

Anselmo Fioranelli Junior

**ANÁLISE DE NOVO PROCEDIMENTO PARA O
PROJETO ESTRUTURAL DE
TUBOS DE CONCRETO ENTERRADOS**

**Dissertação apresentada à
Escola de Engenharia de São
Carlos da Universidade de São
Paulo, como parte dos
requisitos para obtenção do
título de Mestre em Engenharia
de Estruturas.**

Orientador: Mounir Khalil El Debs

São Carlos

2005

Dedico este trabalho aos meus pais Anselmo e Flávia, pelo apoio e pela ajuda, pois sem eles não teria chegado até aqui.

AGRADECIMENTOS

À minha família: meus pais Anselmo e Flávia, meus irmãos Anete Augusta e Mário Neto, minha cunhada Karina, meu cunhado Ricardo e minha sobrinha Giovanna, pelo amor e por estarem ao meu lado em todos os momentos difíceis e alegres deste trabalho.

Ao prof. Mounir Khalil El Debs, pela paciência e incentivo.

Ao prof. Benedito de Souza Bueno pelas sugestões e ajuda.

Aos professores: Samuel Giongo e Francisco Antonio Rocco Lahr pela amizade e companheirismo.

Aos amigos e companheiros: Alexandre, Daniel, Pedro, Dimas, Kenneth, Vladimir, Danusa, Thais, Edgar, Giovanni, César, Fernando, Fernanda, Danilo, Caio, Abner e em especial à Rafaelle Tiboni.

Aos amigos Nivaldo e Junior pelo apoio e amizade.

A MSc. Kênia Silveira pelo auxílio no uso do programa SSCOMPPC.

Ao Clubinho que proporcionou momentos de descontração durante o desenvolvimento do trabalho.

A todos que participaram de forma direta ou indireta do trabalho.

E sobretudo a Deus.

RESUMO

O procedimento usual no Brasil para o projeto de tubos de concreto enterrados é o procedimento de Marston-Spangler. Este trabalho avalia o comportamento deste procedimento com o procedimento padrão recomendado pela ASCE (American Society of Civil Engineer), denominado de SIDD (Standard Practice for Direct Design of Buried Precast Concrete Pipe Using Standard Installations). A ferramenta de análise dos dois procedimentos é o método dos elementos finitos, o programa SSCOMPPC. São feitas várias simulações numéricas das instalações submetidas às mesmas situações para que assim se possa avaliar o comportamento de cada uma delas. O trabalho conclui que a falta de parâmetros para a execução do procedimento da Marston-Spangler pode comprometer o comportamento desta. Quando comparado as Classes de instalação de A a D de Marston-Spangler com as instalações padronizadas SIDD Tipo 1 a 4, respectivamente, as instalações SIDD Tipo 3 e 4 possuem uma melhor distribuição de esforços do que as instalações Classe C e D. Quando comparado a forma de projeto habitual no Brasil, o método indireto do procedimento de Marston-Spangler, com o método direto, tem-se que o método direto acarreta numa grande economia de armadura. Esta economia para o procedimento padronizado SIDD vai de 81,1% a 97,1% de armadura, e em relação com o método direto para o procedimento SIDD a economia vai de 54,4% a 93,1%, para o caso de aterro de 3 m de altura e tubo de 1200 mm de diâmetro interno. Com esta economia e com os recursos computacionais disponíveis hoje, o cálculo pelo método direto é vantajoso. Na comparação dos procedimentos de Marston-Spangler com o procedimento padronizado SIDD, pelo método direto, o procedimento de Marston-Spangler leva vantagem na Classe B, sendo que a instalação Tipo 2 do SIDD acarreta num consumo em média de 72,5% a mais de armadura. Porém quando a Classe C e Classe D, que são as mais executadas, são comparadas com as instalações Tipo 3 e Tipo 4, as instalações Tipo 3 e Tipo 4 consomem menos armadura, em média consomem 43,8% e 55,6% menos armadura do que as instalações Classe C e Classe D, respectivamente.

ABSTRACT

The most popular procedure in Brazil for the buried concrete pipe design is the Marston-Spangler's procedure. This work compares the performance of the Marston-Spangler's procedure and SIDD (Standard Practice for Direct Design of Buried Precast Concrete Pipe Using Standard Installations), recommended by ASCE (American Society of Civil Engineer). This work uses the finite element method, using the software SSCOMPPC, to analyse the two procedures. It is made many different simulations using the finite element method to analyse the behaviour of each procedure. The work concludes that Marston-Spangler's procedure needs more parameter to define each Class of installation. When compared the Classes A to D of the Marston-Spangler's procedure with the Type 1 to Type 4 of the SIDD procedure, the work concludes the Type 3 and 4 have a better performance compared to the Classes C and D. When compared the most popular procedure in Brazil, the Marston-Spangler's procedure using the indirect method, with the direct method, the direct method has a better performance. The economy of reinforcement goes from 81,6% to 97,1% using the SIDD procedure and goes from 54,4% to 93,1%, using the Marston-Spangler's procedure (direct design). With the computational resources available today, the direct design is a great advantage. Comparing the procedures of Marston-Spangler and SIDD, using the direct method in both procedures, the Class B of Marston-Spangler's procedure has a better performance compared to the Type 2 of SIDD procedure. The economy of reinforcement for this case is 27,5%. But the Type 3 and 4 have a better performance compared to the Class C and D. On Type 3 and 4 installations, the economy of reinforcement is 43,8% and 55,6% compared to Classes C and D, respectively.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Tubo enterrado em vala, ACPA (1993).	2
Figura 1.2 – Classes de instalação de Marston, ACPA (1993).	3
Figura 1.3 – Conduto em saliência negativa, ACPA (1993).	4
Figura 2.1 – Forma de instalação e fluxo das pressões do solo em condutos enterrados, EL DEBS (2003).	8
Figura 2.2 – Esquema de forma de assentamento e de condições de aterro lateral junto a base do tubo.	9
Figura 2.3 – Distribuição experimental de pressões nos tubos de concreto, adaptado por EL DEBS (2003).	10
Figura 2.4 – Distribuição experimental de pressões devida à carga de solo: Radial e Linear, ACPA (1993).	11
Figura 2.5 – Distribuição radial “Olander Modificado”, ACPA (1993).	12
Figura 2.6 – Distribuição de pressões idealizada para cálculo dos esforços solicitantes, EL DEBS (2003).	13
Figura 2.7 – Distribuição de Jopper da Silva, ABCP (1949).	13
Figura 2.8 – Tipos básicos de instalação.	15
Figura 2.9 – Instalação em vala induzida, EL DEBS (2003).	16
Figura 2.10 – Bases Condenáveis ou Classe D (instalação em vala), adaptado por EL DEBS (2003).	17
Figura 2.11 – Bases comuns ou Classe C (instalação em vala), adaptado por EL DEBS (2003).	18
Figura 2.12 – Bases de primeira classe ou Classe B (instalação em vala), adaptado por EL DEBS (2003).	18
Figura 2.13 – Bases de concreto ou Classe A (instalação em vala), adaptado por EL DEBS (2003).	19
Figura 2.14 – Bases condenáveis ou Classe D (instalação em aterro), adaptado por EL DEBS (2003).	20
Figura 2.15 – Bases comuns ou Classe C (instalação em aterro), adaptado por EL DEBS (2003).	20
Figura 2.16 – Bases de primeira Classe ou Classe B (instalação em aterro), adaptado por EL DEBS (2003).	21

Figura 2.17 – Bases de Concreto ou Classe A (instalação em aterro), adaptado por EL DEBS (2003).	21
Figura 2.18 – Esquema de ensaio de compressão diametral de tubos de concreto, EL DEBS (2003).	22
Figura 2.19 – Distribuição de pressões no procedimento SIDD, ACPA (1993).	26
Figura 2.20 – Instalação em Aterro ACPA (1993)	27
Figura 2.21 – Instalação em Vala ACPA (1993)	27
Figura 2.22 – Etapas de instalação do tubo.	34
Figura 2.23 – Conformação do berço para encaixe da bolsa do tubo.	34
Figura 3.1 – Tensão X Deformação do modelo Hiperbólico.	38
Figura 3.1 – Equilíbrio de tensões no solo.	41
Figura 3.2 – Representação hiperbólica da curva tensão-deformação para carregamento primário, BOULANGER <i>et al</i> (1991).	42
Figura 3.3 – Diagrama tensão-deformação da relação de carregamento e descarregamento, BOULANGER <i>et al</i> (1993).	45
Figura 4.1 – Região em destaque onde é necessário refinar a malha.	49
Figura 4.2 – Malha usada no trabalho.	50
Figura 4.3 - Distribuição dos solos lateríticos no Brasil, MELFI (1994).	51
Figura 4.4 – Dois tipo de elementos de pórtico.	54
Figura 4.5 – Distribuição dos solos – SIDD.	56
Figura 4.6 – Malha usada no trabalho e a distribuição de solo para o procedimento de Marston-Spangler.	56
Figura 4.7 – Malha que representa a Classe A	57
Figura 4.8 – Malha que representa a Classe B	58
Figura 4.9 – Malha que representa a Classe C	58
Figura 4.10 – Malha que representa a Classe D	58
Figura 4.11 – Tipo de instalações Classe C (aterro).	59
Figura 5.1 – Direção de referência dos deslocamentos	61
Figura 5.2 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 500$ mm)	62
Figura 5.3 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 500$ mm)	62
Figura 5.4 – Deslocamento vertical do topo ($d_i = 500$ mm)	63
Figura 5.5 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 800$ mm)	63
Figura 5.6 – Deslocamento vertical no topo ($d_i = 800$ mm)	63
Figura 5.7 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 800$ mm)	64

Figura 5.8 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 1200 \text{ mm}$)	64
Figura 5.9 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 1200 \text{ m/m}$)	64
Figura 5.10 – Deslocamento vertical no topo ($d_i = 1200 \text{ mm}$)	65
Figura 5.11 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 500 \text{ mm}$)	65
Figura 5.12 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 500 \text{ mm}$)	66
Figura 5.13 – Deslocamento vertical no topo ($d_i = 500 \text{ mm}$)	66
Figura 5.14 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 800 \text{ mm}$)	66
Figura 5.15 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 800 \text{ mm}$)	67
Figura 5.16 – Deslocamento vertical no topo ($d_i = 800 \text{ mm}$)	67
Figura 5.17 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 1200 \text{ mm}$)	67
Figura 5.18 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 1200 \text{ mm}$)	68
Figura 5.19 – Deslocamento vertical no topo ($d_i = 1200 \text{ mm}$)	68
Figura 5.20 – Distribuição de esforços solicitantes (Momento fletor e Força Normal, respectivamente).	69
Figura 5.21 – Momento fletor para a Classe D de Marston-Spangler.	70
Figura 5.22 – Pico de momento fletor, ($d_i = 800 \text{ mm}$) altura do aterro de 3 m.	73
Figura 5.23 – Pressão vertical em tubo enterrado <i>versus</i> altura de terra sobre o plano horizontal que passa sobre o topo do tubo, KRIZEK <i>et al</i> (1971).	74
Figura 5.24 – Características do veículo-tipo	75
Figura 5.25 – Propagação das forças na direção do eixo da tubulação.	75
Figura 5.26 – Armadura, $d_i = 800 \text{ mm}$, aterro de 5m.	85
Figura 5.27– $d_i = 500 \text{ mm}$, aterro de 1m.	86
Figura 5.28 – $d_i = 500 \text{ mm}$, aterro de 3m.	86
Figura 5.29 – $d_i = 500 \text{ mm}$, aterro de 5m.	87
Figura 5.30 – $d_i = 500 \text{ mm}$, aterro de 10m.	87
Figura 5.31– $d_i = 800 \text{ mm}$, aterro de 1m.	87
Figura 5.32 – $d_i = 800 \text{ mm}$, aterro de 3m.	88
Figura 5.33 – $d_i = 800 \text{ mm}$, aterro de 5m.	88
Figura 5.34 – $d_i = 800 \text{ mm}$, aterro de 10m.	88
Figura 5.35– $d_i = 1200 \text{ mm}$, aterro de 1m.	89
Figura 5.36 – $d_i = 1200 \text{ mm}$, aterro de 3m.	89
Figura 5.37 – $d_i = 1200 \text{ mm}$, aterro de 5m.	89
Figura 5.38 – $d_i = 1200 \text{ mm}$, aterro de 10m.	90

Figura 5.39 – Consumo de armadura para o caso de aterro de 5 m de altura e tubo de 1200 mm de diâmetro interno. _____	91
Figura 5.40 – Resultados em destaque da Figura 5.39. _____	92

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Minúsculas

c	Parâmetro de coesão do solo, espessura do berço de concreto
c'_b	Parâmetro efetivo de coesão modificado
d_e	Diâmetro externo do tubo
d_i	Diâmetro interno do tubo
e	Espaçamento entre eixos de um veículo
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
h	Altura do aterro que passa sobre o plano do topo do tubo
h_{cl}	Altura a partir da qual ocorre superposição dos efeitos das rodas dos veículos na direção ortogonal
l	Comprimento do tubo
l_e	Comprimento efetivo do tubo
m	Fator adimensional do módulo de variação volumétrica
n	Fator adimensional do módulo de elasticidade
q	Resultante das cargas verticais dos solos
q_m	Resultante das sobrecargas
r_e	Raio externo do tubo

Letras Maiúsculas

A	Hipotenusa do prisma triangular do equilíbrio de tensões
B	Módulo de deformação volumétrica
E	Módulo de elasticidade
E_i	Módulo de elasticidade inicial
E_t	Módulo tangente
E_{ur}	Módulo de descarregamento e carregamento
F	Fração do pico de compactação
F_{ens}	Força de ensaio
I	Momento de inércia
K	Fator adimensional do módulo de elasticidade
K_b	Fator adimensional do módulo de variação volumétrica
K_0	Coefficiente de empuxo
K_{ur}	Coefficiente de carregamento e descarregamento
$K_{1,\phi,b}$	Componente de atrito do coeficiente limite da empuxo de solo para o recarregamento
K_2	Coefficiente incremental do empuxo para o descarregamento
K_3	Coefficiente incremental do empuxo para o carregamento
L	Largura da vala
M	Momento fletor

N	Força normal
P_a	Pressão atmosférica
PP	Peso do prisma de solo do aterro
Q_r	Força aplicada por cada roda de um veículo
R_f	Razão entre a diferença entre tensões principais última e de ruptura

Letras Gregas

α	Inclinação da tensão atuante em relação à normal ao plano
α_{eq}	Fator de equivalência
β	Ângulo do berço
β_s	Ângulo do carregamento
$\Delta\phi$	Redução do ângulo de atrito interno do solo em função do acréscimo de σ_3
ε	Deformação
ε_{vol}	Deformação volumétrica
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo
ϕ_a	Metade do ângulo do carregamento
ϕ_b	Metade do ângulo do berço
γ	Peso específico do material do aterro
γ_r	Coeficiente de segurança relativo à carga de ruptura
γ_t	Coeficiente de segurança relativo à carga de trinca
μ'	Coeficiente de atrito do solo com a parede da vala
?	Taxa de projeção
s_1	Tensão principal maior
s_3	Tensão principal menor
σ_α, σ	Tensão normal atuante
τ_α, τ	Tensão cisalhante atuante

Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ACPA	American Concrete Pipe Association
ASCE	American Society of Civil Engineers
MnDOT	Minnesota Department of Transportation
NBR	Norma Brasileira Registrada
SIDD	Standard Practice For Direct Design of Buried Concrete Pipe Using Standard Installations

SUMÁRIO

RESUMO	iv
ABSTRACT	v
1º CAPÍTULO: INTRODUÇÃO	1
1.1 PRELIMINARES	1
1.2 OBJETIVO	5
1.3 JUSTIFICATIVA	5
1.4 MÉTODOS E TÉCNICAS	6
2º CAPÍTULO: ANÁLISE ESTRUTURAL DE TUBOS DE CONCRETO ENTERRADOS	7
2.1 PRELIMINARES	7
2.2 MÉTODO INDIRETO	14
2.2.1 CONDUTOS EM VALA	17
2.2.2 CONDUTOS EM ATERRO	19
2.2.3 ENSAIO DE RESISTÊNCIA	21
2.3 MÉTODO DIRETO	22
2.3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL	23
2.3.2 DIMENSIONAMENTO DO TUBO	23
2.4 A PROCURA DE UM NOVO MÉTODO	23
2.5 INSTALAÇÕES PADRONIZADAS SIDD	24
2.6 ETAPAS DA INSTALAÇÃO	33
2.7 COMPARAÇÃO: MARSTON-SPANGLER X SIDD	34
2.8 SÍNTESE SOBRE O ASSUNTO	36
3º CAPÍTULO: MODELAGEM NUMÉRICA	37
3.1 PROGRAMA SSSCOMPPC	37
3.2 TENSÕES NO SOLO	40
3.3 MODELO HIPERBÓLICO	42

4º CAPÍTULO: COMPARAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS	46
4.1 APRESENTAÇÃO DOS CASOS	46
4.2 FORMAS DE ANÁLISE	47
4.3 ANÁLISE NUMÉRICA	48
4.3.1 MALHA	48
4.3.2 PARÂMETROS DOS MATERIAIS UTILIZADOS	50
4.3.3 PROCEDIMENTO PADRONIZADO SIDD	55
4.3.4 PROCEDIMENTO DE MARSTON-SPANGLER	56
4.4 ANÁLISE PELO MÉTODO INDIRETO	59
5º CAPÍTULO: ANÁLISE DOS RESULTADOS	61
5.1 DESLOCAMENTOS	61
5.1.1 PROCEDIMENTO PADRONIZADO SIDD	62
5.1.2 PROCEDIMENTO DE MARSTON-SPANGLER	65
5.2 ESFORÇOS SOLICITANTES	69
5.2.1 APLICAÇÃO DE CARGA	73
5.2.2 CARGA MÓVEL – ATERRO DE 1 m ALTURA	74
5.3 ARMADURAS E ENQUADRAMENTO DOS TUBOS	76
5.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	84
6º CAPÍTULO: CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	95
7º CAPÍTULO: BIBLIOGRAFIA	97

1º CAPÍTULO: INTRODUÇÃO

1.1 PRELIMINARES

Em 1910 Marston inicia uma série de pesquisas para determinar o carregamento que age sobre tubos enterrados e também para determinar a resistência de tubos de concreto simples. Naquela época, como explica ACPA (1993), American Concrete Pipe Association, o uso de tubos para drenagem em fazendas e também em esgoto estava em crescimento.

Marston reparou que muitos tubos, embora fissurados, não perdiam a sua utilidade, isso porque o solo lateral ao tubo dava suporte exercendo uma força lateral sobre este.

Os objetivos dessa pesquisa eram: a) estimar a carga e sua distribuição sobre o tubo enterrado; b) desenvolver um método para medir a resistência do tubo.

Marston, através de observação, percebeu que a carga que agia sobre os tubos enterrados em vala dependia da largura da vala, e também que devido ao atrito lateral do solo do aterro com o solo da parede do aterro tendia a reduzir a carga que agia sobre o tubo.

Depois de alguns estudos, Marston propôs uma equação para cálculo da carga que age sobre o tubo enterrado onde a pressão de terra não dependia do diâmetro do tubo, mas sim dos seguintes fatores (Figura 1.1):

- Peso do prisma de solo do aterro, PP ;
- Largura da vala na altura do topo do tubo, L ;
- Razão entre a profundidade do aterro com a altura da vala, h/L ;
- Coeficiente de atrito do solo;
- Coeficiente de atrito do aterro com a parede da vala, μ' .

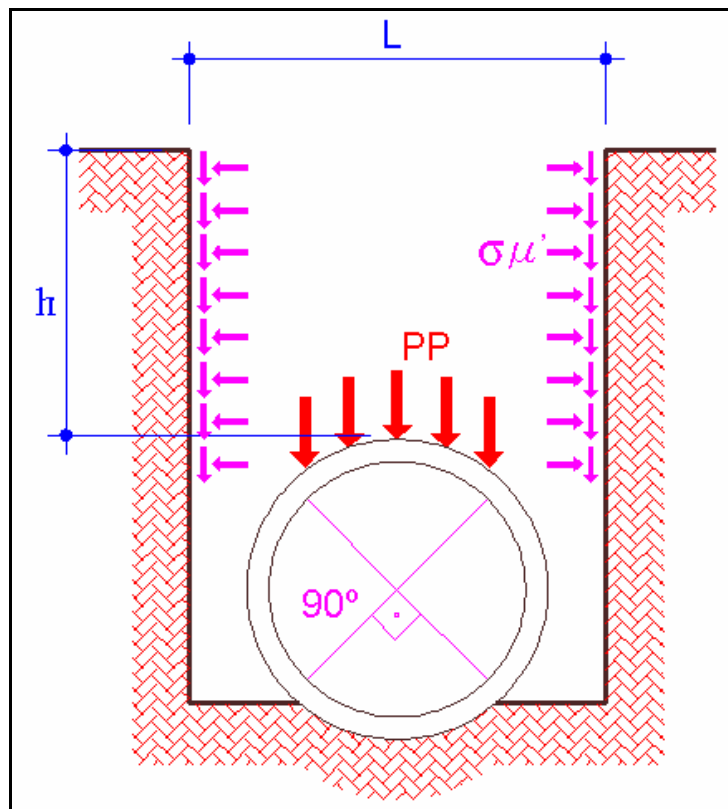


Figura 1.1 – Tubo enterrado em vala, ACPA (1993).

Para tornar esta equação usual e aplicável Marston começou a realizar uma série de experimentos para medir o atrito lateral, entre o aterro e a parede da vala.

Uma outra observação de Marston foi que em valas com paredes inclinadas, a largura da vala na altura do topo do tubo é o fator que governa a ação da carga sobre o tubo, mas não havia nenhuma especificação quanto à forma e à inclinação da parede da vala.

Marston também começou a estudar outros aspectos das instalações de tubos enterrados como a ação de cargas na superfície dos aterros, fluxo de água nas bases das instalações e efeitos que pudessem ser causados pelo passar do tempo.

Quanto à resistência dos tubos, baseado em observações de campo, Marston propôs que a resistência do tubo deveria ser determinada em relação ao carregamento e pela distribuição de pressões que ocorre na instalação de base condenável, Classe D, que é aquela em que o tubo é assentado com pouco ou nenhum cuidado para conformar a base à parte inferior do tubo (Figura 1.2).

Entre 1915 e 1917 Marston inicia uma série de testes alterando os tipos de berços das instalações e acabou definindo quatro tipos de instalações (Figura 1.2):

- Classe D: base plana;
- Classe C: berço com ângulo entre 60° e 90° ;
- Classe B: berço com ângulo superior a 90° ;
- Classe A: berço de concreto.

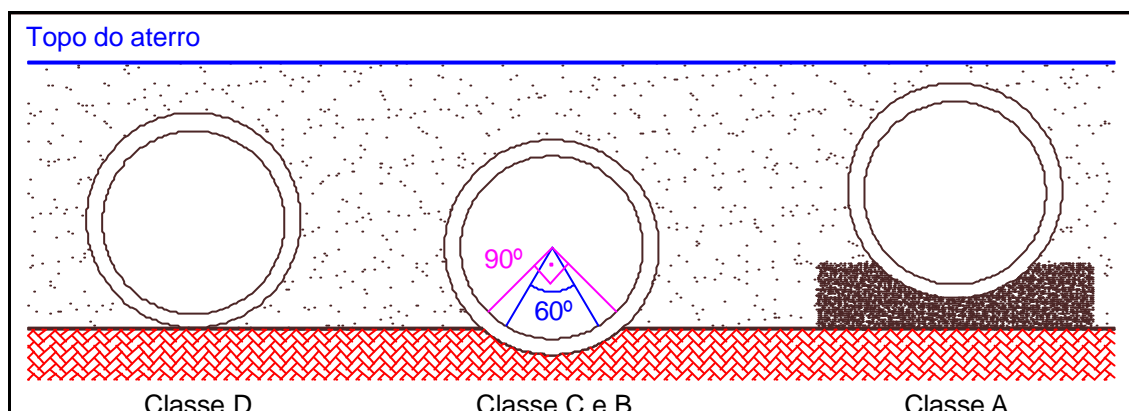


Figura 1.2 – Classes de instalação de Marston, ACPA (1993).

Baseado na idéia das Classes de instalação, Marston procurou estabelecer uma relação entre os ensaios realizados com as instalações Classe B, C e D, surgindo o fator de equivalência entre estas e o ensaio de compressão diametral. Neste contexto, em 1923 surgiu o maior programa de ensaios com tubos de concreto, com ensaios de compressão diametral.

Durante a década de 20 Marston também estudou, além das instalações em vala, instalações em aterro e em projeção (Figura 1.3).

Em 1932, Schlick estudou o limite da largura de uma vala para que uma instalação fosse considerada como em vala ou em aterro.

Baseado em vários ensaios e utilizando vários tipos de berços, Spangler, relacionou ensaios de campo com ensaios de compressão diametral que produziam as mesmas fissuras, esta relação é conhecida como “fator de equivalência”.

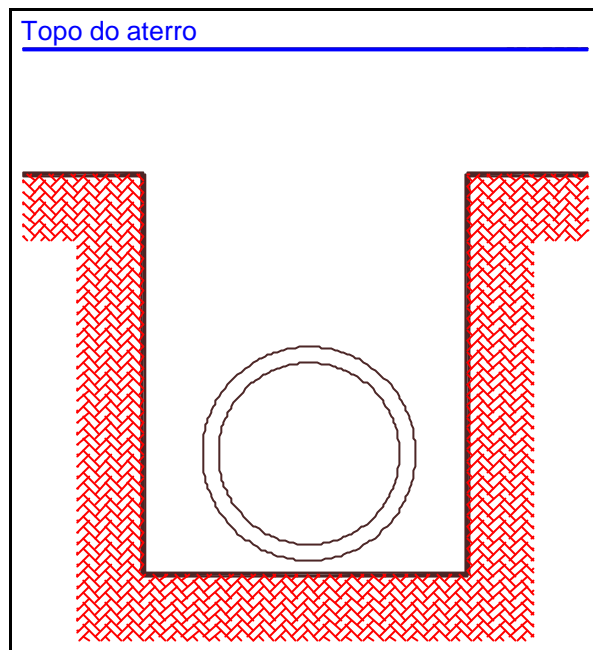


Figura 1.3 – Conduto em saliência negativa, ACPA (1993).

As pesquisas de Marston, Schlick e Spangler deram origem às instalações chamadas de Marston-Spangler, que são correntemente empregadas até o presente. Este procedimento é o mais usual, não só no Brasil, mas também em vários países, para projetos de tubos de concreto enterrados. Basicamente o procedimento engloba: a) determinação da resultante das cargas verticais sobre os tubos; b) emprego de um fator de equivalência c) ensaio padronizado para medir a resistência do tubo.

Existe um novo procedimento, para o projeto de tubos de concreto indicado pela ASCE (*American Society of Civil Engineer*) chamado de SIDD (*Standard Practice For Direct Design os Buried Concrete Pipe Using Standard Installations*), ASCE (1994). Este procedimento, SIDD, envolve novos tipos de berço, análise dos esforços solicitantes a partir de distribuições de pressões preestabelecidas e o projeto do tubo é feito para atender esforços solicitantes calculados com esta distribuição de pressões.

1.2 OBJETIVO

O objetivo geral que se pretende atingir com este projeto é de apresentar, estudar, avaliar o novo procedimento para o projeto estrutural de tubos circular de concreto armado recomendado pela ASCE.

Os objetivos específicos são:

- Analisar o impacto de utilização das formas de instalação propostas pela ASCE comparadas ao procedimento de Marston-Splangler, correntemente empregado no Brasil;
- Apresentar, através de um trabalho acadêmico e divulgar mediante artigos para o meio técnico nacional, o novo procedimento para o projeto de tubos de concreto enterrados.

1.3 JUSTIFICATIVA

O grande potencial dos tubos pré-moldados de concreto no panorama nacional e internacional faz com que seja indispensável o constante aperfeiçoamento no procedimento de projeto. Os tubos de concreto estão diretamente ligados à área de saneamento, que são sempre alvos de elevados investimentos dos órgãos governamentais.

Por razões econômicas há a necessidade de se buscar novas soluções para o projeto de tubos de concreto. As instalações de tubos devem ser confiáveis, possuir menos trabalho de execução, ser seguras durante a construção e aproveitarem ao máximo o solo nativo do local da obra, características do procedimento indicado pela ASCE, denominado SIDD.

Assim, faz-se necessário realizar pesquisa para analisar este novo procedimento de projeto, pois uma pequena economia que esta proposta possa trazer em uma unidade de tubo, acarretará numa ampla economia final num projeto de uma tubulação, tendo em vista o número de repetições de unidades que são utilizados em uma obra de saneamento.

1.4 MÉTODOS E TÉCNICAS

De forma simplificada, este trabalho procura analisar os métodos de Marston-Spangler e instalações padronizadas SIDD comparando a armadura necessária para cada caso analisado no trabalho. Serão basicamente três casos diferentes a serem analisados:

- Cálculo da armadura pelo procedimento de Marston Spangler usando o programa TUBO, versão 1.2, MAGALHÃES (2003).
- Cálculo da armadura a partir dos esforços obtidos pelo método dos elementos finitos, utilizando um modelo que se aproxime das instalações de Marston-Spangler. Para a análise pelo método dos elementos finitos será utilizado o programa *SSCOMPPC* desenvolvido por BOULANGER et al (1991). Um dos programadores é professor da Universidade da Califórnia em Berkley, Raymond Seed, o programa pode ser encontrado através da página eletrônica da Universidade.
- Cálculo da armadura a partir dos esforços obtidos pelo método dos elementos finitos, utilizando um modelo que se aproxime das instalações padronizadas SIDD, utilizando o mesmo programa de método dos elementos finitos.

A entrada de dados no programa de método dos elementos finitos foi feita utilizando o pré/pós-processador gráfico *WSSComp* desenvolvido por SILVEIRA (2001).

2º CAPÍTULO: ANÁLISE ESTRUTURAL DE TUBOS DE CONCRETO ENTERRADOS

Neste capítulo é encontrada a base teórica que ajudou no desenvolvimento do trabalho. A seguir apresentam-se os procedimentos de projeto de Marston-Spangler e do procedimento padronizado SIDD, bem como alguns textos relacionados ao assunto.

2.1 PRELIMINARES

O projeto estrutural é, em geral, desenvolvido de forma a atender os estados limites; último e de serviço. As verificações destes estados limites são geralmente feitas a partir de esforços solicitantes (momento fletor, força cortante, força normal). No caso dos tubos de concreto existe uma certa dificuldade no cálculo dos esforços solicitante devido à dificuldade na determinação das pressões do solo contra suas paredes.

As pressões do solo contra as paredes dos condutos enterrados dependem fundamentalmente da forma de sua instalação e do seu assentamento. O assentamento inclui a forma da base e condições de execução do aterro lateral junto à base.

Para se ter uma primeira noção da distribuição das pressões do solo sobre o tubo, pode-se dividir a forma de instalação em vala (ou trincheira) e em aterro (ou saliência).

Nos tubos instalados em vala, a tendência de recalque do solo da vala mobiliza forças de atrito que vão reduzir a carga que vai atuar sobre o topo do tubo, ou seja, haverá uma tendência de que a carga sobre o conduto se desvie para as laterais, como se mostra na Figura 2.1.

Nos tubos instalados em aterro, pode ocorrer um aumento ou uma redução das forças atuantes sobre o tubo em função da tendência de deslocamentos verticais relativos entre a prisma vertical que passa pelo centro do tubo e a prisma vertical que passa nas laterais do tubo. No prisma que passa pelo centro do tubo, o deslocamento resulta da superposição das deformações da fundação e do tubo do aterro sobre o tubo. Já no prisma que passa pelas laterais, o deslocamento resulta da superposição das deformações da fundação e do aterro lateral. Pode ocorrer um aumento da resultante da carga sobre o coroamento do tubo (parte superior e inferior do tubo), se nas laterais do mesmo houver uma tendência de deslocamento maior que no prisma que passa pelo centro do tubo (Figura 2.1b), ou uma redução se ocorrer o contrário (Figura 2.1c). Neste último caso, seria como se ocorresse um arqueamento desviando as pressões do solo para as laterais do tubo.

