

1 - INTRODUÇÃO

A característica principal de uma obra enterrada é a multi-disciplinaridade. Para a elaboração do projeto de um túnel, de uma vala, de uma garagem subterrânea, etc..., deve-se conhecer muito bem o comportamento do solo perante a escavação, a influência da água e como fazer o dimensionamento estrutural.

Desta forma, quando trabalhamos com estruturas enterradas está implícita a interação solo-estrutura, que consiste na compatibilização dos deslocamentos da estrutura e do solo (maciço).

A interação solo-estrutura não é utilizada somente em obras subterrâneas, mas também quando numa fundação queremos compatibilizar os deslocamentos da estrutura e do maciço; neste caso deve-se efetuar o cálculo da estrutura como um conjunto.

Em um túnel executado com anéis constituídos por segmentos articulados, por exemplo, se não considerássemos o solo como um meio contínuo, a estrutura ficaria hipostática. O fato de considerarmos o meio contínuo, que representa o solo, como estrutura, torna possível o cálculo, conforme o modelo abaixo.

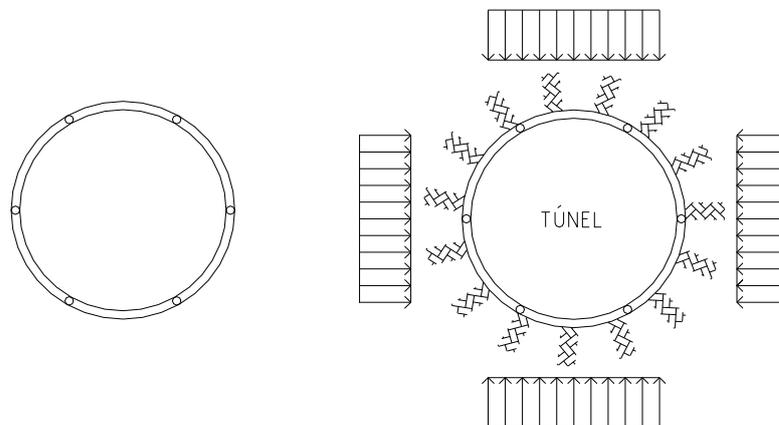


Figura 1.1 Representação do solo como meio contínuo

Pode ser considerado também o solo como uma série de “molinhas” atuantes no túnel, como barras bi-articuladas; a estrutura não é hipostática.

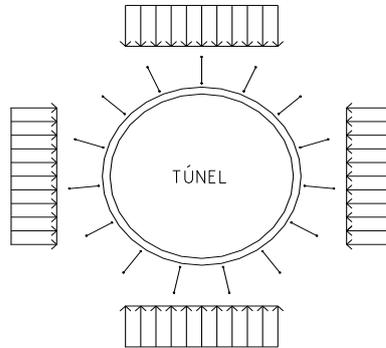


Figura 1.2 Solo representado como molas

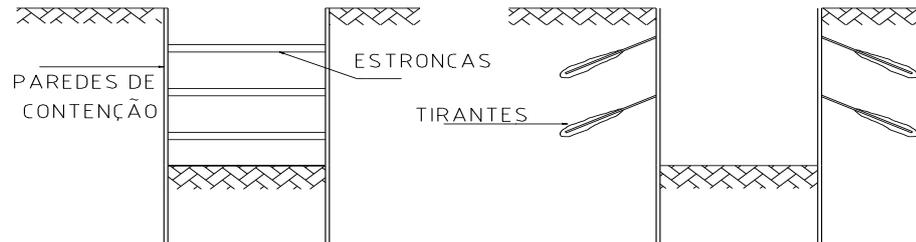
As obras podem ser consideradas como estruturas provisórias ou permanentes.

As obras são consideradas provisórias quando têm o acompanhamento do construtor; a mobilização é imediata e os imprevistos são resolvidos rapidamente. Nestas situações, pode-se utilizar coeficientes de segurança menores que os das normas.

Obras permanentes devem ter coeficientes de segurança de norma, os quais traduzem o pequeno risco de ruína (da ordem de 10^{-15}) que a sociedade admite correr.

