



30ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO

24 a 29 de novembro de 1996
Salvador - Bahia - Brasil

ANAIS DA 30ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO

VOLUME 2

PROMOÇÃO: **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO**

PATROCÍNIO: **DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DA BAHIA**

30ª Reunião Anual de Pavimentação
Salvador / Bahia
24 a 29 de novembro de 1996

Análise Numérica do Método de Trincheira Induzida de
Condutos Enterrados em Aterros Rodoviários

Sandro Lemos Machado
Benedito de Souza Bueno
Orêncio Monje Vilar

3,22.05.00-5

0915356

SYSNO	0915356
PROD	000526
ACERVO EESC	

RESUMO:

Apresentam-se resultados de análises paramétricas realizadas utilizando-se o Método dos Elementos Finitos para uma avaliação do método da trincheira induzida de proteção a condutos enterrados. Mostra-se que sem a indução de trincheira, na grande maioria das análises efetuadas, os condutos se comportam como estruturas rígidas, induzindo um efeito de arco negativo. Os esforços atuantes sobre os condutos foram cerca de 30 % maiores do que aqueles devidos ao peso das camadas sobrejacentes. Para a avaliação da trincheira induzida foram analisados aspectos como espessura, largura e posição da camada “deformável”. Mostra-se que a camada de preenchimento deve ser posicionada o mais próximo possível do conduto, sendo que sua espessura não afeta em muito a sua eficiência. Larguras da camada deformável superiores a 1,5 vezes a largura do conduto produzem quase que o mesmo efeito que larguras maiores. Os resultados obtidos são semelhante aos resultados publicados por VASLESTAD et al. (1993).

ABSTRACT:

A parametric analysis using the Finite Element Method to evaluate the influence of the induced trench method on the stress distribution around buried pipes was performed. The analysis showed that more rigid culverts induces a negative arch effect which resulted in loads on the structures 30% greater than those from superimposed soil layers. Aspects such as position, width and extent of a compressible stratum located above the pipe were analyzed. It was found that the compressible stratum must be located as near as possible to the culvert and its width did not play important role on pipe performance. Stratum width about 1,5 times the culvert's width gave adequate stress reduction to justify the inclusion of such compressible layer above the pipeline. The results showed agreement with those from VASLESTAD et al. (1993).

1 - INTRODUÇÃO

Condutos enterrados são frequentemente utilizados em obras rodoviárias como passagem inferior e substituição de pequenas pontes. Não raro estas estruturas são projetadas com saliência total e recobertas por aterro de pequena espessura. Em tais casos, as cargas de

peso próprio e de tráfego podem induzir tensões sobre a estrutura bastante superiores aos valores numéricos das cargas aplicadas. Isto ocorre devido a uma extensa redistribuição de tensões em torno do conduto, causada pela diferença de sua rigidez em relação a dos prismas de solo situados nas suas laterais. Este fenômeno é conhecido por arqueamento de solos e foi equacionado por MARSTON (1930) e TERZAGHI (1936).

O arqueamento é dito positivo quando há a redução de solicitações em regiões do maciço em processo de plastificação e uma conseqüente transferência de cargas para regiões ainda capazes de sustentar os acréscimos de carregamento aplicado, e negativo em caso contrário. O fenômeno de arqueamento está intrinsecamente relacionado, pois, aos movimentos relativos entre diferentes regiões do maciço de terra. Assim, em um processo de escavação de um túnel, por exemplo, há uma convergência da massa de solo vizinha para dentro da cavidade formada, de modo que as pressões resultantes sobre o revestimento são menores do que aquelas devidas ao peso de solo sobrejacente.

A distinção das classes de conduto em função dos movimentos relativos de diferentes partes do maciço, provocados pelos métodos de assentamentos de condutos enterrados foi estabelecida por SPANGLER (1947) e se acha descrito em detalhes em SPANGLER e HANDY (1982) e YOUNG e TROTT (1984). A Figura 1 resume esta classificação estabelecendo as condições de saliência, trincheira e trincheira induzida.

Nesta figura estão indicados esquematicamente os movimentos relativos entre as porções de solo diretamente acima e ao redor da estrutura de acordo com o método construtivo empregado. Conforme apresentado na figura 1 (c), o método construtivo da trincheira induzida consiste na inserção de um material mais compressível que o solo, posicionada logo acima da estrutura, de modo a induzir um arqueamento positivo no solo, conseqüentemente diminuindo as tensões sobre a mesma.

Embora sendo um tipo de obra bastante comum no meio geotécnico, poucos trabalhos relatam medidas de tensões e deformações no maciço e/ou na estrutura instalada. PENMAN et al. (1975) mediram a pressão de terra agindo sobre uma galeria rígida de concreto armado posicionada a 53 m de profundidade em enrocamento. A pressão vertical medida sobre o teto da galeria foi cerca de duas vezes maior do que a pressão devida às camadas de solo sobrejacentes. HÖEG (1968) realizando testes modelo em tubos cilíndricos rígidos relatou que a pressão agindo no topo dos mesmos foi 1,5 vezes maior que a sobrecarga aplicada. Em face destes problemas, diversos autores têm procurado utilizar camadas de

O método da trincheira induzida foi desenvolvido por MARSTON (1922). Relatos deste autor mostram que em uma linha de condutos, embutida a cerca de 6 metros de profundidade, trabalhando na condição de aterro, a carga nos condutos foi aproximadamente 1,9 vezes o peso de solo sobrejacente aos tubos. Quando os mesmos testes foram realizados utilizando-se uma linha de tubos submetida a um comportamento de trincheira induzida, as cargas foram reduzidas a 40% em comparação com as cargas obtidas anteriormente (SPANGLER 1968).

Segundo VASLESTAD et al. (1993), a maioria dos materiais compressíveis utilizados com finalidade de induzir um comportamento de trincheira é de origem orgânica e corre sério risco de degradação com o passar do tempo. Ainda segundo esses autores, embora o efeito de arco (positivo) seja desejável, cuidado deve ser tomado no projeto da camada compressível no sentido de que o carregamento imaginado para a estrutura realmente ocorra. De fato, alguns arranjos de camada compressível podem conduzir a sérios problemas de concentrações de tensões. Um arranjo de camadas compressíveis será tanto melhor quanto mais produzir uma distribuição igualitária de tensões em toda a estrutura, inibindo assim o aparecimento de momentos fletores.

Neste trabalho, apresentam-se análises paramétricas com o método dos elementos finitos para obtenção dos deslocamentos, deformações e distribuição de tensões no maciço e nas estruturas subterrâneas, para diversas formas de seção transversal. Observou-se a influência da inserção de uma camada mais deformável que o maciço, fazendo-se variar sua posição, dimensão, número e características de deformabilidade.

2 - ANÁLISES REALIZADAS E MÉTODO DE ANÁLISE EMPREGADO

2.1 - Generalidades

Na análise do problema utilizou-se o aplicativo SIGMA/W, desenvolvido pela GEO-SLOPE INTERNATIONAL (1995).

Foram analisados condutos de concreto com uma seção circular com 2m de diâmetro, esquematizado na Figura 2, e uma seção quadrada com 2m de lado. As espessuras

de presso do conduto, e , variaram de 10 a 40 cm. Nas várias análises efetuadas foram adotados valores diferentes de altura de cobertura do maciço, h , e de largura, l , profundidade de colocação, z , e espessura da camada compressível, b . Parcela considerável dos resultados apresentados referem-se às tensões no concreto nas seções situadas na geratriz superior e lateral do conduto (pontos A e B da Figura 2) por serem, em diversos casos, os mais solicitados.

2.2 - Características adotadas para os materiais empregados nas análises

a) Concreto - Para o concreto foi adotado um modelo elástico-linear com módulo de elasticidade de $E_c = 22.000$ MPa, coeficiente de Poisson de $\nu_c = 0,20$ e peso específico de $\gamma = 25$ kN/m³.

b) Material de preenchimento - O material de preenchimento foi considerado também elástico-linear com módulo de elasticidade de $E_p = 0,5$ MPa coeficiente de Poisson, $\nu_p = 0,35$ e peso específico de $0,5$ kN/m³.

c) Solo do aterro: foram considerados parâmetros médios de um solo típico da região de São Carlos. Os parâmetros para utilização do modelo elástico hiperbólico, segundo as proposições de Kondner & Zelasco (1970), Duncan & Chang (1970) e Kulhawy et al. (1972) foram obtidos por Stancati (1978) e encontram-se na Tabela I. Estes parâmetros referem-se a uma areia argilosa que no ensaio de Proctor Normal apresenta $p_{dm\acute{a}x} = 1,88$ g/cm³ e $w_{ot} = 15\%$ e $LL=31\%$ e $LP=15\%$.

