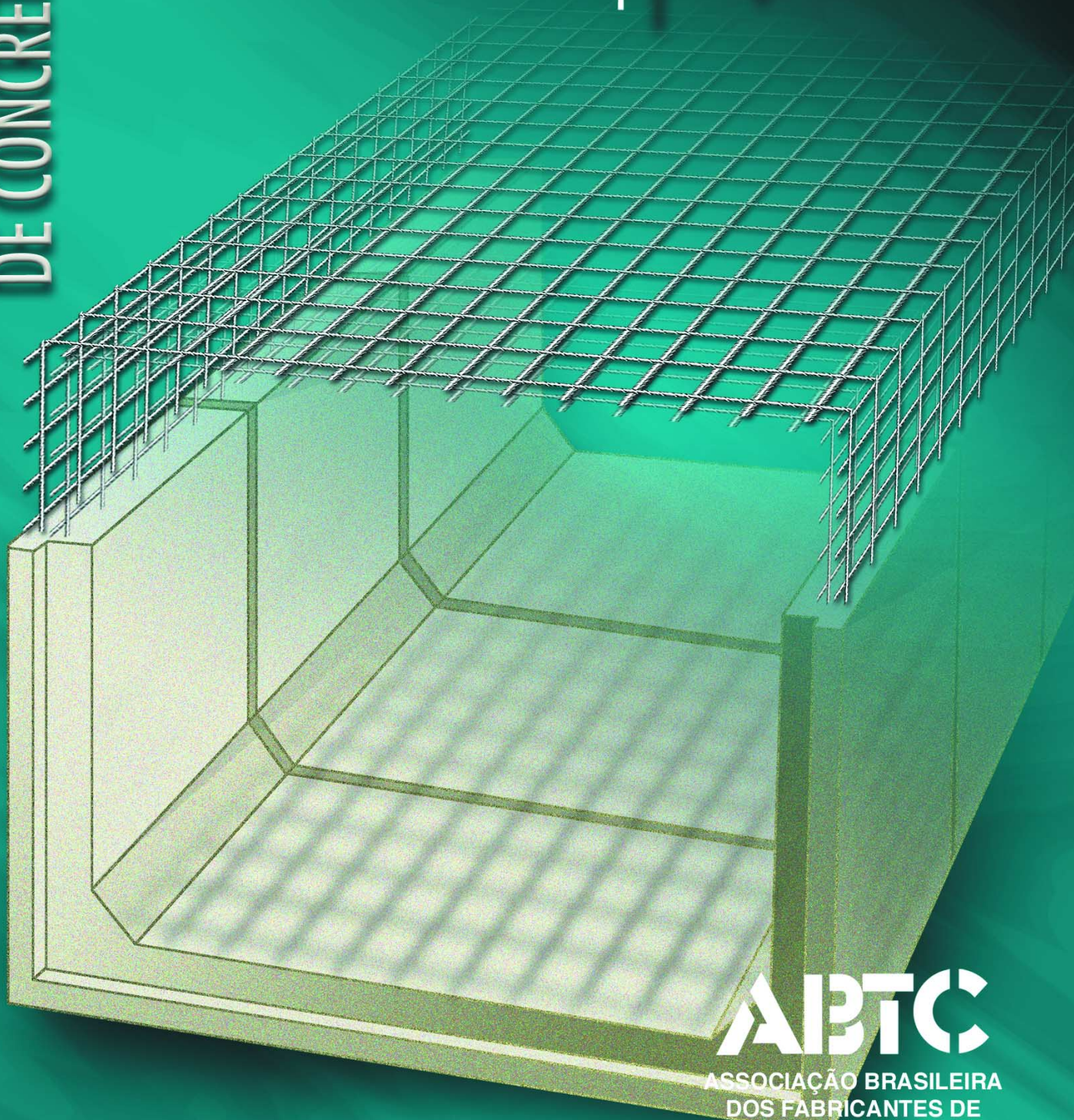
# PROJETO ESTRUTURAL DE TUBOS DE SEÇÃO RETANGULAR DE CONCRETO ARMADO

ibts

INSTITUTO BRASILEIRO
DE TELAS SOLDADAS



ABTC

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA
DOS FABRICANTES DE
TUBOS DE CONCRETO

# SUMÁRIO

1- INTRODUÇÃO . . . . . 7
7 - Preliminares . . . . . 7
1.2 - Noções gerais sobre o comportamento estrutural de tubos de seção retangular . . 8
1.3 - Ações a considerar . . . . . 9
2- CÁLCULO DAS PRESSÕES PRODUZIDAS PELO SOLO E PELA ÁGUA . . . . . 10
2.1 - Pressões verticais . . . . . 10
2.2 - Pressões horizontais . . . . . 11
2.3 - Efeito de arqueamento . . . . . 12
3- CÁLCULO DAS PRESSÕES PRODUZIDAS POR SOBRECARGAS NA SUPERFÍCIE . . . . . 14
3.1 - Força uniformemente distribuída aplicada na superfície . . . . . 14
3.2 - Força parcialmente distribuída aplicada na superfície . . . . . 15
3.3 - Sobrecargas rodoviárias . . . . . 18
3.4 - Outras sobrecargas . . . . . 25
4- MODELAGEM E CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO . . . . . 28
4.1 - Esquema estático . . . . . 28
4.2 - Coeficiente de reação do solo . . . . . 29
4.3 - Consideração da não-linearidade física . . . . . 30
5- SITUAÇÕES DE PROJETO E COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO AÇÕES . . . . . 31
5.1 - Estados limites últimos . . . . . 31
5.2 - Estados limites de serviço . . . . . 32
5.3 - Situações transitórias (manuseio) . . . . . 33
6- DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA . . . . . 34
6.1 - Concreto . . . . . 34
6.2 - Armadura em telas soldadas . . . . . 34
6.3 - Cobrimento da armadura . . . . . 35
6.4 - Diretrizes para o dimensionamento . . . . . 35
6.5 - Arranjo da armadura . . . . . 36
6.6 - Cálculo da armadura para as solicitações normais . . . . . 37
6.7 - Verificação da fadiga da armadura . . . . . 38
6.8 - Verificação da resistência à força cortante . . . . . 40
6.9 - Verificação do limite de fissuração inaceitável . . . . . 41
6.10 - Verificação da situação de manuseio . . . . . 42
7- EXEMPLO COMENTADO DE CÁLCULO . . . . . 44
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS . . . . . 52
ANEXOS – Tabelas de telas soldadas para armação de tubos . . . . . 53

# PRINCIPAIS SÍMBOLOS E SIGLAS

Esta relação é limitada aos símbolos mais importantes, normalmente aqueles que aparecem mais de uma vez.

| | **Letras minúsculas** |
|---|---|
| $\alpha$ | Dimensão de área carregada na superfície |
| $\alpha_m$ | Dimensão de área carregada propagada até o plano médio da laje |
| $\alpha_p$ | Dimensão de área carregada propagada |
| $\alpha_r$ | Dimensão de área de contacto da roda no pavimento |
| $\alpha_{vei}$ | Dimensão da área de projeção do veículo-tipo |
| $b$ | Dimensão de área carregada na superfície, largura de seção transversal |
| $b_{col}$ | Largura colaborante |
| $b_{col,m}$ | Largura colaborante para momento fletor |
| $b_{col,v}$ | Largura colaborante para força cortante |
| $b_{ext}$ | Largura total do tubo (medida externa) |
| $b_l$ | Largura interna do tubo (largura livre) |
| $b_m$ | Dimensão de área carregada propagada até o plano médio da laje |
| $b_p$ | Dimensão de área carregada propagada |
| $b_r$ | Dimensão de área de contacto da roda no pavimento |
| $b_v$ | Largura da vala |
| $b_{vei}$ | Dimensão da área de projeção do veículo-tipo |
| $c$ | Cobrimento da armadura |
| $d$ | Altura útil da seção (distância do CG da armadura de tração até a borda mais comprimida) |
| $d'$ | Distância do CG da armadura até a borda próxima |
| $d_{iça}$ | Distância do ponto de içamento até a borda do tubo |
| $e_e$ | Espaçamento entre eixos de um veículo |
| $e_r$ | Espaçamento entre rodas de um mesmo eixo |
| $f_{ck}$ | Resistência característica do concreto à compressão |
| $f_{cd}$ | Resistência de cálculo do concreto à compressão |
| $f_{ctd}$ | Resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento |
| $f_{fad}$ | Resistência do aço à fadiga |
| $f_{tk}$ | Resistência característica do concreto à tração |

| | |
|---|---|
| $f_{yd}$ | Resistência de cálculo do aço à tração |
| $h$ | Altura da seção transversal, espessura das paredes do tubo |
| $h_b$ | Espessura da laje de fundo |
| $h_c$ | Espessura da laje de cobertura |
| $h_{cl}$ | Altura a partir da qual ocorre superposição dos efeitos das rodas dos veículos na direção longitudinal |
| $h_{ct}$ | Altura a partir da qual ocorre superposição dos efeitos das rodas dos veículos na direção transversal |
| $h_{equ}$ | Altura de solo equivalente |
| $h_{ext}$ | Altura total do tubo (medida externa) |
| $h_l$ | Altura livre do tubo |
| $h_p$ | Espessura da parede lateral |
| $h_{pav}$ | Espessura de pavimento |
| $h_s$ | Altura de solo sobre o tubo |
| $k$ | Coeficiente de empuxo do solo, coeficiente para cálculo de força cortante |
| $k_a$ | Coeficiente de empuxo ativo do solo |
| $k_o$ | Coeficiente de empuxo em repouso do solo |
| $k_r$ | Módulo de reação do solo |
| $\ell$ | Vão teórico da laje de cobertura |
| $\ell_c$ | Comprimento do tubo na direção longitudinal |
| $m$ | Dimensão das mísulas |
| $p_h$ | Pressão horizontal |
| $p_{hq}$ | Pressão horizontal produzida por sobrecarga na superfície |
| $p_{hc}$ | Pressão horizontal ao nível da laje de cobertura produzida por sobrecarga |
| $p_{hb}$ | Pressão horizontal ao nível da laje de fundo produzida por sobrecarga |
| $p_v$ | Pressão vertical |
| $p_{vq}$ | Pressão vertical produzida por sobrecarga na superfície |
| $q$ | Força distribuída de sobrecarga de tráfego |
| $q'$ | Força distribuída de sobrecarga de tráfego no passeio |
| $q_v$ | Força distribuída produzida por veiculo-tipo |
| $q_m$ | Resultante das cargas devidas à sobrecarga de tráfego ferroviário |
| $q_{sup}$ | Força uniformemente distribuída aplicada na superfície |
| $q_{equ}$ | Força parcialmente distribuída equivalente |
| $q_c$ | Força parcialmente distribuída na superfície |

| | |
|---|---|
| $q_{cm}$ | Força parcialmente distribuída propagada até o plano médio da laje |
| $q_{cp}$ | Força parcialmente distribuída propagada |
| $r_{ap}$ | Razão de recalque para tubos em aterro com projeção positiva |
| $t$ | Lado do quadrado de área igual ao retângulo de contacto da roda no pavimento |
| $t_p$ | Lado do quadrado propagado até o plano médio da laje de cobertura |
| $y$ | Ordenada |
| $w$ | Abertura de fissuras |
| | |
| | **Letras maiúsculas** |
| | |
| $A$ | Área |
| $A_s$ | Área da seção transversal da armadura |
| $A_{s,min}$ | Área mínima de armadura |
| $A_{s,int}$ | Área da armadura mais próxima da face interna |
| $A_{s,ext}$ | Área da armadura mais próxima da face externa |
| $E_{cs}$ | Módulo de elasticidade secante do concreto |
| $E_{ci}$ | Módulo de elasticidade do concreto |
| $E_s$ | Módulo de elasticidade do aço |
| $M$ | Momento fletor |
| $N$ | Força normal |
| $Q$ | Força concentrada ou resultante de força parcialmente distribuída aplicada na superfície, peso de veículo-tipo |
| $Q_{red}$ | Peso do veículo-tipo menos a resultante da carga $q$ na área de projeção do veículo |
| $Q_e$ | Força concentrada por eixo de trem-tipo ferroviário |
| $Q_r$ | Força aplicada por cada roda de um veículo |
| $V$ | Força cortante |
| | |
| | **Letras gregas** |
| | |
| $\alpha_e$ | Relação do módulo de elasticidade do aço e do concreto |
| $\gamma_{solo}$ | Peso específico do solo |
| $\gamma_{pav}$ | Peso específico do pavimento |
| $\gamma_{\alpha}$ | Peso específico da água |
| $\gamma_f$ | Coeficiente de ponderação das ações |

| | |
|---|---|
| $\varphi$ | Coeficiente de impacto |
| $\eta_i$ | Coeficiente de conformação superficial |
| $\rho$ | Taxa de projeção, taxa geométrica de armadura |
| $\sigma$ | Tensão normal |
| $\sigma_s$ | Tensão na armadura |
| $\mu$ | Coeficiente de atrito interno do solo |
| $\mu'$ | Coeficiente de atrito do solo com a parede da vala |
| $\phi$ | Ângulo de atrito interno do solo, diâmetro de barra |
| $\phi'$ | Ângulo de atrito do solo com a parede da vala |
| $\phi_o$ | Ângulo de propagação da força parcialmente distribuída no solo |
| $\psi_{1,fad}$ | Coeficiente de combinação freqüente de fadiga |
| $\psi_1$ | Coeficiente de combinação freqüente |
| | |
| | **Siglas** |
| | |
| ACPA | American concrete pipe association |
| ATHA | Asociación española de fabricantes de tubos de hormigón |
| CBR | California bearing ratio |
| CG | Centro de gravidade |
| EI | Rigidez do elemento |
| IBTS | Instituto brasileiro de tela soldada |
| NBR | Norma brasileira registrada |
| TSRCA | Tubo de seção retangular de concreto armado |

# 01 INTRODUÇÃO

## 1.1 Preliminares

Os tubos de seção retangular de concreto armado são elementos pré-moldados cuja abertura tem forma retangular ou quadrada, com ou sem mísulas internas nos cantos.

Estes elementos são colocados justapostos formando galerias para canalização de córregos ou drenagem de águas pluviais. Estes tubos também são empregados para a construção de galerias de serviços, também chamadas de galerias técnicas.

Na Figura 1.1 estão apresentadas as principais características geométricas dos tubos de seção retangular, com a nomenclatura empregada. Nesta figura estão definidas as seguintes partes: laje de cobertura, laje de fundo (ou base), paredes laterais e mísulas.

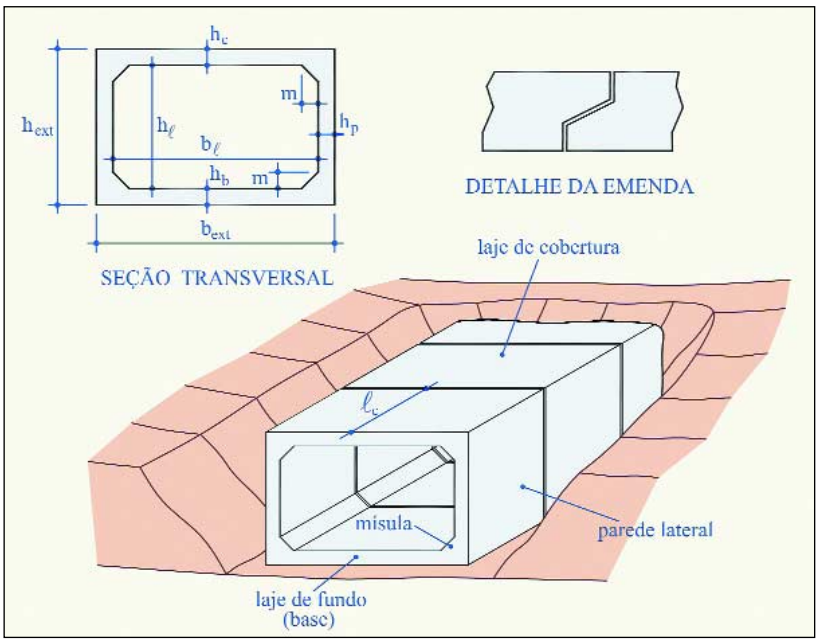



Figura 1.1 Características geométricas dos TSRCA

Os tubos de seção retangular de concreto armado (TSRCA) têm sido empregados a partir de aberturas 1,50m x 1,50m até aberturas de 3,0m x 4,0m.

Estes elementos têm recebido também a denominação de aduelas. Na literatura internacional recebem a denominação Box Culverts.

## 1.2 Noções gerais sobre o comportamento estrutural de tubos de seção retangular

De uma forma geral, os TSRCA estão sujeitos a pressões verticais, como por exemplo o peso do solo sobre o tubo, e horizontais, como por exemplo o empuxo do solo nas paredes laterais. As pressões verticais são equilibradas pela reação do solo na laje de fundo. Na Figura 1.2 estão representadas estas pressões, bem como a reação do solo na base.

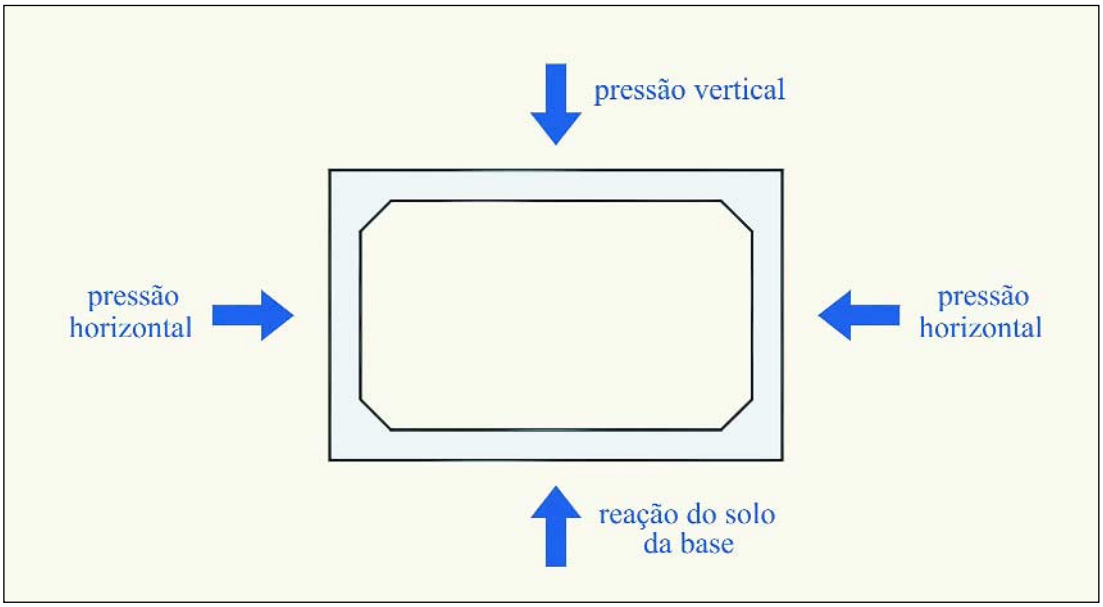



**Figura 1.2** Pressões sobre os tubos de seção retangular

À medida que a altura de solo sobre a galeria for diminuindo, o seu comportamento passa ser próximo ao de uma ponte. O efeito da sobrecarga torna-se preponderante e o seu projeto possui a mesma característica do projeto das pontes. Por exemplo, as armaduras devem ser verificadas em relação ao estado limite de fadiga. Desta forma, os TSRCA devem atender as recomendações das estruturas de concreto estabelecidas na NBR-6118:2003 *Projeto de Estrutura de Concreto* [2], bem como as estabelecidas NBR-7187:2003 *Projeto de pontes de concreto armado e protendido* [4].

