

Dutos enterrados

aspectos geotécnicos

Benedito Bueno | Yuri Costa

oficina de textos

© 2012 Oficina de Textos

Grafia atualizada conforme o Acordo Ortográfico da Língua Portuguesa de 1990, em vigor no Brasil a partir de 2009.

CONSELHO EDITORIAL Cylon Gonçalves da Silva; José Galizia Tundisi; Luis Enrique Sánchez; Paulo Helene; Rozely Ferreira dos Santos; Teresa Gallotti Florenzano

CAPA Malu Vallim

DIAGRAMAÇÃO Casa Editorial Maluhy & Co.

PROJETO GRÁFICO Douglas da Rocha Yoshida

PREPARAÇÃO DE TEXTO Felipe Marques

REVISÃO DE TEXTO Gerson Silva

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Bueno, Benedito

Dutos enterrados : aspectos geotécnicos / Benedito Bueno, Yuri Costa. – 2. ed. – São Paulo : Oficina de Textos, 2012.

Bibliografia

ISBN 978-85-7975-060-1

1. Construção subterrânea 2. Mecânica do solo I. Costa, Yuri. II. Título.

12-10141

CDD-624.15136

Índices para catálogo sistemático:

1. Construção subterrânea : Engenharia geotécnica 624.15136

Todos os direitos reservados à **Editora Oficina de Textos**

Rua Cubatão, 959

CEP 04013-043 São Paulo SP

tel. (11) 3085 7933 fax (11) 3083 0849

www.ofitexto.com.br

atend@ofitexto.com.br

APRESENTAÇÃO

Ruínas e remanescentes milenares de dutos enterrados ainda podem ser encontrados em diversas partes do mundo e constituem um marco civilizatório, pois permitiram o transporte de água para as comunidades e o seu consequente despejo. Essas estruturas têm acompanhado o homem até hoje, sendo inconcebível pensar em um núcleo urbano sem suas redes de água, de esgoto, de telefonia e de eletricidade, entre outras facilidades. Esses exemplos contemplam apenas algumas possibilidades de uso, pois outras aplicações são possíveis, como as dutovias, extensas obras lineares projetadas para o transporte de diferentes produtos, tais como água, petróleo e gás. Essas estruturas passam praticamente despercebidas pelo cidadão comum, que, em geral, só se dá conta de sua existência quando falham, mas constituem um desafio para o engenheiro que se defronta com uma estrutura cujo comportamento depende de como interagirá o sistema solo-estrutura.

Se em tempos passados os dutos eram construídos com base no empirismo, no limiar do século XX diversos novos conhecimentos foram postos à disposição da comunidade técnica. A abordagem racional do projeto de dutos enterrados pode ser centrada nos estudos pioneiros de Marston, que estudou as formas com que as tensões decorrentes do solo são transmitidas aos dutos e desenvolveu um método de cálculo de tensões sobre dutos rígidos. Em seguida, estudos complementares de Spangler trataram da questão dos dutos flexíveis e possibilitaram o surgimento de métodos para o cálculo de tensões e deflexões dessas estruturas. A partir do gérmen desses trabalhos, diferentes contribuições envolvendo experimentação de protótipos, trabalhos de laboratório, modelos de comportamento de solos mais elaborados e ferramentas numéricas permitiram aprimorar o conhecimento acerca do assunto, assim como projetar e construir essas estruturas com níveis de segurança semelhantes aos obtidos em outras especialidades da Engenharia.

O projeto de um duto depende, essencialmente, de suas características mecânicas, em especial da resistência e da rigidez, e do solo envolvente, pois, do íntimo contato com o solo e das deformações associadas resultarão os esforços a que a estrutura deverá resistir. Ressalte-se que, em certos casos, como nos dutos flexíveis, é o solo envolvente que praticamente comanda a estabilidade do sistema, pois esses dutos valer-se-ão do solo para obter praticamente toda a resistência de que necessitam para se manterem estáveis.

Este livro aborda justamente as questões geotécnicas associadas ao projeto e à construção dos dutos enterrados e vem suprir a carência de textos em língua portuguesa sobre o assunto, que é, aliás, praticamente ignorado nos cursos de Engenharia, algo que parece ser uma tendência inclusive em países de primeiro mundo. Fruto de anos de pesquisa e de experiência do Prof. Benedito Bueno, este livro, escrito em colaboração com o Prof. Yuri Costa, reúne informações clássicas da literatura e contribuições dos autores ao assunto. Entre essas contribuições, pode-se citar a técnica da Geovala, desenvolvida pelo Prof. Benedito Bueno para minimizar as tensões sobre dutos, e o estudo das interferências de perdas de apoio e de levantamento sobre o desempenho de dutos, assunto pesquisado pelo Prof. Yuri Costa em sua tese de doutorado.

Trata-se de uma obra fundamental, indicada para todos os profissionais que se interessam pelo assunto, pois constitui uma rica fonte de referência para embasar o projeto e a construção de dutos enterrados. O texto é ainda apropriado para aqueles que pretendem se iniciar no tema, uma vez que a forma didática e evolutiva com que foi escrito e os exemplos de cálculo presentes facilitarão a leitura e o aprendizado dos conceitos apresentados.

São Carlos, julho de 2012

ORENCIO MONJE VILAR

Departamento de Geotecnia

Escola de Engenharia de São Carlos

Universidade de São Paulo

PREFÁCIO

Os dutos enterrados são estruturas que interagem fortemente com o solo circundante, compondo um sistema de comportamento geotécnico complexo. Por esse motivo, a competência do projeto e da execução de obras de dutos enterrados deve repousar sobre profissionais qualificados, com conhecimentos gerais sobre Mecânica dos Solos e noções específicas acerca de seu desempenho geotécnico. De certa forma, isso não é fácil, uma vez que, seguindo uma postura de caráter mundial, os cursos de graduação em Engenharia Civil no Brasil geralmente não abordam o assunto. Depende da iniciativa individual do profissional buscar as informações não fornecidas em sala de aula.