Tabela I - Parâmetros utilizados no modelo constitutivo

K	c (kPa)	ϕ (o)	R_f	K_{un}	ν	n
500 e 1300	40	28	0,95	1000	0,3	0,50

2.3 - Método de análise utilizado

A análise do problema através do Método dos Elementos Finitos se deu considerando-se a construção do aterro em uma única etapa. As Figuras 3 e 4 apresentam malhas padrões utilizadas, para condutos de seção circular.

Nas análises das seções sem a inclusão da camada deformável, as grandezas apresentadas na Figura 2 foram utilizadas na forma adimensional, de modo a propiciar uma visão mais nítida de suas influências sobre o desempenho do conjunto solo-estrutura e de modo a possibilitar suas possíveis extrapolações para outras geometrias. Para o caso das análises em que se utilizou a camada deformável sobre o conduto, as suas dimensões e sua posição foram também adimensionalizadas. A análise dos resultados se deu comparando-se os resultados obtidos com e sem o uso da camada deformável, enfocando-se principalmente os esforços induzidos no conduto e as tensões nas faces interna e externa do conduto nos pontos A e B da Figura 2.

2.4 - Análises realizadas

Nas análises realizadas sem a presença do material de preenchimento, foram adotados 5 valores de altura h (de 1,15 m a 7m). Estes valores e as espessuras do conduto foram adimensionalizados pelo seu diâmetro (ou lado). Por fim, foram adotados para o solo valores de K iguais a 1300 e 500, que deram origem a módulos de deformabilidade que também foram adimensionalizados em relação ao módulo de deformabilidade do concreto.

Para a análise de seções contendo a camada deformável, estudou-se a influência de sua posição, z , espessura, b , e largura, l . Os valores de z e b foram adimensionalizados pela altura do aterro acima do conduto, h , enquanto que os valores de e foram adimensionalizados pelo diâmetro do conduto, d .

3 - RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

3.1 - Seções sem material de preenchimento

As Figuras 5 a 7 apresentam os resultados das tensões no concreto, considerando-se diferentes valores de (h/d) e relações (e/d) iguais a 0,05, 0,10 e 0,20, seção circular e razão entre os módulos de deformabilidade, (E_c/E_i) , de 170.

Como se pode observar, para valores de h/d superiores a 2,5, as relações entre as tensões de tração e de compressão nas paredes do tubo e o peso de terra, $\sigma_c/\gamma h$, tornam-se praticamente constantes. Além disto nota-se que o aumento da espessura do conduto diminui

em muito as tensões induzidas no concreto. O efeito do arqueamento pode ser visualizado pela comparação destas figuras. Observa-se, por exemplo, que o aumento da inércia da seção transversal acentua o efeito de arco negativo (ou, de outra forma, um aumento no carregamento sobre o conduto). Uma análise simples feita com a teoria da elasticidade pode ser utilizada para atestar este fato. Com efeito, $\sigma = M/W$ (onde M é o momento na seção considerada e $W = I \cdot e^2/6$). Deste modo, ao se dobrar o valor de e , para um mesmo carregamento, dever-se-ia reduzir de 1/4 os esforços resultantes no conduto. Vê-se que no presente caso isto não ocorre. Ao se dobrar o valor de e sucessivamente, Figuras 5, 6 e 7, obtêm-se carregamentos sobre o conduto (obtido a partir da média dos esforços de tração e compressão nos pontos A e B) que estão nas relações de 1: 2,8 : 3,0. Há portanto, um pequeno aumento no efeito de arco negativo quando se passa de $e = 20$ cm para $e = 40$ cm.

As Figuras 8 e 9 apresentam os resultados dos deslocamentos e tensões verticais do solo circundante para relações $e/d = 0,10$, $E_c/E_i = 170$ e $h/d = 3,5$. As Figuras 10 e 11 apresentam resultados similares para $e/d = 0,05$, $E_c/E_i = 170$ e $h/d = 3,5$.

Da análise das Figuras 8 e 9 nota-se que para um valor de $e/d = 0,10$ um efeito de arco negativo sobre o conduto. Isto faz com que os deslocamentos verticais do solo acima da estrutura sejam menores do que os dos prismas laterais de solo e que a tensão vertical no topo seja cerca de 30% maior do que aquela devida ao peso das camadas sobrejacentes.

As Figuras 10 e 11 mostram que para uma relação de $e/d = 0,05$, o conduto começa a se comportar como flexível, passando a proporcionar uma redução de tensões verticais (arqueamento positivo). Estas observações estão de acordo com aquelas realizadas anteriormente que mostram as solicitações impostas à estrutura pelo solo circundante. As análises com $e/d = 0,20$ mostram um padrão de comportamento semelhante àquele apresentado nas Figuras 8 e 9. Isto aliás confirma o fato de que o carregamento sobre a estrutura pouco aumenta ao se aumentar a relação $e/d = 0,10$ para $e/d = 0,20$.

O valor de K utilizado nas análises apresentadas nas Figuras 5 a 11 foi de 1300. Para verificar da influência da rigidez do solo efetuou-se uma nova série de análises utilizando um valor de K de 500. Os valores de tensão sobre a estrutura, neste caso, são significativamente maiores do que aqueles obtidos com $K = 1300$. Isto sugere que em solos mais deformáveis, mesmo para um valor de $e/d = 0,05$, ou seja, estruturas flexíveis, há a indução de um efeito de arco negativo sobre o conduto. Na realidade, é a rigidez relativa, $(EI/r^3)/E_s$, o fator determinante do desempenho do conduto como rígido ou flexível.

(GUMBEL et al., 1982). Nesta relação o termo do parêntese refere-se à rigidez do conduto de raio r e E_s é o módulo de deformabilidade do solo. Diante desta ótica, quase não se percebeu diferenças entre os resultados das duas séries de análise com relações e/d iguais a 0,10 e 0,20. Isto está de acordo com o já observado que para valores de e/d de 0,10 e 0,20, praticamente o máximo de arqueamento negativo é obtido.

As Figuras 12 e 13 apresentam isolinhas de tensão e deslocamentos verticais obtidas para seção circular, $e/d = 0,05$, $E_c/E_i = 400$ e $h/d = 3,5$.

Conforme apresentado nas figuras 12 e 13, mesmo para a condição de $e/d = 0,05$ o conduto está na iminência do desenvolvimento de um arqueamento negativo. Isto justifica as pequenas diferenças encontradas em relação as análises realizadas com $e/d = 0,10$ e $e/d = 0,20$.

As Figuras 14 a 16 apresentam os resultados obtidos utilizando-se a seção quadrada. As análises foram realizadas utilizando-se $E_c/E_i = 170$, h/d variando de 0,575 a 3,5 e valores de e/d de 0,05, 0,10 e 0,20.

Da análise das Figuras 14 a 16 nota-se que para a mesma geometria do aterro, as tensões induzidas no caso de seções quadradas são bem maiores (cerca de o dobro) daquelas obtidas com o uso de seções circulares.

Quando se efetua uma análise em termos da inércia da seção, nota-se que o carregamento exercido pelo solo sobre o conduto para os casos de $e/d = 0,05$, 0,10 e 0,20 estão na relação 1: 1,41: 2,27. Isto indica uma transição mais gradual do arqueamento positivo para o negativo do que aquela obtida para o caso de seções circulares.

As Figuras 17 e 18 apresentam isolinhas de tensão e deslocamento verticais, obtidas a partir de análises realizadas com $e/d = 0,10$, $h/d = 3,5$ e $E_c/E_i = 170$, utilizando-se uma seção quadrada para o conduto. Nota-se, por exemplo, na Figura 18, que as tensões impostas pelo solo à estrutura são cerca de 30% maiores do que o valor de tensão devido as camadas de solo sobrejacentes.