Por outro lado, à medida que a altura de solo sobre a galeria for aumentando, o efeito da sobrecarga de veículos vai diminuindo, mas pode aparecer efeito significativo de arqueamento do solo. Este efeito é geralmente considerado no projeto de tubos circulares. Dependendo da forma que o tubo for instalado, pode haver um decréscimo do peso do solo sobre o tubo, no caso de tubos em vala, ou um acréscimo do peso do solo sobre o tubos, no caso de tubos em aterro. Na Figura 1.3 está representado este efeito. Este efeito começa a ser significativo quando a altura de solo sobre o tubo for maior que a sua largura externa ($b_{ext}$)

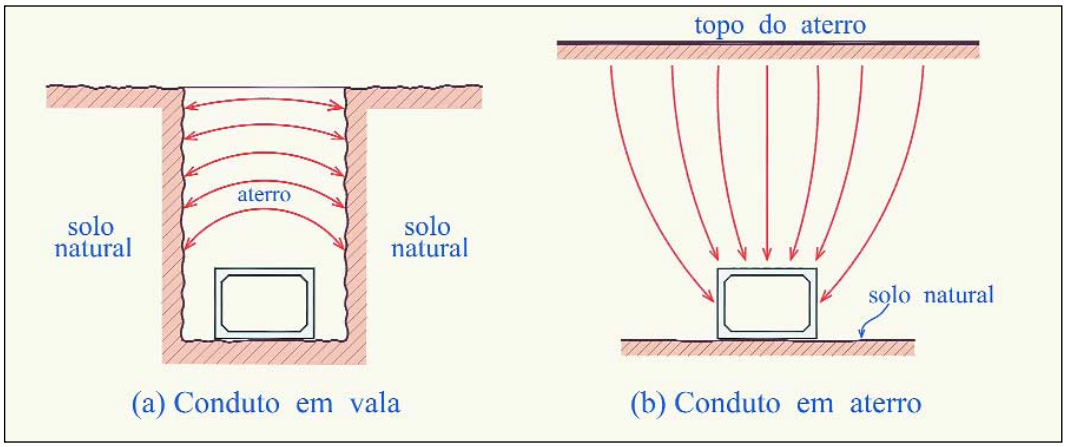



**Figura 1.3** Efeito de arqueamento em condutos em vala e em condutos em aterro

Ao se fazer uma analogia dos tubos de seção retangular com os tubos de seção circular, faz-se necessário analisar a reação do solo na base do tubo. No caso de tubos circulares esta reação é bastante influenciada pelo tipo de assentamento, ou seja, pelo tipo de base, como por ser visto em publicação do IBTS *Projeto estrutural de tubos circulares de concreto armado* [10]. Como os tubos de seção retangular possuem a base plana, a distribuição das reações do solo é mais favoráveis, conforme ilustra a Figura 1.4.

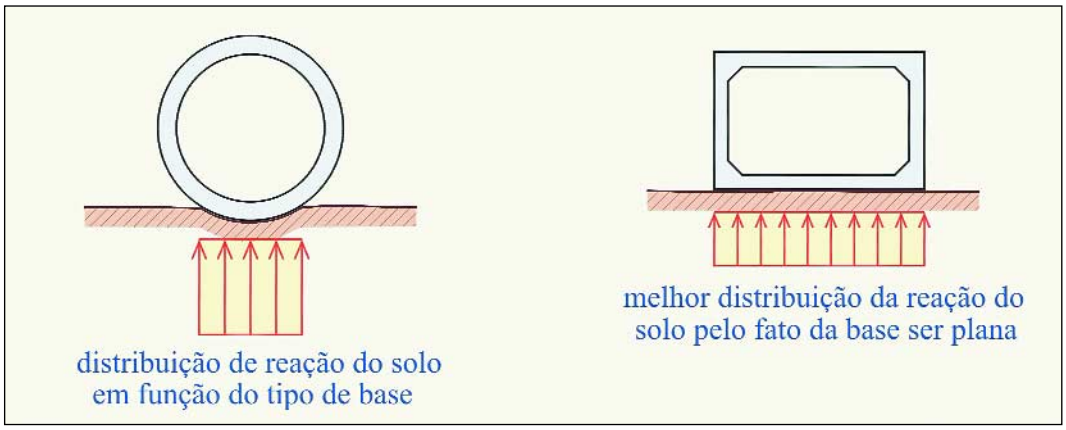



**Figura 1.4** Comparação das reações do solo da base de tubos de seção circular e de seção retangular

## 1.3 Ações a considerar

As ações que podem atuar nos tubos enterrados são: a) peso próprio; b) carga do solo; c) pressões do fluido dentro do tubo; d) cargas produzidas por sobrecargas na superfície, em função da natureza do tráfego (rodoviário, ferroviário, aeroviário ou especial;); e) esforços horizontais devidos a sobrecarga (frenagem, aceleração, força centrifuga, etc.), f) ações por sobrecargas de construção; g) empuxos horizontais produzidos pelo solo; h) ações produzidas por equipamento de

compactação durante a execução do aterro; e i) ações produzidas durante o manuseio, o transporte e a montagem do tubo.

Nas situações definitivas, as ações normalmente consideradas são: a) peso próprio, b) carga do solo sobre o tubo (pressões verticais do solo) ; c) as cargas produzidas por sobrecarga de tráfego (pressões verticais da sobrecarga) e d) empuxo horizontal produzido pelo solo (pressões horizontais do solo), e) empuxo horizontal produzido pelo solo devido a sobrecarga na superfície (pressões ho rizontais da sobrecarga) e f) empuxo horizontal de água dentro da galeria, quando for o caso.

Durante as situações transitórias ou de construção consideram-se também as ações do equipamento de compactação. Também devem ser consideradas as situações de manuseio do tubo, nas quais só atua o peso próprio do tubo.

# 02 CÁLCULO DAS PRESSÕES PRODUZIDAS PELO SOLO E PELA ÁGUA

## 2.1 Pressões verticais

As pressões verticais produzidas pelo solo sobre a laje de cobertura são calculadas em função da altura de solo sobre o tubo ($h_s$) e da espessura de pavimento ($h_{pav}$), conforme a Figura 2.1, com a expressão:

$$P_v = \gamma_{solo}\, h_s + \gamma_{pav} h_{pav} \qquad (2.1)$$

onde

$\gamma_{solo}$ - peso específico do solo

$\gamma_{pav}$ - peso específico do pavimento

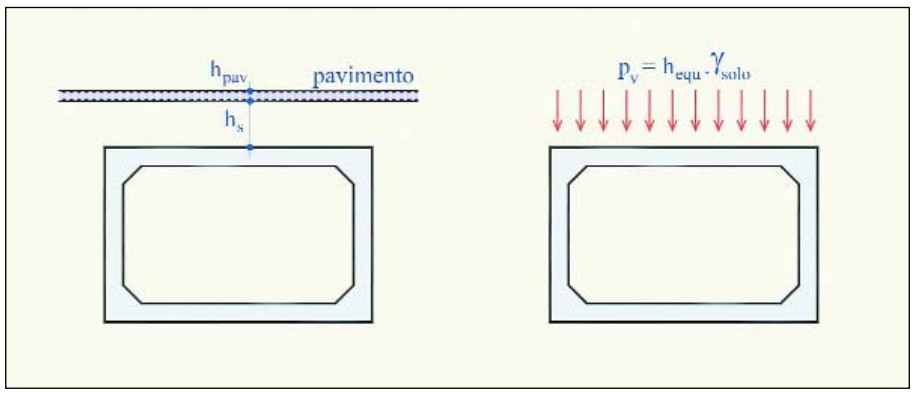



**Figura 2.1** Pressões verticais do solo e do pavimento sobre a galeria;

Pode ser feita uma transformação, calculando a pressão vertical como se fosse apenas solo com uma altura equivalente de:

$$h_{equ} = h_s + h_{pav} \frac{\gamma_{pav}}{\gamma_{solo}} \qquad (2.2)$$

Na falta de indicações mais precisas, podem ser considerados os seguintes valores para os pesos específicos:

$Y_{solo}$ = 18 kN/m³

$Y_{pav}$ = 24 kN/m³

Além da carga do solo, levam-se em conta as ações do peso próprio do tubo, considerando o peso específico do concreto de 25 kN/m³. A pressão vertical da água pode ser desprezada.

## 2.2 Pressões horizontais

*A NBR 7187:2003 Projeto de pontes de concreto armado e protendido [4] estabelece que: "..O empuxo de terra nas estruturas é determinado de acordo com os princípios da mecânica dos solos, em função de sua natureza (ativo, passivo ou de repouso), das características do terreno, assim como as indicações dos taludes e dos paramentos. Como simplificação, pode ser suposto que o solo não tenha coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações assim determinadas estejam a favor da segurança. O peso específico do solo úmido deve ser considerado no mínimo igual a 18 kN/m³ e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30º. Os empuxos ativos e de repouso devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis....."*

Para solos não coesivos, os coeficientes de empuxo são calculados em função do ângulo de atrito interno. Os coeficientes de empuxo ativo e de empuxo em repouso podem ser determinados com as seguintes expressões:

$$k_a = tg^2 (45 - \frac{\phi}{2}) \qquad (2.3)$$

e

$$k_o = 1 - sen\phi \qquad (2.4)$$

onde $\phi$ é o ângulo de atrito interno do solo.

Considerando solo sem coesão e ângulo de atrito interno de 30º, têm-se os seguintes valores para os coeficientes de empuxo: $k_a$= 0,33 (coeficiente de empuxo ativo) e $k_o$= 0,5 (coeficiente de empuxo em repouso).

Conforme previsto na NBR 9187:2003, devem ser consideradas as situações mais desfavoráveis. Assim, em geral, considera-se o empuxo ativo quando a carga vertical for máxima e o empuxo em repouso quando a carga vertical for mínima.

Na Figura 2.2 estão mostradas as pressões horizontais do empuxo do solo e do empuxo da água.

A pressão horizontal do solo, que corresponde ao empuxo do solo nas paredes, pode ser calculada com a expressão:

$$p_h = k.p_v = k\,(\,\gamma_{solo}\,\gamma_s + \gamma_{pa\,v} h_{pa\,v}\,) \qquad (2.5)$$

onde coeficiente de empuxo k pode ser o coeficiente de empuxo ativo $k_a$ ou o coeficiente de empuxo em repouso $k_o$.

No caso de galerias de água pluviais, a pressão de água do lado de dentro da galeria pode ser considerada.

$$P_{ha} = \gamma_a\, y_a \qquad (2.6)$$

sendo $\gamma_a$ o peso específico da água (10 kN/m³).

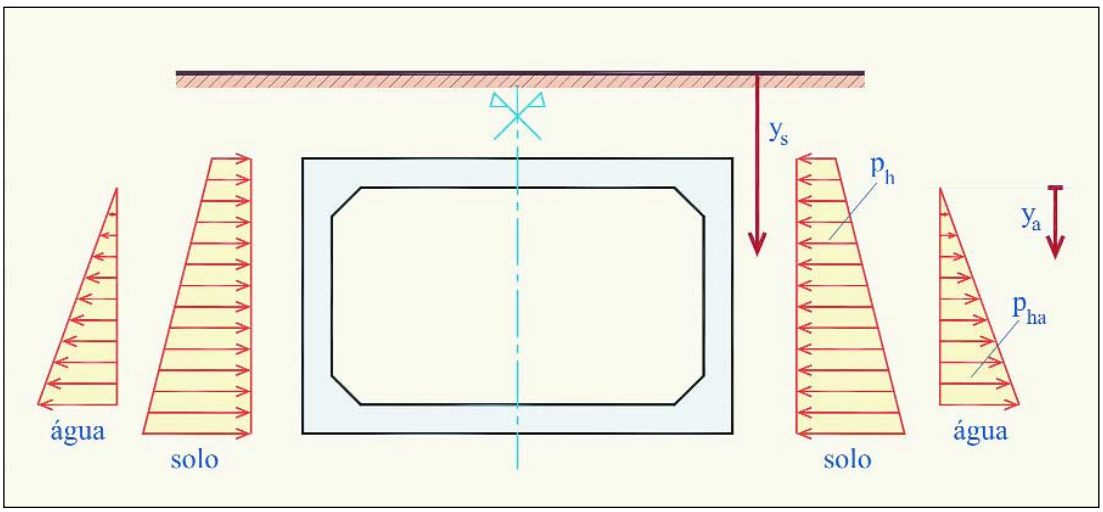



**Figura 2.2** Pressão lateral do solo e da água

## 2.3 Efeito de arqueamento

Conforme já adiantado, os tubos de seção retangular podem estar sujeitos ao efeito de arqueamento do solo. Para os tubos instalados em vala, existe uma tendência de alívio das pressões do solo sobre a galeria e nos tubos em aterro, uma tendência de acréscimo destas pressões.

Quando a altura de terra equivalente $h_{equ}$ for menor que $b_{ext}$, este efeito é pouco significativo. À medida que aumenta a altura de solo sobre a galeria, este efeito passa a ser importante.

A formulação normalmente utilizada para considerar o efeito de arqueamento, é a chamada teoria de Marston-Spangler, que pode ser vista na publicação do IBTS *Projeto estrutural de tubos circulares de concreto armado* [10].

Cabe destacar que essa formulação é mais aproximada para o caso de tubos de seção retangular do que para os de seção circular, uma vez que os resultados experimentais da formulação foram determinados estes últimos.

Para a aplicação da formulação, deve-se considerar a largura externa do tubo $b_{ext}$ como sendo o diâmetro externo do tubo de seção circular, para o tubo em aterro.

Tanto no caso de tubos em aterro como no caso tubos em vala, na aplicação da formulação, devem-se empregar os seguintes parâmetros:

$k_a\mu'$ - produto do coeficiente de empuxo $k_a$ do solo com o coeficiente de atrito do solo contra as paredes da vala;

$k_a\mu$ - produto do coeficiente de empuxo do solo com o coeficiente de atrito do solo.

$\rho$ - taxa de projeção do tubo, que relaciona a parte do tubo que se projeta da base e a altura do tubo.

$r_{ap}$ - razão de recalque, que relaciona o recalque do solo adjacente ao tubo com o recalque da fundação e a deformação do tubo.

Os valores de $k_a\mu'$ e $k_a\mu$ podem ser calculados em função das características dos solos. No entanto, geralmente recorre-se às indicações para projeto fornecidas na Tabela 2.1. Conforme apresentado nesta tabela, para efeitos práticos pode-se adotar $k_a\mu = k_a\mu'$

**Tabela 2.1** Valores de $k_a\mu = k_a\mu'$ para alguns tipos de solo para a formulação de Marston-Splangler

| Tipo | Solo | $k_a\mu=k_a\mu'$ |
|---|---|---|
| 1 | Material sem coesão | 0,192 |
| 2 | Areia e pedregulho | 0,165 |
| 3 | Solo saturado | 0,150 |
| 4 | Argila | 0,130 |
| 5 | Argila saturada | 0,110 |

Na falta de informações mais precisas, sugere-se empregar os valores de $k_a\mu = k_a\mu' = 0,15$. Se for considerado o ângulo de atrito interno do solo de 30º, conforme indicado pela NBR 9187 [4], o valor destes produtos vale 0,19. Justifica-se colocar um valor inferior a favor da segurança para tubos de vala. No caso de tubos em aterro, o valor sugerido refletiria as melhores condições de compactação do solo lateral, comparado com os tubos de seção circular.

Nos casos normais, o valor da taxa de projeção do tubo $\rho$ vale 1, em função da forma de assentamento dos tubos de seção retangular.

A razão de recalque $r_{ap}$ poderia ser calculada em função dos recalques do solo e do deslocamento

no topo do tubo, em função da sua deformação. No entanto, devido às dificuldades de se calcular os recalques do solo, o seu valor pode ser obtido das indicações sugeridas na Tabela 2.2.

Embora exista a possibilidade de instalação do tubo em forma de projeção negativa, que corresponderia à instalação em vala na parte inferior e em aterro na parte superior, este caso não será aqui tratado, pois, sua ocorrência seria muito pouco comum e não se teriam indicações de projeto para cálculo do efeito de arqueamento.

**Tabela 2.2** Valores indicados para razão de recalque para tubos de concreto em aterro com projeção positiva

| CONDIÇÃO | Valores recomendados pela ATHA [9] |
|---|---|
| Base rígida - rocha ou material pouco deformável | +1,0 |
| Base do tipo corrente - solo natural comum | +0,5 |
| Base sobre solo muito deformável - solo não bem compactado | +0,3 |

# 03 CÁLCULO DAS PRESSÕES PRODUZIDAS POR SOBRECARGAS NA SUPERFÍCIE

## 3.1 Força uniformemente distribuída aplicada na superfície

Quando a sobrecarga pode ser considerada uniformemente distribuída na superfície, como mostrado na Figura 3.1, as pressões na laje superior e nas paredes laterais podem ser calculadas com:

$$P_{vq} = q_{sup} \tag{3.1}$$

e

$$P_{hq} = kq_{sup} \tag{3.2}$$

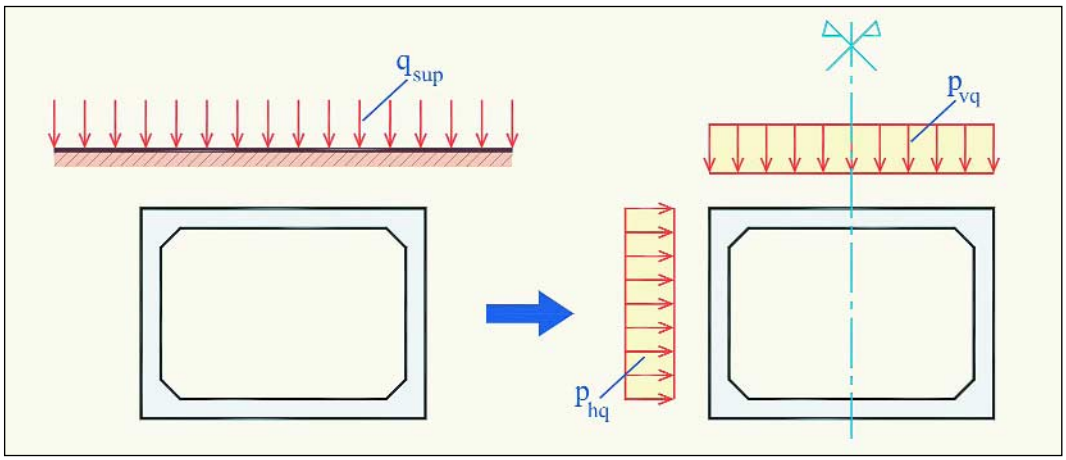



**Figura 3.1** Pressões produzidas por sobrecarga uniformemente distribuída na superfície

## 3.2 Força parcialmente distribuída aplicada na superfície

As forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície se propagam com um certo ângulo $\phi_o$ até a laje de cobertura da galeria. Este ângulo $\phi_o$ varia entre 30° a 45° conforme a rigidez do solo.

Será aqui utilizado o valor de 35° indicado pela ATHA [9] e considerada a altura de solo equivalente. Cabe destacar que desta forma estaria sendo considerado um ângulo de propagação no pavimento proporcional ao seu peso específico.