Fruto de dez anos de trabalho, esta obra tem por objetivo contribuir para o preenchimento dessa lacuna, divulgando os aspectos mais relevantes do projeto geotécnico e da construção de dutos enterrados. Visa, sobretudo, fornecer informações aos profissionais e iniciantes no tema, para que obras de dutos enterrados possam ser projetadas e executadas com maior segurança e economia.

O presente texto é organizado em oito capítulos. No Cap. 1, é feita uma introdução do tema ao leitor, apresentando-se, entre outros aspectos, os tipos e instalações de dutos. Como o enfoque da obra é fundamentalmente geotécnico, decidiu-se incluir um capítulo sobre conceitos básicos de Mecânica dos Solos (Cap. 2), de modo a propiciar ao leitor não familiarizado com a área geotécnica o embasamento mínimo necessário para a compreensão dos assuntos abordados nos demais capítulos.

Após a instalação, o duto provoca uma intensa redistribuição de tensões no solo adjacente, fenômeno que é conhecido como arqueamento. Presente em diversas obras geotécnicas, seu entendimento é essencial para a compreensão do comportamento dos dutos. Assim, decidiu-se escrever o Cap. 3, no qual as principais ideias e teorias relacionadas ao fenômeno do arqueamento de solos são abordadas.

No Cap. 4, são apresentados métodos analíticos para o cálculo da carga decorrente do peso do solo de cobertura sobre dutos. Em particular, aborda-se a Teoria de Marston-Spangler, aplicada a diferentes condições de instalação em valas e aterros.

O Cap. 5 é dedicado aos dutos flexíveis, cujo desenvolvimento está intimamente ligado ao desenvolvimento da própria Mecânica dos Solos, uma vez que o

sucesso desse tipo de duto depende basicamente do comportamento do solo circundante. O vasto emprego das estruturas flexíveis enterradas direcionou grande esforço de pesquisa neste assunto, especialmente depois da segunda metade do século XX. Recomenda-se ao leitor ler este capítulo com especial atenção, visto que ele expõe questões importantes para a compreensão da interação solo-duto.

Os projetos de dutos enterrados tornam-se mais complexos quando o duto necessita ser implantado sob condições especiais, não convencionais. Instalações múltiplas, dutos em valas escoradas, dutos sujeitos a movimentações laterais, perda de suporte ou elevação localizada são alguns exemplos de condições especiais de instalação. Este assunto é tratado no Cap. 6.

Nos últimos anos, o estudo de formas de minimização de cargas em dutos enterrados tem constituído tema de muitas pesquisas. Entre os métodos de maior destaque estão o berço compressível, a falsa trincheira e os que utilizam geossintéticos. Os principais aspectos sobre a redução de tensões em dutos enterrados são discutidos no Cap. 7.

No Cap. 8, são feitas considerações sobre as especificações construtivas de dutos enterrados, com ênfase na execução de envoltórias de dutos rígidos e flexíveis.

Por fim, gostaríamos de expressar nossos sinceros agradecimentos a todos os colegas que nos incentivaram ao longo dessa jornada. A todos, boa leitura!

BENEDITO BUENO

YURI COSTA

Dedicamos esta obra

À minha família

(B. Bueno)

À Carina e Clarice

(Y. Costa)

SUMÁRIO

1	ASPECTOS GERAIS	9
1.1	Métodos de instalação	10
1.2	Tipos de duto e rigidez relativa do sistema	13
1.3	Condição de trabalho dos dutos	15
1.4	Terminologia	16
2	ASPECTOS ESSENCIAIS DE MECÂNICA DOS SOLOS	17
2.1	Formação dos solos	17
2.2	Caracterização dos solos	18
2.3	Classificação dos solos	23
2.4	Permeabilidade	26
2.5	Tensões totais e efetivas e pressões neutras	29
2.6	Propagação de tensões no solo por carregamentos externos	30
2.7	Compactação dos solos	31
2.8	Recalques	36
2.9	Resistência ao cisalhamento	41
2.10	Empuxos de terra	48
2.11	Investigação do subsolo	54
3	REDISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO SOLO	68
3.1	Mobilização do arqueamento	70
3.2	Avaliação do arqueamento positivo	75
3.3	Avaliação do arqueamento negativo	87
4	DETERMINAÇÃO DA CARGA EM DUTOS DECORRENTE DO PESO DE SOLO	93
4.1	Método de Marston-Spangler	94
4.2	Método alemão	108
4.3	Carga decorrente do peso de solo em dutos flexíveis	111

5 DUTOS FLEXÍVEIS	113
5.1 Modos de ruptura de dutos flexíveis	114
5.2 Avaliação das deflexões	115
5.3 Teoria da compressão anelar (esmagamento da parede)	134
5.4 Ruptura por flambagem elástica	136
5.5 Métodos de dimensionamento	139
5.6 Previsão da carga de ruptura a partir da observação de obras	150
6 DUTOS ENTERRADOS EM CONDIÇÕES ESPECIAIS	155
6.1 Instalações múltiplas	155
6.2 Dutos submersos	161
6.3 Dutos muito rasos	162
6.4 Dutos em valas preenchidas com concreto	163
6.5 Dutos em valas escoradas	163
6.6 Dutos em interação longitudinal	169
7 MINIMIZAÇÃO DE TENSÕES SOBRE DUTOS ENTERRADOS	190
7.1 Trincheira induzida	191
7.2 Berço compressível	202
7.3 Uso de geossintéticos	203
8 ESPECIFICAÇÕES CONSTRUTIVAS	210
8.1 Planejamento da construção	210
8.2 Serviços preliminares	211
8.3 Compra, recebimento e estocagem dos tubos	212
8.4 Testes de especificação e recebimento	212
8.5 Escavação da vala	214
8.6 Execução da envoltória	216
8.7 Instalação do duto	225
8.8 Testes de estanqueidade	226
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	227
ÍNDICE REMISSIVO	238