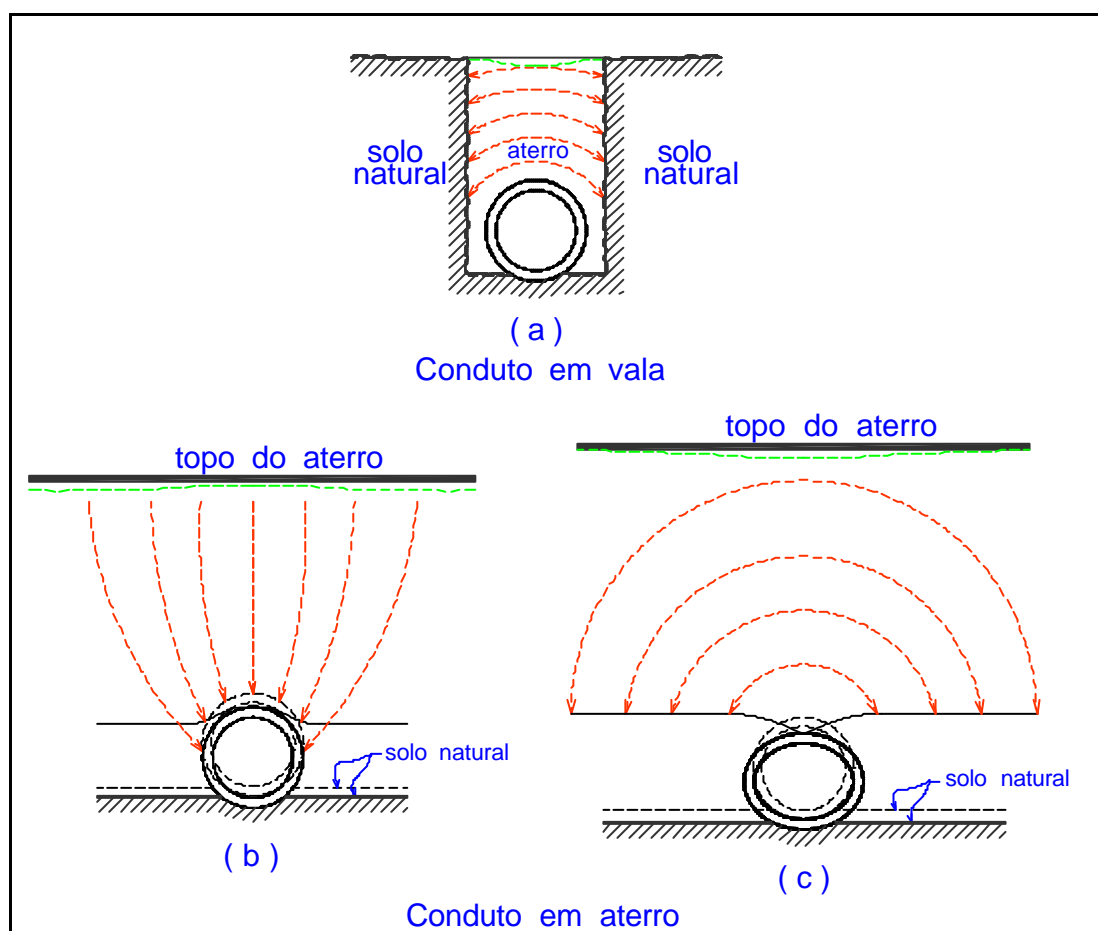


Figura 2.1 – Forma de instalação e fluxo das pressões do solo em condutos enterrados, EL DEBS (2003).

A forma do assentamento do tubo tem um papel fundamental na distribuição das pressões que atuam nele. Quando o tubo for assentado de forma a se promover um contato efetivo em uma grande região, a distribuição das pressões sob a base é mais favorável (Figura 2.2a). Caso contrário, ocorre tendência de concentrações de pressões e conseqüentemente de aumento significativo de momentos fletores na base do tubo (Figura 2.2b).

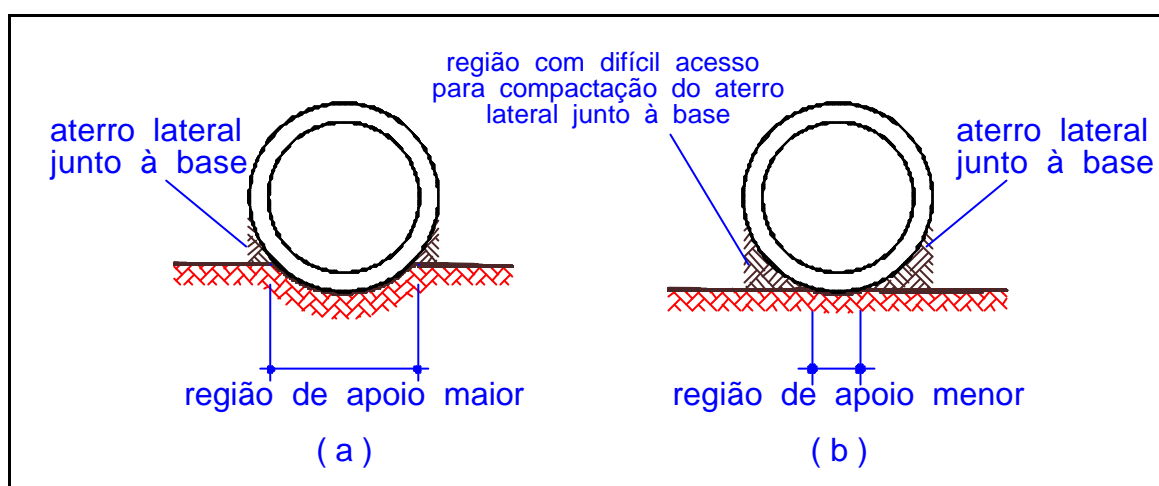


Figura 2.2 – Esquema de forma de assentamento e de condições de aterro lateral junto a base do tubo.

Outro aspecto importante é a compactação do solo junto à base do tubo. Dependendo do tipo de assentamento, pode-se ter melhores condições de realizar a compactação, como se pode observar na Figura 2.2a, e, portanto, maior confinamento lateral, conseqüente melhor distribuição de momentos fletores no tubo. Já no caso da Figura 2.2b pode-se notar que praticamente não existem condições de compactar o solo junto à base. Assim, a distribuição dos momentos fletores vai ser ainda mais desfavorável, devido a menor pressão lateral nas paredes do tubo.

Na Figura 2.3 está mostrada uma distribuição de pressões que ocorre em tubo de aterro. Esta distribuição foi feita a partir de medidas experimentais, com um tratamento dos valores de forma a tornar simétrica a distribuição das pressões. A partir desta figura e da Figura 2.2 fica mais fácil notar o efeito do assentamento do tubo na distribuição das pressões. No caso mostrado na Figura 2.2a as pressões na base são distribuídas em uma região maior e, naturalmente, de menor intensidade. Também as pressões agindo na lateral do

tubo são maiores devido as melhores condições de compactação do solo. Por outro lado, no caso da Figura 2.2b, as pressões na base são distribuídas numa região menor e, portanto, de maior intensidade. Analogamente ao caso anterior, as pressões laterais são menores devido à dificuldade de compactação do aterro lateral junto à base. Portanto, os momentos fletores no tubo são mais desfavoráveis no caso da Figura 2.2b que no caso da Figura 2.2a.

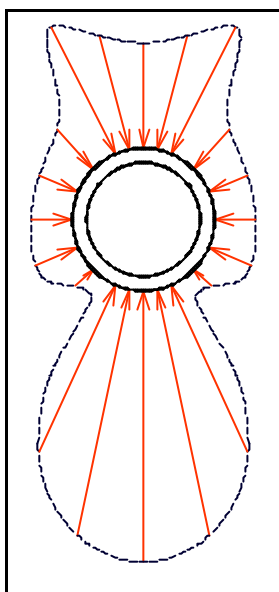


Figura 2.3 – Distribuição experimental de pressões nos tubos de concreto, adaptado por EL DEBS (2003).

Para o projeto de tubos de concreto enterrados destacam-se dois métodos: o Método Direto e o Método Indireto, que são definidos por HEGER (1982) da seguinte forma:

- **Método Indireto:** o tubo é projetado para resistir aos esforços do ensaio de compressão diametral. Estes dependem de fatores de equivalência que são função do tipo de instalação (aterro ou vala) e da classe da instalação. As classes vão de classe condenável (qualidade ruim) à classe com berço de concreto (qualidade excelente). O método de Marston-Spangler, que será explicado adiante, é um método indireto.
- **Método Direto:** O tubo é projetado para resistir às solicitações (momento fletor, força cortante e força normal) calculadas a

partir de uma determinada distribuição de pressões, considerando a espessura do tubo, a armadura usada (simples ou dupla) e fissura máxima permitida no tubo em função da sua utilização.

Conhecida a distribuição de pressões nas paredes do tubo, por exemplo a distribuição da Figura 2.3, o cálculo das solicitações (momentos fletores, força cortante e força normal) pode ser feito considerando o tubo como um anel. Por comodidade, procura-se trabalhar com distribuições de pressões que facilitem os cálculos.

Duas hipóteses a respeito da distribuição de pressões são apresentadas na literatura técnica e são identificadas pelas características próprias de variação de pressão de cada uma delas (Figura 2.4):

- Radial – pressões atuando perpendicularmente ao tubo (ou seja, radialmente) e variando segundo uma função trigonométrica.
- Uniforme – distribuição uniforme de pressão com componentes verticais e horizontais.

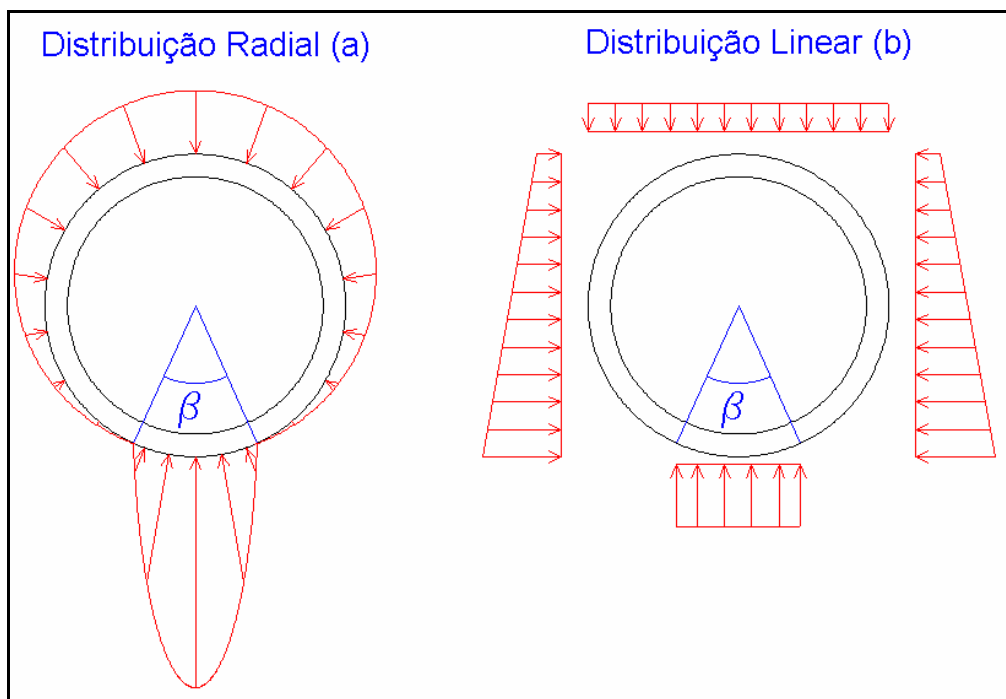


Figura 2.4 – Distribuição experimental de pressões devida à carga de solo: Radial e Linear, ACPA (1993).

Essas distribuições de tensões são também conhecidas pelos nomes dos engenheiros que as propuseram primeiro: uniforme por PARIS (1921)¹ *aput* ACPA (1993); radial por OLANDER (1950)² *aput* ACPA (1993).

Uma nova distribuição, “Olander Modificado”, é apresentado em McGRATH e HEGER (1983). Esta distribuição, mostrada na Figura 2.5, é semelhante à distribuição original, exceto pelo fato de que o usuário deve especificar o ângulo de carregamento, β_s , além do ângulo do berço, β . Com esta hipótese, a pressão lateral não necessariamente aumenta com ângulos de berço menores.

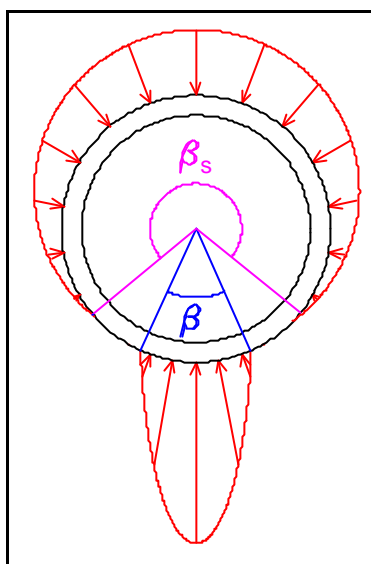


Figura 2.5 – Distribuição radial “Olander Modificado”, ACPA (1993).

Existe na literatura outras indicações de distribuições idealizadas para cálculo, como a distribuição mostrada na Figura 2.6. Mais uma vez, pode-se observar por esta distribuição que os valores e extensão das pressões na base são dependentes da região de contacto da base no apoio, relacionado com o ângulo ϕ_b e analogamente, as pressões laterais, relacionadas com o ângulo ϕ_a . Já na Figura 2.7 é mostrada a proposta de Jopper da Silva, ABCP (1949), que indica uma pressão lateral que diminui à medida que se aproxima da base do

¹ PARIS, J.M., (1921) *Stress coefficients for large horizontal pipes*. Engineering News Record, Vol. 87, No. 19, November 10.

² OLANDER, H.C. (1950) *Stress analysis of concrete pipe*. Engineering Monograph No. 6, U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, February.

tubo, como conseqüência da dificuldade de compactação do solo na lateral do tubo, junto à base.

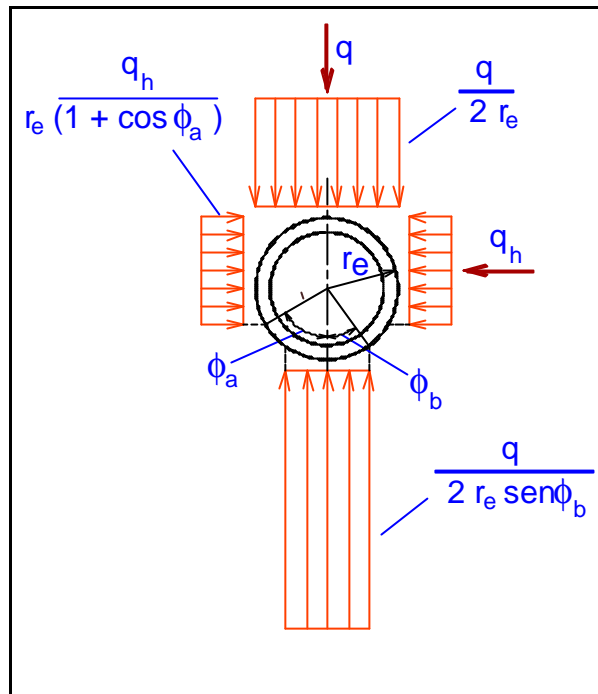


Figura 2.6 – Distribuição de pressões idealizada para cálculo dos esforços solicitantes, EL DEBS (2003).

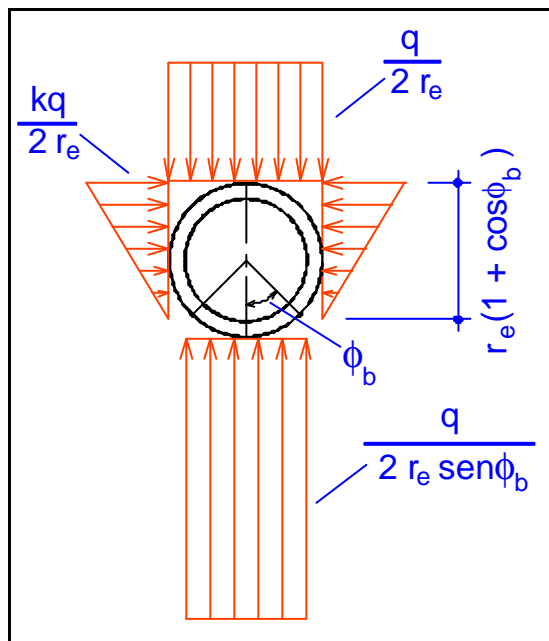


Figura 2.7 – Distribuição de Jopper da Silva, ABCP (1949).

2.2 MÉTODO INDIRETO

Como se pode observar, a determinação das pressões sobre os tubos de concreto depende de vários fatores. A consideração de todos estes fatores de forma razoavelmente precisa era considerada bastante complexa, e tornou necessário o desenvolvimento de um procedimento de projeto em que estes fatores fossem levados em conta de forma simplificada. O procedimento em questão é chamado procedimento de Marston-Spangler.

O desenvolvimento deste procedimento iniciou-se com a publicação da primeira teoria publicada para avaliação das ações do solo sobre condutos enterrados, por Marston, em 1913, ACPA (1993).

Marston desenvolveu um modelo teórico para a avaliação das ações em tubos instalados em vala, e também desenvolveu um método de ensaio para testar a resistência dos tubos de concreto. Posteriormente Marston, juntamente com Spangler e Schlick, formularam uma extensão desta teoria, que deu origem ao procedimento Marston-Spangler, correntemente empregado até o presente.

Como mencionado, o procedimento engloba a determinação da resultante das cargas verticais sobre os tubos, o emprego de um fator de equivalência e o ensaio padronizado para medir a resistência do tubo.

A determinação da resultante das cargas verticais sobre o tubo é feita a partir de formulação que depende basicamente do tipo de instalação do tubo.

As instalações podem ser enquadradas nos seguintes tipos básicos: a) vala (ou trincheira), b) em aterro com projeção positiva c) aterro com projeção negativa.

As características destes tipos de instalações são apresentadas a seguir: **instalação em vala (ou trincheira)** – neste caso o tubo é instalado em uma vala aberta no terreno natural e posteriormente aterrada até o nível original (Figura 2.8a); **instalação em aterro com projeção positiva** – o tubo é instalado sobre a base e aterrado de forma que a geratriz superior do tubo está acima do nível natural do solo (Figura 2.8b) e **instalação em aterro com projeção negativa** – é aquele instalado em vala estreita e pouco profunda, com o topo do conduto abaixo da superfície natural do terreno (Figura 2.8c).

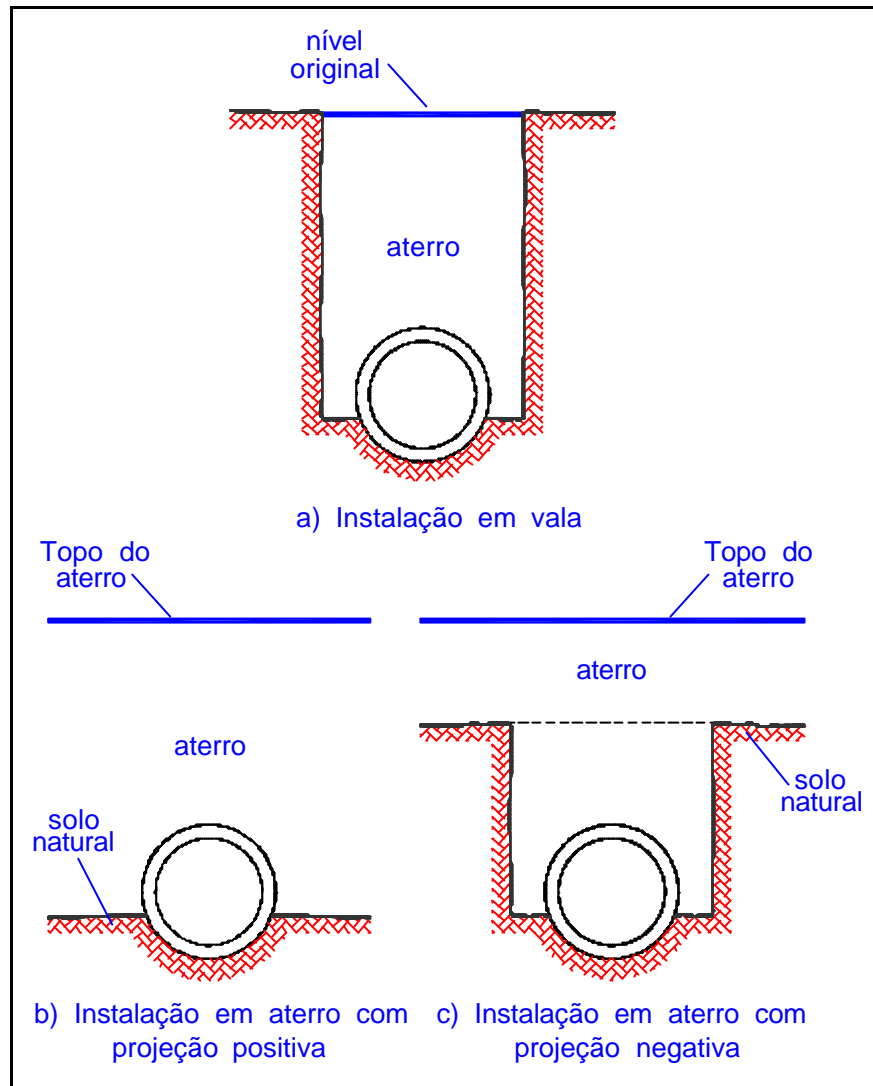


Figura 2.8 – Tipos básicos de instalação.

Há um outro tipo de instalação, a instalação por vala induzida ou imperfeita, um tipo de instalação onde o tubo é instalado como tubo em aterro com projeção positiva, com material do aterro colocado até cobrir o conduto a uma altura da ordem de um diâmetro. Sendo então escavada uma vala da largura do conduto e enchida com material bastante compressível (Figura 2.9). Devido à alta compressibilidade da camada sobre o solo, haverá uma tendência do desvio das cargas sobre o tubo para as laterais, de forma a reduzir a resultante das pressões sobre o tubo. Este tipo de instalação é normalmente reservado para grandes alturas de aterro sobre o tubo.

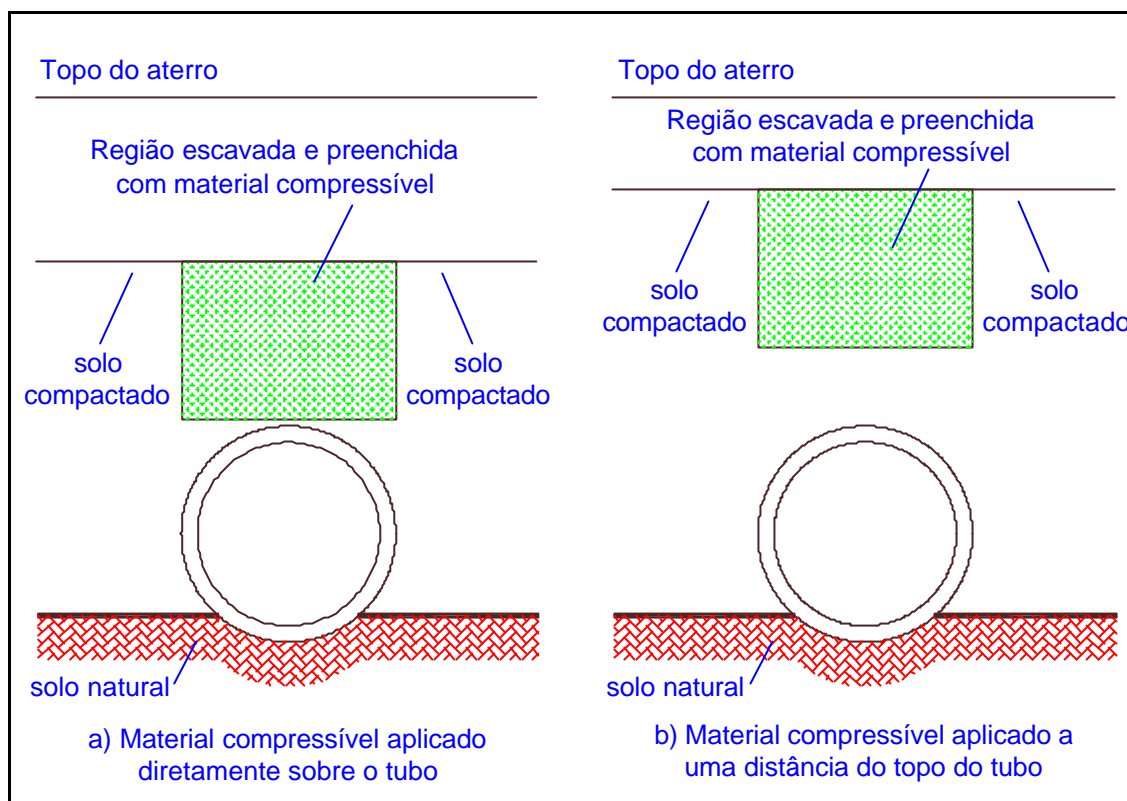


Figura 2.9 – Instalação em vala induzida, EL DEBS (2003).

MELOTTI (2002) comprova que o tipo de instalação feita com vala induzida reduz os esforços atuantes sobre os tubos enterrados. Para causar este efeito deve-se colocar uma camada de material flexível logo acima do tubo. Este material pode ser, por exemplo, um material de baixo custo como palha de arroz, mas é importante salientar que o comportamento desse material ao longo do tempo pode mudar.

O **fator de equivalência** é a relação entre o máximo momento fletor resultante do ensaio de compressão diametral e o máximo momento fletor da situação real. Para algumas situações o fator de equivalência é determinado empiricamente e, em outras, ele é determinado a partir do cálculo do momento fletor com a distribuição de esforços idealizada, apresentada na Figura 2.6. Este fator leva em conta principalmente a forma de assentamento do tubo, que inclui os procedimentos de execução da base e de compactação lateral adjacente ao tubo.

Por exemplo, no caso de tubos instalados em vala e em aterro tem-se as quatro formas de assentamento e os respectivos fatores de equivalência,

adaptado de SPANGLER (1962) e ZAILLER (1983) por EL DEBS (2003), e são mostrados nos itens 2.2.1 (vala) e 2.2.2 (aterro).

2.2.1 CONDUTOS EM VALA

O assentamento dos tubos instalados em vala pode ser dividido conforme exposto a seguir (adaptado de ZAILLER (1983) e SPANGLER (1962)):

a) **Bases condenáveis ou Classe D** são aquelas em que os tubos são assentados com pouco ou nenhum cuidado, não se tendo preparado o solo para que a parte inferior dos tubos repouse convenientemente, e deixando de encher os vazios do seu redor, ao menos parcialmente, com material granular (Figura 2.10) - Fator de equivalência = 1,1.

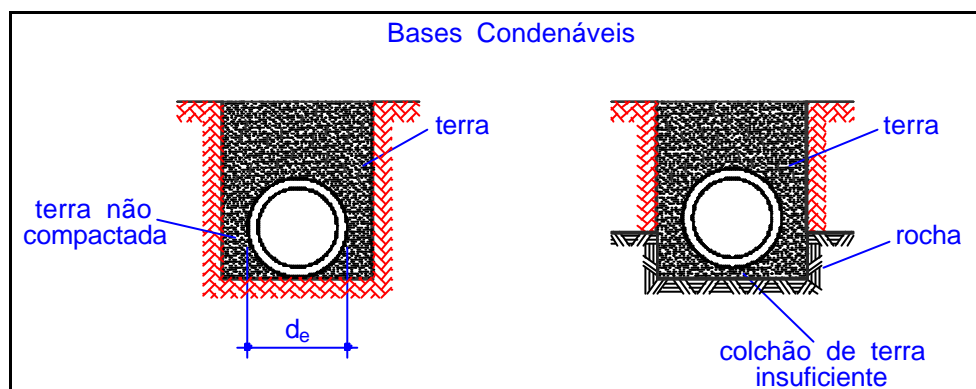


Figura 2.10 – Bases Condenáveis ou Classe D (instalação em vala), adaptado por EL DEBS (2003).

b) **Bases comuns ou Classe C** são aquelas em que os tubos são colocados no fundo das valas, com cuidado ordinário, sobre fundação de terra conformada para adaptar-se, perfeitamente, à parte inferior dos tubos, numa largura de no mínimo igual a 50% do diâmetro externo, sendo a parte restante envolvida, até uma altura de, pelo menos, 15 cm acima da geratriz superior daqueles, por material granular, colocado e socado a pá, de modo a preencher os vazios (Figura 2.11) - Fator de equivalência= 1,5.

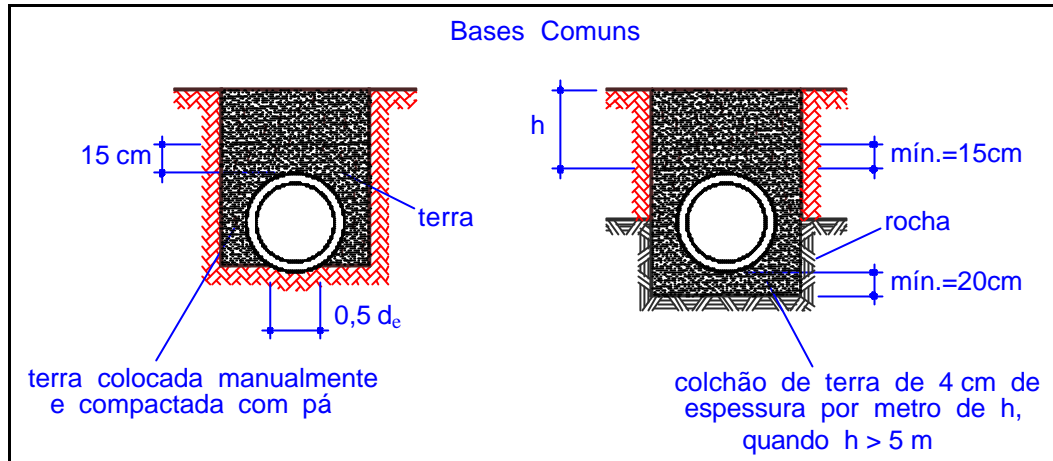


Figura 2.11 – Bases comuns ou Classe C (instalação em vala), adaptado por EL DEBS (2003).

c) **Bases de primeira classe ou Classe B** são aquelas em que os tubos são completamente enterrados em vala e cuidadosamente assentados sobre materiais de granulação fina, propiciando uma fundação convenientemente conformada à parte inferior do tubo, numa largura de pelo menos 60% do diâmetro externo. A superfície restante dos tubos é envolvida, inteiramente, até a altura mínima de 30 cm acima da sua geratriz superior, com materiais granulares colocados a mão, de modo a preencher todo o espaço periférico. O material de enchimento deve ser bem apiloado, em camadas de espessura não superior a 15 cm (Figura 2.12) - Fator de equivalência = 1,9.

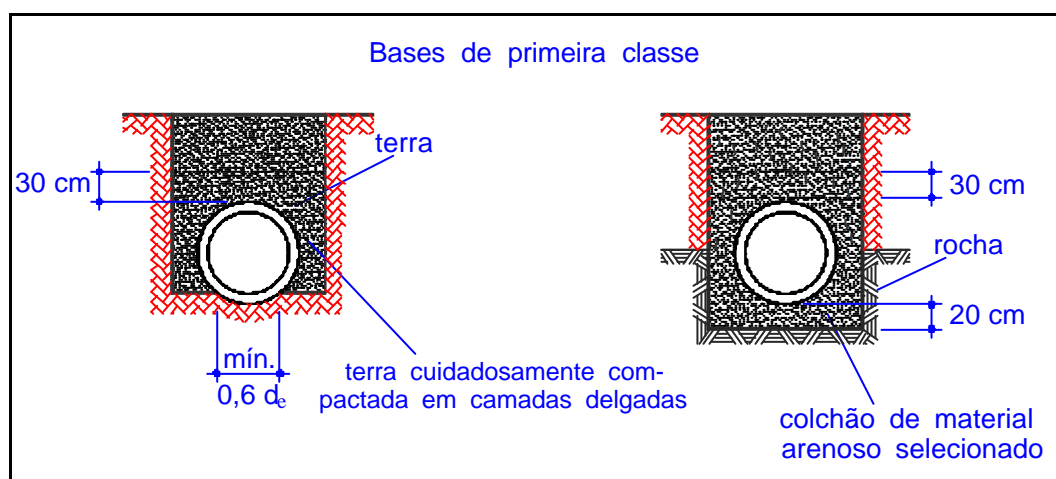


Figura 2.12 – Bases de primeira classe ou Classe B (instalação em vala), adaptado por EL DEBS (2003).

d) **Bases de concreto ou Classe A** são aquelas em que a face inferior dos tubos é assentada num berço de concreto, com $f_{ck} \geq 14$ MPa e cuja espessura, sob o tubo, deve ser no mínimo $1/4$ do diâmetro interno, e estendendo-se verticalmente, até $1/4$ do diâmetro externo (Figura 2.13) - Fator de equivalência = 2,25 a 3,4, dependendo do tipo de execução e da qualidade de compactação de enchimento.