Assim, pode-se determinar a pressão que uma força $q_c$ parcialmente distribuída na superfície em um retângulo *a x b*, para uma profundidade de $h_{equ}$, conforme mostrado na Figura 3.2 e na Figura 3.3. A resultante desta força vale $Q=q_c$ a b

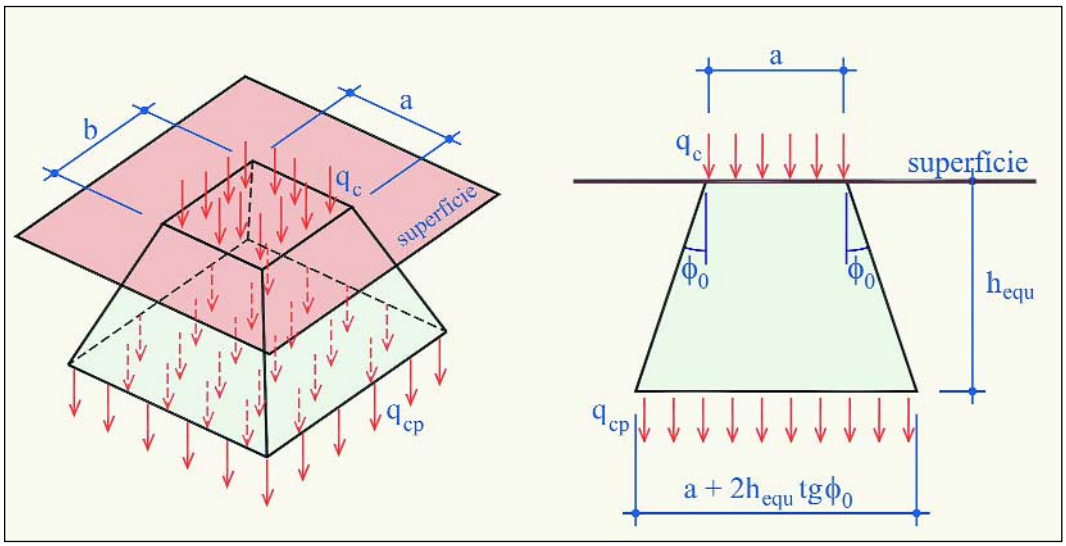



**Figura 3.2** Propagação de forças parcialmente distribuídas aplicadas na superfície.

A uma altura $h_{equ}$ do plano que passa pelo topo do tubo, a força $Q$ é distribuída em uma área:

$$A = (a + 2h_{equ}\, tg35^{o})\,(b + 2h_{equ}\, tg35^{o}) = (a + 1{,}4h_{equ})\,(b + 1{,}4h_{equ}) \qquad (3.3)$$

No cálculo dos esforços solicitantes no tubo consideram-se as forças aplicadas no plano médio da laje de cobertura (plano que passaria no meio da espessura da laje de cobertura). Considerando esta propagação com ângulo de 45º até a metade da espessura $h_c$ tem-se

$$q_{cp} = \frac{Q}{(a_m + b_m)} \qquad (3.4)$$

sendo

$$a_m = (a_p + h_c) = (a + 1{,}4h_{equ} + h_c)$$

e

$$b_m = (a_p + h_c) = (b + 1{,}4h_{equ} + h_c)$$

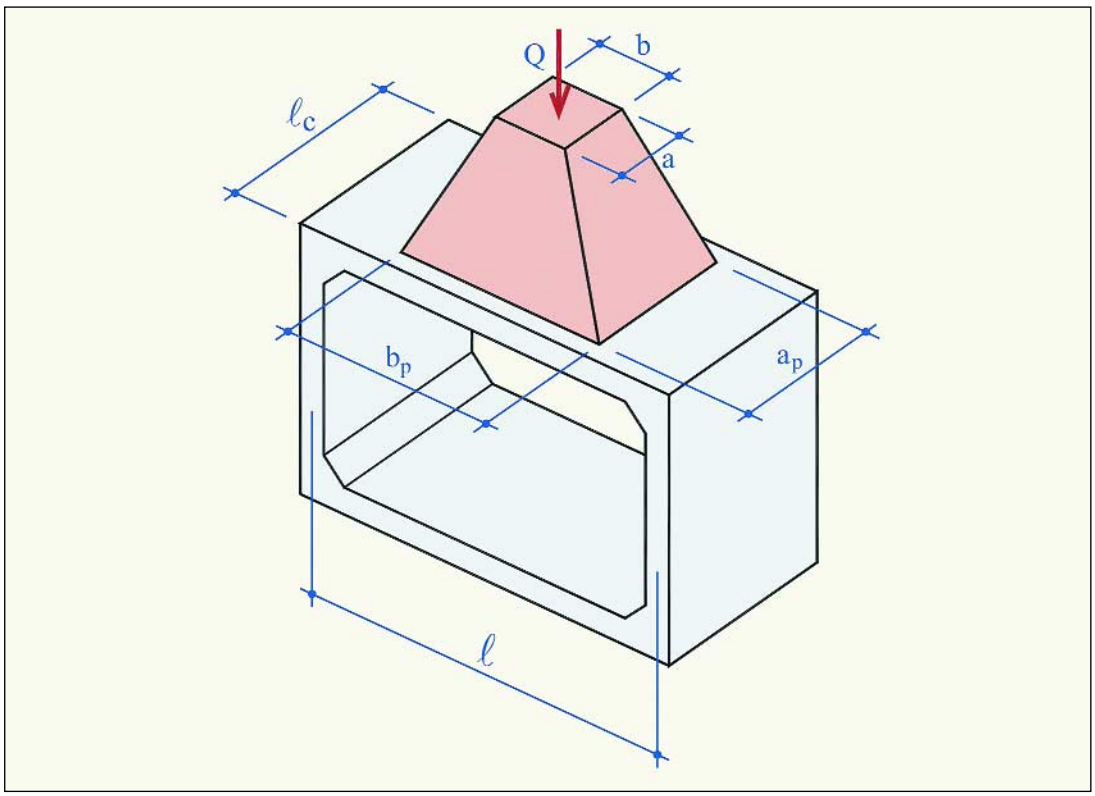



**Figura 3.3** Distribuição de pressões sobre o tubo devido à força parcialmente distribuída aplicada na superfície de resultante Q

No cálculo dos esforços solicitantes devidos às forças parcialmente distribuídas pode-se considerar uma largura colaborante, uma vez que existe uma contribuição das partes adjacentes à região de aplicação da força, conforme mostrado na Figura 3.4ª. Esta largura $b_{col}$ pode ser estimada com as indicações da NBR-6118:1978 [3] para cálculo dos momentos fletores.

$$b_{col,m} = a_m + \frac{l}{2}\left(1 - \frac{a_m}{l}\right) \leq l_c \qquad (3.5)$$

Para a força cortante, a largura colaborante pode ser estimada com:

$$b_{col,v} = (a_m + b_m) \leq l_c \qquad (3.6)$$

Se largura colaborante for maior que o comprimento do tubo ela deixa de ter significado. Assim, os valores destas larguras colaborantes são limitados ao comprimento $l_c$ do tubo.

Para calcular os esforços por unidade de largura, a força distribuída equivalente passa ser considerada com valor (Figura 3.4b):

$$q_{equ} = q_{cm}\frac{a_m}{b_{col}} \qquad (3.7)$$

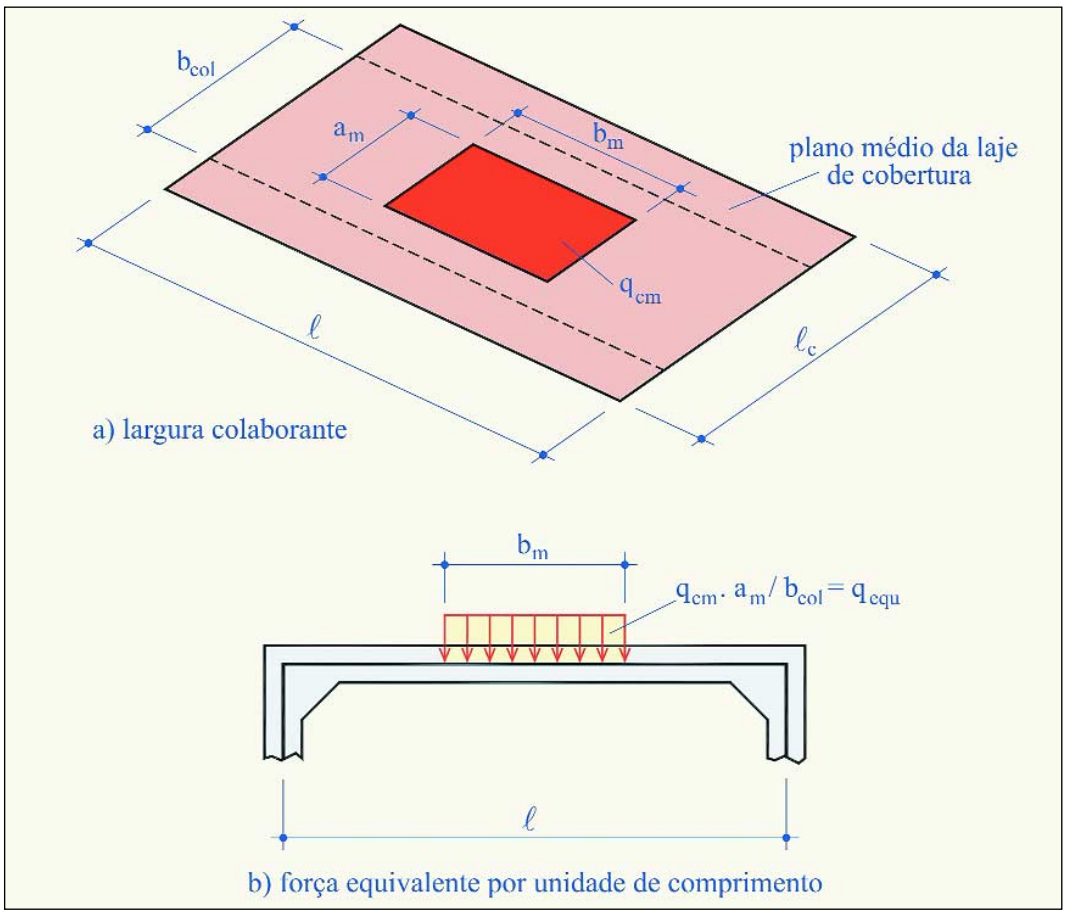



**Figura 3.4** Efeito de força parcialmente distribuída sobre o plano médio da laje de cobertura.

## 3.3 Sobrecargas rodoviárias

Para as sobrecargas provenientes do tráfego rodoviário podem-se adotar as mesmas forças empregadas nos projetos das pontes.

No Brasil, as cargas para o projeto de pontes são regulamentas pela NBR-7188 [5], que divide as pontes rodoviárias em três classes, discriminadas as seguir:

a) - Classe 45: na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total;
b) - Classe 30: na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 300 kN de peso total;
c) - Classe 12: na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 120 kN de peso total.

As pontes Classe 12 correspondem a situações com passagem restrita de veículos leves. Normalmente, este caso é reservado apenas para situações particulares. Assim, normalmente, são empregadas as Classes 45 e 30.

Na Tabela 3.1 apresentam-se o peso do veículo e os valores das forças distribuídas *q* e *q*' para pontes de Classes 45 e 30. A força distribuída *q* leva em consideração a ação de outros veículos mais afastado das zonas onde as forças produzem maiores esforços solicitantes. Já a força *q*' corresponde a sobrecargas nos passeios.

Na Tabela 3.2 são apresentadas as características dos veículos-tipo.

**Tabela 3.1** Pesos dos veículos-tipo e valores das forças distribuídas

| Classe da ponte | Veículo-Tipo Peso total kN | Forças uniformemente distribuídas | |
|---|---|---|---|
| | | q (em toda a pista) kN/m² | q' (nos passeios) kN/m² |
| 45 | 450 | 5 | 3 |
| 30 | 300 | 5 | 3 |

Considerando apenas o veículo-tipo, tem-se para as Classes 45 e 30 um conjunto de três eixos com duas rodas cada (Figura 3.5), o que resulta em seis rodas com o mesmo peso.

Será considerado o caso mais comum do veículo trafegando perpendicular à direção do eixo da linha dos tubos.

Considerando o efeito de três rodas alinhadas igualmente espaçadas de $e_e$, vai ocorrer uma superposição dos efeitos na direção do eixo da linha dos tubos a partir da profundidade:

$$h_{cl} = ( e_e - a_r ) /1,4 \qquad (3.8)$$

E uma superposição na direção perpendicular ao eixo da tubulação a partir da profundidade:

$$h_{ct} = ( e_r - b_r ) /1,4 \qquad (3.9)$$

onde $e_r$ é a distância entre as rodas de um mesmo eixo.

**Tabela 3.2** Características dos veículos-tipo rodoviários

| Item | Unidades | Tipo 45 | Tipo 30 |
|---|---|---|---|
| Quantidade de eixos | Eixo | 3 | 3 |
| Peso total do veículo | kN | 450 | 300 |
| Peso de cada roda | kN | 75 | 50 |
| Área de contato da roda (1) | $m^2$ | 0,20 x 0,50 | 0,20 x 0,40 |
| Distância entre eixos | m | 1,50 | 1,50 |
| Distância entre centros das rodas de cada eixo | m | 2,00 | 2,00 |

(1) A dimensão 0,20m da área de contacto é paralela à direção do tráfego do veículo

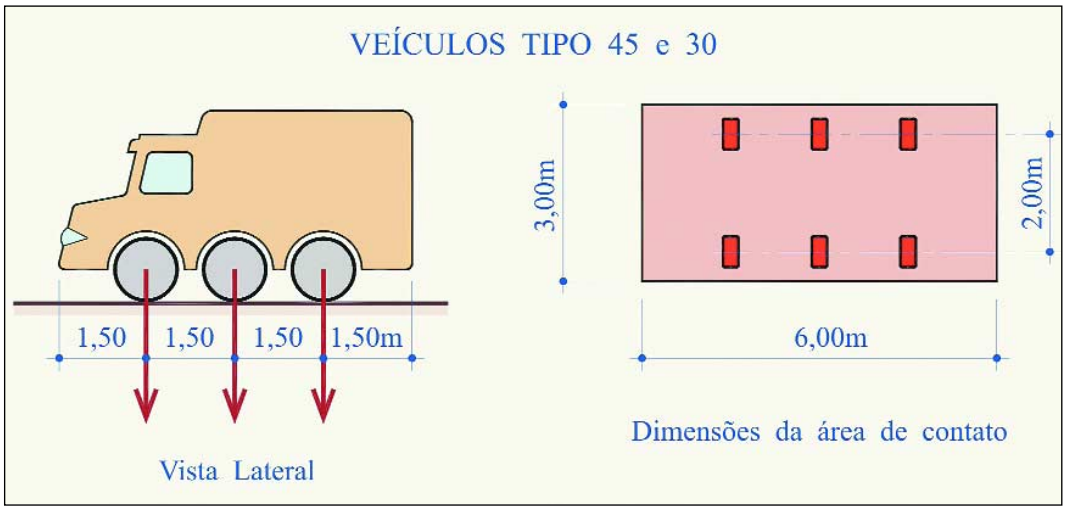



**Figura 3.5** Características dos veículos-tipo

Fazendo os cálculos com os valores de distância entre de eixos, distância entre rodas de um mesmo eixo e a dimensões das áreas de contacto da roda no pavimento, fornecidas na Tabela 3.2, têm-se os seguintes valores:

a) para veiculo classe 45

$h_{cl}$ = 0,93m e $h_{ct}$ = 1,07m

b) para veiculo classe 30

$h_{cl}$ = 0,93m e $h_{ct}$ = 1,17m

Se for considerada ainda a propagação até o plano médio da laje de cobertura, estes valores devem ser acrescidos ainda de $h_c$. Assim, praticamente todos os valores ficariam abaixo de 1,0m.

Tendo em vista que os valores estão próximos e que existe uma certa aproximação no ângulo de propagação, será considerado que:

a) para $h_{equ}$ maior ou igual a 1,0 metros

Neste caso ocorrerá a superposição das forças das rodas Considera-se uma força uniformemente distribuída conforme indicado na Figura 3.6, sendo que o valor da carga é calculado com

$$P_{vq} = q + q_v \tag{3.10}$$

com

$$q_v = \frac{Q_{red}}{(a_{vei} + 1{,}4h_{equ})\,(b_{vei} + 1{,}4h_{equ})} \tag{3.11}$$

sendo

$$Q_{red} = Q - a_{vei}\, b_{vei}\, q \tag{3.12}$$

Sendo Q o peso do veiculo-tipo (450 kN para o veiculo classe 45 e 300 kN para o veiculo classe 30), q a carga distribuída que considera outros veículos mais afastados, cujo valor e 5 kN/m² é $a_{vei}$ e $b_{vei}$ dimensões em planta do veículo tipo (3,0m e 6,0m).

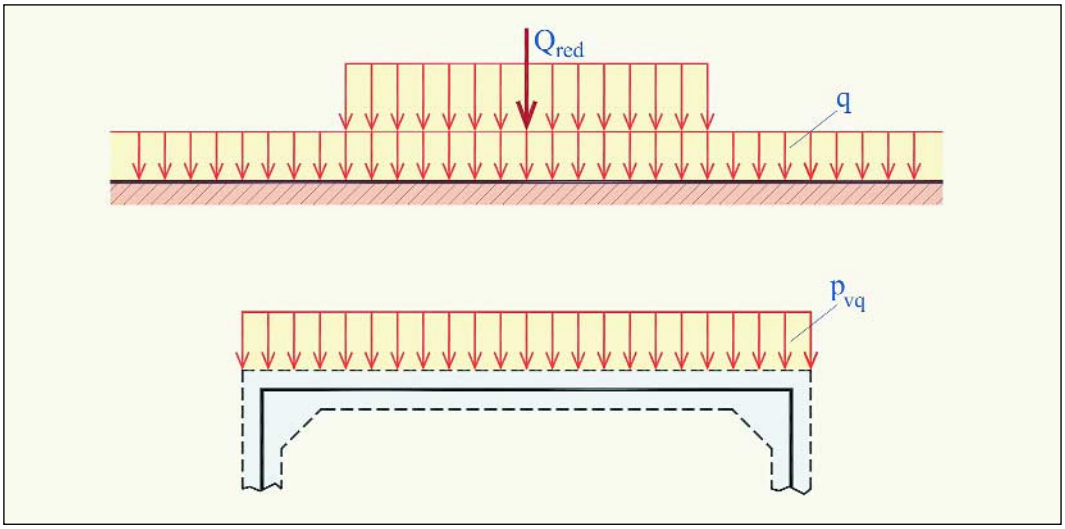



**Figura 3.6** Força uniformemente distribuída devido a carga móvel para hequ maior ou igual a 1,0 metro

b) para $h_{equ}$ menor que 1,0 metro

Para esta situação, será considerado o efeito de força parcialmente distribuída. Por comodidade e por se tratar de uma aproximação empregada no cálculo de lajes de pontes [15], a área de contacto da roda no pavimento será considerada quadrada de dimensão:

$$t = \sqrt{a_r\, b_r} \tag{3.13}$$

onde $a_r$ e $b_r$ são as dimensões da área de contacto da roda no pavimento.

Fazendo a propagação da força até o plano médio da laje de cobertura, tem-se a o lado da área propagada:

$$t_p = t + 1{,}7\, h_{equ} + h_c \qquad (3.14)$$

Considerando $l$ o vão teórico da laje superior, correspondente à distância entre os planos médios das paredes laterais, podem ocorrer os seguintes casos:

b1) Caso 1 $l < e_e$ (1,50m)

A situação mais desfavorável é com uma roda no meio da laje de cobertura, para o momento fletor, e uma roda junto à mísula próxima do apoio, para força cortante, conforme indicado na Figura 3.7.

O valor da força parcialmente distribuída por unidade de área, no plano médio da laje, vale:

$$q_{cm} = \frac{Q/6}{t_p^{\,2}} \qquad (3.15)$$

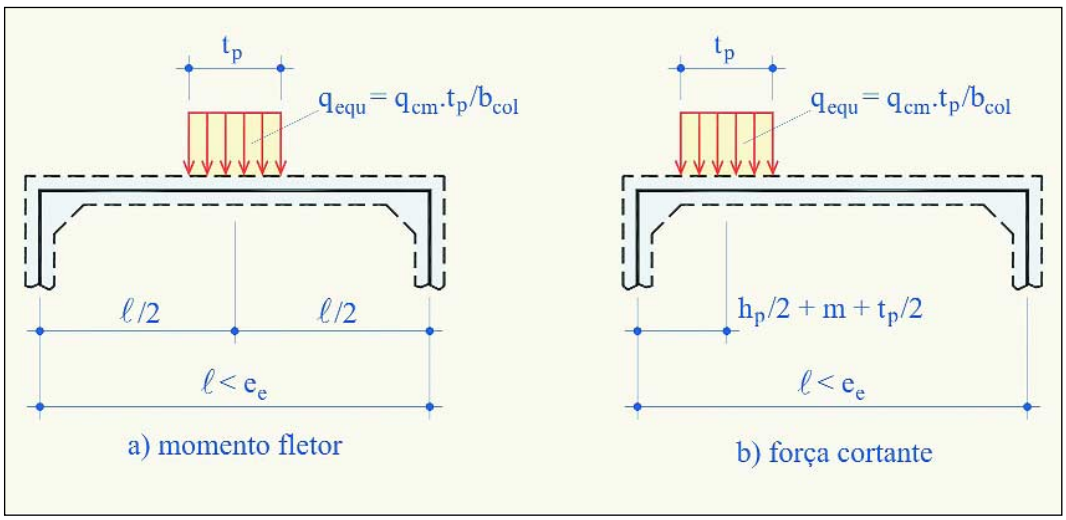



**Figura 3.7** Força parcialmente distribuída produzida por carga móvel para $h_{equ}$ menor que 1,0 metro e $l < e_e$ (1,50m)

b2) Caso 2 (1,50m) $e_e \leq l \leq 2e_e + t_p$ (3,0m + $t_p$)

Neste caso considera-se também uma roda no meio da laje de cobertura, para o momento fletor e uma roda junto à mísula próxima do apoio e outra a uma distância $l_e$, para força cortante, conforme indicado na Figura 3.8.

