O sistema de orientação é composto pelo alvo, teodolito, câmera e monitor, e podem detectar desvios no perfil da escavação, fornecendo informações contínuas ao operador sobre a localização da cabeça dirigível. A estrutura do sistema de orientação é ilustrada na Figura 2.35. Caso seja detectado desvio pelo monitor, o operador pode corrigir a direção através da cravação do tubo piloto, utilizando obliquidade da superfície da cabeça dirigível. A exatidão na instalação do teodolito e do alvo determina a acurácia de toda execução, desta forma é preciso uma instalação cuidadosa destes equipamentos.

Figura 2.35. Sistema de direcionamento para PTMT

Fonte: <http://www.herrenknecht.com> (Data de acesso: Setembro 2007)

O PTMT é empregado para instalações de tubos de pequeno diâmetro, que necessitam de alta exatidão no alinhamento e na declividade. Desta forma, este método é apropriado para a instalação de tubulações de água e esgoto de pequeno diâmetro. Como a aplicação desta técnica é indicada para tubos de pequeno diâmetro, o equipamento e o espaço necessário para a operação são menores comparados aos outros métodos de cravação, tais como a perfuração horizontal com rosca sem fim, cravação de tubo e o micro-túnel.

A primeira etapa no método PTMT é a instalação acurada do tubo piloto. Nesta etapa, a cabeça dirigível conectada aos tubos piloto escava um furo, cujo tamanho é inferior ao necessário. A execução do furo é feito por meio do deslocamento do solo, através da rotação e cravação do tubo piloto. Os desvios são continuamente ajustados através do acompanhamento do alvo iluminado, pelo teodolito, no monitor de vídeo. Durante o avanço, a inclinação e o alinhamento são corrigidos através da rotação do tubo piloto. A instalação do tubo piloto é de fundamental importância, pois determina a linha central da nova instalação. A etapa de alargamento irá seguir o caminho estabelecido pelo tubo piloto. Uma vez que os tubos pilotos

alcancem o poço de recepção, o teodolito, câmera e o monitor não são mais necessários e podem ser removidos. Os tubos pilotos utilizados são mostrados na Figura 2.36. O processo de execução do furo piloto é ilustrado na Figura 2.37.

Figura 2.36. Tubos pilotos

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

Figura 2.37. Cravação do tubo piloto

Fonte: <http://www.akkerman.com/> (Data de acesso: Setembro 2007)

Na etapa seguinte, quando a cabeça dirigível alcança o poço de recepção, o alargador e o revestimento com os trados em seu interior são conectados ao último segmento do tubo piloto. Feito isto, o aumento do furo é realizado através da rotação e cravação do alargador e do revestimento. A cabeça dirigível e os tubos pilotos são recuperados no poço de recepção e, o processo é repetido até que todos os tubos pilotos sejam removidos. O alargador, trados e os

revestimentos utilizados neste processo são mostrados nas Figuras 2.38, 2.39 e 2.40, respectivamente. A ilustração deste processo é apresentada na Figura 2.41.

Figura 2.38. Alargador para PTMT

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

Figura 2.39. Trados para PTMT

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

Figura 2.40. Tubos e revestimentos para PTMT

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

Figura 2.41. Processo de alargamento

Fonte: <http://www.akkerman.com/> (Data de acesso: Setembro 2007)

Na última etapa, após o alargador ser recuperado no poço de recepção, um adaptador é instalado no final do último segmento de revestimento. Este adaptador, apresentado na Figura 2.42, conecta o revestimento ao tubo final. A estrutura hidráulica crava os tubos, enquanto os revestimentos são recuperados no poço de recepção. Nesta operação, os trados removem o solo no interior do revestimento e, logo após, são recuperados no poço de partida. Este processo é repetido até que todos os revestimentos e trados sejam recuperados. A Figura 2.43 ilustra a instalação da tubulação final.

Figura 2.42. Adaptador para PTMT

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

Figura 2.43. Instalação dos tubos

Fonte: <http://www.akkerman.com/> (Data de acesso: Setembro 2007)

O PTMT pode instalar tubulações variando de 100 mm a 760 mm de diâmetro. O comprimento máximo de instalação é aproximadamente 90 m, todavia, em condições de solo favoráveis é possível atingir extensões de 120 m (NAJAFI, 2004). A instalação completa de uma tubulação com 76 m de extensão, incluindo tubo piloto, alargamento e instalação da tubulação, é possível ser feita em 3 dias.

A operação com o PTMT tem uma acurácia de 6 mm em 90 m de extensão de tubo. No entanto, a acurácia real alcançada em campo, depende da capacidade do teodolito e da habilidade do operador.

Esta técnica pode ser aplicada em diversos tipos de solo. Todavia, solos duros com presença de pedregulhos e pedras grandes podem prejudicar o desempenho da operação, assim como areias e solos instáveis.

As principais vantagens e desvantagens do PTMT são apresentadas na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Principais vantagens e desvantagens do método do tubo-piloto microtúnel

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • É um método acurado para instalação de tubulações. • Pode ser utilizado acima ou abaixo do nível d'água. • Necessita de pequena área de trabalho. • Apresenta a possibilidade de escolher entre diesel e eletricidade, para fornecer energia ao sistema hidráulico. 	<ul style="list-style-type: none"> • Este método é adequado para terrenos macios, em que é possível o deslocamento do solo para instalação do tubo piloto. • Necessita poço de entrada e recepção.

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

2.2.1.5 Cravação Dinâmica de Tubo – “*Pipe Ramming*”

A cravação dinâmica de tubo é um método não destrutivo para instalação de tubos e revestimentos de aço, no qual um martelo pneumático é utilizado para cravar os tubos ou revestimentos no solo (ABRAHAM; BAIK; GOKHALE, 2002). O método é freqüentemente utilizado para instalações de tubulações sob ferrovias e rodovias. Depois de concluída a instalação, o revestimento de aço está pronto para o uso ou, caso seja necessário, outros tipos de tubos podem ser inseridos através dele.

O método é extremamente interessante para instalações de tubos de grandes diâmetros em curtas travessias e para instalações rasas. De acordo com Simicevic e Sterling (2001), este método é geralmente seguro onde alguns outros métodos não-destrutivos podem provocar deslocamentos superficiais inaceitáveis. A cravação dinâmica de tubos é adequada para todas as condições de solo, exceto para rochas (NAJAFI, 2004). Este método é principalmente

utilizado para instalações horizontais, mas pode ser também utilizado para projetos verticais. Segundo Simicevic e Sterling (2001), a cravação dinâmica de tubo pode, também, ser utilizada combinada com o HDD visando: (i) libertar a tubulação final durante a operação de puxada, (ii) resgatar barras de perfuração emperradas durante a execução do furo piloto ou alargamento e, (iii) auxiliar nas partidas difíceis.

A cravação dinâmica de tubos quando comparada aos outros métodos não-destrutivos, tais como perfuração horizontal com rosca sem fim e perfuração horizontal direcional, em condições favoráveis, pode reduzir o tempo e o custo total da instalação (SIMICEVIC; STERLING, 2001). O tempo de instalação pode ser aproximadamente 40% menor que na perfuração horizontal com rosca sem fim, devido à profundidade e a largura dos poços requeridos serem menores e a cravação dinâmica de tubo ser mais rápida. Uma instalação de 12,20 a 18,30 m de comprimento pode ser executada em uma hora e meia, enquanto que, utilizando a perfuração horizontal com rosca sem fim para mesma distância, seriam necessários, aproximadamente, um dia e meio. A perfuração horizontal direcional é mais adequada para extensas perfurações, no entanto, para instalações variando entre 1,50 a 18,30 m de comprimento, a cravação dinâmica de tubo geralmente apresenta melhores resultados.

A cravação dinâmica de tubos é dividida em duas categorias: face fechada e face aberta. Na cravação dinâmica de tubos com a face fechada, uma cabeça em forma de cone é fixada na extremidade frontal do primeiro segmento de tubo a ser cravado. Esta cabeça penetra no solo, comprimindo-o ao redor do tubo à medida que o revestimento é cravado. Este método pode ser usado para tubos de até 200 mm de diâmetro ou em condições específicas de solo (NAJAFI, 2004). A Figura 2.44 apresenta a extremidade fechada de um tubo de 200 mm.

Figura 2.44. Cravação dinâmica de tubo com face fechada

Fonte: Simicevic e Sterling (2001)

Na cravação dinâmica de tubo com face aberta, a frente do tubo ou revestimento de aço permanece aberta. Desta forma um furo do mesmo tamanho do revestimento pode ser aberto. Sua forma deve permitir a condução do solo dentro do tubo ao invés de compactá-lo do lado de fora. Este método promove um baixo deslocamento das partículas do solo, ocorrendo assim uma mínima compactação do solo durante o processo de cravação (ABRAHAM; BAIK; GOKHALE, 2002). Najafi (2004) cita que esta técnica é geralmente empregada para tubos maiores que 200 mm. Um esquema típico, de obra utilizando a cravação dinâmica de tubo com face aberta, é apresentado na Figura 2.45. A Figura 2.46 apresenta um martelo pneumático, utilizado na cravação dinâmica de tubos.

Figura 2.45. Cravação dinâmica de tubo com face aberta

Fonte: Simicevic e Sterling (2001)

Figura 2.46. Martelo pneumático utilizado na cravação dinâmica de tubo

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

O método, na maioria das vezes, necessita a escavação de dois poços. Alternativamente, a cravação pode ser executada sem o poço de partida, caso o ponto de partida seja uma encosta. Antes de iniciar a operação de cravação, o tubo e o martelo pneumático são colocados no poço de partida, sendo alinhados e nivelados na posição desejada. Em contraste ao *pipe jacking*, paredes e blocos de reação no poço de partida não são necessários (SIMICEVIC; STERLING, 2001).

Segundo Najafi (2004), no caso em que o alinhamento e o nivelamento não são fundamentais, o tubo pode ser suportado por equipamentos de construção, tais como retroescavadeira, pá carregadeira e outros, ou apoiados em madeiras ou diretamente na própria superfície do poço de partida. No caso em que se necessite de melhor acurácia no alinhamento e nivelamento, é preciso que se faça um adequado suporte para os tubos, podendo ser utilizados trilhos, vigas I, plataformas e outros tipos de suporte que evitem o desalinhamento do tubo durante a operação de cravação. A Figura 2.47 apresenta uma obra em que o revestimento e o martelo pneumático são suportados por uma retroescavadeira.

Figura 2.47. Martelo pneumático e revestimento sendo suportados por uma retroescavadeira

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

Após o tubo ser provido com adequado suporte, este é corretamente conectado ao martelo pneumático. Para este propósito são geralmente empregados adaptadores cônicos especiais. Quando o diâmetro do martelo pneumático é muito menor que o diâmetro do tubo, uma série de adaptadores pode ser usada. A Figura 2.48 mostra o adaptador cônico utilizado para conectar o tubo ao martelo pneumático.

Figura 2.48. Adaptador cônico utilizado para conectar o tubo ao martelo pneumático

Fonte: Simicevic e Sterling (2001)

A operação de cravação pode ser executada continuamente através de toda extensão ou em segmentos. A escolha depende do espaço disponível para o poço de partida e das condições do solo. Quando pequenos segmentos de tubos são cravados, a ferramenta de percussão conduz cada segmento de tubo ao longo de toda extensão e, então, retorna para a posição original para cravação do novo segmento. O novo segmento de tubo é soldado ou mecanicamente fixado ao segmento anteriormente cravado no solo.

Para facilitar o processo de cravação do tubo, a extremidade frontal do primeiro revestimento é geralmente reforçada com um anel de aço de 305 a 610 mm de espessura ao redor da superfície externa do tubo (ABRAHAM; BAIK; GOKHALE, 2002). O anel proporciona duas vantagens: (i) reforça a extremidade frontal e (ii) diminui a fricção ao redor do tubo. Um anel pode também ser instalado na parte interna da extremidade frontal do tubo. Este anel também reforça a extremidade frontal do tubo e cria uma folga para o solo se deslocar dentro do revestimento. Esta folga irá ajudar durante o processo de limpeza, à medida que reduz a fricção que existe dentro do revestimento (ISELEY E GOKHALE, 1997).

Para revestimentos de grandes diâmetros instalados através de longas extensões ou em certas condições de solo, um tubo de aço é fixado no topo do revestimento que está sendo cravado, a um ponto aproximadamente 600 mm da frente do revestimento. Este tubo tem a finalidade de prover água, bentonita, ou outro tipo de lubrificante de escavação dentro ou fora, ou em ambos os lados do revestimento. O uso do lubrificante de escavação visa facilitar a remoção do solo, reduzir o atrito e manter a integridade do furo que está sendo realizado. A Figura 2.49 apresenta um cano de aço na parte externa do tubo, utilizado para injeção de lubrificante.

Figura 2.49. Cano de aço instalado na parte externa do tubo para injeção de lubrificante

Fonte: Najafi, Gunnick e Davis (2005)

A remoção do material escavado de dentro do tubo pode ser feita depois de concluída a operação de cravação ou, caso o tubo com o material torne-se muito pesado, pode ser realizada a remoção antes da instalação total da tubulação (SIMICEVIC; STERLING, 2001). A remoção do material escavado pode ser feita através de trados, ar comprimido ou água pressurizada. Os revestimentos de aço e os trados utilizados na cravação dinâmica de tubos são mostrados na Figura 2.50. A Figura 2.51 ilustra o material escavado sendo removido de dentro da tubulação para o poço de saída, utilizando ar comprimido.

Figura 2.50. Revestimentos de aço e trados utilizados na cravação dinâmica de tubos

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

Figura 2.51. Limpeza do interior da tubulação utilizando ar comprimido

Fonte: Simicevic e Sterling (2001)

De acordo Simicevic e Sterling (2001) e Najafi (2004), a cravação dinâmica de tubos é geralmente empregada para instalação de tubos em distâncias relativamente curtas de até 46 m, mas instalações maiores que 92 m têm sido realizadas com sucesso. Os diâmetros típicos dos tubos que podem ser instalados por este método são de 100 mm a 1,50 m para face aberta e de 100 a 200 mm para face fechada. No entanto, para o procedimento realizado com face aberta, revestimentos com diâmetros de até 3,00 m podem ser cravados com êxito em condições de solo favoráveis.

O tipo de revestimentos e condutos utilizados é limitado a tubos de aço. O tubo precisa ser capaz de suportar os repetidos impactos do martelo pneumático. Logo, a espessura das paredes dos tubos é uma consideração de projeto muito importante.

Devido ao limitado grau de dirigibilidade do sistema, a acurácia da cravação dinâmica de tubos depende fundamentalmente da instalação inicial dos equipamentos no poço de partida. Ocasionalmente, uma cunha pode ser colocada na extremidade frontal e em locais específicos de tubos de grandes diâmetros, para ajudar a redirecionar o furo. Esta cunha é geralmente feita de metal ou madeira. O controle do nivelamento do tubo pode ser auxiliado também, através

da remoção de parte do solo no interior do tubo, durante o processo de cravação. A remoção deste solo promove a redução do peso no revestimento, da fricção e pode ajudar a redirecionar o furo (SIMICEVIC; STERLING, 2001).

Um local com acesso e espaço de trabalho adequado é essencial para o sucesso da instalação. O espaço de trabalho necessário para o poço de partida é tipicamente de 1,8 a 3,6 m de largura por 10 a 20 m de comprimento (ABRAHAM; BAIK; GOKHALE, 2002). Geralmente um grupo de 2 a 3 trabalhadores é suficiente para aplicações em pequenos diâmetros. Segundo Najafi (2004), em condições adequadas de solo, uma taxa típica de penetração varia entre 50,8 a 254 mm/min.

Uma característica significativa deste método é a sua versatilidade. Apesar da cravação dinâmica de tubo poder ser aplicada em uma vasta variedade de solos, alguns solos são mais adequados para esta técnica que outros. A condição de solo mais adequado para a cravação dinâmica de tubos são as argilas moles a muito moles; siltes; depósitos orgânicos; todas as areias acima do nível d' água e; solos com pedregulhos, pedaços de rochas e outros obstáculos de significativo tamanho, mas menores que o diâmetro do tubo. A cravação dinâmica de tubo é um pouco mais difícil em areias médias a densas abaixo do nível d'água; argilas médias a muito duras; xistos altamente intemperizados; rochas pouco ou altamente fraturadas; calcários e; solos firmemente cimentados (SIMICEVIC; STERLING, 2001). Najafi (2004) afirma que a única condição de solo na qual a cravação dinâmica de tubo é completamente inadequada são os maciços rochosos.

As principais vantagens e desvantagens da cravação dinâmica de tubos são apresentadas na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Principais vantagens e desvantagens da cravação dinâmica de tubos

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • É um método eficaz para instalação de tubos de diâmetros de tamanhos médios a grande. • Trata-se de um método econômico e prático, uma vez que necessita de pequenos espaços para os poços de serviço, sendo capaz de instalar tubos em grandes extensões, em diversas condições de solo. • Não necessita de qualquer estrutura de reação, uma vez que a cravação é devida ao impulso induzido no tubo pelo martelo pneumático. • Um único tamanho de martelo pneumático e de compressor de ar pode ser usado para instalar uma ampla variedade de comprimentos e diâmetros de tubos. • Este método pode ser utilizado para instalações de tubos na vertical e em ângulo. 	<ul style="list-style-type: none"> • A principal desvantagem deste método é a baixa dirigibilidade. • Algumas obstruções, como blocos de rochas ou pedregulhos, especialmente para tubos com pequenos diâmetros, podem causar deflexão no tubo. Desta forma, uma adequada avaliação das informações das condições do solo deve ser feita, para determinar o tamanho correto do revestimento a ser usado. • Altos níveis de barulho são comuns neste método, caso nenhuma proteção acústica seja usada. • Algumas vezes este método pode gerar uma vibração significativa do solo, caso um bloqueio seja encontrado no final do tubo instalado.

Fontes: Simicevic e Sterling (2001),

Abraham, Baik e Gokhale (2002) e

Najafi (2004)

2.2.1.6 Cravação de Tubo por Percussão – “*Impact Moling*”

A cravação de tubo por percussão é um método não destrutivo de instalação de tubos, condutos e cabos de pequenos diâmetros sob ruas e rodovias, no qual o furo é criado através da compactação e deslocamento do solo, ao invés da remoção do mesmo (ISTT, 2006). Este método é muito semelhante ao método de cravação dinâmica de tubo com face fechada. A Figura 2.52 apresenta um esquema típico da cravação de tubo por percussão.

Figura 2.52. Esquema típico da cravação de tubo por percussão

Fonte: Simicevic e Sterling (2001)

Esta técnica possui um amplo campo de aplicações. Além de redes de gás e água, esta ferramenta é usada para passagens de cabos de energia elétrica, irrigação de jardins, substituição de drenos e outros. Trata-se de um método tipicamente não dirigível, no entanto recentemente sistemas dirigíveis são encontrados no mercado. A cravação de tubo por percussão dirigível é capaz de executar perfurações em caminhos curvos, ampliando desta forma a aplicabilidade deste método.

Como o princípio básico deste método consiste na compactação e deslocamento do solo, para criação do furo, esta técnica é apropriada para solos compressivos (ITU, 1999). Adequadas condições de solo para a cravação de tubo por percussão incluem argilas, siltes, turfa e solos

poucos coesivos. Areias e pedregulhos são considerados menos apropriados, especialmente se estes são densamente compactados, enquanto os maciços rochosos são completamente inadequados para esta técnica (SIMICEVIC; STERLING, 2001).

A cravação de tubos por percussão utiliza basicamente um compressor de ar, um lubrificador e um revestimento de aço cilíndrico com a ponta fechada, contendo um pistão pneumático ou hidráulico, o qual golpeia a extremidade frontal da ferramenta de corte, conduzindo-a para frente (ISTT, 2006). Este método normalmente requer uma contínua lubrificação para seu desempenho ótimo. Desta forma, um lubrificador com óleo é instalado entre o compressor de ar e a perfuratriz. O ar passa através do lubrificador e vaporiza óleo na perfuratriz, lubrificando-a internamente. A Figura 2.53 apresenta um exemplo de lubrificador e perfuratriz pneumática utilizados na cravação de tubos por percussão.

Figura 2.53. Equipamentos utilizados na cravação de tubo por percussão

Os impactos repetidos do pistão são responsáveis pela cravação da perfuratriz através do solo. Esta técnica necessita de atrito entre o solo e o corpo da perfuratriz pneumática para promover a locomoção desta através do solo e evitar que a mesma repercuta. Caso seja necessário o retorno da perfuratriz para o poço de partida, o equipamento possui um sistema de reverso, o qual inverte o sentido do caminhamento da perfuratriz (ITU, 1999).

O método não dirigível tipicamente envolve a escavação de dois poços de serviço. Após o cuidadoso alinhamento da perfuratriz pneumática no poço de partida, a operação de cravação é iniciada e o caminhar através do solo é feito em linha reta. Este método necessita de apenas uma pessoa para sua operação. A Figura 2.54 apresenta o alinhamento da perfuratriz no poço de partida.

Figura 2.54. Alinhamento da perfuratriz no poço de partida

Em contraposição, o método dirigível pode ser lançado da superfície ou de um poço de partida e necessita de no mínimo duas pessoas para sua execução. Esta técnica utiliza um sistema de rastreamento semelhante ao utilizado na perfuração horizontal direcional, em que uma pessoa caminha sobre a rota do furo com um localizador e, monitora o progresso da perfuratriz no solo. Enquanto isso, uma outra pessoa opera o equipamento e, quando necessário, realiza as devidas correções de curso através dos controles de direcionamento (SIMICEVIC; STERLING, 2001).

Segundo Simicevic e Sterling (2001), neste método, o tubo, conduto ou cabo a ser instalado, pode ser diretamente puxado durante o procedimento de perfuração, ou então, ser subsequentemente inserido depois de finalizada a operação de perfuração. A prática mais usual consiste em realizar primeiramente um furo não sustentado com a ferramenta de corte, sendo esta removida no poço de recepção e, então a tubulação é fixada na mangueira de ar e

puxada para o furo, ou algumas vezes empurrada para o interior do furo.

Os sistemas não dirigíveis podem ser providos com cabeças substituíveis, as quais possibilitam a adaptação do método em diferentes condições de solo. Desta forma, duas formas básicas de cabeças de corte são geralmente empregadas na cravação de tubo por percussão (ITU, 1999). Para solos moles e úmidos, em que não há presença de obstáculos enterrados são utilizadas cabeças cônicas. No caso de solos secos e altamente compactados são utilizadas cabeças em degraus, sendo este tipo de cabeça adequado também para solos em que podem existir rochas e outros tipos de obstáculos. A correta seleção da cabeça de corte pode melhorar a estabilidade direcional da perfuratriz.

A viabilidade do método é restringida pelo diâmetro e extensão do furo e pelas condições locais do solo, as quais podem afetar consideravelmente o desempenho do método. Condições desfavoráveis de solo incluem terrenos rochosos, argilas densas e outros tipos de solos não compactáveis. Tais tipos de solos podem reduzir drasticamente a taxa de penetração, contribuir para levantamentos na superfície do terreno e causar desvios no trajeto. Desta forma, a utilização de equipamentos com capacidade de monitorar o caminhar da ferramenta de corte, durante a perfuração, é de grande utilidade. O uso de tais equipamentos possibilita a detecção de possíveis desvios, de maneira que a perfuração possa ser abortada para outra tentativa, no caso dos sistemas não dirigíveis, ou então, sua rota seja corrigida, no caso dos sistemas dirigíveis, evitando assim que algum problema seja causado (SIMICEVIC; STERLING, 2001).

A cravação de tubo por percussão, quando corretamente projetada, é o método não destrutivo de instalação mais simples e barato. De acordo com SIMICEVIC e STERLING (2001) este é

o método não destrutivo de instalação de tubulação mais utilizado. Companhias de serviço ao redor do mundo utilizam amplamente esta técnica para instalação de redes de gás, água e esgoto sob calçadas, ruas, rodovias e outros cruzamentos de curta distância, inferiores a 46 m.

As vantagens gerais da cravação de tubo por percussão são os baixos custos operacionais e de restabelecimento, os quais estão relacionados à simplicidade na operação, mínima ou nenhuma escavação para os poços de serviço e mínima perturbação ao público.