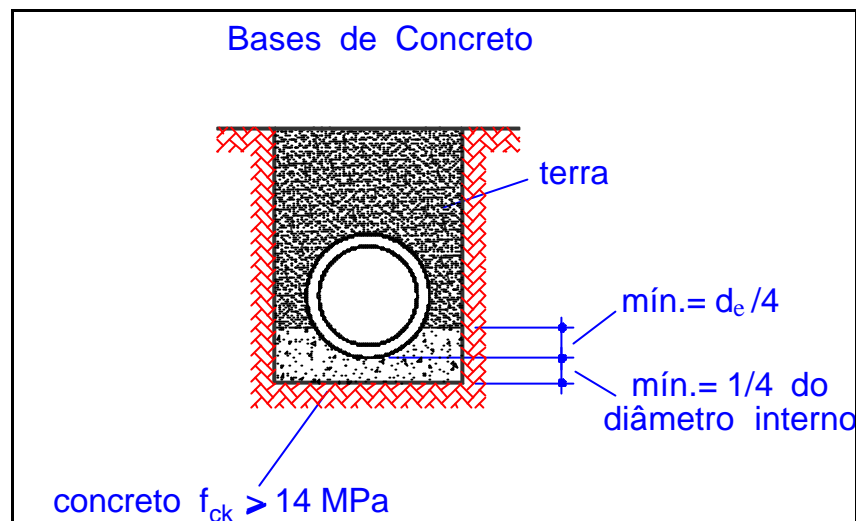


Figura 2.13 – Bases de concreto ou Classe A (instalação em vala), adaptado por EL DEBS (2003).

2.2.2 CONDUTOS EM ATERRO

Para os tubos em aterro com projeção positiva, o fator de equivalência também depende fundamentalmente das condições da base e da compactação do solo lateral. Neste caso, também as bases estão classificadas em quatro tipos, cujas características estão descritas a seguir (adaptado de SPANGLER (1962)):

a) **Bases condenáveis ou Classe D** são aquelas em que os tubos são assentados com pouco ou nenhum cuidado para conformar a base à parte inferior do tubo ou em relação ao enchimento dos espaços sob e adjacente ao tubo (Figura 2.14).

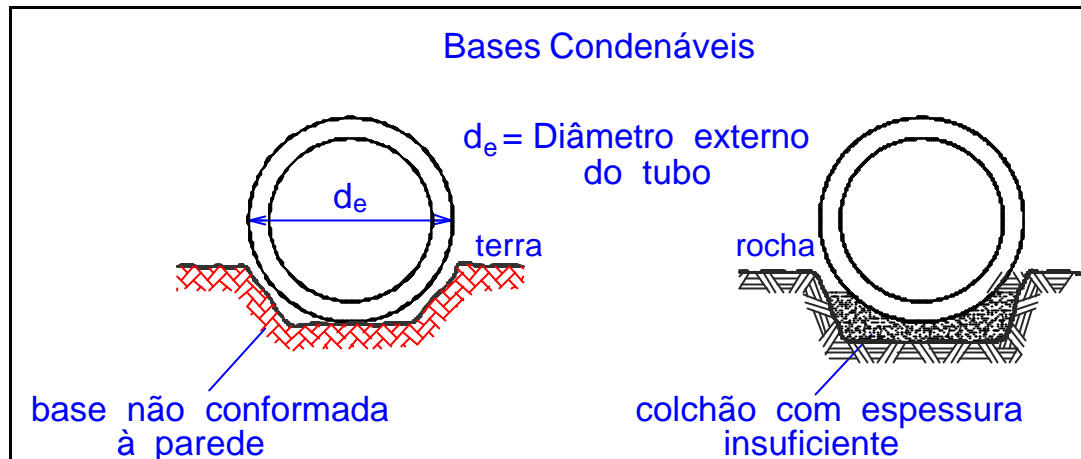


Figura 2.14 – Bases condenáveis ou Classe D (instalação em aterro), adaptado por EL DEBS (2003).

b) **Bases comuns ou Classe C** são aquelas em que os tubos são colocados com cuidados normais, em fundação de solo conformado ao fundo do tubo, abrangendo pelo menos 10% de sua altura, e sendo a superfície restante do tubo preenchida por material granular, que preencha completamente os espaços sob e adjacente ao tubo (Figura 2.15).

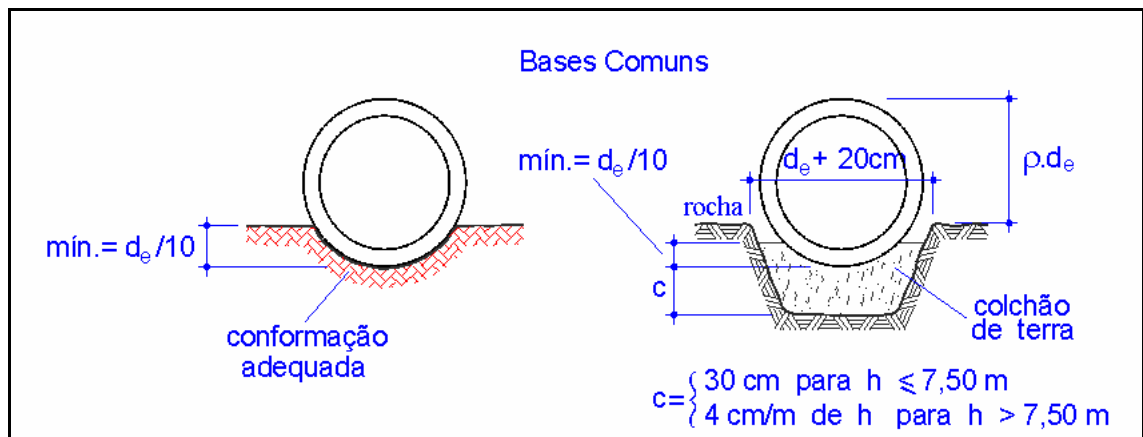


Figura 2.15 – Bases comuns ou Classe C (instalação em aterro), adaptado por EL DEBS (2003).

c) **Bases de primeira classe ou Classe B** são aquelas em que os tubos são assentados sobre material de granulometria fina, formando uma fundação de terra que é cuidadosamente conformada à parte inferior do tubo em pelo menos 10% de sua altura total, com aterro ao redor dos tubos executados em camadas perfeitamente compactadas, de espessura não superior a 15cm até 30% de sua altura, acima do topo (Figura 2.16).

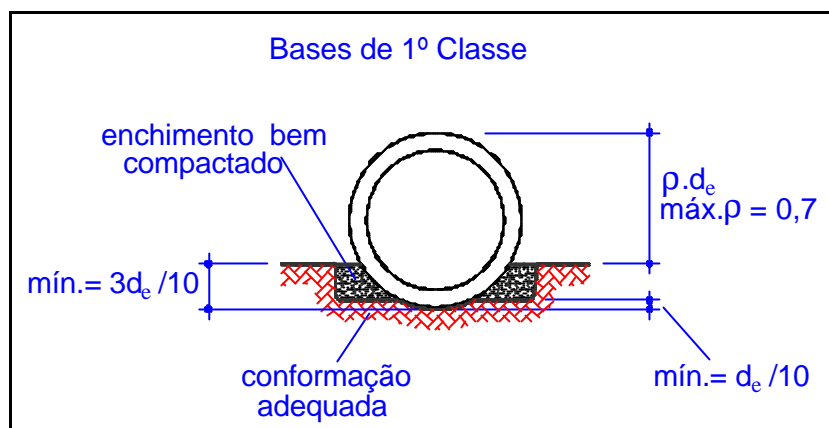


Figura 2.16 – Bases de primeira Classe ou Classe B (instalação em aterro), adaptado por EL DEBS (2003).

d) **Bases de concreto ou Classe A** são aquelas em que a face inferior do tubo é assentada em berço de concreto com $f_{ck} \geq 14$ MPa, com espessura mínima sob o tubo de um 1/4 do diâmetro interno e se estendendo aos lados com uma altura mínima a partir da geratriz inferior do tubo de um 1/4 do diâmetro externo. O berço deve ser concretado sem juntas horizontais de construção (Figura 2.17).

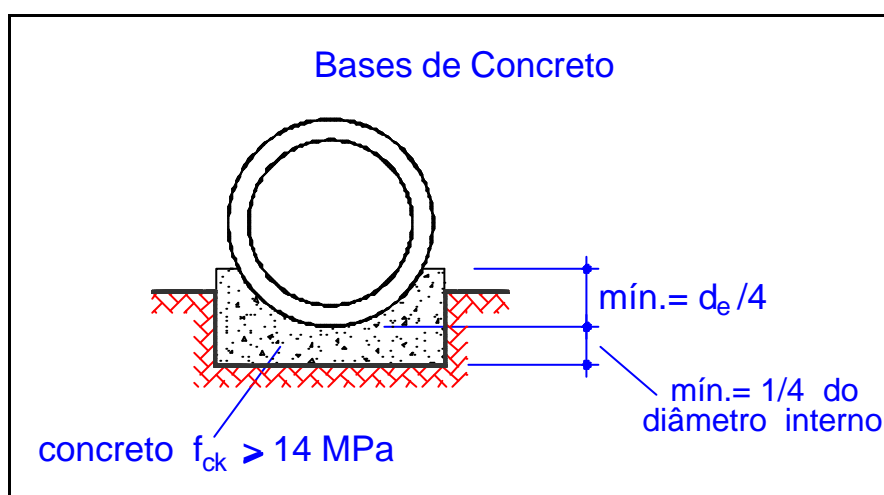


Figura 2.17 – Bases de Concreto ou Classe A (instalação em aterro), adaptado por EL DEBS (2003).

2.2.3 ENSAIO DE RESISTÊNCIA

Para o ensaio da de resistência normalmente se emprega o ensaio de compressão diametral, conforme indicado na Figura 2.18.

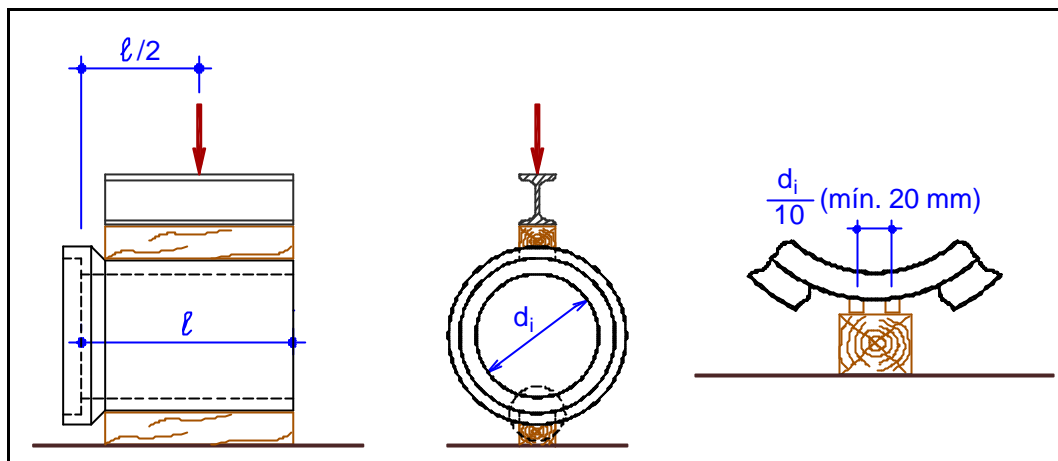


Figura 2.18 – Esquema de ensaio de compressão diametral de tubos de concreto, EL DEBS (2003).

Assim, em linhas gerais, com este procedimento correntemente empregado projeta-se o tubo para suportar uma situação prevista no ensaio de compressão diametral para uma força corresponde a resultante das cargas verticais sobre o tubo, dividida pelo fator de equivalência.

Conforme foi comentado, este procedimento tem sido tradicionalmente empregado devido à dificuldade na determinação das pressões sobre os tubos de concreto que dependem de vários fatores.

2.3 MÉTODO DIRETO

Embora os métodos indiretos sejam os mais usados no projeto de tubos de concreto enterrados, os métodos diretos são usados há décadas. Procedimentos diretos requerem a determinação do carregamento total no tubo e a distribuição de pressões de terra ao redor deste. O carregamento total sobre o tubo é usualmente calculado usando o método desenvolvido por Marston e Spangler.

Tradicionalmente os procedimentos de projeto direto têm tipicamente considerado os efeitos de carregamento sobre o tubo enterrado fazendo algumas hipóteses a respeito da variação de pressões de terra ao redor deste.

2.3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

No método direto, uma vez que as cargas e as distribuições de pressões são definidas, o próximo passo é determinar os esforços no anel do tubo devido a estes carregamentos. Estes esforços são: momento fletor, força cortante e força normal em todos os pontos do contorno do anel do tubo. São calculados com uma análise elástica do anel do tubo sujeito às cargas calculadas e às distribuições de pressões idealizadas para uma dada instalação do tubo. A rigidez do anel do tubo é usualmente constante e considerada igual à rigidez do concreto sem fissuras e sem armadura. Os efeitos causados pela variação da rigidez devido à fissuração das seções de concreto armado sujeitas à flexão são usualmente desconsiderados.

Na distribuição radial, a variável principal que determina os esforços é o ângulo do berço.

2.3.2 DIMENSIONAMENTO DO TUBO

Depois que os esforços são determinados ao longo do anel do tubo, o próximo passo no método direto é pré-dimensionar a espessura do tubo, que depende da resistência do concreto usado, no caso de tubos não armados e também calcular a armadura necessária, no caso de tubos de concreto armado.

2.4 A PROCURA DE UM NOVO MÉTODO

Os métodos tradicionais de projeto de tubos de concreto enterrados proporcionaram projetos seguros e econômicos por mais de meio século desde a publicação da teoria completa de Marston-Spangler. Entretanto, a aplicação de novos conhecimentos sobre concreto, concreto armado e propriedades e características do solo, junto com a aplicação de novas técnicas de análise estrutural, levaram a significantes avanços no entendimento do comportamento estrutural do concreto em relação ao tipo de instalação no solo e ao desenvolvimento de projetos mais confiáveis para estes tipos de instalação.

Os principais fatores, segundo ACPA (1993), que levaram à busca de novos procedimentos para o projeto de tubos são:

- Número limitado de padrões de instalação.
- Algumas instalações, até então tradicionais, requeriam tamanho de berços que não podiam ser executados de forma suficientemente confiável de modo a assegurar a uniformidade de apoio proposta pela instalação, além dessas instalações não serem econômicas.
- As instalações existentes não definiam a distribuição e os graus de compactação dos solos nas zonas ao redor do tubo.
- Nos procedimentos habituais não há a possibilidade de ser feitas instalações especiais que possam ser mais econômicas e possam permitir o uso de tubos enterrados sob grandes alturas de terra.
- A distribuição de pressões usada nos métodos diretos tradicionais não é baseada em simulações da interação solo/estrutura.

Tendo em vista as desvantagens dos procedimentos indiretos tradicionais e para tomar vantagem dos avanços em engenharia de estrutura e geotécnica, a ACPA decidiu iniciar um programa de pesquisa de longo prazo para desenvolver um novo procedimento direto para o projeto de tubos enterrados. O resultado desta pesquisa culminou no procedimento ASCE *Standard Practice for Direct Design of Buried Concrete Pipe* (SIDD), ACPA (1993).

2.5 INSTALAÇÕES PADRONIZADAS SIDD

Em 1970 a *American Concrete Pipe Association* (ACPA) começou um programa de pesquisa de longo prazo que tinha por objetivo de desenvolver uma análise precisa e também desenvolver procedimentos de projeto que determinassem o comportamento estrutural do tubo de concreto enterrado. As análises foram feitas considerando o comportamento do tubo e o solo envolto deste como um sistema estrutural único.

A pesquisa resultou no desenvolvimento do programa de elementos finitos SPIDA, *Soil-Pipe Interaction Design and Analysis*, para projeto direto de tubos de concreto enterrados.

Desde o começo da década de oitenta no século passado, o SPIDA vem sendo usado em várias pesquisas, incluindo o desenvolvimento de quatro novas instalações padronizadas (instalações padronizadas SIDD), e de um programa de computador simplificado de projeto, o SIDD, *Standard Installations Direct Design*, ASCE (1994).

É importante salientar que o nome SIDD se refere ao procedimento de cálculo e projeto de tubos enterrados, que engloba desde o projeto e execução da instalação do tubo, distribuição e compactação do solo, até o projeto do tubo de concreto. SIDD também é o nome do programa de computador mencionado anteriormente. Dentro do SIDD, ou Procedimento SIDD, existem as Instalações Padronizadas SIDD, que são objeto de estudo deste trabalho. Estas Instalações Padronizadas SIDD também são chamadas, não com muita frequência, simplesmente de SIDD.

HILL *et al* (1999) salienta que estes novos métodos de análise solo/estrutura, novos detalhes de instalação e os novos métodos que deixaram mais hábeis a avaliação das propriedades do solo é que tornaram o avanço na instalação de tubos de concreto enterrados possível.

A partir de simulações com o programa SPIDA chegou-se a distribuição de pressões no tubo, devido à carga de solo, mostrada na Figura 2.19. VAF e HAF são coeficientes adimensionais, que multiplicados pelo peso do prisma do aterro, representam a somatória das forças verticais e horizontais respectivamente. Para cada um dos quatro tipos de instalações padronizadas do procedimento SIDD existe um valor para os fatores adimensionais da distribuição (Tabela 2.1).

No SIDD existem duas formas de se usar as instalações padronizadas: em Aterro (com projeção positiva), e em Vala. A geometria de cada umas das instalações podem ser vistas na Figura 2.20 e na Figura 2.21. No SIDD também existe a possibilidade de se usar a instalação de aterro com projeção negativa, mas esta é um caso particular das outras duas.

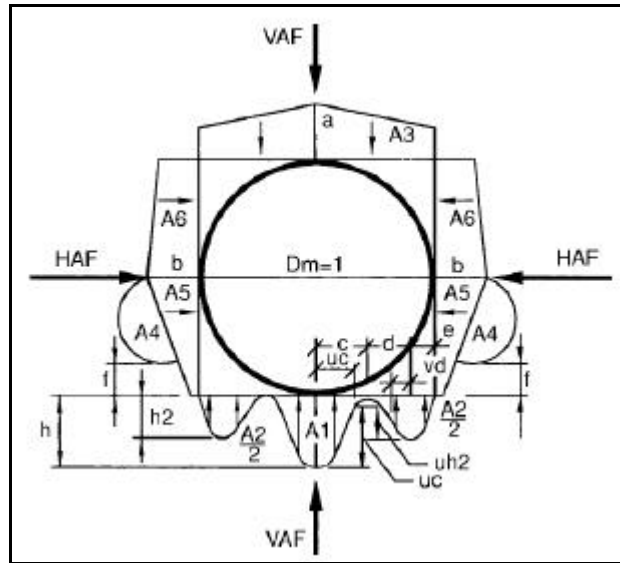


Figura 2.19 – Distribuição de pressões no procedimento SIDD, ACPA (1993).

Tabela 2.1 – Valores adimensionais, ACPA (1993).

Instalação Tipo	VAF	HAF	A1	A2	A3	A4	A5	A6	a	b	c	e	f	u	v
1	135	0.45	0.62	0.73	1.35	0.19	0.08	0.18	1.40	0.40	0.18	0.08	0.05	0.80	0.80
2	1.40	0.40	0.85	0.55	1.40	0.15	0.08	0.17	1.45	0.40	0.19	0.10	0.05	0.82	0.70
3	1.40	0.37	1.05	0.35	1.40	0.10	0.10	0.17	1.45	0.36	0.20	0.12	0.05	0.85	0.60
4	1.45	0.30	1.45	0.00	1.45	0.00	0.11	0.19	1.45	0.30	0.25	0.00	-	0.90	-

Estes valores adimensionais devem ser multiplicados pelo Peso do Prisma do aterro (PP) para se obter os valores das cargas que atuam no tubo.

$$PP = \left[\frac{\gamma \cdot d_e}{1000} \right] \cdot \left[h + \left(\frac{0.107 \cdot d_e}{1000} \right) \right] \quad (2.1)$$

Onde

d_e é o diâmetro externo (mm).

γ é o peso específico do solo (N/m^3).

h é a altura do aterro (m).

PP é o peso do prisma (N/m).

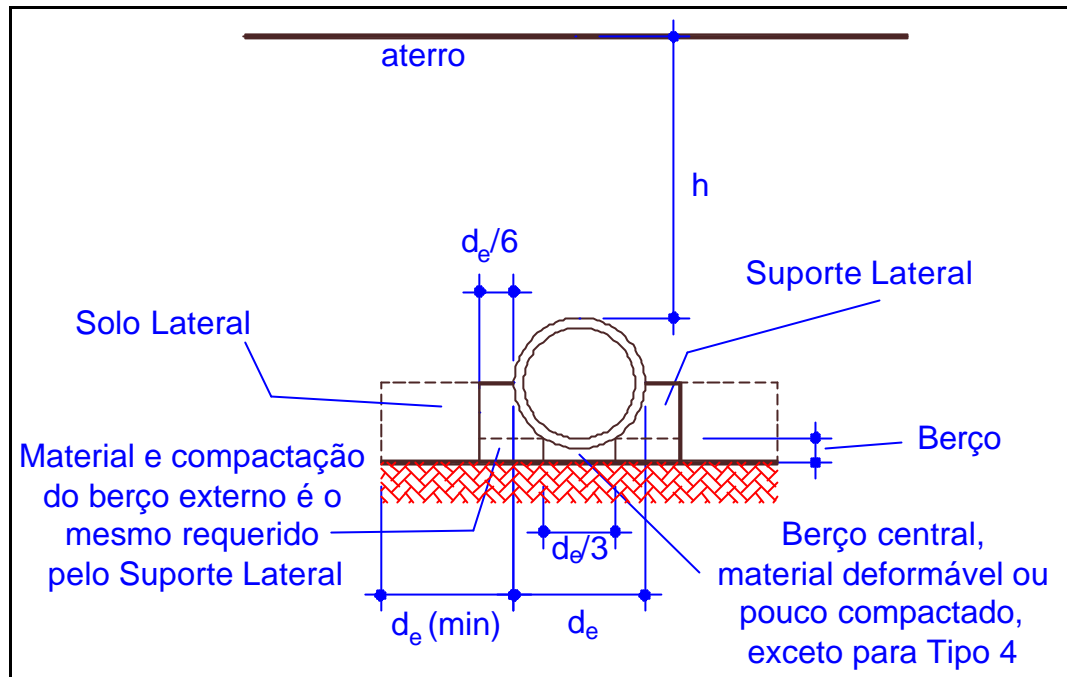


Figura 2.20 – Instalação em Aterro ACPA (1993)

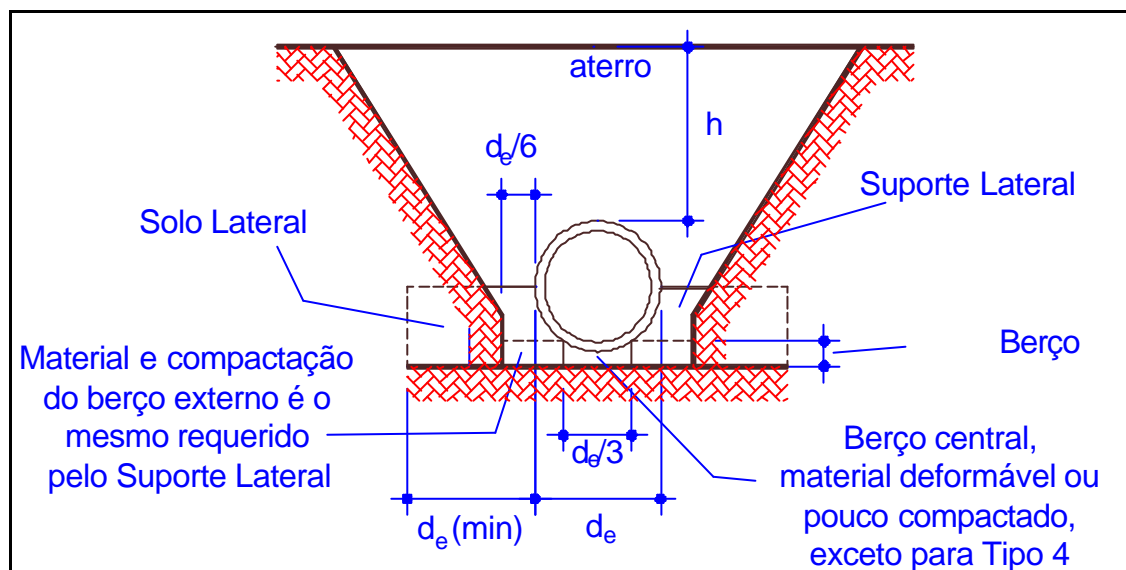


Figura 2.21 – Instalação em Vala ACPA (1993)

O terço central do berço, logo abaixo do tubo, deve ser de solo pouco compactado ou sem compactação. O objetivo é de se ter um berço deformável e assim o tubo se assenta levemente sobre este de forma a promover a distribuição de tensões. Compactar este terço central do berço é indesejável, pois pode produzir um berço duro e de superfície plana, o que resultaria numa grande concentração de tensão na base do tubo, causando esforços

semelhantes aos esforços resultantes do ensaio de compressão diametral, completa ACPA (1996).

HILL et al (1999) também salienta a importância destas instalações padronizadas, pois são bem detalhadas de modo a facilitar a execução assim como proporcionam suporte lateral que reduz o esforço de momento fletor na base do tubo.

ACPA (1996) ainda explica que a melhor seqüência construtiva seria colocar o solo do berço, instalar o tubo sobre este, compactar o restante do berço (os outros dois terços laterais) e por fim colocar e compactar o solo do suporte lateral. No ACPA (1996) os solos usados nas instalações SIDD são divididos em três categorias (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 – Categorias dos solos no SIDD, ACPA (1996).

Categoria	SOLOS
I	SW – areia bem graduada SP – areia mal graduada GW – pedregulho bem graduado GP – pedregulho mal graduado
II	GM – pedregulho siltoso SM – areia siltosa ML – silte de baixa plasticidade GC – pedregulho argiloso SC – areia argilosa
III	CL – argila de baixa plasticidade MH – silte de alta plasticidade GC – pedregulho argiloso SC – areia argilosa

No procedimento SIDD existem quatro tipos de instalações padronizadas, são elas Tipo 1, 2, 3 e 4. E para cada uma delas existem especificações quanto ao grau de compactação mínimo e o tipo de solo.

Tabela 2.3 – Instalação padronizada em Aterro, ACPA (1996)

Tipo de Instalação	Espessura do berço	Suporte Lateral e Base Externa	Solo Lateral
Tipo 1	$\geq d_e/24$ e $\geq 75\text{mm}$. Se fundação em rocha, $\geq d_e/12$ e $\geq 150\text{mm}$.	95% GC - Categoria I	90% GC - Categoria I 95% GC - Categoria II 100% GC - Categoria III
Tipo 2	$\geq d_e/24$ e $\geq 75\text{mm}$. Se fundação em rocha, $\geq d_e/12$ e $\geq 150\text{mm}$.	90% GC - Categoria I 95% GC - Categoria II	85% GC - Categoria I 90% GC - Categoria II 95% GC - Categoria III
Tipo 3	$\geq d_e/24$ e $\geq 75\text{mm}$. Se fundação em rocha, $\geq d_e/12$ e $\geq 150\text{mm}$.	85% GC - Categoria I 90% GC - Categoria II 95% GC - Categoria III	85% GC - Categoria I 90% GC - Categoria II 95% GC - Categoria III
Tipo 4	Não necessita de berço, exceto se fundação em rocha, $\geq d_e/12$ e $\geq 150\text{mm}$.	Não requer compactação, exceto para Categoria III, 85% GC	Não requer compactação, exceto para Categoria III, 85% GC

Tabela 2.4 – Instalação padronizada em Vala, ACPA (1996)

Tipo de Instalação	Espessura do berço	Suporte Lateral e Base Externa	Solo Lateral
Tipo 1	$\geq d_e/24$ e $\geq 75\text{mm}$. Se fundação em rocha, $\geq d_e/12$ e $\geq 150\text{mm}$.	95% GC - Categoria I	90% GC - Categoria I 95% GC - Categoria II 100% GC - Categoria III
Tipo 2	$\geq d_e/24$ e $\geq 75\text{mm}$. Se fundação em rocha, $\geq d_e/12$ e $\geq 150\text{mm}$.	90% GC - Categoria I 95% GC - Categoria II	85% GC - Categoria I 90% GC - Categoria II 95% GC - Categoria III
Tipo 3	$\geq d_e/24$ e $\geq 75\text{mm}$. Se fundação em rocha, $\geq d_e/12$ e $\geq 150\text{mm}$.	85% GC - Categoria I 90% GC - Categoria II 95% GC - Categoria III	85% GC - Categoria I 90% GC - Categoria II 95% GC - Categoria III
Tipo 4	Não necessita de berço, exceto se fundação em rocha, $\geq d_e/12$ e $\geq 150\text{mm}$.	Não requer compactação, exceto para Categoria III, 85% GC	Não requer compactação, exceto para Categoria III, 85% GC

De forma geral as características mais importantes de cada tipo de instalação são:

Tipo 1: é a instalação padronizada de melhor qualidade. Em geral possui um berço plano e requer um solo granular compactado com 95% de compactação (Proctor normal) colocado no suporte lateral e também dando

suporte à zona do berço a partir de 40° a 90° a partir da base, indo lateralmente até $d_e/6$ além do flanco subindo até no mínimo no meio do tubo. A fundação deve ser estável e longitudinalmente uniforme. Uma camada de solo com no mínimo $d_e/24$ de espessura, mas não menos que 75 mm, é necessária acima da fundação, formando o berço, para que não se apóie o tubo diretamente na fundação. Esta camada deve ser posicionada da forma mais uniforme possível, mas não precisa de compactação. Apenas depois do tubo ser posicionado é que o berço deve ser compactado, e também o suporte lateral e o solo lateral. O berço deve ter espessura mínima de $d_e/12$ ou no mínimo 150 mm no caso de fundação em rocha.

Tipo 2 é a instalação de melhor qualidade onde se pode usar solo natural, com graus de compactação especificados, para as zonas do suporte lateral e berço. As solicitações são semelhantes às do Tipo 1, exceto que silte granular com 95% de compactação ou solo granular com 90% de compactação devem ser usados no suporte lateral e no berço externo. Isto ocorre com o objetivo de se poder usar solos freqüentemente encontrados no local da obra. Entretanto solos contendo argila não devem ser usados no suporte lateral. Os solos laterais devem ser compactados segundo as tabelas. O grau de compactação nessa zona não deve ser menor que o solo de enchimento.

Tipo 3: permite o uso de solos nas zonas do suporte lateral e berço com menores graus de compactação e o uso de solos granulares e alguns solos encontrados no local da obra. A diferença com o Tipo 2 é que os graus de compactação necessários são menores.

Tipo 4: o objetivo desta instalação é que a instalação seja a mais econômica possível, usando solo com baixo controle de compactação. Obviamente isto acarretará num aumento de esforços no tubo. Não requer nenhum grau de compactação, exceto para argila siltosa. Não há a necessidade de berço, exceto no caso de fundação em rocha. Entretanto aconselha-se conformar o berço de forma a se obter um bom posicionamento para o tubo.

Segundo ACPA (1993) as instalações padrão SIDD oferecem ao projetista uma definição melhor dos detalhes da instalação em relação ao que definem as instalações Classes B, C e D dos procedimentos de Marston-Spangler. As definições dos solos não são bem definidas nos inúmeros guias

de projeto que seguem o procedimento de Marston-Spangler, fazendo com que cada agência governamental ou órgãos de engenharia interpretem estas especificações de forma diferente, não existindo assim um padrão. Nas Instalações SIDD as especificações de solo são bem definidas para um número relativamente genérico de tipos de solo e graus de compactação. O SIDD também se baseia no fato de que estas especificações de solos e graus de compactação estão restritos às regiões próximas aos tubos, onde estes fatores são importantes para o desempenho do tubo, além de ser possível colocar solos encontrados no local da obra em algumas destas regiões.

As instalações SIDD fazem uso do benefício de ter nas regiões laterais, que dão suporte além do berço, solos padronizados com graus de compactação determinados. Sendo assim as instalações SIDD dão prioridade de compactação não no berço, mas nas regiões ao redor do tubo, como suporte lateral e solo lateral. Este conceito não é aproveitado nas instalações Classes B, C e D.

As instalações padronizadas SIDD têm por característica não permitir uma instalação que resulte em carga excessiva no tubo. Isto ocorre em circunstâncias onde o tubo é assentado em uma base firme e plana sem nenhuma preocupação com a compactação do solo lateral ao tubo ou nas regiões próximas da fundação. Instalações como esta, segundo ACPA (1993), resultam em cargas da ordem de duas vezes a carga de prisma que está sendo imposta no tubo. Nenhuma orientação para se evitar estes tipos de más condições de instalação é dada nas Classes típicas B, C, ou D, embora o método básico de Marston-Spangler inclua métodos para modificar esta situação e melhorar tal comportamento.