Atualmente, cerca de 85% da população mundial vive em cidades, onde as redes de serviços desempenham um papel primordial, atendendo às necessidades básicas e contínuas de seus habitantes. Redes de abastecimento de água e de gás, de coleta de esgoto, de águas pluviais e de passagens de cabos de eletricidade, telefonia e de transmissão de dados são normalmente implantadas no subsolo do espaço urbano por meio de linhas de dutos enterrados. Além desses serviços básicos, as dutovias enterradas são também empregadas no transporte de fluidos (gás, petróleo e derivados), polpas industriais e sólidos granulares; como linhas adutoras; como emissários; e para canalizações de cursos d'água.

Os dutos enterrados representam um modo seguro e barato de transporte de fluidos. Entretanto, independentemente dessas vantagens e de possuírem métodos de dimensionamento adequados, essas estruturas ainda são, na maioria das vezes, executadas sem uma preocupação maior com o projeto geotécnico. Frequentemente, ao se projetar e instalar tubulações enterradas no Brasil, a atenção é limitada quase que exclusivamente à definição do processo construtivo. Várias ocorrências negativas, como elevações do duto, abertura de juntas, perfurações localizadas, trincas e até rupturas generalizadas, podem ser evitadas se a obra for embasada em um projeto geotécnico consistente. Casos de insucesso trazem prejuízos materiais consideráveis e, dependendo do fluido transportado, agressões severas ao meio ambiente e à população. Um fato preocupante é que esses insucessos não raro geram julgamentos tecnicamente infundados contra as instalações enterradas, principalmente as de grande diâmetro e as mais flexíveis.

De modo geral, os fabricantes preocupam-se em fornecer produtos que atendam às normas específicas, como, por exemplo, resistir a determinado nível de carregamento se o duto for rígido, ou apresentar certo grau de deflexão sob determinada altura de cobertura de solo, se for flexível. Em ambos os casos, no entanto, a questão não é tão simples, pois o comportamento mecânico do duto é função de uma série de fatores, desde a escolha do solo da envoltória e seu grau de compactação até a avaliação do histórico de deflexões a que o duto estará submetido durante os processos construtivos, de transporte e de instalação. Pode-se afirmar que a maior missão do projetista é adequar a estrutura ao meio circundante, no sentido de uniformizar ao máximo as tensões em seu entorno e, se possível, reduzi-las. O desempenho do duto também está intimamente ligado à fase de instalação, a qual deve ser executada sob procedimentos criteriosos,

2.1 FORMAÇÃO DOS SOLOS

Os solos são formados a partir da modificação das rochas que compõem a crosta terrestre, sob efeito de agentes dos intemperismos físicos e químicos e da decomposição de material orgânico. A ação do intemperismo físico é de desintegração das rochas sem modificação dos seus componentes, e tem como principais agentes o alívio de pressão, a variação da temperatura e o crescimento de cristais estranhos à rocha. O intemperismo químico, por sua vez, decompõe a rocha, alterando a constituição química do material virgem, sendo sua intensidade dependente das condições ambientais e da composição mineralógica da rocha. Em climas tropicais, a ação do intemperismo químico pode ser intensa, resultando em perfis de alteração com vários metros de profundidade. Os subprodutos gerados pelos intemperismos físico e químico, os solos, dependem da rocha mãe, do clima, da topografia e das condições de drenagem local.

Se o material resultante da ação do intemperismo permanece no local de origem, o solo é denominado *residual*. Em sua concepção mais simples, o perfil característico do solo residual possui tamanho das partículas crescente com a profundidade. O material mais superficial apresenta-se mais intemperizado e, portanto, mais decomposto que o material subjacente.

Caso seja transportado do local de origem para outro lugar, o solo é denominado *sedimentar* ou *transportado*. Nesse caso, conforme o agente de transporte (água, vento, geleira, gravidade), o material resultante pode apresentar tamanhos de partículas mais ou menos uniformes. É óbvio que um material transportado pode também sofrer efeito de envelhecimento e, portanto, com o tempo apresentar um perfil de alteração que varia com a profundidade, à semelhança do perfil de um solo residual, resguardados os efeitos genéticos. A Fig. 2.1 apresenta um perfil de alteração esquemá-

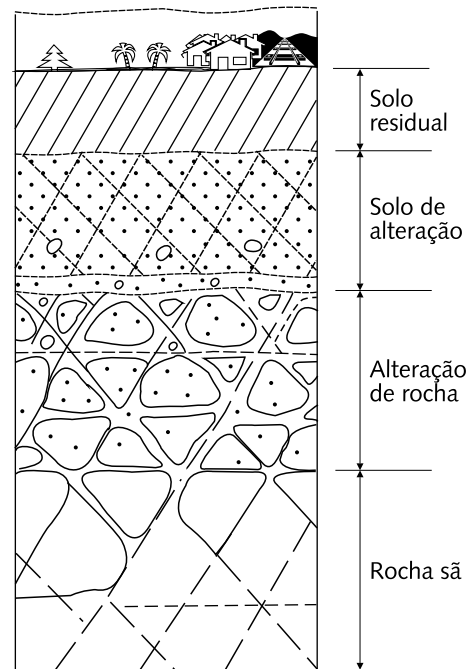


FIG. 2.1 Perfil esquemático de solo residual

feita com o uso de redes de fluxo. Detalhes do traçado de redes de fluxo estão fora do escopo deste texto, podendo ser obtidos nos principais livros de Mecânica dos Solos.

