

**PEF 3502- Estruturas Subterrâneas**

Prof. Carlos Eduardo M. Maffei

Prof^a Heloisa Helena S. Gonçalves

Prof. José Jorge Nader

Prof. Pedro Wellington G. N. Teixeira

ESTRUTURAS ENTERRADAS PERMANENTES (CONSTRUÍDAS A CÉU ABERTO)**1 – Generalidades****2– Condutos flexíveis****3– Condutos rígidos****4 – Galerias****1. Generalidades**

Estas estruturas, executadas através de métodos destrutivos (Figura 1), podem ser agrupadas em condutos e galerias.

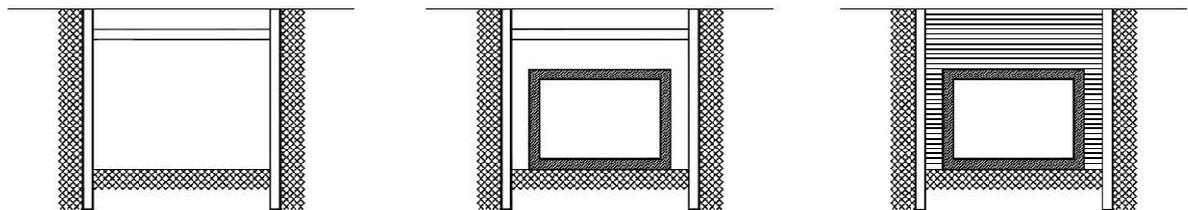


Figura 1 – Sequência de execução de uma galeria: escavação; execução da galeria; reaterro.

As galerias são estruturas de concreto, em geral de dimensões significativas, de forma qualquer, que servem para conduzir águas pluviais, ou ainda como vias rodoviárias ou ferroviárias, dentre outras finalidades. Conforme suas características geométricas, essas estruturas podem ser classificadas em lineares ou não lineares.



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

Chamam-se estruturas lineares aquelas nas quais uma seção transversal é suficiente para representar a estrutura. Nesse caso, a análise estrutural pode ser feita admitindo-se estado plano de deformação – pode-se analisar um pórtico transversal, formado por laje de fundo, paredes e laje de cobertura.

No caso das estruturas não lineares, normalmente a análise é tridimensional. Estruturas não lineares ocorrem normalmente em estações e casas de ventilação de túneis rodoviários ou ferroviários, por exemplo.

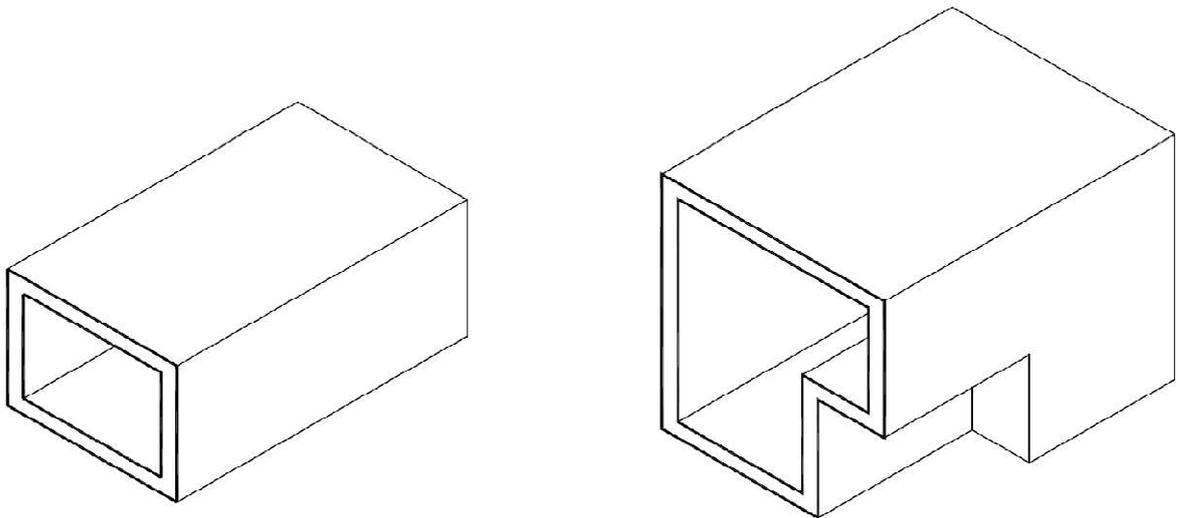


Figura 2 – Estruturas lineares e não lineares.

Os condutos são estruturas de forma circular, de pequeno diâmetro, que servem para condução de água e esgoto, principalmente. Podem ser flexíveis ou rígidos.

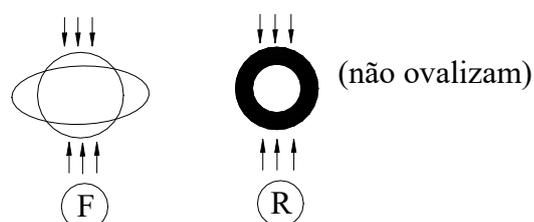
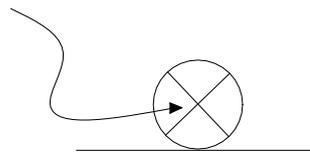


Figura 3 – Condutos flexíveis (F) e rígidos (R).

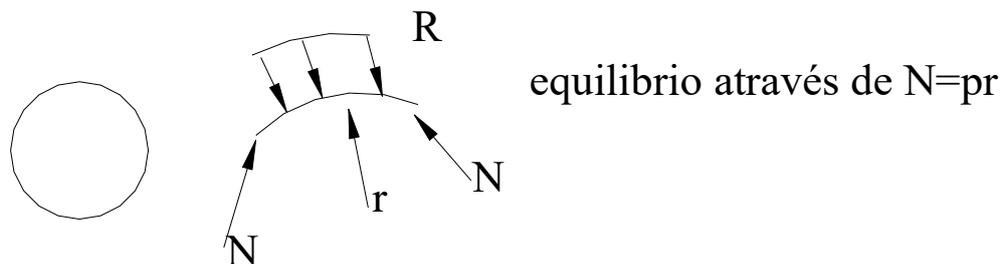


2. Condutos Flexíveis

Caracterizam-se por sofrerem deformação quando carregados diferentemente na horizontal e vertical. Como são executados com espessuras pequenas não apresentam, praticamente, resistência à flexão, de modo que equilibram a carga apenas com tensões de compressão (força normal ou pequena excentricidade). É o caso das adutoras de aço (por exemplo, com 1,25cm de espessura e 2,50m de diâmetro). Mesmo o peso próprio provoca tanta deformação (ovalização) que o transporte deve ser feito com “aranhas” ou escoramento interno.



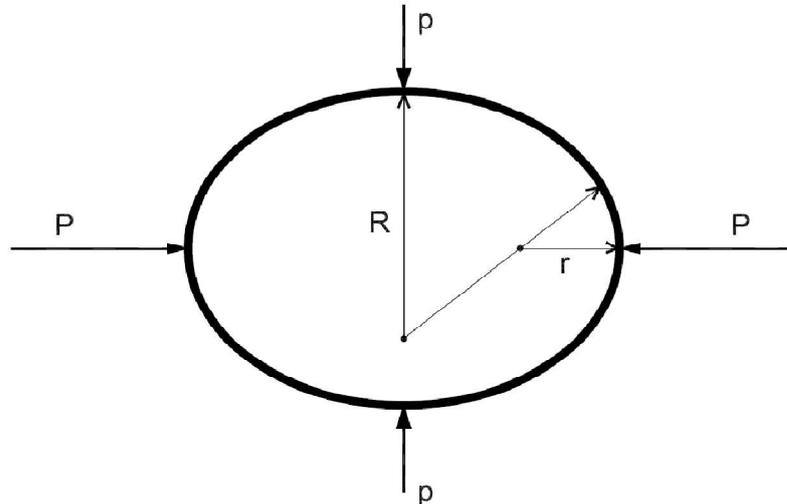
Estas estruturas quando carregadas deformam-se para que sua forma final seja a que corresponde à linha de pressões (ver PEF124) do carregamento e das reações.