Em instalações com grande carga de terra, como um aterro alto, o mais econômico é usar um tipo de instalação que resulte numa melhor distribuição de esforços solicitantes no anel do tubo. Ou seja, é aconselhado para este caso uma instalação de melhor qualidade, com melhor compactação nas regiões do suporte lateral e do solo lateral, e conseqüentemente uma instalação mais cara. Já num caso onde a carga de terra é pequena, o mais econômico é uma instalação mais simples onde a zona lateral não seja tão requintada.

Deve-se avaliar se é mais econômico usar nas zonas laterais ao tubo solos do local com pouca compactação, ou seja, uma instalação de pior qualidade que resultara num esforço maior sobre o tubo ou se é melhor usar uma instalação melhor que acarretará num tubo menos solicitado. Pois para instalações com solos de grande qualidade e altos graus de compactação, como Tipo 1, um tubo menos resistente pode ser empregado. De modo inverso, uma instalação Tipo 4, requer um tubo mais resistente porque foi desenvolvido para condições de pequeno ou nenhum controle de qualidade dos materiais ou compactação.

Há algumas desvantagens, ou detalhes importantes, no desempenho das instalações padronizadas SIDD. Resultados de campo, feitos por HILL *et al* (1999), sugerem que as instalações feitas de argila não são tão previsíveis, em relação ao comportamento solo/tubo, quanto às instalações feitas com solo arenoso. HILL *et al* (1999) ainda completa que o peso específico do solo não está diretamente relacionado com o desempenho do tubo quando se usa solo argiloso, mas tem uma grande relação quando se usa solo arenoso. Na prática os dois tipos de solo podem ser usados, mas no caso de se usar solo argiloso será necessário mais esforço para a compactação e um cuidado maior na instalação. Já quando se usa solo arenoso, a instalação é mais confiável, pois exige menos esforço de compactação e resulta numa instalação mais consistente.

O uso de berços feito de argila pode resultar em instalações desde muito ruins até de excelente qualidade. Se a idéia é usar argila numa instalação SIDD, é importante ter isso em mente. Um berço feito de solo argiloso é econômico, mas requer ou alta consolidação do material ou usá-lo com baixo grau de compactação, sinal de uma instalação SIDD Tipo 4.

Nos ensaios de HILL *et al* (1999), o desempenho do solo arenoso demonstraram o benefício que este material pode ter nas instalações. A falta de sensibilidade necessária no uso do solo arenoso, respeitando a resistência e peso específico deste material, fazem dele o material ideal para a região do berço nas instalações de tubos de concreto.

HILL *et al* (1999) percebeu que cada um desses dois tipos de solo tem seu melhor desempenho (econômico/estrutural) em um tipo de instalação padronizada. O solo argiloso tem desempenho melhor na instalação Tipo 4,

como já foi dito, e o solo arenoso deve ser usado nas instalações Tipo 2 e 3 para obter melhor desempenho.

As instalações tipo SIDD podem ter um desempenho ainda melhor do que o previsto se for feita uma boa supervisão durante a instalação. Embora isso seja importante não só em uma obra de tubulação de concreto, como também em qualquer tipo de obra.

2.6 ETAPAS DA INSTALAÇÃO

Para garantir que as instalações padronizadas SIDD respeitem os padrões estabelecidos pela ACPA, existem algumas etapas construtivas que devem ser respeitadas de modo a garantir uma instalação adequada (Figura 2.22):

1. Deve-se preparar a fundação para receber a instalação, devendo ser plana.
2. Colocam-se os solos da região do berço e da região do Solo Lateral.
3. É feita a compactação dos terços laterais do berço (deixando o Berço Central sem compactação) e da região do Solo Lateral.
4. Em seguida, deve-se fazer a conformação da região central do berço, retirando o excesso de solo. Esta conformação é feita para preparar o berço para receber o tubo. Nesta etapa da instalação também é feita a conformação do berço para o encaixe da bolsa do tubo (Figura 2.23). Deve ser feita a escavação do berço na região onde será colocada a bolsa e esta área deve ser preenchida com material deformável para a conformidade da bolsa de modo que o tubo não fique apoiado sobre a bolsa.
5. Nesta etapa é colocado o tubo de concreto sobre o berço.
6. Em seguida é colocado e compactado (em camadas) os demais solos usados na instalação, bem como os solos do aterro.
7. É feita a colocação e compactação do solo, em camadas, até o a altura desejada.

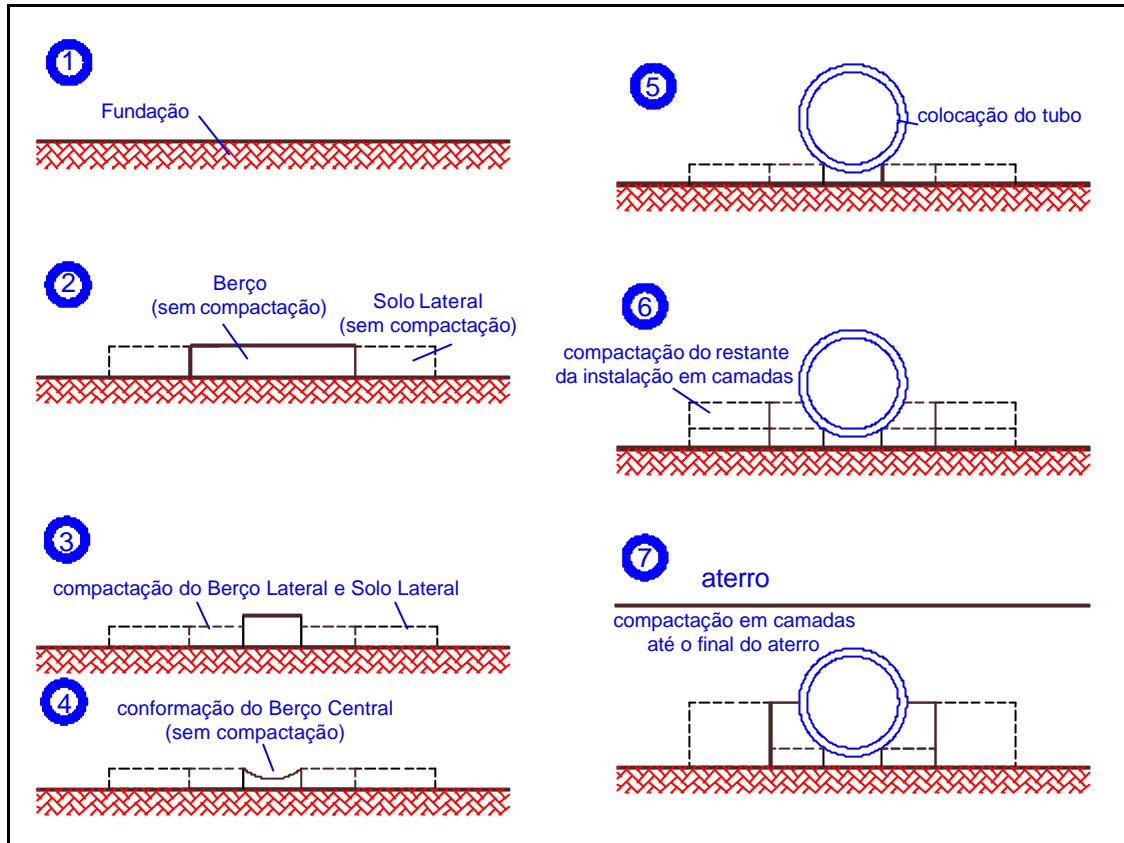


Figura 2.22 – Etapas de instalação do tubo.

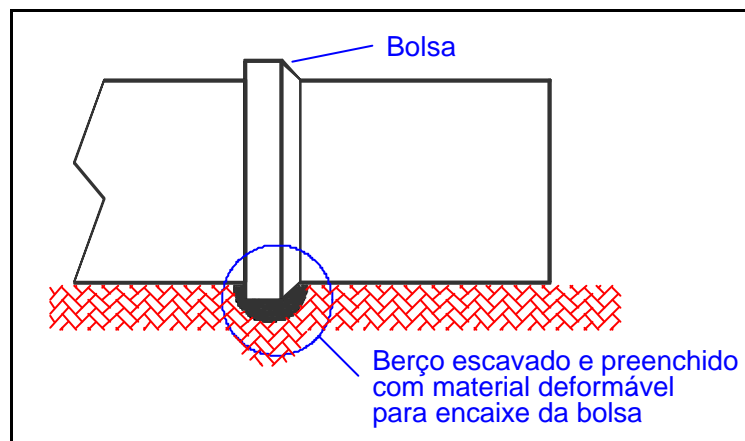


Figura 2.23 – Conformação do berço para encaixe da bolsa do tubo.

2.7 COMPARAÇÃO: MARSTON-SPANGLER X SIDD

KURDZIEL e McGRATH (1991) avaliaram os procedimentos de Marston-Spangler com o procedimento SIDD para instalação de tubos, de forma semelhante ao que é feito neste trabalho.

A forma de avaliação de KURDZIEL e McGRATH (1991) foi comparar a armadura necessária do tubo para alguns casos de cálculos selecionados por eles.

Na verdade, neste estudo, os casos usados para a comparação dos procedimentos são bem especiais. A obra que foi tomada por base está localizada no Condado de Martin, Kentucky. O tubo possui um diâmetro interno de 2438 mm (96 *in*) e uma parede de espessura de 584 mm (23 *in*). O tubo está sob um aterro de 61 m (200 *ft*). Nota-se pelas dimensões da estrutura que se trata de uma aplicação bastante incomum.

Para o cálculo das armaduras eles utilizaram três programas para o cálculo direto, SPIDA, PIPECAR e SIDD. E para o cálculo pelo método indireto foi usado o programa SAMM (*Spangler and Marston Method*).

A taxa de armadura total (interna e externa) necessária para o caso estudado encontra-se na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Comparação dos métodos, KURDZIEL e McGRATH (1991)

Método	Taxa de armadura (%)
Indireto – projeção negativa	0.87
Indireto – projeção positiva	1.38
SIDD	0.83
SPIDA	0.74
PIPECAR	0.95

Nos métodos diretos há uma pressão lateral tubo, fazendo com que haja uma redução do momento fletor no flanco e o aparecimento de força normal na base do tubo, o que não ocorre nos esforços causados pelo ensaio de compressão diametral do tubo. Estes fatores são as principais causas da redução da armadura no método direto. Como já foi mencionado, as instalações que proporcionam um suporte lateral ao tubo reduzem de forma significativa os esforços sobre este.

2.8 SÍNTESE SOBRE O ASSUNTO

As propostas para instalações de tubos de concreto enterrados que proporcionam suporte lateral ao tubo, como as instalações padronizadas SIDD, melhoram a distribuição de esforços ao longo do anel do tubo, fazendo com que a taxa de armadura necessária seja reduzida. Estas instalações além de buscar uma melhor distribuição de esforços, oferecem um padrão mais detalhado aos projetistas e àqueles que executam a obra e também buscam utilizar solo encontrados no local da obra para que assim se tenha uma instalação mais econômica.

As propostas de projeto de tubos desenvolvidas por Marston e Spangler foram essenciais para estabelecer um padrão inicial para os projetos. Mas hoje já existem novos padrões de instalações pouco conhecidos no Brasil. Além do procedimento SIDD, existe também o procedimento MnDOT do *Minnesota Department of Transportation* que é de um padrão ainda melhor, segundo HILL et al (1999)

HILL et al (2000) discutem novas formas de planejamento, projeto, execução e manutenção de tubos de concreto concluindo que o processo ideal deve ser aquele onde há a interação nos processos, que vão desde o planejamento até a manutenção da tubulação.

SLATTER (2003) estuda o uso de materiais de baixa resistência, auto adensáveis, a base cimento nas regiões laterais do tubo. Estes materiais, segundo o autor, são uma excelente alternativa. Além de terem bom desempenho estrutural em longo prazo, também possuem bom desempenho em curto prazo, podendo ser usados em obras que necessitem de uma velocidade maior no processo de instalações dos tubos sem perder a qualidade.

Muito tem sido pesquisado em instalações de tubos de concreto. Este trabalho visa avaliar uma das novas alternativas, que são as instalações padronizadas SIDD, frente ao que é tradicionalmente feito no Brasil.

3º CAPÍTULO: MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica foi feita utilizando o programa *SSCOMPPC* desenvolvido por BOULANGER et al (1991), que fornece resultados de tensões, deslocamentos e deformações nos elementos de solo além de forças internas e deslocamentos nos elementos estruturais. Este *software* é capaz de analisar diversos tipos de obras de terra utilizando o Método dos Elementos Finitos, tais como: muros de arrimo, taludes e demais estruturas enterradas. Neste programa a entrada de dados é um pouco demorada e portanto foi utilizado o pré/pós-processador gráfico *WSSComp* desenvolvido por SILVEIRA (2001).

3.1 PROGRAMA SSCOMPPC

O programa *SSCOMPPC* calcula tensão, deformação e deslocamento nos elementos de solo e também as forças internas e deslocamentos dos elementos estruturais, como já foi dito, por meio de uma análise que simula a seqüência de construção através de passos operacionais. Além de incrementos na seqüência construtiva o programa também pode acrescentar incrementos de carga além de simular esforços de compactação sobre um aterro.

BOULANGER et al (1991) descrevem os modelos usados pelo programa *SSCOMPPC*. O modelo não linear de comportamento do solo empregado pelo programa *SSCOMPPC* é uma versão modificada do modelo hiperbólico proposto por DUCAN et al (1980). O modelo original foi modificado por SEED e

DUCAN (1984)³ apud BOULANGER *et al* (1991) de modo a melhorar o desempenho do modelo hiperbólico de forma a analisar o comportamento do solo associado à colocação e compactação deste, mas não afeta os seus parâmetros. Os parâmetros e os métodos para determinação destes parâmetros do modelo hiperbólico não se alteram.

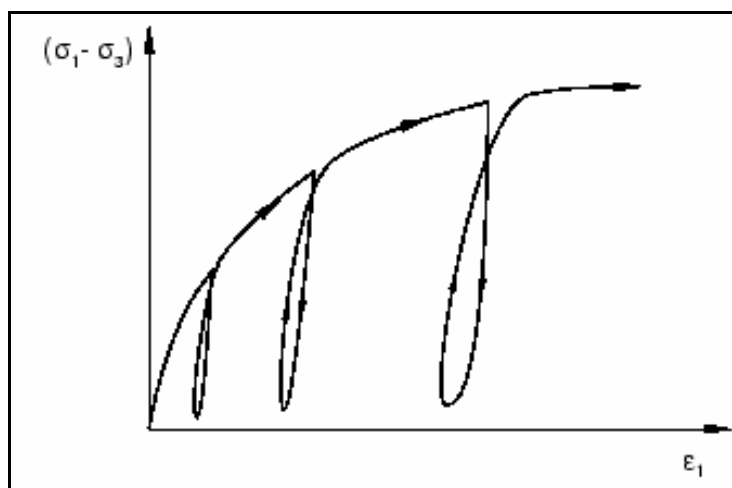


Figura 3.1 – Gráfico tensão x deformação do modelo Hiperbólico.

Os tipos de elementos para simular o solo, usados pelo programa, são elemento triangulares e quadrangulares. Já os elementos usados para simular as estruturas em contato com o solo, são elementos de pórtico: vigas e barras.

No programa, um incremento pode ter todos ou alguns dos seguintes passos: a) colocação de uma camada de terra; b) compactação da camada; c) colocação de estrutura; c) aplicação de cargas.

Cada incremento é analisado duas vezes. O primeiro usa o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson baseado nas tensões aplicadas em cada elemento de solo no começo do incremento. O segundo usa o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson baseado na média das tensões aplicadas no solo. Essa solução com dupla iteração permite uma modelagem não-linear de tensões. A rigidez do solo é calculada e recalculada em cada passo da análise. A rigidez dos elementos estruturais para toda a estrutura é

³ SEED, R. B., DUCAN, J. M. (1984) *SSCOMP: a finite element analysis program for evaluation of soil structure interaction and compactation effects*, Report n. UCB/GT/84-02, University of California, Berkley.

calculada apenas uma vez. Os resultados da segunda iteração em cada incremento são guardadas. Valores como alterações nas tensões e deslocamentos nos elementos de solo, esforços aplicados nos elementos de estrutura e também o deslocamento dos nós durante cada incremento, são somados aos valores do começo do incremento após a segunda iteração.

No modelo do trabalho foram usados dois dos quatro tipos de soluções incrementais existentes no programa, e são elas: a colocação do solo e a aplicação de carga.

O incremento de Colocação do Solo consiste na colocação de novos elementos de solo na malha. A colocação de uma nova camada de solo é simulada através da aplicação de forças nodais de forma a representar o peso da nova camada. Na análise de problemas de aterro de solo, que é o caso do trabalho, a nova camada de solo pode ser considerada para contribuir com a rigidez total do sistema, e dessa forma, a rigidez calculada da nova camada pode ter seu valor reduzido naquele incremento em que é acrescentado. Depois da solução de um incremento, cada nó no topo de uma camada não possuirá deslocamento (exceto no caso da colocação de um elemento estrutural) de modo que estes sirvam de referência inicial para um próximo carregamento. As tensões no solo da camada adicionada são nulas, de modo que sirvam de referência para a colocação de um próximo carregamento.

No programa é possível a colocação de mais de uma camada de solo por incremento. Mas, para uma melhor análise das tensões e deformações nos elementos, o melhor é colocar apenas uma camada, segundo BOULANGER *et al* (1991).

O programa é capaz de simular a colocação de camadas de solos ou estruturas sobre fundações rígidas ou compressíveis.

Elementos de estrutura podem ser colocados, ou não, na malha inicial. Nos modelos do trabalho, os elementos de estrutura, que simulam o anel do tubo de concreto foram colocados inicialmente sobre a fundação e depois, em cada incremento, foi colocada uma camada de solo.

O incremento Aplicação de Carga consiste na aplicação de uma força ou momento fletor em um nó. Essa aplicação pode ocorrer em qualquer instante, ou seja, não necessariamente deve ser aplicado sobre a última camada de terra.

3.2 TENSÕES NO SOLO

Em qualquer ponto do solo, a tensão atuante e sua inclinação em relação à normal ao plano (e conseqüentemente, suas tensões normal e cisalhante) variam conforme o plano considerado. Demonstra-se que sempre existem três planos em que a tensão atuante, não existindo a componente de cisalhamento. Demonstra-se, ainda, que estes planos, em qualquer situação, são ortogonais entre si. Estes planos recebem o nome de planos de tensão principal ou planos principais, e as tensões neles atuantes são chamadas tensões principais. A maior delas é a tensão principal maior, σ_1 , a menor é a tensão principal menor, σ_3 , e a outra é chamada de tensão principal intermediária, σ_2 .

Conforme VILAR e BUENO (2004), no caso dos solos, a menos em situações específicas, são apenas consideradas solicitações de cisalhamento, pois as deformações em um maciço de terra são devidas a deslocamentos relativos entre partículas constituintes do maciço. Desta forma ao se referir à resistência do solo está se referindo implicitamente à sua resistência ao cisalhamento. Nos problemas de Engenharia de Solos, envolvendo a resistência do solo, interessam σ_1 e σ_3 , pois a resistência depende das tensões de cisalhamento e estas são fruto das diferenças entre as tensões principais e a maior diferença ocorre quando estas são σ_1 e σ_3 . De maneira geral, portanto, estuda-se o estado de tensões no plano principal intermediário (em que ocorrem σ_1 e σ_3), que é o caso de uma fundação corrida ou de uma vala escavada e se encaixa no problema dos tubos de concreto enterrados da forma que está sendo abordada neste trabalho.

No estado plano de deformações, conhecendo-se os planos e as tensões principais num ponto, pode-se determinar as tensões em qualquer plano passando por este ponto. Este cálculo pode ser feito pelas equações de equilíbrio dos esforços aplicadas a um prisma triangular definido pelos dois planos principais e o plano considerado, como indica a Figura 3.2. Destas equações, obtêm-se as seguintes expressões que indicam a tensão normal, σ , e a tensão cisalhante, τ , em função das tensões atuantes nos planos principais

σ_1 e σ_3 e do ângulo α que o plano considerado determina com o plano principal maior.

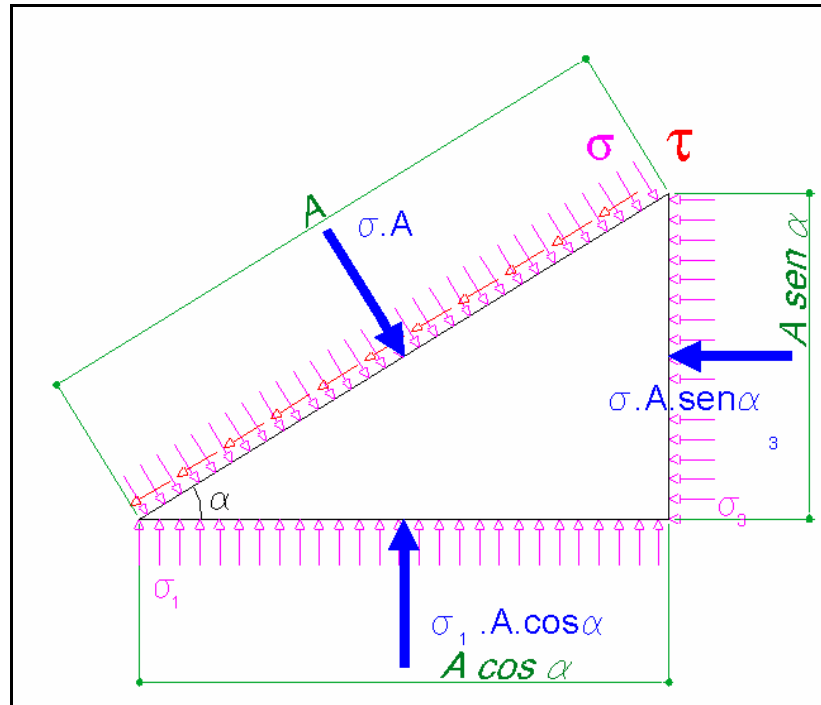


Figura 3.2 – Equilíbrio de tensões no solo.

Forças na direção normal ao plano considerado:

$$s_a \cdot A = s_1 \cdot A \cdot \cos^2 a + s_3 \cdot A \cdot \sin^2 a \quad (3.1)$$

Forças na direção tangencial ao plano considerado:

$$t_a \cdot A = s_1 \cdot A \cdot \cos a \cdot \sin a - s_3 \cdot A \cdot \cos a \cdot \sin a \quad (3.2)$$

Transformações geométricas:

$$s_a = s_1 \cdot \cos^2 a + s_3 \cdot \sin^2 a \quad (3.3)$$

$$s_a = \frac{s_1}{2} \cdot (1 + \cos 2a) + \frac{s_3}{2} \cdot (1 - \cos 2a) \quad (3.4)$$

$$t_a = (s_1 - s_3) \cdot \sin a \cdot \cos a \quad (3.5)$$

$$s_a = \frac{s_1 + s_3}{2} + \frac{s_1 - s_3}{2} \cos 2a \quad (3.6)$$

$$t_a = \frac{s_1 - s_3}{2} \sin 2a \quad (3.7)$$

3.3 MODELO HIPERBÓLICO

O programa SSCOMPPC utiliza a modelagem hiperbólica para representar o comportamento do material solo na modelagem.

Baseado em ensaios triaxiais, KONDNER (1963)⁴ apud SILVEIRA (2001) definiram uma equação de uma hipérbole para descrever o comportamento dos solos, seguindo o diagrama da Figura 3.3.

$$s_1 - s_3 = \frac{e}{\left(\frac{1}{E_i}\right) + \frac{e}{(s_1 - s_3)_{ult}}} \quad (3.8)$$

Onde

$(s_1 - s_3)$ é a diferença de tensões principais.

$(s_1 - s_3)_{ult}$ é o valor assintótico das diferenças de tensões principais para máxima deformação; e E_i é o módulo de elasticidade inicial.

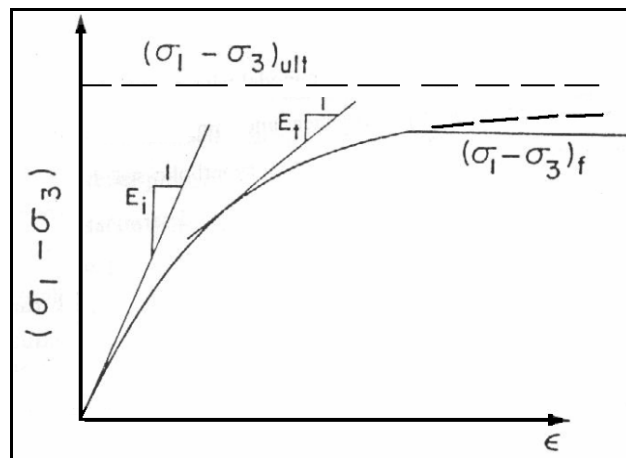


Figura 3.3 – Representação hiperbólica da curva tensão-deformação para carregamento primário, BOULANGER *et al* (1991).

A razão de ruptura do modelo é a relação entre a diferença de tensões principais na ruptura e a diferença de tensões principais no estado último.

$$R_f = \frac{(s_1 - s_3)_{rup}}{(s_1 - s_3)_{ult}} \quad (3.9)$$

⁴ KONDNER, R. L. (1963) *Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils*, Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, SM-1, p. 115-143.

A variação do módulo tangente inicial com a tensão de confinamento (σ_3) pode ser representada pela equação:

$$E_i = K \cdot P_a \left(\frac{s_3}{P_a} \right)^n \quad (3.10)$$

Onde

K e n são fatores adimensionais, obtidos no gráfico de $\text{Log}(\sigma_3/P_a) \times \text{Log}(E_i/P_a)$.

P_a é a pressão atmosférica.

Segundo o critério de Mohr-Coulomb, a diferença de tensões na ruptura é função da tensão de confinamento e dos parâmetros de resistência do solo, como:

$$(s_1 - s_3)_{rup} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos f + 2 \cdot s_3 \cdot \sin f}{1 - \sin f} \quad (3.11)$$

Sendo

ϕ o ângulo de atrito interno do solo

c parâmetro de coesão do solo.

DUNCAN *et al* (1980) obtém a equação que segue, do módulo tangente, diferenciando a Equação 3.1 em função de ε [$d(\sigma_1 - \sigma_3)/d(\varepsilon)$] e substituindo nas equações 3.2 e 3.4.

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin f) \cdot (s_1 - s_3)}{2 \cdot c \cdot \cos f + 2 \cdot s_3 \cdot \sin f} \right]^2 \cdot K \cdot P_a \left(\frac{s_3}{P_a} \right)^n \quad (3.12)$$

A variação do ângulo de atrito interno em função de σ_3 é mostrado por DUNCAN *et al* (1980), Equação 3.6.

$$f = f_0 - ? f \cdot \log \left(\frac{s_3}{P_a} \right) \quad (3.13)$$

Onde

f é o ângulo de atrito interno para $\sigma_3 = P_a$.

Δf é a redução do ângulo de atrito interno em função do acréscimo de σ_3 .

O módulo de deformação volumétrica (*Bulk Modulus*) que é representado pela razão da variação da tensão normal pela variação de deformação volumétrica também precisa ser determinado para a implementação computacional do modelo hiperbólico, (Equação 3.7 e Equação 3.8).

$$B = \frac{\Delta s}{\Delta e_{vol}} = \frac{\Delta s_1 + \Delta s_2 + \Delta s_3}{3e_{vol}} \quad (3.14)$$

Como nos ensaios convencionais a tensão de confinamento σ_3 é constante e no início do ensaio coincide com o estado hidrostático de tensões, pode-se representar B por:

$$B = \frac{s_1 - s_3}{3e_{vol}} \quad (3.15)$$

A variação de B em função da tensão de confinamento (σ_3) foi apresentada por DUNCAN *et al* (1980), como:

$$B = K_b \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (3.16)$$

Onde

K_b e m são constantes do módulo de variação volumétrica, obtidos no gráfico $\text{Log}(\sigma_3/P_a) \times \text{Log}(B/P_a)$.

O módulo tangente (E_t) é representativo quando se trata da condição de primeiro carregamento, ou seja, o solo sempre está submetido a um nível de tensão igual ou maior ao nível anterior. Entretanto pode ocorrer um alívio no nível de tensão atuante, e este passaria a ser menor do que o nível já experimentado pelo solo, não se tratando assim de um primeiro estágio de carregamento e sim do ciclo carregamento-descarregamento. O módulo de deformabilidade está ilustrado abaixo e na equação que segue:

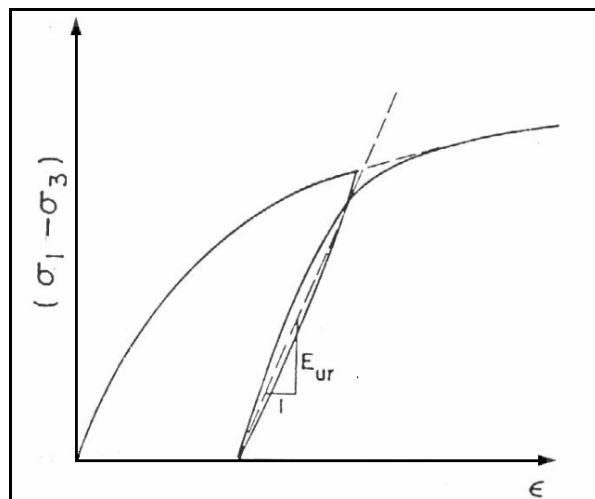


Figura 3.4 – Diagrama tensão-deformação da relação de carregamento e descarregamento, BOULANGER *et al* (1993).

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \cdot \left(\frac{s_3}{P_a} \right)^n \quad (3.17)$$

Onde

K_{ur} e n são constantes do módulo de descarregamento e carregamento, obtidos graficamente.

Devido ao fato de que não é muito comum a realização de ensaios cíclicos de carregamento e descarregamento, em geral, K_{ur} é adotado como variando de 1,2 a 3 vezes o valor de K . As menores relações são utilizadas para solos mais compactos e as maiores para solos mais deformáveis.

Um resumo dos parâmetros do modelo hiperbólico estão mostrados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Resumo dos parâmetros do modelo hiperbólico, SILVEIRA (2001).

Parâmetro	Designação	Função
K, K_{ur}	Módulos K, K_{ur}	Relacionam E_i e E_{ur} com σ_3
n	Módulo expoente	
C	Coesão	Relacionam $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ com σ_3
$\phi, \Delta\phi$	Ângulo de atrito	
R_f	Razão de ruptura	Relacionam $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ com $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$
K_b	Módulo K_b	Relacionam B com σ_3
m	Módulo expoente	

4º CAPÍTULO: COMPARAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS

Neste capítulo, apresentam-se os diversos casos de projeto de tubos de concreto que foram usados no desenvolvimento deste trabalho. São apresentados também detalhes dos modelos numéricos usados para simular as instalações padronizadas SIDD e as instalações de Marston-Spangler.

4.1 APRESENTAÇÃO DOS CASOS

Os casos escolhidos para o desenvolvimento do trabalho envolvem apenas instalações em aterro, pois essas instalações normalmente proporcionam uma carga maior no tubo do que a instalação em vala, como confirma KURDZIEL e McGRATH (1991), assim procurou-se estudar o caso mais crítico.

Para poder ser feita a comparação entre os procedimentos de Marston-Spangler e o procedimento padronizado SIDD foram propostos os três casos baseados nestes procedimentos:

Tabela 4.1 – Casos propostos

	CASOS PROPOSTOS
Método Indireto	Marston-Spangler
Método Direto	Marston-Spangler
	SIDD

No caso do método direto usou-se a análise pelo método dos elementos finitos para a obtenção dos esforços no anel do tubo.

Para cada um dos três tipos de cálculos houve uma variação nos diâmetros dos tubos e nas alturas dos aterros.

Diâmetros Nominais, ou Diâmetros Internos: 500 mm, 800 mm e 1200 mm. Com as seguintes espessuras respectivamente: 50 mm, 100 mm e 150 mm. Alturas do aterro: 1 m, 3 m, 5 m e 10 m.

Estes diâmetros variam desde um diâmetro pequeno, 500 mm que não exige armadura ou exige apenas armadura simples, dependendo do caso. Em seguida tem-se um diâmetro intermediário, 800 mm, onde se pode optar pelo tipo de armadura e por fim um diâmetro onde exige a armadura dupla, 1200 mm.

As alturas do aterro variando de 1 a 10 m, dão a possibilidade de uma boa variação das cargas sobre o tubo. Além disso, para um dos casos foi acrescentada uma carga sobre o aterro, de forma a simular um veículo tipo passando sobre este.

4.2 FORMAS DE ANÁLISE

A partir dos casos já apresentados a cima efetuou-se o cálculo dos esforços no tubo (no método direto) e a partir deste calculou-se a armadura dos tubos para assim ser feita uma análise comparativa tendo em vista a armadura necessária para cada caso.