A cravação de tubos por percussão pode ser usada para instalação de tubos até 200 mm de diâmetros, mas normalmente é utilizada para tubos com diâmetros variando de 12,7 a 100 mm (SIMICEVIC; STERLING, 2001). Os tubos instalados são geralmente feitos de PVC, PEAD ou aço. Dependendo do tamanho da ferramenta de corte e das condições do solo, a máxima distância de perfuração alcançada pelo método não dirigível fica entre 3,0 a 30,5 m. Sistemas dirigíveis permitem atingir maiores extensões, sendo possível alcançar 76 m, em boas condições de solo.

Na cravação de tubo por percussão é adotada uma profundidade mínima de trabalho de no mínimo 0,90 a 1,20 m ou de 10 vezes o diâmetro da ferramenta de corte, sendo utilizado o maior valor entre os dois critérios, para evitar levantamentos excessivos na superfície (SIMICEVIC; STERLING, 2001). Este valor mínimo de cobertura promove uma sobrecarga suficiente para assegurar a estabilidade direcional do furo. Se o furo é muito superficial, a ferramenta de corte pode ter a tendência de subir em direção a superfície. Logo, outros tipos de métodos de instalação devem ser considerados quando instalações rasas de tubulações são desejadas.

Qualquer instalação de tubulação executada próxima de outra infra-estrutura subterrânea possui um risco potencial de danificá-la. Na cravação de tubo por percussão, o maior risco vem dos possíveis desvios que podem ocorrer durante a execução da perfuração. A vibração gerada pela ação do pistão pneumático é considerada outro risco, visto que tal vibração pode danificar utilidades próximas existentes. Alguns tubos, como os tubos de cimento amianto, podem ser muito sensíveis ao carregamento dinâmico introduzido com a cravação de tubo por percussão.

O risco de acertar uma utilidade existente é considerado o principal problema dos métodos não dirigíveis, devido à dificuldade de manter a ferramenta de corte no curso quando as condições de solo mudam, mesmo que suavemente. Por outro lado, em condições de solos homogêneos, este método pode atingir uma alta acurácia, chegando em 1% da extensão do furo, tanto no nível quanto no alinhamento (NAJAFI, 2004). No caso dos sistemas dirigíveis, a acurácia da instalação, depende da acurácia do sistema de rastreamento utilizado e da habilidade do operador. A acurácia do sistema de rastreamento é geralmente de 2 a 5% da profundidade. Devido à cobertura mínima necessária neste método tipicamente possuir 0,90 a 1,20 m, é esperado uma acurácia entre 25 e 76 mm no caminho desejado da perfuração (SIMICEVIC; STERLING, 2001). O correto alinhamento da ferramenta de corte no poço de inserção é extremamente importante na cravação de tubos por percussão, especialmente para os sistemas não dirigíveis, nos quais a acurácia na execução não pode ser alcançada sem um correto alinhamento inicial.

O tamanho do poço de partida depende das dimensões do equipamento utilizado e possuem tipicamente 1,20 a 1,80 m de comprimento. A largura do poço deve ser suficiente para acomodar um operador, o qual é necessário para alinhar a ferramenta de corte e dar início a

perfuração. A largura do poço de partida geralmente varia entre 0,90 a 1,80 m. A profundidade do poço depende do tamanho do tubo a ser instalado e da camada de solo de cobertura acima do tubo (SIMICEVIC; STERLING, 2001).

A taxa de penetração da ferramenta de corte depende das condições do solo e pode variar consideravelmente em apenas uma travessia. A taxa de penetração pode afetar a acurácia da perfuração, caso esta seja muito alta. A taxa média de penetração para os sistemas não dirigíveis está aproximadamente entre 0,30 a 1,50 m/min. A taxa de penetração pode ser posteriormente aumentada se a necessidade de acurácia não é alta, podendo alcançar o valor de 2,44 a 3,05 m/min em boas condições de solo. Isto geralmente envolve o uso de alguns acessórios especiais ao corpo da ferramenta de corte. No caso dos sistemas dirigíveis, a taxa média de penetração é 0,30 m/min (SIMICEVIC; STERLING, 2001).

2.2.1.7 Cravação de Tubo – “*Pipe Jacking*”

O termo *pipe jacking* pode ser utilizado para descrever uma técnica de instalação, assim como, para descrever um processo utilizado em outros métodos não-destrutivos, o qual geralmente consiste na cravação de uma cabeça de perfuração e tubos, através de um sistema hidráulico de propulsão. Este sistema hidráulico é adotado por muitas tecnologias não destrutivas, tais como: perfuração horizontal com rosca sem fim e micro-túnel. Nesta seção, o termo *pipe jacking* será tratado como método construtivo.

Pipe jacking é o método de instalação de tubos pré-fabricados por meio de cravação, de um poço de partida a um poço de recepção. O sistema hidráulico crava o *shield*, o qual é seguido pelos tubos, à medida que o solo é escavado e removido. O método *pipe jacking* é muito

semelhante ao micro-túnel. Segundo Najafi (2004), o que essencialmente diferencia estes métodos, é que no *pipe jacking*, há a necessidade da presença de trabalhadores dentro do *shield* durante a operação de escavação e remoção do material escavado.

O processo de escavação pode ser executado por diversos métodos, incluindo manual, mecânico ou por controle remoto (PIPE JACKING ASSOCIATION, 1995). Desta forma esta técnica pode empregar *shields* ou máquinas de escavação de túneis (TBM). A seleção do método de escavação depende, principalmente, das condições do solo a ser escavado. As Figuras 2.55 e 2.56 ilustram os principais métodos de escavação do *pipe jacking*, os quais são:

Figura 2.55. Métodos de escavação utilizados no *pipe jacking*

Figura 2.56. Métodos de escavação utilizados no *pipe jacking*

- *Shield* de frente aberta para escavação manual (“*Open Hand Shield*”) – Trata-se de um *shield* de face aberta, em que a escavação é feita manualmente. Para garantir a segurança e saúde dos trabalhadores, este método é utilizado para instalação de tubulações de limitadas extensões e com diâmetros internos superiores a 1,20 m (PIPE JACKING ASSOCIATION, 1995). Este método é indicado para solos rígidos e rochas alteradas;
- *Shield* com Braço Retroescavador (“*Backacter Shield*”) – Trata-se de um *shield* de frente aberta, no qual um braço retroescavador é instalado para executar a escavação. Este método é mais indicado para solos semi-estáveis e estáveis, com altos valores de coesão e acima do lençol freático;
- *Shield* com lança cortante (“*Cutter Boom Shield*”) – É um *shield* de face aberta no qual uma lança cortante é instalada para executar a escavação. Este método é mais apropriado para solos homogêneos muito resistentes e alguns tipos de rocha, acima do lençol freático;
- Máquina de escavação de túneis (“*Tunnel Boring Machine - TBM*”) – Este método consiste em um *shield*, o qual emprega uma cabeça de corte rotativa para execução da escavação. Há diversos tipos de cabeça de corte, sendo que a escolha é feita, de acordo com a condição do solo a ser escavado. Este método pode ser utilizado em solos sob diversas condições;
- Máquina de escavação com lama pressurizada (“*Pressurised slurry machine*”) – Trata-se de um TBM de seção plena, possuindo um dispositivo frontal de estabilização das pressões da face de escavação, em que o material escavado é transportado na forma de lama. Este método pode ser utilizado para escavações em solos argilosos, siltosos, arenosos, pedregulhosos e, também, em rochas;
- Máquina de escavação com balanceamento das pressões do solo (“*Earth pressure balance machine*”) – Neste método a escavação é realizada através de um TBM de seção plena, no qual o material escavado é transportado por meio de um trado helicoidal balanceado. O

suporte da frente de escavação é realizado pelo próprio material escavado, o qual é mantido sob pressão dentro da câmara de trabalho e, para isto, a velocidade de retirada do solo escavado é equivalente à velocidade de avanço da máquina (DRÖSEMEYER, 2004). Estes equipamentos são empregados, preferencialmente, em maciços homogêneos constituídos por solos argilosos, siltosos, arenoso ou pedregulhos.

Atualmente, o método *pipe jacking* pode ser visto como um método muito versátil para abertura de túneis, instalação de coletores de esgoto, rede principais de água, oleodutos, passagens subterrâneas, dentre outras obras. Trata-se de um método que utiliza alta tecnologia em todo o seu processo executivo. No entanto, alguns fatores devem ser adequadamente avaliados para o sucesso na utilização desta técnica. A estimativa e o controle dos esforços de cravação são fatores fundamentais e, ligados diretamente a estes, tem-se os fatores concernentes à lubrificação do solo. Um fator de grande importância diz respeito ao condicionamento do solo, o qual está relacionado à manutenção da estabilidade da escavação e ao transporte do material escavado. Outros fatores que merecem destaque são: o controle do alinhamento, necessário para garantir a integridade dos tubos; a estimativa e o controle dos recalques e levantamentos, com o objetivo de evitarem-se danos às edificações lindeiras e; a averiguação de possíveis obstruções no trajeto a ser seguido (DRÖSEMEYER, 2004).

Como dito anteriormente, neste método e em outros métodos, como microtúneis, que utilizam um sistema hidráulico para cravação dos tubos, a estimativa e o controle dos esforços de cravação são fatores fundamentais. A estimativa dos esforços de cravação é de suma importância para a definição da capacidade dos sistemas hidráulicos de propulsão, do espaçamento entre os poços de serviço, da necessidade ou não de lubrificação e de estações intermediárias de cravação e para o dimensionamento estrutural do sistema de reação e dos

tubos. Além disso, é necessária a estimativa adequada dos esforços de cravação, para que os tubos e as juntas, não sofram danos advindos de concentrações de tensões excessivas.

Dois importantes equipamentos opcionais disponíveis para o método *pipe jacking* são o sistema de lubrificação dos tubos e as estações intermediárias de cravação. O sistema de lubrificação consiste em um equipamento de mistura e bombeamento, necessários para injeção de bentonita ou polímero através da superfície do tubo. O emprego adequado de um sistema de lubrificação pode reduzir o esforço de cravação de 20 a 50%; no entanto, o fator de redução geralmente alcançado varia de 20 a 30% (TERZAGHI, 1950). As estações intermediárias de cravação são utilizadas para limitar as tensões aplicadas nos tubos e na parede de reação e, para estender as distâncias entre os poços de serviço. Uma estação intermediária consiste em um anel de aço instalado entre dois segmentos de tubos de uma tubulação que está sendo cravada. Os macacos hidráulicos são situados internamente ao redor do perímetro do anel, como mostrado na Figura 2.57. As estações intermediárias de cravação são usadas para tubos com diâmetros iguais ou superiores a 1,20 m e, instaladas entre o poço de partida e o *shield* ou TBM.

Figura 2.57. Estação intermediária de cravação

Devido os elevados esforços de cravação necessários para a inserção dos tubos no solo, o projeto e a construção do poço de partida constituem um ponto fundamental para o sucesso da

obra. O dimensionamento estrutural dos poços de partida e recepção deve ser realizado individualmente. Drösemeyer (2004) assinala que, no dimensionamento destes é preciso considerar: (i) o perfil estratigráfico local, a fim de se determinarem os parâmetros geotécnicos e as tensões geostáticas; (ii) as cargas devidas às sobrecargas de superfície e (iii) o esforço máximo de cravação.

O sistema de direcionamento e posicionamento é semelhante ao utilizado no método micro-túnel e, comumente empregam controles computadorizados, sistemas gráficos e equipamentos “laser”. Segundo Drösemeyer (2004), os sistemas mais modernos são constituídos por unidades eletrônicas receptoras ou emissoras de feixes luminosos (ELS – Eletronic Laser System), instaladas no poço de partida e alvos fixos e um inclinômetro tão próximos quanto possível da frente do *shield*, os quais são capazes de indicar a posição relativa do mesmo e fornecerem dados acerca dos ângulos de inclinação e giro do *shield*. Adicionalmente, são utilizados dispositivos medidores de avanço de cravação. Na instalação de tubos em trechos curvos, têm-se utilizado sofisticados giroscópios, equipamentos GPS (*Global Positioning System*) e estações totais. Devido à utilização de um sistema laser para controle do direcionamento, este método é capaz de realizar instalações com alto grau de acurácia, da ordem de ± 76 mm no alinhamento e ± 50 mm na declividade.

Todos os parâmetros coletados por estes dispositivos, juntamente com outros parâmetros relevantes do *shield*, tais como torque da cabeça de escavação, velocidade de avanço, carga de cravação, vazão e pressão de lama, direcionamento, posicionamento e outros, são transmitidos a um computador na cabine de operação localizada junto ao poço de partida, de onde um operador é capaz de comandar o *shield*.

Segundo Najafi (2004), devido à necessidade de trabalhadores dentro do tubo, este método é limitado à instalação de tubos com dimensões que permitam a entrada de pessoal em seu interior. Desta forma, o diâmetro interno mínimo recomendado para o tubo a ser instalado é de 900 mm. Teoricamente, não há limite para o diâmetro máximo do tubo, todavia os maiores diâmetros geralmente encontrados possuem 3700 mm de diâmetro. As dimensões de diâmetro mais comuns neste método variam de 1220 a 1830 mm.

A extensão máxima de instalação, que pode ser alcançada com esta técnica, depende de diversos fatores, tais como: (i) características de estabilidade e fricção do solo a ser escavado; (ii) peso próprio, resistência e diâmetro do tubo a ser instalado; (iii) tipo de método de escavação empregado e; (iv) parede de reação disponível (PIPE JACKING ASSOCIATION, 1995). No entanto, de acordo com Abraham, Baik e Gokhale (2002), as extensões geralmente variam de 150 a 305 m.

Os tubos empregados no método *pipe jacking* devem ser capazes de resistir aos esforços temporários gerados durante a cravação e às tensões após a instalação. Os esforços temporários incluem os esforços axiais de cravação e, os excêntricos, oriundos das operações de correção de alinhamento. Abraham, Baik e Gokhale (2002) afirmam que tubos de aço e concreto armado são os tipos de tubos mais utilizados neste método.

O *pipe jacking* pode ser empregado em diversas condições de solo, todavia os solos coesivos são os mais indicados para esta técnica. A produtividade que pode ser alcançada no *pipe jacking* geralmente varia entre 10,00 a 18,30 m em 8 horas de serviço, com uma equipe de 4 a 5 trabalhadores (NAJAFI, 2004).

As principais vantagens e desvantagens deste método são apresentadas na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 – Principais vantagens e desvantagens do *pipe jacking*

Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • Permite instalar tubulações com alto grau de acurácia no alinhamento e na declividade; • Tem capacidade de trabalhar em diversos tipos de solos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Incapacidade de utilizar tubos flexíveis ou de baixa resistência, tais como PVC; • Apresenta limitações em superar obstruções; • Necessita execução de poço de partida e recepção; • Necessita construção de uma parede de reação; • Necessita entrada de trabalhadores dentro do túnel.

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

2.2.2 Métodos de Recuperação Não-Destrutivos

Os métodos de recuperação não-destrutivos incluem todos os métodos de reparo, reabilitação e ou substituição de um sistema de tubulação existente. Os métodos de reabilitação mais utilizados são:

- Tubulação Curada in Loco – “*Cured-in-place pipe (CIPP)*”
- Recuperação de Redes por Revestimento – “*Underground coatings and linings*”
- Inserção – “*Sliplining*”
- Inserção Modificada – “*Modified sliplining*”
- Inserção de tubo por arrebentamento – “*Pipe bursting*”
- Inserção de tubulação deformada – “*Close-fit pipe*”
- Reparo localizado – “*Localized repair*”
- Tubulação termo-formada – “*Thermoformed pipe*”

A escolha do método de recuperação depende das condições físicas do sistema de tubulação existente, tais como: tipo da tubulação, comprimento, diâmetro, material do tubo, tipo e número de poços de visita, existência de conexões e curvas e a natureza do problema ou problemas envolvidos.

Os problemas com o tubo existente podem ser: estruturais ou não estruturais, infiltração, vazamento, incrustações, tubos quebrados, rompimento de juntas, juntas ou tubos desalinhados, capacidade insuficiente, problemas de corrosão e abrasão etc. Outras características dos sistemas de recuperação que também devem ser consideradas são: aplicabilidade para um projeto específico, condições de construção, fatores de custo, disponibilidade dos provedores de serviço, expectativa de vida do novo tubo e utilização futura do tubo (NAJAFI, 2004).

A avaliação das condições da tubulação antes da execução dos serviços de reabilitação ou substituição é fundamental para o sucesso dos métodos empregados. Algumas das tecnologias disponíveis para esta finalidade são: (i) câmera com circuito fechado de televisão; (ii) varredura e avaliação de redes de esgoto; (iii) sonar; (iv) varredura a laser e; (v) radar de penetração no solo – “*ground penetrating radar – GPR*”. Estes equipamentos permitem coletar informações sobre as características e condições do tubo, na exata localização, ao longo de toda extensão da tubulação.

Dependendo das exigências e especificações da tecnologia de reabilitação a ser utilizada, o tubo precisará ser limpo, antes de realizar-se a inspeção e avaliação, ou então, antes dos serviços de reabilitação ou substituição da tubulação.

O processo de limpeza deve eliminar os detritos da tubulação sem causar danos futuros ao tubo. Os processos de limpeza mais utilizados são o hidrojateamento, para tubulações de água e esgoto; e raspador metálico ou jato de areia por ar comprimido, no caso de tubulações de água. As Figuras 2.58 e 2.59 apresentam respectivamente, um esquema de limpeza de tubulação utilizando um raspador metálico e um exemplo utilizando hidrojateamento.

Figura 2.58. Limpeza de tubulação utilizando um raspador metálico

Figura 2.59. Esquema de limpeza de tubulação utilizando hidrojateamento

2.2.2.1 Tubulação Curada in Loco – “Cured-in-Place-Pipe (CIPP)”

A Tubulação Curada in Loco, mais conhecida pela sigla CIPP, é um dos métodos não-destrutivos de reabilitação mais utilizados. Trata-se de um método muito versátil podendo ser empregado tanto para fins estruturais, quanto para não estruturais. O CIPP pode ser utilizado para reabilitação de tubulações principais, ramais e para reparos pontuais (NAJAFI, 2004).

O método CIPP envolve a inserção de uma manga de feltro de fibras de poliéster, confeccionada sob medida e impregnada com uma resina termo-estável, no interior de uma tubulação existente. A inserção é realizada por meio de inversão com água ou ar, ou através de um guincho. As Figuras 2.60 e 2.61 apresentam, respectivamente, o método de inserção por inversão com água e a inserção através de guincho. Depois de inserido, o tubo de tecido é pressionado contra a parede da tubulação existente, através da injeção de água ou ar. A natureza flexível do tecido pré-saturado de resina permite a instalação através de tubulações curvas e desalinhadas e possibilitam preenchimentos de trincas e vazios.

Figura 2.60. Inserção por inversão com água

Figura 2.61. Inserção através de guincho

O processo de cura pode ser feito através de água quente, vapor ou raio ultravioleta. Concluída a cura, os ramais da tubulação são reabertos utilizando-se um robô de corte e uma câmera com circuito fechado de televisão, para tubos de pequenos diâmetros, ou através da entrada de pessoal, para tubos de grandes diâmetros. A Figura 2.62 ilustra a abertura dos

ramais através de um robô de corte e uma câmera com circuito fechado de televisão.

Figura 2.62. Abertura de ramais utilizando robô de corte e câmera com circuito fechado de televisão

As principais diferenças entre os diversos métodos de CIPP estão na composição e estrutura da manga de fibra de poliéster, método de impregnação da resina, procedimento de instalação e tipo de processo de cura utilizado.

Segundo Najafi (2004), em aplicações típicas do CIPP, a resina é o principal componente estrutural do sistema. Os tipos de resinas geralmente utilizados no CIPP são poliésteres insaturados, vinil éster e epóxi. Todas estas resinas apresentam resistência química e propriedades estruturais distintas. Devido a sua resistência química aos esgotos residenciais e sua viabilidade econômica, os poliésteres insaturados são as resinas mais comumente utilizadas para reabilitação de tubulações de esgotos. As resinas de epóxi e vinil éster são utilizadas em tubulações sob pressão e industriais, onde é necessária uma resistência contra solventes e contra corrosão. A Figura 2.63 apresenta os três tipos de resinas supracitadas.

Figura 2.63. Resinas utilizadas no CIPP

A função principal da manga de feltro de fibras de poliéster é carregar e suportar a resina até que esta seja instalada e curada. Isto requer que a manga apresente resistência suficiente para suportar as tensões de instalação, e ao mesmo tempo, seja flexível o bastante, para acompanhar o trajeto da tubulação e possibilitar sua expansão para fixar-se às irregularidades da tubulação existente. Geralmente estes tecidos possuem um revestimento interno, ou externo, ou em ambos os lados de PVC ou poliuretano, para proteger a resina durante a instalação.

As propriedades físicas do CIPP permitem sua utilização em tubos com diferentes configurações geométricas, incluindo:

- tubulações retas,
- tubulações com curvas,
- tubulações com seção transversal com diferentes geometrias,
- tubulação com variação da seção transversal,
- tubulações com conexões laterais,
- tubulações deformados e/ou desalinhadas.

Apesar de ser uma técnica versátil, vários fatores devem ser avaliados antes de escolher o CIPP como o método de reabilitação para uma tubulação. Alguns fatores que devem ser considerados são: disponibilidade espacial; composição química do fluido a ser transportado pela tubulação; número de ramais e poços de visita; distância de instalação; objetivo da reabilitação e capacidade estrutural da tubulação existente.

A Tabela 2.10 apresenta as principais características do método CIPP.

Tabela 2.10 – Características principais do método CIPP

Método	Gama de Diâmetros (mm)	Instalação Máxima (m)	Mateiral	Aplicações
Invertida no local	100 - 2740	910	composto de tecido/resina termossensível	Tubulação sob pressão e gravidade
Puxada no local	100 - 2540	455	composto de tecido/resina termossensível	Tubulação sob pressão e gravidade

Fonte: Najafi (2004)

2.2.2.2 Recuperação de Redes por Revestimento – “*Underground Coatings and Linings*”

Os revestimentos podem ser aplicados tanto para reabilitação de tubulações antigas, quanto para proteção de infra-estruturas urbanas novas, promovendo um aumento da vida de serviço da mesma. Para tubulações onde não há possibilidade de entrada de pessoal, geralmente tubos com diâmetros inferiores a 1,20 m, os revestimentos podem prover uma melhoria das características hidráulicas e fornecer resistência contra corrosão. No entanto, tal revestimento pode não melhorar a integridade estrutural do tubo e apresentar-se pouco eficaz na selagem de juntas ou ramais. Os materiais de revestimento podem incluir concreto selante, epóxi, poliéster, silicone, vinil éster e poliuretano (NAJAFI, 2004).

A aplicação do revestimento para tubos de pequenos diâmetros é feito através de uma máquina centrífuga de projeção, controlada remotamente, a qual pulveriza o revestimento diretamente sobre as paredes do tubo. A Figura 2.64 apresenta um exemplo de aplicação de revestimento epóxi através de uma máquina centrífuga de projeção. Para tubos que permitem entrada de pessoal, projetores de concreto são eficazes e amplamente utilizados para reabilitação de tubos sob pressão e gravidade e podem ser usados para fins estruturais.

Figura 2.64. Aplicação de revestimento epóxi

Fonte: <http://www.subterra.co.uk/> (Data de acesso: Setembro 2007)

As características principais da recuperação de redes por revestimento são apresentadas na Tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Características principais da recuperação de redes por revestimento

Método	Gama de Diâmetros (mm)	Instalação Máxima (m)	Mateiral	Aplicações
Recuperação de redes por revestimento	75 - 4570	300	Epóxi, poliéster, silicone vinil éster, poliuretano e materiais cimentícios	Tubulação sob pressão e gravidade

Fonte: Najafi (2004)

2.2.2.3 Reabilitação por Inserção de Tubo – “*Sliplining*”

A reabilitação por inserção de tubo é um dos mais antigo e simples método de reabilitação de tubulações e pode ser utilizado para fins estruturais e não estruturais. Este método é principalmente utilizado para aplicações estruturais, quando a tubulação existente não possui junções justapostas ou está desalinhada.

Nesta técnica, uma nova tubulação de menor diâmetro é inserida dentro da tubulação existente e o espaço anelar entre os tubos é geralmente grauteado (NRC, 2003). Os materiais comumente utilizados são: polietileno, fibra de vidro reforçada com poliéster e PVC. No

entanto é possível o uso de qualquer outro tipo de material.

Este método necessita a escavação de um poço de partida, e a inserção do tubo é feita a partir deste ponto, puxando ou empurrando o tubo novo para o interior da tubulação deteriorada. Durante o processo de instalação, a presença de curvas provoca um aumento do atrito entre as tubulações, resultando em uma redução da distância de instalação que o tubo pode suportar sem sobrecarregá-lo. Normalmente curvas bruscas não podem ser superadas, especialmente para tubos de grandes diâmetros.