Enquanto a observação e a capacidade de mobilização do Construtor podem garantir a estabilidade das estruturas provisórias, apenas o atendimento às especificações das normas pode garantir a estabilidade das estruturas permanentes.

As valas são abertas através de método destrutivo, que pode ser denominado: Método da trincheira, VCA = Vala a céu aberto ou Cut and Cover



1.3 Valas escoradas e valas atirantadas

O procedimento construtivo é o seguinte: escava-se a vala, constrói-se a estrutura e procede-se o reaterro.

Os túneis são escavados através de método não-destrutivo, isto é, o túnel é aberto sem que se destrua a superfície; através de método subterrâneo.

2 - VALAS ESCORADAS

2.1 Introdução

Obras Provisórias

Em se tratando de obras provisórias para abertura de valas, sejam quais forem os sistemas adotados de contenção, devem ser realizados, no mínimo, os seguintes cálculos: carregamento; cálculo estático; estabilidade da ficha descontínua; estabilidade geral; estabilidade do fundo da vala; ruptura hidráulica; deslocamentos; capacidade de suporte das cargas verticais na parede.

Para cada sistema de escoramento, devem também ser verificados:

- Com estroncas: efeito de temperatura; efeito de pré-compressão
- Com ancoragens: verificação da força limite de protensão dos tirantes

Quando se tratar de escavação total em taludes devem ser verificadas: estabilidade geral; ruptura hidráulica; deslocamentos.

Nos casos de estabilização de taludes por meio de ancoragens, deve ser verificada a força limite de protensão dos tirantes.

Para cada tipo de parede de contenção, deve-se proceder a verificação: dos pranchões; das estacas; das paredes-diafragma; das estacas intermediárias; das estroncas; dos travamentos; das ligações.

Obras Permanentes

Em se tratando de estruturas permanentes, sejam quais forem os tipos de obra ou variantes do método em trincheira adotadas, devem ser calculados:

AÇÕES - CARREGAMENTO

CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

VERIFICAÇÃO DO EQUILÍBRIO

2.2 - Métodos Construtivos

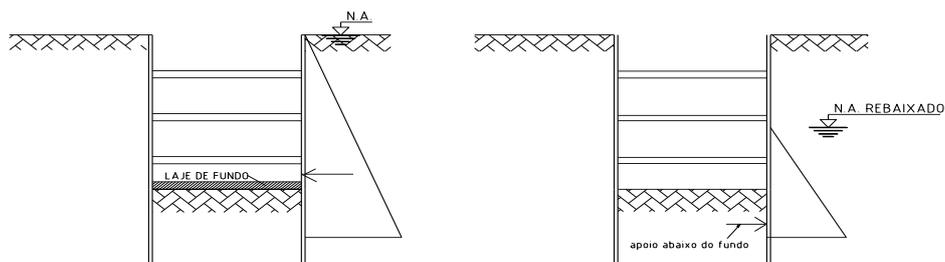
Os sistemas de escoramento são constituídos pela parede de contenção mais o escoramento. Para o escoramento podem ser utilizadas estroncas ou tirantes ou estroncas e tirantes.

Paredes de contenção:

As paredes de contenção podem ser contínuas, como por exemplo uma parede diafragma, ou descontínuas como por exemplo quando se utilizam estacas metálicas com pranchões de madeira (escoramento perfil-pranchão).

Para a execução de um escoramento descontínuo, muitas vezes é necessário proceder-se o rebaixamento do lençol freático. Se o nível d'água estiver acima do fundo da escavação e o solo não possuir coesão suficiente, será carregado para dentro da vala pelo fluxo de água, após a escavação e antes da colocação dos pranchões,

Apesar de não ser necessária a utilização de rebaixamento do lençol freático para a execução de paredes contínuas, pode-se optar por este procedimento para diminuir os esforços na parede durante a fase provisória, sempre que os esforços na fase provisória forem maiores que os da fase permanente. Desta forma economiza-se na armação da parede. Um exemplo onde isto pode ocorrer é quando se está na fase provisória, depois de executada toda a escavação e antes da construção da laje de fundo, pois neste caso a reação de apoio está a uma distância maior do fundo da escavação e, portanto os momentos na parede diafragma são maiores do que quando a laje de fundo já foi executada e a parede apoia-se no fundo da escavação.



laje de fundo feita

laje de fundo por fazer

2.1 Rebaixamento do nível d' água na fase provisória

As **paredes contínuas** podem ser de madeira, metálica, concreto ou solo-cimento.