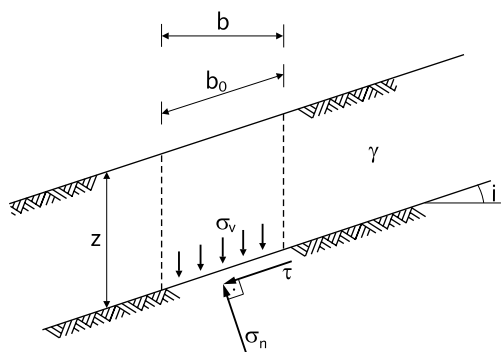


FIG. 2.8 Tensões decorrentes do peso próprio em terrenos inclinados

Caso a superfície do terreno seja inclinada segundo um ângulo i com a horizontal (Fig. 2.8), as tensões normal ao plano (σ_n), vertical (σ_v) e cisalhante (τ) são dadas pelas seguintes equações, considerando-se uma lâmina de largura b e comprimento unitário na direção perpendicular ao plano da página:

$$\sigma_n = \gamma \cdot z \cdot \cos^2 i \quad [2.13]$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \cdot \cos i \quad [2.14]$$

$$\tau = \gamma \cdot z \cdot \sen i \cdot \cos i \quad [2.15]$$

2.6 PROPAGAÇÃO DE TENSÕES NO SOLO POR CARREGAMENTOS EXTERNOS

Às tensões decorrentes do peso próprio de solo devem ser somadas as parcelas oriundas de carregamentos externos aplicados na superfície. Duas condições devem ser consideradas, as de carregamento de extensão infinita e as de carregamento de extensão finita (ou limitada).

Um carregamento de extensão infinita aplica, em toda a área de interesse, um acréscimo de carga de igual intensidade, independentemente da profundidade ou de suas coordenadas no plano. Já os carregamentos finitos perturbam apenas uma

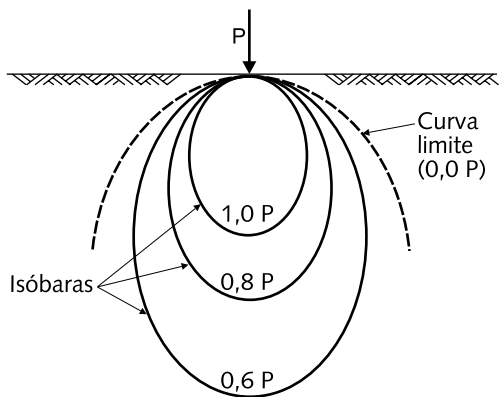
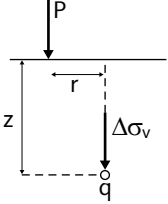
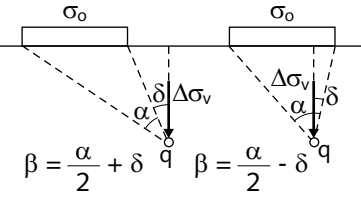
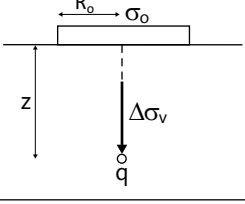
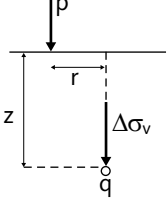


FIG. 2.9 Bulbo de tensões gerado no maciço por uma carga concentrada P

área restrita do substrato, nas proximidades de aplicação da carga. Essa zona perturbada é denominada *bulbo de tensões*. A Fig. 2.9 ilustra o bulbo gerado por uma carga P aplicada na superfície do terreno. Cada linha, denominada *isóbara*, representa um conjunto de pontos no maciço de igual acréscimo de tensão. A intensidade do acréscimo de tensões depende da magnitude do carregamento, da geometria da área carregada, da profundidade e da distância da carga na superfície em relação ao ponto de aplicação.

Diversas soluções baseadas na teoria da elasticidade foram propostas para o cálculo do acréscimo de tensões causado por cargas superficiais concentradas. O Quadro 2.3 sumariza algumas expressões para casos particulares de interesse em um projeto de tubulações enterradas. Nas formulações, uma carga superficial de determinada geometria causa um acréscimo de tensão vertical $\Delta\sigma_v$ em um ponto q , que está situado em uma posição específica do maciço.

QUADRO 2.3 Expressões para cálculo de acréscimos de tensão no solo para algumas situações típicas

Configuração	Acréscimo de tensão vertical ($\Delta\sigma_v$)	
Carga concentrada na superfície horizontal de um maciço semi-infinito	$\Delta\sigma_v = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{-5/2}$ em que: P = carga concentrada aplicada na superfície	
Carga uniformemente distribuída sobre faixa infinita	$\Delta\sigma_v = \frac{\sigma_0}{\pi} (\alpha + \text{sen } \alpha \cdot \cos 2\beta)$ em que: σ_0 = tensão vertical aplicada na superfície	
Carga uniformemente distribuída sobre placa circular	$\Delta\sigma_v = \sigma_0 \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{R_0}{z} \right)^2} \right]^{3/2} \right\}$	
Carga concentrada distribuída ao longo de uma linha	$\Delta\sigma_v = \frac{2pz^3}{\pi(x^2+z^2)^2}$ em que: p = carga por unidade de comprimento	

2.7 COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

Os solos de preenchimento de valas e de aterros sobre tubulações implantadas em saliência devem ser lançados em camadas e adequadamente compactados, de modo a terem suas propriedades mecânicas e hidráulicas

3

REDISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NO SOLO

Em Engenharia Civil, o dimensionamento de dutos enterrados está entre os problemas em que um projeto seguro depende do entendimento do processo de interação que se estabelece entre o solo circundante e a estrutura. Na execução de obras dessa natureza, criam-se sistemas cujo comportamento é fruto das características do maciço de solo, do material que envolve o duto (geralmente solo compactado), do duto em si e dos eventos que ocorrem durante e após a instalação, principalmente aqueles referentes às deflexões que se impõem ao duto desde a sua saída da fábrica até o encerramento da obra.