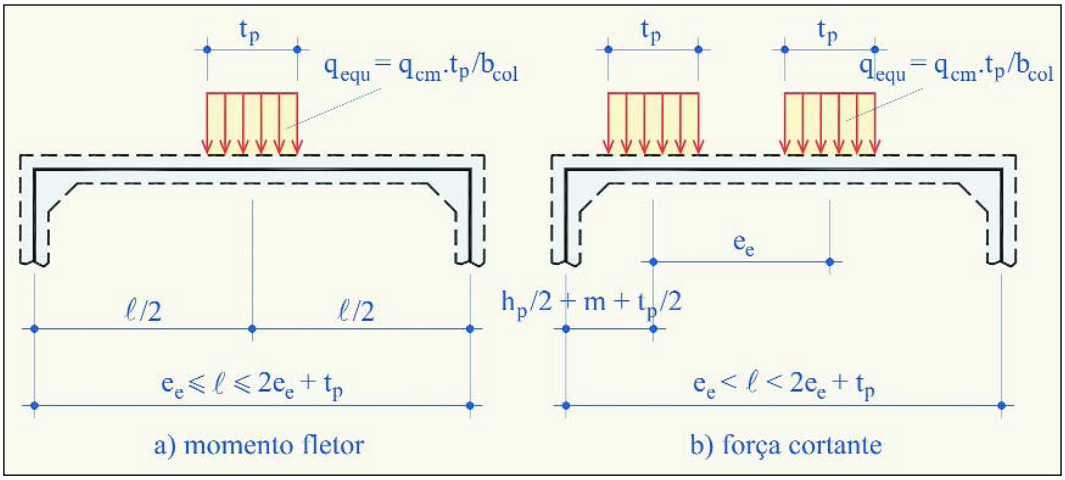



**Figura 3.8** Força parcialmente distribuída produzida por carga móvel para $h_{equ}$ menor que 1,0 metro (1,5m) $e_e \leq l \leq 2e_e$ + tp (3,0m + $t_p$)

b3) Caso 3 $l > 2e_e + t_p$ (3,0m + $t_p$)

A situação mais desfavorável é com uma roda no meio da laje de cobertura e mais duas rodas adjacentes, para o momento fletor, e uma roda junto à mísula próxima do apoio e mais duas adjacentes, para força cortante, conforme se mostra na Figura 3.9.

A largura colaborante para o momento fletor para uma roda no meio do vão da laje de cobertura pode ser calculada como foi visto para uma força parcialmente distribuída. Assim, conforme é apresentado na Figura 3.10, a largura colaborante vale:

$$b_{col,m} = t_p + \frac{l}{2}\left(1 - \frac{t_p}{l}\right) \leq l_c \qquad (3.16)$$

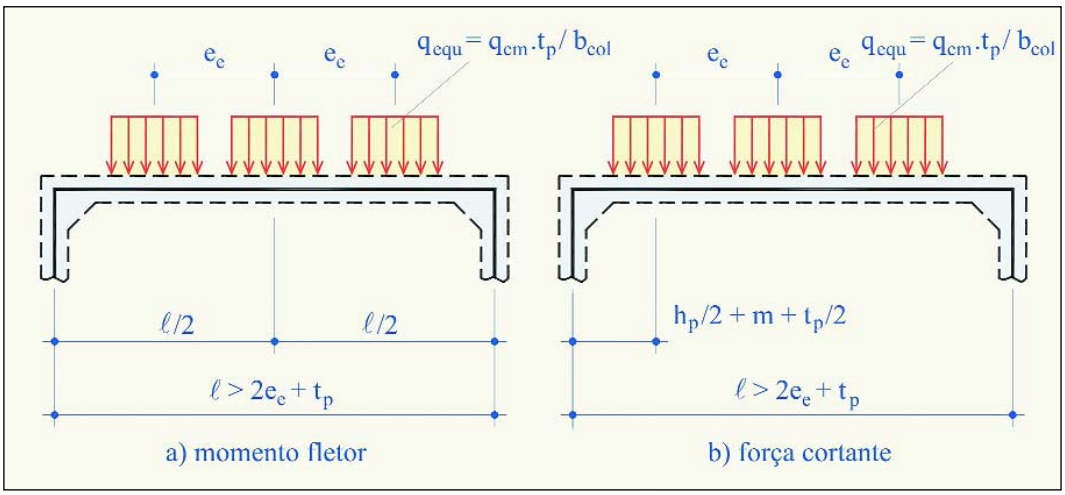



**Figura 3.9** Força parcialmente distribuída produzida por carga móvel para $h_{equ}$ menor que 1,0 metro e $l > 2e_e + t_p$ (3,0m + $t_p$)

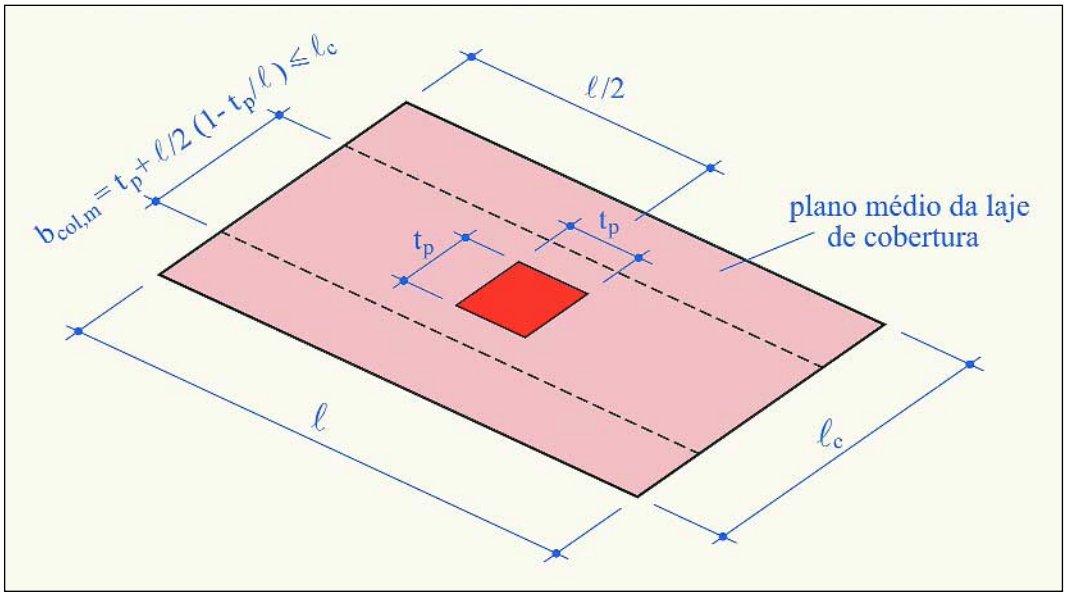



**Figura 3.10** Largura colaborante para momento fletor

Conforme mostrado na Figura 3.11, a largura colaborante para a força cortante é calculada com a expressão:

$$b_{col,\,v} = 2t_p \leq l_c \tag{3.17}$$

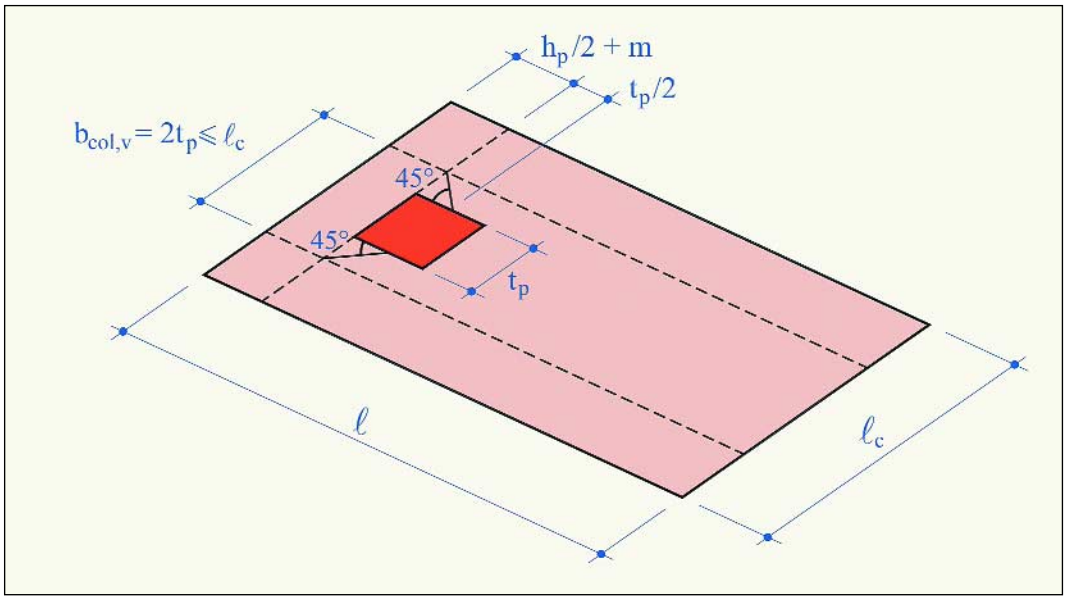



**Figura 3.11** Largura colaborante para força cortante

Em razão da grande predominância do efeito da roda do meio, para momento fletor, e roda junto ao apoio, para força cortante, pode-se considerar estas mesmas larguras colaborantes quando houver mais de um roda.

Assim, como no caso de uma força uniformemente distribuída, estas larguras colaborantes são limitadas ao comprimento $l_c$ do tubo.

No programa está sendo feita uma simplificação ao calcular as forças cortantes, produzidas por forças parcialmente distribuídas, considerando a laje de cobertura independente do restante do tubo. O seu efeito é acrescido ao das forças cortantes de outras ações na combinação de carregamentos.

A pressão lateral das cargas móveis é feita considerando a propagação da carga do veículo-tipo a 35°, em toda a altura das paredes laterais, multiplicada pelo coeficiente de empuxo, conforme indicado na Figura 3.12.

Desta forma as pressões horizontais podem ser calculadas com as expressões:

$$P_{hc} = k\,(\,q + q_{vc}\,) \tag{3.18}$$

e

$$P_{hc} = k\,(\,q + q_{vb}\,) \tag{3.19}$$

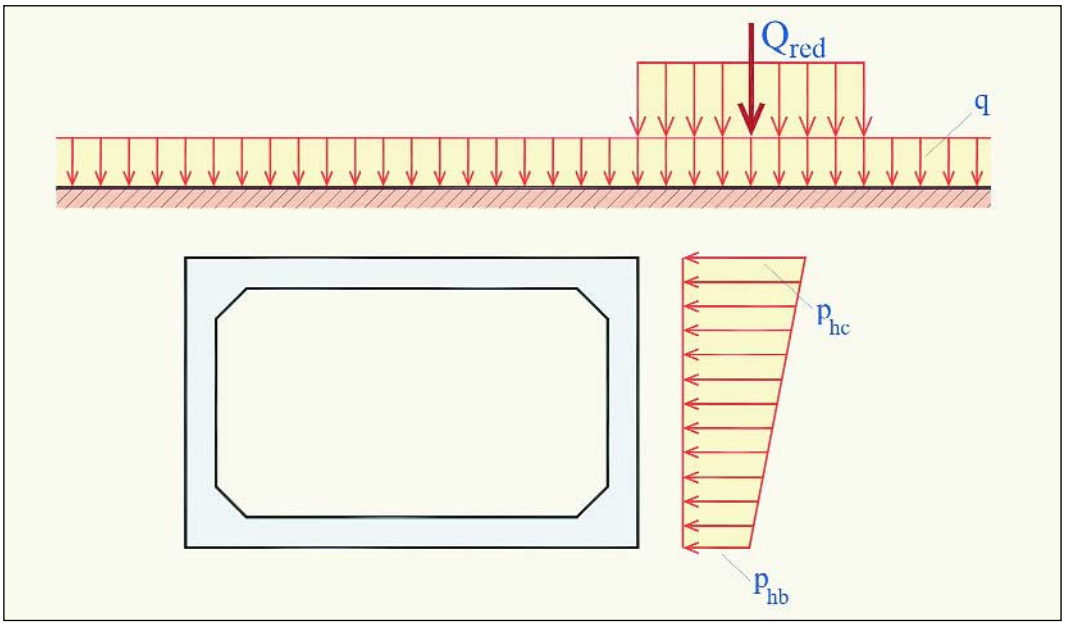



**Figura 3.12** Pressão lateral devido à carga móvel de multidão e de veículo-tipo com

com

$$q_{vc} = \frac{Q_{red}}{(a_{vei} + 1{,}4h_{equ})\,(b_{vei} + 1{,}4h_{equ})} \tag{3.20}$$

e

$$q_{vb} = \frac{Q_{red}}{(a_{vei} + 1{,}4h_{equ} + h_{ext})\,(b_{vei} + 1{,}4h_{equ} + h_{ext})} \tag{3.21}$$

sendo que o significado de $Q_{red}$ já foi apresentado anteriormente.

Por se tratarem de cargas produzidas por veículos em movimento, as cargas móveis devem ser multiplicadas por coeficiente de impacto. Na falta de indicações mais precisas podem-se empregar os valores da Tabela 3.3:

**Tabela 3.3** Coeficientes de impacto para tráfego rodoviário

| Altura de cobrimento $h_s$ (m) | φ |
|---|---|
| ≤ 0,30 | 1,3 |
| ≤ 0,60 | 1,2 |
| ≤ 0,90 | 1,1 |
| > 0,90 | 1,0 |

## 3.4 Outras sobrecargas

Dentre outros casos de sobrecargas de tráfego, merecem serem registrados os casos das sobrecargas ferroviárias e aeroviárias.

Para as sobrecargas ferroviárias pode-se recorrer a NBR-7189 *Cargas móveis para o projeto estrutural de obras ferroviárias [6].*

Essa norma estabelece quatro classes de trens-tipo que são relacionadas a seguir:

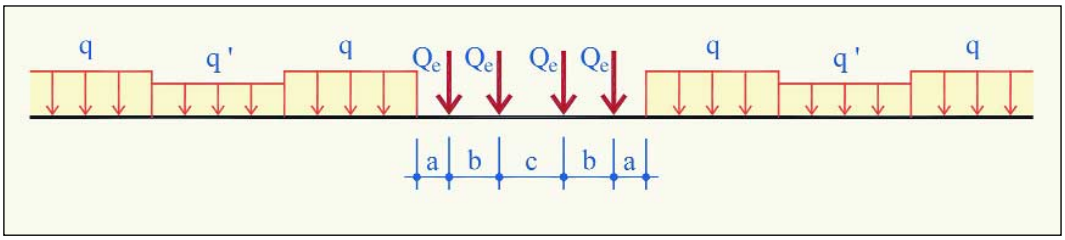
a) TB-360 - para ferrovias sujeitas a transporte de minério de ferro ou outros carregamentos equivalentes;

b) TB-270 - para ferrovias sujeitas a transporte de carga geral;

c) TB-240 - para ser adotado somente na verificação de estabilidade e projeto de reforço de obras existentes;

d) TB-170 - para vias sujeitas exclusivamente ao transporte de passageiros em regiões metropolitanas ou suburbanas.

As características geométricas e os valores das cargas estão mostrados na Figura 3.13 e na Tabela 3.4.




**$Q_e$** = peso por eixo

**q** e **q'** = forças distribuídas na via, simulando, respectivamente, vagões carregados e descarregados

**Figura 3.13** Características das cargas ferroviárias

**Tabela 3.4** Características dos trens-tipo e forças distribuídas ferroviárias

| TB | $Q_e$ (kN) | q (kN/m) | q' (kN/m) | a (m) | b (m) | c (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 360 | 360 | 120 | 20 | 1,00 | 2,00 | 2,00 |
| 270 | 270 | 90 | 15 | 1,00 | 2,00 | 2,00 |
| 240 | 240 | 80 | 15 | 1,00 | 2,00 | 2,00 |
| 170 | 170 | 25 | 15 | 11,00 | 2,50 | 5,00 |

Normalmente considera-se a sobrecarga ferroviária como uniformemente distribuída, tomando como referência a base da ferrovia a uma distância do topo dos trilhos de 0,5m. Assim, a carga da locomotiva, bem como a dos vagões, fica distribuída na faixa de largura *a=3,0m*, conforme indicado na Figura 3.14.

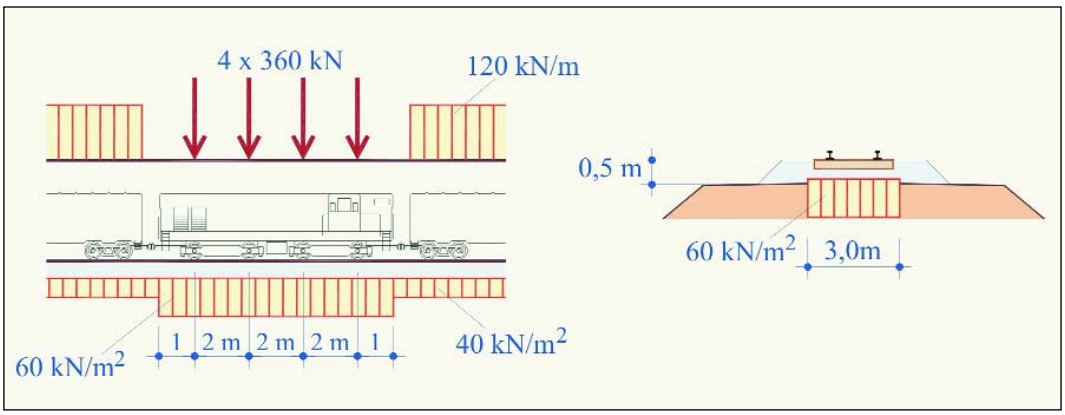



**Figura 3.14** Distribuição das forças para o TB-360

Desta forma, por exemplo para os TB 360, 270 e 240 pode-se considerar a locomotiva como carga parcialmente distribuída em uma área de projeção de **b=8,0m** (na direção do tráfego) por 3,0m.

Além do peso da locomotiva, deve-se considerar o peso de vagões carregados com a força **q** fornecida na Tabela 3.4. Para a superposição desta força com o peso da locomotiva pode-se considerar a força **q** contínua na ferrovia e o peso da locomotiva descontado desta força.

No caso de linha de tubo cruzando ferrovia com linha simples, o cálculo do efeito da sobrecarga pode ser feito com as expressões:

$$q_m = \varphi[\frac{Q - qb}{(b + 1{,}4h_s)} + q] \qquad (3.22)$$

sendo

$Q$ = peso da locomotiva (kN)

$q$ – força distribuídas dos vagões carregados (kN/m)

$b$ = 8,0m

Para o caso de TB-360, tem-se o seguinte valor:

$$q_m = \varphi[\frac{480kN}{(8m + 1{,}4h_s)} + 120kN/m] \qquad (3.23)$$

No caso de linha dupla é necessário verificar se existe superposição de seus efeitos sobre os tubos. O cálculo da resultante considerando esta superposição pode ser feito sem grandes dificuldades.

Para calcular a pressão na laje de cobertura pode-se empregar a expressão:

$$P_{vq} = \frac{q_m}{(3m + 1{,}4h_s)} \qquad (3.24)$$

Para o valor do coeficiente de impacto para ferrovias pode empregar o valor recomendado pela ATHA [9]:

$$\varphi = 1{,}4 - 0{,}1\,(h_s - 0{,}5m) > 1{,}0 \qquad (3.25)$$

No caso de sobrecarga devida a tráfego aeroviário, pode-se recorrer às indicações da ACPA [1], que fornece, em forma de tabela, os valores da carga sobre o tubo, para pavimento rígido ou flexível da pista. Pode-se também recorrer às indicações apresentadas em ZAIDLER [17].

Para uma avaliação preliminar, apresenta-se na Tabela 3.5, o valor da carga $\mathbf{P_{vq}}$ em função da altura de cobrimento fornecido pela ATHA [9].

Uma outra ação que pode ocorrer é a passagem de equipamento de compactação sobre o tubo durante a fase construção do aterro. Normalmente, deve-se empregar equipamento de compactação pesado apenas quando a altura do solo sobre o topo do tubo ultrapassar 1,0 m.

Procura-se, em geral, planejar a compactação para que o efeito desta ação de caráter transitório não resulte em situação mais desfavorável que a situação definitiva, para a qual é projetado o tubo.

**Tabela 3.5** Pressão vertical com a profundidade para cargas aeroviárias fornecida pela ATHA [9]

| hs (m) | $p_{vq}$ (kN/m2) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Aviões padronizados | | | | |
| | 900 kN (DC-9) | 1800 kN (DC-8) | 3500 kN (jumbo) | 5500 kN | 7500 kN |
| 1,0 | 98 | 117,6 | 132,3 | 137,2 | 174 |
| 2,0 | 39,2 | 68,6 | 88,2 | 107,8 | 117,6 |
| 3,0 | 19,6 | 39,2 | 58,8 | 78,4 | 88,2 |
| 4,0 | 14,7 | 24,5 | 39,2 | 58,8 | 78,4 |
| 5,0 | 9,8 | 19,6 | 29,4 | 39,2 | 53,9 |
| 6,0 | 9,8 | 14,7 | 24,5 | 34,3 | 39,2 |
| 7,0 | 4,9 | 9,8 | 19,6 | 24,5 | 34,3 |
| 8,0 | 4,9 | 9,8 | 14,7 | 24,5 | 29,4 |
| 9,0 | 4,9 | 9,8 | 14,7 | 19,6 | 24,5 |
| 10,0 | 4,9 | 9,8 | 14,7 | 14,7 | 19,6 |
| ≥ 15,0 | 4,9 | 4,9 | 4,9 | 9,8 | 14,7 |
| Interpolar para valores intermediários | | | | | |

# 04 MODELAGEM E CONSIDERAÇÕES DE CÁLCULO

## 4.1 Esquema estático

O modelo para o cálculo do tubo corresponde a um pórtico plano com ***n*** elementos finitos. A reação do solo na base do tubo é modelada considerando apoio elástico, mediante elementos simuladores, que correspondem a molas fictícias, conforme mostrado na Figura 4.1.