Se na lateral o solo for muito pouco resistente e muito pouco rígido, e a forma do conduto for desfavorável, o equilíbrio do carregamento através de tensões de compressão torna-se impossível.



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica



De acordo com a figura acima, pode-se ter equilíbrio com $Pr=pR$. Se R for muito maior que “ r ”, deve-se ter P muito maior que p . No entanto, P não pode ultrapassar o empuxo passivo – ou seja, $P < E_p$.

Um estado limite que pode ocorrer em condutos flexíveis é o de flambagem. De acordo com Timoshenko (p. 291), a carga crítica de um anel ou tubo cilíndrico circular sujeito à pressão hidrostática é:

$$P_{cr} = \frac{24 \times E \times I}{D^3}$$

Onde:

- P_{cr} é a carga crítica linear (kN / m^2);
- E é o módulo de elasticidade do material (kN / m^2);
- I é o momento de inércia da seção transversal (m^4 / m);
- D é o diâmetro do tubo (m);

A expressão acima pressupõe que não existam imperfeições geométricas nem do material. De acordo com Watkins, uma expressão que pode ser empregada para determinar a carga crítica de condutos sujeitos à pressão hidrostática considerando estas imperfeições, foi apresentada por Southwell, em 1915:

$$f_{cr} = \frac{f_y}{1 + \frac{f_y}{12} \left(\frac{A}{D}\right) \frac{D^3}{E \times I}}$$



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

Onde:

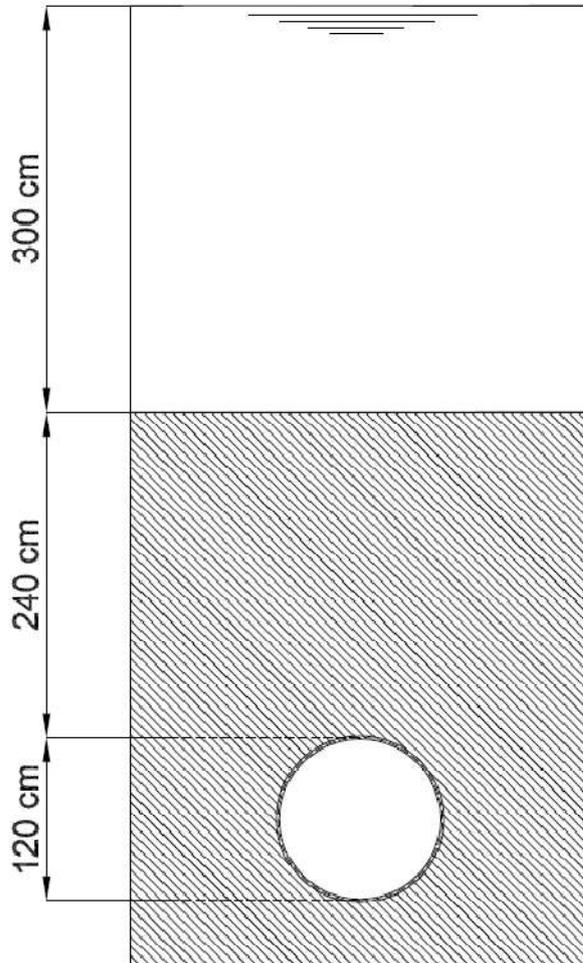
- f_y é a tensão limite de escoamento do material;
- A é a área da seção transversal do conduto (m^2 / m);
- E , I e D são conforme descritos anteriormente;

Uma situação de pressão hidrostática pode ocorrer no caso de um conduto instalado em solo não consolidado que possa, de forma idealizada, ser assimilado a um “solo hidrostático” – isto é, sem resistência ao cisalhamento, porém com peso específico do solo. Com finalidade de ilustrar a aplicação da expressão de Southwell, mostrada acima, apresenta-se exemplo adaptado a partir de Watkins.

Exemplo de cálculo¹(adaptado de Watkins): Um bueiro de 120 cm de diâmetro deverá passar sob um canal, com lâmina de água de 3 m, sendo que o topo do bueiro ficará 240 cm abaixo do leito do canal. O solo sob o canal é um material argiloso que estará saturado quando houver água no canal. Sabe-se pouco sobre o solo, então para estar a favor da segurança, o solo será idealizado como um líquido com peso específico de $19,0 \text{ kN/m}^3$. Verificar o coeficiente de segurança com relação à flambagem, considerando que o bueiro será um tubo de aço corrugado ($f_y = 23,0 \text{ kN/cm}^2$; corrugação 3x1 em chapa 16), cujas características geométricas são $A = 18,89 \text{ cm}^2/\text{m}$ e $I = 14,23 \text{ cm}^4/\text{m}$.



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

SEÇÃO TRANSVERSAL

$$A = 18,89 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$I = 14,23 \text{ cm}^4 / \text{m}$$

- Pressão no topo do bueiro:
 - $P = 2,4 \times 19 + 3 \times 10 = 75,6 \text{ kN/m}^2$
- Tensão de compressão na seção do bueiro:
 - $\sigma = 75,6 \times 1,2 / (2 \times 18,89) = 2,4 \text{ kN/cm}^2$
- Cálculo de f_{cr} :
 - $f_{cr} = 8,1 \text{ kN/cm}^2$
- Cálculo do fator de segurança:
 - $CS = 8,1 / 2,4 = 3,375$

De acordo com a referência citada, é conveniente que o CS seja da ordem de 3,0 ou superior para esta verificação.

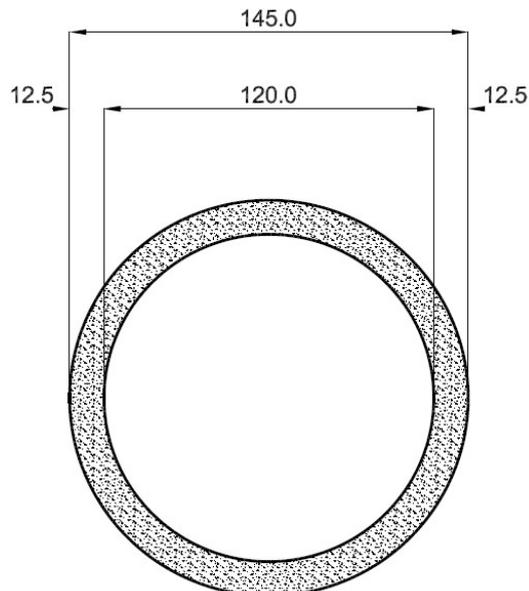


Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

No caso mais comum, no qual o solo apresenta resistência ao cisalhamento, a hipótese de “solo hidrostático” não poderá ser usada. No item seguinte, comenta-se essa situação, embora com ênfase maior em condutos rígidos.