Em vista das diferenças na rigidez dos materiais, a presença do duto em um maciço causa uma intensa redistribuição de tensões em seu entorno, e isso afeta a resposta final do sistema, quando comparada à do maciço sem a presença do duto.

Uma imagem simples do fenômeno pode ser obtida por meio da analogia com um modelo composto por três molas (Moser e Folkman, 2008), como esquematiza a Fig. 3.1. Nela, as molas laterais representam o solo circundante, e a mola central, o duto. As molas laterais possuem constante elástica k_1 , e a mola central, k_2 . O sistema é carregado com um prisma rígido, que cobre toda a sua largura e representa o solo de cobertura e eventuais sobrecargas.

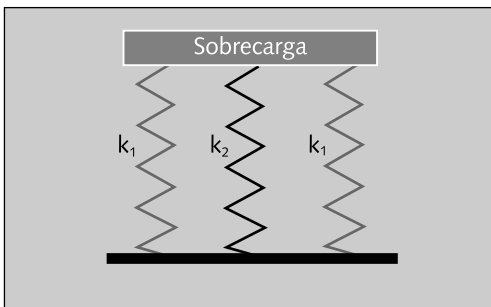


FIG. 3.1 Analogia das molas

Para realçar o efeito da compressibilidade relativa solo-duto, são consideradas três situações diferentes:

- as molas têm a mesma rigidez elástica ($k_1 = k_2$);
- a mola central é mais rígida que as molas laterais ($k_2 > k_1$);
- as molas laterais são mais rígidas que a mola central ($k_1 > k_2$).

Se as molas possuírem a mesma constante elástica (caso a), sofrerão encurtamento de mesmo valor sob o efeito do carregamento, o que significa que estarão suportando a mesma carga. Essa seria a condição inicial do terreno sem o duto ou a condição de uma instalação – difícil de ocorrer na prática – com rigidez relativa (RR) unitária. Quando a mola central é mais rígida que as molas laterais (caso b), a maior parcela da carga aplicada é dirigida para ela. Há, nesse caso, um alívio das cargas sobre as molas laterais. Esta é uma condição universal,

O desenvolvimento de superfícies de cisalhamento em dutos rígidos enterrados e submetidos à movimentação vertical ascendente ocorre de forma semelhante ao observado em alçapões e ancoragens (Dickin, 1994). As superfícies partem da linha d'água e adentram a massa de solo segundo uma determinada inclinação com a vertical. Dickin (1994) e Bransby et al. (2002) relatam a formação de um vazio sob a base do duto. No trabalho desses autores, o deslocamento imposto foi de $\delta/D = 1,3$, tendo ocorrido em areia fofa e sob uma cobertura de solo de $3D$. O mesmo comportamento foi observado em areia compacta, porém com uma zona de ruptura maior e com mais perturbação na superfície do maciço. O mecanismo de ruptura na areia compacta envolveu superfícies de cisalhamento curvas interceptando a superfície do maciço, abrangendo uma região com largura aproximada de $2D$.

3.3.2 Método da superfície de cisalhamento vertical

Diversos modelos analíticos para estimativas de capacidade de carga de instalações enterradas foram propostos para o caso passivo, sobretudo com base na observação de mecanismos de ruptura envolvendo ancoragens. A grande maioria das soluções foi desenvolvida a partir de análises de equilíbrio

limite, sendo uma pequena parcela concebida por meio dos teoremas de colapso plástico. O peso da estrutura é geralmente desconsiderado no cálculo. Algumas abordagens baseadas em equilíbrio limite serão apresentadas a seguir.

O modelo da superfície de cisalhamento vertical é considerado a mais simples formulação proposta. Como o próprio nome indica, a superfície de ruptura é composta por planos verticais que se estendem desde a borda da estrutura até a superfície do terreno, definindo um prisma central $ABCD$ com peso $W = \gamma BH$ por unidade de comprimento (Fig. 3.15).

O empuxo passivo (E_p) atuante nas duas superfícies verticais, calculado segundo uma distribuição triangular de tensões horizontais, é dado por:

$$E_p = \frac{E_{ph}}{\cos \delta} = \frac{1}{2 \cos \delta} K_p \gamma H^2 \quad [3.28]$$

em que: E_{ph} = componente horizontal do empuxo passivo; K_p = coeficiente de

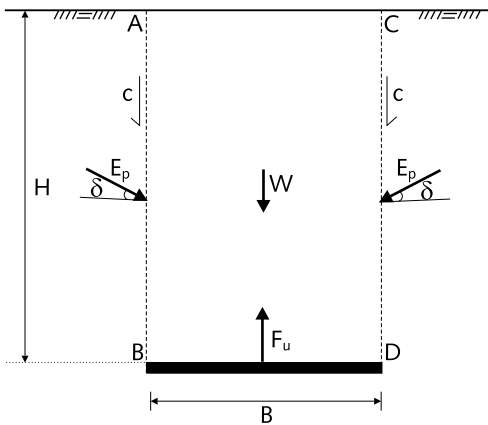


FIG. 3.15 Método da superfície de cisalhamento vertical

empuxo passivo; $\delta =$ ângulo de inclinação de E_p com a horizontal, admitido como igual a ϕ .

Fazendo o equilíbrio das forças na vertical, chega-se a:

$$F_u = W + 2E_p \text{sen } \delta + 2cH \quad [3.29]$$

em que: $F_u =$ força vertical por unidade de comprimento (Fig. 3.15); $c =$ coesão.