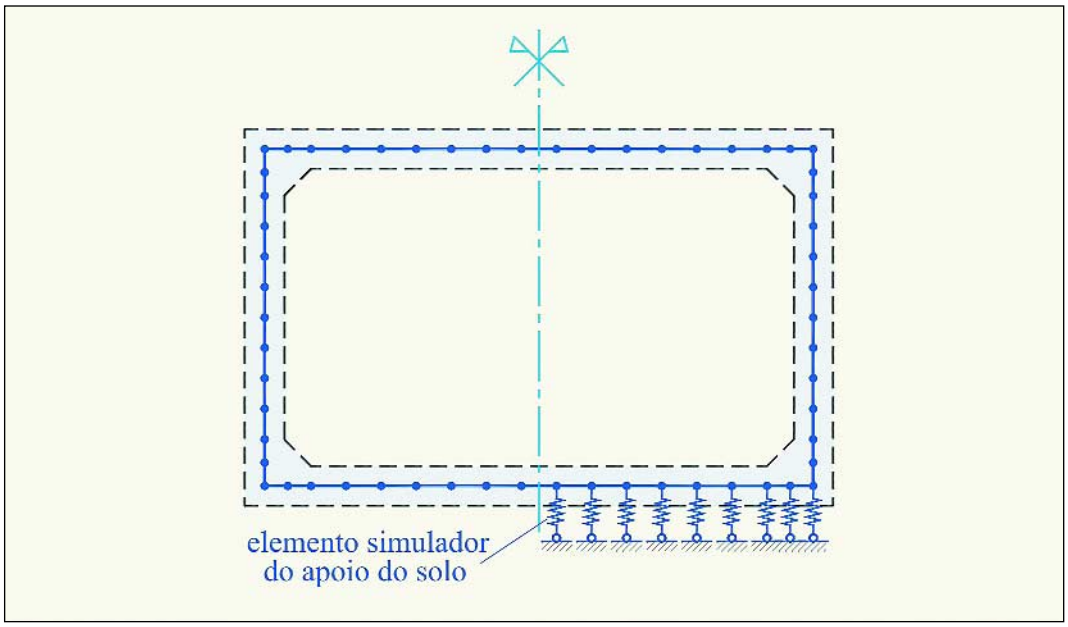



**Figura 4.1** Modelagem da estrutura

Na modelagem da estrutura como pórtico plano, as coordenadas dos nós são geradas automaticamente no programa, em função do número de divisões fornecido.

## 4.2 Coeficiente de reação do solo

Na consideração da interação solo-estrutura, a rigidez do elemento simulador do solo, que corresponde ao coeficiente da mola, é calculada em função do módulo de reação do solo ($k_r$).

O valor do módulo de reação do solo deve avaliado por especialista. Na falta de indicações mais precisas, pode-se recorrer aos valores sugeridos na tabela apresentada em publicação do IBTS *Piso industriais de concreto armado* [14], transcrita na Tabela 4.1. Naturalmente, pode-se também recorrer a outras recomendações encontradas na literatura técnica, como por exemplo na referência [16].

**Tabela 4.1** Valores de módulo de reação do solo [14]

| Tipo de solo | Resistência do solo | CBR (%) | $k_r$(MPa/m) |
|---|---|---|---|
| Siltes e argilas de alta compressibilidade e densidade natural | Baixa | <2 | 15 |
| Siltes e argilas de alta compressibilidade , compactados. Siltes e argilas de baixa compressibilidade, siltes e argilas arenosos, siltes e argilas pedregulhosos e areis de graduação pobre. | Média | 3 | 25 |
| Solos granulares, areias bem graduadas e misturas de areia–pedregulho relativamente livres de plásticos finos. | Alta | 10 | 55 |

O valor da rigidez do elemento simulador do solo é calculado multiplicando o módulo de reação do solo pelo comprimento de influência de cada nó.

O cálculo da estrutura deve ser iterativo, pois, se houver tração nas molas, o cálculo deve ser refeito retirando aquelas que estiverem tracionadas, uma vez que o solo não poderá comportar como tal.

O módulo de elasticidade do concreto, para o cálculo estático do tubo, pode ser calculado em função da resistência à compressão do concreto. Pode-se empregar a expressão da NBR-6118:2003 [2], apresentada a seguir:

$$E_{cs} = 0{,}85E_{ci} \tag{4.1}$$

sendo

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad \text{(em MPa)} \tag{4.2}$$

## 4.3 Consideração da não-linearidade física

As estruturas de concreto deixam de apresentar comportamento linear em função da fissuração do concreto tracionado, em níveis baixos de solicitação, e plastificação do concreto ou armadura, em níveis mais altos de solicitação. Uma forma simplificada de considerar a não-linearidade dos elementos é reduzindo a rigidez das barras, assim que elas atingirem um determinado nível de solicitações.

Esta redução de rigidez pode ser colocada na forma de um fração da rigidez normal.

$$(EI)_{red} = \beta\,(EI) \tag{4.3}$$

O valor sugerido para B é 0,5. Cabe observar que quanto menor o valor de $\beta$, maior será a redistribuição dos esforços. Para não considerar este efeito, basta empregar o valor de $\beta$ igual 1.

Considera-se que as barras estão fissuradas e, portanto, com inércia reduzida, quando a tensão normal calculada no Estádio I, para a flexo-compressão, for maior que 1,5 vezes a resistência média de tração, conforme a expressão:

$$\sigma = \frac{M}{bh^2/6} - \frac{N}{bh} \geq 1{,}5\, f_{tk} \tag{4.4}$$

onde

M e N momento fletor e força normal na seção considerada

b e h as dimensões da seção transversal da barra

A resistência à tração do concreto $f_{tk}$ pode ser estimada com a resistência à compressão $f_{ck}$ com a expressão da NBR-6118:2003 [2]:

$$f_{tk} = 0{,}3\ f_{ck}^{\frac{2}{3}} \text{ (em MPa)} \qquad (4.5)$$

# 05 SITUAÇÕES DE PROJETO E COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO AÇÕES

## 5.1 Estados limites últimos

Para as verificações dos estados limites últimos por momento fletor e por força cortante, consideram-se os coeficientes de ponderação para combinação normal estabelecidos na NBR-8681:2003 [7], apresentados na tabela 5.1.

**Tabela 5.1** Valores de $\gamma_f$ para a ações consideradas

| Ação | Efeito desfavorável | Efeito favorável |
|---|---|---|
| Peso próprio | 1,30 | 1,00 |
| Ação do solo | 1,35 | 1,00 |
| Ação de carga móvel | 1,50 | --- |
| Ação da água | 1,20 | --- |

Com relação aos valores da tabela 5.1, vale a pena destacar que a ação da água está sendo considerada com uma ação truncada, uma vez que o nível de água não poderá ser maior que a altura da galeria.

Para a determinação das situações críticas, são feitas as análises para as seguintes combinações:

a) Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal mínima (Figura 5.1);

b) Carregamento simétrico com pressão horizontal máxima e pressão vertical mínima (Figura 5.2);

c) Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal máxima (Figura 5.3).

Com estas três combinações podem-se determinar os máximos e mínimos esforços solicitantes na estrutura.

## 5.2 Estados limites de serviço

Dentre os estados limites de serviço de estruturas de concreto armado, apenas o estado limite de fissuração inaceitável tem significado nos TSRCA.

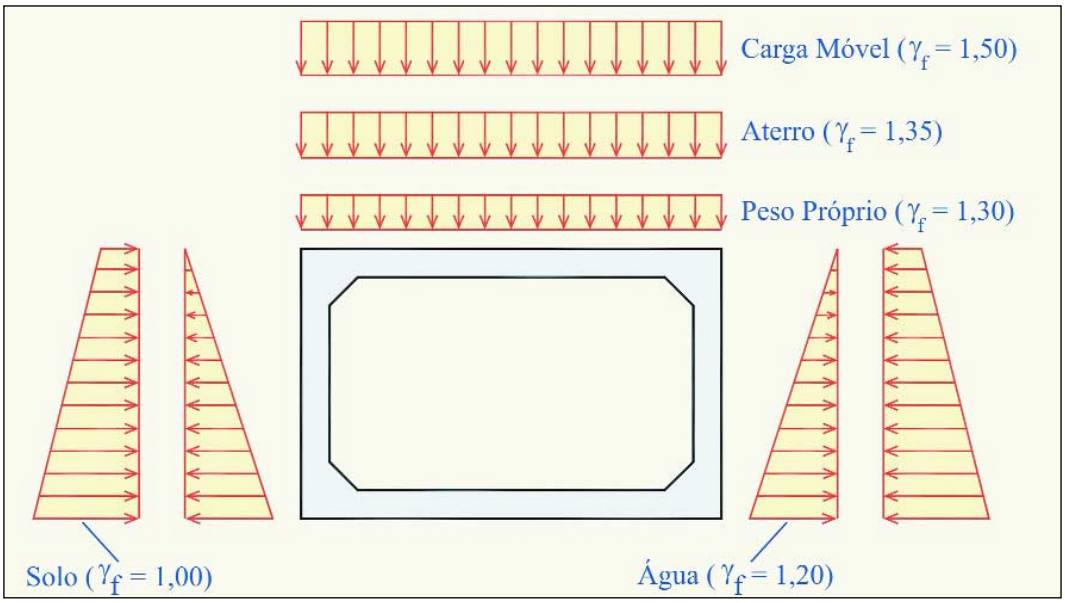



**Figura 5.1** Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal mínima

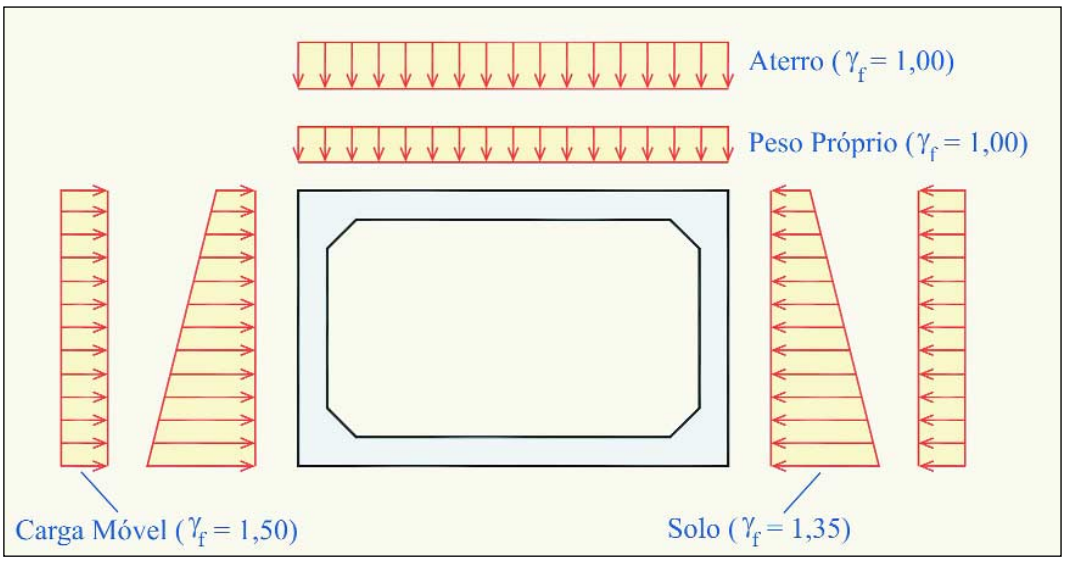



**Figura 5.2** Carregamento simétrico com pressão horizontal máxima e pressão vertical mínima

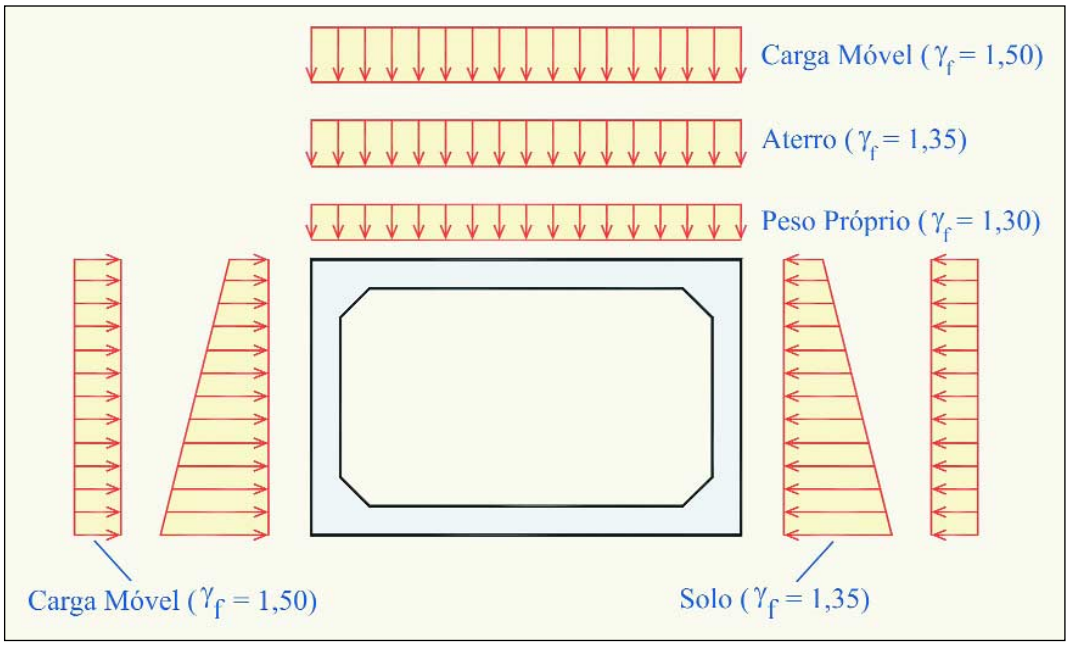



**Figura 5.3** Carregamento simétrico com pressão vertical máxima e pressão horizontal máxima

A verificação do estado limite de fissuração inaceitável é feita com a combinação freqüente das ações. Na combinação freqüente de ações, a ação variável principal é a carga móvel, que é multiplicada por coeficiente $\Psi_1$. A ação máxima da água ocorre muito raramente e o seu efeito pode ser desprezado nesta verificação. O peso do próprio e o solo são afetados de $\gamma_f$=1.

Esta verificação deve ser feita após o cálculo da armadura e a escolha do diâmetro das barras.

## 5.3 Situações transitórias (manuseio)

As situações transitórias correspondem àquelas as quais os elementos pré-moldados estão sujeitas após o endurecimento do concreto, até a colocação no local definitivo.

Por se tratar de uma situação transitória de construção, podem-se empregar para coeficientes de ponderação os valores indicados pela NBR 8681:2003 [7], de 1,20 para efeito desfavorável e de 1,0 para efeito favorável. Assim, para o manuseio dos tubos, consideram-se estes coeficientes de ponderação afetando o peso próprio.

# 06 DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

## 6.1 Concreto

O concreto deve ser dosado para ter características compatíveis com o processo de execução do tubo e deve ser objeto de controle de qualidade adequado à produção de componentes pré-fabricados.

Um dos aspectos que deve ser considerado na dosagem do concreto é a durabilidade, em função das condições do uso do elemento. Neste sentido, pode-se tomar como referência o valor da NBR 8890:2003 *Tubos de concreto, de seção circular, para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios* [8] que estabelece a relação água/cimento não superior a 0,50 para tubos destinados a águas pluviais.

## 6.2 Armadura em telas soldadas

A utilização de tela soldada apresenta uma série de vantagens para a armação de tubos de concreto. Entre outras, estas vantagens são:

a) Redução do tempo da mão-de-obra com o corte, dobramento e colocação e amarração da armadura, em relação ao processo convencional;

b) Redução do consumo de aço, da ordem de 20%; devida à diferença entre resistência de escoamento do aço da tela soldada e do aço da armadura de CA-50, normalmente empregado nos outros casos;

c) Melhores condições de posicionamento na colocação da armação e de manutenção deste posicionamento durante o processo de moldagem;

d) Boas condições de aderência devida à armadura transversal soldada, tanto com fios lisos como com fios corrugados, o que possibilita melhores condições de atendimento ao estado limite de fissuração inaceitável;

e) Melhor acabamento devido aos diâmetros relativamente finos dos fios empregados, de forma que os tubos armados com telas soldadas proporcionam paredes mais lisas.

Naturalmente, os aços para a armação de TSRCA devem atender às especificações dos aços para concreto armado, conforme as normas vigentes sobre o assunto.

## 6.3 Cobrimento da armadura

Um das principais finalidades do cobrimento da armadura nas peças de concreto é a proteção química, que está relacionada com a proteção da armadura contra corrosão, e conseqüentemente, com a durabilidade da peça.

Os fatores de maior influência na proteção da armadura contra a corrosão, tendo em vista o ataque de agentes agressivos externos, são o valor do cobrimento e a qualidade do concreto. Esta qualidade está relacionada, entre outros fatores, com a quantidade de cimento, com a relação água/cimento e com o adensamento do concreto.

Na falta de indicações específicas para este tipo de construção, recomenda-se empregar um cobrimento mínimo de 25mm. Tendo em vista as boas condições de controle de execução, pode-se empregar uma tolerância de posicionamento da armadura de 5mm. Assim, resulta um cobrimento nominal de 30mm. Este valor seria recomendado para situações normais. Naturalmente, em se tratando de aplicações em ambientes com agressividade forte ou muito forte, o cobrimento deve atender aos valores da NBR 6118:2003 [2].

## 6.4 Diretrizes para o dimensionamento

O dimensionamento das paredes dos tubos consiste basicamente em se calcular a armadura para atender aos estados limites.

Normalmente, as armaduras são calculadas para o estado limite último por solicitações normais (momento fletor e força normal). Ainda com relação ao estado limite último, deve ser feita a verificação à fadiga da armadura e a da resistência à força cortante. É necessária ainda a verificação do estado limite de fissuração inaceitável.

De acordo a NBR 6118: 2003 [2], o dimensionamento e as verificações devem ser feitos minorando as resistências dos materiais. Os coeficientes de minoração são os especificados as seguir:

Coeficiente de minoração da resistência do concreto - 1,4 em geral
Coeficiente de minoração da resistência do aço - 1,15 em geral.

Se empregado um rigoroso controle de execução do tubo, o coeficiente de minoração da resistência do concreto pode ser reduzido para 1,3.

O cálculo da armadura é feito nas seguintes posições: a) meio da laje de cobertura, b) canto superior, c) meio da parede lateral d) canto inferior e e) meio da laje de fundo. Na Figura $6.1_a$ estão representadas estas posições.

A altura útil da armadura na laje de cobertura, paredes laterais e laje de fundo pode ser estimada em função do cobrimento. O valor recomendado para esta estimativa é a espessura destes elementos menos 35mm (d'=35mm).

Nos cantos dos tubos, a altura útil da armadura sofre uma significativa mudança, conforme está

mostrado na Figura 6.1b. Desta forma, na quina do tubo são analisadas três seções: seção *cc*, seção *qq* e seção *pp*. Nas seções *cc* e *pp*, as alturas úteis da armadura coincidem com alturas úteis da laje de cobertura e da parede lateral, estimadas com d'=35mm. Na seção *qq*, a altura útil pode ser estimada com a altura total considerando a mísula e $d'_q$=70mm. A armadura nos cantos é a maior das obtidas da análise das três seções.