As paredes de madeira só são utilizadas para pequenas valas (até cerca de 3,5m de profundidade) em solo competente.

Pranchão



Figura 2.2. Pranchão de madeira

As paredes metálicas são formadas de estacas prancha.

estaca prancha
metálica

Figura 2.3. Estaca prancha metálica

Também existem estacas prancha de concreto, pré moldadas.

estaca prancha
de concreto

Figura 2.4. Estaca prancha de concreto

Outro tipo de parede contínua de concreto é a diafragma, que é moldada in- loco. Para a abertura dos painéis da parede diafragma utiliza-se lama bentonítica para conter o solo lateralmente. A bentonita em repouso forma uma película impermeável (gel), que torna possível a ação de uma tensão horizontal " σ_3 ", correspondente ao peso da coluna de lama (esquema da figura 2.5). Sendo σ_1 a tensão vertical efetiva do terreno, deve-se ter o círculo de Mohr que representa as tensões principais σ_1 e σ_3 tangente à envoltória de resistência do solo.

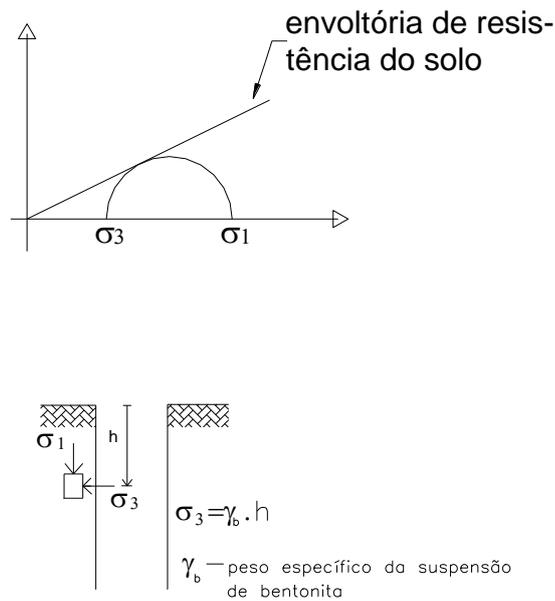


Figura 2.5 Parede diafragma: tensões na interface solo- coluna de bentonita

A bentonita pode ser substituída por “colis” que é uma mistura de bentonita com cimento. Esta mistura é mais estável, porém, é menos utilizada por ser mais cara. Quando se usa “colis” deve-se tomar cuidado com o tempo de execução para evitar a sua pega antes da concretagem da parede diafragma.

Caso exista uma fundação muito próxima à escavação, que provoque um esforço adicional na parede, deve-se aumentar a reação “ σ_3 ”, e, para isto, por exemplo, aumenta-se a coluna de lama, conforme esquema abaixo.