Esta técnica tem o mérito de ser simples e barata, no entanto, pode haver uma significativa perda da capacidade hidráulica. Desta forma, a redução da área da seção transversal precisa ser comparada com qualquer ganho na capacidade de escoamento devido às melhores condições de rugosidade.

De acordo com Najafi (2004), a inserção de tubo pode ser dividida em duas categorias: contínua e segmentada. No método contínuo, a tubulação é puxada ou empurrada para o interior da tubulação existente de forma contínua, desde o poço de partida até a posição desejada., como mostra a Figura 2.65.

Figura 2.65. Processo típico de inserção contínua de tubos

Fonte: NRC (2003)

A inserção de tubo segmentada consiste na cravação de segmentos de tubos pré-fabricados, os quais são macaqueados a partir do poço de entrada, de maneira similar a cravação de tubo e microtúneis, em que cada tubo cravado, movimentada todos os segmentos previamente cravados. A Figura 2.66 ilustra um processo de inserção de tubo segmentado.

Figura 2.66. Exemplo de inserção de tubo segmentado

Fonte: <http://www.hobaspipes.com/> (Data de acesso: Setembro 2007)

Ambos os métodos, contínuo e segmentado, necessitam de escavações tanto para execução do poço de partida, quanto para reconectar os ramais existentes. No caso da inserção de tubo segmentada é preciso a intervenção humana para realizar a conexão entre os segmentos.

A Tabela 2.12 apresenta as principais características do método de inserção.

Tabela 2.12 – Características principais do método de inserção

Método	Gama de Diâmetros (mm)	Instalação Máxima (m)	Mateiral	Aplicações
Segmentado	600 - 4000	300	polietileno, polipropileno, PVC, fibra de vidro	Tubulação sob pressão e gravidade
Contínuo	100 - 1600	300	polietileno, polipropileno, PVC	Tubulação sob pressão e gravidade

Fonte: Najafi (2004)

2.2.2.4 Reabilitação por Inserção de Tubulação Modificada – “*Modified Sliplining*”

A reabilitação por inserção de tubulação modificada engloba todos os métodos nos quais seções tubulares ou tiras plásticas são instaladas justapostas com a tubulação existente, minimizando a redução do diâmetro da tubulação final e, em alguns casos, eliminando a necessidade de realizar o grauteamento do espaço anelar entre os tubos.

Existem três variações do método de inserção modificada: revestimento em painéis (*panel linings*), inserção de tubo em espiral (*spiral wound*) e tubulação formada no local (*formed-in-place pipe*).

Os revestimentos em painéis podem ser utilizados para reabilitação estrutural de tubulações de grandes diâmetros, maiores que 1,20 m ou que permitam a entrada de trabalhadores. Os painéis de revestimento são pré-fabricados e produzidos com qualquer dimensão e forma. O principal tipo de material utilizado para fabricação dos painéis é a fibra de vidro. Este método é ideal para reabilitação de tubulações de geometrias irregulares. A Figura 2.67 ilustra o processo de instalação dos painéis de revestimento.

Figura 2.67. Processo de instalação dos painéis de revestimento

Fonte: <http://www.swpipeline.com/grp.html> (Data de acesso: Setembro 2007)

Neste método, os painéis de revestimento são transportados para o local desejado na tubulação e fixados. O processo de instalação geralmente é feito do final para o início da tubulação e na maioria das vezes a execução de “*by-pass*” não é necessária (NAJAFI, 2004).

Depois de concluído, o posicionamento dos painéis, ao longo da tubulação, o espaço anelar entre a tubulação existente e o revestimento é preenchido com graute estrutural. A Figura 2.68 apresenta o processo de preenchimento do espaço anelar com graute.

Figura 2.68. Preenchimento do espaço anelar com graute

Fonte: <http://www.swpipeline.com/grp.html> (Data de acesso: Setembro 2007)

A inserção de tubo em espiral é geralmente utilizada apenas para tubulações sob gravidade. Neste processo, o tubo ou revestimento é formado através da superposição de uma tira contínua de PVC, de 200 a 300 mm de largura, intertravada nas extremidades. A instalação do revestimento pode ser feita manualmente ou mecanicamente.

Uma vez completado o processo de instalação do revestimento, é preciso realizar o grauteamento do espaço anelar. Caso o revestimento seja instalado muito próximo à tubulação existente, é possível eliminar a execução do grauteamento. Escavações, geralmente, não são necessárias para este processo. Os ramais podem ser reativados através de escavações locais ou através de robôs. A inserção de tubo em espiral pode ser usada para fins estruturais e não

estruturais, sendo esta técnica muito útil para realização de reparos emergenciais e para reforços de tubulações debilitadas (UNEP; ISTT, 2001).

Na instalação de revestimento utilizando máquina, esta é geralmente posicionada no poço de visita ou acesso existente e alimentada com uma tira de PVC contínua. A tira de PVC passa através da máquina, a qual forma um tubo em tira de espiral que percorre toda a extensão da tubulação existente. Uma técnica alternativa utilizada, a qual é ilustrada na Figura 2.69, consiste no uso de uma máquina, que ao invés de ficar fixa no ponto de partida, caminha ao longo de toda tubulação à medida que realiza a instalação do revestimento.

Figura 2.69. Inserção de revestimento em espiral através de uma máquina que caminha ao longo da tubulação existente

Fonte: <http://www.dot.ca.gov/hq/oppd/dib/dib83-01-6.htm>

Desenvolvimentos recentes têm conduzido a um processo, chamado *expand pipe*, no qual um revestimento em espiral é inserido no interior do tubo existente e, após sua total inserção, este é expandido até encostar-se à parede da tubulação existente, eliminando ou minimizando a necessidade de grauteamento. A Figura 2.70 apresenta o processo supracitado.

Figura 2.70. Inserção de revestimento em espiral, método *expand pipe*

Fonte: <http://www.dot.ca.gov/hq/oppd/dib/dib83-01-6.htm>

Segundo Najafi (2004), a técnica da tubulação formada no local consiste basicamente de anéis concêntricos uniformes de duas ou mais folhas de PEAD, no qual o anel externo é liso (*preliner*) e o interno todo cravejado no lado voltado para o anel externo (*inliner*). Os cravos promovem um espaço anelar entre o anel externo e o interno, no qual é injetado um graute de alta resistência que subsequentemente endurece. O resultado é um revestimento contínuo rígido que se fixa e conforma-se justamente ao tubo existente. A Figura 2.71 apresenta um esquema típico de tubulação formada no local.

Figura 2.71. Esquema típico de tubulação formada no local

A tabela 2.13 apresenta as principais características dos métodos de inserção modificada.

Tabela 2.13 – Características principais dos métodos de inserção modificada

Método	Gama de Diâmetros (mm)	Instalação Máxima (m)	Mateiral	Aplicações
Revestimento em painéis	maior que 1200	varia	fibra de vidro	Tubulação sob gravidade
Tiras em espiral	150-2740	300	PE,PVC,PP,PEMD	Tubulação sob gravidade
Tubulação formada no local	200-3650	varia	PVC,PEAD	Tubulação sob gravidade

Fonte: Najafi (2004)

2.2.2.5 Inserção de tubo por arrebentamento – “*Pipe Bursting*”

A inserção de tubo por arrebentamento consiste em um método não destrutivo para substituição de tubos. Esta técnica é utilizada principalmente para aumentar a capacidade de tubulações existentes ou em casos em que a tubulação existente encontra-se em um estado de deterioração muito avançado, no qual o uso de outra técnica não destrutiva de reabilitação não seja possível, sendo requerido à substituição da mesma (NAJAFI, 2004).

Em uma operação típica de inserção de tubo por arrebentamento, uma ferramenta com formato cônico, chamada cabeça de fragmentação, é inserida no interior do tubo existente a partir do poço de partida e puxada ou empurrada para o poço de recepção. À medida que a cabeça de fragmentação percorre a tubulação existente, ela promove o arrebentamento do tubo e deslocamento dos seus fragmentos para o solo circunvizinho. Simultaneamente, um novo tubo é puxado ou empurrado para o espaço deixado pela operação de expansão. Na grande maioria das operações de inserção de tubos por arrebentamento, o novo tubo é puxado para o local, ao invés de empurrado (ABRAHAM; BAIK; GOKHALE, 2002). O novo tubo pode possuir o mesmo diâmetro ou ser maior que o tubo substituído. A Figura 2.72 ilustra o processo de inserção de tubos arrebentamento.

Figura 2.72. Processo de inserção de tubo por arrebentamento

Fonte: <http://www.vermeer.com/> (Data de acesso: Setembro 2007)

A parte traseira da cabeça de fragmentação é conectada ao tubo novo e a extremidade frontal é ligada a uma corrente, cabo ou barra. A cabeça de fragmentação e o tubo novo a ser conectado são apresentados na Figura 2.73.

Figura 2.73. Cabeça de fragmentação e tubo novo a ser instalado

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

A parte traseira da cabeça de fragmentação é maior que o diâmetro interno da tubulação antiga para promover o arrebentamento desta e, ligeiramente maior que o diâmetro externo do novo tubo, com objetivo de reduzir o atrito gerado durante o arraste dos novos tubos e para promover um espaço maior para instalação dos mesmos. A parte frontal da cabeça de fragmentação possui geralmente um diâmetro menor que o do tubo existente, para manter o alinhamento e assegurar um rompimento uniforme (SIMICEVIC; STERLING, 2001).

Este método é capaz de fragmentar diversos tipos de tubos, tais como: ferro fundido, aço, ferro dúctil, PEAD, PVC, concreto, concreto armado, cimento amianto e cerâmica. A Figura 2.74 apresenta a fragmentação de alguns tipos de tubos.

Figura 2.74. Exemplo de fragmentação de alguns tipos de materiais

Baseado na fonte de energia e método de fragmentação do tubo, a inserção de tubo por arrebetamento pode ser dividida nas seguintes categorias:

- Sistema pneumático: de acordo com Najafi (2004) este método é o mais utilizado na maioria dos projetos de inserção de tubo por arrebetamento ao redor do mundo. Este sistema utiliza a ação percussiva da cabeça de fragmentação e um guincho para realizar o arrebetamento da tubulação. A Figura 2.75 ilustra a inserção de tubo por arrebetamento pneumático.
- Sistema hidráulico: esta técnica utiliza um tipo de cabeça articulada, geralmente dividida em partes. Estas partes podem expandir e contrair através de ações hidráulicas. Nesta técnica, o arrebetamento da tubulação é realizado através da expansão da cabeça de fragmentação no interior da tubulação existente.

- Sistema estático: neste método o arrebentamento do tubo é devido unicamente à força aplicada na cabeça de fragmentação pelo guincho. Devido as suas características, esta técnica gera níveis de vibração e barulho muito baixos.

Figura 2.75. Inserção de tubo por arrebentamento pneumático

Fonte: Abraham, Baik e Gokhale (2002)

A tabela 2.14 apresenta as características principais dos métodos inserção de tubo por arrebentamento.

Tabela 2.14 – Características principais do método de inserção de tubo por arrebentamento

Método	Gama de Diâmetros (mm)	Instalação Máxima (m)	Mateiral	Aplicações
Inserção por arrebentamento	100-1200	450	polietileno, polipropileno, PEAD, PVC, fibra de vidro	Tubulação sob gravidade e pressão

Fonte: Najafi (2004)

2.2.2.6 Inserção de Tubulação Deformada – “Close-fit Pipe”

Na inserção de tubulação deformada o tubo a ser utilizado tem sua seção transversal modificada, antes de ser instalado. Neste método é realizada uma redução temporária da área da seção transversal do tubo, antes de ser inserido na tubulação existente. Após sua inserção

na tubulação existente, o tubo é expandido para sua forma e tamanho original, promovendo sua justaposição ao tubo existente. Este método pode ser utilizado para fins estruturais e não estruturais. Segundo Najafi (2004), a inserção de tubulação deformada pode ser dividida em duas categorias: (1) Dobra e reconformação e (2) Inserção de tubo reduzido.

Na técnica de dobra e reconformação os tubos são soldados e mecanicamente dobrados no local de trabalho, antes de sua inserção. A Figura 2.76 ilustra o processo do tubo sendo dobrado mecanicamente.

Figura 2.76. Processo de dobra do tubo mecanicamente

Fonte: <http://www.subterra.co.uk/> (Data de acesso: Setembro 2007)

Este método requer um poço de partida para entrada da tubulação e um poço de recepção ou qualquer outro tipo de acesso na extremidade final, na qual o tubo será puxado através de um guincho.

Após sua completa inserção, o tubo é retornado para sua forma e tamanho original, através da pressurização com água a temperatura ambiente, promovendo a justaposição deste ao tubo existente. A Figura 2.77 ilustra a inserção do tubo, previamente dobrado, na tubulação existente.

Figura 2.77. Inserção do tubo dobrado

Fonte: <http://www.subterra.co.uk/> (Data de acesso: Setembro 2007)

O método de inserção de tubo reduzido emprega uma máquina que promove a redução temporária da tubulação a ser instalada. Após soldagem dos tubos e construção dos poços de partida e recepção, o diâmetro da tubulação a ser inserida é substancialmente reduzido, comparado ao tamanho original. A redução do diâmetro pode ser feita através de métodos mecânicos ou térmicos. A operação de redução é realizada logo antes o tubo novo ser inserido na tubulação existente. Depois de concluído a inserção do tubo na tubulação existente, esse é revertido para seu diâmetro original, promovendo a justaposição deste ao tubo existente, não havendo espaço anelar entre as tubulações. A Figura 2.78 apresenta o método de redução de tubo por rolamento, o qual é uma das técnicas utilizadas para promover a redução do diâmetro da tubulação a ser inserida.

Figura 2.78. Método de inserção de tubulação reduzida por rolamento

Fonte: <http://www.subterra.co.uk/> (Data de acesso: Setembro 2007)

Nas duas técnicas citadas anteriormente, geralmente é necessário escavações para efetuar a religação dos ramais, exceto no caso de aplicações em redes não pressurizadas, em que é possível utilizar um robô de corte controlado remotamente para esta finalidade.

A Tabela 2.15 apresenta as principais características do método de inserção de tubulação deformada.

Tabela 2.15 – Características principais do método de inserção de tubulação deformada

Método	Gama de Diâmetros (mm)	Instalação Máxima (m)	Mateiral	Aplicações
Inserção de tubulação deformada (estrutural)	75-600	300	PEAD, PEMD	Tubulação sob gravidade e pressão
Inserção de tubulação deformada (não estrutural)	75-1600	300	PEAD, PEMD	Tubulação sob gravidade e pressão

Fonte: Najafi (2004)

2.2.2.7 Reparo Localizado – “*Localized Repair*”

O termo reparo é utilizado quando o defeito do tubo é consertado, sem necessariamente, estender sua vida de serviço. O método de reparo localizado enquadra-se nesta categoria, na qual um defeito pode ser temporariamente e ou localmente corrigido, não havendo necessidade de reabilitar toda a tubulação.

Defeitos pontuais podem ser encontrados em tubulações sãs, como resultado de trincamento, desalinhamento ou ruptura. O método de reparo localizado é utilizado para solucionar diversos tipos de problemas, tais como trincas, tubos quebrados, intrusão de raízes, infiltração, vazamentos, obstruções, e seções de tubos desalinhadas. Algumas destas técnicas foram desenvolvidas para tubulações de esgoto e algumas para executar a selagem de juntas

de tubulações sob pressão. Muitas destas são variações de métodos de reabilitação para extensões totais de tubulações.

O reparo localizado pode ser utilizado em diversos tipos de tubulações. A economia obtida com a utilização deste método deve ser considerada caso a caso, mas claramente em muitas situações o reparo de defeitos individuais pode ser economicamente mais vantajoso que a reabilitação da seção inteira da tubulação, do poço de visita ao poço de visita, onde o defeito está localizado. Como regra geral, tem sido sugerida que os reparos localizados podem ser economicamente viáveis, se menos que 25% da extensão da tubulação possuem defeitos, no entanto esta regra pode variar de acordo com cada projeto (NAJAFI, 2004).

Existem quatro categorias de métodos de reparo localizado: reparo por robô, grauteamento, selagem interna e CIPP pontual. Na Tabela 2.16 são apresentadas as principais características deste método.

Tabela 2.16 – Características principais do método de reparo localizado

Método	Gama de Diâmetros (mm)	Instalação Máxima (m)	Mateiral	Aplicações
Reparo por robô	200-760	NA	resina epóxi, cimento acrílico	Tubulação sob gravidade
Grauteamento	NA	NA	grautes químicos, grautes de base cimentícia	Qualquer tipo de tubulação
Selagem interna	150-2794	NA	mangas especiais	Qualquer tipo de tubulação
CIPP pontual	100-1200	15	Fibra de vidro, poliéster, etc	Tubulação sob gravidade

Fonte: Najafi (2004)

2.2.2.8 Tubulação Termo-Formada – “*Thermoformed pipe*”

Este tipo de reabilitação não-destrutiva de tubulação utiliza um novo tubo de PVC ou PEAD, o qual é expandido termicamente para fixar-se justamente a tubulação antiga. O PVC e PEAD, historicamente, possuem um ótimo desempenho nas aplicações em tubos, que é verificado não apenas por sua capacidade estrutural, mas também por outras características importantes tais como sua resistência química e à abrasão.

Este método pode ser dividido em três categorias: (1) dobra e reconformação; (2) tubulação deformada e reconformada; (3) tubulação expandida (NASTT; NO-DIG, 2006).

No primeiro método, chamado dobra e reconformação (“*fold and formed*”), o tubo PVC é dobrado na fábrica durante a produção e enrolado em grandes carretéis, conforme ilustra a Figura 2.79. Este método pode ser utilizado para fins estruturais em tubulações sob pressão e gravidade, incluindo tubulações de água, esgoto e águas pluviais. Neste método, o tubo é aquecido com vapor até tornar-se flexível, permitindo que este seja puxado do poço de visita ao poço de visita através da tubulação existente por meio de um guincho. Uma vez instalado, o novo tubo é forçado contra a superfície da tubulação existente, utilizando vapor e ar sob pressão, constituindo uma nova tubulação de PVC, justaposta à tubulação antiga. Depois de concluída a instalação, as conexões laterais são reabertas utilizando robôs de cortes controlados remotamente. A habilidade para vencer curvas varia de fabricante para fabricante, entre 60 a 90 graus.

No método de tubulação deformada e reconformada (“*deformed and reformed*”), um tubo feito de PEAD é deformado na fábrica, em forma de U e enrolado em grandes rolos, para

facilitar a instalação. Este método é usado para propósitos estruturais, em tubulações sob pressão e gravidade. O novo tubo PEAD é puxado à temperatura ambiente do poço de visita ao poço de visita através de um guincho. Após o novo tubo ser instalado, este é aquecido com vapor e pressurizado para forçá-lo contra a parede da tubulação existente, voltando a sua forma original. A Figura 2.80 apresenta a ilustração do tubo de PEAD deformado e reconformado no interior de um tubo existente. Assim como no método anteriormente citado, os ramais são reabertos utilizando-se um robô de corte controlado remotamente. Curvas com até 22,5 graus podem ser vencidas com este método.

Figura 2.79. Inserção de tubo PVC, dobrado e enrolado na produção, no interior da tubulação

Fonte: <http://www.nastt.org/> (Data de acesso: Setembro 2007)

Figura 2.80. À Esquerda: tubo PEAD deformado; À Direita: tubo PEAD reconformado, justaposto à tubulação existente

No terceiro método, chamado tubo expandido (“*fused and expanded*”), o tubo de PVC é soldado no campo antes da inserção, diferentemente dos métodos supracitados, os quais são soldados na fábrica. Este método pode ser utilizado em tubulações sob alta pressão, acima de 150 psi, incluindo tubulações de água potável. O novo tubo de PVC é soldado e inserido na tubulação existente, através do poço de acesso. Uma vez no local, o novo tubo é aquecido com um líquido quente e pressurizado para voltar a sua forma original e justapor-se a tubulação existente.

As características principais da tubulação termo-formada são apresentadas na tabela 2.17.

Tabela 2.17 – Características principais do método de tubulação termo-formada

Método	Gama de Diâmetros (mm)	Instalação Máxima (m)	Mateiral	Aplicações
Tubulação termo-formada	100-760	450	PEAD, PVC	Tubulação sob gravidade e pressão

Fonte: Najafi (2004)

Um homem que ousa desperdiçar uma hora ainda não descobriu o valor da vida.

(Charles Darwin)

3 ANÁLISE DOS CUSTOS DO CICLO DE VIDA DE INFRA-ESTRUTURAS URBANAS SUBTERRÂNEAS

Este capítulo tem por finalidade apresentar uma visão geral dos custos existentes durante o ciclo-de-vida de uma infra-estrutura urbana subterrânea e destacar a importância da consideração dos custos sociais nas análises de viabilidade de projetos, apresentando os métodos existentes para quantificação dos mesmos.

A discussão dos fatores de custos foi feita com o objetivo de fornecer uma breve introdução e uma visão geral sobre o assunto e, sobretudo, destacar que, dentre as diversas componentes dos custos sociais, descritas neste capítulo, serão considerados apenas os custos devidos à interrupção ao tráfego veicular e aos impactos ambientais (emissão de poluente).

3.1 CUSTOS DO CICLO-DE-VIDA DE UMA INFRA-ESTRUTURA URBANA

A construção de uma infra-estrutura urbana subterrânea é geralmente considerada como um

negócio de risco, devido aos diversos fatores imprevistos envolvidos na realização do projeto. A análise econômica de uma obra de instalação de tubulação requer um entendimento claro de todos os fatores de custo associados com as condições específicas do projeto, de maneira que, o custo total determinado seja o mais realista possível. O custo do ciclo de vida de uma obra, desde seu projeto até sua demolição, depois de terminada sua vida útil, inclui as seguintes categorias de custo: (i) custos pré-construção; (ii) custos de construção; (iii) custos pós-construção (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Custo do ciclo-de-vida de um projeto

Pré-construção	Construção	Pós-construção
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Planejamento conceitual, riscos e análises de impacto ▪ Aquisição de terra ▪ Inspeção e documentação das condições do local existente ▪ Mitigações ▪ Permissões ▪ Taxas de projeto e preparação dos esboços de contrato ▪ Taxas legais 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Custos diretos de construção (mão-de-obra, material e equipamentos) ▪ Custos indiretos de construção (custos gerais) ▪ Custos de ensaios e inspeções ▪ Custos sociais 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Operação ▪ Manutenção ▪ Depreciação ▪ Perda de renda devido reparos emergenciais

Fonte: Najafi (2004)

Os projetistas devem considerar todos os elementos de custo em um orçamento de projeto, para que seja possível determinar qual o método construtivo com melhor custo-benefício. Tradicionalmente, nas obras de construção, manutenção e substituição de tubulações enterradas não têm sido considerado os custos sociais. Tais custos desconsiderados no orçamento incidem diretamente sobre a municipalidade, sociedade e cidadão.

3.1.1 Custos Pré-Construção

Decisões feitas durante a fase de pré-construção podem ter um impacto significativo no custo

total do ciclo de vida da obra em questão. Como exemplo, uma técnica não-destrutiva pode possibilitar a seleção de rotas alternativas, encurtando a extensão total da tubulação, e assim, reduzindo o número de poços de visita, e ou eliminando estações de bombeamento, o que pode reduzir significativamente os custos do ciclo de vida do projeto.

3.1.2 Custos de Construção

Os custos de construção incluem custos diretos, custos indiretos e custos sociais. Os custos diretos incluem os custos de mão-de-obra, materiais, sub-contratação e equipamentos, necessários para execução da obra. O escoramento ou inclinação das paredes das valas escavadas, parapeitos de segurança, rebaixamento do nível d'água, tipo de tubo, custos de mão-de-obra, remoção de rejeito, aterro e compactação, e outros, são custos diretos de construção e podem ser incluídos com as quantidades necessárias.

Estudos recentes demonstraram que devido aos custos com manuseio dobrado do solo e restauração da superfície, atividades requeridas para obras utilizando métodos convencionais de abertura de trincheira, tais custos podem somar até 70% dos custos totais da obra (NAJAFI, 2004). Estes custos de restauração são geralmente mínimos para instalações utilizando tecnologias não destrutivas.