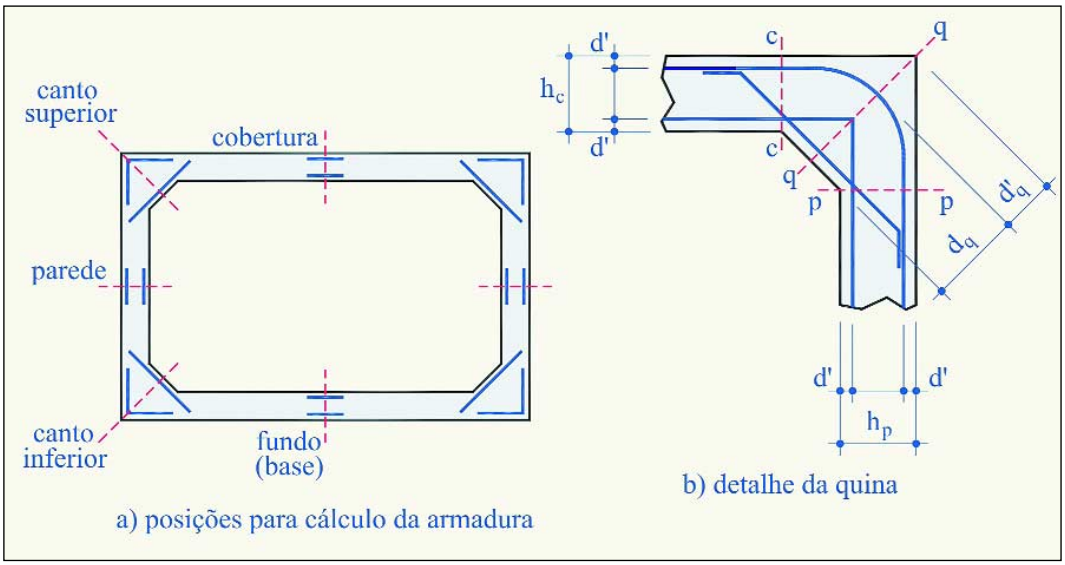



**Figura 6.1** Posições para cálculo da armadura e altura útil das seções junto à quina

## 6.5 Arranjo da armadura

No dimensionamento das seções especificadas anteriormente, emprega-se o arranjo mostrado na Figura 6.2.

A armadura é constituída de telas soldadas e, se necessário, barras de aço.

A telas soldadas dispostas na face interna são retas e as telas soldadas dispostas na face externa são em forma de U, transpassando as quinas e se estendo até *l* do vão da laje (laje de cobertura, laje de fundo ou parede lateral). Desta forma, as seções de aço nas quinas correspondem à soma de duas telas.

As barras, quando necessárias, são empregadas na forma reta, na face interna ou face externa, no meio dos vãos da laje (laje de cobertura, laje fundo ou parede lateral), ou na forma de L no lado externo dos cantos.

O arranjo da armadura incluiu ainda barras nas faces internas dos cantos, cuja finalidade seria atender basicamente às situações de manuseio dos elementos pré-moldados.

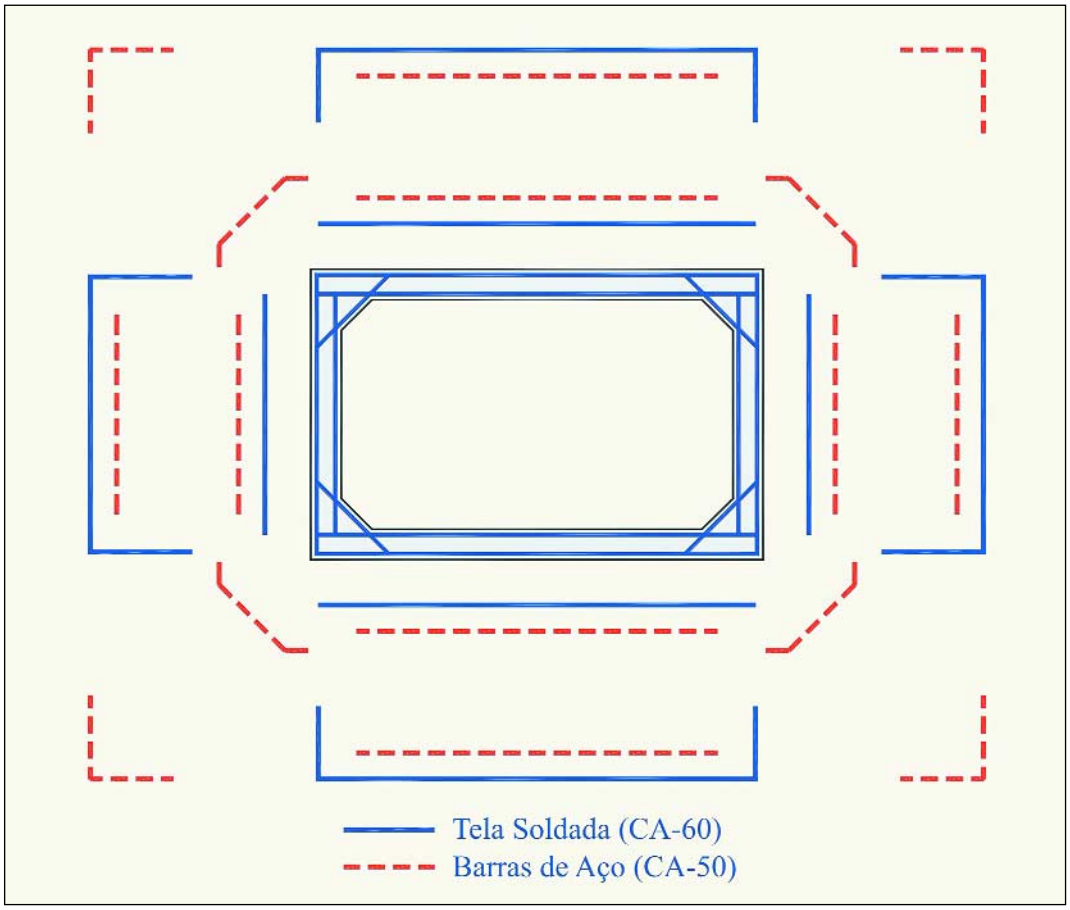



**Figura 6.2** Arranjo da armadura

## 6.6 Cálculo da armadura para as solicitações normais

O cálculo da armadura principal dos tubos é feito de acordo com as hipóteses de cálculo da NBR 6118:2003 [2] para solicitações normais. Este assunto é tratado por um grande número de publicações sobre o projeto de estruturas de concreto armado. Na elaboração dos algoritmos de cálculo da armadura do programa foram empregadas as indicações para o dimensionamento de seção retangular submetidas à flexão composta com grande excentricidade, apresentadas em FUSCO [11], adaptando a formulação para possibilitar o emprego de armaduras com dois tipos de aço (CA-60 das telas e CA-50 das barras).

No cálculo das áreas de aço nas seções especificadas na seção 6.4, adotou-se a seguinte estratégia:

a) cálculo da armadura mínima, nas faces internas e faces externas, no meio dos vãos das lajes;
b) escolha das telas soldadas para atender a armadura mínima;
c) cálculo da armadura adicional, na face interna, no meio dos vãos;
d) cálculo da armadura adicional externa, nas quinas e no meio dos vãos.

O cálculo das áreas das armaduras adicionais é feito de forma iterativa objetivando ajustar as armaduras interna e externa para atender às solicitações.

No cálculo da armadura mínima empregou-se a seguinte expressão, fornecida pela NBR 6118-:2003 [2]:

$$A_{s,min} = 0{,}035h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \text{ (cm}^2\text{/cm)} \qquad (6.1)$$

onde $f_{yd}$ e $f_{yd}$ são os valores das resistências de cálculo do concreto e da armadura respectivamente e h a espessura das lajes e paredes.

## 6.7 Verificação da fadiga da armadura

A verificação da fadiga torna-se necessária devido à significativa flutuação das tensões na armadura quando a altura de solo sobre o tubo é pequena.

Nestas situações, a laje de cobertura estaria trabalhando como uma superestrutura de ponte. Assim, a armadura nas seções do meio da laje e nas quinas, deve ser verificada à fadiga. Nas outras seções mais afastadas não é necessário fazer esta verificação.

A verificação da fadiga nessas duas seções deve ser feita com as recomendações da NBR 6118-:2003 [2], que estabelece a seguinte condição:

$$\gamma_f \, \Delta\sigma_{Ss} \leq \Delta f_{Sd\,,\,fad} \qquad (6.2)$$

onde

$\gamma_f = 1$

$\Delta\sigma_{Ss}$ - máxima variação da tensão na armadura calculada para a combinação freqüente de ações

$\Delta f_{Sd\,,\,fad}$ - resistência à fadiga da armadura

Os valores das resistências à fadiga são fornecidos na NBR 6118:2003 [2]. Na falta de informações mais precisas, pode-se considerar a resistência à fadiga das telas soldadas iguais à das barras. Tendo em vista que as telas e as barras no meio do vão são retas e na quina são fortemente curvadas, recomenda-se empregar os seguintes valores:

- no meio da laje de cobertura — $\Delta f_{Sd,fad}$ 190 MPa para diâmetros até 16 mm
- nas quinas superiores — $\Delta f_{Sd,fad}$ 105 MPa para diâmetros até 20 mm

Para o cálculo da máxima variação da tensão, emprega-se a combinação freqüente de ações, com a expressão:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{n} F_{Gi,k} + \Psi_{1,fad} F_{qk} \qquad (6.3)$$

As ações permanentes seriam o peso próprio, a terra sobre o tubo e o empuxo de terra. As ações variáveis seriam as cargas móveis e o empuxo de terra das cargas móveis.

Considerando que a laje de cobertura corresponderia à laje do tabuleiro de ponte rodoviária, o fator de redução para a combinação freqüente de fadiga vale:

$$\Psi_{1fad} = 0,8$$

No cálculo da máxima variação da tensão consideram-se as seguintes situações:

a) No meio do vão:

- Tensão máxima calculada com a máxima pressão vertical e mínima pressão horizontal
- Tensão mínima calculada com a mínima pressão vertical e máxima pressão horizontal

b) Nas quinas:

- Tensão máxima calculada com a máxima carga vertical e máxima horizontal
- Tensão mínima calculada com a mínima carga vertical e mínima horizontal

No cálculo das tensões da armadura podem ser empregadas as seguintes expressões:

a) para armadura tracionada

$$\sigma_s = \frac{1}{A_S} \left( \frac{M_{Sd}}{0,9d} - 0,35N_{Sd} \right) \qquad (6.4)$$

onde

$M_{Sd}$ e $N_{Sd}$ momento fletor e força normal na seção considerada

b) Para armadura comprimida

$$\sigma_s = \alpha_e \left( \frac{M_{sd}}{bh^2/6} - \frac{N_{sd}}{bh} \right) \qquad (6.5)$$

onde

$\alpha_e$ relação dos módulos de elasticidade do aço e do concreto, podendo ser considerada igual a 10.

A expressão da armadura tracionada foi feita considerando flexo-compressão com grande excentricidade e admitiu-se que o braço de alavanca do Estádio II não seria alterado significativamente com o ocorrência da força de compressão.

A expressão da armadura comprimida foi deduzida considerando Estádio Iª.

Feitas as verificações nas seções da quina e do meio do vão e o estado limite de fadiga não for atendido, deve-se modificar o dimensionamento. Entre outras medidas, pode aumentar a área de armadura proporcionalmente a diferença entre a variação das tensões e a resistência à fadiga. Assim, a tensão da armadura tracionada é reduzida e o estado limite de fadiga seria atendido.

## 6.8 Verificação da resistência à força cortante

A verificação da resistência à força cortante deve ser feita para a laje de cobertura, na seção junto à mísula.

Quando a altura equivalente de terra for maior que 1,0 metro, as forças cortantes na laje são calculadas com o esquema estático apresentado na seção 4.

No entanto, quando a altura de terra for menor que 1,0 metro, o cálculo da força cortante devida à carga móvel é feito posicionando adequadamente as cargas de roda e considerando a laje de cobertura como elemento isolado, conforme apresentado na seção 3.

A condição que deve ser atendida para que seja prescindida a armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, é expressa por:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \tag{6.6}$$

onde

$V_{Sd}$ – força solicitante calculada conforme indicado na seção 3, com os coeficientes de ponderação estabelecidos na seção 5.

De acordo com a NBR 6118:2003 [2], a resistência de projeto é dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}\, k(1{,}2 + 40\, \rho_1) + 0{,}15\, \sigma_{cp}]\, b_w\, d \tag{6.7}$$

onde

$$\tau_{Rd} = 0{,}25\, f_{ctd} \tag{6.8}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / Y_c \tag{6.9}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0{,}02 \tag{6.10}$$

$$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c \tag{6.11}$$

k é um coeficiente que depende da quantidade de armadura que chega ao apoio e da altura útil da seção

sendo

$f_{ctd}$ - resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento

$A_{s1}$ - área da armadura de tração que chega ao apoio e está devidamente ancorada

$N_{Sd}$ - força normal na seção considerada.

Caso não seja atendida a verificação de resistência à força cortante sem armadura transversal, recomenda-se aumentar a espessura da laje.

## 6.9 Verificação do limite de abertura de fissura

A verificação da abertura de fissura pode ser feita com as expressões fornecidas pela NBR-6118 [2].

$$w_a = \frac{\phi_i}{12{,}5\eta_i} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \qquad (6.12)$$

$$w_s = \frac{\phi_i}{12{,}5\eta_i} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \qquad (6.13)$$

onde

$\phi_i$ - diâmetro do fio da tela soldada tracionada ou do diâmetro da barra;
$\eta_i$ - coeficiente de conformação superficial dos fios ou das barras da armadura tracionada;
$\sigma_{si}$ - tensão na armadura tracionada, que pode ser calculada com:

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s} \left( \frac{M_{Sd}}{0{,}9_d} - 0{,}35 N_{Sd} \right) \qquad (6.14)$$

em que

$M_{Sdi}$ e $N_{Sdi}$ - momento fletor e força normal de correspondentes à combinação freqüente de serviço;
$d$ - altura útil da seção;
$A_s$ - área da armadura tracionada, por metro linear
$E_{si}$ - módulo de elasticidade do aço (210 GPa)
$\rho_{ri}$ - taxa geométrica do fio da tela soldada ou da barra, em relação à área $A_{cri}$

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}} \text{ com}$$

$A_{cri}$ - área do concreto de envolvimento do fio da tela soldada ou da barra, conforme definido na NBR-6118:2003
$A_{si}$ - área do fio tracionado da tela soldada ou da barra.

De acordo com resultados experimentais apresentados em HEGER & MCGRATH [12], o efeito da aderência da tela, comparado aos dos fios lisos, colocado na forma de coeficiente de aderência, está

| | |
|---|---|
| $n_b$ = 1,5 | para tela soldada com fio liso e espaçamento máximo dos fios longitudinais de 200mm |
| $n_b$ = 1,9 | para tela soldada com fio nervurado |

apresentado a seguir:
Merece ser destacado que atualmente no Brasil as telas soldadas só têm sido produzidas com fio nervurado. Na falta de indicações mais precisas para o valor de $n_i$, recomenda-se utilizar $n_i$ = 2,25 nas expressões da avaliação da abertura de fissuras, que corresponde ao caso de barra de alta aderência.

A primeira expressão corresponde à fissuração assistemática, ou não-sistemática, e a segunda, à fissuração sistemática. Este assunto pode ser visto, por exemplo, em publicação do IBTS *O uso da tela soldada no combate a fissuração* [13].

O menor dos valores das duas expressões corresponde à avaliação da abertura de fissura.

A combinação freqüente de serviço para cálculo de $M_{Sd}$ e $N_{Sd}$ é feita com:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{n} F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{gk} \qquad (6.15)$$

As ações permanentes seriam o peso próprio, a terra sobre o tubo e o empuxo de terra. As ações variáveis seriam as cargas móveis e o empuxo de terra das cargas móveis. A ação da água também pode ser desprezada nesta verificação.

Considerando que a carga móvel equivale à das pontes rodoviárias, o fator de redução para a combinação freqüente vale:

$$\Psi_1 = 0,5$$

Na falta de recomendações especificas, pode-se limitar a abertura de fissuras a 0,25mm, com base nas indicações para tubos circulares de concreto.

Merece destacar que existe uma razoável incerteza no cálculo deste parâmetro, o que pode ser observado com a colocação da NBR-6118:2003, que se refere a ele como grandeza do valor.

## 6.10 Verificação da situação de manuseio

A situação manuseio corresponde ao içamento do tubo por dois pontos conforme mostrado na Figura 6.3.

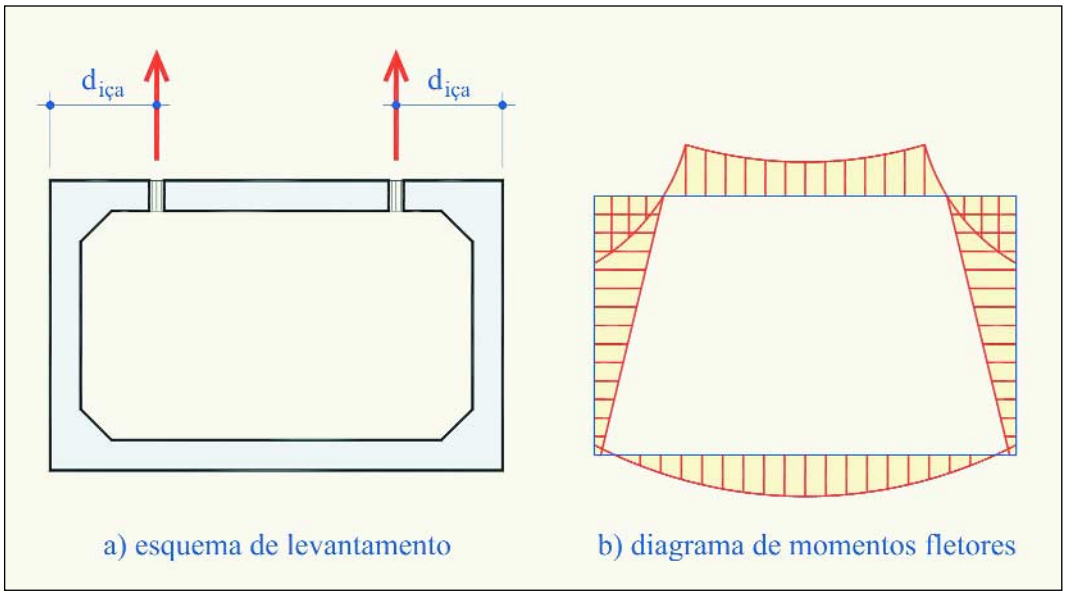



**Figura 6.3** Içamento do tubo

Definindo a distância $d_{iça}$ por onde é feito o içamento, pode-se calcular os momentos fletores por meio do esquema estático indicado na seção 4, considerando apenas o peso próprio do tubo. Na Figura 6.3b está mostrado o diagrama de momento fletores.

A partir dos momentos fletores pode-se calcular a armadura nas faces internas dos cantos e verificar se as armaduras existentes nas outras seções são suficientes.

Nesta análise, devem ser considerados: a) a resistência do concreto na data de levantamento; b) coeficiente de ponderação das ações de 1,2, por se tratar de combinação de construção, conforme adiantado na seção 5 e c) coeficiente de impacto de 1,2, para considerar a movimentação do elemento.

Tendo em vista que a força de içamento é concentrada, esta armadura deve ser calculada considerando a largura colaborante.

# 07 EXEMPLO COMENTADO DE CÁLCULO

Com o intuito de ilustrar o emprego do programa, apresenta-se a seguir um exemplo comentado de cálculo.

Este exemplo corresponde a uma galeria de águas pluviais com seção 2,0 metros de largura livre por 2,0 metros de altura livre. A espessura é de 15 cm com mísulas de 15 cm. O comprimento do tubo é de 1,0 metro. Na Figura 7.1 mostra-se a janela da tela referente aos de dados da geometria.