Introduzindo a Eq. 3.28 na Eq. 3.29, tem-se:

$$F_u = \gamma BH + K_p \gamma H^2 \text{tg } \delta + 2cH \quad [3.30]$$

A tensão vertical (σ_v), que é igual a F_u/B , pode ser expressa da seguinte maneira:

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_{vi}} = 1 + \frac{H}{B} K_p \text{tg } \delta + \frac{2c}{\gamma B} \quad [3.31]$$

em que: $\sigma_{vi} =$ tensão vertical de campo livre igual a γH .

No caso de dutos, deve-se fazer $B = D$ e adicionar a parcela $(-\pi D/8H)$ à Eq. 3.31, para levar em conta a metade superior do duto.

3.3.3 Método de Meyerhof e Adams

Meyerhof e Adams (1968) desenvolveram um método para a determinação da tensão vertical levando em conta a profundidade da instalação. Em estruturas rasas, a tensão vertical é fornecida pela Eq. 3.30, assumindo que $\delta = 2\phi/3$. O coeficiente k_r para esse valor de δ é obtido por meio de Caquot e Kerisel (1949), considerando-se superfícies de ruptura curvas partindo das extremidades da estrutura e interceptando-se a superfície do terreno segundo um ângulo α com a horizontal, entre $90^\circ - 1/3\phi$ e $90^\circ - 2/3\phi$. Os autores expressam $K_p \text{tg } \delta$ como $K_u \text{tg } \phi$, sendo K_u denominado *coeficiente nominal de elevação*. A variação de K_u com o ângulo de atrito do solo é mostrada na Fig. 3.16. Como a faixa de variação desse parâmetro é pequena, os autores adotam $K_u = 0,95$ para valores de ϕ entre 30° e 48° . A tensão vertical é, então, fornecida por:

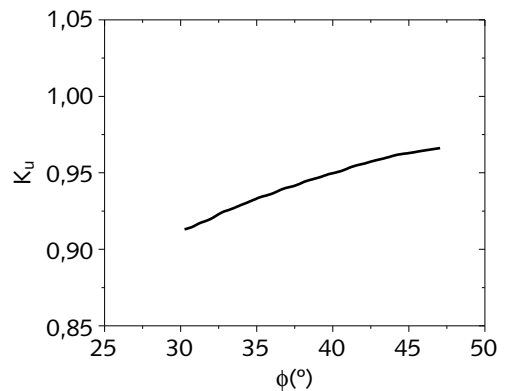


FIG. 3.16 Valores de K_u em função de ϕ

Fonte: Meyerhof e Adams (1968).

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_{vi}} = 1 + \frac{H}{B} K_u \text{tg } \phi + \frac{2c}{\gamma B} \quad [3.32]$$

DETERMINAÇÃO DA CARGA EM DUTOS DECORRENTE DO PESO DE SOLO

4

Os dutos rígidos são dotados de parede suficientemente espessa, de forma a garantir uma rigidez à flexão capaz de resistir aos momentos fletores despertados por efeito de seu peso próprio, do peso do solo de cobertura e de eventuais sobrecargas. Praticamente não se deformam sob carga, não mobilizando, portanto, o suporte passivo do solo lateral.

No projeto geotécnico de tubulações rígidas, o duto é selecionado de acordo com a carga externa e a condição de berço (Cap. 8), sendo a carga de ruptura (F_r) calculada da seguinte forma:

$$F_r = \frac{F_v \cdot FS}{F_c} \quad [4.1]$$

em que: F_v = carga externa de projeto, oriunda do peso do solo sobrejacente e de eventuais sobrecargas superficiais; FS = fator de segurança, que pode ser obtido a partir da Tab. 4.1; F_c = fator de carga (Cap. 8).

TAB. 4.1 Valores recomendados de FS para dutos rígidos

Material	Fator de segurança (FS)
Concreto	1,25 a 1,5
Concreto armado	1 (se realizado teste de carga)
Cerâmica	1 a 1,5
Cimento amianto	1 a 1,5

Fonte: Moser e Folkman (2008).

Os dutos rígidos são agrupados em classes segundo a sua rigidez, tendo como base resultados de ensaios de compressão diametral (Cap. 8). No caso dos dutos de concreto armado, por exemplo, a norma NBR-8890 da ABNT estabelece as classes conforme as cargas de trinca e de ruptura. A primeira é definida como a carga capaz de provocar trincas com abertura de 0,2 mm e comprimento de 300 mm, enquanto a última representa a máxima carga do ensaio.

Deve-se selecionar uma classe cuja resistência especificada seja igual ou superior ao valor obtido com a Eq. 4.1. Caso a maior resistência catalogada ainda seja insuficiente, será necessário escolher um duto de outro material ou rever as condições de berço.

Para que o leitor entenda de forma clara o comportamento geotécnico dos dutos flexíveis, propõe-se a execução de um teste expedito. Cortando-se cuidadosamente as extremidades de uma lata de refrigerante, obtém-se um tubo de alumínio muito flexível, com aproximadamente 50 mm de diâmetro e 0,125 mm de espessura de parede. Inicialmente, verifica-se que uma leve pressão com os dedos é suficiente para causar uma enorme deflexão no tubo. Em seguida, coloca-se o tubo na posição horizontal, dentro de uma caixa de paredes frontais lisas com comprimento igual ao do tubo, que deverá ser preenchida com areia no estado compacto. Nessa condição, uma altura de cobertura de areia igual ao diâmetro permitirá ao tubo resistir, sem romper, a um peso de aproximadamente 500 N.