Os custos indiretos ou gerais de construção basicamente incluem todos os custos que não são diretamente relacionados ou aplicados nas operações de construção atuais. Estes custos são geralmente fixados e distribuídos sobre todo o projeto. Exemplos de custos indiretos incluem administração e custos gerais de serviço, como taxas, utilidades temporárias, supervisão de campo, controle de tráfego e seguros. Os custos indiretos são geralmente calculados após os

custos diretos serem estimados e são, muitas vezes, somados como uma porcentagem dos custos diretos. A determinação dos custos indiretos requer considerável conhecimento em construção e acrescentam imensas variações na estimativa dos custos de construção, podendo chegar a aproximadamente 20% dos custos diretos de uma obra (NAJAFI, 2004). Todavia, os custos indiretos são diretamente proporcionais à duração, sendo que, quanto maior a duração, maior serão os custos indiretos. Como os métodos de construção não-destrutivos geralmente apresentam maior produtividade e desperdício reduzido, a duração destes projetos é normalmente menor que em obras utilizando métodos tradicionais. Portanto, métodos não-destrutivos, apresentam custos indiretos menores dos que os métodos convencionais com abertura de trincheira.

Os custos sociais englobam os desconfortos gerais ao público e danos ao meio e estruturas existentes. A busca de soluções que representem menos margens de risco técnico e econômico, juntamente com a necessidade de preservar o meio ambiente e melhorar a qualidade de vida, tornou essencial a determinação e consideração dos custos sociais na instalação de utilidades enterradas. Tais custos podem ser o elemento principal no cálculo do custo total do ciclo de vida de uma utilidade enterrada, o qual a grosso modo é função, principalmente, do método construtivo adotado. A utilização de métodos não-destrutivos pode reduzir significativamente os custos sociais. Estes custos e seus principais componentes serão, posteriormente, discutidos com mais detalhes.

3.1.3 Custos Pós-Construção

Os custos pós-construção de um projeto incluem principalmente: operação, manutenção, depreciação e perda de rendimento, devido a reparos emergenciais. Os custos de operação e

manutenção são geralmente menores para construções utilizando métodos não-destrutivos, devido à rapidez e melhor qualidade dos tubos utilizados. A utilização de técnicas não destrutivas reduz os custos de manutenção e reparos, devido à redução dos cortes e escavações necessárias. A perda de rendimento é também menor com métodos não-destrutivos, devido a estes métodos proverem meios rápidos para efetuar reparos e manutenções na tubulação.

3.2 CUSTOS SOCIAIS

Campos (1996) define custo social como sendo o sacrifício, de perda de bem-estar, que a sociedade tem que fazer devido aos efeitos maléficos causados pelas externalidades não absorvidas de algum processo de produção. De acordo com Najafi (2004) e Rahman, Vanier e Newton (2005), os custos sociais, devido a construção, manutenção e substituição de infra-estruturas urbanas subterrâneas, abrangem, principalmente, as seguintes categorias:

- interrupção ao tráfego veicular;
- danos à rodovia e pavimento;
- danos às utilidades adjacentes;
- danos às estruturas adjacentes;
- barulho e vibração;
- segurança dos pedestres;
- perdas para negócios e comércio;
- danos às estradas utilizadas como desvio;
- segurança local e pública;
- insatisfação dos cidadãos;
- impactos ambientais.

Apesar dos custos sociais causarem inúmeros entraves ao desenvolvimento, não há uma metodologia claramente definida nem amplamente aceita para valorá-los. Os engenheiros e as autoridades envolvidas com o tema quase sempre se deparam com dificuldades quando solicitados a expressar monetariamente os custos sociais, assim como os benefícios alcançados com a redução dos mesmos nas análises de viabilidade econômico-financeira dos projetos.

3.2.1 Interrupção ao Tráfego Veicular

Como citado anteriormente os métodos tradicionais de abertura de vala geram congestionamentos e atrasos no tráfego. A população em geral paga por esta quantidade de tempo adicional gasta, durante atrasos no tráfego ou trafegando através de desvios. Os custos de atrasos e congestionamentos são ainda maiores em áreas de tráfego intenso, como centros comerciais, ruas principais e estradas. Além do tempo gasto, os custos de interrupção do tráfego incluem o custo extra de combustível, reparo, manutenção e depreciação dos veículos. Os custos de interrupção do tráfego podem ser tão grandes quanto os custos totais de construção ou várias vezes maiores que este valor. A proporção dos custos devido à interrupção ao tráfego está relacionada ao tipo de trabalho que está sendo feito na rodovia.

3.2.2 Dano à Rodovia e Pavimento

Augusto Jr., Giampaglia e Cunha (1992) afirmam que a abertura e o fechamento de valas por concessionárias de serviços de infra-estrutura urbanas, podem acarretar muitos problemas à pavimentação, tais como:

- deterioração das áreas do pavimento próximas à vala, devido à demora na recomposição

ou não execução de corte das áreas afetadas;

- ruptura do pavimento reconstituído, devido à insuficiência de espessura ou má execução;
- recalque do pavimento reconstituído, devido ao adensamento do solo de reaterro;
- reconstituição do pavimento em nível acima da superfície do pavimento primitivo, causando grande desconforto aos usuários;
- desagregação do revestimento asfáltico a quente, devido à compactação a baixa temperatura.

A restauração do pavimento utilizando técnicas de má qualidade tem como consequência a necessidade da execução do mesmo serviço, dentre poucos anos. Isto aumenta não apenas os gastos com estes serviços, mas também reduz a vida do pavimento. Estudos realizados em cidades do Canadá e Estados Unidos indicaram que cortes e escavações nas vias de transporte provocam uma redução de aproximadamente 30% na vida do pavimento, gerando aumentos nos custos de manutenção e reabilitação das mesmas (TIGHE *et al.*, 2002). Tais estudos indicaram também que o uso de tecnologias não destrutivas tem potencial para reduzir significativamente os custos de manutenção e reabilitação da rodovia.

3.2.3 Danos às Utilidades Adjacentes

A possibilidade de danificar infra-estruturas subterrâneas existentes é a maior preocupação para os executores do serviço. Em caso de dano a infra-estruturas adjacentes, o custo de consertar o serviço será somado ao custo da obra. Além disso, cabos de energia elétrica enterrados, tubulações de gás e oleodutos, são um perigo potencial para segurança dos trabalhadores locais e para o público em geral.

3.2.4 Danos às Estruturas Adjacentes

A construção de infra-estruturas subterrâneas pode causar deslocamentos e descarregamentos desiguais em estruturas vizinhas. Muitas destes problemas são gerados devido a atividades como rebaixamento do nível d'água, excesso de escavação e uso de técnicas impróprias em estruturas de escoramento e suporte, sendo a maioria destes problemas, associados a construções utilizando abertura de valas (NAJAFI, 2004).

3.2.5 Barulho e Vibração

O custo devido a barulho e vibração está mais relacionado aos métodos tradicionais de abertura de vala. Nestes métodos, geralmente, são utilizados maquinários pesados para execução dos serviços necessários, tais como: escavadeiras, caminhões e pás carregadeiras. Estes equipamentos produzem vibração e barulho, os quais podem provocar insatisfação dos cidadãos.

3.2.6 Segurança dos Pedestres

Geralmente, durante a instalação de utilidades enterradas, o tráfego é desviado para rodovias secundárias. O tráfego adicional nestas rodovias gera um ambiente inseguro para pedestres e crianças. Além disso, cortes no pavimento e aberturas de valas são um perigo potencial para os pedestres, especialmente, para idosos e crianças.

3.2.7 Perdas para Negócios e Comércio

Construções realizadas em áreas comerciais estão associadas a perdas nas vendas do comércio. As pessoas tentam evitar áreas sob construção utilizando métodos convencionais de abertura de valas, o que pode resultar em uma redução das vendas ou até mesmo fechamento de lojas e outros comércios durante o período de construção (GANGAVARAPU, 2003).

3.2.8 Danos às Estradas Utilizadas como Desvio

A utilização de ruas de desvio não projetadas para tráfego pesado durante a construção, como ruas residenciais, resulta em danos à estrutura do pavimento destas ruas. O tráfego pesado diminui a duração da vida de serviço das ruas de desvio, o que se torna um custo adicional para as municipalidades e autoridades locais.

3.2.9 Segurança Local e Pública

Acidentes relacionados ao local de trabalho, com trabalhadores e público em geral, tendem ser maiores em construções utilizando métodos convencionais de abertura de trincheira. O colapso da parede da trincheira, desmoronamentos e outros acidentes de quedas nas valas são comuns em construções utilizando métodos de abertura de trincheira.

3.2.10 Insatisfação dos Cidadãos

Mudanças na vida normal dos moradores e comerciantes geralmente provocam insatisfação aos cidadãos, acarretando em reclamações e manifestações contra as autoridades

responsáveis. Barulho e poeira são as maiores preocupações para a população durante a execução dos serviços. Outros fatores de destaque são os congestionamentos e aumento no tempo viagem, devido ao fechamento de faixas durante o período de construção, os quais geram grandes transtornos aos usuários.

3.2.11 Impactos Ambientais

Como citado anteriormente, a instalação de utilidades enterradas geram congestionamentos, principalmente quando se utiliza métodos tradicionais de abertura de vala. Estes congestionamentos contribuem significativamente para o aumento da poluição do ar, visto que, segundo Azuaga (2000), os veículos são os principais responsáveis pela poluição atmosférica. Desta forma, os métodos construtivos tradicionais são muito mais agressivos ao meio ambiente, pois além de provocarem mais congestionamentos, utilizam maquinários pesados, que contribuem para a poluição atmosférica e sonora.

Os motores dos veículos, leves e pesados, poluem o ar pela geração de três poluentes principais: hidrocarbonetos, óxidos de nitrogênio e monóxido de carbono. Adicionalmente, estes motores também emitem uma grande quantidade de dióxido de carbono, o qual contribui para o aquecimento global do planeta. Além da emissão de gases, o uso de retroescavadeiras, pás carregadeiras e caminhões geram um ambiente empoeirado. A preocupação com a melhora da qualidade de vida e saúde, associada com a poluição gerada por estes tipos de obras, resultam em uma óbvia perturbação pública. Este problema é ainda mais complicado em áreas críticas, tais como: escolas, hospitais e áreas de forte urbanização, como os centros urbanos e comerciais.

Cabe salientar que a execução de construções em áreas ambientalmente sensíveis, tais como nascentes, áreas verdes e reflorestadas, rios, lagos, habitat natural, parques públicos, áreas protegidas e locais históricos requerem um esforço especial. Danos a estas áreas sensíveis são geralmente irreversíveis e severamente penalizados pelas autoridades e defensores ambientais.

3.3 VALORAÇÃO DOS CUSTOS SOCIAIS

Como mencionado anteriormente, a quantificação dos custos sociais é uma tarefa difícil para projetistas, administradores e engenheiros. Fatores locais tais como população, tipo do município e atividades comerciais tem um impacto direto na estimação dos custos sociais (RAHMAN; VANIER; NEWTON, 2005).

Embora os custos sociais sejam uma parcela significativa do custo total de um projeto, e algumas vezes, segundo Najafi (2004), podendo ser a parcela principal do custo total, tradicionalmente, esses custos sociais são desconsiderados nas análises de viabilidade econômico-financeira dos projetos, principalmente, em países em desenvolvimento, como o Brasil. Com o aumento da preocupação global com bem-estar social e com o meio ambiente, a consideração dos custos sociais ganhou maior importância, e atualmente, é recomendado pelos agentes de financiamento, como o Banco Mundial e o Banco Interamericano de Desenvolvimento, que os custos sociais sejam considerados nas contas de análises de viabilidade dos projetos e que sejam explicitamente valorados em termos monetários.

Esta seção visa apresentar uma revisão dos métodos existentes, atualmente utilizados, para valoração dos custos sociais.

Um dado de fundamental importância, necessário para realizar uma estimativa adequada dos custos sociais, é a determinação da duração do projeto. Esta depende principalmente do método construtivo utilizado. A execução de uma estimativa realista da duração do projeto necessita que os projetistas e engenheiros envolvidos, tenham conhecimento dos métodos construtivos existentes que podem ser empregados. Os métodos não-destrutivos, na maioria dos casos, apresentam uma maior produtividade e conseqüentemente menores duração de projeto, comparado aos métodos tradicionais de abertura de vala.

3.3.1 Custo Devido à Interrupção ao Tráfego Veicular

O custo devido à interrupção ao tráfego é talvez o mais pesquisado e quantificado de todos os custos sociais. De acordo com Bush e Simonson (2001), uma das partes mais importantes dos custos sociais, relacionada com as construções utilizando métodos tradicionais, é a interrupção ao tráfego. As municipalidades, no papel de contratante e executora, na grande maioria das vezes, ignoram tais custos devido à falta de conhecimento da influência destes, no custo total da obra. Adicionalmente, a preocupação do contratado em considerar e reduzir tais custos é mínima. Em contrapartida, o usuário final da rodovia, como as agências públicas e a população, são os mais afetados por estes custos.

A quantia da interrupção e, conseqüentemente, os custos sociais gerados pela rodovia em serviço estão diretamente relacionados ao tipo de controle de tráfego utilizado. Os métodos tradicionais, na maioria dos casos, envolvem o fechamento de faixas e ruas. Tal fechamento geralmente continua durante toda duração da obra, resultando em congestionamento e atrasos para os usuários. Outros fatores relacionados à quantia da interrupção do tráfego são a hora, local e a época de execução de tais interdições, os quais afetam diretamente esta parcela dos

custos sociais.

Segundo Gangavarapu (2003), o gasto adicional de tempo e combustível com a viagem são os principais componentes do custo de interrupção ao tráfego veicular.

O custo devido à interrupção ao tráfego veicular é composto por duas parcelas: custo devido a atrasos e custo operacional dos veículos.

3.3.1.1 Custo Devido a Atrasos

O custo do tempo adicional gasto em viagem, devido aos congestionamentos e desvios, foi determinado através da seguinte equação:

$$CA = At \cdot CT \quad (3.1)$$

em que:

CA: custo devido a atrasos (R\$);

At: quantidade total de atraso (h);

CT: valor da hora (R\$/h).

O Valor de At (quantidade total de atraso) pode ser obtido nas redes de simulação, tradicionalmente utilizadas nos estudos de planejamento de transportes.

Custos de tempo de viagem variam amplamente dependendo de fatores tais como: tipo, distância e condições de viagem. Por exemplo, o custo de atraso durante uma emergência ou

crise, correndo para um hospital ou aeroporto, pode exceder um real por minuto. Por outro lado, um motorista confortável junto à beira de um rio pode ser considerado um benefício em lugar de um custo. O custo de tempo de viagem por minuto tende a ser maior para passageiros durante condições congestionadas e desconfortáveis.

Para o cálculo do custo do tempo gasto nos congestionamentos e nos desvios é necessário estabelecer o valor do tempo. Para tanto, foi considerada a metodologia utilizada pela Empresa Brasileira de Transportes Urbanos (EBTU) nos estudos de viabilidade econômica do projeto BIRD IV, em 1986, adotando-se como variável explicativa a renda média da população economicamente ativa da cidade, independente daquelas específicas dos usuários de ônibus ou autos (IPEA e ANTP, 1999).

$$CT = \frac{RSM \cdot ES \cdot FA \cdot HP}{NH} \quad (3.2)$$

em que:

CT: valor da hora (R\$/hora);

RSM: renda média dos habitantes (PEA) da cidade;

ES: encargos sociais 95,02% = 1,9502;

FA: 0,3 (possibilidade de uso alternativo em quantidade útil de tempo);

HP: percentual de uso produtivo do tempo (% viagens a trabalho + % viagens casa-trabalho* 0,75). Caso não disponível, usado 0,5.

NH: número de horas de trabalho por mês = 168 horas.

Assim, organizando melhor a equação 3.1, o custo devido a atrasos pode ser determinado através da seguinte fórmula:

$$CA = At \cdot \left(\frac{RMS \cdot ES \cdot FA \cdot HP}{NH} \right) \quad (3.3)$$

3.3.1.2 Custo Operacional dos Veículos

As distâncias adicionais percorridas através de rotas de desvio provocam desgaste do veículo. Além disso, técnicas impróprias utilizadas na restauração do pavimento geralmente resultam em buracos ou ressaltos, o qual danifica: amortecedores, escapamentos, pneus, eixo e chassi dos veículos. Esses fatores contribuem para o aumento do custo operacional do veículo.

Os custos operacionais dos veículos podem ser classificados como diretos (fixos e variáveis) e indiretos:

- Diretos – correspondem à soma dos custos fixos e variáveis e seus componentes são apresentados na Tabela 3.2
 - Fixo: são as despesas que independem do grau de utilização do veículo
 - Variáveis: são proporcionais ao uso do veículo
- Indiretos – são os custos decorrentes das atividades necessárias à existência do transporte, tais como: aluguel, salários de pessoal de escritório, telefone, impostos etc

Tabelas 3.2 – Componentes dos custos operacionais dos veículos

Custos Diretos	
Fixo	Variável
(i) Depreciação	(i) Combustível
(ii) Remuneração de capital	(ii) Pneus
(iii) Licenciamento/Seguro Obrigatório	(iii) Óleos lubrificantes
(iv) Seguro Facultativo	(iv) Manutenção (Mão-de-obra de oficina e peças)
(v) Salário e encargos (motorista)	(v) Lavagens e Graxas
(vi) Taxas Administrativas	

O fechamento de faixas de tráfego para instalação e manutenção de infra-estruturas subterrâneas, geralmente, provoca um aumento na distância total percorrida e no tempo total de permanência na rede. Esse aumento no tempo total de permanência e na distância total percorrida na rede gera um aumento do custo operacional do veículo, principalmente, os custos classificados como diretos variáveis. Desta forma, o presente estudo irá limitar-se a apresentar os métodos para estimar os componentes do custo operacional dos veículos, classificados como custos diretos variáveis.

Os custos diretos fixos não foram calculados, pois tais custos independem do grau de utilização do veículo, sendo assim, pouco sensíveis ao aumento na distância total percorrida e ao tempo adicional gasto com a viagem, provocado pelo fechamento de faixas de tráfego.

i. Combustível

O gasto com combustível foi determinado multiplicando-se o consumo total de combustível dos veículos, por trafegar através da rede, pelo valor econômico do combustível. O consumo de combustível, assim como a emissão de poluentes estão relacionados, principalmente, à variação da velocidade. Existem diversos modelos para determinar o consumo de combustível em função da velocidade e aceleração. No presente trabalho foi utilizado o simulador de tráfego *INTEGRATION*, o qual possui um modelo de consumo e emissão incorporado, para determinação do consumo de combustível.

A partir do consumo e considerando o valor econômico do combustível igual a 71,8% do preço de bomba (IPEA; ANTP, 1999), obtém-se o gasto com combustível:

$$CC = Cc \cdot Pc \quad (3.4)$$

em que:

CC: custo com combustível (R\$);

Cc: quantidade total de combustível consumida pelos veículos (l);

Pc: valor econômico do combustível = 71,8% do preço de bomba(R\$/l).

ii. Pneus

Para determinar os custos com pneus basta dividir o valor do conjunto de pneus pela durabilidade média dos mesmos, fornecida pelo fabricante.

$$CP = \frac{Np \cdot Pp}{Dp} \quad (3.5)$$

em que:

CP: custo com pneus (R\$/km);

Np: número de pneus;

Pp: preço do pneu (R\$);

Dp: durabilidade média do pneu (km).

iii. Lubrificantes (Óleo do motor)

Entre os lubrificantes utilizados pelos veículos, optou-se em considerar somente o óleo de motor, os demais, assumiu-se que os gastos com a manutenção já contempla. Assim sendo, o seu cálculo se resume em dividir o custo com os litros de óleo gasto na troca, mais os litros

que são necessários remontar entre as trocas, pelo intervalo de quilômetros entre trocas, indicado pelo fabricante do veículo. Dessa forma, o custo com lubrificantes pode ser determinado através da seguinte expressão:

$$CL = \frac{Qo \cdot Po}{It} \quad (3.6)$$

em que:

CL: custo com óleo lubrificante (R\$/km);

Qo: quantidade de óleo gasto na troca e remonte (l);

Po: preço do litro do óleo lubrificante (R\$/l)

It: intervalo entre trocas (km)

iv. Manutenção

O custo com manutenção representa o gasto médio mensal com peças e mão de obra de oficina, ou seja, o gasto total para manter o veículo em perfeito estado de conservação.

Não se considera, porém, gastos com pneus e óleo, pois estes possuem um item específico. Para o seu cálculo, basta dividir o gasto médio mensal com as peças e mão de obra pela quilometragem medida rodada por mês. Como forma de facilitar os cálculos, este trabalho utilizou um percentual sobre o valor do veículo novo para representar o gasto médio mensal com as peças e mão de obra, o qual é um procedimento geralmente utilizado.

$$CM = \frac{P \cdot Pv}{Qm} \quad (3.7)$$

em que:

CM: custo com manutenção (R\$/km);

P: percentagem sobre o valor do veículo novo (%);

Pv: preço médio veículo novo (R\$);

Qm: quilometragem média mensal (km).

v. Lavagens e Graxas

Os gastos com lavagens e graxas foram incluídos nos cálculos por serem relevantes e necessários nas operações de transporte, tanto de carga quanto de passageiros. Para seu cálculo estimou-se um número adequado de lavagens por mês e dividiram-se os gastos com essas lavagens pela média de quilometragem rodada pelo veículo durante um mês. Desta forma, o custo com lavagens e graxas pode ser determinado utilizando-se a seguinte expressão:

$$CLg = \frac{Nl \cdot Pl}{Qm} \quad (3.8)$$

em que:

CLg: custo com lavagens e graxas (R\$/km);

Nl: número de lavagens no mês;

Pl: valor médio da lavagem completa (R\$);

Qm: quilometragem média mensal (km).

Resumindo, o valor do custo operacional dos veículos pode ser estimado através da seguinte expressão:

$$CO = Cc \cdot Pc + \left(\frac{Np \cdot Pp}{Dp} + \frac{Qo \cdot Po}{It} + \frac{P \cdot Pv}{Qm} + \frac{Nl \cdot Pl}{Qm} \right) \cdot Qp \quad (3.9)$$

em que:

CO: custo operacional dos veículos (R\$);

Cc: quantidade total de combustível consumida pelos veículos (l);

Pc: valor econômico do combustível = 71,8% do preço de bomba(R\$/l);

Np: número de pneus;

Pp: preço do pneu (R\$);

Dp: durabilidade média do pneu (km);

Qo: quantidade de óleo gasto na troca e remonte (l);

Po: preço do litro do óleo lubrificante (R\$/l);

It: intervalo entre trocas (km);

P: percentagem sobre o valor do veículo novo (%);

Pv: preço médio de um veículo novo (R\$);

Qm: quilometragem média mensal (km);

Nl: número de lavagens no mês;

Pl: valor médio da lavagem completa (R\$);

Qp: quilometragem total percorrida (km).

Desta forma, o custo devido à interrupção ao tráfego veicular pode ser determinado através da soma das componentes dos custos devido a atrasos e do custo operacional dos veículos, conforme mostra a equação 3.10:

$$CIT = CA + CO \quad (3.10)$$

em que:

CIT: custo devido à interrupção ao tráfego veicular (R\$);

CA: custo devido a atrasos (R\$);

CO: custo operacional dos veículos (R\$);

3.3.2 Custos dos Impactos Ambientais

As análises dos benefícios ambientais assumiram maior importância, a partir do aumento da preocupação global com as questões ambientais, e principalmente após a Declaração da Conferência das Nações Unidas sobre o Meio Ambiente e Desenvolvimento em 1992, e atualmente, é recomendado pelos agentes de financiamento, que os custos e benefícios ambientais apareçam nas contas das análises de viabilidade dos projetos e que sejam valorados em termos monetários.

Todavia, as metodologias para determinação desses valores não são pré-estabelecidas pelos órgãos financiadores, ficando sua escolha como uma tarefa para os técnicos locais, que obviamente optam por aquela que se mostra mais adequada à sua disponibilidade de dados e recurso. Segundo Landmann, Ribeiro e Deák (2007), os indicadores mais utilizados para avaliação de projetos de transportes são as emissões veiculares e o ruído, sendo o último menos empregado nas análises devido a sua difícil quantificação.

i. Emissão de Poluentes

A poluição atmosférica é considerada um dos problemas ambientais mais graves nos grandes centros urbanos. Ela é proveniente da emissão de centenas de gases tóxicos e materiais

particulados emitidos a partir de fontes fixas e móveis, que em determinadas condições meteorológicas acumulam-se na baixa atmosfera, causando danos à saúde e degradação dos materiais.