Os valores obtidos para a seção quadrada com relação de módulo igual a 400, continuam sendo cerca de o dobro daqueles obtidos para o caso de seção circular. Quando da análise em termos de inércia da seção transversal do conduto, percebe-se que mesmo para uma seção com $e/d = 0,05$ já se estabelece um quase completo arqueamento negativo.

Após a análise da influência da geometria da seção do aterro nas tensões e deslocamentos induzidos, procedeu-se a verificação da eficácia da inserção de uma camada flexível, na redução dos esforços atuantes nos condutos. Para tanto foi considerado uma seção típica com $h/d = 3,5$ e $e/d = 0,10$. Foram adotados valores de $E_c/E_i = 170$ para seções quadradas e circulares e de $E_c/E_i = 400$ para seções circulares, somente. A análise da influência da posição desta camada foi efetuada considerando-se uma espessura de 40 cm ($b/h = 0,06$), com largura correspondente a 1,42 vezes o diâmetro do conduto (2,84 m). A Figura 4 apresentada ilustra a malha padrão utilizada nas análises efetuadas.

As Figuras 19 e 20 apresentam os resultados das análises efetuadas para verificação da influência da posição da “camada deformável” no carregamento exercido pelo solo sobre o conduto. Estes resultados são apresentados em termos do adimensional escolhido (no caso z/h) e de um fator de redução, estabelecido como a relação entre as tensões obtidas (para uma mesma geometria) com a inserção ou não da camada compressível.

Como pode-se observar das figura 19 e 20 a posição da camada de preenchimento deve ser a mais próxima possível do conduto. Da análise da figura 19 (seção circular), nota-se que quando esta camada é colocada a uma distância $z/h = 0,93$ do topo do aterro há um fator de redução de aproximadamente 3,3, em relação a tensão de tração no ponto (A) do conduto e de cerca de 1,9 vezes em relação à tensão de compressão no ponto (B). Para as mesmas condições, considerando-se seções quadradas, os valores encontrados para o fator de redução nos pontos A e B são respectivamente 1,45 e 1,15.

Nota-se das análises que não só as tensões que solicitam o conduto para o caso de uma seção quadrada são maiores, mas a eficácia da inserção de uma camada deformável é menor, relativamente ao caso de um conduto de seção circular.

A Figura 21 mostra a distribuição de tensões verticais em uma linha horizontal situada a 0,60 metros acima do conduto (imediatamente abaixo da camada de preenchimento), em coordenadas relativas ao seu eixo, para a situação original (sem o uso da camada de preenchimento) e com o uso da camada de preenchimento. Pode-se notar claramente a influência do uso de uma camada mais deformável do que o aterro no sentido de induzir um arqueamento positivo no solo. Para o caso do aterro sem a presença de material de

preenchimento, para uma distância superior a 5 metros do eixo do conduto, a tensão vertical é simplesmente γh . Para a zona situada diretamente acima do conduto, obtêm-se tensões cerca 20% maiores do que γh . Quando do uso da camada de preenchimento, tensões verticais da ordem de 20% de γh são obtidas imediatamente abaixo da linha de dutos.

As Figuras 22 e 23 apresentam a distribuição de tensões e deslocamentos verticais no maciço para o caso do conduto com seção circular. Para uma melhor visualização do efeito da inserção de uma “camada deformável” no maciço estes resultados devem ser comparados com aqueles apresentados nas figuras 8 e 9.

Uma segunda série de análises foi realizada no sentido de se verificar a influência da espessura da camada compressível. Estes resultados são apresentados nas Figuras 24 (seção circular e $E_c/E_i = 170$) e 25 (seção quadrada e $E_c/E_i = 170$). Conforme apresentado nestas figuras, a espessura do revestimento apresentou pequena influência nos valores de tensões de compressão no ponto B do conduto. Para o caso das tensões de tração induzidas no ponto A, contudo, sua influência se deu de maneira mais pronunciada.

As Figuras 26 (seção circular e $E_c/E_i = 170$) e 27 (seção quadrada e $E_c/E_i = 170$) apresentam os resultados das análises realizadas no intuito de se verificar a influência da largura da “camada deformável” nos resultados. Conforme ilustrado nas figuras 26 e 27, o efeito do uso de camadas com $l/d = 1,5$ produz quase que o mesmo efeito de que o uso de camadas com larguras maiores.

Outras distribuições de material de preenchimento (ao lado e embaixo) foram utilizadas nas análises, chegando-se contudo a resultados desanimadores.

VASLESTAD et al. (1993) relata medidas de tensões realizadas em seções de aterro rodoviário contendo condutos embutidos, com e sem o uso de material de preenchimento mais deformável do que o solo. O material nas análises foi um Poliestireno de baixa densidade ($\gamma = 0,20 \text{ kN/m}^3$), de comportamento elástico-perfeitamente plástico com $E = 1500 \text{ kPa}$. A tensão de escoamento, para o caso de compressão unidirecional, do material empregado foi de cerca de 100 kPa . As tensões verticais medidas imediatamente abaixo da camada de poliestireno foram cerca de 20% do valor de γh . As tensões horizontais medidas ao nível do ponto (B) do conduto foram cerca de 70% de γh . A relação h/d das seções variou de 8 a 11, enquanto que as seções dos condutos foram circulares e retangulares com $e/d = 0,10$ (em média). Apesar da diferença dos materiais empregados no aterro (lá um enrocamento e aqui um solo arenoso compactado) e das diferentes características de compressibilidade do material

de preenchimento, os resultados obtidos se mostraram bastantes próximos e o comportamento do maciço em termos de tensões e deslocamentos verticais se mostrou semelhante nos dois casos. Para o caso de seções sem o uso de poliestireno, as tensões resultantes em um conduto de seção retangular (1,40h x 1,85v) com $e/d = 0,15$ foram cerca de 20% maiores de que γh .

4 - CONCLUSÕES

Nas situações sem trincheira induzida, as análises permitiram observar:

a) a não ser em condições extremas (condutos com relações $e/d \leq 0,05$ e solos de grande rigidez), o efeito de arco sobre condutos enterrados é negativo, ou seja, as tensões atuantes superam aquelas devidas ao peso próprio do solo (γh). Os valores das tensões verticais atuando sobre condutos com $e/d \geq 0,10$ é cerca de 30% maior do que γh .

b) solos mais deformáveis propiciam o aparecimento do efeito de arco negativo. Para valores de e/d superiores a 0,10, tem-se o desenvolvimento quase que total do efeito de arco negativo, ou seja, os acréscimos de carregamento do solo sobre a estrutura atingem, praticamente, os seus valores máximos.

c) o uso de seções quadradas nas análises, considerando-se problemas de mesma geometria, induziu o aparecimento de tensões, tanto de tração como de compressão, cerca de o dobro daquelas obtidas com o uso de seções circulares.

No tocante à inclusão de materiais de preenchimento mais deformáveis (trincheira induzida) observou-se que:

d) o uso de materiais de preenchimento mais deformáveis que o solo permitiram a obtenção de fatores de redução de tensões de cerca de 1,9 para as tensões de compressão no ponto (B) e de cerca de 3,5 para as tensões de tração no ponto (A), para o caso de seções circulares. Para o caso de seções quadradas, estes valores foram 1,15 e 1,45, respectivamente.

e) pelas análises efetuadas, propõe-se o uso de camadas com $b/h = 0,06$ (aproximadamente) e $l/h=1,5$. O uso de camadas deformáveis com dimensões superiores acarreta pequenas mudanças na eficácia destas.

Por fim, vale ressaltar que os valores obtidos pelas análises numéricas realizadas apresentam padrões de comportamento bastante parecidos com aqueles apresentados por VASLESTAD et al. (1993).