3. Condutos rígidos

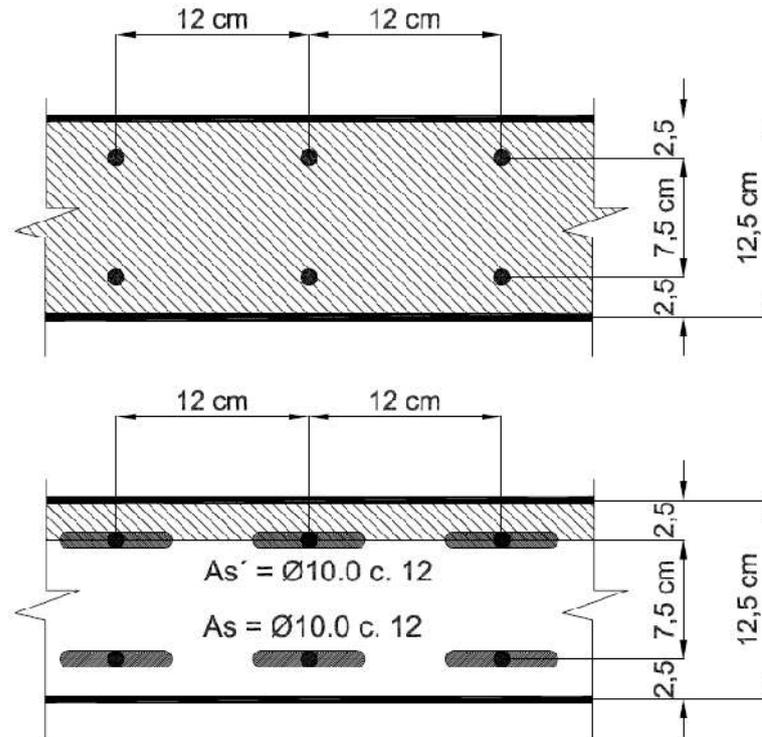
Inicialmente, para fins de comparação, será repetido o exemplo numérico anterior com um tubo de concreto armado com as características mostradas na figura abaixo, e com o solo admitido “hidrostático”.



As características geométricas da seção transversal são indicadas abaixo.



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica



Admite-se $E_c=35\text{GPa}$ e $f_{ck}=40\text{MPa}$ – a resistência à compressão será admitida como f_y para utilização da expressão de Southwell. Os demais dados são os mesmos do exemplo anterior.

Watkins propõe a simplificação de assumir a linha neutra no CG da armadura comprimida para cálculo das características geométricas da seção ideal. Dessa forma, com $n=E_s/E_c = 5,7$, chega-se às características abaixo:

$$A_i = 2,5 \times 100 + 2 \times 5,7 \times 6,67 = 326\text{cm}^2$$

$$I = 2,5^3 + 5,7 \times 6,67 \times 7,5^2 = 2164\text{cm}^4$$

- Tensão de compressão na seção do bueiro:
 - $\sigma = 75,6 \times 1,325 / (2 \times 326) = 0,17 \text{ kN/cm}^2$
- Cálculo de f_{cr} :
 - $f_{cr} = 3,31 \text{ kN/cm}^2$



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

- Cálculo do fator de segurança:
 - $CS = 3,31 / 0,17 = 19,5 \gg 3,0$

Portanto, mesmo admitindo redução de rigidez devido à fissuração, o problema de flambagem não é crítico para um conduto rígido de concreto, como era de se supor.

Por outro lado, como os condutos rígidos não se deformam, não ocorre ovalização e, portanto, não há como chegar à “linha de pressões”. Assim, devem equilibrar as cargas com flexão. A não ser que construídos em determinada forma ou no caso anterior de carregamento hidrostático.

Considere-se agora a situação em que o solo apresenta resistência ao cisalhamento – ou seja, não há como se admitir carregamento hidrostático como idealização.

Observar na figura seguinte, extraída de Watkins, uma ilustração do comportamento do conduto. Para tanto, supõe-se a situação de instalação em aterro.

Admite-se inicialmente P_v como carregamento inicial, supondo que o conduto seja infinitamente flexível e acompanha a deformação que o solo teria sob ação do seu próprio peso. Imagine-se a seguir, que a situação real pode ser simulada como uma expansão do conduto. Nessa situação, o conduto chamaria mais carga, porque o mesmo não é infinitamente flexível.

No caso de conduto rígido não há ovalização, e a carga sobre o conduto chega ao valor de $2P_v$.

No caso do conduto ser flexível, há certa ovalização, e então $P < 2P_v$.

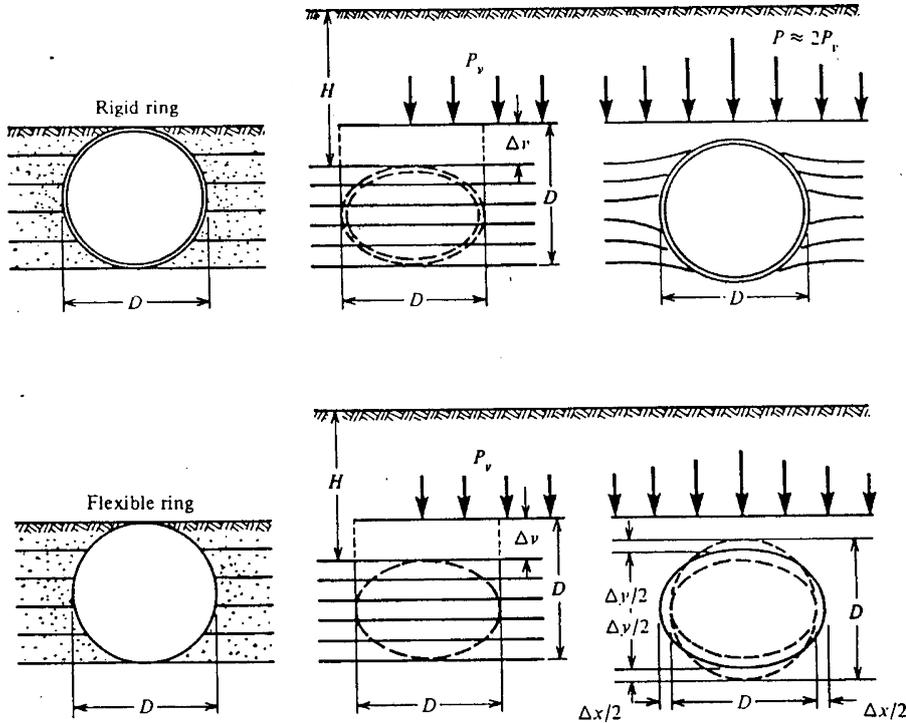
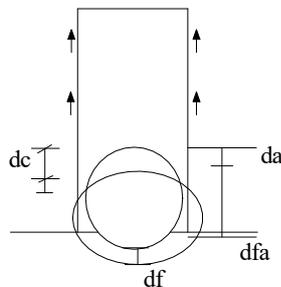


Fig. 23.6 Conceptual sequence of ring performance in compressible soil.

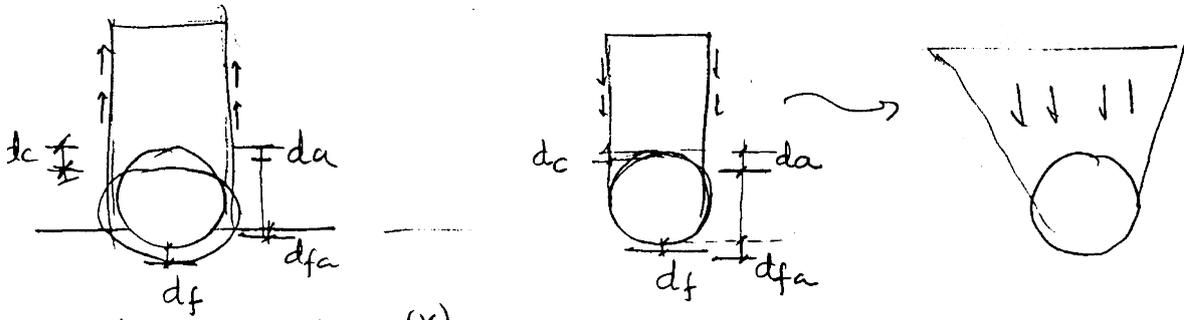
(de Foundation Engineering Handbook
e dited by Hans F. Winterkorn and Hsai-Yang Fang)

Portanto, quanto ao carregamento, no caso de conduto rígido ou flexível, pode-se observar carregamento menor, igual ou maior do que o que corresponde ao peso do aterro. Para tanto, o que interessa é comparar se o aterro na lateral recalca menos, igual ou mais que o topo do conduto.





Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica



Os ábacos existentes comparam os valores

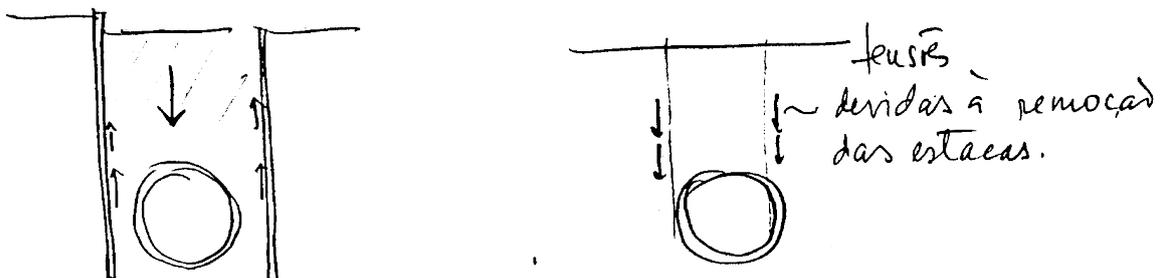
d_f – recalque da fundação do conduto

$d_c = d_f + \Delta D$, onde ΔD é o encurtamento do diâmetro vertical

d_{fa} – recalque da fundação do aterro

$d_a = d_{fa} + d_h$, onde d_h é o encurtamento do aterro na altura correspondente ao diâmetro do conduto.

No caso de valas as paredes sempre fornecem atrito favorável, mas é preciso analisar se durante a remoção das estacas não há necessidade de preenchimento simultâneo para não aumentar o carregamento.



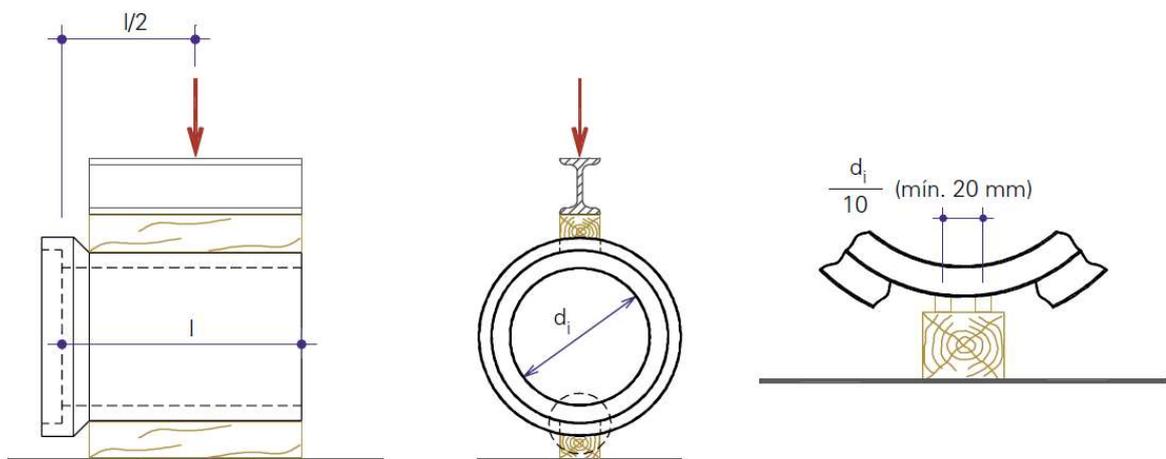
De qualquer modo, quando o conduto é flexível, o carregamento é aplicado a fórmula dos tubos de parede fina.

Quando o conduto é rígido é necessário calcular os fletos. Tendo em vista a padronização dos produtos o cálculo também está padronizado. Assim, os tubos são



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

ensaiados com compressão diametral (ensaio se três cutelos, como mostra a figura, obtendo-se a carga D para a ocorrência da primeira fissura). Ensaiaando-se vários tubos obtém-se um valor estatístico.



Ensaio dos três cutelos (IBTS/ABTC – Autor: EIDebs, M. K.)

Como nem o carregamento é concentrado e nem o berço é constituído por dois cutelos é feita uma correção, que consiste em se aplicar (da mesma ref.) um fator de berço, como segue:



- devidos a Marston (ver Leonards)

TABLE 23.3 LOAD FACTORS L_f FOR RIGID PIPES (ACPA, 1970, p. 336–339) BASED ON SPECIFIED CLASSES OF BEDDING

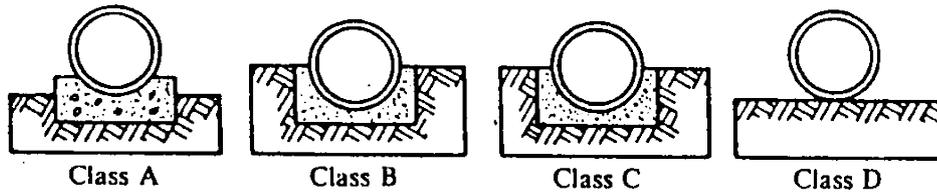


Fig. 23.12 Class A—concrete cradle; B—compacted granular material; C—compacted granular material of densely compacted backfill; D—flat subgrade.

	<i>Class A</i>	<i>Class B</i>	<i>Class C</i>	<i>Class D</i>
Embankment	4.8	2.6	2.0	1.2
Trench ^a	4.8	1.9	1.5	1.1
	3.4			
	2.8			

^a4.8 for 1.0% reinforcing steel; 3.4 for 0.4% reinforcing steel; 2.8 for plain.

Assim, sendo

$D_{0,01}$ = carga no ensaio de 3 cutelos para fissura de 0,01.

W = carga do aterro (minorada ou majorada).

W_a = sobre carga total na superfície na projeção do diâmetro B .

N = coeficiente de segurança (1,0 para $D_{0,01}$).

L_f = fator de correção do ensaio de 3 cutelos.

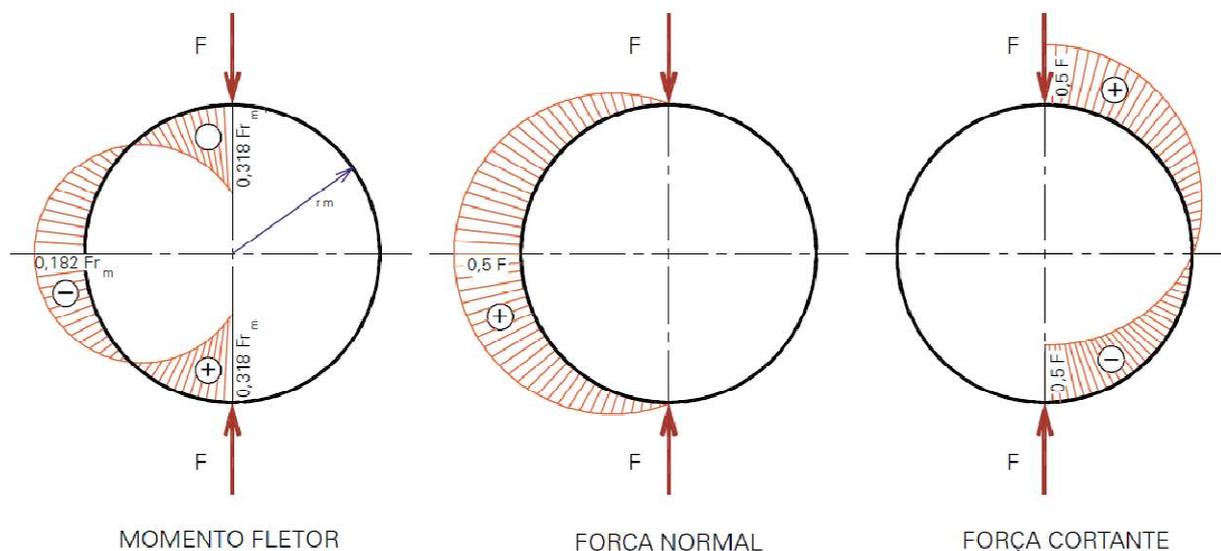
$$D_{0,01} = \frac{W + W_a}{L_f B} \times N$$