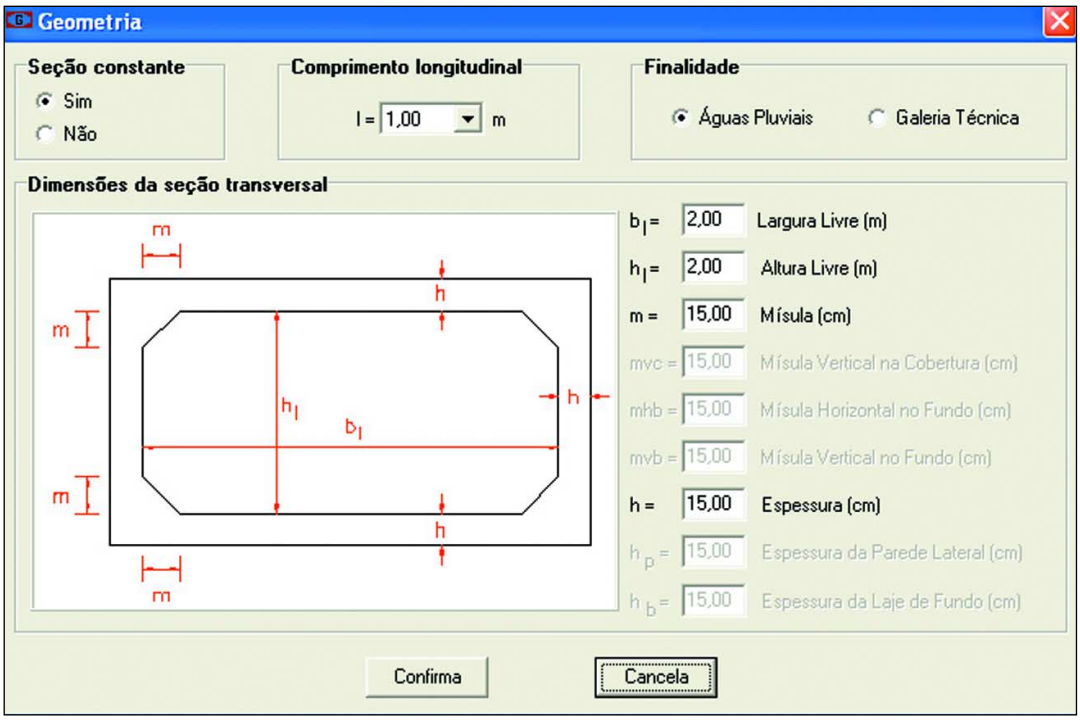



**Figura 7.1** Página da entrada de dados: geometria

Cabe destacar que a seleção de *não* para *seção constante* possibilita empregar espessuras diferentes para a laje de cobertura, laje de fundo e paredes, bem como para as mísulas.
A espessura mínima para as paredes estabelecida no programa é 12cm.
Na Figura 7.2 apresenta-se a próxima janela, correspondente aos dados de *instalação e manuseio*.
Considerar-se-á uma altura de terra sobre a galeria de 1,0 metro e a espessura pavimentação de 0,20m
O programa foi elaborado para que $h_{equ}$ não seja menor que 0,30m. Assim, quando não existe revestimento, a altura mínima de solo é de 0,30 m e quando existe somente revestimento, a sua espessura mínima é de 0,23 m.

O peso específico e o ângulo de atrito interno do solo são aqueles indicados pela NBR 7187 [4], denominadas no programa de solo padrão. As demais características são calculadas automaticamente pelo programa.

A resistência do concreto na data que a peça for içada, conforme o esquema da figura 6.3 foi considerada 15 MPa. O coeficiente de impacto para levar em conta que a ação é dinâmica, foi considerado 1,2, que é o valor em geral indicado para manuseio de elementos de concreto pré-moldado. A distância dos pontos de içamento até a extremidade do tubo foi adotada igual a 0,50m. Cabe observar que este conjunto de informações refere-se apenas à situação de manuseio do tubo.

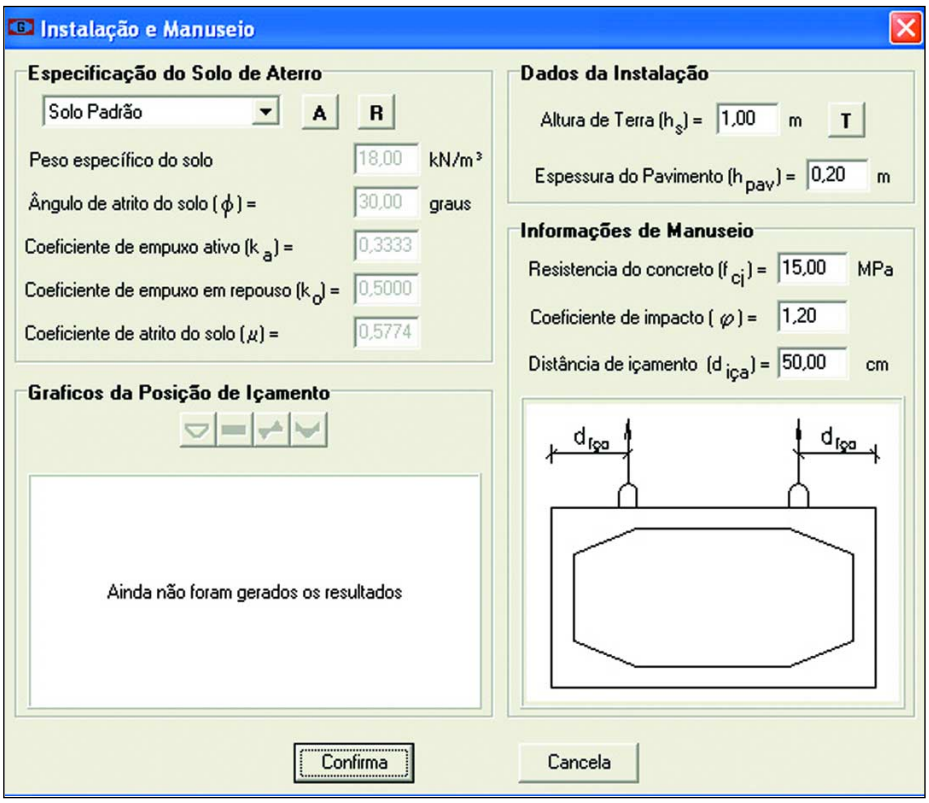



**Figura 7.2** Página da entrada de dados: instalação e manuseio

Caso a altura $h_{equ}$ seja maior que $b_{ext}$ o programa possibilita levar em conta o efeito de arqueamento do solo.

A próxima etapa é a escolha da sobrecarga. Neste exemplo está sendo considerada sobrecarga rodoviária, com trem-tipo da Classe 45, o que corresponde à passagem de veículos pesados sobre a galeria. Na Figura 7.3 está mostrada a janela desta tela.

As outras possibilidade de sobrecargas são força uniformemente distribuída e força parcialmente distribuída. Este último seria utilizado, a critério do projetista, em situações específicas.

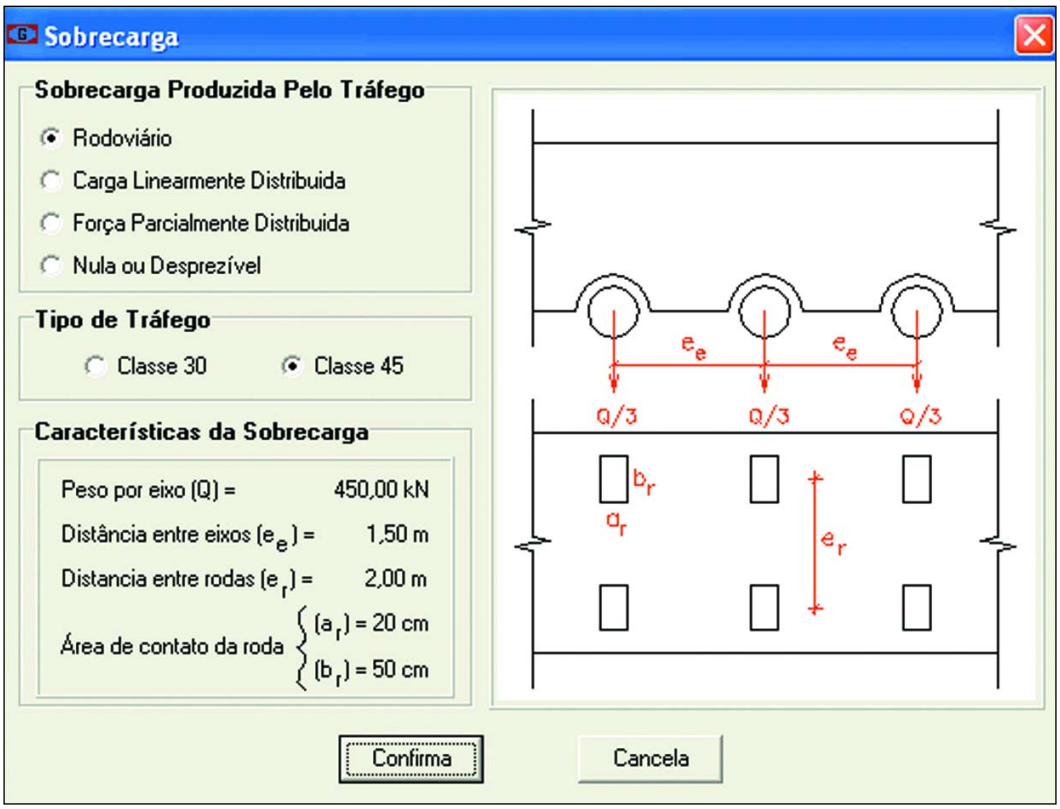



**Figura 7.3** Página da entrada de dados: sobrecarga

A próxima tela, mostrada na Figura 7.4, refere-se aos dados da armadura, principalmente, e a outros parâmetros utilizados no dimensionamento.

O arranjo da armadura está definido conforme mostrado nessa figura. Os parâmetros considerados são a) abertura de fissuras, no caso, o valor adotado foi de 0,25mm; b) a redução da rigidez devido à não linearidade física, no caso, 0,5; c) a resistência à fadiga, os valores já adiantados no texto; d) os coeficientes de ponderação da resistência do concreto, de 1,4, e do aço, de 1,15, valores usuais; e) o cobrimento nominal da armadura de 30 mm (3,0 cm), f) as tolerâncias para escolha da armadura, no mínimo de 5% (ou seja admite-se a área da armadura escolhida pode ser até 5% inferior ao valor calculado) e no máximo de 15% (ou seja, a área da armadura escolhida pode ser até 15% superior ao valor calculado).

Cabem aqui alguns comentários sobre o valor da redução de rigidez. O valor de 0,5 foi escolhido com base na NBR 6118: 2003 que sugere 0,8 para pilares e 0,4 para vigas, na verificação da estabilidade global de edifícios. Tendo em vista que as paredes do tubo estão sujeitas a uma flexo-compressão de grande excentricidade, o valor de 0,5 significa que a redução de rigidez sugerida estaria mais próxima daquela recomendada para as vigas. Destaca-se ainda que um valor mais alto deste coeficiente faria que os resultados da análise estrutural fossem mais próximos do cálculo elástico-linear, normalmente empregado. Por outro lado, um valor mais baixo, implicaria em maior redistribuição dos esforços solicitantes.

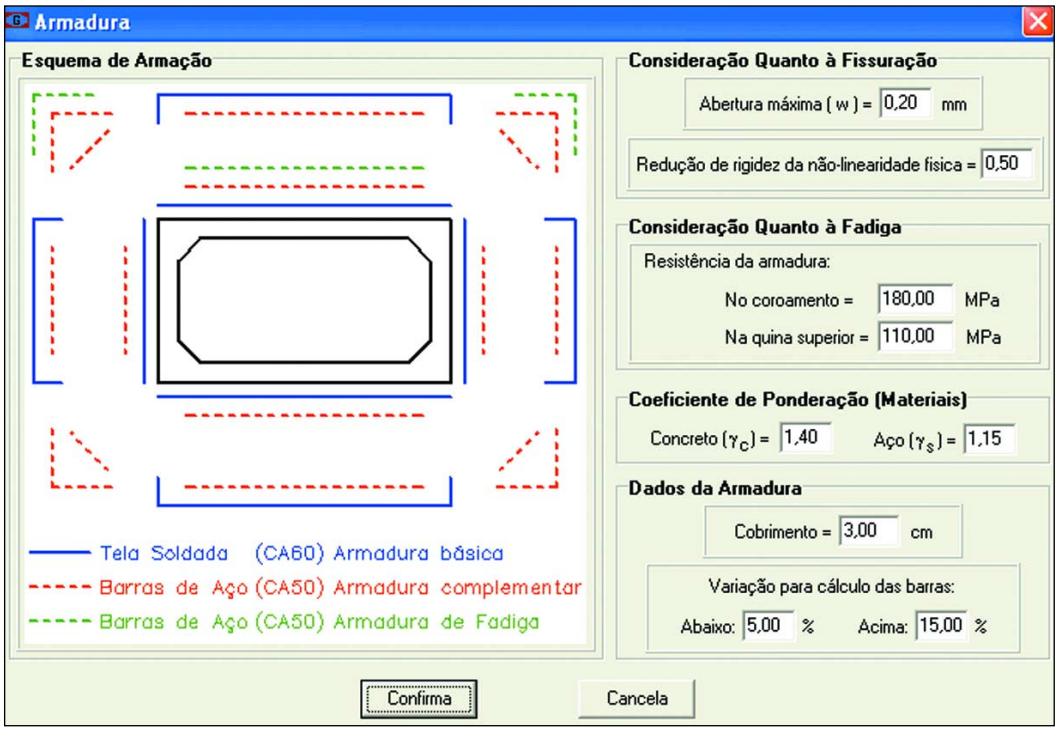



**Figura 7.4** Página da entrada de dados: armaduras

A última janela de dados, mostrada na figura 7.5, refere-se aos *critérios e constantes*, que correspondem a outras informações para se realizar o cálculo.

Estas informações são: a) resistência à compressão do concreto, no caso, de 30 MPa; b) peso específico do concreto, no caso, o valor indicado pela NBR 6118; c) o módulo de elasticidade do concreto, se o usuário quiser fornecer valor diferente do recomendado pela NBR 6118; d) o módulo de reação do solo, valor definido pelo usuário ou sugerido em função da resistência do solo, no caso, foi escolhido considerando a resistência do solo baixa; e) o comprimento máximo de cada elemento finito, no caso, foi utilizado o valor sugerido no programa de 0,20m (20cm); f) coeficientes de ponderação das ações e coeficientes de combinação de ações, para as combinações em serviço, freqüente de fadiga e para combinações do estado limite último, no caso, utilizando-se os valores recomendados neste texto.

Cabe destacar, que, com a escolha de um comprimento máximo para cada elemento menor ter-se-ia, em princípio, maior precisão, mas um maior tempo de processamento. Por outro lado, um comprimento maior implica em menor tempo de processamento, porém resulta em uma menor precisão.

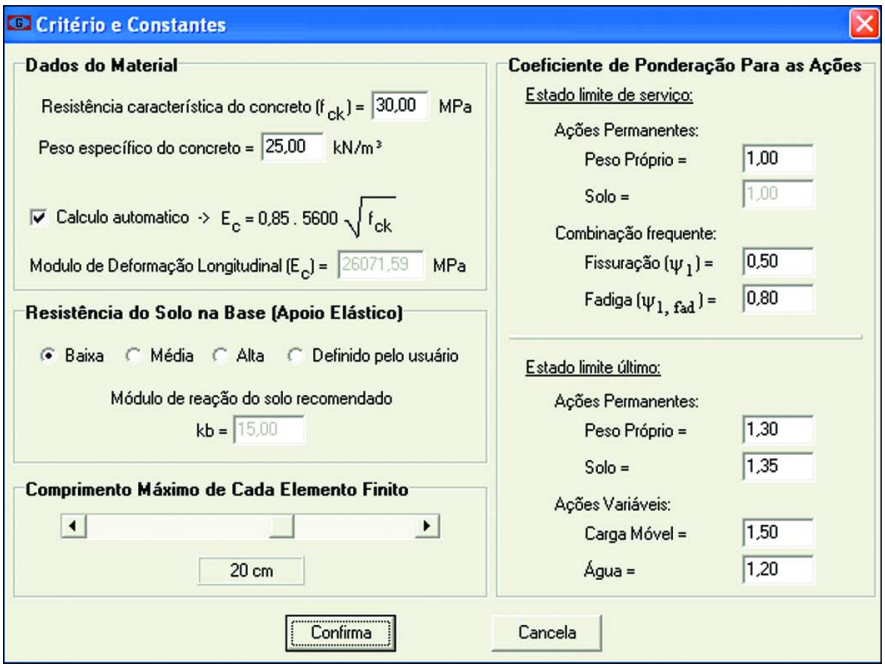



**Figura 7.5** Página da entrada de dados: critérios e constantes

Cabe destacar que o módulo de reação do solo é um fator de grande influência nos momentos fletores, principalmente na base. Quando maior for este módulo, menores serão os momentos fletores.

Com o próximo ícone da barra de ferramentas, *calcular*, faz-se o cálculo dos deslocamentos, dos esforços solicitantes e da armadura.

Na Figura 7.6 pode-se visualizar os deslocamentos da estrutura. Com os ícones seguintes pode-se selecionar o esforço solicitante ( força normal, força cortante, momento fletor).

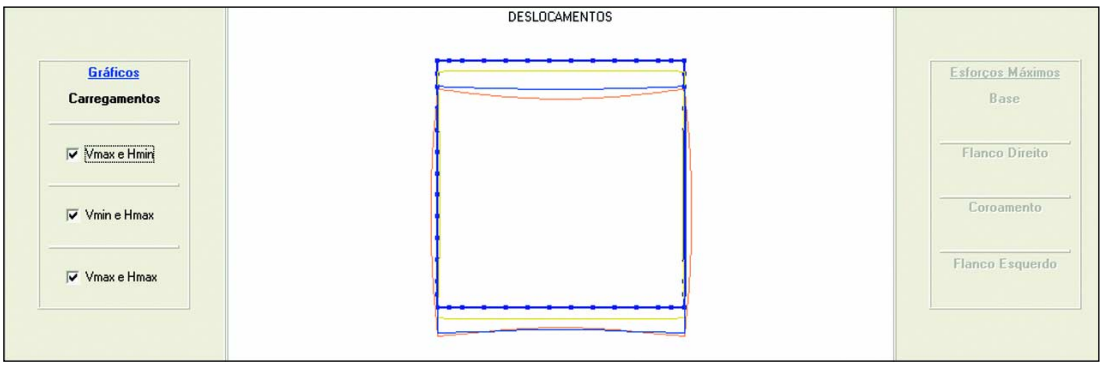



**Figura 7.6** Deslocamentos da estrutura

Assim, pode-se selecionar o ícone de momentos fletores com que será possível ver os digramas de momentos fletores para as três combinações de ações comentadas na seção 5 (Figura 7.7)

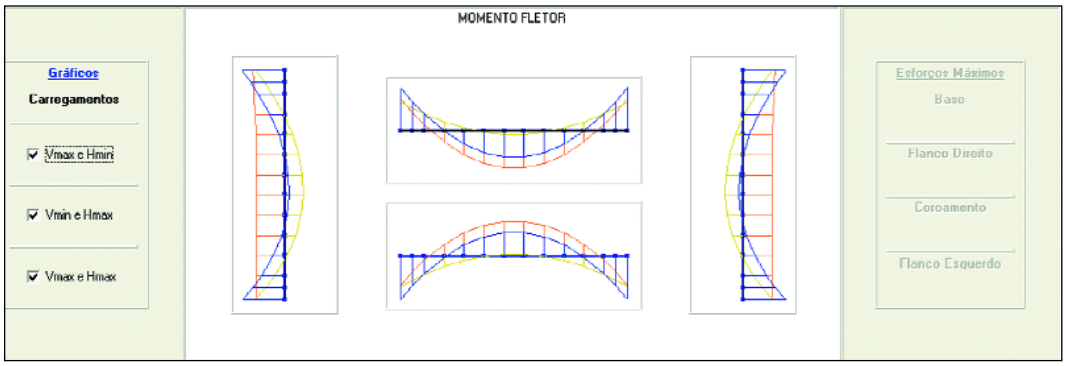



**Figura 7.7** Diagramas de momentos fletores

Com o último ícone desta parte pode-se obter a envoltória de momentos fletores, bem como os valores extremos, como mostrado a Figura 7.8.

Com o ícone da esquerda do próximo bloco, obtém-se a armadura calculada, conforme mostrado na figura 7.9. A armadura fornecida pelo programa estaria atendendo à armadura mínima na face externa e interna nesta primeira etapa.