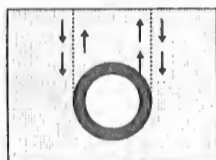
5 - BIBLIOGRAFIA

- Duncan, J. M. & Chang, C. Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 96, SM5, pp. 1629-1654.
- Geo-Slope International (1995). Sigma/W-User's Guide. Versão 3. Alberta, Canadá.
- Gumbel, J.E., O'Reilly, M.P., Lake, L.M. & Carder, D.R., (1982) The Development of a New Design Method for Buried Flexible Pipes, Proceedings Europipe, Basle.
- Höeg, K. (1968) Stresses Against Underground Structural Cylindrics, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, V. 94, N° SM4, pp. 833-858.
- Lambe, T. W. & Whitman, R. V. (1969). Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc. New York.
- Marston, A (1922). Second Progress Report to the Joint Concrete Culvert Pipe Committee, Iowa Engineering Experimental Station. Ames, IA.
- Marston, A (1930). The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments, Iowa Engineering Experimental Station. Ames, IA, Bull. 96, 36p.
- Penman, A. D. M.; Charles, J. A.; Nash, J. K. & Humphreys, J. D. (1975) Performance of Culvert under Winscar Dam. Géotechnique, V.25, N° 4, pp. 713-730.
- Sladen, J. A & Oswell, J. M. (1988). The Induced Trench Method - A Critical Review and Case History. Can. Geotech. Journal, N° 25, pp. 541-549.
- Spangler, M. G. (1968). Discussion of the Modification of the Pressures on Rigid Culverts with Fill Procedures. Highway Research Record. N° 249. pp. 41-43.
- Spangler, M.G., (1947) Underground Conduits: an Appraisal of Modern researches, Transaction, ASCE, New York, pp. 316-374.

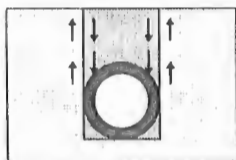
- Spangler, M.G. & Handy, R.L., (1982) Soil Engineering, Harper and Row Publishers, New York, 782p.
- Stancati, G. (1978), Estudo dos Parâmetros Hiperbólicos da Curva Tensão - Deformação de Solos Compactados, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos.
- Terzaghi, K. (1936) Stress Distribution in Dry and Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door, Proceedings of the 1st ICSMFE, Cambridge, vol. 1., pp. 36-39.
- Terzaghi, K. (1943) - Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York.
- Valestad, J; Johansen, T. H. & Holm, W. (1993) - Load Reduction on rigid Culverts Beneath High Fills: Long-Term Behavior. Transportation Research Record, Nº 1415, pp. 58-68.
- Young, O.C. & Trott, J.J.(1984) Buried pipes: structure design of pipelines, Elsevier Applied Science Publishers, London, 229p.

¹ Doutorando, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, Av. Dr. Carlos Botelho, 1465, 13560-250, São Carlos - SP

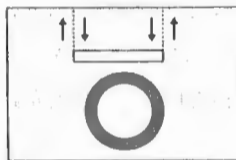
² Professor, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, Av. Dr. Carlos Botelho, 1465, 13560-250, São Carlos - SP



(a)



(b)



(c)

Figura 1 - Movimentos relativos induzidos pelos métodos construtivos empregados no assentamento de estruturas aterros de obras rodoviárias. (a) - Conduto Saliente; (b) - Em trincheira e (c) - Em trincheira induzida.

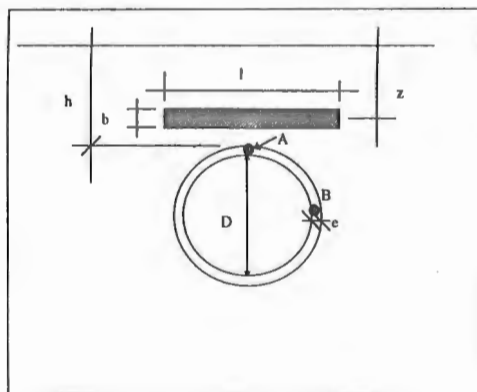


Figura 2 - Seção típica adotada nas análises

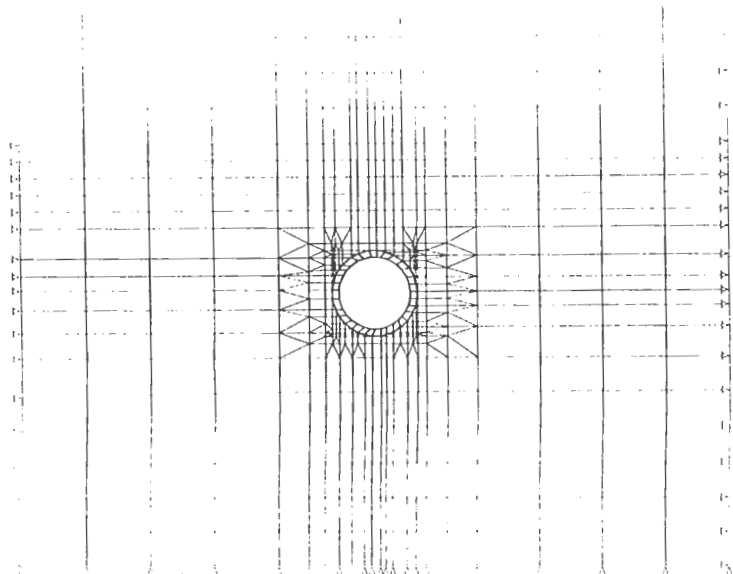


Figura 3 - Malha utilizada na análise da influência da geometria da seção. Conduto circular.

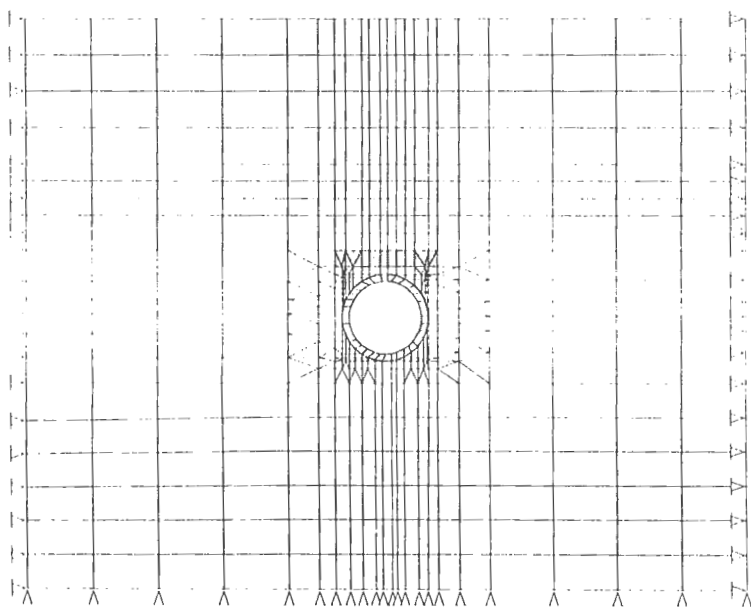


Figura 4 - Malha padrão utilizada na análise da influência da camada deformável. Conduto circular.

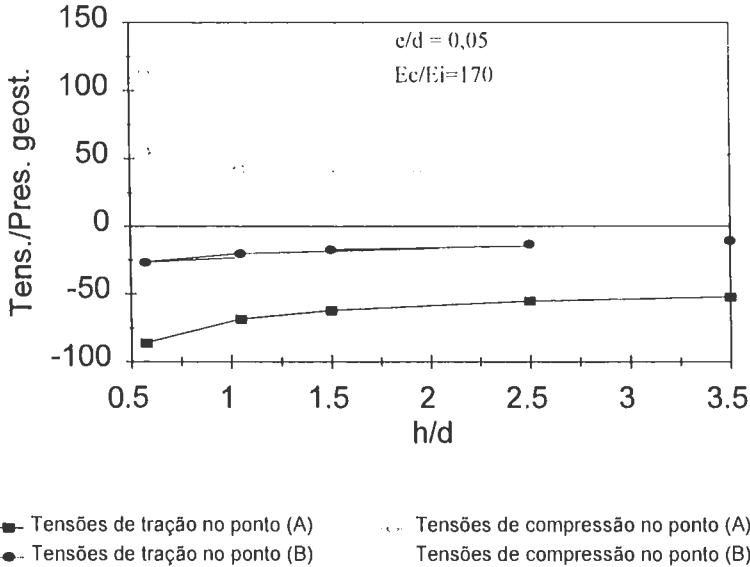


Figura 5 - Valores de $\sigma/\gamma h \times h/d$ para valores de $e/d = 0,05$ e $E_c/E_i = 170$. Seção circular.