Dentre os danos ao ambiente e à saúde humana causados pela emissão desses poluentes, destacam-se a acidificação de rios e florestas, ataques aos materiais, aumento de problemas respiratórios e circulatórios na população, perda de bem estar da população, efeito estufa e aquecimento global. É importante notar que os danos provenientes da poluição atmosférica não se restringem às áreas onde ocorreu a emissão, pois devido à dispersão através das correntes de ar, eles ultrapassam fronteiras regionais e nacionais. (EYRE *et al.*, 1997).

As fontes veiculares de poluição atmosférica, além de serem as mais importantes, aumentando sua contribuição relativa em cidades menos industrializadas, são as de mais difícil controle, devido a sua grande dispersão. O setor de transportes é apontado como um dos maiores causadores da poluição nas grandes metrópoles, principalmente, nos países em desenvolvimento e sobretudo no Brasil que privilegia o transporte rodoviário. Na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), os veículos automotores correspondem à principal fonte de emissão de poluentes, com uma contribuição de cerca de 97% das emissões de CO, 97% das emissões de HC, 97% das emissões de NOx e 40% de material particulado e 35% SOx (CETESB, 2006).

Dentre os efeitos desses gases destaca-se o monóxido de carbono (CO) que provoca tonturas, dores de cabeça, sono, redução dos reflexos e perda da noção de tempo. Este gás é um dos principais responsáveis por acidentes de trânsito, em áreas de grande concentração, aumentando o estado de morbidez das pessoas idosas. Os hidrocarbonetos (HC) são irritantes

para os olhos, nariz, pele e parte superior do sistema respiratório; reduz também a visibilidade ambiente, provocando acidentes. O óxido de nitrogênio (NO_x) provoca irritação e contração das vias respiratórias diminuindo a resistência orgânica às infecções e participa do desenvolvimento do enfisema pulmonar.

A monetarização da poluição ambiental é bastante complexa, pois além de demandar estudos relativos aos reflexos da poluição sobre o ser humano, que varia de acordo com o clima, altitude, dispersão, regime de ventos, relevo etc., também apresenta uma mescla de efeitos das várias fontes de poluição.

Para se ter uma estimativa dos custos advindos da poluição, foi utilizado um estudo feito pela ANTP- Associação Nacional de Transporte Público, em conjunto com o IPEA – Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (1999), o qual serviu de referência para muitos projetos brasileiros a partir da década de 1990, como a Linha 4 do Metrô de São Paulo, a linha Centro – Barra da Tijuca do Metrô do Rio de Janeiro, o Metrô de Fortaleza – METROFOR, entre outros. Os valores utilizados nos cálculos dos custos dos impactos ambientais foram:

- CO = R\$ 0,19/kg
- HC = R\$ 1,14/kg
- NO_x = R\$ 1,12/kg

Dessa forma, os custos devido a impactos ambientais foram calculados a partir da seguinte equação:

$$CIA = CO \cdot 0,19 + HC \cdot 1,14 + NO_x \cdot 1,12 \quad (3.11)$$

em que:

CIA: custo devido impactos ambientais (R\$);

CO: quantidade total de monóxido de carbono (CO) emitido (kg);

HC: quantidade total de hidrocarbonetos (HC) emitidos (kg);

NOx: quantidade total de óxidos de nitrogênio (NOx) emitido (kg).

A quantidade de poluentes emitidos pelos veículos foi determinada através do uso do simulador de tráfego *INTEGRATION*.

ii. Perda da Produtividade devido ao Barulho e Vibração

A perda da produtividade pode ser associada com a poluição sonora produzida durante as atividades de construção. Muitas das vezes, o efeito do barulho sobre as pessoas é impossível de quantificar. Pessoas reagem diferentemente ao barulho; algumas podem continuar trabalhando com perda de produtividade, no entanto outras são incapazes de trabalhar com barulho. Devido a esta dificuldade na mensuração dos benefícios monetários da redução dos ruídos, este indicador é muito pouco utilizado. A fórmula a seguir pode ser usada para estimar a perda de produtividade (BOYCE; BRIED, 1994).

$$PP = t_p \cdot N_p \cdot V_h \cdot t_c \quad (3.12)$$

em que:

PP = perda de produtividade devido ao barulho e vibração (R\$);

t_p = tempo médio perdido no dia (h/d);

N_p = número de pessoas;

V_h = valor da hora da pessoa (R\$/h);

t_c = duração do projeto (d).

O valor do tempo é geralmente a hora paga da pessoa, e o tempo perdido pode ser estimado em horas perdidas por dia, devido ao barulho.

iii. Custos devido à Poeira e Controle de Resíduos

Uma forma de estimar o custo devido à poeira é calcular o tempo adicional gasto na limpeza. A fórmula a seguir pode ser usada para estimar o custo devido à poeira e controle de resíduos (NAJAFI, 2004):

$$CP = t_{al} \cdot V_l \cdot N_u \cdot t_c + CML \quad (3.13)$$

em que:

CP = custo devido à poeira e controle de resíduos (R\$);

t_{al} = tempo adicional gasto com limpeza (h/d);

V_l = valor da hora paga em limpeza (R\$/h);

N_u = número de unidades afetadas;

t_c = duração do projeto (d);

CML = custo com material de limpeza (R\$).

3.3.3 Custo Devido aos Danos ao Pavimento

Os danos ao pavimento devido à execução da obra pode ser de duas formas. A primeira é o

dano ao pavimento devido aos cortes executados e procedimentos inadequados de restauração. Estes danos apresentam-se na forma de buracos, irregularidade da superfície e trincas, os quais provocam uma redução do desempenho do pavimento. O segundo custo é o dano ao pavimento devido ao tráfego pesado adicional durante a construção, causando uma redução da vida de serviço do mesmo. Estes danos não aparecem imediatamente e levam uma quantidade de tempo significativa para desenvolver-se.

Em quase todas as cidades brasileiras, grande parte dos problemas dos pavimentos está diretamente associada à má qualidade dos serviços de reparo de outras infra-estruturas urbanas, que dão ao usuário uma sensação de grande desconforto, além de enfraquecer a estrutura do pavimento. O trabalho inadequado de restauração do pavimento gera custos adicionais com manutenção e reabilitação, os quais se tornam um problema para as agências governamentais locais e conseqüentemente para população (STUCHI, 2005).

Danos à via de desvio também aumenta o custo social da construção da obra. Vias secundárias são geralmente utilizadas como rotas de desvio durante a construção em vias principais. Como estas vias secundárias não são projetadas especificamente para receber este tráfego pesado, elas podem ser danificadas. Este tipo de dano pode ser na forma de desgaste do pavimento, buraco, trincas e colapso do pavimento. Para projetos de curta duração, como um dia ou dois, estes custos podem ser insignificantes, mas para grandes durações, estes danos devem ser adicionados na avaliação total dos custos de projeto.

A equação a seguir pode ser utilizada para estimar o custo de restauração do pavimento (NAJAFI, 2004):

$$CRP = CR \cdot A \quad (3.14)$$

em que:

CRP = custo de restauração do pavimento (R\$);

CR = custo de restauração do pavimento por m² (R\$/ m²);

A = área total a ser restaurada (m²).

O custo associado com a redução da vida de serviço do pavimento, devido aos cortes realizados e o tráfego adicional, pode ser determinado pela comparação do valor presente líquido do mesmo (RAHMAN; VANIER; NEWTON, 2005).

$$CRV = VPL_O - VPL_R \quad (3.15)$$

em que:

CRV = custo da redução da vida de serviço do pavimento (R\$)

VPLO = valor presente líquido do pavimento com a vida de serviço original (R\$)

VPLR = valor presente líquido do pavimento com a vida de serviço reduzida (R\$)

3.3.4 Perdas nas Vendas

A perda nas vendas ocorre em lojas e comércios que estão situados próximos a obras de instalação e manutenção de utilidades subterrâneas. Pessoas tendem a evitar vias com fechamento de faixas devido à construção de utilidade. A perda dos clientes transforma-se em perda no rendimento para as lojas. Este custo deve ser somado ao custo da construção original para determinar o custo do ciclo de vida do projeto. A perda de negócios pode ser estimada utilizando a seguinte fórmula (GANGAVARAPU, 2003):

$$PV = P_m \cdot t_c \quad (3.16)$$

em que:

PV = custo devido perdas nas vendas (R\$);

P_m = média da perda nas vendas por unidade de tempo (R\$/d);

t_c = duração do projeto (d).

Uma pessoa inteligente resolve um problema, um sábio o previne.

(Albert Einstein)

4 SIMULAÇÃO

Para determinar os custos sociais provocados pelas intervenções no sistema viário, devido à instalação, manutenção e substituição de tubulações enterradas, é necessário avaliar o impacto no desempenho operacional do sistema viário, de acordo com o método construtivo utilizado para execução dos serviços.

A proposta que se faz é analisar a eventual redução na qualidade operacional da via através das medidas de desempenho do sistema, tais como: quilometragem total percorrida; tempo de viagem; atraso total no sistema; consumo de combustível; e emissão de poluentes. A obtenção de tais medidas pode ser feita através de modelos computacionais de simulação de tráfego.

Segundo May (1990), simulação é uma técnica numérica cujo objetivo é a representação do funcionamento de um sistema real de forma simplificada e idealizada. Com essa técnica, o funcionamento de sistemas complexos, tais como os sistemas de tráfego, podem ser representados por meio de modelos matemáticos integrados em um programa computacional.

O simulador, quando devidamente calibrado e validado, é capaz de representar situações ainda inexistentes ou que seriam dificilmente observadas na prática, tais como uma composição de tráfego diferente da real; um volume de tráfego muito maior que o observado ou o fechamento de faixas de tráfego. A simulação permite analisar fenômenos sem a intervenção direta no sistema real, sendo possível, dessa forma, simular diversos cenários e analisar o impacto de diferentes composições e volume de tráfego em diferentes configurações geométricas (DEMARCHI, 2000).

O objetivo deste capítulo é analisar os elementos principais do simulador *INTEGRATION*, escolhido para as simulações desenvolvidas neste trabalho. Deve-se ressaltar que a opção por utilizá-lo não foi baseada na análise de diversos simuladores e a escolha do simulador que melhor se adequasse aos propósitos dessa pesquisa. Na verdade, a escolha pelo *INTEGRATION* foi devido a sua disponibilidade na Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, e facilidade de acesso ao seu manual de procedimentos e aos diversos artigos desenvolvidos com base neste simulador. Além disso, vários parâmetros do *INTEGRATION* já foram calibrados anteriormente por Demarchi *et al.* (2003), Loureiro *et al.* (2005), possibilitando a utilização destes valores na codificação da rede hipotética proposta nesta dissertação, considerando as semelhanças desta com os cenários avaliados nos trabalhos de calibração.

4.1 INTEGRATION

O modelo *INTEGRATION* foi desenvolvido entre os anos de 1984 e 1986 por Michel Van Aerde, durante sua dissertação na Universidade de Waterloo no Canadá. O *INTEGRATION* é um modelo que integra a alocação e a simulação de tráfego.

O modelo executa a simulação rastreando de forma explícita o movimento dos veículos individualmente dentro de uma rede de tráfego a cada décimo de segundo (RAKHA, 2005). Este rastreamento dos veículos permite uma análise detalhada dos movimentos de troca de faixa, aceitação de brechas e comportamentos de convergência ou entrelaçamento de correntes de tráfego em interseções ou em entradas e saídas de *freeways*. A modelagem microscópica realizada pelo modelo permite uma boa flexibilidade na representação de variações espaciais nas condições do tráfego em consequência de variações temporais de demanda, rota dos veículos, capacidade dos arcos ou dos controles de tráfego (RAKHA, 2005).

Uma das vantagens do *INTEGRATION* é sua interface gráfica, que o torna bastante atrativo, uma vez que possibilita visualizar, durante a simulação, o fluxo de tráfego e identificar mais facilmente os fenômenos que nele ocorrem, tais como: manobras de ultrapassagem, mudanças de rotas e formação de filas. Esta característica permite que o usuário detecte mais facilmente os eventuais erros de modelagem no sistema. A Figura 4.1 apresenta a interface gráfica de uma rede simulada pelo *INTEGRATION*.

Figura 4.1. Interface gráfica de uma rede simulada pelo *Integration* v. 2.30g

4.2 LÓGICAS FUNDAMENTAIS

Em cada tramo da rede, veículos em uma mesma faixa de tráfego movem-se segundo um padrão definido através de um modelo combinado de fluxo e *car-following*. O modelo é microscópico na medida em que o comportamento de cada veículo é modelado individualmente. Porém, os parâmetros do modelo são calibrados macroscopicamente, de forma que o comportamento agregado do fluxo de tráfego, em condições de equilíbrio, possa ser representado através da relação fluxo, velocidade e densidade definida para o tramo (RAKHA, 2005).

O *INTEGRATION* usa o modelo de *car-following* para condições de *steady-state* proposto por Van Aerde, que combina os modelos de Pipes e Greenshields em um único modelo. Nesse modelo, a velocidade de cada veículo é função do espaçamento entre ele e o veículo que trafega à frente. O modelo é apresentado na equação 4.1.

$$h = c_1 + \frac{c_2}{v_f - v} + c_3 \cdot v \quad (4.1)$$

em que:

h: espaçamento entre veículos consecutivos na mesma faixa de tráfego (km);

v: velocidade (km/h);

v_f : velocidade de fluxo livre (km/h);

c_1 : constante de calibração 1 (km);

c_2 : constante de calibração 2 (km²/h);

c_3 : constante de calibração 3 (h).

A Figura 4.2a representa a relação microscópica entre velocidade e espaçamento que governa o movimento dos veículos individualmente. As Figuras 4.2b, 4.2c e 4.2d apresentam, respectivamente, as relações macroscópicas entre densidade e velocidade, fluxo e velocidade, fluxo e densidade. A densidade k pode ser calculada pela equação 4.2 e o fluxo q calculado pela relação fundamental de tráfego, expressa na equação 4.3:

$$k = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{v_f - v} + c_3 \cdot v} \quad (4.2)$$

$$q = v \cdot k \quad (4.3)$$

em que:

k : densidade (veic/km)

q : fluxo (veic/h).

Figura 4.2. Relações entre as variáveis de tráfego

Fonte: Van Aerde (1997)

Para representar a transição de velocidades dos veículos individualmente, entre estes regimes, o *INTEGRATION* apresenta lógicas distintas para aceleração e desaceleração. A lógica de

desaceleração, baseada na cinemática, reconhece a diferença de velocidades entre o veículo seguidor e o veículo a sua frente. O veículo seguidor, primeiramente, estima o excesso de espaçamento entre ele e o veículo a sua frente. Este excesso de espaçamento é a diferença entre o espaçamento corrente e o espaçamento mínimo. Isto garante que o veículo seguidor irá selecionar uma taxa de desaceleração constante que permitirá a ele parar atrás do veículo líder mantendo o espaçamento mínimo (congestionamento).

De acordo com este espaçamento residual, o veículo irá computar o tempo disponível para desacelerar confortavelmente de sua velocidade atual para a velocidade do veículo líder. Este tempo é, para taxas constantes de desaceleração, igual ao *headway* residual dividido pela velocidade média do veículo a frente e do veículo seguidor. Subseqüentemente, o veículo seguidor computa a taxa de desaceleração requerida, sendo ela a diferença de velocidades dividida pelo tempo de desaceleração.

Se o veículo líder está em movimento, o veículo seguidor desacelera a uma taxa constante, até que sua velocidade se equipare a velocidade do veículo líder. Isto ocorre quando o veículo seguidor se encontra na posição onde espaçamento entre ele e o veículo líder seja igual ao espaçamento de congestionamento. Nesta situação, na medida em que o veículo seguidor atingir esta posição o veículo líder já terá se deslocado, resultando em uma aceleração assintótica do veículo seguidor em relação ao veículo líder.

Enquanto a desaceleração é governada, principalmente, pela cinemática, a taxa de aceleração é controlada por um modelo de dinâmica veicular. Este modelo estima a aceleração máxima dos veículos baseada na força resultante, conforme mostra a equação 4.4 (RAKHA *et al.*, 2001). Além disso, as taxas de aceleração são limitadas em função do espaçamento entre os

veículos.

$$a = \frac{F-R}{M} \quad (4.4)$$

em que:

F: força motriz (N);

R: força de resistência total, resultado da soma das forças de resistência aerodinâmica, de greide e de rolamento (N);

M: massa do veículo (Kg);

a: aceleração (m/s²).

4.3 ESTRUTURA BÁSICA

No *INTEGRATION*, uma rede de tráfego é modelada através de “nós” e “tramos”. Os nós podem representar interseções entre duas vias ou quaisquer outros pontos onde ocorram mudanças nas características das vias, tais como: redução ou aumento do número de faixas ou mudança na magnitude do greide.

Os tramos correspondem à ligação entre nós e representam as vias por onde os veículos trafegam. A cada tramo, associa-se uma relação fluxo-velocidade, que determina o padrão de velocidade dos veículos quando presentes nesse ramo.

O tráfego nos tramos da rede é gerado a partir de demandas, as quais são originadas em um ou mais nós da rede, e têm como destino um ou mais nós, diferentes dos nós de origem. A demanda é caracterizada por uma distribuição temporal de viagens, que define os instantes de

entrada dos veículos na rede e o tipo de veículo gerado.

Os arquivos de entrada requeridos para o funcionamento do modelo são codificados em arquivos tipo texto (*.txt) e dividem-se em dois tipos: obrigatórios e opcionais. Os obrigatórios são essenciais para o funcionamento do modelo, enquanto que, os opcionais permitem a ativação de características complementares do modelo (RAKHA, 2005). A seguir são apresentados os arquivos classificados como obrigatórios:

- arquivo mestre: fornece os parâmetros gerais de simulação para o modelo e define quais dados de entrada serão utilizados. O arquivo mestre tem a função, também, de indicar onde os dados de entradas estão localizados e definir quais arquivos de saída serão produzidos, assim como o local onde serão arquivados. As principais informações contidas neste arquivo são: tempo total da simulação, listagem dos arquivos utilizados na simulação, local e frequência de saída dos resultados.
- arquivo de nós: contém as informações referentes ao número de identificação do nó, coordenadas cartesianas dos nós da rede, tipo de nó (origem, destino ou transição) e a identificação das macro-zonas;
- arquivo de tramos: as principais informações codificadas nesse arquivo são: quantidade total de arcos, número identificador do arco, nós de início e término de cada arco, comprimento dos arcos, velocidade de fluxo livre, fluxo de saturação, número de faixas de tráfego, velocidade na capacidade, sinalização viária e densidade de congestionamento;
- arquivo de semáforos: nesse arquivo são codificados os elementos da programação semafórica, tais como: tempo de ciclo, duração dos tempos de verde, vermelho e amarelo, assim como as defasagens entre os instantes de abertura;
- arquivo de demandas: as principais informações codificadas nesse arquivo são os elementos referentes à demanda do fluxo de tráfego: número de demandas geradas, nós de

origem e destino da demanda, magnitude de cada demanda, instante de início e fim de sua geração, padrão de geração das viagens e a composição veicular;

- arquivo de incidentes: esse arquivo contém informações que permitem simular a ocorrência de incidentes, tais como o fechamento temporário parcial ou total da via. As principais informações codificadas nesse arquivo são: número de incidentes na rede, identificação do incidente, local e extensão do incidente, tempo de início e término do incidente e indicação das faixas de tráfego interditadas.

No presente trabalho foram utilizados dois arquivos opcionais:

- arquivo de parâmetros veiculares: este arquivo contém os parâmetros relacionados ao desempenho dos veículos, tais como peso, potência, área frontal e outros coeficientes.
- arquivo de controle de tráfego: esse arquivo é utilizado para codificar as conversões permitidas aos veículos e definir as faixas exclusivas quando existirem.

Grandes realizações não são feitas por impulso, mas por uma soma de pequenas realizações.

(Vincent Van Gogh)

5 MÉTODO

O objetivo principal deste trabalho consiste em apresentar os custos sociais gerados pela instalação, manutenção e substituição de infra-estruturas urbanas subterrâneas e realizar um comparativo entre os métodos construtivos existentes, para execução de tais serviços, do ponto de vista dos custos relacionados à interrupção ao tráfego veicular e impactos ambientais. Acima de tudo, este trabalho apresenta a importância da consideração dos custos sociais nas análises de custo do ciclo de vida de uma infra-estrutura urbana, e sugere uma metodologia para obtenção dos mesmos, para que os projetistas possam considerar estes custos no momento de selecionar qual método construtivo apresenta maior relação custo-benefício.

Para realização deste comparativo, primeiramente, foi realizada uma revisão da bibliografia sobre a valoração monetária dos custos sociais e os métodos construtivos disponíveis, mais utilizados no mercado, para execução dos serviços. Feito isto, foi proposta a utilização de uma rede hipotética, composta por ruas locais, coletoras e arteriais, onde foram analisados os efeitos da realização de interdições na via arterial, através de um simulador de tráfego, considerando-se diversos cenários de interdição e variando-se o fluxo de tráfego na rede para

cada cenário.

A obtenção dos valores necessários para determinação dos custos relacionados à interrupção ao tráfego veicular e impactos ambientais, tais como: (i) tempo de percurso, (ii) consumo de combustível, (iii) quilometragem total percorrida pelos veículos e (iv) emissão de poluentes, foi realizada com o auxílio do simulador de tráfego *INTEGRATION*.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DA REDE HIPOTÉTICA

Para análise do sistema viário, dois tipos de dados devem ser coletados: aspectos geométricos e aspectos operacionais.

O primeiro refere-se à caracterização da geometria da via: comprimento e largura das vias, declividade das rampas, número e largura de faixas de tráfego, pontos de intersecção e localização dos semáforos e placas de sinalização.

O segundo tipo compreende aspectos operacionais do sistema: fluxo de tráfego nos períodos de pico e entre picos, composição veicular do tráfego, tempo de ciclo dos semáforos, velocidade de fluxo livre, fluxo de saturação, densidade de congestionamento e orientação dos sentidos das vias.

Ambos aspectos, geometria da via e operação dos veículos, são parâmetros necessários para simulação do sistema.

5.1.1 Características Geométricas

Nos modelos de simulação, dados referentes aos aspectos geométricos das vias são necessários para a montagem dos cenários.

A obtenção das características geométricas da via pode ser feita utilizando-se a planta da cidade fornecida pela prefeitura do município, ou então, no caso em que estes dados não estejam disponíveis, é necessário que se faça o levantamento das características no local.

O presente estudo optou por adotar uma rede hipotética com características geométricas semelhantes ao trecho da rede viária de São Carlos-SP, considerado no projeto: “Avaliação da adequabilidade do *HCM2000* na análise de capacidade e nível de serviço de vias arteriais urbanas brasileiras”, desenvolvido pela Rede Tráfego (LOUREIRO *et al.*, 2005).

A rede hipotética proposta, apresentada na Figura 5.1, possui 17 km de extensão total, sendo: 1,80 km de vias arteriais, 2,00 km de vias coletoras e 13,20 km de vias locais. Em geral, são estabelecidos quatro níveis de hierarquia (KHISTY e LALL, 1997): as vias expressas ou de trânsito rápido, as vias arteriais, as coletoras e as locais. Neste trabalho foram consideradas somente as vias arteriais, coletoras e locais, na tentativa de reproduzir um cenário semelhante a uma região central de uma cidade de médio porte.

A rede, com padrão ortogonal, é composta por 170 tramos, com 100 metros de extensão cada, 106 nós, e 8 semáforos, sendo um para cada intersecção da via arterial com as demais vias, conforme ilustra a Figura 5.1. Para evitar qualquer tipo de interferência que leve a possíveis análises equivocadas dos resultados, foi definido que todos os tramos da rede viária teriam

declividade igual a zero (0%). A Tabela 5.1 apresenta um resumo das características geométricas das vias existentes na rede.

Tabela 5.1 – Características geométricas das vias existentes na rede

Classificação da via	Número de vias	Números de tramos	Extensão total (km)	Número de faixas de tráfego	Largura das faixas de tráfego (m)
Arterial	2	18	1,80	3	3,15
Coletora	2	20	2,00	2	3,00
Local	14	132	13,20	2	3,00

Figura 5.1. Rede hipotética proposta

5.1.2 Características Operacionais

Assim como os aspectos geométricos, os aspectos operacionais da via devem ser determinados para elaboração do cenário da malha viária.

5.1.2.1 Fluxo e Composição de Tráfego

Os dados referentes ao fluxo e composição de tráfego nas vias podem ser obtidos junto ao Departamento de Trânsito do Município, ou, caso esse não possua tais informações, é preciso que se faça o levantamento destes dados “*in loco*”.