Foram efetuadas três formas de análise:

- a) Cálculo da armadura para o método indireto, onde os esforços obtidos segundo o procedimento habitual de Marston-Spangler, seguindo EL DEBS (2003). Como já foi dito, este procedimento consiste em linhas gerais, em dimensionar o tubo para resistir a uma força de compressão diametral determinada com a relação da resultante das pressões verticais sobre o tubo com um fator de equivalência, que é função basicamente do tipo de assentamento do tubo.
- b) Cálculo da armadura a partir dos esforços obtidos pela análise numérica, onde a modelagem foi feita de modo a respeitar da melhor forma os padrões de instalação do procedimento habitual de Marston-Spangler.
- c) Cálculo da armadura a partir dos esforços obtidos pela análise numérica, onde a modelagem foi feita de modo a respeitar da melhor forma os

padrões de instalação do procedimento das instalações padronizadas SIDD.

4.3 ANÁLISE NUMÉRICA

Neste item estão os tópicos mais relevantes da análise numérica onde foi utilizado o programa de método dos elementos finitos *SSCOMPPC* e o pré/pós-processador *WSSComp*, SILVEIRA (2001).

Embora, em geral, na análise numérica de tubos de concreto enterrados se faça malhas apenas com uma das metades do tubo devido à simetria geométrica e de esforços, neste projeto as malhas foram feitas com as duas metades do tubo.

Devido ao fato dos resultados apresentarem pequenos deslocamentos e o atrito entre concreto e solo ser grande, optou-se em não colocar elementos de interação entre os elementos de solo e pórtico, ou seja, os nós de contato possuem os mesmos deslocamentos. Além disso, foi feito um modelo usando elementos de barra conectando os elementos de solo com os elementos de pórtico e os resultados foram semelhantes aos modelos sem estes, mas a malha é mais difícil de ser elaborada e o tempo de processamento é cerca de 25 vezes maior do que o tempo de processamento do modelo sem estes elementos.

Foi gerado um modelo para cada um dos três diâmetros diferentes utilizados na análise numérica.

4.3.1 MALHA

A escolha da malha de elementos finitos usada no modelo foi feita levando-se em conta vários aspectos:

- Malhas usadas na literatura técnica para a simulação de tubos enterrados
- Refinamento da malha em regiões onde há uma maior concentração de tensões;

- Refinamento da malha até onde não houvesse a necessidade de um refinamento maior para obter resultados melhores.

Grande parte dos modelos usados na literatura técnica SLATER (2003), ACPA (1993), SELIG e PACKARD (1987), ROSCHKE e DAVIS (1986), DUANE *et al* (1986), SELIG e PACKARD (1986), BACHER *et al* (1982) e SELIG *et al* (1982) para simular tubos de concreto enterrados utilizam uma malha semelhante onde o anel do tubo possui de 20 a 30 elementos de estrutura e o limite da malha deve se estender horizontalmente até no mínimo duas vezes o diâmetro externo do tubo. No modelo utilizado no trabalho, este limite horizontal variou de quatro a cinco vezes o diâmetro externo do tubo.

Uma vez que o caminho das tensões deva seguir o caminho proposto na Figura 2.1, chegou-se a conclusão que deveria haver um refinamento maior na região que está em destaque na Figura 4.1, região esta em que há um desvio de tensões em direção ao tubo e em razão disso há uma concentração de tensões.

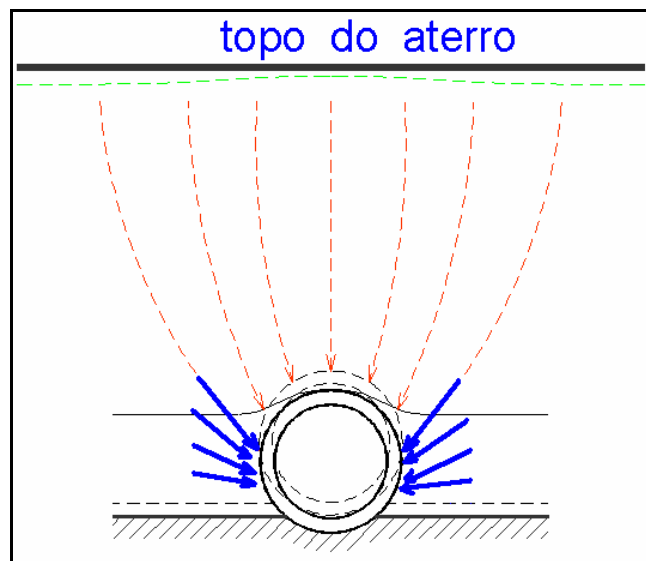


Figura 4.1 – Região em destaque onde é necessário refinar a malha.

Também houve uma preocupação em refinar a malha nas regiões laterais ao tubo, regiões estas que são importantes nas instalações SIDD, regiões do Solo Lateral, Suporte Lateral e Berço.

Foram feitas três malhas com densidades diferentes uma das outras de modo a se chegar àquela que tivesse um refinamento adequado levando-se em

o custo originado pelo seu transporte. Neste sentido, a utilização de solos lateríticos é uma alternativa interessante, já que de acordo com MELFI (1994), o Brasil apresenta mais de 60% de sua superfície recoberta por diferentes solos lateríticos. A Figura 4.3 apresenta a distribuição destes solos no território brasileiro.



Figura 4.3 - Distribuição dos solos lateríticos no Brasil, MELFI (1994).

Segundo SILVA (2005) o solo laterítico é uma variedade de solo superficial típico da evolução de solos de clima quente com um regime de chuvas de moderadas a intensas (regiões tropicais). Este tipo de solo apresenta-se, geralmente, com uma granulometria fina e com microagregação, sendo costumeiramente classificado na pedologia como latossolo.

Ainda segundo NOGAMI e VILLIBOR (1995), os solos lateríticos apresentam características geotécnicas que interferem no projeto executivo de obras de solos:

- Os óxidos de ferro e os hidróxidos de alumínio possuem elevada superfície específica, baixa plasticidade, não apresentam potencial de expansão e nas condições naturais de pH, apresentam capacidade de troca catiônica desprezível para solos com predomínio de cargas positivas;
- Apresentam resistência à compressão e ao cisalhamento acima do previsto pelos índices físicos;
- Quando inundados e carregados apresentam comportamento colapsível;
- Quando compactados podem apresentar fissuras;
- Na fração areia, há predominância dos agregados, sendo necessário interpretar de forma cuidadosa as curvas granulométricas obtidas pelos métodos tradicionais.

Os parâmetros hiperbólicos destes solos nacionais foram obtidos a partir de STANCATI (1978). Tais parâmetros foram obtidos através de diversos ensaios de amostras retiradas em campo. Estes solos foram gerados em grande parte à custa de material proveniente de duas unidades geológicas: as Formações Bauru e Botucatu, onde se encontram solos lateríticos. Foram utilizados dois tipos de solos:

- CL/CH: argilas inorgânicas de plasticidade variável, baixa permeabilidade quando indeformados e impermeáveis quando compactados. Resistência seca de média a alta, dureza média a alta. Comportamento heterogêneo, STANCATI (1978).
- SC: areias argilosas, medianamente permeáveis quando indeformadas e baixa permeabilidade quando compactadas. Comportamento heterogêneo, STANCATI (1978).

Demais parâmetros necessários, que não foram encontrados na bibliografia já citada, foram obtidos através das equações fornecidas por BOULANGER *et al* (1991).

Nos modelos que simulam solos da América do Norte foram utilizados basicamente três tipos de solos: areia bem granulada (SW), silte de baixa plasticidade (ML) e argila de baixa plasticidade (CL), com diferentes graus de compactação. A Tabela 4.2 mostra os parâmetros de todos os solos usados na simulação numérica. O concreto também está incluído na tabela, pois será

utilizado em alguns modelos substituindo o solo, na instalação Classe A onde o berço é de concreto. Fundação é o solo que foi usado para simular a fundação das instalações. Os valores em % são relativos aos graus de compactação.

Tabela 4.2 – Parâmetros dos solos utilizados no trabalho.

	Fundação	SW			ML			CL		Concreto	Brasil SC		Brasil CL	
		95%	85%	61%	95%	90%	85%	95%	85%		92%	95%	90%	95%
g	22,0	24,0	24,0	24,0	21,0	21,0	21,0	20,0	20,0	25,0	18,8	18,8	16,3	16,3
K	1300	950	450	54	440	200	110	120	50	255000	700	1700	180	400
n	0,8	0,6	0,35	0,85	0,40	0,26	0,25	0,45	0,60	0,00	0,05	0,20	0,10	0,20
R_f	1,0	0,70	0,80	0,90	0,95	0,89	0,85	1,00	0,90	0,00	0,925	0,940	0,955	0,970
K_b	1500	250	90	35	110	50	35	50	25	127500	160	250	35	50
m	0,70	0,80	1,02	1,59	0,60	0,55	0,49	0,60	1,05	0,00	0,9	0,8	0,8	0,6
c = c'	10	0	0	0	28	24	21	62	41	7500	0	0	50	62
F	30	48	42	29	34	32	30	15	18	0	45	48	17	15
DF	0	8	2	0	0	0	0	4	8	0	6	8	6	4
K₀	0,50	0,26	0,33	0,52	0,44	0,47	0,50	0,74	0,69	1,00	0,29	0,26	0,71	0,74
K_{ur}	1560	1140	540	162	528,00	240	132	360	150	0	840	2040	540	1200
K_{1,F',b}	2,00	4,52	3,36	1,92	2,36	2,17	2,00	1,13	1,26	0,67	3,89	4,52	1,22	1,13
cb	8	0	0	0	22,400	19,2	16,8	49,6	32,8	6000	0	0	40	49,6
K2	0,351	0,096	0,137	0,439	0,252	0,303	0,351	0,636	0,584	0,882	0,117	0,096	0,598	0,636
F	0,297	0,627	0,586	0,149	0,428	0,356	0,297	0,142	0,155	0,118	0,599	0,627	0,155	0,142
K3	0,351	0,096	0,137	0,439	0,252	0,303	0,351	0,636	0,584	0,882	0,117	0,096	0,598	0,636

Onde:
 γ peso específico do material do aterro;
K, n fatores adimensionais do módulo de elasticidade obtidos através da modelagem hiperbólica;
R_f razão entre a diferença entre tensões principais última e de ruptura, obtidos da modelagem hiperbólica;
K_b, m são fatores adimensionais do módulo de variação volumétrica, obtidos através da modelagem hiperbólica;
c parâmetro coesão do solo;
 ϕ ângulo de atrito interno do solo;
 $\Delta\phi$ redução do ângulo de atrito interno do solo em função do acréscimo de σ_3 ;
K₀ coeficiente de empuxo, $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$
K_{ur} coeficiente de carregamento e descarregamento, admite-se 1,2 a 3.K;
*K_{1, ϕ , b} componente de atrito do coeficiente limite do empuxo de solo para o recarregamento;
*K2 parâmetro efetivo de coesão modificado, $c'b \cong 0,8.c'$;
*cb = c'b coeficiente incremental do empuxo para o descarregamento;
*F fração do pico de compactação;
*K3 coeficiente incremental do empuxo para o carregamento;
* - Parâmetros do modelo bi-linear de carregamento e descarregamento, o seu método de estimativa e limites recomendados estão apresentados no manual do SSCOMPPC, BOULANGER et al (1991).

4.3.2.2 ELEMENTOS DE PÓRTICO

Para a modelagem do anel do tubo foi utilizado elementos de pórtico. As propriedades dos elementos de pórtico utilizados na modelagem do tubo estão nas tabelas abaixo. I é o momento de inércia e W o peso de cada elemento. Foi elaborado um modelo possuindo 26 elementos de pórtico, semelhante ao modelo usado por ACPA (1993).

Para cada um dos três diâmetros (500 mm, 800 mm e 1200 mm) dos tubos utilizados existem dois tipos de elementos, sendo que para cada tubo a espessura é a mesma, mas o comprimento é diferente, alterando assim outras propriedades. Os elementos de dimensões menores são os elementos em **azul** (Tipo 1) na Figura 4.4. Por sua vez, os elementos em **vermelho** (Tipo 2) são os elementos de dimensões maiores, que são os três elementos na parte superior e os três elementos da parte inferior.

A resistência característica do concreto utilizado foi de 35 MPa, e o módulo de elasticidade (E) foi de 33130 MPa. A espessura de cada tubo é respectivamente: 50 mm, 100 mm e 150 mm.

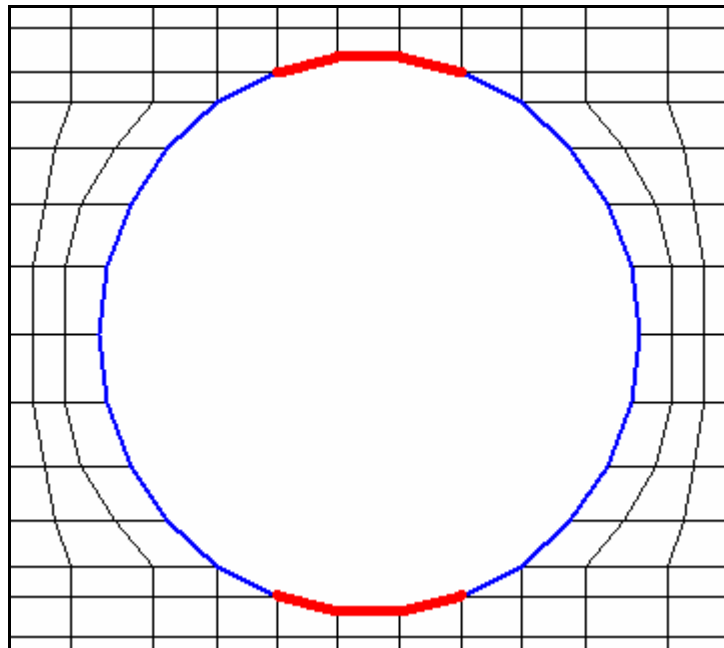


Figura 4.4 – Dois tipo de elementos de pórtico.

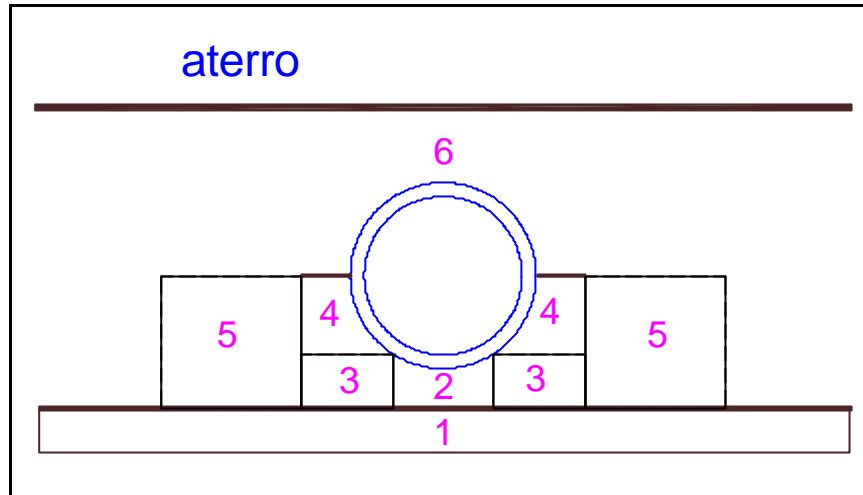


Figura 4.5 – Distribuição dos solos – SIDD.

Na Tabela 4.4 as colunas Tipo 2B e Tipo 3B são referentes à simulações do procedimento padronizado SIDD Tipo 2 e Tipo 3 usando parâmetros de solos encontrados no Brasil, parâmetros estes que foram obtidos a partir do trabalho de STACANTI (1978). Estas simulações com solos brasileiros foram feitas para avaliar o comportamento destas instalações SIDD quando feitas com solos brasileiros.

Na Figura 4.6 pode-se observar a malha usada no trabalho e a distribuição dos tipos de solo de modo a simular as instalações padronizadas SIDD.

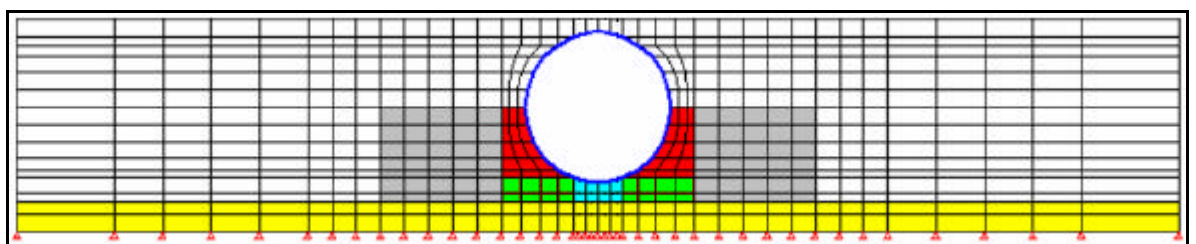


Figura 4.6 – Malha usada no trabalho e a distribuição de solo para o procedimento de Marston-Spangler.

4.3.4 PROCEDIMENTO DE MARSTON-SPANGLER

A malha utilizada na modelagem do procedimento de Marston-Spangler é a mesma malha utilizada no procedimento SIDD. A diferença está na distribuição de solos que foi feita de forma a deixar o modelo o mais próximo

possível das exigências impostas pelas Classes de Marston-Spangler. Os tipos de solos usados nas simulações são mostrados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Material e sua respectiva cor.

	Solo
fundação	fundação
solo de enchimento	CL85
solo bem compactado	SW95
solo mal compactado	SW85
concreto	concreto

Da Figura 4.7 à Figura 4.10 são mostrados a distribuição dos materiais para as classes de A à D, respectivamente. À esquerda nas figuras temos a instalação segundo EL DEBS (2003) e à direita o modelo numérico que representa cada uma das instalações.

Procurou-se usar o mesmo tipo de solo na modelagem do SIDD e na modelagem de Marston-Spangler. Sendo assim o material de fundação foi o mesmo nas duas modelagens, assim como o solo de enchimento.

O solo bem compactado é o SW 95% que é o mesmo utilizado nos berços das instalações padronizadas Tipo 1 do SIDD. O solo mal compactado é o SW 85% que possui um grau de compactação menor. E o concreto é usado para modelar o berço de concreto da instalação Classe A de Marston-Spangler.

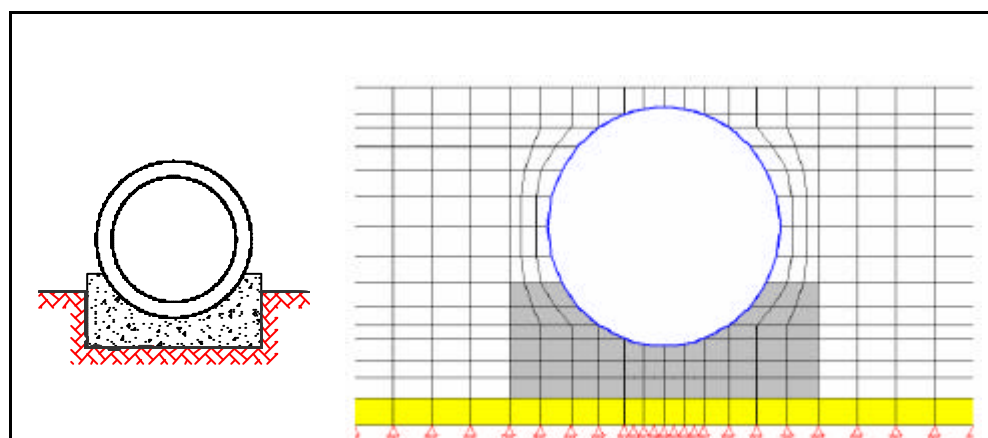


Figura 4.7 – Malha que representa a Classe A

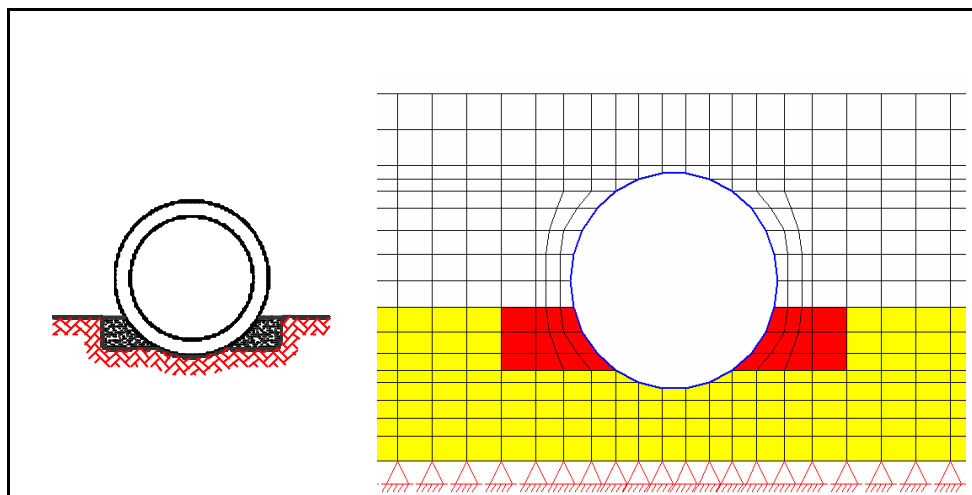


Figura 4.8 – Malha que representa a Classe B

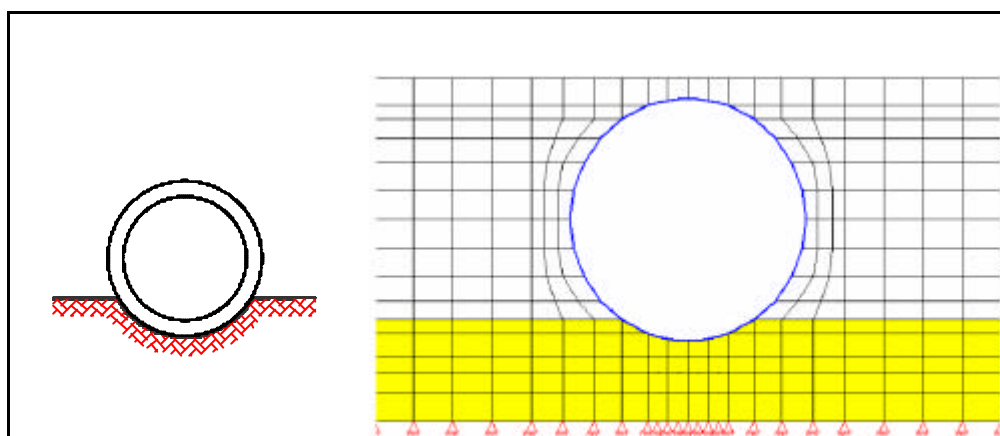


Figura 4.9 – Malha que representa a Classe C

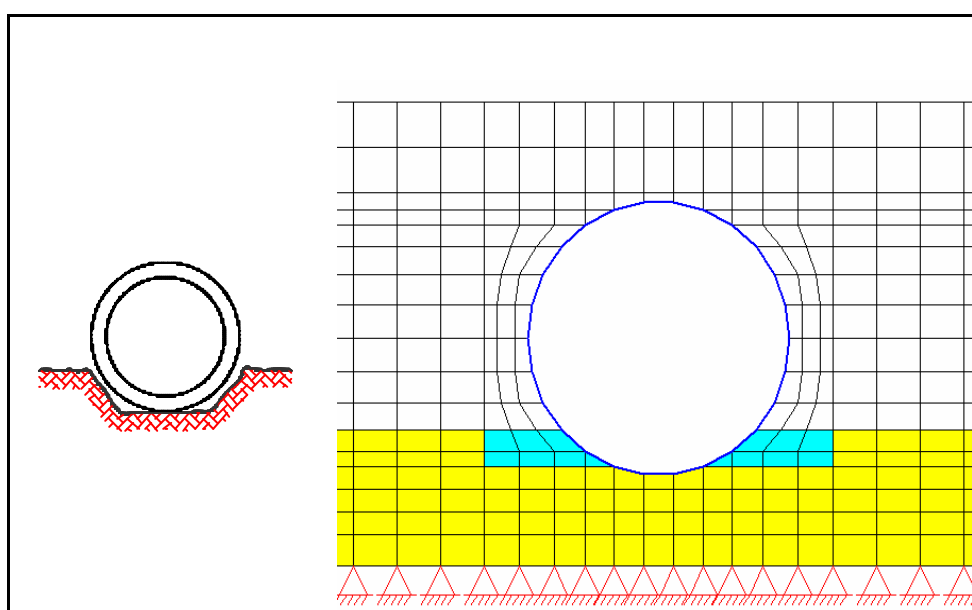


Figura 4.10 – Malha que representa a Classe D

A instalação Classe D é difícil de ser representada pois não se tem dados da largura da vala nem mesmo o tipo de solo que pode ser usado. Por isso foi necessário fazer uma série de modelos para este tipo de instalação para chegar no modelo mais adequado, pois as simulações apresentavam resultados bem diferentes.

A falta de parâmetros das instalações de Marston-Spangler faz com que um mesmo tipo de instalação, por exemplo a Classe C tenha uma variação muito grande na qualidade e no comportamento desta.

Na Figura 4.11 temos dois tipos de instalações Classe C de Marston-Spangler. Estas duas instalações possuem comportamentos diferentes mesmo sendo pertencentes à mesma Classe.

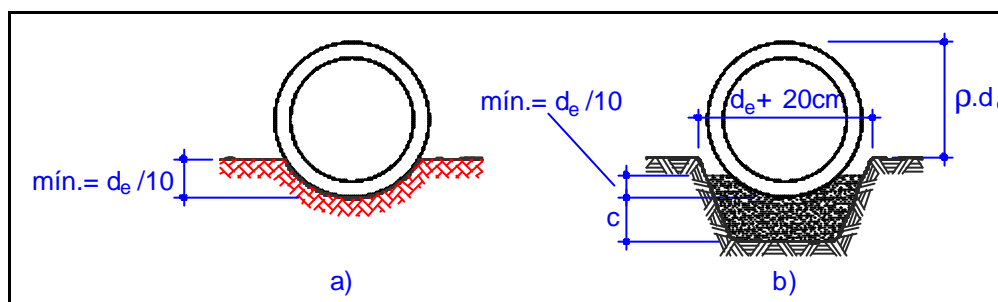


Figura 4.11 – Tipo de instalações Classe C (aterro).

4.4 ANÁLISE PELO MÉTODO INDIRETO

A análise pelo método indireto é feita segundo o procedimento de Marston-Spangler, seguindo EL DEBS (2003), com o auxílio do programa TUBO versão 1.2, MAGALHÃES (2003). A armadura do tubo é calculada com base nos esforços gerados pelo ensaio de compressão diametral obtida a partir da força de ensaio calculada pelo procedimento.

Os coeficientes de segurança empregados são:

- carga de fissura (trinca) $\gamma_{fis} = 1,0$.
- carga de ruptura $\gamma_{rup} = 1,5$.

A carga de fissura (trinca) corresponde à força no ensaio de compressão diametral que causa uma ou mais fissuras com abertura 0,25 mm e de 300 mm de comprimento, ou mais. Esta condição corresponde ao estado limite de fissuração inaceitável.

A *carga de ruptura* corresponde à máxima força que se consegue atingir no ensaio de compressão diametral. Esta condição corresponde ao estado limite último de ruína do tubo.

A expressão para determinar a força de ensaio de compressão diametral pode ser colocada da seguinte forma:

$$F_{ens} = \frac{(q + q_m)}{\alpha_{eq}} g \quad (4.1)$$

Onde:

γ é o coeficiente de segurança, apresentado anteriormente.

q é a resultante das cargas verticais dos solos.

q_m é a resultante das sobrecargas, em geral de tráfego, multiplicadas pelo coeficiente de impacto, quando for o caso.

α_{eq} é o fator de equivalência, conforme definido no item 2.2.

O solo de enchimento será o mesmo utilizado na análise numérica, com peso específico de 20 kN/m³.

5º CAPÍTULO: ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo estão os resultados das simulações numéricas bem como a análise de tais resultados.

5.1 DESLOCAMENTOS

Os valores dos deslocamentos estão apresentados em três gráficos para cada tipo de instalação e diâmetro nominal de tubo. Os gráficos são referentes aos deslocamentos da base, do topo e do deslocamento lateral dos flancos. Os deslocamentos na base e no topo seguem a seguinte referência: são positivos para baixo; já nos flancos os deslocamentos são positivos para “fora”, seguindo as direções de referência da Figura 5.1.

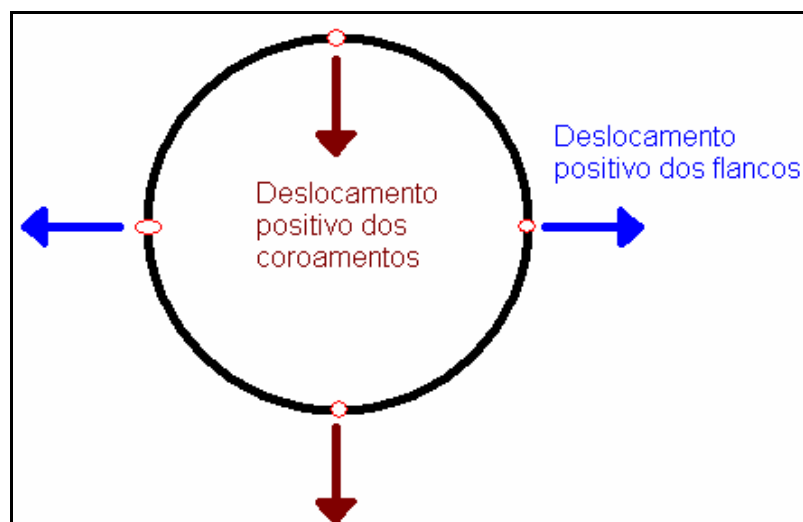


Figura 5.1 – Direção de referência dos deslocamentos

5.1.1 PROCEDIMENTO PADRONIZADO SIDD

A seguir estão os gráficos dos deslocamentos relativos à modelagem que segue o procedimento padronizado SIDD.