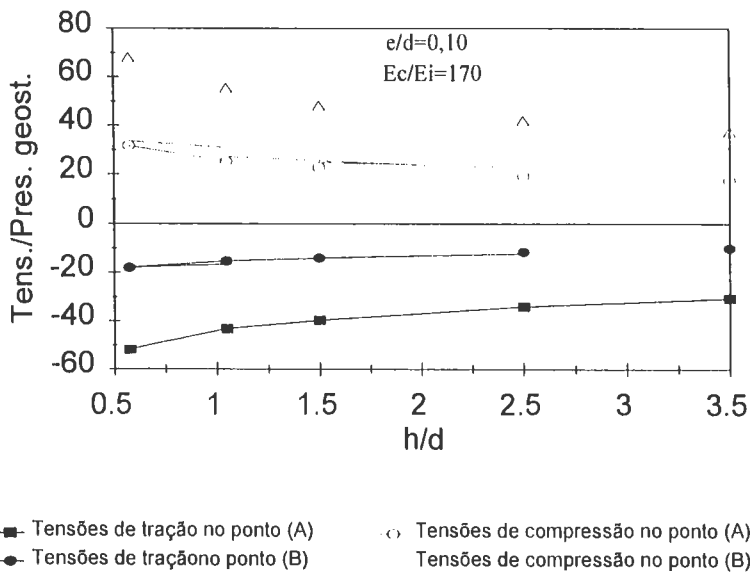


Figura 6 - Valores de $\sigma/\gamma h \times h/d$ para valores de $e/d = 0,10$ e $E_c/E_i = 170$. Seção circular.

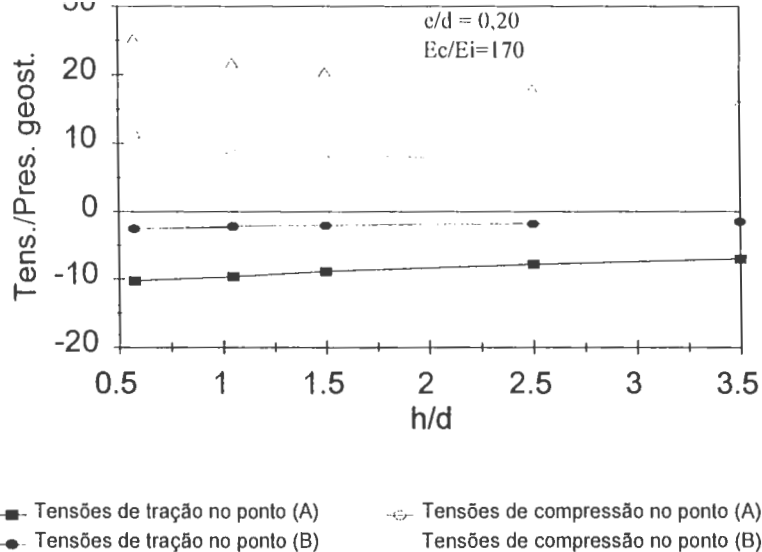


Figura 7 - Valores de $\sigma/\gamma h \times h/d$ para valores de $e/d = 0,20$ e $E_c/E_i = 170$. Seção circular.

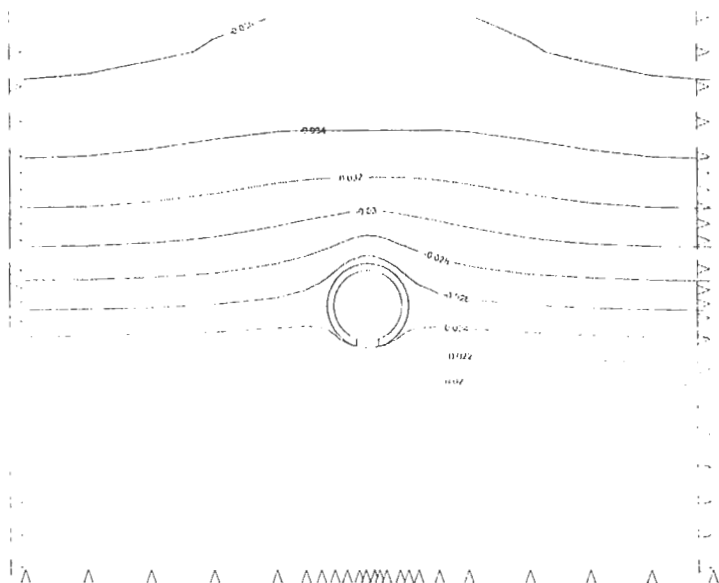


Figura 8 = Isolinhas de deslocamento vertical para análise realizada com $h/d = 3,5$, $e/d = 0,1$ e $E_c/E_i = 170$.

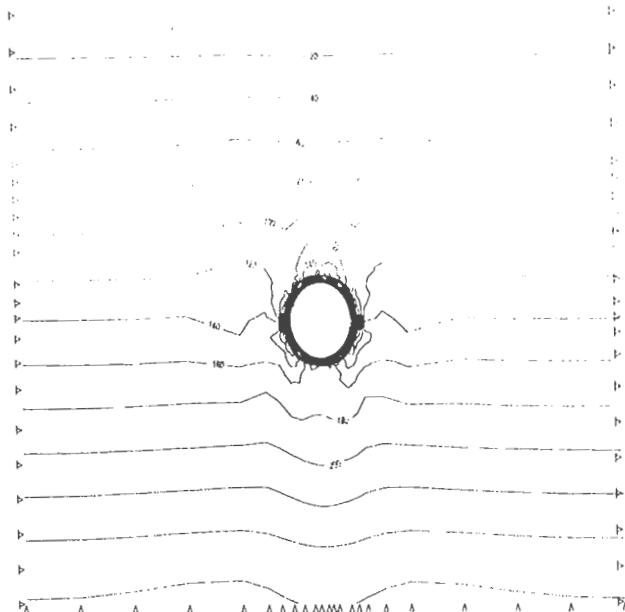


Figura 9 - Isolinhas de tensão vertical para análise efetuada com $h/d = 3,5$, $e/d = 0,10$ e $E_c/E_i = 170$.

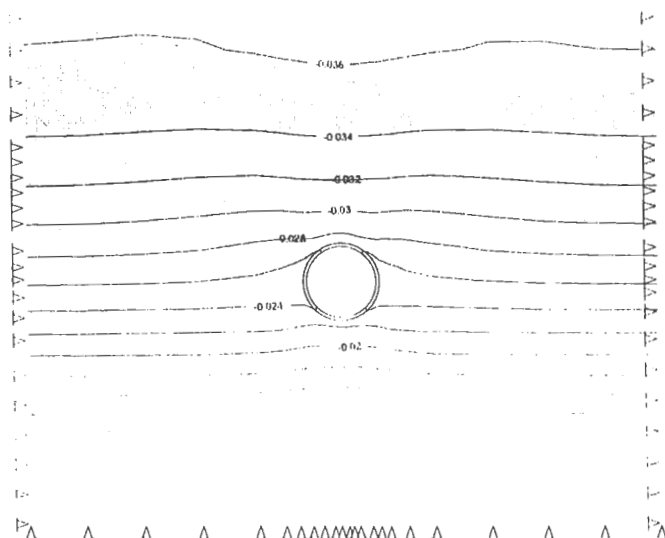


Figura 10 = Isolinhas de deslocamento vertical para análise realizada com $h/d = 3,5$, $e/d = 0,05$ e $E_c/E_i = 170$.