Analisando-se a magnitude do fluxo de tráfego de diversas vias com características semelhantes, da cidade de São Carlos-SP e Porto Alegre-RS, na hora do pico da manhã e do pico da tarde, foi adotado então o fluxo de tráfego máximo para rede hipotética proposta. Uma vez adotado o fluxo de tráfego máximo na rede, foram adotados, também, valores inferiores de fluxo igual a 80%, 60%, 40% e 20% do fluxo máximo, visando englobar as variações do fluxo de tráfego ao longo do dia. A Tabela 5.2 apresenta os fluxos de tráfego utilizados nas simulações.

Tabela 5.2 – Fluxos de tráfego utilizados nas simulações

Classificação da via	Número de vias	Fluxo de tráfego em cada via (veic/h)				
		Máx	80%	60%	40%	20%
Arterial	2	3000	2400	1800	1200	600
Coletora	2	600	480	360	240	120
Local	14	340	272	204	136	68
Total na rede		11960	9568	7176	4784	2392

Os dados referentes à composição de tráfego, neste trabalho, foram adotados baseados nos dados fornecidos pelo DENATRAN, em janeiro de 2008, para o Brasil. A Tabela 5.3 apresenta a percentagem de veículos por tipo, para o Brasil, fornecida pelo DENATRAN (2008).

Foram consideradas nas análises três classes veiculares que englobam as seguintes classes

definidas pela Tabela 5.3: (i) Automóvel: “Automóvel”, “Caminhonete”, “Camioneta” e “Utilitário”; (ii) Ônibus: “Micro-ônibus” e “Ônibus”; (iii) Caminhão: “Caminhão” e “Caminhão Trator”. A Tabela 5.4 apresenta a percentagem de veículos por tipo, existente na rede.

Tabela 5.3 – Frota de veículos por tipo, segundo o Brasil

Frota de Veículos do Brasil - Ano 2008		
Tipo	Unidades	% em relação ao total
Automóvel	30.021.842	60,03%
Motocicleta	9.530.896	19,06%
Caminhonete	2.584.973	5,17%
Camioneta	2.122.757	4,24%
Motoneta	1.686.124	3,37%
Reboque	577.093	1,15%
Semi-Reboque	501.263	1,00%
Ônibus	377.252	0,75%
Micro-ônibus	216.065	0,43%
Caminhão Trator	306.713	0,61%
Caminhão	1.853.746	3,71%
Utilitário	114.843	0,23%
Ciclomotor	83.633	0,17%
Trator Rodas	14.805	0,03%
Trator Esteira	94	0,00%
Side-car	7.926	0,02%
Chassi plataforma	6.910	0,01%
Triciclo	2.977	0,01%
Quadriciclo	152	0,00%
Bonde	210	0,00%
Outros	2.962	0,01%
Total	50.013.236	100,00%

Fonte: Ministério da Justiça, Departamento Nacional de Trânsito – DENATRAN – Jan 2008.

Tabela 5.4 – Percentagem de veículo segundo tipo, adotados para a rede hipotética

Frota de Veículos do Brasil - Ano 2008		
Tipo	Unidades	% em relação ao total
Automóvel	34.844.415	92,67%
Ônibus	593.317	1,58%
Caminhão	2.160.459	5,75%
Total	37.598.191	100,00%

5.1.2.2 Tempo de Ciclo nos Semáforos

Os tempos de ciclo nos semáforos podem ser obtidos junto à prefeitura municipal ou coletados em campo. A Tabela 5.5 apresenta os dados referentes aos tempos de ciclo utilizados no presente estudo. Foi estabelecido, por simplificação, que todos os semáforos possuiriam a mesma configuração de ciclo, que é equivalente a média do tempo de ciclo da cidade de São Carlos na hora-pico.

Tabela 5.5 – Tempo de ciclo do semáforo

Número do semáforo	Tempo das fases (s)				Total (s)
	Verde	Amarelo	Vermelho	Pedestre	
1 a 8	34	4	32	0	70

5.1.2.3 Velocidade de Fluxo Livre

A velocidade de fluxo livre representa a situação em que as velocidades de operação não são afetadas pela presença de outros veículos, pois corresponde à situação em que a densidade é muito baixa, próxima de zero. Em geral, para vias urbanas, essa velocidade é a velocidade máxima permitida da via.

Os valores da velocidade de fluxo livre adotados para as vias da rede hipotética foram baseados na velocidade de fluxo livre das vias com características semelhantes da rede selecionada na cidade de São Carlos, no relatório da Rede Tráfego (LOUREIRO *et al.*, 2005). A Tabela 5.6 apresenta os valores de velocidade de fluxo livre, adotados para rede hipotética, de acordo com a classificação da via.

Tabela 5.6 – Velocidade de fluxo livre

Classificação da via	Velocidade (km/h)
Arterial	50
Coletora	50
Local	40

5.1.2.4 Fluxo de Saturação

Formalmente, o conceito de fluxo de saturação foi proposto inicialmente por Webster (1958), sendo definido como o fluxo que seria obtido se houvesse uma fila de veículos na aproximação e a ela fosse dado tempo de verde integral, ou seja, escoamento ininterrupto.

Segundo Teply e Jones (1991), as técnicas de medição em campo do FS podem ser separadas em dois grupos. Os métodos do primeiro grupo baseiam-se na medição dos intervalos sucessivos (headways) entre os veículos que deixam a linha de retenção de uma aproximação. Os métodos do segundo grupo, por sua vez, baseiam-se na contagem dos veículos que passam sobre a linha de retenção, em curtos intervalos de tempo dentro do período de verde.

Por se tratar de uma rede hipotética, os valores do fluxo de saturação foram adotados. A Tabela 5.7 apresenta os valores do fluxo de saturação.

Tabela 5.7 – Fluxo de saturação das vias

Classificação da via	Fluxo de saturação (veic/h)
Arterial	1823
Coletora	1721
Local	1766

Os valores do fluxo de saturação adotados acima foram baseados no estudo realizado por Loureiro *et al.* (2005), considerando a semelhanças das vias deste estudo com as vias da rede hipotética proposta.

5.1.2.5 Densidade de Congestionamento

A densidade de congestionamento é definida como sendo o número de veículos completamente parados em fila, relativo a um segmento de extensão igual a 1 km, equação 5.1. Este parâmetro é determinado para uma única ou mais faixas de tráfego e seu valor é expresso em veículos por quilômetro (veic/km) ou, quando se adota o automóvel como veículo de referência, em carros de passeio por quilômetro (cp/km).

$$k_j = \frac{1000}{S_j} \quad (5.1)$$

em que:

K_j : densidade de congestionamento (vec/km);

S_j : espaçamento no congestionamento (m/vec).

A densidade de congestionamento pode ser determinada no fluxo de tráfego quando estático, por exemplo, a montante de um semáforo, através da relação entre o número de veículos e o espaço ocupado por eles, como mostra a equação 5.2.

$$S_j = \frac{L_f}{N_f} \quad (5.2)$$

em que:

L_f : comprimento da fila (m);

N_f : número de automóveis parados em fila.

O critério utilizado para adotar os valores das densidades de congestionamento foi o mesmo adotado para o fluxo de saturação e velocidade de fluxo livre. Os valores da densidade de congestionamento adotados são apresentados na tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Densidade de congestionamento das vias

Classificação da via	Densidade de congestionamento (veic/km)
Arterial	151
Coletora	169
Local	173

5.2 CARACTERIZAÇÃO DOS CENÁRIOS SIMULADOS

A instalação, manutenção e substituição de tubulações pelo método não-destrutivo e método tradicional podem resultar em diferentes cenários de fechamentos de faixas. O número de faixas de tráfego, que necessitam ser interditadas, depende do tipo de serviço, das características geométricas da via, das características da tubulação e, principalmente, do método construtivo utilizado.

Acreditando que os impactos das intervenções na via arterial acarretam maiores impactos no sistema viário como um todo, quatro tipos distintos de cenários foram simulados considerando intervenções nessa via. Estes quatro cenários visam englobar todas as configurações prováveis de fechamento da via, procurando reproduzir os tipos possíveis de intervenções.

No Cenário 1 foram feitas simulações apenas variando o fluxo de tráfego de acordo com os valores apresentados na Tabela 5.2. Neste cenário não foi inserida nenhuma interdição na via.

No Cenário 2 foi interditada uma faixa de tráfego e realizou-se a simulação com os mesmos fluxos de tráfego utilizados no cenário 1, considerando a interdição em cinco trechos distintos, dos nove existentes na via arterial. Os quatro trechos extremos da via arterial não foram consideradas interdições na simulação, pois possuíam um número muito limitado de rotas de desvio quando interditados. A Figura 5.2 apresenta os trechos onde foram realizados os fechamentos de faixas de tráfego

Figura 5.2. Trechos interditados nas simulações

No Cenário 3 e 4 foram adotados os mesmos procedimentos executados no Cenário 2, todavia nestes cenários foram interditadas duas e três faixas de tráfego da via arterial, respectivamente.

Baseado em trabalhos realizados em vias com configuração geométrica semelhante, notou-se que o método tradicional necessita o fechamento de duas ou três faixas de tráfego, enquanto os métodos não-destrutivos necessitam o fechamento de uma ou nenhuma faixa de tráfego. A

Tabela 5.9 relaciona o método construtivo com o número de faixas interditadas e o cenário correspondente a tal configuração.

Tabela 5.9 – Relação entre método construtivo, número de faixas interditadas e cenário correspondente

Método construtivo	Número de faixas na via	Número de faixas interditadas	Cenário correspondente
Método Tradicional	3	2 a 3	3 e 4
Método Não Destrutivo	3	0 a 1	1 e 2

5.3 DETERMINAÇÃO DOS CUSTOS SOCIAIS

Os custos sociais considerados neste trabalho foram apenas os custos devido à interrupção ao tráfego veicular e impactos ambientais. As equações utilizadas para determinação de tais custos, apresentadas a seguir, foram descritas com maior detalhe no Capítulo 3 deste trabalho.

5.3.1 Valoração Monetária da Interrupção ao Tráfego Veicular

Conforme apresentado anteriormente, as principais componentes do custo devido à interrupção ao tráfego veicular são: (i) custo devido a atrasos e o (ii) custo operacional dos veículos.

$$CIT = CA + CO \quad (5.3)$$

em que:

CIT: custo devido à interrupção ao tráfego veicular (R\$);

CA: custo devido a atrasos (R\$);

CO: custo operacional dos veículos (R\$);

5.3.1.1 Custo Devido a Atrasos

O custo devido a atrasos foi determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$CA = A_t \cdot \left(\frac{RSM \cdot ES \cdot FA \cdot HP}{NH} \right) \quad (5.4)$$

em que:

CA: custo devido a atrasos (R\$);

At: quantidade total de atraso (h);

RSM: renda média dos habitantes (PEA) da cidade;

ES: encargos sociais 95,02% = 1,9502;

FA: 0,3 (possibilidade de uso alternativo em quantidade útil de tempo);

HP: percentual de uso produtivo do tempo (% viagens a trabalho + % viagens casa-trabalho* 0,75). Caso não disponível, usado 0,5;

NH: número de horas de trabalho por mês = 168 horas;

Para fins de cálculo foi adotado o valor do rendimento médio mensal, da população economicamente ativa, igual á R\$ 823,11. Este valor adotado corresponde à realidade de São Carlos-SP, conforme dados do IBGE de 2000. Assim, realizando as devidas substituições na equação 5.4, temos que:

$$CA = A_t \cdot 1,4332 \quad (5.5)$$

em que:

CA: custo devido a atrasos (R\$);

At: quantidade total de atraso (h).

A quantidade total de atraso na rede (At) pode ser obtida através do uso do simulador de tráfego *INTEGRATION*, e corresponde à diferença entre o tempo de percurso para via com faixas interditadas e o tempo de percurso para condição de via livre (sem interdição).

5.3.1.2 Custo Operacional dos Veículos

O custo operacional dos veículos foi determinado através da equação 5.5 e corresponde a soma das seguintes parcelas de custo: (i) combustíveis; (ii) pneus; (iii) lubrificante do motor; (iv) manutenção; (v) lavagens e graxas.

$$CO = Cc \cdot Pc + \left(\frac{Np \cdot Pp}{Dp} + \frac{Qo \cdot Po}{It} + \frac{P \cdot Pv}{Qm} + \frac{Nl \cdot Pl}{Qm} \right) \cdot Qp \quad (5.6)$$

em que:

CO: custo operacional dos veículos (R\$);

Cc: quantidade total de combustível consumida pelos veículos (l);

Pc: valor econômico do combustível = 71,8% do preço de bomba (R\$/l);

Np: número de pneus;

Pp: preço do pneu (R\$);

Dp: durabilidade média do pneu (km);

Qo: quantidade de óleo gasto na troca e remonte (l);

Po: preço do litro do óleo lubrificante (R\$/l);

It: intervalo entre trocas (km);

P: percentagem sobre o valor do veículo novo (%);

Pv: preço médio de um veículo novo (R\$);

Qm: quilometragem média mensal (km);

Nl: número de lavagens no mês;

Pl: valor médio da lavagem completa (R\$);

Qp: quilometragem total percorrida pelos veículos (km).

Os custos operacionais foram calculados considerando-se três categorias de veículos: carro popular, caminhão médio e ônibus. Para fins de cálculo foram adotados os modelos apresentados na Tabela 5.10 para representar as categorias de veículos consideradas.

Tabela 5.10 – Categoria e modelos de veículos adotados para o cálculo do custo operacional

Categoria	Modelo	Fabricante
Carro popular	Gol City 1.0 Mi Total Flex 8V 2p	Volkswagen
Ônibus	17.260 EOT	Volkswagen
Caminhão médio	VM 17.210 ST	Volvo

i. Combustível

O gasto com combustível foi determinado a partir da seguinte expressão:

$$CC = Cc \cdot Pc \quad (5.7)$$

em que:

CC: custo com combustível (R\$);

Cc: quantidade total de combustível consumida pelos veículos (l);

Pc: valor econômico do combustível = 71,8% do preço de bomba (R\$/l).

Para o cálculo do gasto com combustível foi adotado o valor do preço médio ao consumidor, referente ao município de São Carlos-SP, conforme levantamento de preços feito pela Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP), no período de novembro de 2007. A Tabela 5.11 apresenta os valores do preço médio ao consumidor e o valor econômico do combustível, de acordo com o tipo de combustível.

Tabela 5.11 – Preço médio ao consumidor e valor econômico do combustível, de acordo com o tipo de combustível

Categoria	Tipo de combustível	Valor médio ao consumidor (R\$/l) ⁽¹⁾	Valor econômico (R\$/l)
Carro popular	gasolina	2,388	1,715
Caminhão e ônibus	diesel	1,866	1,340

⁽¹⁾ Fonte: ANP, novembro de 2007

Assim, o valor do custo com combustível para automóveis e para caminhões e ônibus foram calculados utilizando-se as equações 5.8 e 5.9, respectivamente:

$$CC = Ccg \cdot 1,715 \quad (5.8)$$

$$CC = Ccd \cdot 1,340 \quad (5.9)$$

em que:

CC: custo com combustível (R\$);

Ccg: quantidade total de gasolina consumida (l);

Ccd: quantidade total de diesel consumida (l);

ii. Pneus

O custo devido ao desgaste dos pneus foi determinado utilizando-se a seguinte expressão:

$$CP = \frac{Np \cdot Pp}{Dp} \quad (5.10)$$

em que:

CP: custo com pneus (R\$/km);

Np: número de pneus;

Pp: preço do pneu (R\$);

Dp: durabilidade média do pneu (km).

O número de pneus e suas dimensões foram obtidos a partir das especificações técnicas dos fabricantes dos veículos. Para o cálculo dos custos com pneus considerou-se a execução de uma recapagem, no caso de caminhões e ônibus. Já para os automóveis, não foram consideradas a execução de recapagem dos pneus. A Tabela 5.12 apresenta os custos com pneus e o resumo dos parâmetros utilizados, para cada categoria de veículo.

Tabela 5.12 – Custo com pneus (R\$/km) e resumo dos parâmetros utilizados, de acordo com a categoria do veículo

Categoria	Dimensão	Np	Dp (km)	Custo médio (R\$) ⁽¹⁾	CP (R\$/km)
Carro popular	175/70 R13	4	45.000	640,00	0,0142
Ônibus	295/80 R22,5	6	115.000	9.240,00	0,0803
Caminhão médio	275/80 R22,5	6	150.000	7.380,00	0,0492

⁽¹⁾ Os custos médios com pneus correspondem à soma do valor de um conjunto de pneus novos, mais o valor gasto com o recapeamento dos pneus, e foram calculados baseados nas tabelas de preços do site Economia & Transporte, referente a novembro de 2007

iii. Lubrificantes (Óleo do motor)

O cálculo do custo com óleo lubrificante se resume em dividir o valor gasto com os litros de óleo na troca, mais os litros que são necessários remontar entre as trocas, pelo intervalo de quilômetros entre trocas:

$$CL = \frac{Qo \cdot Po}{It} \quad (5.11)$$

em que:

CL: custo com óleo lubrificante (R\$/km);

Qo: quantidade de óleo gasto na troca e remonte (l);

Po: preço do litro do óleo lubrificante (R\$/l)

It: intervalo entre trocas (km)

Os parâmetros utilizados no cálculo dos custos com óleo lubrificante, tais como: tipo, quantidade e intervalo de troca, correspondem aos valores recomendados pelos fabricantes dos veículos. A Tabela 5.13 apresenta os custos com óleo lubrificantes e os parâmetros utilizados, de acordo com o tipo de veículo.

Tabela 5.13 – Custo com óleo lubrificante (R\$/km) e parâmetros utilizados, de acordo com a categoria do veículo

Categoria	Qo (l)	Tipo	It (km)	Po (R\$/l) ⁽¹⁾	CL (R\$/km)
Carro popular	3,50	SAE 5W 40	15.000	22,00	0,0051
Ônibus	13,00	15W 40	10.000	6,95	0,0090
Caminhão médio	18,00	15W 40	15.000	6,95	0,0083

⁽¹⁾ Fonte: Economia & Transporte, tabela de preços referente a novembro de 2007

iv. Manutenção

O custo com manutenção foi determinado a partir da seguinte expressão:

$$CM = \frac{P \cdot Pv}{Qm} \quad (5.12)$$

em que:

CM: custo com manutenção (R\$/km);

P: percentagem sobre o valor do veículo novo (%);

Pv: preço médio de um veículo novo (R\$);

Qm: quilometragem média mensal (km).

Os valores dos parâmetros utilizados e o custo com manutenção (R\$/km), de acordo com a categoria veículo, são apresentados na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Custo com manutenção (R\$/km) e parâmetros utilizados, de acordo com o modelo do veículo

Categoria	Pv (R\$) ⁽¹⁾	P (%)	Qm (km)	CM (R\$/km)
Carro popular	29.000,00	0,70	4.000	0,0508
Ônibus	263.000,00	0,90	10.000	0,2367
Caminhão médio	165.000,00	0,85	8.000	0,1753

⁽¹⁾ Fonte: Economia & Transporte, tabela de preços referente a novembro de 2007

Os valores referentes a quilometragem média mensal (Qm) e percentagem sobre o veículo novo (P) foram adotados baseados nos parâmetros empregados pela revista Transporte Moderno (2007), para o cálculo do custo com manutenção de veículos.

v. Lavagens e Graxas

O custo com lavagens e graxas foi calculado através da seguinte equação:

$$CLg = \frac{NI \cdot Pl}{Qm} \quad (5.13)$$

em que:

CLg: custo com lavagens e graxas (R\$/km);

NI: número de lavagens no mês;

Pl: valor médio da lavagem completa (R\$);

Qm: quilometragem média mensal (km).

O valor do número de lavagens no mês (NI), para cada tipo de veículo, foi adotado baseado nos parâmetros empregados pela revista Transporte Moderno (2007), assim como o valor da quilometragem média mensal (Qm), citada anteriormente. A Tabela 5.15 apresenta os valores dos parâmetros utilizados e o custo com lavagens e graxas (R\$/km), de acordo com a categoria do veículo.

Tabela 5.15 – Valores dos parâmetros utilizados e custo com lavagens e graxas (R\$/km), de acordo com a categoria do veículo

Categoria	NI	Pl (R\$) ⁽¹⁾	Qm (km)	CLg (R\$/km)
Carro popular	4,00	30,00	4.000	0,0300
Ônibus	10,00	96,00	10.000	0,0960
Caminhão médio	5,00	84,00	8.000	0,0525

⁽¹⁾ Fonte: Economia & Transporte, tabela de preços referente a novembro de 2007

Desta forma, substituindo os valores dos custos operacionais dos veículos e do custo devido a atrasos na equação 5.3, obtêm-se que:

$$CIT = A_t \cdot 1,4332 + Ccg \cdot 1,715 + Ccd \cdot 1,340 + 0,1001 \cdot Qp_a + 0,4221 \cdot Qp_o + 0,2854 \cdot Qp_c \quad (5.14)$$

em que:

CIT: custo devido à interrupção ao tráfego veicular (R\$);

At: quantidade total de atraso (h);

Ccg: quantidade total de gasolina consumida (l);

Ccd: quantidade total de diesel consumida (l);

Qpa: quilometragem total percorrida pelos automóveis (km);

Qpo: quilometragem total percorrida pelos ônibus (km);

Qpc: quilometragem total percorrida pelos caminhões (km).

Os valores referentes à quantidade total de atraso, quantidade total de combustível consumido e a quilometragem total percorrida foram determinadas através do uso do simulador de tráfego *INTEGRATION*.

5.3.2 Custo dos Impactos Ambientais

O custo dos impactos ambientais foi determinado considerando, apenas, os custos devido à emissão de poluentes pelos veículos automotores. Os custos devido a impactos ambientais foram calculados a partir da seguinte equação:

$$CIA = CO \cdot 0,19 + HC \cdot 1,14 + NOx \cdot 1,12 \quad (5.15)$$

em que:

CIA: custo devido impactos ambientais (R\$);

CO: quantidade total de monóxido de carbono (CO) emitido (kg);

HC: quantidade total de hidrocarbonetos (HC) emitidos (kg);

NOx: quantidade total de óxidos de nitrogênio (NOx) emitido (kg).

A quantidade de poluentes emitidos pelos veículos foi determinada através do uso do simulador de tráfego *INTEGRATION*.

A coisa mais dura de entender no mundo é o Imposto de Renda.

(Albert Einstein)

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

No capítulo anterior foram apresentadas as características da rede hipotética adotada e os métodos empregados para determinar os custos devido à interrupção ao tráfego veicular e impactos ambientais. Então, através do simulador de tráfego *INTEGRATION*, foram analisados os efeitos da realização de interdições na via arterial, considerando-se diversos cenários de interdição e variando-se o volume de tráfego na rede para cada cenário.

O presente capítulo apresenta uma análise dos resultados obtidos com o *INTEGRATION*, para os cenários propostos, assim como dos custos devido à interrupção ao tráfego veicular e impactos ambientais para cada cenário simulado.

6.1 RESULTADOS OBTIDOS NAS SIMULAÇÕES

A utilização do programa de simulação *INTEGRATION* permitiu avaliar o impacto no tráfego, provocado por interdições na via arterial, testando cenários distintos de fechamento de faixas de tráfego e considerando diferentes volumes de tráfego, na rede hipotética proposta.

Todas as simulações foram realizadas durante 4800 segundos, sendo que 1200 segundos correspondem ao tempo adotado para o equilíbrio da rede, chamado tempo de *warm-up*. Cabe salientar que os resultados apresentados nas seções seguintes correspondem à uma hora de operação do sistema, de acordo com o tipo de intervenção na via arterial e volume de tráfego na rede.