Assim, dados W e W_a , obtendo-se o berço (L_f) e o diâmetro (B), encomenda-se o tubo que corresponde a $D_{0,01}$ obtido pela formula.



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

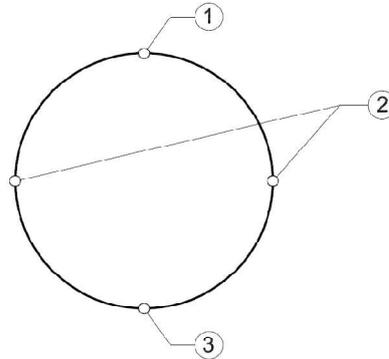
Para o dimensionamento do tubo, que deve em última instância resistir ao ensaio, usa-se o esquema do ensaio, conforme figura abaixo, extraída da publicação do IBTS / ABTC, de autoria do Prof. Mounir K. El Debs, que apresenta maiores detalhes sobre o assunto.



Observação importante: Com os aços e concretos mais resistentes a “distância” entre a primeira fissura e o estado-limite último é diferente dos tubos ensaiados.

Finalmente deve ser observado que a ocorrência de fissuras, primeiramente no intradorso do topo e depois no extradorso das laterais e no fundo tornará o tubo rígido flexível, não por causa da rigidez da seção transversal, mas por causa da “rotulação” de seções. Observar que a última fissura a se formar será a da base na situação de campo, e não do ensaio. No ensaio, o momento fletor no fundo é igual ao do topo.



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

Portanto, a ocorrência de fissuras não levará necessariamente ao estado-limite último a não ser por deterioração do concreto provocada pela corrosão da armadura.

4. Galerias

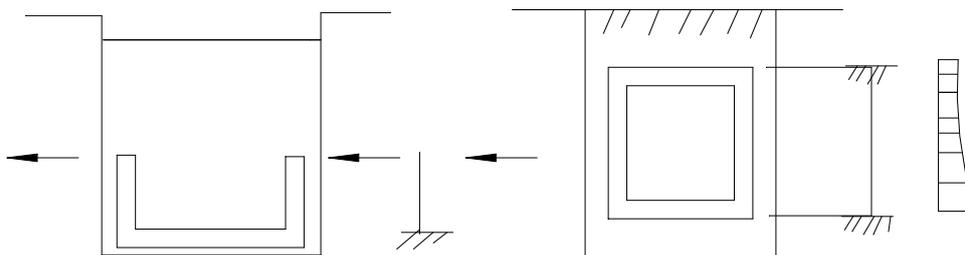
A seguir, apresentam-se as características mais importantes deste tipo de estrutura enterrada:

- Consideração das fases de construção;
- Carregamentos;
- Subpressão;
- Estanqueidade;

Fases de Construção

Como em cada fase de construção a estrutura é diferente, não é suficiente verificar a estrutura na fase final.

Por exemplo, uma parede que está apoiada na laje de fundo e na laje de teto na fase final poderia ser solicitada como consolo em fase intermediária.



Na própria fase final é preciso calcular a estrutura antes e depois da desativação do rebaixamento do lençol freático.

Carregamento

As ações que se aplicam às estruturas permanentes podem ser classificadas em ações permanentes e acidentais. As ações permanentes devem ser consideradas independentemente de produzirem solicitações favoráveis ou desfavoráveis, enquanto as ações acidentais devem ser consideradas somente quando corresponderem a solicitações desfavoráveis.

São consideradas como ações permanentes as que correspondem ao peso próprio dos materiais que constituem a construção, ao peso do aterro acima da construção, a uma parte do empuxo de terra e a parte da pressão hidrostática.

O empuxo de terra que atua na estrutura permanente construída por meio de vala a céu aberto depende do histórico da construção, do coeficiente de empuxo em repouso geológico (K_{0g} , definido como aquele existente antes de qualquer intervenção) e da reologia dos materiais envolvidos que determinam, juntamente com a geometria, o campo de tensões no maciço durante as fases de escavação e



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

de reaterro, assim como durante a vida útil da estrutura. A idealização do comportamento do maciço e do sistema de contenção, admitida nos cálculos, pode gerar incerteza nos resultados, incerteza esta agravada pela dificuldade na previsão e quantificação de efeitos construtivos.

De qualquer forma, apesar de todas as incertezas, admite-se que até a conclusão da estrutura permanente atue o empuxo ativo (E_a) ou empuxo entre o ativo e o repouso (E_{a-r}), em função dos deslocamentos que ocorrem durante as fases de escavação. Entretanto, seja porque a resistência dos solos que constituem o maciço foi subestimada, seja pela ação de interferências desconhecidas, ou por outro motivo qualquer, o empuxo previsto nos cálculos (E_a ou E_{a-r}) poderá não ser atingido, o que leva à necessidade de se adotarem duas hipóteses extremas de cálculo: empuxo muito pequeno atuando até a conclusão da estrutura permanente e empuxo ativo ou ativo-repouso (E_a ou E_{a-r}) calculados a partir das recomendações.

Hipótese "1"

Na hipótese extrema do empuxo ativo durante a construção ser muito pequeno, admite-se, a favor da segurança que seja nulo. Aplica-se então à estrutura permanente um empuxo potencial, (isto é, um empuxo possível de atuar na estrutura permanente) que é o empuxo em repouso se a estrutura permanente, como geralmente ocorre, é rígida o suficiente para que os deslocamentos horizontais possam ser desprezados; o empuxo em repouso, portanto, deve ser determinado a partir da condição de deformação horizontal nula para carregamento futuro, depois da intervenção da escavação e construção da estrutura permanente. Este empuxo é, portanto, diferente do empuxo em repouso geológico que atuava inicialmente antes de qualquer intervenção; por essa razão é chamado de empuxo em repouso para o cálculo de estrutura permanente (caracterizado pelo coeficiente de empuxo K_{op}).



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica**Hipótese "2"**

Na outra hipótese extrema, do empuxo atuante ao final da construção da estrutura permanente ser o empuxo ativo ou ativo-reposo calculado, deve ser considerado: o cálculo evolutivo, que considera os deslocamentos ocorridos em todas as fases construtivas; e que na estrutura permanente atue a diferença entre o empuxo em repouso para o cálculo da estrutura permanente (caracterizado pelo coeficiente K_{Op}) e o ativo ou ativo-reposo. Esta diferença pretende representar o acréscimo de tensões laterais nas paredes da estrutura induzido por redução na resistência dos materiais que constituem o maciço ou por qualquer outra causa.