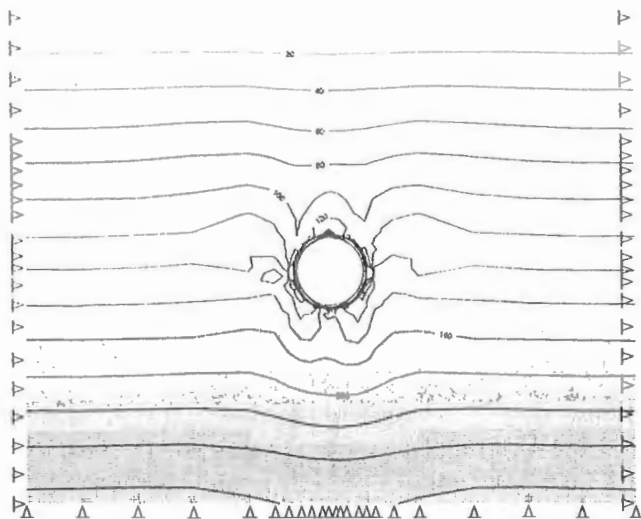


Figura 11 - Isolinhas de tensão vertical para análise efetuada com $h/d = 3,5$, $e/d = 0,05$ e $E_c/E_t = 170$.

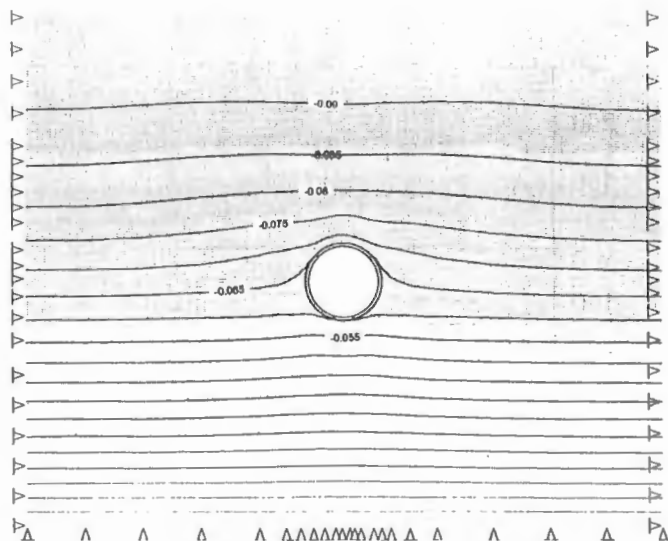


Figura 12 Isolinhas de deslocamento vertical para análise realizada com $h/d = 3,5$, $e/d = 0,05$ e $E_1 = 400$.

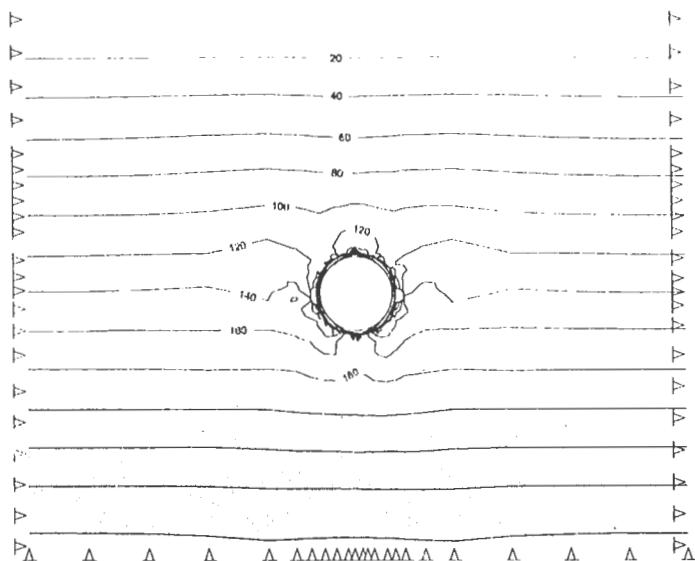


Figura 13 - Isolinhas de tensão vertical para análise efetuada com $h/d = 3,5$, $e/d = 0,05$ e $E_c/E_t = 400$.

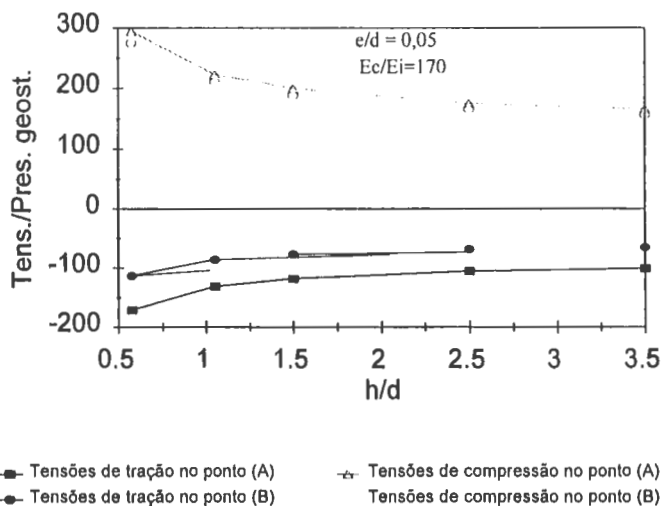


Figura 14 - Valores de $\sigma/\gamma h \times h/d$ para valores de $e/d = 0,05$ e $E_c/E_t = 170$. Seção quadrada

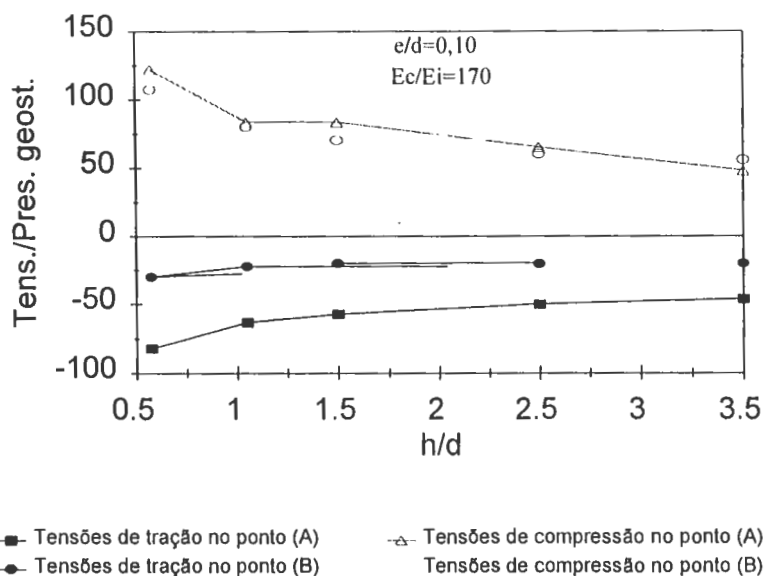


Figura 15 - Valores de $\sigma/\gamma h \times h/d$ para valores de $e/d = 0,10$ e $E_c/E_i = 170$. Seção quadrada

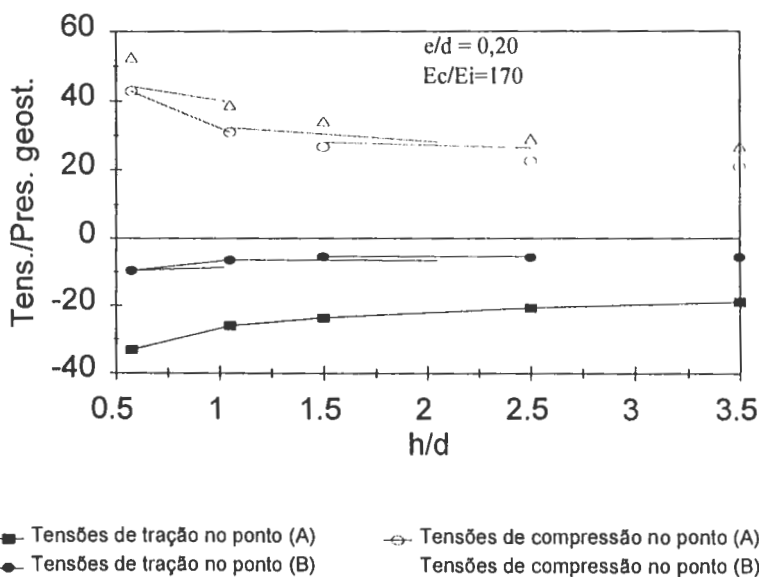


Figura 16 - Valores de $\sigma/\gamma h \times h/d$ para valores de $e/d = 0,20$ e $E_c/E_i = 170$. Seção quadrada.