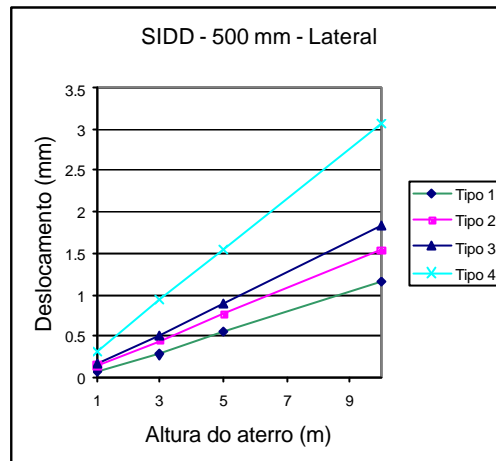


Figura 5.2 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 500$ mm)

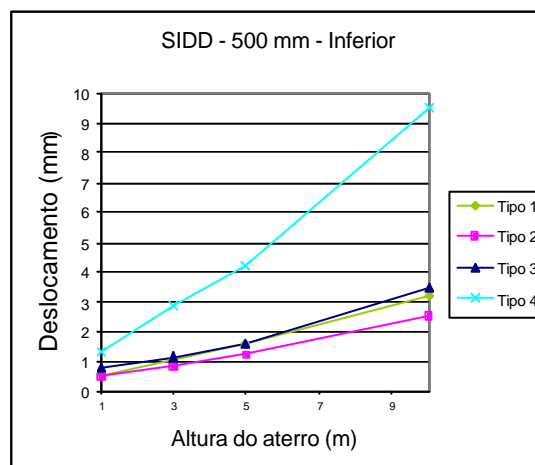


Figura 5.3 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 500$ mm)

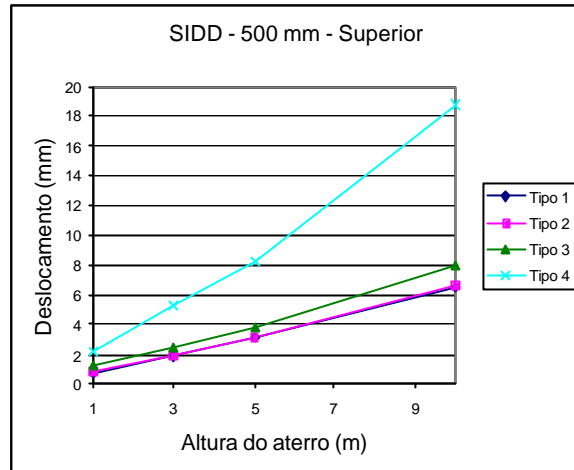


Figura 5.4 – Deslocamento vertical do topo ($d_i = 500$ mm)

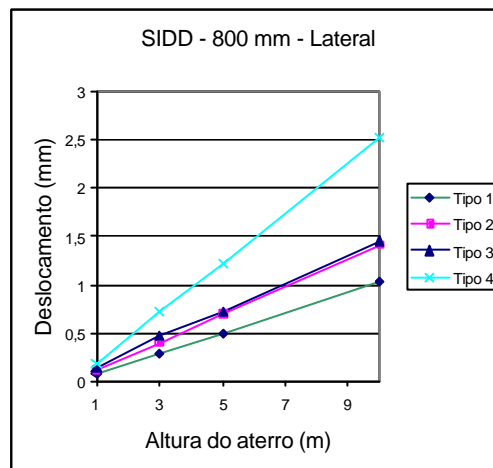


Figura 5.5 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 800$ mm)

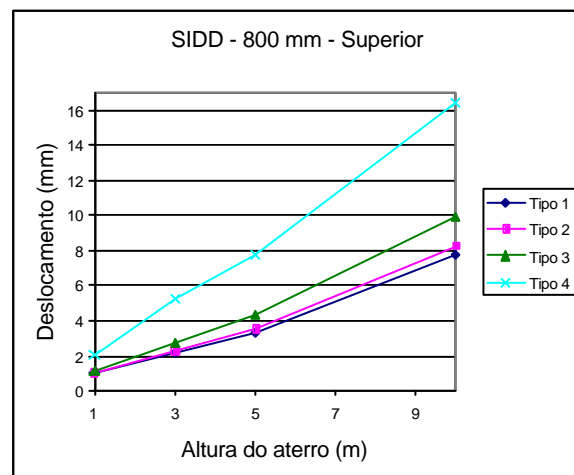


Figura 5.6 – Deslocamento vertical no topo ($d_i = 800$ mm)

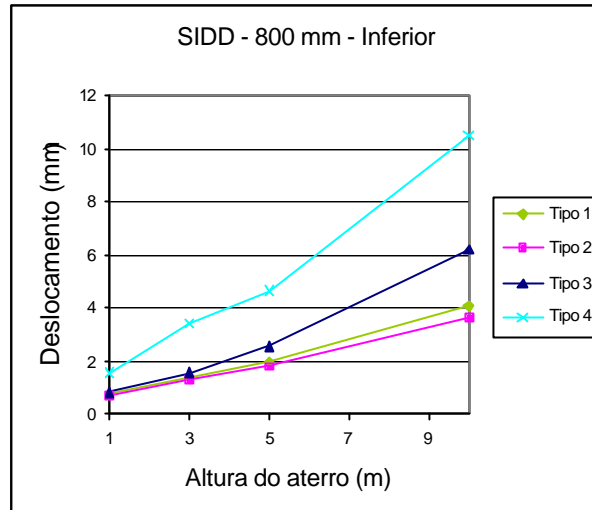


Figura 5.7 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 800$ mm)

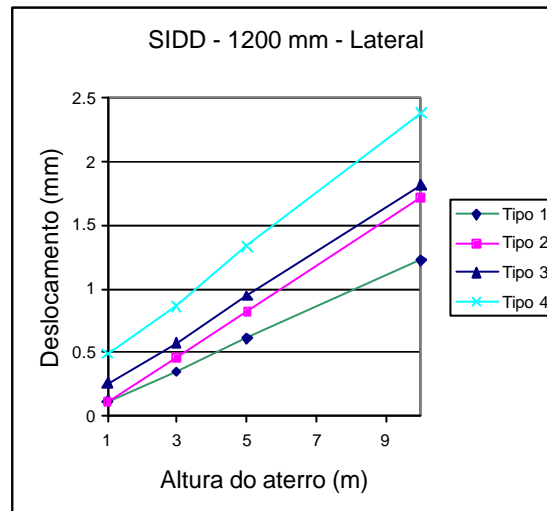


Figura 5.8 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 1200$ mm)

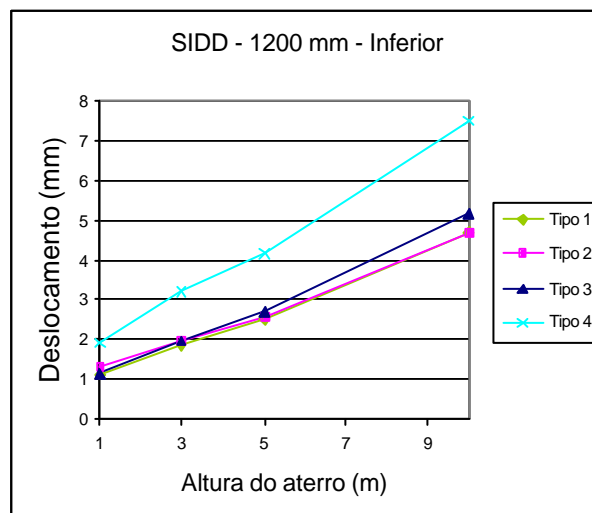


Figura 5.9 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 1200$ mm)

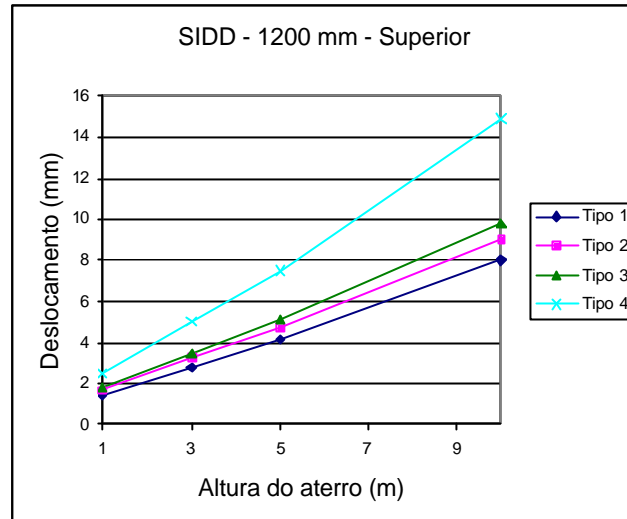


Figura 5.10 – Deslocamento vertical no topo ($d_i = 1200$ mm)

5.1.2 PROCEDIMENTO DE MARSTON-SPANGLER

A seguir estão os gráficos dos deslocamentos relativos à modelagem que segue o procedimento de Marston-Spangler.

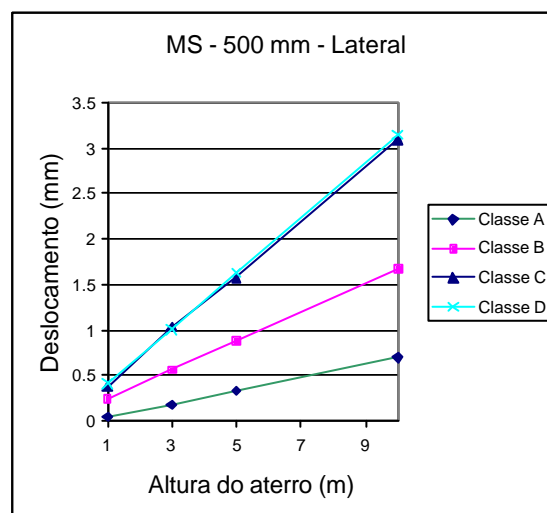


Figura 5.11 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 500$ mm)

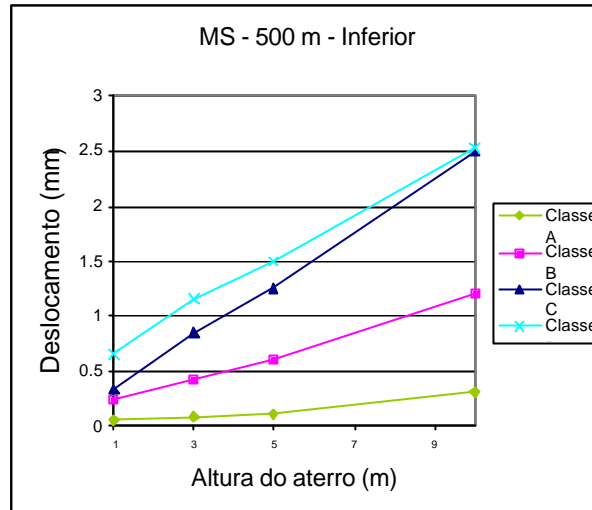


Figura 5.12 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 500$ mm)

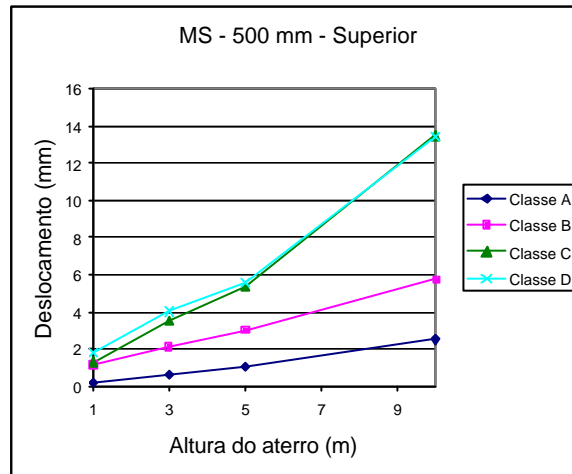


Figura 5.13 – Deslocamento vertical no topo ($d_i = 500$ mm)

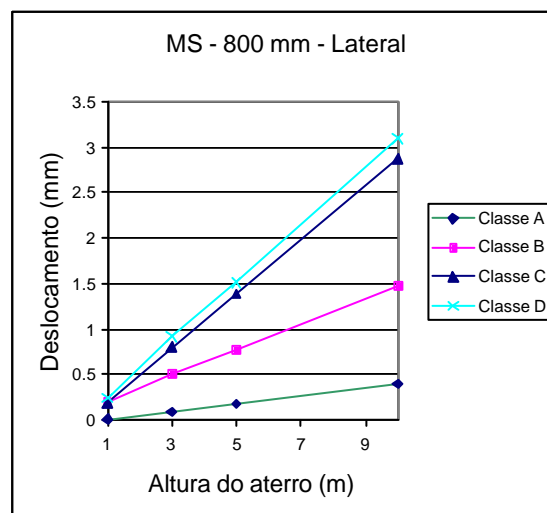


Figura 5.14 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 800$ mm)

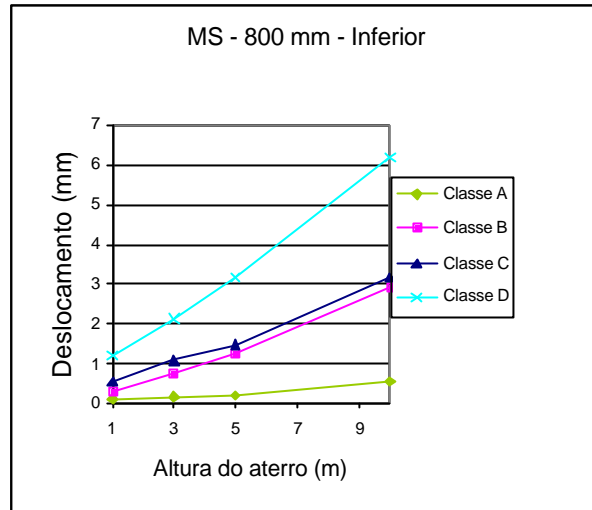


Figura 5.15 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 800$ mm)

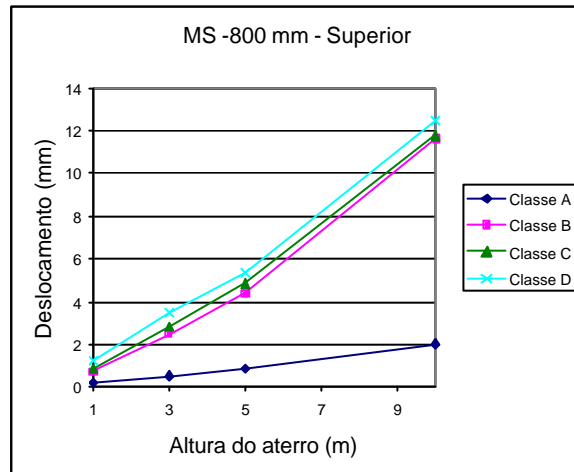


Figura 5.16 – Deslocamento vertical na topo ($d_i = 800$ mm)

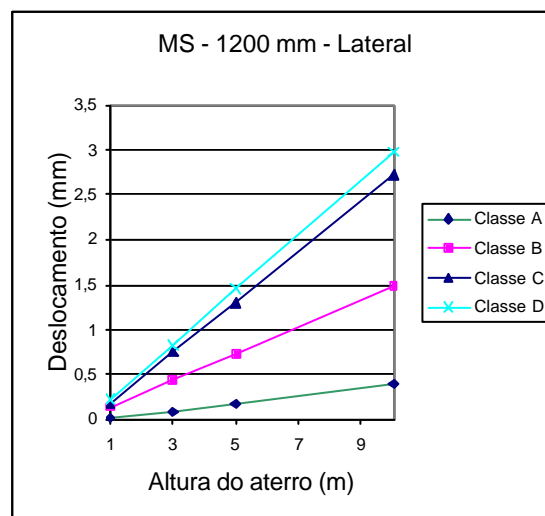


Figura 5.17 – Deslocamento horizontal nos flancos ($d_i = 1200$ mm)

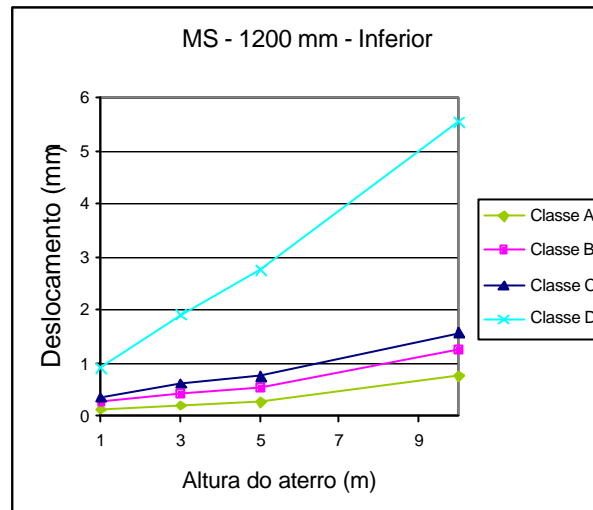


Figura 5.18 – Deslocamento vertical na base ($d_i = 1200$ mm)

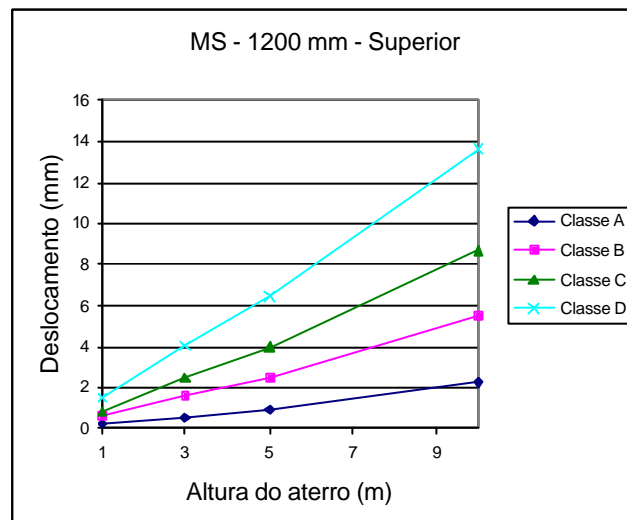


Figura 5.19 – Deslocamento vertical no topo ($d_i = 1200$ mm)

Através dos gráficos das figuras pode ser observado que os deslocamentos crescem com o aumento da altura do aterro.

Nos deslocamentos laterais das instalações SIDD (Figura 5.2, Figura 5.5 e Figura 5.8) pode ser observado que quanto melhor o tipo de instalação menor o deslocamento lateral (abertura lateral do tubo), isso mostra que quanto melhor a instalação melhor o suporte lateral que esta proporciona ao tubo, ou seja, a instalação Tipo 1, que é a instalação de melhor qualidade, a abertura lateral do tubo é a menor entre todas as instalações padronizadas SIDD, mostrando assim que esta é a instalação que melhor proporciona um suporte

lateral ao tubo, favorecendo uma melhor distribuição de esforços no anel do tubo.

Os deslocamentos das instalações padronizadas Tipo 1, 2 e 3, em qualquer uma das três direções analisadas, são relativamente menores que os deslocamentos da instalação padronizada Tipo 4. A instalação Tipo 4 é definida como uma instalação onde não há muita preocupação em se obedecer a um padrão. Isto mostra que há a necessidade de se ter um padrão bem definido nas instalações, pois onde não há este padrão (instalação Tipo 4) a qualidade da instalação cai bastante.

5.2 ESFORÇOS SOLICITANTES

A distribuição dos esforços solicitantes obtido pelo método dos elementos finitos no anel do tubo, para todos os casos, é semelhante a distribuição mostrada na Figura 5.20. As únicas exceções são as distribuições de momentos fletores das instalações Classe D de Marston-Spangler (Figura 5.21), que devido ao tipo de berço possui um aumento de momento fletor na região do berço, e a instalação Classe A de Marton-Spangler (Figura 5.22), que devido ao berço de concreto a distribuição de momento fletor não segue o padrão dos outros tipos de instalações.

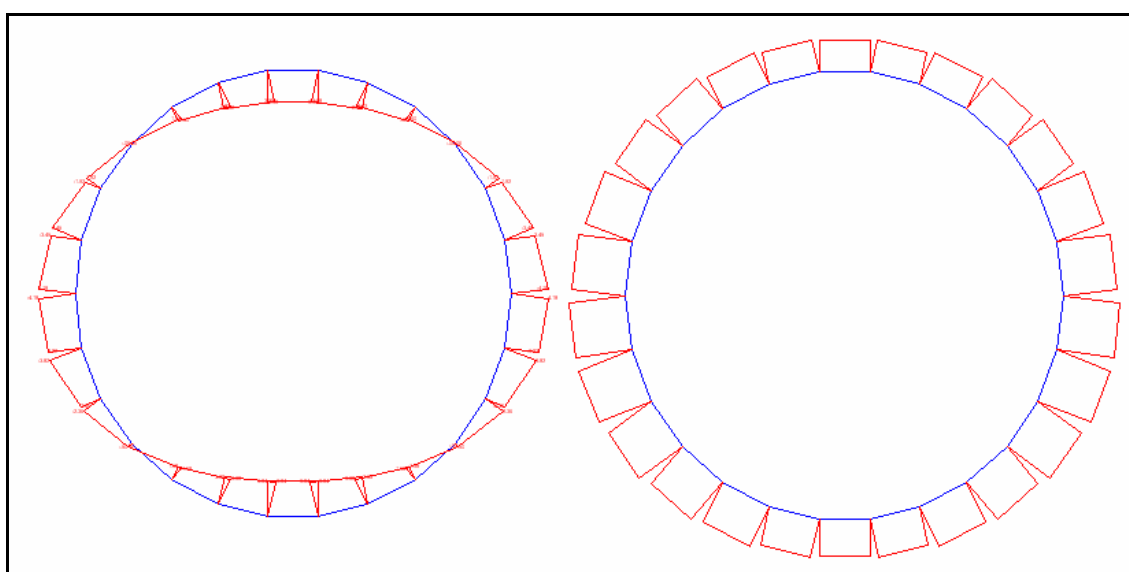


Figura 5.20 – Distribuição de esforços solicitantes (Momento fletor e Força Normal, respectivamente).

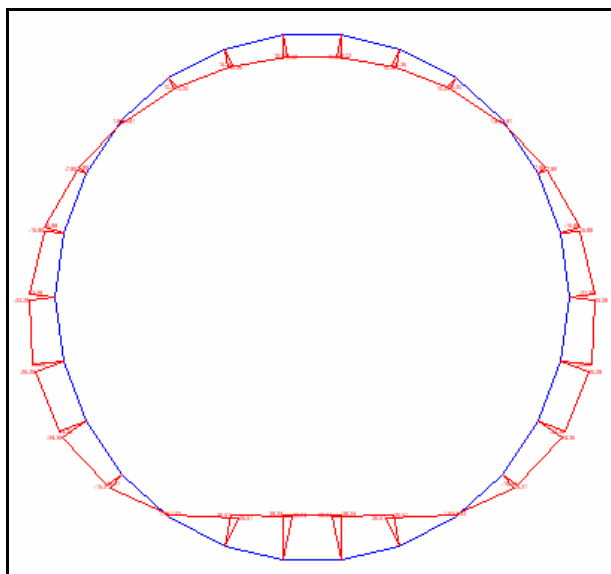


Figura 5.21 – Momento fletor para a Classe D de Marston-Spangler.

Os valores máximos de momentos fletores (positivos e negativos) para todos os casos da modelagem numérica podem ser observados na Tabela 5.1 até a Tabela 5.6. Para cada valor de momento fletor segue o seu relativo par de força normal. As unidades são por metro linear de tubo. As instalações Tipo 2B e Tipo 3B são respectivamente simulações das instalações Tipo 2 e Tipo 3 do SIDD, porém, feitas com parâmetros que simulam solos nacionais.

Tabela 5.1 – Esforços solicitantes da modelagem segundo o procedimento padronizado SIDD (500 mm)

Altura Aterro		1 m		3 m		5 m		10 m	
Esforço		M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)
Tipo 1	Máx	7,5	5,2	59,0	21,9	84,3	38,3	182,7	75,2
	Mín	-10,5	7,5	-53,1	31,8	-75,0	54,6	-158,0	93,2
Tipo 2	Máx	8,5	5,1	69,6	21,0	113,3	35,4	222,5	71,0
	Mín	-13,9	7,5	-70,4	34,1	-113,0	56,6	-218,7	106,8
Tipo 3	Máx	8,3	4,8	72,5	20,7	117,9	35,0	227,7	70,1
	Mín	-15,3	7,5	-73,8	33,6	-116,9	55,5	-218,3	107,7
Tipo 4	Máx	19,8	5,8	144,8	20,3	201,0	34,4	388,8	62,4
	Mín	-23,0	8,0	-100,8	33,8	-157,8	56,9	-270,6	107,3
Tipo 2B	Máx	5,6	4,1	38,6	24,0	89,3	25,2	137,0	79,4
	Mín	-8,2	6,2	-36,2	33,6	-71,1	54,2	-231,6	59,9
Tipo 3B	Máx	8,4	5,3	53,7	22,4	90,2	37,5	183,5	74,6
	Mín	-8,1	7,6	-42,9	33,9	-89,7	56,3	-178,7	107,9

Tabela 5.2 – Esforços solicitantes da modelagem segundo o procedimento de Marston-Spangler (500 mm)

Altura Aterro		1 m		3 m		5 m		10 m	
Esforço		M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)
Classe A	Máx	16,8	8,4	50,7	23,7	161,7	1,1	181,0	35,5
	Mín	-10,8	8,1	-60,5	36,0	-105,8	60,5	-143,2	32,1
Classe B	Máx	23,7	3,8	72,3	21,0	118,4	35,4	218,7	72,0
	Mín	-22,3	10,5	-73,8	34,7	-115,2	57,5	-212,6	108,3
Classe C	Máx	32,0	1,2	185,3	20,6	351,9	25,7	479,1	60,0
	Mín	-28,2	8,1	-139,5	35,6	-227,6	59,1	-374,7	114,3
Classe D	Máx	40,7	6,3	240,5	18,2	366,8	26,7	649,2	52,2
	Mín	-36,6	10,0	-165,5	36,9	-251,1	57,9	-455,7	112,4

Tabela 5.3 – Esforços solicitantes da modelagem segundo o procedimento padronizado SIDD (800 mm)

Altura Aterro		1 m		3 m		5 m		10 m	
Esforço		M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)
Tipo 1	Máx	23,4	8,1	243,5	32,4	381,6	56,1	665,9	117,8
	Mín	-47,7	13,6	-275,1	56,1	-393,9	91,7	-621,2	183,0
Tipo 2	Máx	30,4	7,6	244,2	32,3	414,9	54,2	809,3	110,0
	Mín	-65,0	13,7	-282,3	56,9	-464,4	95,0	-878,1	188,3
Tipo 3	Máx	31,5	7,6	283,7	34,8	466,8	54,9	879,6	105,2
	Mín	-69,3	14,0	-296,3	56,4	-492,6	94,1	-934,4	185,9
Tipo 4	Máx	61,8	11,2	497,4	36,2	687,8	64,1	1430,4	111,3
	Mín	-78,1	15,0	-343,8	60,6	-553,5	95,7	-1050,0	186,5
Tipo 2B	Máx	20,1	8,0	214,1	30,2	340,2	58,5	848,3	83,4
	Mín	-25,3	12,8	-174,0	53,3	-323,4	89,1	-596,1	176,9
Tipo 3B	Máx	17,8	9,1	180,8	35,4	321,0	29,0	652,8	117,9
	Mín	-18,6	12,3	-181,4	53,3	-181,8	89,3	-644,1	178,1

Tabela 5.4 – Esforços solicitantes da modelagem segundo o procedimento de Marston-Spangler (800 mm)

Altura Aterro		1 m		3 m		5 m		10 m	
Esforço		M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)
Classe A	Máx	40.1	0.1	240.6	62.7	433.7	4.1	894.8	7.2
	Mín	-26.4	13.9	-159.3	58.7	-290.1	99.3	-605.1	198.0
Classe B	Máx	45.9	5.9	262.2	33.8	416.0	54.8	796.8	112.7
	Mín	-70.6	13.4	-263.9	58.1	-439.8	96.8	-834.8	191.1
Classe C	Máx	57.6	11.6	341.1	47.1	651.3	68.3	1223.4	125.7
	Mín	-88.6	15.4	-378.3	62.6	-636.9	98.0	-1244.1	192.8
Classe D	Máx	88.6	11.2	807.8	29.0	1325.3	43.2	2525.7	79.2
	Mín	-105.7	15.5	-511.4	63.5	-914.3	104.1	-1768.7	203.4

Tabela 5.5 – Esforços solicitantes da modelagem segundo o procedimento padronizado SIDD (1200 mm)

Altura Aterro		1 m		3 m		5 m		10 m	
Esforço		M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)
Tipo 1	Máx	56.9	11.9	580.5	49.5	914.1	93.5	1496.1	172.2
	Mín	-134.4	22.2	-556.4	83.7	-780.8	137.6	-1650.0	264.3
Tipo 2	Máx	163.7	18.3	606.2	55.8	926.0	88.7	1866.2	161.6
	Mín	-165.0	24.3	-682.2	84.9	-1137.6	140.6	-2190.2	277.5
Tipo 3	Máx	205.5	18.1	762.6	53.3	1253.1	83.3	2431.5	156.9
	Mín	-177.3	25.5	-721.7	84.6	-1200.6	139.5	-2323.4	275.1
Tipo 4	Máx	240.2	20.2	1111.2	60.2	1893.0	92.0	3772.1	172.5
	Mín	-165.3	26.8	-810.0	93.6	-1397.4	153.2	-2788.2	299.0
Tipo 2B	Máx	165.6	17.5	460.4	49.5	763.8	85.4	1470.8	173.1
	Mín	-154.9	23.5	-507.6	84.5	-895.1	138.9	-1620.5	262.2
Tipo 3B	Máx	63.3	21.8	367.5	54.0	656.3	88.8	1359.8	176.0
	Mín	-91.7	23.1	-414.3	83.4	-719.9	136.1	-1471.7	267.5

Tabela 5.6 – Esforços solicitantes da modelagem segundo o procedimento de Marston-Spangler (1200 mm)

Altura Aterro		1 m		3 m		5 m		10 m	
Esforço		M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)
Classe A	Máx	50,8	10,3	80,0	59,7	836,7	152,9	1759,5	299,0
	Mín	-27,2	9,6	-308,7	85,5	-570,0	143,3	-1208,4	286,1
Classe B	Máx	80,0	17,7	575,3	60,0	903,3	89,1	1724,9	168,6
	Mín	-146,0	23,7	-627,3	87,0	-1032,6	143,9	-1963,7	283,4
Classe C	Máx	190,0	20,9	1037,9	61,7	1621,2	97,2	2969,7	188,3
	Mín	-214,9	25,0	-869,6	94,8	-1468,4	155,3	-2857,7	302,9
Classe D	Máx	200,2	20,1	1819,7	47,9	2974,4	68,6	5736,2	121,5
	Mín	-234,5	25,4	-1216,7	96,5	-2017,1	156,8	-3941,6	304,4

O esforço de momento fletor na Classe A poderia ser menor se não fosse pelo pico de momento fletor no anel do tubo que aparece exatamente no contato entre o berço de concreto e o solo (Figura 5.22). Este pico de momento fletor, como sendo o momento fletor máximo para o caso, é o esforço pelo qual o tubo é armado para resistir.

Pode-se observar nas tabelas que os esforços no anel do tubo crescem quanto pior o tipo de instalação e quanto maior a altura do aterro, como já era esperado.

Um fato importante que pode ser observado é que os esforços das simulações feitas com coeficientes que simulam solos nacionais (Tipo 2B e Tipo 3B) são menores que os esforços das instalações simuladas com solos com parâmetros que simulam solos da América do Norte.

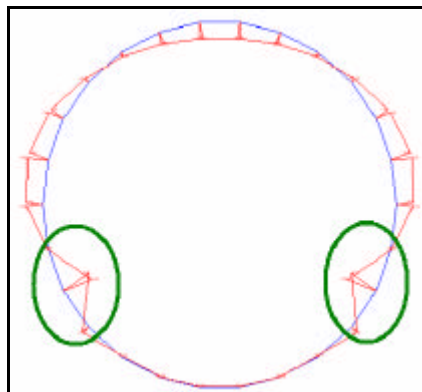


Figura 5.22 – Pico de momento fletor, ($d_i = 800$ mm) altura do aterro de 3 m.

5.2.1 APLICAÇÃO DE CARGA

É muito comum o uso de tubos de concreto enterrados sobre rodovias, para permitir a passagem de córregos. Tendo em vista este uso comum de tubos de concreto procurou-se, além das simulações descritas, realizar uma simulação com a aplicação de cargas móveis sob o aterro de terra.

O efeito sobre os tubos devido a sobrecargas aplicadas na superfície é significativo para alturas de solo relativamente pequenas. Para um primeiro entendimento do efeito de um veículo passando na superfície sobre o tubo é mostrado na Figura 5.23, reproduzido de KRIZEK *et al* (1971), a variação da pressão vertical sobre o tubo produzida por um eixo do veículo tipo H-20 da AASHTO, que tem duas cargas de 72,6 kN aplicadas em área de contacto de 457 mm x 508 mm, distantes entre si de 1,83 m, em função da altura de solo sobre o tubo. Nota-se que o efeito desta ação decresce rapidamente com a profundidade. Encontra-se representado também nesta figura o efeito da carga do solo, admitindo que ele seja igual ao peso do prisma do solo acima do tubo e que tenha peso específico de 19,2 kN/m³. Considerando a soma dos dois efeitos, observa-se que a pressão total passa por um mínimo quando a altura de terra sobre o tubo é da ordem de 1,22 m (4 pés) e que para profundidades maiores o efeito da carga de do veículo diminui rapidamente.

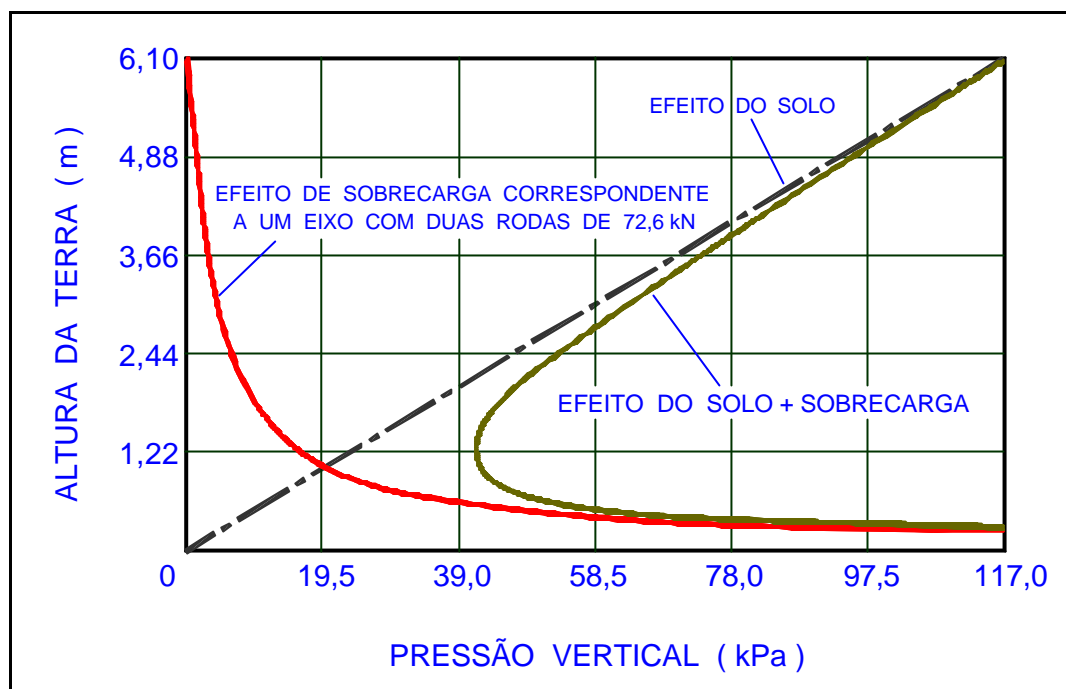


Figura 5.23 – Pressão vertical em tubo enterrado versus altura de terra sobre o plano horizontal que passa sobre o topo do tubo, KRIZEK *et al* (1971).