Cabe observar que, tradicionalmente, o cálculo da estrutura permanente sempre era realizado admitindo-se que até o final da construção permanente o empuxo atuante é nulo, tendo-se convencionado aplicar à estrutura permanente o empuxo geológico (definido pelo coeficiente de empuxo em repouso K_{Og}); entretanto, tal empuxo somente poderia ser aplicado se a estrutura - admitida indeformável - já tivesse sido construída antes de qualquer escavação.

Nas estruturas permanentes cujos elementos não servem de obras provisórias, ou quando durante a construção apenas as lajes servem de estroncas, (não há esforços significativos de flexão nas paredes ou lajes) é suficiente aplicar a hipótese 1, enquanto nas estruturas permanentes cujos elementos servem de obras provisórias (estruturas incorporadas ou quando há solicitações significativas de flexão durante a construção), é obrigatória a consideração das duas hipóteses.

Embora alguns materiais possam apresentar valores elevados de K_{Op} , pelo fato de qualquer pequena deformação da estrutura permanente levar a uma redução no coeficiente de empuxo, adota-se $K_{Op} = 0,5$. Este valor poderá ser reduzido se for demonstrado que os deslocamentos da estrutura permanente permitem mobilizar a resistência do solo ou ainda se existir comprovação adequada, por exemplo, por



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

meio de ensaios realizados com a condição de deformação horizontal nula sob níveis de tensões da mesma ordem de grandeza daqueles que serão aplicados.

Tendo em vista que o empuxo em repouso para o cálculo da estrutura permanente deve ser entendido como um carregamento limite, e que pequenos deslocamentos podem mobilizar a resistência ao cisalhamento dos solos que constituem o maciço e também porque o próprio empuxo ativo pode ser muito pequeno, adota-se, como ação permanente, apenas o empuxo ativo (na hipótese 2), ou o menor dos dois valores entre a metade do empuxo em repouso e o empuxo ativo calculado com parâmetros médios de resistência do solo (na hipótese 1). A diferença em relação ao empuxo em repouso deve ser encarada como ação acidental.

O efeito da água já está considerado no peso específico saturado do aterro. Nas paredes, admitidas impermeáveis, abaixo do lençol freático, deverá ser aplicado o empuxo em repouso permanente (K_{Op}) considerando peso específico submerso do solo e o empuxo da água.

Na laje de fundo deverá ser aplicada a subpressão hidrostática se a mesma puder ser considerada impermeável.

Os níveis d'água subterrânea devem ser obtidos por meio de piezômetros, prévia e convenientemente instalados. Os dados de nível d'água obtidos em sondagens à percussão podem ser utilizados, devendo, no entanto, serem interpretados à luz do perfil geológico e das variações sazonais.

Na possibilidade de ocorrência de mais um nível d'água deve ser considerada a pressão hidrostática correspondente ao nível mais alto em vista da possibilidade de comunicação a longo prazo.

Na hipótese de variação do nível do lençol freático, o nível mínimo corresponderá à ação permanente e a variação à ação acidental.

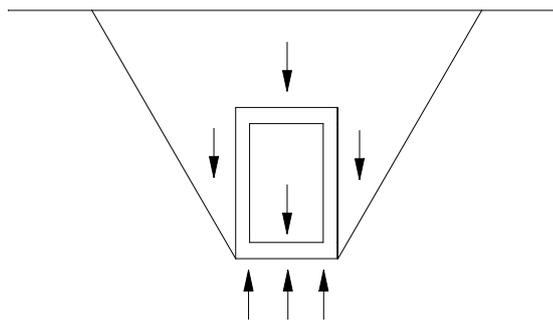


Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

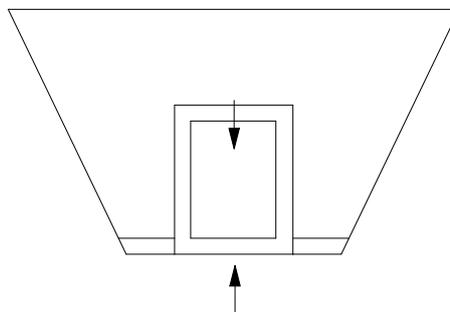
No caso de não haver garantia de impermeabilidade das paredes e lajes de fundo, os valores de pressão de água a considerar como ação permanente devem ser determinados a partir de redes de fluxo.

Sub-pressão

A sub-pressão é equilibrada pelo peso próprio da galeria sem sobrecarga – apenas pelo carregamento permanente -, pelo peso de terra e pelo atrito da parede com o solo.



Dependendo da confiabilidade no atrito parede-solo pode-se executar uma “aba”.



Quando o vão da laje de fundo e o valor da subpressão são elevados pode-se atirantar a laje de fundo com chumbadores (caso de rochas), tirantes ou estacas-raiz.



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

Pode-se também usar um tapete permeável sob a laje de fundo e bombear a água de infiltração, cuja vazão deve ser avaliada.

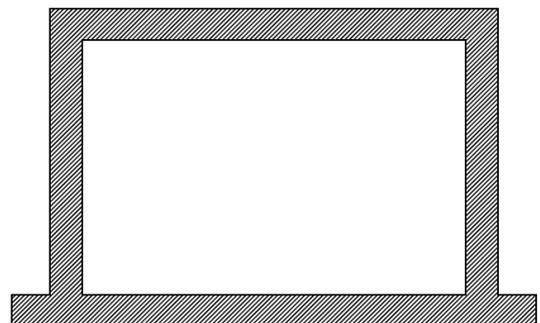
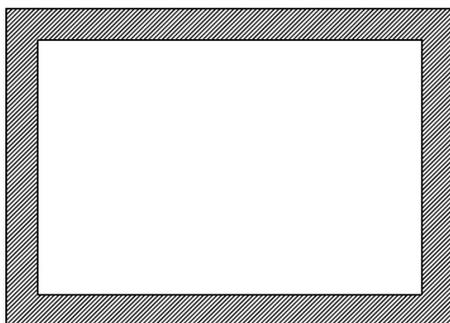
Estanqueidade

Trata-se de uma característica muito importante nas estruturas permanentes. Quando não se consegue a estanqueidade pode-se captar a água atrás de uma parede ou laje “falsa” desde que a água seja conduzida sem degradar o concreto e sem carreamento de material.

Sistemas estruturais

Normalmente, o sistema estrutural das galerias é em pórtico – ou quadro fechado. Algumas variações correntemente utilizadas são descritas a seguir.