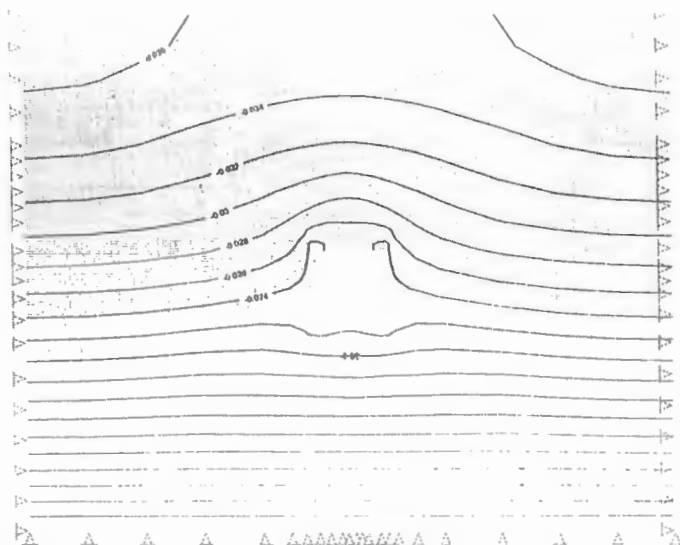


Figura 17 = Isolinhas de deslocamento vertical para análise realizada com $h/d = 3,5$, $e/d = 0,10$ e $E_c/E_t = 170$. Seção quadrada.

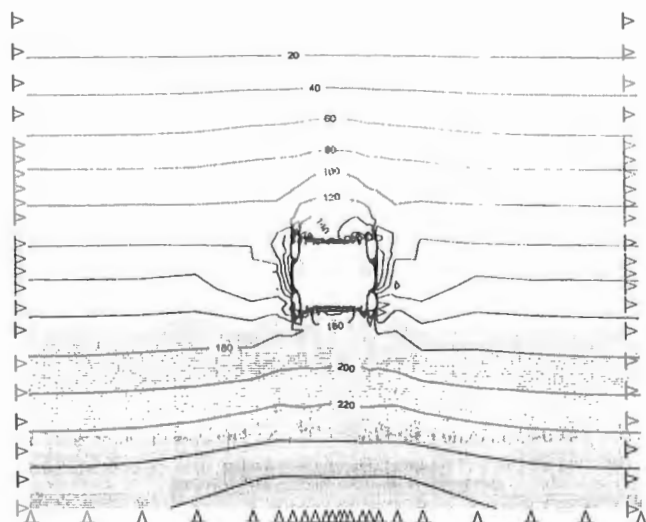


Figura 18 - Isolinhas de tensão vertical para análise efetuada com $h/d = 3,5$, $e/d = 0,10$ e $E_c/E_t = 170$. Seção quadrada.

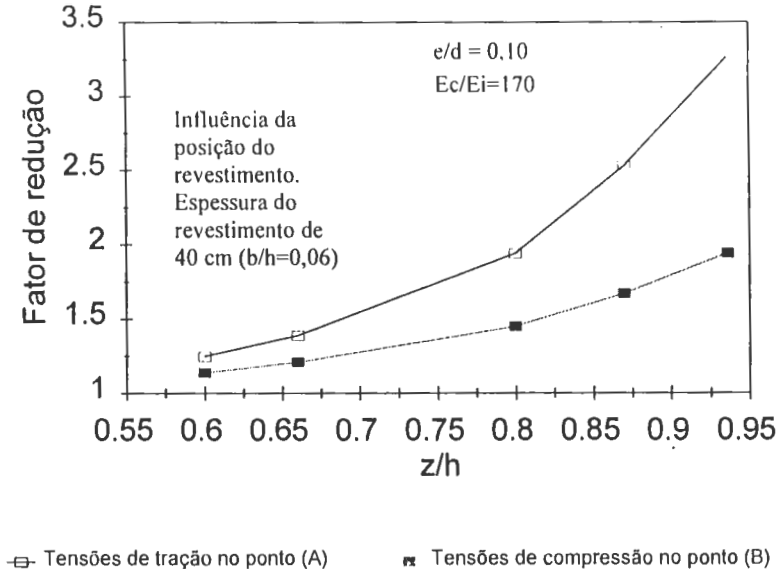


Figura 19 - Influência da posição da “camada deformável” (seção circular). $E_c/E_i = 170$.

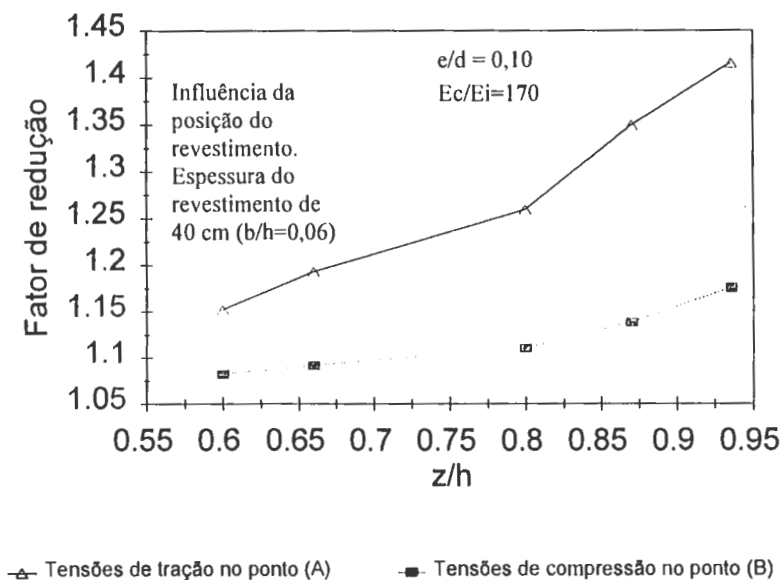


Figura 20 - Influência da posição da “camada deformável” (seção quadrada). $E_c/E_i = 170$.

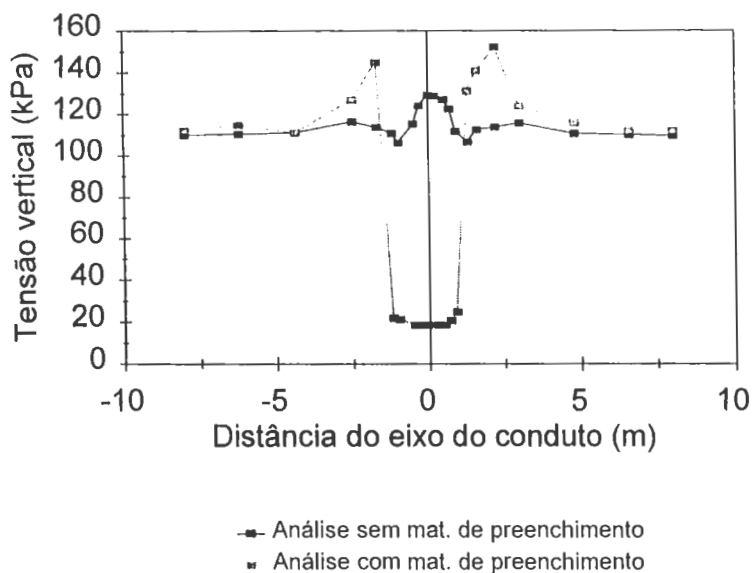
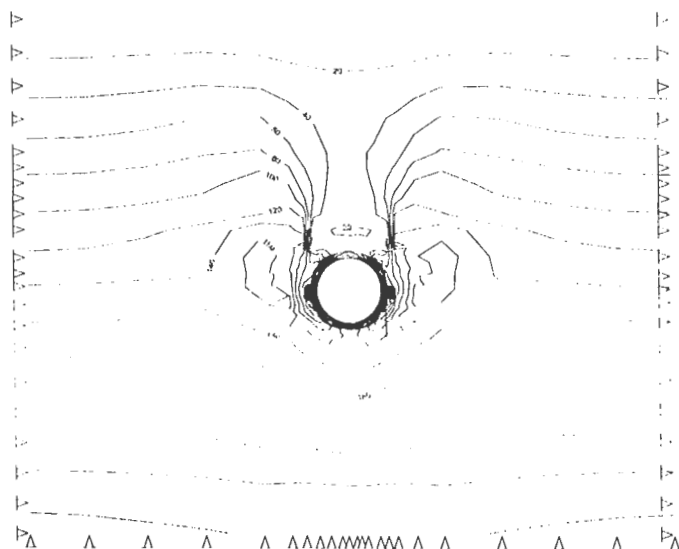