Quatro medidas operacionais de eficiência, descritas a seguir, foram selecionadas para avaliação dos cenários simulados pelo programa *INTEGRATION*:

- distância total percorrida pelos veículos na rede (quilômetro): corresponde à somatória de todas as extensões percorridas pelos veículos que concluem a viagem (origem-destino), dentro o período de simulação. Conseqüentemente, qualquer veículo que não tenha atingido seu destino, no término do período de simulação, não será incluído na estimativa da quilometragem total percorrida pelos veículos.
- tempo de percurso (segundos): o tempo de percurso é determinado como a somatória dos tempos de viagem de todos os veículos da rede, que atingiram seu destino dentro do período de simulação. O tempo de percurso de um veículo corresponde à quantidade de tempo, médio, necessário para completar a viagem entre um determinado par O-D;
- quantidade total de combustível consumido (litros): o programa determina a quantidade total de combustível consumida pelos veículos, através do modelo VT-Micro desenvolvido na Virginia Tech (EUA), o qual é integrado ao *INTEGRATION*. O modelo é apresentado na equação 6.1.
- emissão de poluentes (gramas): para estimativa dos poluentes emitidos pelos veículos o programa utiliza o modelo supracitado, VT-Micro, o qual é apresentado na equação 6.1. O VT-Micro é um modelo estatístico instantâneo que estima a quantidade de CO, HC e NOx emitida. O modelo é constituído por regressões lineares, desenvolvidas a partir de uma

base de dados derivada de testes realizados em 8 veículos no Oak Ridge National Laboratory. A velocidade e a aceleração são variáveis independentes do modelo, uma equação do terceiro grau (equação 6.1). Esse modelo estima o logaritmo da taxa de consumo ou de emissão, para que não ocorra a estimativa de valores negativos de taxas de consumo ou emissão.

$$\ln(MOE_e) = \begin{cases} \sum_{i=0}^3 \sum_{j=0}^3 (L_{i,j}^e \cdot s^i \cdot a^j) & \text{para } a \geq 0 \\ \sum_{i=0}^3 \sum_{j=0}^3 (M_{i,j}^e \cdot s^i \cdot a^j) & \text{para } a < 0 \end{cases} \quad (6.1)$$

em que:

MOE_e: taxa de consumo de combustível ou emissão de poluente (ml/s ou mg/s);

$L_{i,j}^e$: coeficiente do modelo de regressão na velocidade “i” e aceleração “j” para acelerações positivas;

$M_{i,j}^e$: coeficiente do modelo de regressão na velocidade “i” e aceleração “j” para acelerações negativas;

s: velocidade instantânea (km/h);

a: aceleração instantânea (km/h/s).

6.1.1 Cenário 1

No Cenário 1 foram feitas simulações apenas variando o fluxo de tráfego. Esse cenário corresponde à rede hipotética operando em condições normais, sem nenhuma interdição na via arterial. A Tabela 6.1 apresenta os resultados das medidas operacionais de eficiência, obtidas através do simulador de tráfego *INTEGRATION*, para o Cenário 1.

Tabela 6.1 – Valores das medidas operacionais de eficiência para o Cenário 1

Medida operacional de eficiência	Volume de tráfego na rede (veic/ h)				
	2392	4784	7176	9568	11960
Dist. total automóvel - Qpa (km)	2.179,32	4.257,98	6.334,99	8.823,11	10.818,36
Dist. total ônibus - Qpo (km)	37,10	69,81	105,87	150,87	191,37
Dist. total caminhão - Qpc (km)	137,25	253,74	385,62	551,01	699,13
Dist. total percorrida - Qp (km)	2.353,68	4.581,53	6.826,48	9.524,99	11.708,86
Tempo de percurso - Tp (h)	77,45	155,56	255,30	706,74	1.330,29
Consumo total gasolina - Ccg (l)	276,31	542,00	843,17	1.375,55	1.677,34
Consumo total diesel - Ccd (l)	16,16	30,97	49,46	85,67	108,21
Consumo total combustível - Cc (l)	292,47	572,97	892,63	1.461,22	1.785,54
Emissão total de HC (g)	363,29	658,22	965,85	1.516,02	1.848,02
Emissão total de CO (g)	7.307,40	12.016,67	15.929,98	21.776,42	26.654,21
Emissão total de Nox (g)	570,85	1.067,58	1.576,89	2.403,14	2.991,59

Os resultados apresentados na Tabela 6.1 foram utilizados para determinar os impactos gerados pelo fechamento de faixas de tráfego, que correspondem à variação nas distâncias percorridas, consumo de combustível, atrasos, e emissão de poluentes.

6.1.2 Cenário 2

O cenário 2 corresponde ao fechamento de uma faixa de tráfego na via arterial. A interdição foi feita, separadamente, em cinco trechos distintos, dos nove existentes na via arterial, conforme apresentado anteriormente na seção 5.2 do capítulo 5. Cada trecho interditado possui 100 metros de extensão. A Tabela 6.2 apresenta os resultados das medidas operacionais de eficiência, obtidas através do simulador de tráfego *INTEGRATION*, para o Cenário 2. Os resultados apresentados abaixo correspondem à média dos resultados dos cinco trechos interditados.

Tabela 6.2 – Valores das medidas operacionais de eficiência para o Cenário 2

Medida operacional de eficiência	Volume de tráfego na rede (veic/h)				
	2392	4784	7176	9568	11960
Dist. total automóvel - Qpa (km)	2.187,77	4.429,91	6.722,37	9.022,38	11.179,11
Dist. total ônibus - Qpo (km)	37,21	76,54	114,35	150,60	191,00
Dist. total caminhão - Qpc (km)	135,00	273,20	409,75	550,21	697,18
Dist. total percorrida - Qp (km)	2.359,97	4.779,65	7.246,47	9.723,19	12.067,28
Tempo de percurso - Tp (h)	79,16	181,47	339,38	845,88	1.438,25
Consumo total gasolina - Ccg (l)	282,28	602,41	1.006,06	1.437,52	1.766,17
Consumo total diesel - Ccd (l)	19,36	43,51	72,59	106,17	134,61
Consumo total combustível - Cc (l)	301,64	645,92	1.078,65	1.543,69	1.900,78
Emissão total de HC (g)	370,63	713,14	1.129,85	1.581,20	1.938,89
Emissão total de CO (g)	7.404,86	12.305,87	17.365,75	22.631,97	27.757,49
Emissão total de Nox (g)	587,01	1.172,69	1.853,68	2.524,92	3.144,36

6.1.3 Cenário 3

O cenário 3 corresponde ao fechamento de duas faixas de tráfego na via arterial. Os trechos onde foram realizadas as interdições e os fluxos de tráfego considerados são os mesmos utilizados no Cenário 2. A Tabela 6.3 apresenta os resultados das medidas operacionais de eficiência, obtidas através do simulador de tráfego *INTEGRATION*, para o Cenário 3. Os resultados apresentados abaixo correspondem à média dos resultados dos cinco trechos interditados.

Tabela 6.3 – Valores das medidas operacionais de eficiência para o Cenário 3

Medida operacional de eficiência	Volume de tráfego na rede (veic/h)				
	2392	4784	7176	9568	11960
Dist. total automóvel - Qpa (km)	2.225,33	4.588,97	7.127,23	9.445,62	11.586,43
Dist. total ônibus - Qpo (km)	37,56	75,88	113,12	151,27	192,06
Dist. total caminhão - Qpc (km)	135,93	274,98	411,97	548,17	703,91
Dist. total percorrida - Qp (km)	2.398,83	4.939,83	7.652,32	10.145,06	12.482,40
Tempo de percurso - Tp (h)	83,05	200,97	457,24	1.100,98	1.733,19
Consumo total gasolina - Ccg (l)	292,94	650,45	1.106,32	1.567,95	1.890,42
Consumo total diesel - Ccd (l)	16,39	37,40	63,79	92,46	121,31
Consumo total combustível - Cc (l)	309,32	687,85	1.170,11	1.660,41	2.011,73
Emissão total de HC (g)	381,43	766,06	1.231,25	1.712,12	2.069,97
Emissão total de CO (g)	7.521,31	13.019,83	18.466,44	23.824,28	29.000,69
Emissão total de Nox (g)	607,24	1.261,02	1.995,20	2.678,89	3.311,63

6.1.4 Cenário 4

Finalmente, no Cenário 4 foram feitas simulações considerando o fechamento total (três faixas de tráfego) dos trechos selecionados da via arterial. Os trechos onde foram realizadas as interdições e os fluxos de tráfego considerados são os mesmos utilizados nos Cenários 2 e 3. A Tabela 6.4 apresenta os resultados das medidas operacionais de eficiência, obtidas através do simulador de tráfego *INTEGRATION*, para o Cenário 4. Os resultados apresentados abaixo correspondem à média dos resultados dos cinco trechos interditados.

Tabela 6.4 – Valores das medidas operacionais de eficiência para o Cenário 4

Medida operacional de eficiência	Volume de tráfego na rede (veic/h)				
	2392	4784	7176	9568	11960
Dist. total automóvel - Qpa (km)	2.454,89	4.872,84	7.415,75	9.880,51	12.196,86
Dist. total ônibus - Qpo (km)	40,67	79,92	121,41	160,13	209,70
Dist. total caminhão - Qpc (km)	146,62	292,70	443,73	589,49	753,14
Dist. total percorrida - Qp (km)	2.642,18	5.245,47	7.980,90	10.630,12	13.159,70
Tempo de percurso - Tp (h)	88,39	201,12	426,14	990,26	1.627,86
Consumo total gasolina - Ccg (l)	315,30	672,34	1.152,47	1.610,07	2.033,45
Consumo total diesel - Ccd (l)	17,64	38,92	69,22	100,23	134,40
Consumo total combustível - Cc (l)	332,93	711,26	1.221,70	1.710,30	2.167,85
Emissão total de HC (g)	402,92	789,24	1.279,66	1.756,46	2.212,39
Emissão total de CO (g)	7.826,32	13.491,58	18.960,29	24.472,33	30.194,10
Emissão total de Nox (g)	647,69	1.318,35	2.069,62	2.778,21	3.508,43

6.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NAS SIMULAÇÕES

Baseado nos valores apresentados nas Tabelas 6.1, 6.2, 6.3 e 6.4 determinou-se o impacto do fechamento de faixas de tráfego, na distância total percorrida pelos veículos, consumo de combustível, atrasos e emissão de poluentes.

As seções seguintes apresentarão uma análise dos resultados das medidas operacionais de

eficiência obtidas com a simulação.

6.2.1 Distância Total Percorrida

Para todos os fluxos de tráfego considerados, o aumento do número de faixas fechadas gerou um aumento na distância total percorrida pelos veículos, conforme mostra a Figura 6.1.

Figura 6.1. Distância total percorrida, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

Esse aumento na distância total percorrida se justifica pelo fato de que o fechamento de faixas de tráfego reduz a capacidade da via, ocasionando a formação de filas e fazendo com que os veículos adotem uma rota de desvio para escapar dos congestionamentos.

A proporção do aumento na distância total percorrida pelos veículos de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas interditadas é apresentada na Figura 6.2.

Figura 6.2. Aumento da distância total percorrida, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

A partir da Figura 6.2, pode-se notar que para um mesmo fluxo de tráfego, quanto maior o número de faixas interditada na via arterial, maior foi o aumento nas distâncias percorridas pelos veículos.

Nos casos correspondentes ao fechamento de uma e duas faixas de tráfego, de forma geral, as distâncias percorridas pelos veículos tenderam a aumentar com o aumento do fluxo de tráfego, todavia os maiores valores ocorreram para um fluxo de tráfego de 7176 veic/h na rede. Esse fenômeno se justifica pelo fato de que para este fluxo, a via arterial, sem nenhuma interdição, está operando próximo a sua capacidade e o fechamento de faixas de tráfego, nestas condições, provocam grandes congestionamentos, e dessa forma, muitos veículos que trafegam por essa via, optam por rotas alternativas para atingir seu destino, aumentando assim, as distâncias percorridas. Para os fluxos correspondentes a 9568 e 11960 veic/h na rede, como a via arterial, sem nenhuma interdição, já se encontra congestionada, as distâncias percorridas são naturalmente maiores, sendo assim o aumento nas distâncias percorridas, provocado pelo fechamento de faixas de tráfego, proporcionalmente menor.

No caso correspondente ao fechamento de três faixas de tráfego, como todo o fluxo de tráfego da via interditada é necessariamente desviado por rotas alternativas, há uma tendência do aumento das distâncias percorridas com o aumento do fluxo de tráfego. Todavia, para o fluxo correspondente a 7176 veic/h o aumento das distâncias, provocado pelo fechamento de faixas de tráfego, ainda foi ligeiramente maior do que para 9568 veic/h na rede, devido aos mesmos motivos, explicados anteriormente, para os casos de uma e duas faixas interditadas.

6.2.2 Tempo de Percurso

De uma forma geral, exceto no caso em que o fluxo é muito baixo, o tempo de percurso tendeu a ser maior quando ocorre o fechamento de duas faixas de tráfego, como mostra a Figura 6.3.

Figura 6.3. Tempo de percurso, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

A partir dos tempos de percurso, apresentados acima, foi determinado o atraso total provocado pelo fechamento de faixas de tráfego. O atraso total foi determinado como sendo a

diferença entre o tempo de percurso para a via com faixas interditadas (uma, duas ou três faixas de tráfego fechadas) e o tempo de percurso para a via livre (sem interdição), para cada valor de fluxo. Para cálculo do atraso total, foi assumido que os veículos são ocupados por apenas uma pessoa. A Figura 6.4 apresenta os atrasos provocados pelo fechamento de faixas de tráfego na via arterial.

Figura 6.4. Atraso total, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

Observando a Figura 6.4 pode-se notar que para um mesmo fluxo, o fechamento de duas faixas de tráfego gerou maiores atrasos, exceto no caso em que o volume de tráfego é baixo (2392 e 4784 veic/h na rede). A explicação para este fenômeno é que o atraso provocado pelo fechamento de duas faixas de tráfego se deve, principalmente, aos tempos de esperas nas filas, enquanto que no caso de três faixas fechadas os atrasos ocorrem devido ao tempo adicional gasto por trafegar por rotas de desvio. Assim, para um fluxo baixo, o tempo gasto por trafegar por rotas de desvio foi maior que o tempo gasto em esperas em filas.

Analisando-se cada cenário separadamente, pode-se observar que para o caso de duas e três faixas de tráfego fechadas, o atraso total aumentou com o aumento do fluxo. Contudo, no caso

de uma faixa de tráfego fechada, o atraso total para o fluxo de tráfego correspondente a 9568 veic/h na rede, foi maior do que o atraso para um fluxo de tráfego de 11960 veic/h. Este fenômeno pode ser explicado pelo fato de que para o fluxo de tráfego de 9568 veic/h na rede, houve um maior fluxo de tráfego através da seção interditada, o que provocou um elevado tempo de espera em fila.

6.2.3 Consumo Total de Combustível

O aumento do consumo de combustível devido ao fechamento de faixas de tráfego está relacionado, principalmente, ao aumento nas distâncias percorridas. A Figura 6.5 apresenta o consumo total de combustível, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas interditadas.

Figura 6.5. Consumo total de combustível, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

A proporção do aumento do consumo de combustível, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas interditadas, é apresentada na Figura 6.6.

Figura 6.6. Aumento do consumo de combustível, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

6.2.4 Emissão de Poluentes

A quantidade de poluentes emitida está diretamente relacionada à quantidade de combustível consumida. As Figuras 6.7, 6.8 e 6.9 apresentam, respectivamente, a quantidade de HC, CO e NOx emitida, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas interditadas.

Figura 6.7. Emissão de HC, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

Figura 6.8. Emissão de CO, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

Figura 6.9. Emissão de NOx, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

A proporção do aumento da quantidade HC, CO e NOx emitida, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas interditadas, são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 6.10, 6.11 e 6.12.

Figura 6.10. Aumento da emissão de HC, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

Figura 6.11. Aumento da emissão de CO, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

Figura 6.12. Aumento da emissão de NOx, de acordo com o volume de tráfego na rede e o número de faixas fechadas

6.3 CUSTOS SOCIAIS

Tendo-se determinado os valores dos aumentos nas distâncias percorridas, tempo de viagem, quantidade de combustível consumida e emissão de poluentes, procedeu-se, então, o cálculo dos custos sociais, provocados pelo fechamento de faixas de tráfego, utilizando-se as equações apresentadas no Capítulo 5, item 5.3.

Cabe salientar que os custos sociais, considerados nestes trabalhos, foram apenas os custos devido à interrupção ao tráfego veicular e impactos ambientais.

Os valores dos custos sociais, apresentados a seguir, correspondem a uma hora de operação do sistema, de acordo com o tipo de cenário e volume de tráfego considerados.

6.3.1 Custos Sociais para o Cenário 1

O Cenário 1 corresponde ao caso em que nenhuma interdição é feita na via arterial, dessa forma o custo social provocado pelo fechamento de faixas de tráfego é zero.

6.3.2 Custos Sociais para o Cenário 2

No Cenário 2 uma faixa de tráfego, da via arterial, é interditada. Os custos sociais provocados por tal intervenção na rede são apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Valores dos custos sociais para o Cenário 2 (1 Faixa fechada)

Componentes de custo	Volume de tráfego na rede (veic/h)				
	2392	4784	7176	9568	11960
Atraso	R\$ 2,46	R\$ 37,13	R\$ 120,50	R\$ 199,43	R\$ 154,74
Combustível	R\$ 14,52	R\$ 120,37	R\$ 310,29	R\$ 133,73	R\$ 187,69
Pneus	R\$ 0,02	R\$ 3,94	R\$ 7,38	R\$ 2,77	R\$ 5,00
Lubrificantes	R\$ 0,03	R\$ 1,11	R\$ 2,27	R\$ 1,01	R\$ 1,83
Manutenção	R\$ 0,06	R\$ 13,73	R\$ 25,90	R\$ 9,91	R\$ 17,88
Lavagens e graxas	R\$ 0,15	R\$ 6,82	R\$ 13,70	R\$ 5,91	R\$ 10,68
HC	R\$ 0,01	R\$ 0,06	R\$ 0,19	R\$ 0,07	R\$ 0,10
CO	R\$ 0,02	R\$ 0,05	R\$ 0,27	R\$ 0,16	R\$ 0,21
NOx	R\$ 0,02	R\$ 0,12	R\$ 0,31	R\$ 0,14	R\$ 0,17
Custo social total	R\$ 17,27	R\$ 183,34	R\$ 480,80	R\$ 353,13	R\$ 378,32

6.3.3 Custos Sociais para o Cenário 3

No Cenário 3 duas faixas de tráfego, da via arterial, são interditadas. A Tabela 6.6 apresenta os custos sociais provocados por esse tipo de interferência na rede.

Tabela 6.6 – Valores dos custos sociais para o Cenário 3 (2 Faixas fechadas)

Componentes de custo	Volume de tráfego na rede (veic/h)				
	2392	4784	7176	9568	11960
Atraso	R\$ 8,02	R\$ 65,07	R\$ 289,42	R\$ 565,04	R\$ 577,45
Combustível	R\$ 28,81	R\$ 194,55	R\$ 470,40	R\$ 338,98	R\$ 382,91
Pneus	R\$ 0,63	R\$ 6,24	R\$ 13,15	R\$ 8,75	R\$ 11,21
Lubrificantes	R\$ 0,23	R\$ 1,93	R\$ 4,35	R\$ 3,18	R\$ 3,99
Manutenção	R\$ 2,21	R\$ 21,96	R\$ 46,54	R\$ 31,19	R\$ 39,98
Lavagens e graxas	R\$ 1,36	R\$ 11,63	R\$ 25,85	R\$ 18,56	R\$ 23,36
HC	R\$ 0,02	R\$ 0,12	R\$ 0,30	R\$ 0,22	R\$ 0,25
CO	R\$ 0,04	R\$ 0,19	R\$ 0,48	R\$ 0,39	R\$ 0,45
NOx	R\$ 0,04	R\$ 0,22	R\$ 0,47	R\$ 0,31	R\$ 0,36
Custo social total	R\$ 41,36	R\$ 301,91	R\$ 850,96	R\$ 966,62	R\$ 1.039,97

6.3.4 Custos Sociais para o Cenário 4

O Cenário 4 corresponde ao caso em que todas as faixas de tráfego, da via arterial, são interditadas. Os custos sociais provocados pelo fechamento de três faixas de tráfego da via

arterial são apresentados na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Valores dos custos sociais para o Cenário 4 (3 Faixas fechadas)

Componentes de custo	Volume de tráfego na rede (veic/h)				
	2392	4784	7176	9568	11960
Atraso	R\$ 15,69	R\$ 65,30	R\$ 244,85	R\$ 406,36	R\$ 426,49
Combustível	R\$ 68,82	R\$ 234,12	R\$ 556,81	R\$ 421,61	R\$ 645,68
Pneus	R\$ 4,67	R\$ 11,47	R\$ 19,48	R\$ 17,68	R\$ 23,74
Lubrificantes	R\$ 1,52	R\$ 3,57	R\$ 6,17	R\$ 5,83	R\$ 7,69
Manutenção	R\$ 16,47	R\$ 40,43	R\$ 68,72	R\$ 62,60	R\$ 83,77
Lavagens e graxas	R\$ 9,10	R\$ 21,46	R\$ 36,97	R\$ 34,63	R\$ 45,95
HC	R\$ 0,05	R\$ 0,15	R\$ 0,36	R\$ 0,27	R\$ 0,42
CO	R\$ 0,10	R\$ 0,28	R\$ 0,58	R\$ 0,51	R\$ 0,67
NOx	R\$ 0,09	R\$ 0,28	R\$ 0,55	R\$ 0,42	R\$ 0,58
Custo social total	R\$ 116,50	R\$ 377,06	R\$ 934,49	R\$ 949,92	R\$ 1.234,98

6.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A Figura 6.13 apresenta um resumo dos valores dos custos sociais, provocados pelo fechamento de faixas de tráfego, determinados para 1 hora de operação do sistema, de acordo com o tipo de intervenção na via arterial e volume de tráfego na rede.

Figura 6.13. Custo social, provocado pelo fechamento de faixas de tráfego, determinados para 1 hora de operação do sistema, de acordo com o tipo de intervenção na via arterial e volume de tráfego na rede

Os valores dos custos sociais obtidos neste trabalho referem-se à rede hipotética proposta e baseiam-se na premissa de que os métodos não-destrutivos necessitam de fechamento de uma ou nenhuma faixa de tráfego, enquanto os métodos tradicionais necessitam do fechamento de duas ou todas as faixas de tráfego da via em questão.

O estudo realizado mostrou que os custos sociais dos métodos tradicionais são consideravelmente maiores que os custos sociais dos métodos não-destrutivos, para todos os volumes de tráfego considerados na pesquisa. A Tabela 6.8 apresenta os valores máximos e mínimos dos custos sociais, de acordo com o método construtivo utilizado, referentes à uma hora de operação do sistema, para os volumes de tráfego considerados no estudo.

Tabela 6.8 – Valores máximos e mínimos do custo social, de acordo com o método construtivo empregado, correspondente a 1 hora de operação do sistema

Volume de tráfego na rede (veic/h)	CUSTO SOCIAL (R\$)			
	MND		MÉTODO TRADICIONAL	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
2392	0,00	17,27	41,36	116,50
4784	0,00	183,34	301,91	377,06
7176	0,00	480,80	850,96	934,49
9568	0,00	353,13	949,92	966,62
11960	0,00	378,32	1.039,97	1.234,98

Aquilo que os homens, de fato, querem não é o conhecimento, mas a certeza.

(Bertrand Russell)

7 ESTUDO DE CASO

Para efeito de comparação entre os métodos, foi proposta a instalação de uma tubulação de gás natural, com diâmetro nominal de 225 mm, sob a via arterial da rede hipotética analisada anteriormente. A extensão considerada foi de 100 m, com a tubulação instalada a uma profundidade de 1,5m abaixo da superfície, como mostra a Figura 7.1, em uma argila siltosa.

Figura 7.1. Características geométricas do projeto considerado no estudo de caso

Uma empresa concessionária de gás canalizado, que atua na região de São Carlos e é contratante de serviços de instalação de tubulação de gás por métodos não-destrutivos e tradicionais, foi consultada e forneceu os dados necessários para a realização do estudo comparativo de custos entre os métodos construtivos.

7.1 INSTALAÇÃO PELO MÉTODO TRADICIONAL DE ABERTURA DE VALA

Conforme citado anteriormente, baseado em trabalhos realizados em vias com configurações geométricas semelhante à via arterial em questão, o número de faixas que necessitam ser interditadas variam de duas a todas as faixas de tráfego.

De acordo com uma entrevista com a empresa concessionária, para instalação da tubulação proposta, em uma rua possuindo 3 faixas de tráfego, com 3,15 m de largura cada, geralmente, é preciso que se interditem todas as faixas de tráfego para execução do serviço.

A duração do projeto utilizando métodos tradicionais pode variar amplamente, dependendo do número de trabalhadores, características do projeto e local onde está sendo executada a obra. Segundo a concessionária de gás, em áreas urbanas, o prazo para execução dos serviços (Figura 7.2), incluindo escavação, escoramento, reaterro, compactação e restabelecimento do pavimento (excluindo o tempo de mobilização e desmobilização) é, geralmente, de três dias.