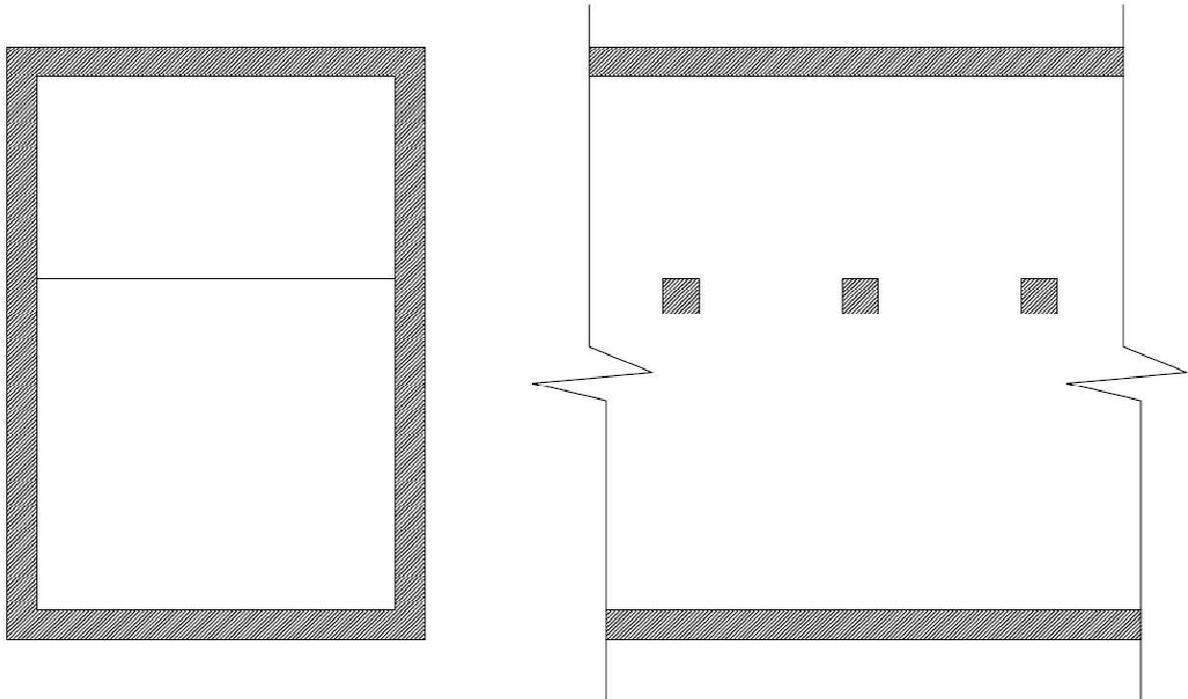
Para vãos pequenos, digamos de 3m a 10m, normalmente adotam-se paredes e lajes com espessuras constantes, conforme a figura abaixo.



Quando as paredes têm alturas muito elevadas, uma alternativa é que se utilizem escoras ou pergolado, conforme se mostra abaixo.

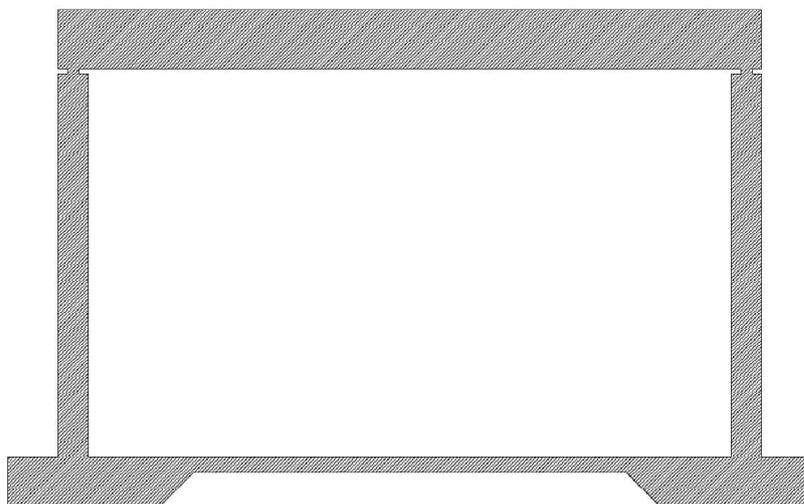


Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica



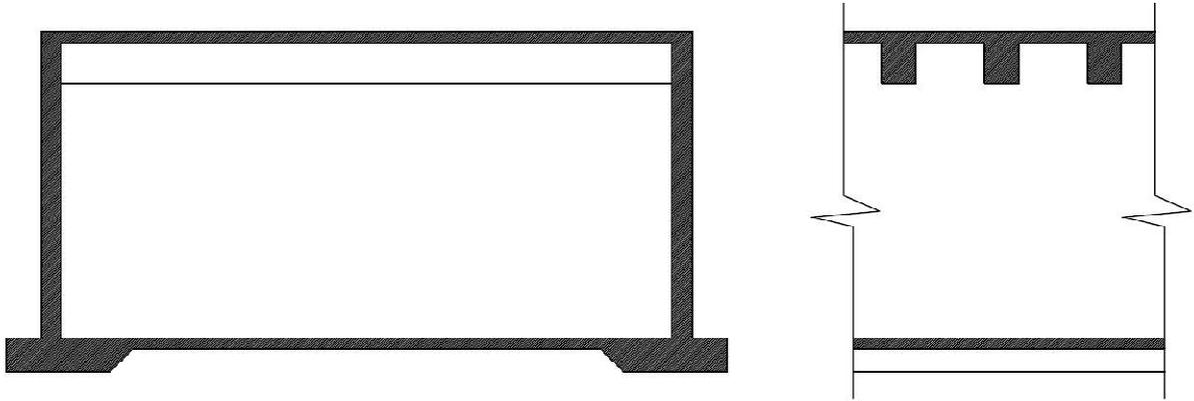
Para vãos maiores, pode ser interessante em alguns casos recorrer a articulações na ligação laje-parede. Uma solução interessante também para vãos grandes consiste em executar a laje nervurada.

Com relação à laje de fundo, quando não há subpressão, e os vãos são grandes, uma alternativa pode ser utilizar espessura variável, conforme figuras abaixo.