Figura 21 - Distribuição de tensões verticais em uma linha horizontal situada a 0,60m acima do conduto



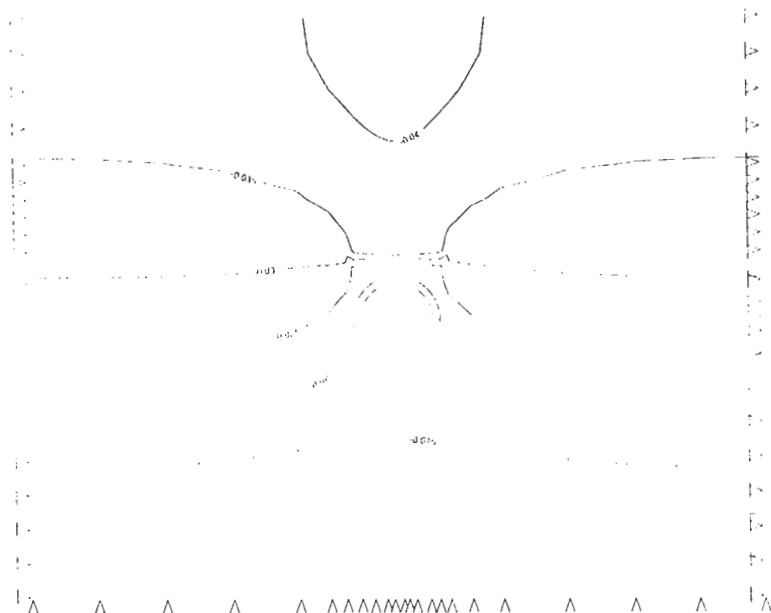
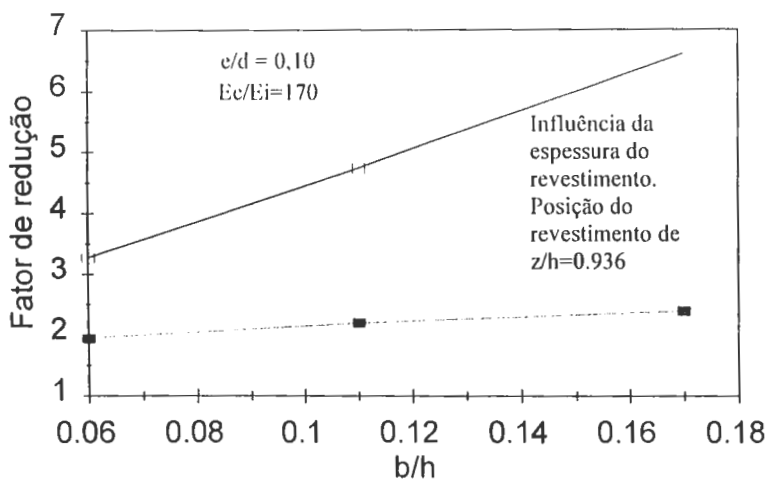


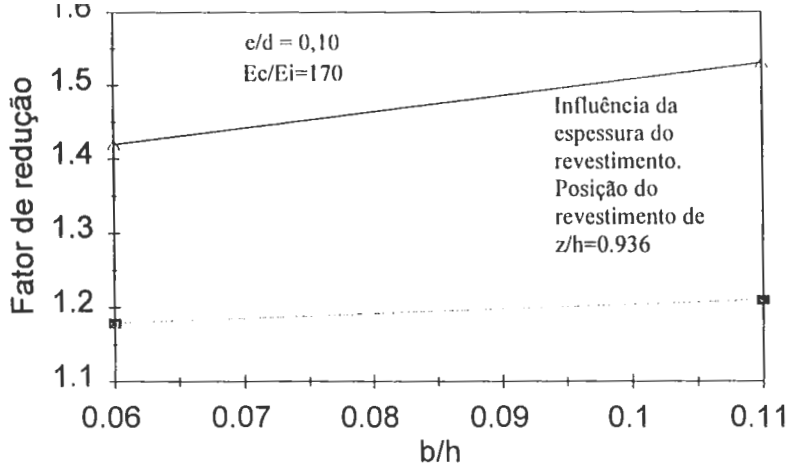
Figura 23 - Isolinhas de deslocamentos verticais no maciço. $l/h = 1,42$ e $b/h = 0,06$.



□ Tensões de tração no ponto (A)

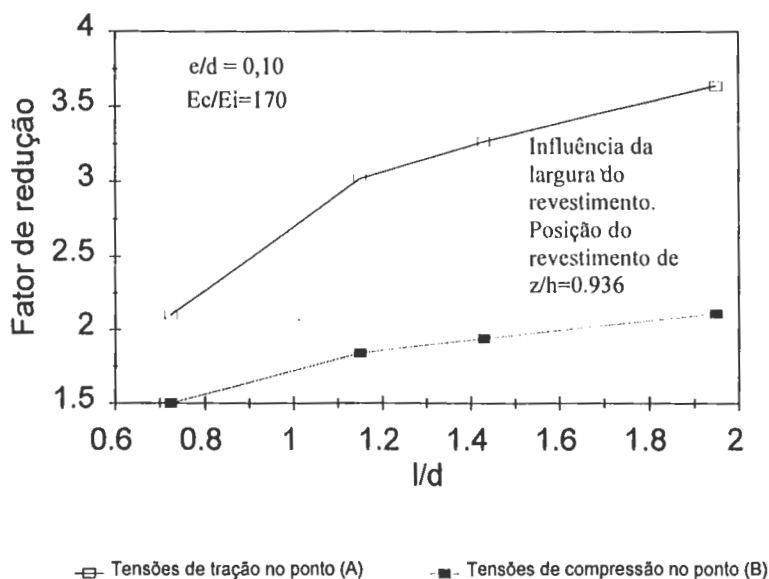
■ Tensões de compressão no ponto (B)

Figura 24 - Influência da espessura da camada deformável. Seção Circular. $E_c/E_i = 170$.



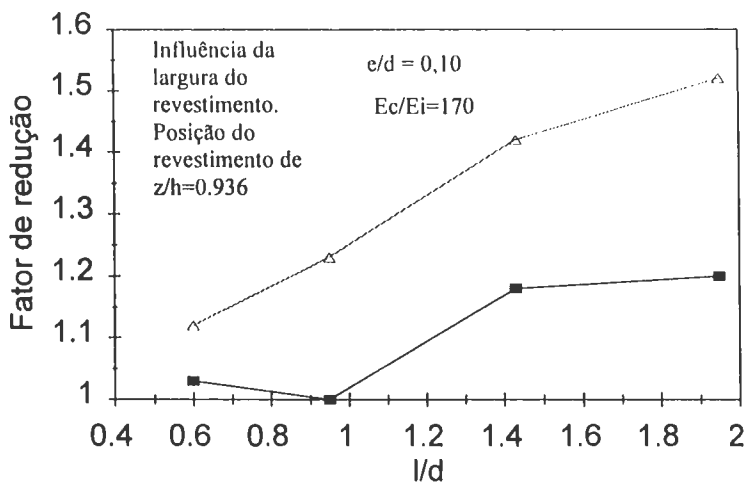
—△— Tensões de tração no ponto (A) -■- Tensões de compressão no ponto (B)

Figura 25 - Influência da espessura da camada deformável. Seção quadrada. $E_c/E_i = 170$



—△— Tensões de tração no ponto (A) -■- Tensões de compressão no ponto (B)

Figura 26 - Influência da largura da camada deformável. Seção circular, $E_c/E_i = 170$.



■ Tensões de compressão no ponto (B) -△- Tensões de tração no ponto (A)

Figura 27 - Influência da largura da camada deformável. Seção quadrada, $E_c/E_i = 170$.