Foram feitos dois tipos de simulações usando a aplicação de carga sobre o aterro:

- Carga móvel aplicada sobre um aterro de 1 m. Com uma baixa altura de aterro pode-se ter uma boa influência da carga sobre o tubo.
- Aplicação de carga sobre altura de aterro crescente para avaliar a diminuição da influência da carga com o aumento da altura do aterro.

5.2.2 CARGA MÓVEL – ATERRO DE 1 m ALTURA

Para as simulações com carga móvel utilizou-se o veículo-tipo Classe 45 (450 kN de peso total do veículo), NBR-7188 ABNT (1984).

Considerando o caso mais crítico, com o veículo trafegando na mesma direção do eixo da linha dos tubos. Considerando o efeito de três rodas alinhadas igualmente espaçadas, pode ocorrer uma superposição dos efeitos na direção do eixo da linha dos tubos a partir da profundidade, como mostra a propagação de forças na Figura 5.25.

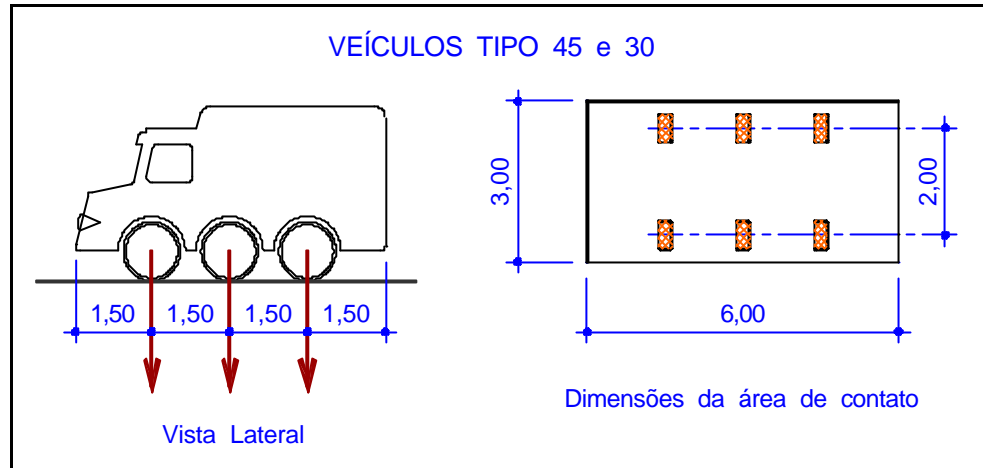


Figura 5.24 – Características do veículo-tipo

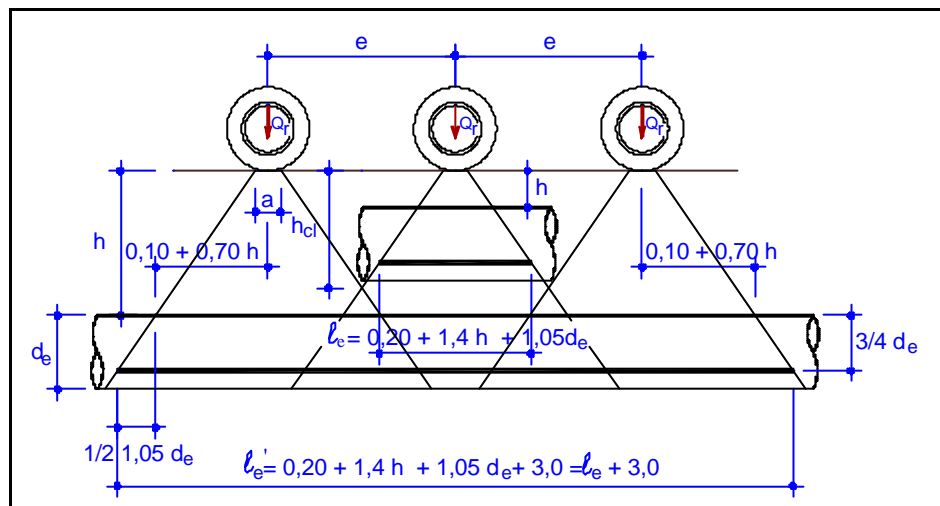


Figura 5.25 – Propagação das forças na direção do eixo da tubulação.

Tabela 5.7 – Esforços das simulações com carga rodoviária.

Altura Aterro		500 mm		800 mm		1200 mm	
Esforço		M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)	M(kNcm)	N(kN)
Tipo 1	Máx	104,7	4,2	402,6	3,5	738,8	7,5
	Mín	-116,3	24,0	-312,0	33,8	-642,6	48,3
Tipo 2	Máx	141,3	4,1	389,4	3,9	704,9	8,6
	Mín	-1203,0	24,2	-308,4	34,1	-595,8	48,5
Tipo 3	Máx	135,5	6,8	463,2	0,2	783,9	6,0
	Mín	-112,7	24,2	-392,9	35,4	-692,6	49,1
Tipo 4	Máx	201,0	4,1	463,2	0,2	783,9	6,0
	Mín	-165,9	24,3	-392,9	35,4	-692,6	49,1
Tipo 2B	Máx	220,1	6,2	345,8	6,3	624,6	11,7
	Mín	-156,8	23,3	-260,0	35,0	-478,7	46,4
Tipo 3B	Máx	122,3	8,0	351,0	6,0	597,8	12,3
	Mín	-104,1	24,9	-268,4	35,0	-474,9	46,7

5.3 ARMADURAS E ENQUADRAMENTO DOS TUBOS

Como já foi mencionado, a armadura dos tubos é o parâmetro de comparação utilizado neste trabalho. Sendo assim, seguem os dados usados no processo de cálculo, bem como a taxa de armadura calculada para cada um dos casos.

Para os tubos com 800 mm e 1200 mm de diâmetro interno, a armadura é dupla, com cobertura de 25 mm. E no caso do tubo de 500 mm de diâmetro interno a armadura é simples.

As armaduras foram dimensionadas segundo as hipóteses do procedimento de FUSCO (1981). A resistência característica do concreto utilizado nos cálculos foi de $f_{ck} = 35$ MPa.

Para os valores das taxas de armadura, no caso do procedimento de Marston-Spangler, o dimensionamento foi feito para cargas relativas à força de ensaio, e não à classe do tubo, ou seja, as forças não foram enquadradas em uma classe de força, como PA1 ou PA2 da NBR 8890 ABNT (2003), por exemplo.

Na análise numérica pelo método dos elementos finitos há um par de esforços (força normal e momento fletor) para cada elemento de pórtico do tubo. A armadura foi calculada de forma a atender todos estes pares esforços, e uma vez que o tubo é circular a armadura deve ser uniforme. O coeficiente de majoração dos esforços obtidos pelo método dos elementos finitos utilizados para o cálculo das armaduras foi de 1,5, que é o fator que a NBR 8890 (2003) especifica para tubos de concreto, e usa para passar da carga de trinca para carga de ruptura.

Nas tabelas as armaduras estão distribuídas em:

- Método Indireto – referente ao cálculo indireto pelo método de Marston-Spangler.
- MEF – MS – referente ao cálculo de esforços pelo método dos elementos finitos utilizando a modelagem que segue as instalações de Marston-Spangler.
- MEF – SIDD – referente ao cálculo de esforços pelo método dos elementos finitos utilizando a modelagem que segue as instalações padronizadas SIDD.

O item força cortante mostra se o tubo é capaz de resistir ao esforço de força cortante para cada caso. O cálculo do cisalhamento e as demais expressões, como a de cálculo de armadura mínima, foram obtidas a partir de EL DEBS (2003).

Para melhor comparar as armaduras dos tubos, decidiu-se por enquadrar os tubos, depois de calculadas as armaduras, em uma das classes sugeridas pela NBR 8890 (2003). Este enquadramento foi feito da seguinte forma: primeiro calculou-se a armadura necessária para cada uma das classes PA1, PA2, PA3 e PA4 (águas pluviais) para os diâmetros em questão. Depois comparou a armadura calculada e verificou-se em qual das classes cada um dos casos poderiam ser encaixados.

Os valores de taxa de armadura que estão em destaque (***negrito e itálico***) fazem referência a valores altos de área de armadura, sendo que nestes casos pode haver a ruptura do cobrimento do concreto.

Tabela 5.8 – Armadura, $d_i = 500$ mm, altura do aterro = 1 m.

Método Indireto				
Classe	A	B	C	D
Taxa (%)	0,048	0,092	0,116	0,202
Força Cortante	OK	OK	OK	OK
Classificação	PA 1	PA 1	PA 1	PA 1
MEF - MS				
Classe	A	B	C	D
Taxa (%)	0,000	0,036	0,070	0,074
Força Cortante	OK	OK	OK	OK
Classificação	PA 1	PA 1	PA 1	PA 1
MEF - SIDD				
Tipo	1	2	3	4
Taxa (%)	0,000	0,008	0,014	0,030
Força Cortante	OK	OK	OK	OK
Classificação	PA 1	PA 1	PA 1	PA 1

Tabela 5.9 – Armadura, $d_i = 500$ mm, altura do aterro = 3 m.

Método Indireto				
Classe	A	B	C	D
Taxa (%)	0.216	0.362	0.452	0.836
Força Cortante	OK	OK	OK	OK
Classificação	PA 1	PA 2	PA 2	PA 3
MEF - MS				
Classe	A	B	C	D
Taxa (%)	0.000	0.042	0.230	0.342
Força Cortante	OK	OK	OK	OK
Classificação	PA 1	PA 1	PA 1	PA 1
MEF - SIDD				
Tipo	1	2	3	4
Taxa (%)	0.006	0.030	0.036	0.160
Força Cortante	OK	OK	OK	OK
Classificação	PA 1	PA 1	PA 1	PA 1

Na Classe D, pelo método indireto, pode haver ruptura do cobrimento.

Tabela 5.10 – Armadura, $d_i = 500$ mm, altura do aterro = 5 m.

Método Indireto				
Classe	A	B	C	D
Taxa (%)	0.386	0.670	0.958	-
Força Cortante	OK	OK	OK	NÃO
Classificação	PA 2	PA 3	PA 4	-
MEF - MS				
Classe	A	B	C	D
Taxa (%)	0.020	0.064	0.546	0.576
Força Cortante	OK	OK	OK	OK
Classificação	PA 1	PA 1	PA 4	PA 4
MEF - SIDD				
Tipo	1	2	3	4
Taxa (%)	0.030	0.060	0.066	0.208
Força Cortante	OK	OK	OK	OK
Classificação	PA 1	PA 1	PA 1	PA 2

Na Classe B e na Classe C, pelo método indireto, pode haver ruptura do cobrimento.

Tabela 5.11 – Armadura, $d_i = 500$ mm, altura do aterro = 10 m.

Método Indireto				
Classe	A	B	C	D
Taxa (%)	-	-	-	-
Força Cortante	NÃO	NÃO	NÃO	NÃO
Classificação	-	-	-	-
MEF - MS				
Classe	A	B	C	D
Taxa (%)	0.044	0.128	0.898	-
Força Cortante	OK	OK	OK	NÃO
Classificação	PA 1	PA 1	PA 4	-
MEF - SIDD				
Tipo	1	2	3	4
Taxa (%)	0.090	0.134	0.134	0.494
Força Cortante	OK	OK	OK	OK
Classificação	PA 1	PA 1	PA 1	PA 4

Na Classe C pelo método dos elementos finitos, pode haver ruptura do cobrimento.

Tabela 5.12 – Armadura, $d_i = 800$ mm, altura do aterro = 1 m.

Método Indireto												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.024	0.012	0.036	0.045	0.022	0.067	0.055	0.027	0.082	0.091	0.045	0.136
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		
MEF - MS												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.000	0.000	0.000	0.006	0.007	0.013	0.003	0.020	0.023	0.024	0.014	0.038
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		
MEF - SIDD												
Tipo	1			2			3			4		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.000	0.003	0.003	0.000	0.011	0.011	0.000	0.013	0.013	0.005	0.015	0.020
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		

Tabela 5.13 – Armadura, $d_i = 800$ mm, altura do aterro = 3 m.

Método Indireto												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.098	0.048	0.146	0.167	0.082	0.249	0.207	0.100	0.307	0.353	0.166	0.519
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA 1			PA 2			PA 2			PA 2		
MEF - MS												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.026	0.026	0.015	0.027	0.042	0.030	0.175	0.205
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		
MEF - SIDD												
Tipo	1			2			3			4		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.000	0.023	0.023	0.000	0.023	0.023	0.000	0.031	0.031	0.000	0.087	0.087
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		

Tabela 5.14 – Armadura, $d_i = 800$ mm, altura do aterro = 5 m.

Método Indireto												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.177	0.086	0.263	0.307	0.146	0.453	0.383	0.179	0.562	0.684	0.302	0.986
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA 2			PA 3			PA 4			-		
MEF - MS												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.004	0.011	0.015	0.000	0.042	0.042	0.031	0.082	0.113	0.074	0.300	0.374
Força Cortante	OK			OK			NÃO			NÃO		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA3		
MEF - SIDD												
Tipo	1			2			3			4		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.000	0.031	0.031	0.000	0.042	0.042	0.001	0.055	0.056	0.006	0.103	0.109
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		

Na Classe D pelo método indireto pode haver ruptura do cobrimento.

Tabela 5.15 – Armadura, $d_i = 800$ mm, altura do aterro = 10 m.

Método Indireto												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.411	0.190	0.601	0.733	0.323	1.056	-	-	-	-	-	-
Força Cortante	OK			OK			-			-		
Classificação	PA4			Especial			-			-		
MEF - MS												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.005	0.014	0.019	0.000	0.076	0.076	0.091	0.171	0.262	0.251	0.653	0.904
Força Cortante	OK			OK			NÃO			NÃO		
Classificação	PA1			PA1			PA2			-		
MEF - SIDD												
Tipo	1			2			3			4		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.000	0.033	0.033	0.000	0.083	0.083	0.011	0.106	0.117	0.030	0.259	0.289
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA2		

Na Classe D pelo método indireto pode haver ruptura do cobrimento.

Tabela 5.16 – Armadura, $d_i = 1200$ mm, altura do aterro = 1 m.

Método Indireto												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.017	0.008	0.025	0.037	0.017	0.053	0.045	0.021	0.066	0.079	0.036	0.115
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		
MEF - MS												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.008	0.000	0.008	0.000	0.009	0.009	0.015	0.019	0.035	0.017	0.023	0.040
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		
MEF - SIDD												
Tipo	1			2			3			4		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.005	0.000	0.011	0.011	0.000	0.015	0.015
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		

Tabela 5.17 – Armadura, $d_i = 1200$ mm, altura do aterro = 3 m.

Método Indireto												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,085	0,039	0,123	0,149	0,067	0,217	0,185	0,083	0,268	0,313	0,139	0,452
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA 2			PA 2			PA 3		
MEF - MS												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,015	0,015	0,017	0,063	0,079	0,049	0,157	0,206
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA2		
MEF - SIDD												
Tipo	1			2			3			4		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,000	0,013	0,013	0,007	0,021	0,028	0,009	0,039	0,049	0,011	0,072	0,083
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		

Na Classe D pelo método dos elementos finitos pode haver ruptura do cobrimento.

Tabela 5.18 – Armadura, $d_i = 1200$ mm, altura do aterro = 5 m.

Método Indireto												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,161	0,073	0,233	0,278	0,124	0,402	0,343	0,153	0,496	-	-	-
Força Cortante	OK			OK			NÃO			NÃO		
Classificação	PA 2			PA 3			PA 3			-		
MEF - MS												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,000	0,003	0,003	0,001	0,029	0,029	0,038	0,099	0,137	0,096	0,271	0,367
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA3		
MEF - SIDD												
Tipo	1			2			3			4		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,000	0,020	0,020	0,015	0,031	0,045	0,021	0,070	0,091	0,031	0,134	0,165
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		

Na Classe C pelo método indireto pode haver ruptura do cobrimento.

Tabela 5.19 – Armadura, $d_i = 1200$ mm, altura do aterro = 10 m.

Método Indireto												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Força Cortante	OK			OK			NÃO			NÃO		
Classificação	PA 2			PA 3			PA 3			-		
MEF - MS												
Classe	A			B			C			D		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,000	0,017	0,017	0,005	0,061	0,066	0,097	0,188	0,285	0,229	0,573	0,803
Força Cortante	OK			OK			OK			NÃO		
Classificação	PA1			PA1			PA2			-		
MEF - SIDD												
Tipo	1			2			3			4		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,000	0,033	0,033	0,035	0,081	0,116	0,052	0,148	0,200	0,295	0,091	0,385
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA3		

Na Classe D pelo método dos elementos finitos pode haver ruptura do cobrimento.

Nas tabelas que seguem, pode ser observado as armaduras dos tubos simulados com a utilização de parâmetros que simulam solos nacionais para aterros com altura de 3 m, 5 m e 10 m. Estas simulações foram feitas apenas para as instalações padronizadas SIDD.

Tabela 5.20 – Armadura, $d_i = 500$ mm, solos nacionais.

3 m		
Classe	2B	2C
Taxa (%)	0,010	0,000
Força Cortante	OK	OK
Classificação	PA 2	PA 2
5 m		
Classe	2B	2C
Taxa (%)	0,046	0,002
Força Cortante	OK	OK
Classificação	PA 1	PA 1
10 m		
Classe	2B	2C
Taxa (%)	0,032	0,026
Força Cortante	OK	OK
Classificação	PA 1	PA 1

Tabela 5.21 – Armadura, $d_i = 800$ mm, solos nacionais.

3 m						
Classe	2B			2C		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,018	0,000	0,018	0,003	0,000	0,003
Força Cortante	OK			OK		
Classificação	PA1			PA1		
5 m						
Classe	2B			2C		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,017	0,000	0,017	0,048	0,000	0,048
Força Cortante	OK			OK		
Classificação	PA1			PA1		
10 m						
Classe	2B			2C		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,126	0,000	0,126	0,029	0,000	0,029
Força Cortante	OK			OK		
Classificação	PA1			PA1		

Tabela 5.22 – Armadura, $d_i = 1200$ mm, solos nacionais.

3 m						
Classe	2B			2C		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.016	0.000	0.016	0.000	0.000	0.000
Força Cortante	OK			OK		
Classificação	PA1			PA1		
5 m						
Classe	2B			2C		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.025	0.000	0.025	0.004	0.000	0.004
Força Cortante	OK			OK		
Classificação	PA1			PA1		
10 m						
Classe	2B			2C		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0.044	0.000	0.044	0.023	0.000	0.023
Força Cortante	OK			OK		
Classificação	PA1			PA1		

Mesmo para uma altura de aterro de 10 m, as instalações padronizadas SIDD Tipo 1 e 2 foram classificadas como tubos PA1, ou seja, os esforços no anel do tubo para estes tipos de instalações foram baixas.

As simulações feitas com parâmetros que simulam solos nacionais acabaram por ter uma armadura menor que as simulações feitas com solos com parâmetros da ACPA. Isso já era de se esperar, uma vez que os esforços destas simulações já eram menores. Estas simulações com solos nacionais demonstram o excelente comportamento dos solos lateríticos frente aos solos usados nas instalações na América do Norte, mostrando que o procedimento padronizado SIDD para instalações de tubos de concreto enterrados pode ser usado no Brasil.

Na Tabela 5.23 pode ser visto a armadura para cada um dos modelos onde foi aplicada a carga veículo-tipo rodoviário Classe 45 num aterro de 1m de altura, bem como a classificação destes tubos. Na Tabela 5.24 está a armadura e a classificação dos tubos assentados com a utilização de solos nacionais.

Tabela 5.23 – Armadura dos tubos com carga de veículo e carga de aterro (1m) aplicada.

500 mm												
Tipo	1			2			3			4		
Posição	central	TOTAL		central	TOTAL		central	TOTAL		central	TOTAL	
Taxa (%)	0,214	0,214		0,216	0,216		0,196	0,196		0,322	0,322	
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		
800 mm												
Tipo	1			2			3			4		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,098	0,014	0,112	0,094	0,015	0,109	0,098	0,017	0,115	0,115	0,032	0,147
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		
1200 mm												
Tipo	1			2			3			4		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,115	0,050	0,165	0,109	0,042	0,151	0,115	0,049	0,163	0,124	0,056	0,180
Força Cortante	OK			OK			OK			OK		
Classificação	PA1			PA1			PA1			PA1		

Tabela 5.24 – Armadura dos tubos com carga de veículo e carga de aterro (1m) aplicada – solos nacionais.

500 mm						
Tipo	2B			3B		
Posição	central	TOTAL		central	TOTAL	
Taxa (%)	0,350	0,350		0,168	0,168	
Força Cortante	OK			OK		
Classificação	PA1			PA1		
800 mm						
Tipo	2B			3B		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,082	0,003	0,085	0,083	0,005	0,088
Força Cortante	OK			OK		
Classificação	PA1			PA1		
1200 mm						
Tipo	2B			3B		
Posição	int	ext	TOTAL	int	ext	TOTAL
Taxa (%)	0,095	0,024	0,119	0,090	0,025	0,115
Força Cortante	OK			OK		
Classificação	PA1			PA1		

5.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo as armaduras são comparadas através do peso de armadura necessário para a construção de uma unidade de tubo de concreto para cada um dos casos, ou seja, as armaduras foram transformadas de taxa de aço para peso de aço.

O cálculo foi feito a partir dos dados das taxas de aço sem levar em conta a emenda necessária que a armadura deva ter na fabricação dos tubos.

Nos gráficos das figuras foi desconsiderada a armadura mínima, ou seja, a armadura em alguns casos pode estar menor que a armadura mínima, ou até mesmo nula.

Na Figura 5.26 tem-se a armadura necessária para o caso do tubo com diâmetro interno de 800 mm e com altura de aterro de 5 m. São apresentados os resultados dos 3 tipos de cálculos, pelo Método Indireto, Pelo MEF segundo o procedimento de Marston-Spangler e pelo método dos elementos finitos segundo o procedimento padronizado SIDD. Podemos observar que o cálculo pelo método indireto a armadura é muito superior aos casos com o cálculo feito pelo método dos elementos finitos. Isto se repete em todos os outros casos analisados. A armadura calculada pelo método indireto é de 2 a 4 vezes a armadura calculada pelo método dos elementos finitos pelo procedimento de Marston-Spangler, para uma mesma Classe de instalação.

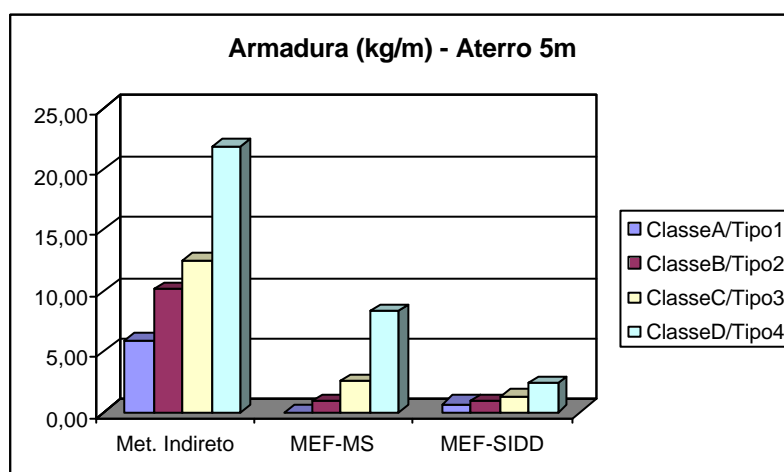


Figura 5.26 – Armadura, $d_i = 800$ mm, aterro de 5m.

Isto ocorre porque a teoria do método indireto de Marston-Spangler é mais conservadora, fazendo com que a armadura do tubo seja muitas vezes bem maior do que a necessária. Realmente há a necessidade das instalações de Marston-Spangler serem conservadoras, pois estas não detalham e não especificam de forma adequada a qualidade do solo a ser utilizado, apenas se este é bem ou mal compactado. E em relação à geometria da instalação, apenas especificam a geometria do berço. Devido a tais fatos conclui-se que dentro de uma mesma Classe de instalação de Marston-Spangler, se possam ter boas e más instalações, e o método busca sempre cobrir o pior caso.

Para uma melhor visualização dos gráficos, a seguir são mostrados as armaduras necessárias apenas para os casos onde foi usado o método direto (método dos elementos finitos), para assim podermos comparar os procedimentos de Marston-Spangler e SIDD.

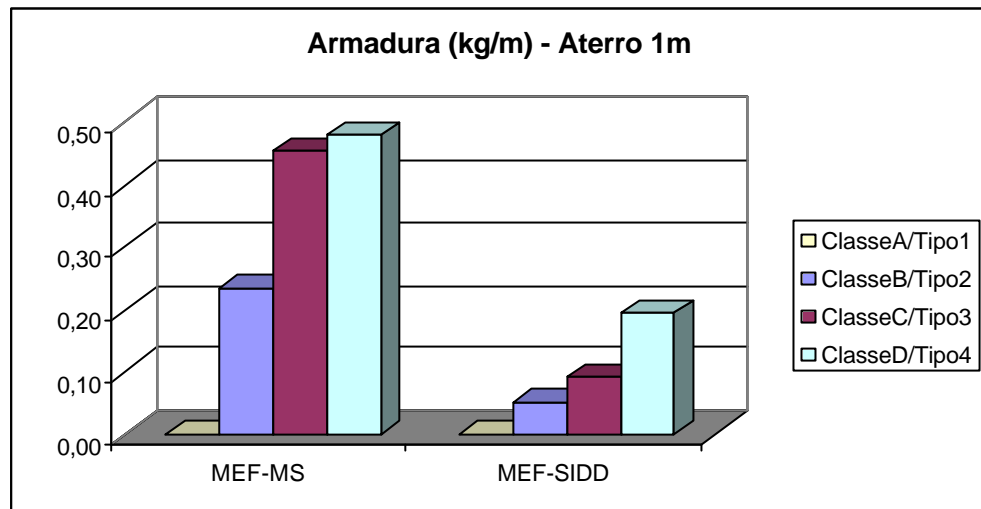


Figura 5.27 – $d_i = 500$ mm, aterro de 1m.

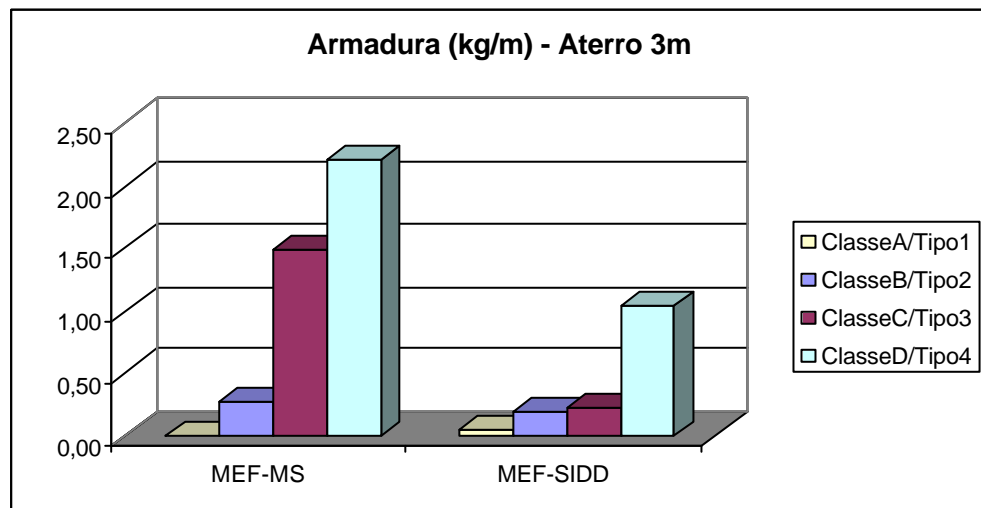


Figura 5.28 – $d_i = 500$ mm, aterro de 3m.

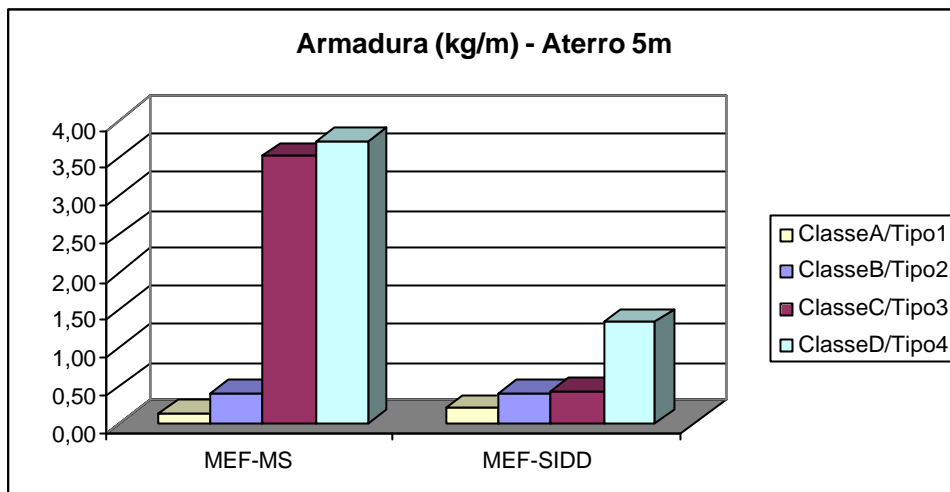


Figura 5.29 – $d_i = 500$ mm, aterro de 5m.

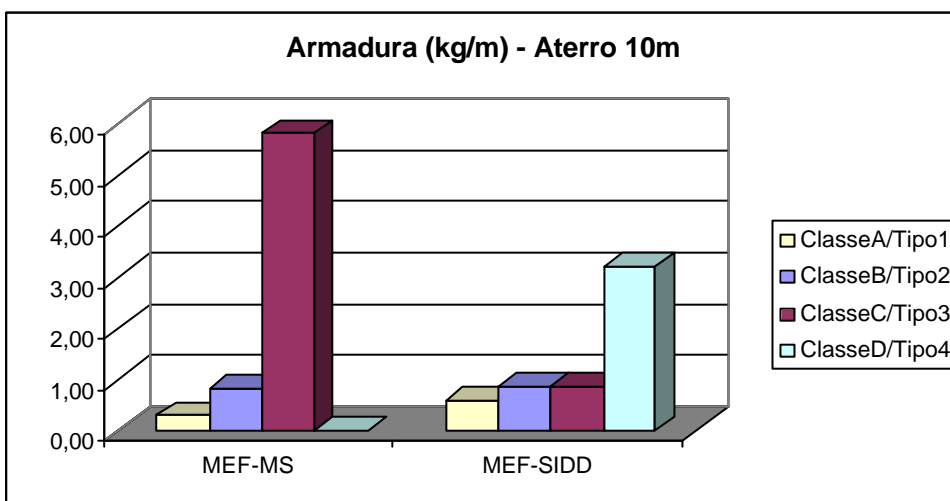


Figura 5.30 – $d_i = 500$ mm, aterro de 10m.

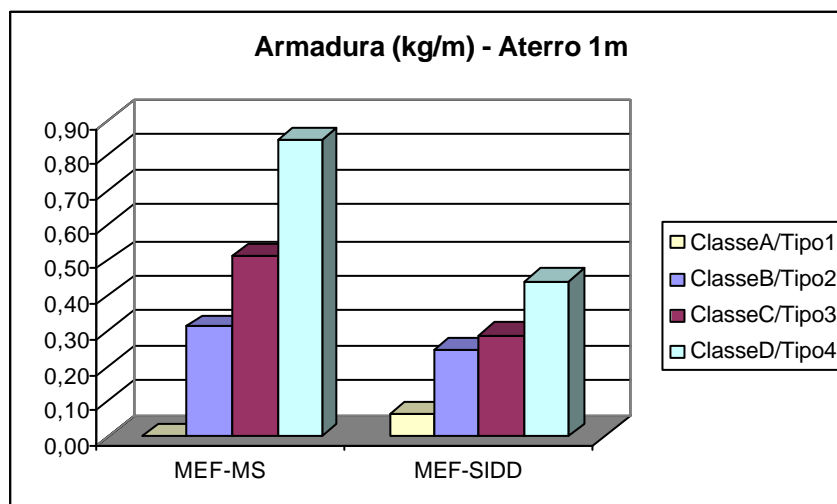


Figura 5.31 – $d_i = 800$ mm, aterro de 1m.