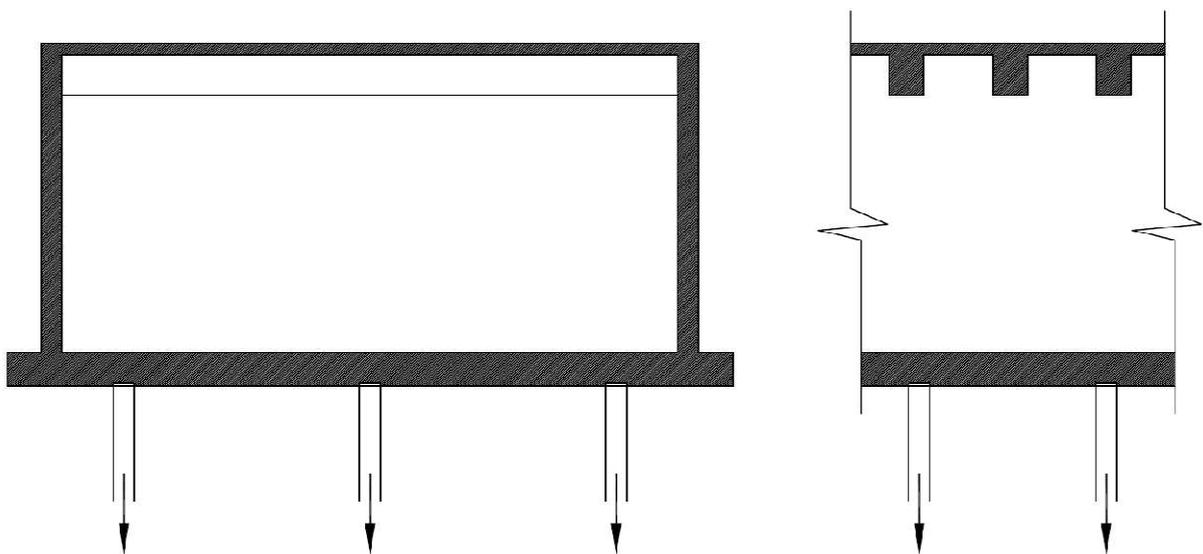




Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica



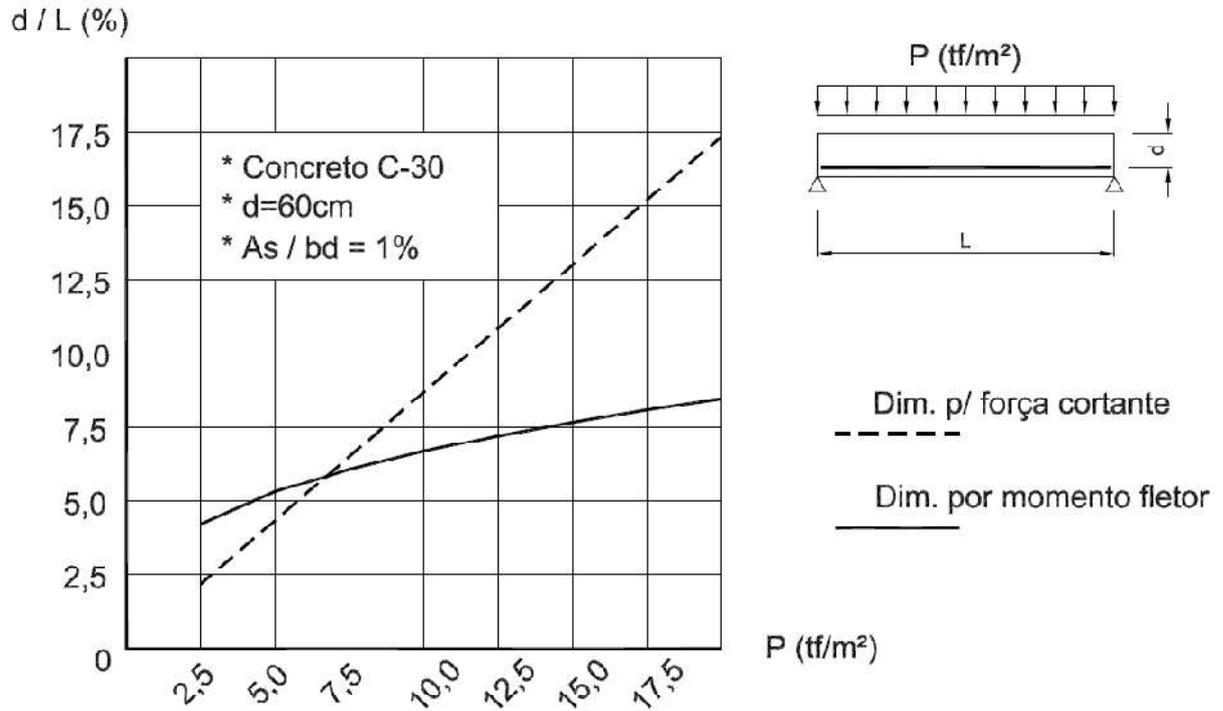
Nos casos em que há subpressão a laje de fundo normalmente tem espessura constante podendo ainda ser ancorada com estacas raiz ou tirantes. As figuras a seguir ilustram o que se disse.



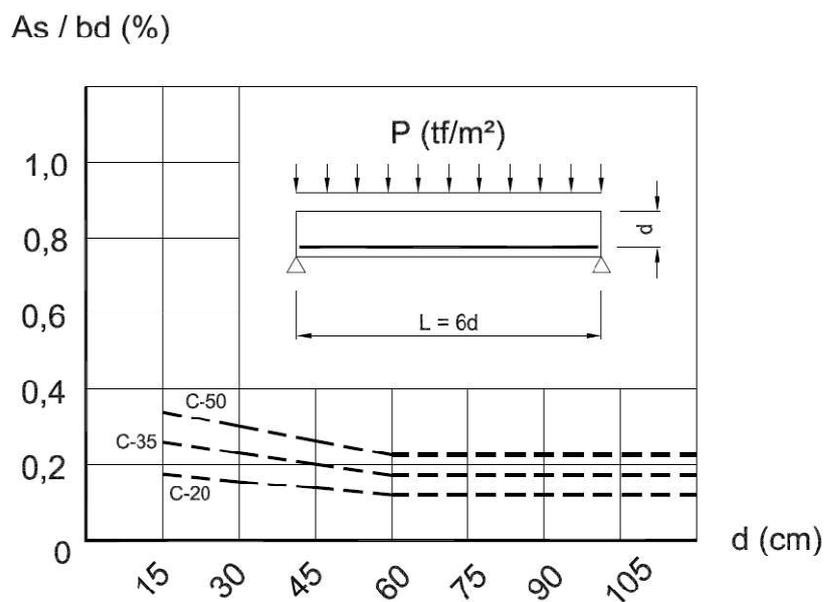
No dimensionamento dessas estruturas, deve-se levar em conta que as cargas são muito elevadas e os vãos não são tão grandes. Dessa forma, a consideração da força cortante pode ser crítica, conforme se verifica na figura abaixo, na qual se ilustra, para uma situação específica, a importância relativa de momento fletor e força cortante. Utilizou-se a NBR 6118.



Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica



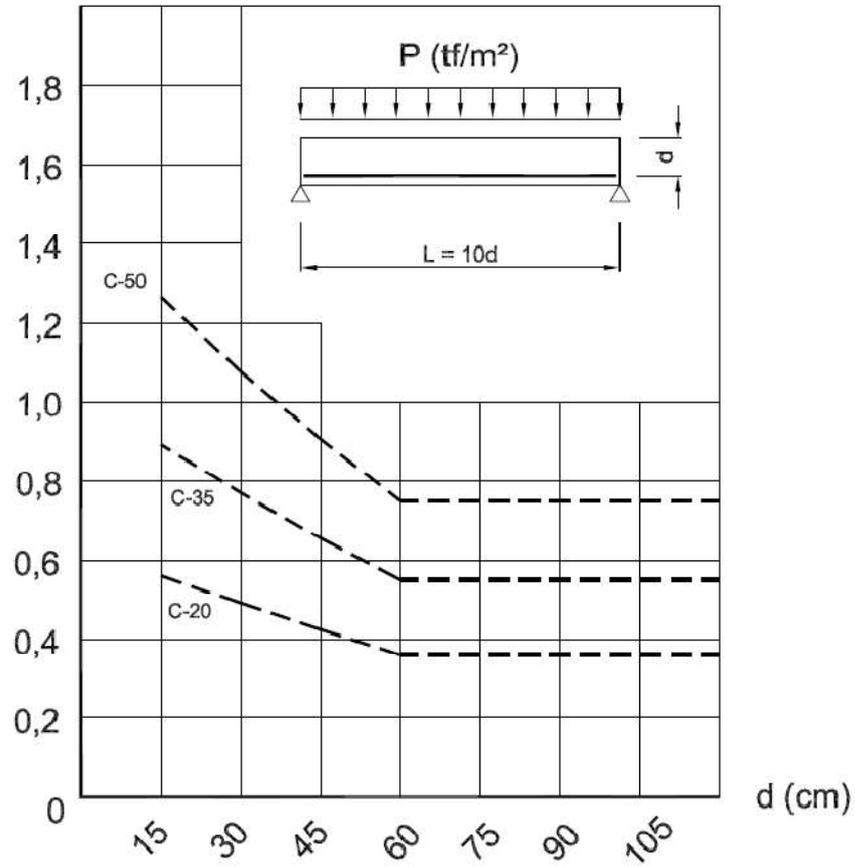
Para determinados valores de taxa de armadura longitudinal (ρ), não é possível desenvolver o momento último sem armadura de cisalhamento, conforme se ilustra abaixo em duas situações específicas.





Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica

As / bd (%)





Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica**BIBLIOGRAFIA**

ABNT NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, ABNT_2014.

IBTS/ABTC. Projeto estrutural de tubos circulares de concreto armado. Autor: El Debs, M. K.

STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN OF PIPE CULVERTS. NCHRP PROGRAM Report 116 (1971).

Timoshenko, S. P. & Gere, J. M. *Theory of elastic stability*. McGraw-Hill, 1961.

Watkins, R. K. *Buried structures*. In: *Winterkorn & Fang – Foundation engineering handbook*, Cap. 23. Van Nostrand, 1975.