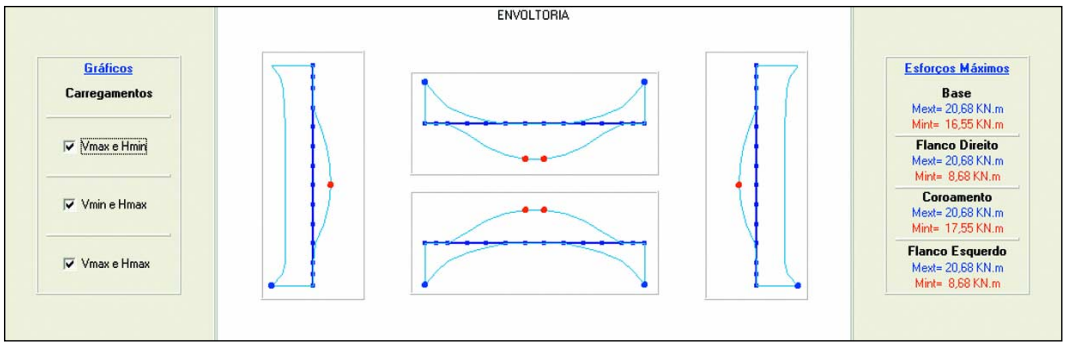



**Figura 7.8** Envoltória de momentos fletores

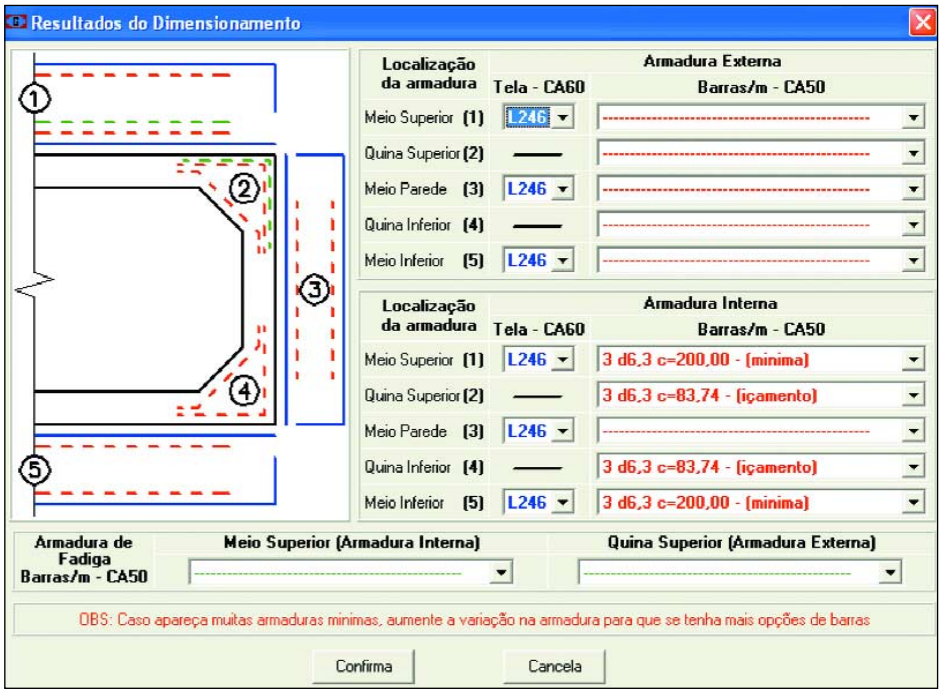



**Figura 7.9** Armaduras calculadas

A armadura interna nos cantos, normalmente necessária apenas para as condições de manuseio, pode ser menor que a armadura mínima, por se tratar de uma situação transitória.

Nas seções que apresentam momentos fletores tracionando apenas uma das faces, interna ou externa, o usuário pode escolher armadura menor que a mínima, mas não menor que a metade do seu valor. Assim, neste caso pode-se escolher uma armadura menor que indicada no resultado inicial, na face externa do meio da laje de cobertura e da laje de fundo.

O usuário pode modificar as armaduras em forma de tela, fornecidas pelo programa, automaticamente é feita a modificação da armadura em barras, de forma a atender as armaduras necessárias, ou armadura mínimas ou ainda metade da armadura mínima, quando não existe momento fletor tracionando a face em questão.

Desta forma, partindo da armadura indicada inicialmente na Figura 7.9, pode-se chegar a armadura escolhida na Figura 7.10.

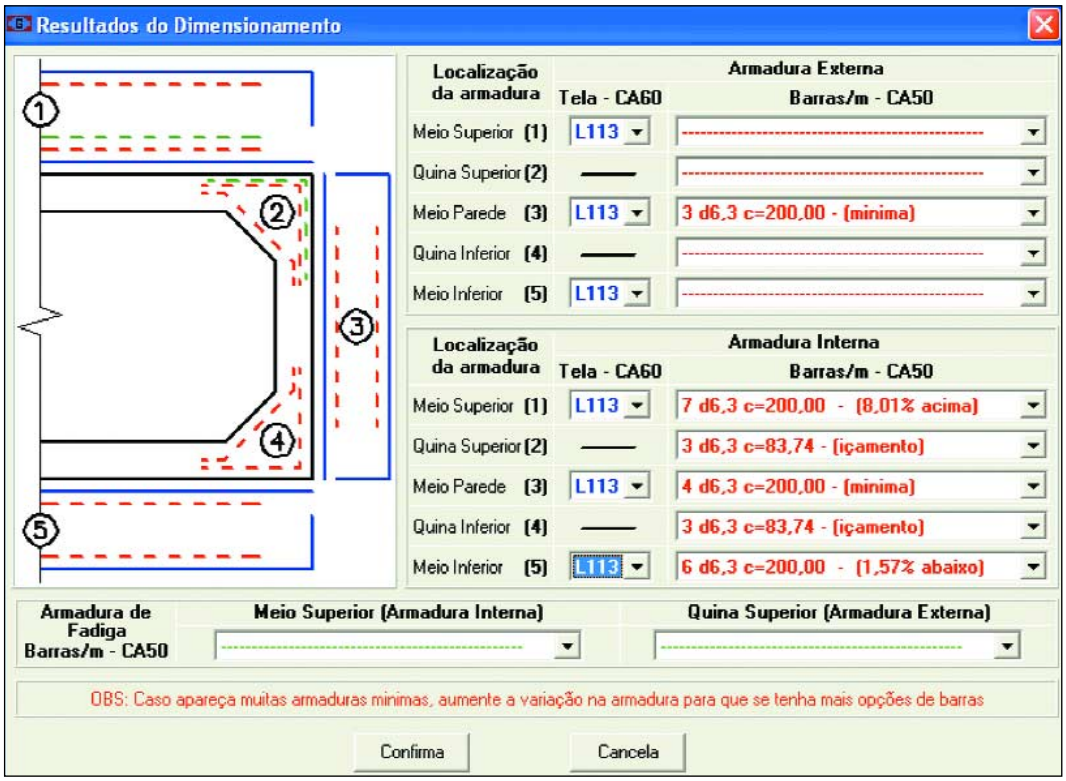



**Figura 7.10** Armaduras escolhidas

Cabe destacar que neste caso não foi necessária armadura adicional devido à fadiga. Se a altura do solo sobre a galeria fosse menor, haveria a necessidade de colocação de armadura adicional.

Com o outro ícone à esquerda, pode-se obter o custo dos materiais (concreto e armadura) e com o último ícone deste bloco, tem-se o relatório feito pelo programa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMERICAN CONCRETE PIPE ASSOCIATION. *Concrete pipe design manual.* Arlington, ACPA, 1970. (versão atualizada disponível em: <http://www.concrete-pipe.org/design-manual.htm>. Acesso em: 22 out. 2002).
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento.* Rio de Janeiro, 2003.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado - procedimento.* Rio de Janeiro, 1978.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - procedimento.* Rio de Janeiro, 2003.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre.* Rio de Janeiro, 1984.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7189: *Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias.* Rio de Janeiro, 1985.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento.* Rio de Janeiro, 2003.
8. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8890: Tubo circular de concreto pré-moldado para redes de águas pluviais e esgoto sanitário – requisitos e métodos de ensaio.* Rio de Janeiro, 2003.
9. ATHA - Asociación Española de Fabricantes de Tubos de Hormigón. Disponível em: < http://www.atha.es/ >. Acesso em: 22 out. 2002.
10. EL DEBS, M.K. *Projeto estrutural de tubos circulares de concreto armado.* São Paulo, IBTS, 2003
11. FUSCO, P.B. *Estruturas de concreto:* solicitações normais. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.
12. HEGER, F.J.; MCGRATH, T. Crack width control in design of reinforced concrete pipe and box sections. *ACI Journal,* v.81, n.2, p.149-184, March-April, 1984.
13. MOLICA JR., S. *O uso da tela soldada no combate à fissuração.* São Paulo: IBTS, s.d.
14. RODRIGUES, P.P.F.; CASSARO, C.F. *Pisos industriais de concreto armado.* São Paulo, IBTS, 2002. 2ed.
15. RUSCH, H. *Cálculo da lajes de de pontes rodoviárias.* Rio de Janeiro. IME. s.d.
16. VELOSO, D. A.; LOPES, F.R. *Fundações.* v1.Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ, 1996.
17. ZAIDLER, W. *Projetos estruturais de tubos enterrados.* São Paulo: Pini, 1983.

# ANEXOS - Tabelas de telas soldadas para armação de tubos

## TELAS SOLDADAS NERVURADAS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

| AÇO CA 60 | | ESPAÇAMENTO ENTRE FIOS (cm) | | DIÂMETRO (mm) | | SEÇÕES (cm²/m) | | APRESENTAÇÃO | DIMENSÕES (m) | | PESO | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SÉRIE | DESIGNAÇÃO | LONGITUDINAL | TRANSVERSAL | LONGITUDINAL | TRANSVERSAL | LONGITUDINAL | TRANSVERSAL | | LARG. | COMPR. | kg/m² | kg/Peça |
| 61 | Q 61 | 15 | 15 | 3,4 | 3,4 | 0,61 | 0,61 | ROLO | 2,45 | 120,00 | 0,97 | 285,2 |
| 75 | Q 75 | 15 | 15 | 3,8 | 3,8 | 0,75 | 0,75 | ROLO | 2,45 | 120,00 | 1,27 | 355,7 |
| 92 | Q 92 | 15 | 15 | 4,2 | 4,2 | 0,92 | 0,92 | ROLO | 2,45 | 60,00 | 1,48 | 217,6 |
| | T 92 | 30 | 15 | 4,2 | 4,2 | 0,46 | 0,92 | ROLO | 2,45 | 120,00 | 1,12 | 329,3 |
| 113 | Q 113 | 10 | 10 | 3,8 | 3,8 | 1,13 | 1,13 | ROLO | 2,45 | 60,00 | 1,80 | 264,6 |
| | L 113 | 10 | 30 | 3,8 | 3,8 | 1,13 | 0,38 | ROLO | 2,45 | 60,00 | 1,21 | 177,9 |
| | T 113 | 30 | 10 | 3,8 | 3,8 | 0,38 | 1,13 | ROLO | 2,45 | 60,00 | 1,22 | 179,3 |
| 138 | Q 138 | 10 | 10 | 4,2 | 4,2 | 1,38 | 1,38 | ROLO | 2,45 | 60,00 | 2,20 | 323,4 |
| | Q 138 | 10 | 10 | 4,2 | 4,2 | 1,38 | 1,38 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 2,20 | 32,3 |
| | R 138 | 10 | 15 | 4,2 | 4,2 | 1,38 | 0,92 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 1,83 | 26,9 |
| | M138 | 10 | 20 | 4,2 | 4,2 | 1,38 | 0,69 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 1,65 | 24,3 |
| | L 138 | 10 | 30 | 4,2 | 4,2 | 1,38 | 0,46 | ROLO | 2,45 | 60,00 | 1,47 | 216,1 |
| | T 138 | 30 | 10 | 4,2 | 4,2 | 0,46 | 1,38 | ROLO | 2,45 | 60,00 | 1,49 | 219,0 |
| 159 | Q 159 | 10 | 10 | 4,5 | 4,5 | 1,59 | 1,59 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 2,52 | 37,0 |
| | R 159 | 10 | 15 | 4,5 | 4,5 | 1,59 | 1,06 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 2,11 | 31,0 |
| | M159 | 10 | 20 | 4,5 | 4,5 | 1,59 | 0,79 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 1,90 | 27,9 |
| | L 159 | 10 | 30 | 4,5 | 4,5 | 1,59 | 0,53 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 1,69 | 24,8 |
| 196 | Q 196 | 10 | 10 | 5,0 | 5,0 | 1,96 | 1,96 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 3,11 | 45,7 |
| | R 196 | 10 | 15 | 5,0 | 5,0 | 1,96 | 1,30 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 2,60 | 38,2 |
| | M196 | 10 | 20 | 5,0 | 5,0 | 1,96 | 0,98 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 2,34 | 34,4 |
| | L 196 | 10 | 30 | 5,0 | 5,0 | 1,96 | 0,65 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 2,09 | 30,7 |
| | T 196 | 30 | 10 | 5,0 | 5,0 | 0,65 | 1,96 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 2,11 | 31,0 |
| 246 | Q 246 | 10 | 10 | 5,6 | 5,6 | 2,46 | 2,46 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 3,91 | 57,5 |
| | R 246 | 10 | 15 | 5,6 | 5,6 | 2,46 | 1,64 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 3,26 | 47,9 |
| | M246 | 10 | 20 | 5,6 | 5,6 | 2,46 | 1,23 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 2,94 | 43,2 |
| | L 246 | 10 | 30 | 5,6 | 5,6 | 2,46 | 0,82 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 2,62 | 38,5 |
| | T 246 | 30 | 10 | 5,6 | 5,6 | 0,82 | 2,46 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 2,64 | 38,8 |
| 283 | Q 283 | 10 | 10 | 6,0 | 6,0 | 2,83 | 2,83 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 4,48 | 65,9 |
| | R 283 | 10 | 15 | 6,0 | 6,0 | 2,83 | 1,88 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 3,74 | 55,0 |
| | M283 | 10 | 20 | 6,0 | 6,0 | 2,83 | 1,41 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 3,37 | 49,5 |
| | L 283 | 10 | 30 | 6,0 | 6,0 | 2,83 | 0,94 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 3,00 | 44,1 |
| | T 283 | 30 | 10 | 6,0 | 6,0 | 0,94 | 2,83 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 3,03 | 44,5 |
| 335 | Q 335 | 15 | 15 | 8,0 | 8,0 | 3,35 | 3,35 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 5,37 | 78,9 |
| | L 335 | 15 | 30 | 8,0 | 6,0 | 3,35 | 0,94 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 3,48 | 51,2 |
| | T 335 | 30 | 15 | 6,0 | 8,0 | 0,94 | 3,35 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 3,45 | 50,7 |
| 396 | Q 396 | 10 | 10 | 7,1 | 7,1 | 3,96 | 3,96 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 6,28 | 92,3 |
| | R 396 | 10 | 15 | 7,1 | 7,1 | 3,96 | 2,94 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 5,24 | 77,0 |
| | M396 | 10 | 20 | 7,1 | 7,1 | 3,96 | 1,98 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 4,73 | 69,5 |
| | L 396 | 10 | 30 | 7,1 | 6,0 | 3,96 | 0,94 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 3,91 | 57,5 |
| | T 396 | 30 | 10 | 6,0 | 7,1 | 0,94 | 3,96 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 3,92 | 57,6 |
| 503 | Q 503 | 10 | 10 | 8,0 | 8,0 | 5,03 | 5,03 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 7,97 | 117,2 |
| | R 503 | 10 | 15 | 8,0 | 8,0 | 5,03 | 3,35 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 6,66 | 97,9 |
| | M503 | 10 | 20 | 8,0 | 8,0 | 5,03 | 2,51 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 6,00 | 88,2 |
| | L 503 | 10 | 30 | 8,0 | 6,0 | 5,03 | 0,94 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 4,77 | 70,1 |
| | T 503 | 30 | 10 | 6,0 | 8,0 | 0,94 | 5,03 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 4,76 | 70,0 |
| 636 | Q 636 | 10 | 10 | 9,0 | 9,0 | 6,36 | 6,36 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 10,09 | 148,3 |
| | L 636 | 10 | 30 | 9,0 | 6,0 | 6,36 | 0,94 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 5,84 | 85,8 |
| 785 | Q 785 | 10 | 10 | 10,0 | 10,0 | 7,85 | 7,85 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 12,46 | 183,2 |
| | L 785 | 10 | 30 | 10,0 | 6,0 | 7,85 | 0,94 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 7,03 | 103,3 |
| AÇO CA 50 | | | | | | | | | | | | |
| 1227 | LA1227 | 10 | 30 | 12,5 | 7,1 | 12,27 | 1,32 | PAINEL | 2,45 | 6,00 | 10,87 | 159,8 |

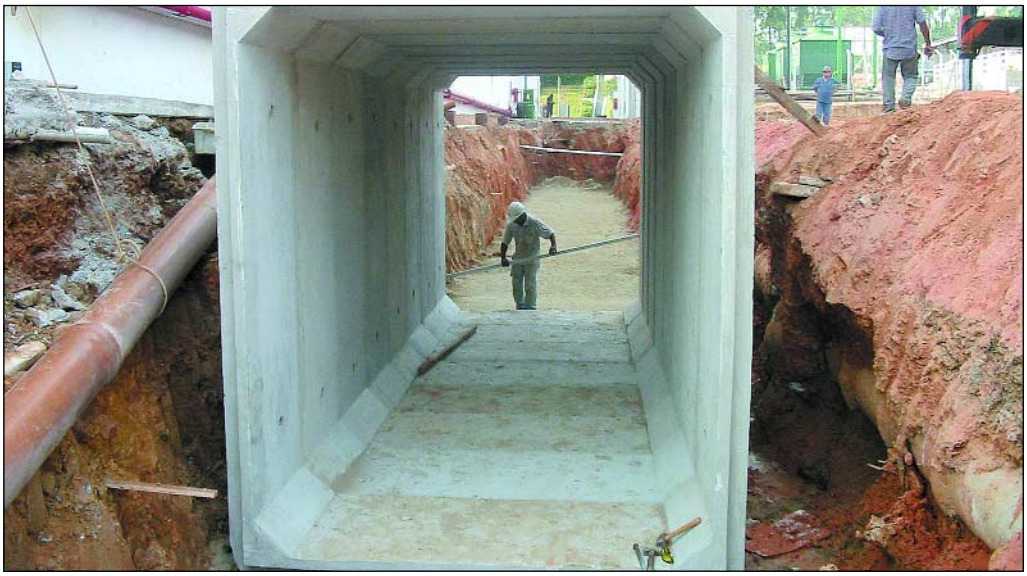
Outras medidas sob consulta

# ASPECTOS GERAIS

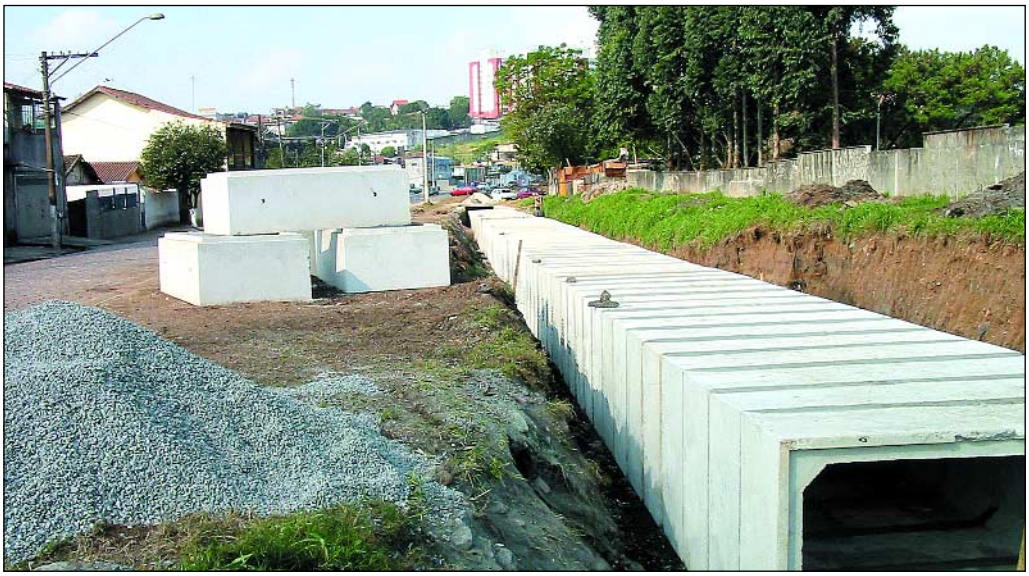
Aspectos gerais da construção de galerias com os tubos de concreto armado de seção retangular

Aspectos gerais da construção de galerias com os tubos de concreto armado de seção retangular

Aspectos gerais da construção de galerias com os tubos de concreto armado de seção retangular



Aspectos gerais da construção de galerias com os tubos de concreto armado de seção retangular



# FABRICAÇÃO

**Fabricação dos tubos:**

detalhes da armação, moldagem, acabamento e colocação no pátio de armazenamento

# ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE

Armazenamento e transporte dos tubos de concreto armado de seção retangular

# MONTAGEM

Exemplos de montagem dos tubos de concreto armado de seção retangular

Exemplos de montagem dos tubos de concreto armado de seção retangular

Exemplos de montagem dos tubos de concreto armado de seção retangular

Exemplos de montagem dos tubos de concreto armado de seção retangular