Esse experimento simples mostra que os dutos flexíveis precisam interagir fortemente com o solo adjacente para adquirir condições de suportar os esforços externos. Em razão de sua alta flexibilidade, o duto sofre uma ovalização, ou seja, uma redução do diâmetro vertical e um ligeiro aumento no diâmetro horizontal quando carregado. Com isso, a resistência passiva do solo lateral é mobilizada e age no sentido de impedir maiores deflexões horizontais, conferindo ao duto capacidade de suporte das cargas que lhe são impostas. Quanto mais bem compactado estiver o solo na circunvizinhança do duto, maior será a sua capacidade de suporte de cargas. A redução do diâmetro vertical, que ocorre simultaneamente ao aumento do diâmetro lateral, leva o duto a também experimentar uma atenuação de carga no topo, por conta do arqueamento positivo do solo nessa região. Portanto, são dois efeitos benéficos: o arqueamento positivo, com a conseqüente redução das tensões verticais atuantes, e o aumento substancial da capacidade portante, em razão da restrição dos deslocamentos horizontais na altura da linha d'água.

O comportamento dos dutos flexíveis tem sido objeto de intensos estudos, iniciados a partir dos anos 1940. Historicamente, o final da década de 1950 pode ser classificado como um divisor de águas entre o período clássico e o moderno na investigação dessas estruturas (Bueno, 1987). No período clássico, iniciado com o trabalho pioneiro de Spangler (1941), a deformação excessiva manteve-se como o principal objeto de análise, ao passo que o período moderno é marcado principalmente por trabalhos relacionados a instalações muito flexíveis em aterros bem compactados. Nessa condição, foi observado que os dutos flexíveis se deformam muito pouco, e que a ruptura pode ocorrer por flambagem elástica ou plastificação das paredes.

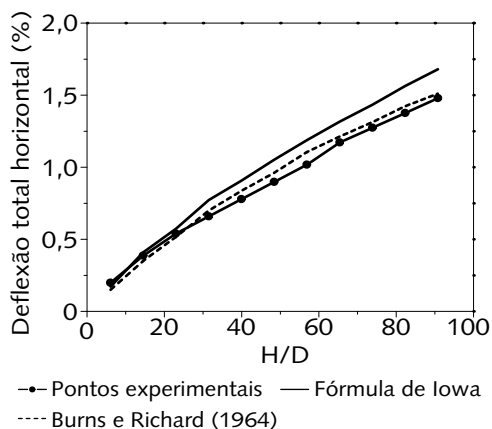


FIG. 5.9 Comparação de deflexões experimentais e previsões com métodos analíticos para um duto de PVC imerso em um material granular com $D_r = 50\%$

5.3 TEORIA DA COMPRESSÃO ANELAR (ESMAGAMENTO DA PAREDE)

A teoria da compressão anelar foi originalmente proposta por White e Layer (1960), e serve para avaliar a possibilidade de esmagamento da parede do duto (flambagem plástica). Nessa teoria, postula-se que o duto se ajusta geometricamente à ação das cargas, redistribuindo os esforços de modo a minimizar os momentos fletores na parede, de acordo com o seguinte mecanismo:

- Inicialmente, as deformações no sistema são pequenas, e as tensões no contorno da estrutura podem ser altamente desuniformes;
- À medida que as deformações crescem, a forma geométrica da seção transversal do duto muda de circular para uma elipse horizontal, mobilizando a resistência passiva nas laterais;
- Por causa da restrição dos deslocamentos horizontais, qualquer incremento adicional de tensão é redistribuído ao redor do duto, causando apenas a compressão da parede, que é o modo mais eficiente de suportar o carregamento.

Considerando o equilíbrio de esforços na meia seção esquematizada na Fig. 5.10, a tensão de compressão atuante na parede do duto deve ser inferior à resistência à compressão do material de fabricação do duto, reduzida por um coeficiente de segurança.

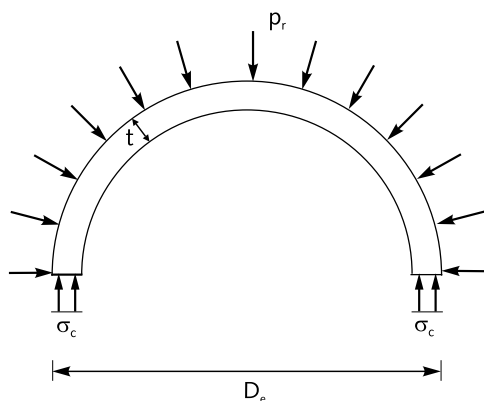


FIG. 5.10 Tensão de compressão na parede do duto

$$\sigma_c = \frac{p_r \cdot D_e}{2A} \leq \frac{\sigma_r}{FS} \quad [5.60]$$

em que: σ_c = tensão circunferencial de compressão; A = área da parede do duto por unidade de comprimento; p_r = pressão radial uniforme aplicada ao duto, calculada como a soma do peso do solo sobrejacente a eventuais sobrecargas; D_e = diâmetro externo do duto; σ_r = resistência à tração do material de fabricação do duto; FS = coeficiente de segurança, em geral não inferior a 2.

Os princípios utilizados pelos métodos de dimensionamento de dutos enterrados discutidos nos capítulos anteriores pressupõem as condições mais comuns encontradas no dia a dia, sejam referentes à geometria da instalação ou aos carregamentos aplicados. Algumas condições particulares, entretanto, requerem considerações adicionais a respeito desses princípios, por conta da complexidade que o problema envolve. Este capítulo discute algumas das situações peculiares mais comumente encontradas na prática.

6.1 INSTALAÇÕES MÚLTIPLAS

Como abordado no Cap. 1 (Fig. 1.1d), as instalações múltiplas ocorrem quando os dutos são implantados lado a lado, em vala ou sob aterro. Esse expediente, necessário em diversas circunstâncias, levanta o questionamento sobre a utilização de soluções desenvolvidas para dutos isolados no dimensionamento dos elementos de uma instalação múltipla.