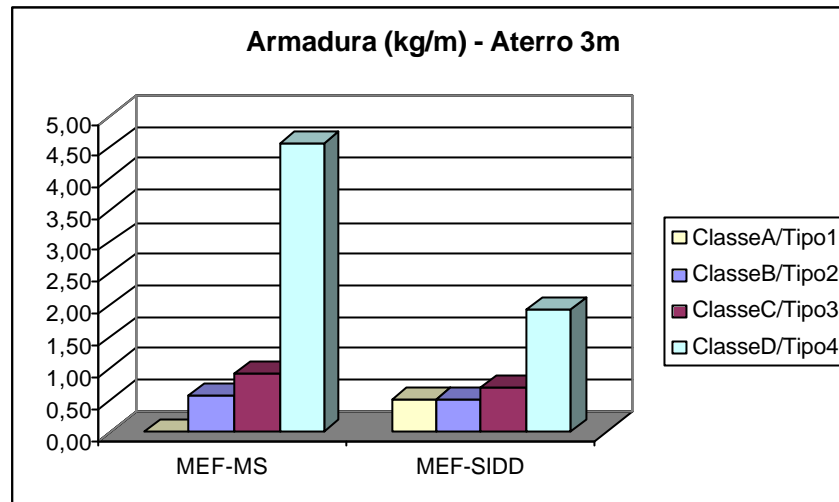


Figura 5.32 – $d_i = 800$ mm, aterro de 3m.

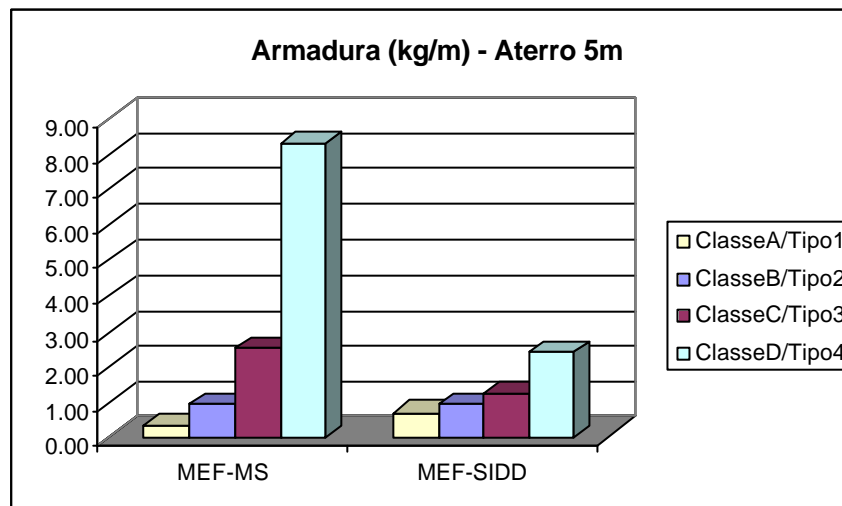


Figura 5.33 – $d_i = 800$ mm, aterro de 5m.

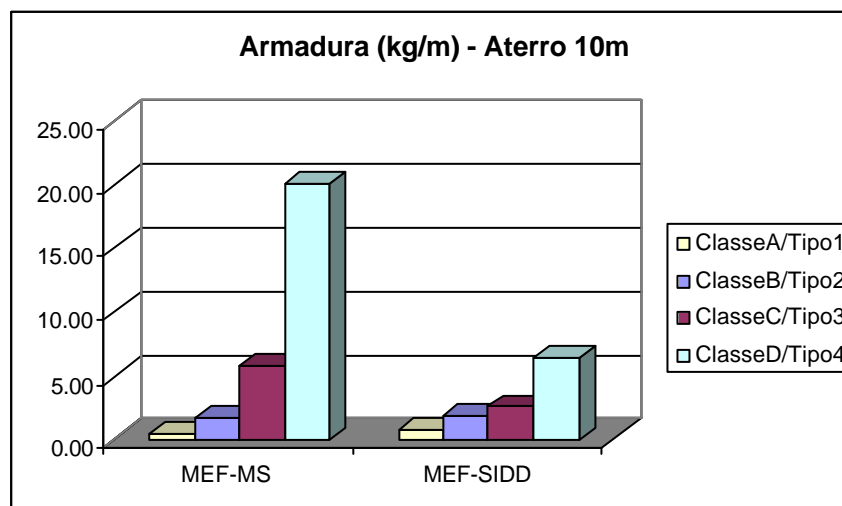


Figura 5.34 – $d_i = 800$ mm, aterro de 10m.

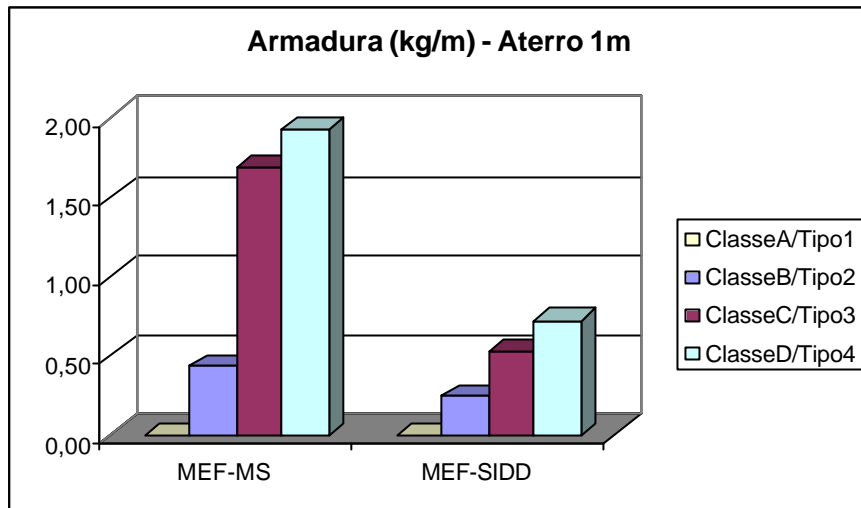


Figura 5.35– $d_i = 1200$ mm, aterro de 1m.

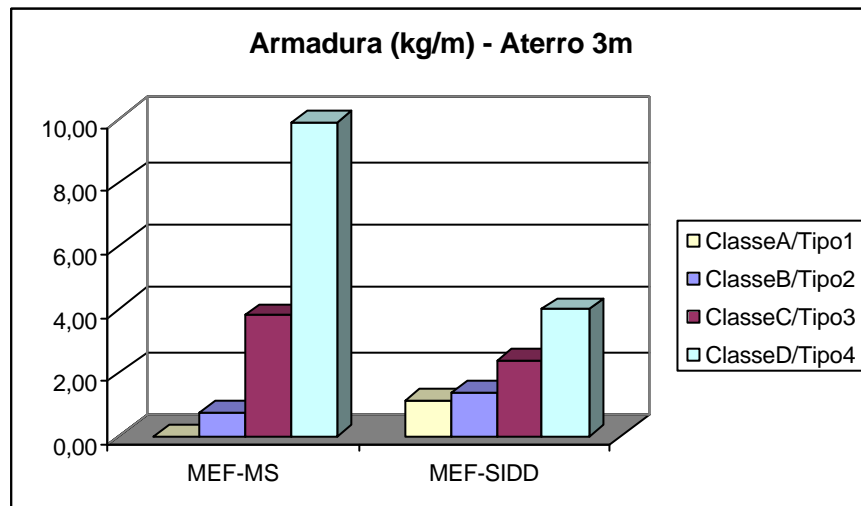


Figura 5.36 – $d_i = 1200$ mm, aterro de 3m.

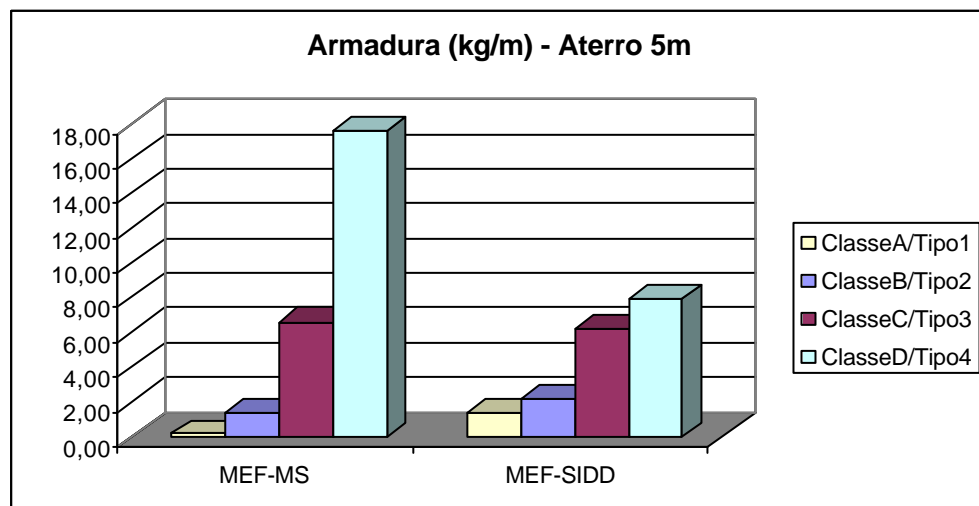


Figura 5.37 – $d_i = 1200$ mm, aterro de 5m.

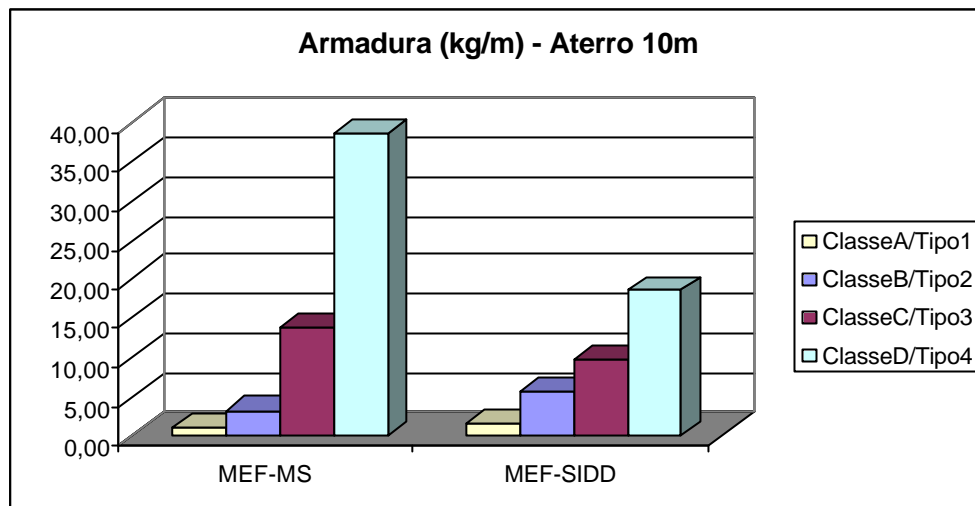


Figura 5.38 – $d_i = 1200$ mm, aterro de 10m.

Além destes gráficos das figuras mostradas, tem-se a Figura 5.39 onde são mostrados os resultados das simulações numéricas e do método indireto para o caso de $d_i = 1200$ mm. Cada tipo de análise está diferenciado com uma cor diferente (Método Indireto, MEF-SIDD e MEF-MS).

Como alguns resultados estão muito próximos dificultando a visualização, na Figura 5.40 tem-se a área que está em destaque da Figura 5.39.

No trabalho são comparadas as instalações padronizadas SIDD com as instalações de Marston-Spangler da seguinte forma:

- SIDD Tipo 1 com Marston-Spangler Classe A.
- SIDD Tipo 2 com Marston-Spangler Classe B.
- SIDD Tipo 3 com Marston-Spangler Classe C.
- SIDD Tipo 4 com Marston-Spangler Classe D.

Pelos resultados tem-se que a Classe A é a de melhor qualidade, o que já era esperado, pois o berço é de concreto. Mas mesmo assim a instalação Tipo 1 tem um excelente desempenho.

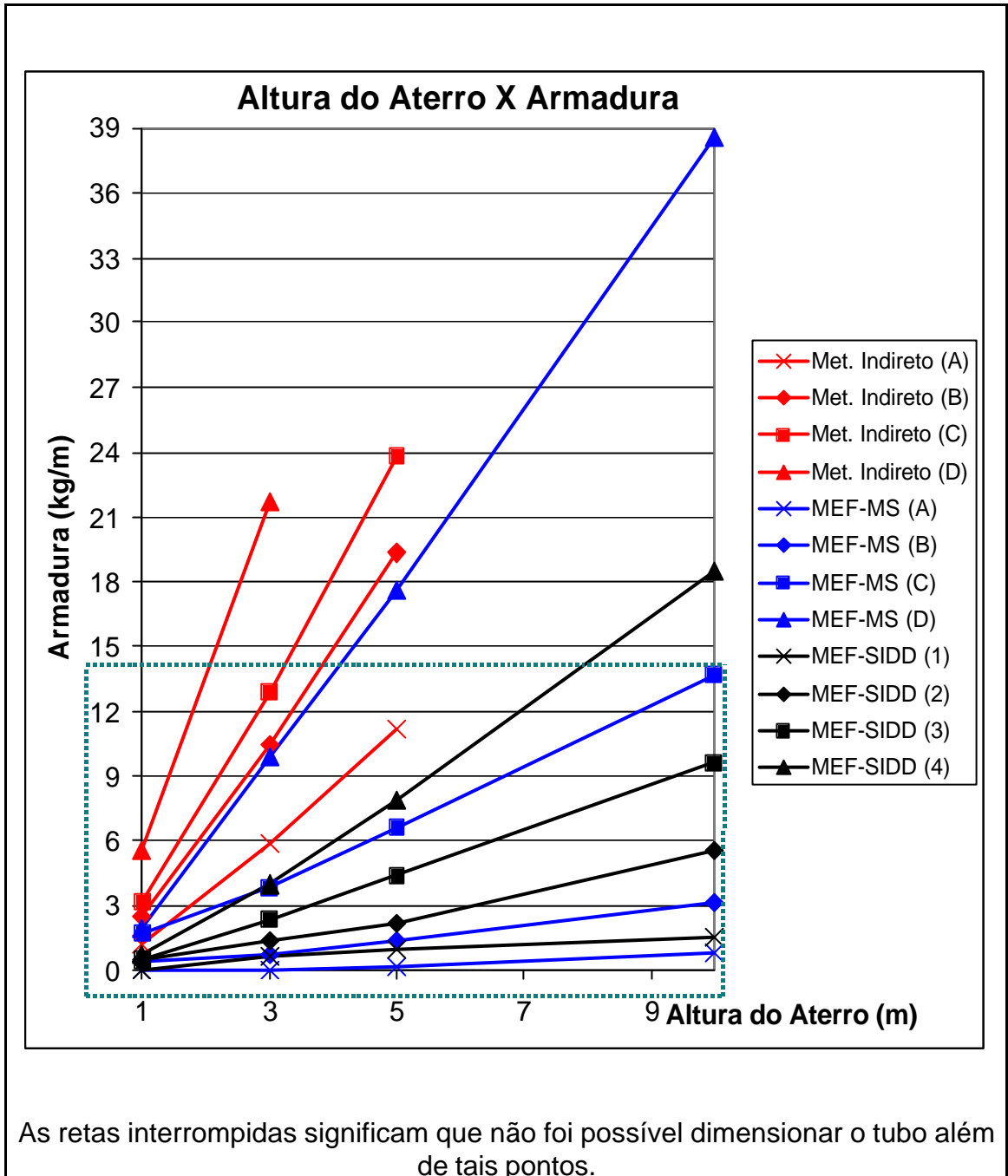


Figura 5.39 – Consumo de armadura para o caso de aterro de 5 m de altura e tubo de 1200 mm de diâmetro interno.

Já nas instalações Tipo 2 e Classe B, a instalação Classe B acarreta numa taxa de armadura menor, mas é importante ressaltar que a instalação Classe B é a melhor instalação do procedimento de Marston-Spangler onde se usa solos no berço (e não concreto) e a instalação Tipo 2 é a segunda melhor instalação do procedimento padronizado SIDD, que usa apenas solos no berço.

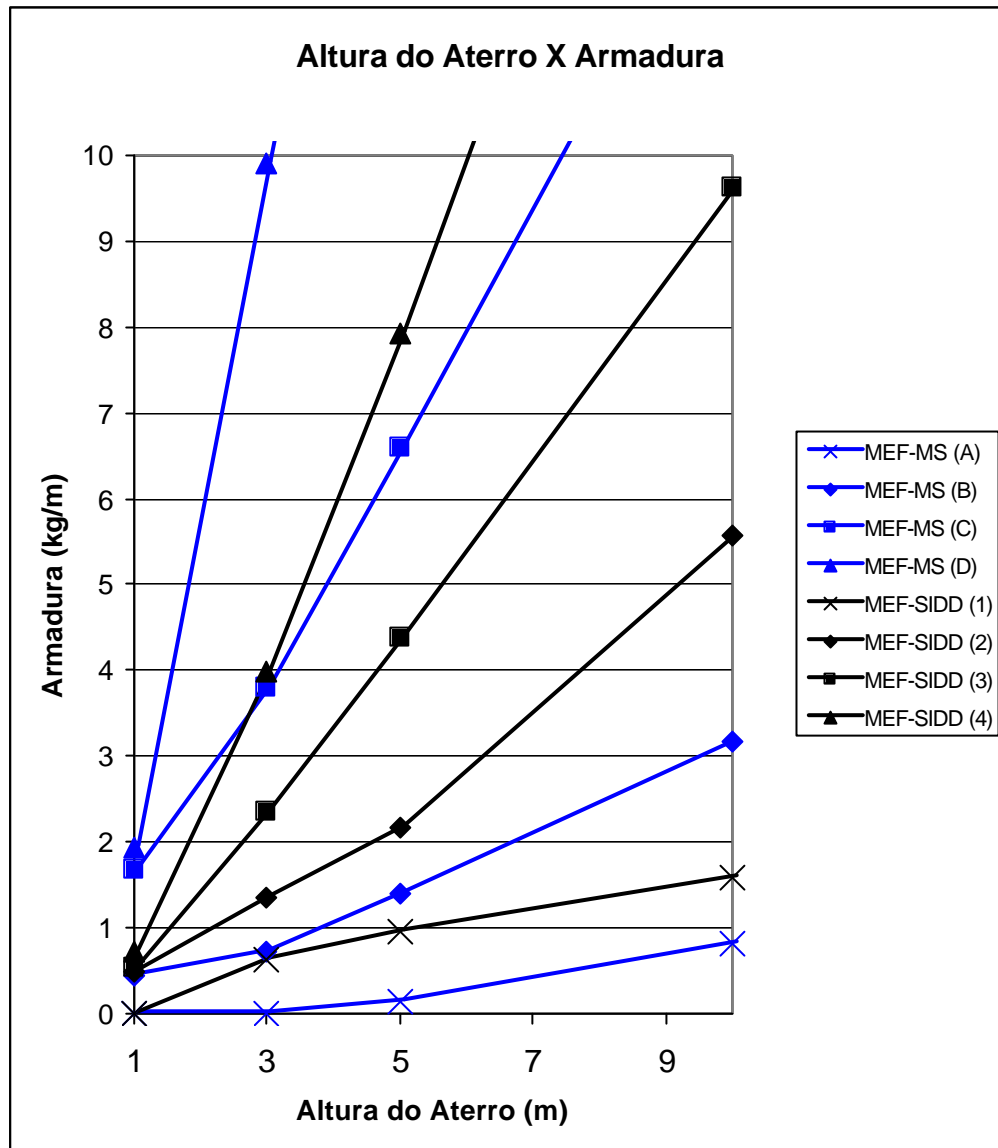


Figura 5.40 – Resultados em destaque da Figura 5.39.

No caso do tubo de 1200 mm de diâmetro interno foram feitas três comparações diferentes. Nestas comparações foi descartado os dados das instalações Classe A de Marston-Spangler, por se tratar de uma instalação de berço de concreto, diferente das demais. Sendo assim, também foi descartada a instalação Tipo A do procedimento padronizado SIDD, de modo que as duas melhores instalações dos dois procedimentos fossem descartadas.

Na Tabela 5.25 temos que as armaduras calculadas pelo método indireto de Marston-Spangler foram consideradas como 100% e as armaduras calculadas pelo método direto, a partir do método dos elementos finitos, pelo

procedimento de Marston-Spangler e pelo procedimento padronizado SIDD, como sendo uma parcela do método indireto.

Tabela 5.25 – Comparação das armaduras para o caso de aterro com 3 m de altura e tubo de 1200 mm de diâmetro interno.

Método Indireto - MS		
Classe B	Classe C	Classe D
100,0%	100,0%	100,0%
MEF - Marston-Spangler		
Classe B	Classe C	Classe D
6,9%	29,5%	45,6%
MEF - SIDD		
Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
12,9%	18,3%	18,4%

Nota-se que quando comparados os métodos de cálculo direto e indireto, há uma grande economia de armadura quando se usa o método direto. Para o método direto pelo procedimento padronizado SIDD usa-se de 12,9% a 18,4% da armadura calculada pelo método indireto de Marston-Spangler. Para o método direto pelo procedimento de Marston-Spangler usa-se de 6,9% a 45,6% da armadura calculada pelo método indireto de Marston-Spangler, para o caso de aterro de 3 m de altura e com tubo de diâmetro de 1200 mm. No caso de alturas de aterros maiores, não foi possível projetar os tubos pelo método indireto para a Classe D de Marston-Spangler, pois este gerou esforços solicitantes que impossibilitaram o cálculo da armadura. Já pelo método direto foi possível projetar os tubos para aterros maiores tanto pelo procedimento de Marston-Spangler quanto pelo procedimento padronizado SIDD. O método direto é mais trabalhoso de ser executado, porém com os recursos computacionais existentes hoje, a economia que se tem com este método torna-o vantajoso frente ao método indireto.

Na Tabela 5.26 tem-se as armaduras calculadas pelo método direto, a partir do método dos elementos finitos. As armaduras calculadas pelo procedimento de Marston-Spangler são consideradas como 100%, e como uma parcela desta estão as armaduras calculadas a partir do procedimento padronizado SIDD.

Tabela 5.26 – Comparação das armaduras para os procedimentos de Marston-Spangler e SIDD, ($d_i = 1200 \text{ mm}$).

3 m	MEF - Marston-Spangler		
	Classe B	Classe C	Classe D
	100,0%	100,0%	100,0%
	MEF - SIDD		
	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
	186,7%	62,0%	40,3%
5 m	MEF - Marston-Spangler		
	Classe B	Classe C	Classe D
	100,0%	100,0%	100,0%
	MEF - SIDD		
	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
	155,2%	66,5%	45,0%
10 m	MEF - Marston-Spangler		
	Classe B	Classe C	Classe D
	100,0%	100,0%	100,0%
	MEF - SIDD		
	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
	175,8%	70,2%	47,9%
MÉDIA	MEF - Marston-Spangler		
	Classe B	Classe C	Classe D
	100,0%	100,0%	100,0%
	MEF - SIDD		
	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
	172,5%	66,2%	44,4%

Quando são comparados as instalações Classe B de Marston-Spangler com as instalações Tipo 2 do procedimento padronizado SIDD, a instalação Classe B consome menos armadura. Em média a instalação Tipo 2 consome 72,5% a mais de armadura.

Porém quando as Classes C e Classe D, que são as mais executadas, são comparadas com as instalações Tipo 3 e Tipo 4, as instalações Tipo 3 e Tipo 4 consomem menos armadura. Em média as instalações Tipo 3 e Tipo 4 consome de 66,2% e 44,4% da armadura usada pelas instalações Classe C e Classe D, respectivamente.

6º CAPÍTULO: CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Dentro do que foi realizado no trabalho, analisando os procedimentos de Marston-Spangler e o procedimento padronizado SIDD para instalação de tubos de concreto enterrados foi possível constatar que:

- a) No procedimento de Marston-Spangler para tubos de concreto enterrados, a falta de parâmetros e dados para a execução do procedimento pode levar uma instalação de uma mesma Classe a ter um comportamento que vai de ruim a excelente. Uma instalação com parâmetros bem definidos proporciona um projeto onde se possa conhecer melhor o desempenho desta. É importante salientar que no procedimento SIDD há um padrão que deve ser seguido para cada um dos 4 Tipos de instalações, isso garante que em uma determinada instalação de tubo de concreto venha a ter um comportamento esperado. Já nas instalações de Marston-Spangler não há uma boa definição do que deva ser seguido, e isto leva a uma instalação onde não se tem um bom conhecimento do seu comportamento, levando muitas vezes a um superdimensionamento do tubo.
- b) Quanto melhor o suporte lateral que o solo proporciona ao tubo, em uma instalação de tubo enterrado, melhor será a distribuição de esforços no anel do tubo. As vantagens do suporte lateral no tubo foi uma das primeiras constatações de Marston no início do século passado. Uma boa instalação de tubo de concreto enterrado deve ter como um dos fatores principais proporcionar um bom suporte lateral ao tubo.

- c) O procedimento padronizado SIDD foi desenvolvido, pela ACPA, com solos usados na América do Norte. As simulações feitas com solos brasileiros, lateríticos, das instalações Tipo 2 e Tipo 3, mostram uma armadura necessária menor do que as simulações feitas com parâmetros de solos da América do Norte. Isso leva a concluir que o procedimento padronizado SIDD é adaptável às condições brasileiras.
- d) Quando comparado a forma de projeto habitual no Brasil, o método indireto do procedimento de Marston-Spangler, com o método direto, tem-se que o método direto acarreta numa grande economia de armadura. Esta economia para o procedimento padronizado SIDD vai de 81,6% a 97,1% de armadura, e em relação com o método direto para o procedimento SIDD a economia vai de 54,4% a 93,1%, para o caso de aterro de 3 m de altura e tubo de 1200 mm de diâmetro interno. Com esta economia e com os recursos computacionais disponíveis hoje, o cálculo pelo método direto é vantajoso.
- e) Na comparação dos procedimentos de Marston-Spangler com o procedimento padronizado SIDD, pelo método direto, o procedimento de Marston-Spangler leva vantagem na Classe B, sendo que a instalação Tipo 2 do SIDD acarreta num consumo em média de 72,5% a mais de armadura. Porém quando as Classes C e Classe D, que são as mais executadas, são comparadas com as instalações Tipo 3 e Tipo 4, as instalações Tipo 3 e Tipo 4 consomem menos armadura. Em média as instalações Tipo 3 e Tipo 4 consomem 43,8% e 55,6% menos armadura do que as instalações Classe C e Classe D, respectivamente.

Em um trabalho futuro seria interessante acrescentar dados experimentais para assim fazer uma análise mais precisa dos procedimentos. Uma análise experimental também é importante, pois possíveis problemas construtivos que possam existir são difíceis de serem previstos numa análise numérica.

7º CAPÍTULO: BIBLIOGRAFIA

AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION (1993). *Concrete pipe technology handbook: a presentation of historical and current state-of-the-art design and installation methodology*. Irving, ACPA.

AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION (1996). *Design Data 40. Standard installations and bedding factors for the indirect design method*. Irving, ACPA.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (1994). *Standard practice for direct design of buried precast concrete pipe using standard installations (SIDD)*. New York: ASCE.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 8890: Tubos de concreto, se seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários – requisitos e métodos de ensaio*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (1949). *Tubos de concreto*. Cimento e concreto: boletim de informações ABCP, São Paulo, n.56, p.549-616.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento*. Rio de Janeiro.

BACHER, A. E., BANKE, A. N., KIRKLAND, D. E. (1982). *Reinforced-concrete pipe culverts: design summary and implementation*. Transportation Research Record 878. p.83-92.

BOSCADIN, M. D. et al (1990). *Hyperbolic parameter for compacted soils*, Journal of Geotechnical Engineering, v116, n.01, p.88-102.

- BOULANGER, R. W., BRAY, J. D., CHEW, S. W., SEED, R. B., MITCHELL, J. K. e DUCAN, J. M. (1991). *SSCOMPPC: a finite element analysis program for evaluation of soil structure interaction and compactation effects*, Report n. UCB/GT/91-02, Berkley, 176p.
- BULSON, P.S. (1985). *Buried structures: static and dynamic strength*. London: Chapman and Hall.
- DUANE, J., ROBINSON, R., CHARLES, A. M. (1986). *Culvert-soil interaction finite element analysis*. Journal of Transportation Engineering, Vol. 112, No. 3, Maio/Junho, p. 250-263.
- DUCAN, J. M., BRYNE, P., WONG, K. S., MABRY, P. (1980). *Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stress and movements in soil masses*, Geotechnical Engineering Research Report no. UCB/GT/80-01, University of California, Berkley.
- EL DEBS, M. K. (1984). *Contribuição ao projeto de galerias enterradas: alternativas em argamassa armada*. São Carlos, EESC – USP, Tese de Doutorado.
- EL DEBS, M. K. (2003). *Projeto estrutural de tubos circulares de concreto*. São Paulo, IBTS.
- FUSCO, P. B. (1981). *Estruturas de concreto: solicitações normais*. Rio de Janeiro: Guanabara Dois.
- HEGER, F. J. (1982). *Structural design method for precast reinforced-concrete pipe*. Transportation Research Record 878.
- HILL, J. J., KURDZIEL, J. M., NELSON, C.R., NYSTROM, J. A., SONDAG, M. S. (1999). *Minnesota department of transportation overload field tests of standard and standard and standard installation direct design reinforced concrete pipe installations* Transportation Research Record 1656, Paper No. 99-0974.
- HILL, J. J., KURDZIEL, J. M., NELSON, C. R., NYSTROM, J. A., NELSON, C. R. (2000). *Intelligent technology for concrete pipe in the new millennium*. Concrete for the New Millennium, ASTM STP 1368, I.I. KASPAR and J.I. ENYART, Eds., American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa.
- KRIZEK, R. J.; PARMELEE, R.A.; KAY, J.N.; ELNAGGAR, H.A. (1971). *Structural analysis and design of pipe culverts*. National Cooperative Highway Research Program, Report n.116.

- KURDZIEL, J. M., McGRATH, T. J. (1991). *SPIDA method for reinforced concrete pipe design*, Journal of Transportation Engineering, Vol. 117, No. 4, July/August, ASCE.
- MAGALHÃES, F. L. (2003). *TUBO Versão: 1.2. Projeto estrutural de tubos circulares de concreto armado*. (disponível em <<http://www.abtc.com.br>>. Acesso em 23 ago. 2004).
- McGRATH, T. J., and HEGUER, F. J. (1983). *Structural design manual for improved inlets and culverts*. FHWA Report No. IP-83-6, U.S. Government Printing Office, June.
- MELFI, A.J. (1994). *Lateritas e Processos de Laterização*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 29 p.
- MELOTTI, O. K., (2002). *Tubulações enterradas. "O uso de trincheira induzida"*. São Carlos, EESC – USP, Dissertação de Mestrado.
- NOGAMI, J.C; VILLIBOR, D.F. (1995). *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. São Paulo, 240 p.
- ROSCHKE, P. M., DAVIS, R. E., (1986). *Rigid culvert finite element analyses*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 8, August, p. 749-767.
- SELIG, T. E., (1988). *Soil parameters for desing of buried pipelines* Pipeline Infrastructure, Proceedings, p 99-166, ASCE, New York, NY, USA.
- SELIG, T. E., McVAY, M. C., CHANG, C. S. (1982). *Finite-element modeling of buried concrete pipe installations*. Transportation Research Record 878. p. 17-23.
- SELIG, T. E., PACKARD, D. L. (1986). *Buried concrete pipe embankment installation analysis*. Journal of Transportation Engineering, Vol. 112, No. 6, November/December, p. 576-592. ASCE.
- SELIG, T. E., PACKARD, D. L. (1987). *Buried concrete pipe trench installation analysis*. Journal of Transportation Engineering, Vol. 113, No. 5, September/October, p. 485-501. ASCE.
- SILVA, D.P. (2005). *Influência da contaminação por cloreto de cobre na resistência ao cisalhamento de solos utilizados em liners*. São Carlos, 2005. 136 p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- SILVEIRA, K. D. (2001). *Análise paramétrica do comportamento de condutos enterrados flexíveis e de grande diâmetro*. São Carlos, EESC – USP, Dissertação de Mestrado.

SLATTER, G. L. (2003). *Suggested bedding factors of controlled low-strength material for concrete pipe*. Proceedings of the ACSE International Conference on Pipeline Engineering and Construction: New Pipeline Technologies, Security, and Safety, v 2, p. 1086-1095.

SPANGLER, M. C. (1962). *Culverts and conduits*. In: LEONARDS, G.A., ed. Foundation Engineering. New York: McGraw-Hill, 1962. Cap.11, p.965-999.

STANCATI, G. (1978). *Estudo dos parâmetros hiperbólicos da curva tensão deformação de solos compactos*. São Carlos, EESC – USP, Dissertação de Mestrado.

VILAR, O. M., BUENO, B. S. (2004). *Mecânica dos solos - volume II*. São Carlos.

ZAIDLER, W. (1983). *Projetos estruturais de tubos enterrados*. São Paulo: Editora Pini.