Figura 7.2. Configuração da obra, utilizando-se método tradicional de abertura de vala

O valor pago pela concessionária para instalação de tubulações de gás, em ruas pavimentadas, empregando métodos com abertura de vala é de R\$ 168,24 por metro linear, para redes com diâmetro nominal de 225 mm e extensão variando entre 0 e 1000 metros, sendo o preço do tubo igual a R\$ 29,50 por metro linear.

7.2 INSTALAÇÃO PELO MÉTODO NÃO DESTRUTIVO

Segundo a mesma empresa, quando são utilizados métodos não-destrutivos, em particular a perfuração horizontal direcional (HDD), como mostra a Figura 7.3, a duração do projeto, para o mesmo tipo de obra é, geralmente, um dia de serviço (também excluindo o tempo de mobilização e desmobilização). Com relação à interdição de faixas de tráfego, a empresa concessionária informa que, para instalação da tubulação de gás, com diâmetro nominal de 225 mm, em uma rua possuindo 3 faixas de tráfego com 3,15 m de largura cada, é necessário, geralmente, o fechamento de uma faixa de tráfego para execução do serviço.

Figura 7.3. Configuração da obra, utilizando-se método não-destrutivo (HDD)

O valor pago pela concessionária para instalação de tubulações de gás, em ruas pavimentadas, através de métodos não-destrutivos é de R\$ 176,51 por metro linear, para redes com diâmetro nominal de 225 mm e extensão variando entre 0 a 1000 metros. O valor do tubo é o mesmo apresentado anteriormente, uma vez que o tipo de tubo utilizado é igual em ambos os métodos.

7.3 COMPARAÇÃO DE CUSTOS

A comparação de custos, entre os métodos construtivos, englobou os custos diretos de construção e os custos sociais. Os procedimentos para determinação de tais custos serão apresentados, a seguir, para ambos os métodos construtivos empregados.

7.3.1 Custos diretos

Os custos diretos de construção, para o estudo de caso em questão, foram determinados a partir da tabela de preços, atualizada em junho de 2007, fornecida pela empresa concessionária de gás natural. A Tabela 7.1 apresenta um resumo dos custos diretos, para ambos os métodos construtivos empregados.

Tabela 7.1 – Resumo dos custos diretos de construção para ambos os métodos construtivos

Método Construtivo	Quantidade (m)	Preço unitário (R\$/m)		Custo direto
		Material	M.D.O.	
Abertura de vala	100	29,50	168,24	R\$ 19.774,00
Método não destrutivo	100	29,50	176,51	R\$ 20.601,00

7.3.2 Custos sociais

Para efetuar o cálculo dos custos sociais, devido à instalação da tubulação, é preciso que a variação do fluxo de tráfego ao longo do dia seja conhecida. Por se tratar de uma rede hipotética, a variação do fluxo de tráfego ao longo do dia foi adotada, como mostra a Figura 7.4.

Figura 7.4. Variação do fluxo de tráfego ao longo do dia

Para o cálculo dos custos sociais considerou-se, apenas, o período das seis da manhã às nove da noite, para ambos os métodos construtivos, adotando-se que o fluxo de tráfego fora deste horário é muito baixo e o valor do custo social é desprezível. No caso dos métodos tradicionais, o cálculo dos custos sociais foi feito considerando que a variação ao longo do dia é a mesma em todos os dias de serviço.

Como citado anteriormente, a execução dos serviços, pelo método com abertura de vala, necessita do fechamento de 3 faixas de tráfego e a duração do projeto é de 3 dias, enquanto que a execução pelo método não-destrutivo necessita do fechamento de apenas 1 faixa de tráfego e a duração do projeto é de 1 dia. Os resumos dos valores dos custos sociais provocados pela instalação da tubulação de gás sob a via arterial, utilizando-se o método com abertura de valas e o método não-destrutivo, são apresentados, respectivamente, nas Tabelas 7.2 e 7.3.

Tabela 7.2 – Custos sociais utilizando-se o método com abertura de vala

Volume de tráfego (veic/h)	Tempo (h)	Custo social * (R\$/h)	Custo Social total
2392	3	116,50	R\$ 349,50
4784	4,5	377,06	R\$ 1.696,78
7176	21	934,49	R\$ 19.624,21
9568	7,5	949,92	R\$ 7.124,37
11960	9	1.234,98	R\$ 11.114,79
Total			R\$ 39.909,64

* Custo social provocado pelo fechamento de uma faixa de tráfego: Ver item 6.3.4

Tabela 7.3 – Custos sociais utilizando-se o método não-destrutivo (HDD)

Volume de tráfego (veic/h)	Tempo (h)	Custo social * (R\$/h)	Custo Social total
2392	1	17,27	R\$ 17,27
4784	1,5	183,34	R\$ 275,00
7176	7	480,80	R\$ 3.365,60
9568	2,5	353,13	R\$ 882,83
11960	3	378,32	R\$ 1.134,95
Total			R\$ 5.675,66

* Custo social provocado pelo fechamento de três faixas de tráfego: Ver item 6.3.2

7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados mostram que os custos sociais, referentes ao uso de métodos com abertura de vala, foram significativamente maiores do que os custos sociais devido à utilização de métodos não-destrutivos. A explicação para tais resultados é que as obras de instalação, manutenção e substituição de tubulações, em áreas urbanas, utilizando-se métodos não-destrutivos, por apresentarem menor duração de projeto e causarem menor interferência no tráfego de veículos, geram custos sociais consideravelmente menores, comparados aos métodos com abertura de vala. Por esses motivos, obras empregando métodos com abertura de vala, apesar de apresentarem um custo direto menor (atualmente, apenas ligeiramente menor, conforme apresentado neste trabalho), tornam-se inviáveis, devido aos altos custos sociais.

Para o estudo de caso em questão, o custo direto de construção, utilizando o método com abertura de vala foi, aproximadamente, 4% menor, todavia, os custos sociais foram, aproximadamente, 603% maior. Sendo assim, o custo total de construção utilizando-se o método com abertura de vala foi 127,14% maior do que quando utilizado o método não destrutivo, para o mesmo tipo de serviço. A Tabela 7.4 apresenta o resumo dos custos diretos e sociais para ambos os métodos empregados.

Tabela 7.4 – Resumo dos custos diretos e sociais

Método Construtivo	Custo direto	Custo social	Custo Total
Abertura de vala	R\$ 19.774,00	R\$ 39.909,64	R\$ 59.683,64
Método não destrutivo	R\$ 20.601,00	R\$ 5.675,66	R\$ 26.276,66

Os custos sociais, provocados pela instalação da tubulação, foram significativamente maiores quando empregado o método tradicional. Os resultados mostraram que os custos sociais para o método com abertura de vala, corresponderam a 201,83% dos custos diretos de construção, enquanto os custos sociais para o método não-destrutivo corresponderam a 27,55%.

Mesmo com a consideração de um volume de tráfego baixo e constante, ao longo de toda a duração do projeto, igual a 2392 veic/h na rede, os custos sociais para os métodos com abertura de vala ainda seriam muito maiores quando comparados aos custos dos métodos não destrutivos. Assim, o custo social para os métodos não destrutivos seria igual a apenas R\$ 259,05, enquanto para os métodos com abertura de vala o custo social seria igual a R\$ 5.242,50. Em termos de custo total de construção, os métodos com abertura de vala apresentaram valores aproximadamente 20% maior.

Cabe salientar que os custos sociais aqui determinados dizem respeito apenas a uma parcela dos custos sociais. Os demais custos sociais, dentre eles os custos devidos à redução da vida em serviço do pavimento, à restauração do pavimento e às perdas na taxa de vendas do comércio não foram considerados neste estudo.

A partir do estudo de caso apresentado é possível notar a importância da consideração dos custos sociais na etapa de orçamento de um projeto, uma vez que, quando tais custos são desconsiderados pelo projetista, não deixam de existir e recaem sobre as municipalidades e seus cidadãos.

O homem sábio cria mais oportunidades do que as encontra.

(Francis Bacon)

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

8.1 CONCLUSÕES

Em suma, este trabalho buscou apresentar a importância da consideração dos custos sociais em obras de instalação, manutenção e substituição de infra-estruturas urbanas subterrâneas. Mostrou que os custos sociais podem ser uma componente significativa dos custos totais de projeto e que, apesar disso, a maioria das prefeituras e concessionárias não consideram esses custos no momento de realizar uma análise de viabilidade econômica do projeto. Dois fatores contribuem para dificultar a quantificação dos custos sociais: a falta geral de consciência sobre os custos sociais e a inexistência de um protocolo padrão para classificar e quantificar tais custos. Sendo assim, baseado em diversas pesquisas nesta área, foi apresentada uma síntese das principais componentes dos custos sociais e dos métodos empregados na quantificação das mesmas.

O presente trabalho mostrou, também, que a utilização de métodos não destrutivos pode

reduzir consideravelmente os custos sociais. Todavia, muitos profissionais ainda desconhecem tais métodos construtivos, dessa maneira, foi realizado um breve resumo dos métodos não destrutivos mais utilizados para instalação, manutenção e substituição de tubulações enterradas, apresentado suas principais características, vantagens e desvantagens.

Todos os trabalhos pesquisados apontaram os custos devidos à interrupção ao tráfego veicular e aos danos aos pavimentos como sendo os principais componentes dos custos sociais. Neste trabalho foram analisados em detalhe apenas os custos devidos à interrupção ao tráfego veicular e os impactos ambientais. Os demais foram somente apresentados e discutidos, de forma a enfatizar que a diferença de custos totais entre os dois métodos de construção de infra-estruturas urbanas subterrâneas pode ser ainda maior.

Baseado nos resultados obtidos neste trabalho e na literatura pesquisada pode-se concluir que:

- Os custos sociais dos métodos tradicionais com abertura de vala são significativamente maiores, pois obras de instalação, manutenção e substituição de tubulações, em áreas urbanas, através de métodos não-destrutivos, apresentam menor duração e causam menor interferência no tráfego de veículos;
- Para a rede considerada neste trabalho foi obtida uma redução dos custos sociais, com a utilização de métodos não-destrutivos, variando entre R\$ 24,00 a R\$ 117,00 (para um volume de tráfego baixo), e R\$ 662,00 a R\$ 1.235,00 (para um volume de tráfego alto), referente a uma hora de operação do sistema;
- No estudo de caso realizado os custos sociais para o método com abertura de vala

corresponderam a 201,83% dos custos diretos de construção, enquanto os custos sociais para o método não-destrutivo corresponderam a 27,55%. O custo total de construção, considerando-se os custos diretos e os custos sociais, utilizando-se o método com abertura de vala, foi 127,14% maior do que o do método não-destrutivo, para o mesmo tipo de serviço;

- Os custos com combustíveis e com atraso foram os principais componentes dos custos devido à interrupção ao tráfego veicular, o que também ocorreu no estudo realizado por Gangavarapu (2003).

O presente mostrou, também, que com o auxílio de um simulador de tráfego, geralmente utilizado nos estudos de planejamento de transportes, é possível antever, na fase de projeto, os custos sociais provocados pela interrupção ao tráfego veicular e impactos ambientais. Dessa forma, analisando-se diversas configurações de intervenção na via, de acordo com o tipo de método construtivo utilizado, é possível realizar um comparativo de custos, englobando não só os custos diretos, mas, também, os custos sociais e indiretos, possibilitando assim a escolha do método construtivo com o menor custo total.

Os custos sociais considerados neste trabalho não abrangeram outros itens que compõem os custos sociais, como por exemplo, os custos devidos à redução da vida em serviço do pavimento e às perdas do comércio causadas pelo método tradicional de abertura de valas. Ainda assim, seus resultados podem contribuir para que agências governamentais adotem medidas para reduzir ou, pelo menos, controlar os grandes transtornos causados à sociedade pela abertura de valas para instalação de infra-estruturas subterrâneas. Ou seja, pode servir de base para estudos que visem o estabelecimento de incentivos à utilização de tecnologias não-destrutivas.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As pesquisas sobre a utilização de métodos não-destrutivos como alternativa para reduzir os cortes nos pavimentos, intervenção no tráfego de veículos, impactos ambientais e, conseqüentemente, os custos sociais, ainda apresentam muitos pontos a serem estudados. Como sugestão para trabalhos complementares, destaca-se a análise quantitativa de outros custos sociais não considerados nesta pesquisa, envolvendo particularmente:

- Estudo comparativo entre os métodos com abertura de vala e os métodos não-destrutivos com relação à redução da vida em serviço dos pavimentos;
- Análise comparativa com relação a impactos ambientais, considerando-se poluição do ar, visual e sonora;
- Detalhar as patologias mais freqüentes provocadas pela instalação, manutenção e substituição de infra-estruturas urbanas subterrâneas e suas conseqüências sobre os custos sociais e indiretos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAHAM, D. M.; BAIK H. S.; GOKHALE S. (2002). *Development of decision support system for selection of trenchless technologies to minimize impact of utility construction on roadways*. Springfield, VA: National Technical Information Service, 2002. 157 p. (FHWA/IN/JTRP-2002/7, SPR-2453).

ASCE (2001). *Standard construction guidelines for microtunneling*. Reston: American Society of Civil Engineers, 2001. 56 p. CI/ASCE Standard 36-01.

ABNT (1992). *Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto ou drenagem urbana*. NBR 12266/92. Rio de Janeiro, 1992.

ANP (2007). *Preços dos combustíveis*. Disponível em: <http://www.anp.gov.br/>. Acesso em: 06 março 2008.

AUGUSTO JÚNIOR, F.; GIAMPAGLIA, H. R.; CUNHA, M. A. (1992). *Manual de pavimentação urbana*. Instituto de Pesquisa Tecnológico. 236 p. São Paulo, 1992.

AZUAGA, D. (2000). *Danos ambientais causados por veículos leves no Brasil*. 168 p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Planejamento Energético) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2000.

BENNETT, D.; ARIARATNAM, S.; COMO C. (2004). *Horizontal directional drilling: Good practices guidelines*. Arlington: HDD Consortium, 2004. 144 p.

BOYCE, G. M.; BRIED E. M. (1994). *Estimating the social cost savings of trenchless technique*. No-Dig Engineering, v.1, n 2, p. 12-14, dez. 1994.

BRASIL (2006). **Decreto nº 46.921, 18 de janeiro de 2006**. Estabelece critérios adicionais para a execução de obras de infra-estruturas urbana nas vias públicas abrangidas por programas de pavimentação e recapeamento asfáltico, bem como para a reparação de pavimentos danificados por obras de infra-estrutura urbana executadas em todas as vias públicas. Diário Oficial do Município, São Paulo, SP, 19 jan. 2006. p. 1. Disponível em : <http://www3.prefeitura.sp.gov.br/cadlem/secretarias/negocios_juridicos/cadlem/pesqnumero.asp>. Acesso em: 11 de julho de 2007.

BUSH, G.; SIMONSON, J., (2001). ***Rehabilitation of Underground Water and Sewer Lines...The Costs Beyond the Bid***. University of Houston, 2001.

CAMPOS, L. M. de S. (1996). ***Um estudo para definição e identificação dos custos da qualidade ambiental***. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Produção) – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC, 1996.

CAPP (2004). ***Guideline: Planning horizontal directional drilling for pipeline construction***. 2004. 73 p. Disponível em: <http://www.capp.ca/default.asp?V_DOC_ID=730>. Acesso em: 12 de julho de 2007.

CETESB (2006). ***Relatório de Qualidade do Ar no Estado de São Paulo***. São Paulo, 2006.

DEMARCHI, S. H. (2000). ***Influência dos Veículos Pesados na Capacidade e Nível de Serviço de Rodovias de Pista Dupla***. 166p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2000.

DEMARCHI, S. H.; COLELLA, D. A. T.; BERTONCINI, B. V. (2003). ***Determinação da Densidade de Congestionamento em Filas de Interseções Semaforizadas***. Anais do XVII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, Rio de Janeiro, RJ, v.1, p.476-488.

DENATRAN (2008). Disponível em: <<http://www.denatran.gov.br>>. Acesso em: 14/06/2008

DRÖSEMEYER, A. (2004). *Contribuição ao estudo da execução de túneis em “pipe jacking”*. 173 p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2004.

ECONOMIA & TRANSPORTES (2007). *Base de dados: Pesquisas de preços*. Disponível em: <<http://www.economiaetransporte.com.br>>. Acesso em: 06 de março de 2008.

EYRE, N. J.; OZDEMIROGLU, E.; PEARCE, D. W.; STEELE, P. (1997) *"Fuel and Location Effects on the Damage Costs of Transport Emissions"*. Journal of Transport Economics and Policy, p. 5-24, jan. 1997.

FERNANDES, A. S. A.; OLIVEIRA, F. (2002). *Licenciamento ambiental para redes de infra-estrutura urbana*. 20 Experiências de Gestão Pública e Cidadania - Ciclo de Premiação 2002. Programa Gestão Pública e Cidadania, 1ª ed. p. 1-14. São Paulo, 2003.

GANGAVARAPU, B. S. (2003). *Analysis and comparison of traffic disruption using open-cut and trenchless methods of pipe instalattion*. 108 p. Master's Thesis – Department of Construction Management, Michigan State University, Michigan, 2003.

GOODWIN, P. (2005). *Utilities' street works and the cost of traffic congestion*. 2005. 36 p. Disponível em: <<http://www.transport.uwe.ac.uk/research/projects/njugcongestionreportfinal4goodwin.pdf>>. Acesso em: 3 de abril de 2007.

IBGE (2004). *Estudos e Pesquisas. Informação demográfica e socioeconômica número 14: Indicadores Sociais Municipais - Uma análise dos resultados da amostra do Censo Demográfico 2000 - Brasil e Grandes Regiões*. Rio de Janeiro, 2004. 62p. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em: 6 de março de 2007.

_____. (2006). *Estudos e Pesquisas. Informação demográfica e socioeconômica número 19: Síntese de Indicadores Sociais 2006*. Rio de Janeiro, 2006. 317 p. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em: 6 de março de 2007.

ISTT (2006). *Trenchless technology guidelines: impact moling and ramming*. International Society for Trenchless Technology, 2006. 8 p.

ITU (1999). *Use of trenchless techniques for the construction of underground infrastructures for telecommunication cable installatio*. Recommendation L. 38. Geneva: International Telecommunication Union (ITU), 1999. 35 p.

IPEA/ANTP (1999). *Redução das deseconomias urbanas com a melhoria do transporte público*. Revista dos Transportes Públicos – ANTP, pp. 35-92, 1º trimestre-1999.

ISELEY, T.; GOKHALE, S. B. (1997). *Trenchless installation of conduits beneath roadways*. National Cooperative Highway Research Program – Synthesis of Highway Practice 242. Washington, D.C: Transportation Research Board, National Research Council, National Academy Press, 1997. 76 p.

KHISTY C. J.; LALL B. K. (1997) *Transportation Engineering: An introduction*. Englewood Cliffs. Prentice-Hall, Nova Jersey, 1997. 720 p..

LANDMANN M. C.; RIBEIRO H.; DEÁK C. (2007) *Uma Proposta Metodológica para Estimar o Custo da Poluição do Ar nas Análises de Viabilidade de Sistemas de Transportes Urbanos*. Revista Transportes, v.XV, n. 1, p. 42–49, junho de 2007.

LOUREIRO *et al.* (2005) *Avaliação da Adequabilidade do HCM-2000 na Análise de Capacidade e Nível de Serviço de Vias Urbanas Brasileiras*. Relatório final de atividades, Rede Tráfego.

MATSUI, M. M. (1997). *Estimativa de parâmetros operacionais para o “slurry pipe jacking”*. 115 p. Dissertação (Mestrado) – EPUSP, São Paulo, SP, 1997.

MAY, A. D. (1990) *Traffic Flow Fundamentals*. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

MCKIM, R. A. (1997). *Bidding strategies for conventional and trenchless technologies considering social costs*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.24, p. 819-827, 1997.

NAJAFI, M. (2004). *Trenchless technology: pipeline and utility design, construction, and renewal*. 1^a ed. New York: McGraw-Hill Professional, 2004. 489 p.

NAJAFI, M.; GUNNICK, B.; DAVIS, G (2005). *Preparation of construction specifications, contract documents, field testing, educational materials, and course offerings for trenchless construction*. University of Missouri-Columbia, 2005. 55 p.

NRC (2003). *Selection of technologies for sewer rehabilitation and replacement: A best practice by the national guide to sustainable municipal infrastructure*. National Guide to Sustainable Municipal Infrastructure. 2003. 45 p.

NASTT; NO-DIG (2006). *Pipeline assessment and bypass services: Quality assurance/quality control*. Nashville: NASTT; NO-DIG, 2006, 4p.

_____. *Thermoformed & thermoplastic pipe: Quality assurance/quality control*. Nashville: NASTT; NO-DIG, 2006, 4p.

PIPE JACKING ASSOCIATION (1995). *An introduction to pipe jacking and microtunnelling design*. London: Pipe Jacking Association, 1995. 24 p.

RAHMAN, S.; VANIER, D. J.; NEWTON, L. A. (2005). *Municipal infrastructure investment planning: social cost considerations for municipal infrastructure management*. NRC-CNRC, 2005. 20 p. (Report No: B-5123.8).

RAKHA, H; LUCIC, I.; DEMARCHI, S.; SETTI, J.; VAN AERDE, M. (2001). ***Vehicle dynamics model for predicting maximum truck acceleration levels***. Journal of Transportation Engineering, v. 27, n. 5, p. 418-425.

RAKHA, H. (2005). ***Integration Release 2.30 for Windows: User's Guide***. Vol. I e II. Michel Van Aerde and Associates, Ltd. Kingston, Ontario, Canada.

SIMICEVIC, J.; STERLING R. L. (2001). ***Guidelines for pipe ramming***. Vicksburg, MS: Trenchless Technology Center, 2001. 23 p. (TTC Technical report # 2001.04). Disponível em: <<http://www.ttc.latech.edu/publications/index.htm>>. Acesso em: 25 de agosto de 2007.

_____. ***Guidelines for impact moling***. Vicksburg, MS: Trenchless Technology Center, 2001. 19 p. (TTC Technical report # 2001.03). Disponível em: <<http://www.ttc.latech.edu/publications/index.htm>>. Acesso em: 25 de agosto de 2007.

_____. ***Guidelines for pipe bursting***. Vicksburg, MS: Trenchless Technology Center, 2001. 47 p. (TTC Technical report # 2001.02). Disponível em: <<http://www.ttc.latech.edu/publications/index.htm>>. Acesso em: 25 de agosto de 2007.

STEIN, D.; MÖLLERS, K.; BIELECKI, R. (1989). ***Microtunneling: Installation and renewal of nonman-size supply and sewage lines by the trenchless construction method***. Ontário: John Wiley & Sons Canada Ltd, 1989. 353 p.

STUCHI, EDUARDO TERENCE (2005). ***Interferência de obras de serviço de água e esgoto sobre o desempenho de pavimentos urbanos***. 124p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2005.

TEPLY, S; JONES A. M. (1991). ***Saturation Flow: Do We Speak the Same Language?*** Transportation Research Record, 1320, p. 144-153, 1991.

TERZAGHI, K. (1950). *Geologic aspect of soft ground tunneling, applied sedimentation*. In: TRASK, P. D. Applied Sedimentation. New York, NY: John Wiley and Sons, 1950. Capítulo 11, p. 193-209.

TIGHE, S.; KNIGHT, M.; PAPOUTSIS, D.; RODRIGUEZ, V.; WALKER, C. (2002). *User cost savings in eliminating pavement excavations through employing trenchless technologies*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 29, p. 751-761, 2002.

REVISTA TRANSPORTE MODERNO (2007). *Revista Transporte Moderno*. Editora OTM, São Paulo, Braisl. 2007.

UNEP; ISTT (2001). *Trenchless technology systems: An environmentally sound approach for underground services* – An introductory guide for decision-markers. Primeira edição. 2001. 8p.

UNIVERSAL WORKERS UNION (2004). *The infrastructure funding gap: Time for innovation*. Universal Workers Union. Toronto: Local 183, 2004.

VAN AERDE, M. (1997). *Integration Realease 2: User's Guide. Vol. I, II e III*. Transportation Systems Research Group, Queen's University. Kingston, Ontario, Canadá.

WEBSTER, F. V. (1958). *"Traffic Signails Settings"*. Road Research Technical Paper. n. 39. Research Laboratory – Ministry of Transport, London, England.

WILDE, W. J.; GRANT, C.; WHITE, G. T. (2003). *Controlling and reducing the frequency of pavement utility cuts*. Transportation Research Record, n. 03-2534, p. 1-18, 2003.