Os dutos flexíveis, por exemplo, podem sofrer deformações significativas sob cargas e, nesse processo, transferem esforços para o solo adjacente. Assim, em uma instalação múltipla qualquer, a ação sobre um elemento afeta os elementos adjacentes. Quando os elementos estão distantes entre si, a redistribuição de tensões que naturalmente ocorre ao redor de cada tubo não interfere no campo de tensões dos elementos adjacentes. Porém, se a distância entre tubos for pequena, haverá uma interferência entre os campos de tensões e de deformações gerados isoladamente por cada tubo. Essa interação deveria ser quantificada ao se projetar a instalação, uma vez que, em certas situações, uma ruptura prematura do conjunto pode ocorrer.

Uma das primeiras contribuições à questão das instalações múltiplas foi dada por Ling (1948), que elaborou uma análise sobre o efeito do espaçamento entre dois orifícios executados em uma placa carregada uniformemente nas bordas, em uma e em duas direções perpendiculares entre si. A instalação múltipla é inicialmente avaliada de acordo com o espaçamento entre dutos. Se a distância estiver dentro da zona de interferência entre dutos adjacentes, devem-se avaliar os fatores de concentração que ocorrem ao redor de cada duto. O fator de concentração é definido como a relação entre uma variável qualquer (tensão, momento ou força de compressão na parede) medida em um ponto em uma

Em muitas situações práticas, pode ser conveniente induzir o arqueamento positivo em uma instalação para reduzir as tensões externas sobre os dutos. Sem esse tipo de intervenção, concentrações indesejáveis de tensões poderiam ocorrer, o que representaria um problema para a obra. Em outras situações, pode ser de interesse reduzir as tensões para que sejam utilizados, por exemplo, dutos mais flexíveis e baratos ou instalações mais rasas, ou ainda para aumentar a segurança contra eventual dano ou ruptura do duto.

Situações como essas se enquadram também na categoria de condições especiais de instalação, e requerem análises específicas adicionais, algumas com desenvolvimento ainda em progresso. Em vista disso, entendeu-se que seria oportuno tratar desse tema em um capítulo específico.

A Fig. 7.1 resume as principais soluções propostas para a redução de tensões sobre dutos (Viana, 1998). Nota-se que a maioria dos métodos propõe a modificação das condições de apoio (berço compressível), a promoção de um espraiamento das tensões verticais, especialmente as resultantes de carregamento externo (uso de placa de concreto sobre o duto, próximo da superfície do terreno), ou procura induzir recalques do prisma interno (trincheira induzida, pneussolo, berço compressível e uso de geossintéticos sobre camada compressível ou vazio). O uso de fitas metálicas na região da linha d'água e a utilização de geossintéticos sobre o topo do duto são processos construtivos que repousam em conceitos de reforço de solo. Esse tema tem gerado enorme interesse técnico entre os militantes da área.

Neste capítulo, três desses processos construtivos serão abordados detalhadamente: a trincheira induzida (ou falsa trincheira), o berço compressível e a geovala. Embora a fenomenologia dos três procedimentos seja praticamente a mesma, a forma de execução, as experiências acumuladas e, sobretudo, o comportamento do duto sob carga podem ser completamente diferentes.

As três técnicas construtivas têm por objetivo induzir uma parcela adicional de recalques ao prisma interno, de modo a intensificar o arqueamento positivo. A técnica do berço compressível induz recalques adicionais ao duto por meio dos recalques do solo de apoio, podendo causar recalques diferenciais. Recalques totais são prejudiciais às estruturas, mas, na maioria dos casos, são os recalques diferenciais os mais nocivos. Em dutovias, além de gerarem esforços à estrutura, os recalques desse tipo podem provocar abertura de juntas, o que é extremamente

O sucesso da construção de uma dutovia enterrada pressupõe um projeto adequado e um planejamento cuidadoso das etapas da obra, de tal forma que os imprevistos esperados durante a construção possam ser minimizados. O plano da obra é descrito por meio das especificações construtivas, que devem conter todas as exigências do projetista, desde a fase inicial de planejamento da construção até os testes finais de aceitação do duto. Os principais aspectos referentes às especificações construtivas são abordados a seguir.

8.1 PLANEJAMENTO DA CONSTRUÇÃO

O planejamento da construção é uma etapa fundamental para que problemas geotécnicos adicionais, atrasos no cronograma e eventuais embargos da obra sejam evitados. Deve-se, inicialmente, proceder a uma análise criteriosa do projeto e de suas interferências ao meio físico no qual a obra será implantada, além do impacto que causará na vida das pessoas afetadas pela instalação. É na fase de planejamento da construção que detalhes executivos importantes prescritos pelo projetista, como a escolha dos equipamentos utilizados e a forma de condução e controle de cada atividade, são ajustados e aperfeiçoados. Uma boa sintonia entre projetista e executor facilita muito a execução da obra. É importante, na fase de planejamento, estar atento a todas as interferências ao andamento da obra, de modo que os imprevistos possam ser minimizados.

No caso dos dutos enterrados, é imprescindível conhecer todas as nuances do subsolo onde o duto será implantado, visto que se trata de uma obra geotécnica. Os aspectos topográficos do local devem ser avaliados com cautela, estabelecendo-se cuidadosamente as cotas-limite da instalação. É importante ter em mente que as tubulações devem vencer desníveis topográficos, seja de forma forçada, seja sob a ação da gravidade.

A instalação de dutos em zonas urbanas deve ser precedida da obtenção de licença de uso do subsolo nas agências reguladoras que tenham jurisdição sobre ruas, avenidas, praças e demais logradouros públicos, além dos responsáveis por propriedades privadas. Em geral, esses locais possuem serviços essenciais em operação, como redes de abastecimento de água e gás, coleta de esgoto, telefonia, TV a cabo e energia elétrica. A interrupção temporária desses serviços,