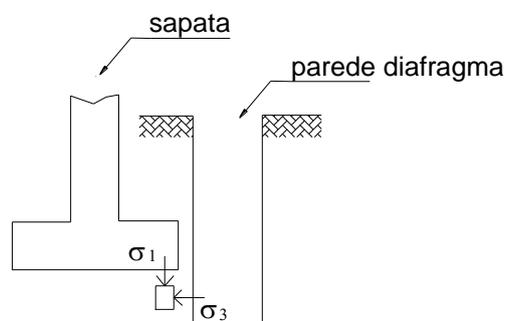


Figura 2.6. Fundação próxima à escavação da parede diafragma

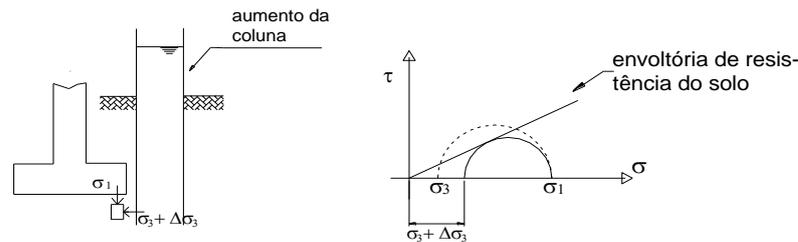


Figura 2.7. Acréscimo de tensão confinante gerado pelo aumento da coluna de lama

Quando a parede diafragma tem que vencer grandes vãos, surge a dificuldade de se conseguir a continuidade da armação, nas duas direções, amarrando as gaiolas ou soldando. Faz-se hoje “armação cruzada”. Nos cantos os painéis devem ser contínuos.

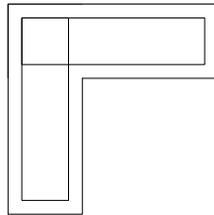


Figura 2.8. Armação cruzada da parede diafragma

As paredes contínuas também podem ser constituídas de estações de concreto secantes. Neste caso, deve-se executá-los intercalados e enquanto estiverem com o concreto fresco, quebrá-los de tal forma que o estação central, ao ser executado, não deixe vazios entre eles. Deve-se tomar cuidado com a armação.

As paredes de solo cimento são de “jet-grouting” ou de rotocrete. Como o solo cimento não pode ser armado e a tensão admissível à compressão é pequena, estas paredes não trabalham à flexão.

O jet-grouting pode ser usado tanto para parede de contenção como para estrangamento. O jet-grouting é um solo cimento misturado no campo, sob pressão. Com equipamento apropriado insere-se no terreno, injetando-se água, uma haste que pode ter um, dois ou três furos. A água sob pressão desestrutura o solo,

facilitando a formação da coluna de solo-cimento. Esta coluna é formada a medida que a haste é levantada injetando cimento sob pressão.

Quando há uma haste injetando nata de cimento, o processo é chamado CCP (Chemical Churning Pile); consegue-se formar colunas de solo-cimento com até 80cm de diâmetro. Quando existem duas hastes concêntricas o processo é chamado JSG (Jumbo Special Grouting); a segunda haste aplica ar comprimido e as colunas podem atingir 1.80m de diâmetro. Quando existem três hastes o processo é chamado CJ (Column Jet), a terceira haste é utilizada para injetar água na subida, e as colunas podem chegar a 3.10m de diâmetro.

O solo cimento é um concreto “muito piorado”, com $\frac{1}{10}$ da resistência do concreto simples. Para uma coluna com 1,20m de diâmetro, tem-se um consumo de cimento de aproximadamente 11 sacos/ m de coluna.

As paredes diafragma podem ser projetadas de diferentes formas. Uma maneira de economizar é, quando possível, executar a parede com painéis de diferentes comprimentos.

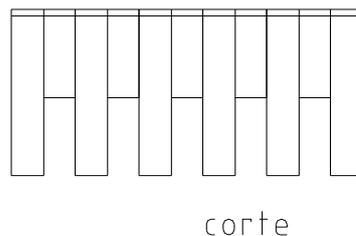


Figura 2.9. Parede formada por paredes-diafragma de diferentes comprimentos.

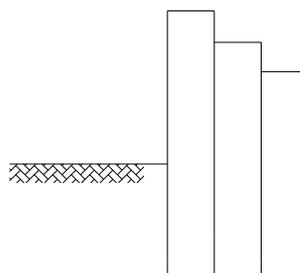


Figura 2.10. Parede de contenção formada por colunas com comprimento diferentes, trabalhando como muro de arrimo de gravidade

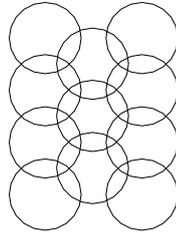


Figura 2.11. Colunas de Jet grouting em planta

Uma obra que já foi executada, na qual se utilizaram colunas de jet grouting como laje de fundo do escoramento foi a do prédio da Bolsa de Valores do Rio de Janeiro. Este método construtivo foi utilizado para permitir a escavação da vala sem o rebaixamento do lençol freático. Depois foi executada a laje de concreto, dimensionada para resistir a subpressão.

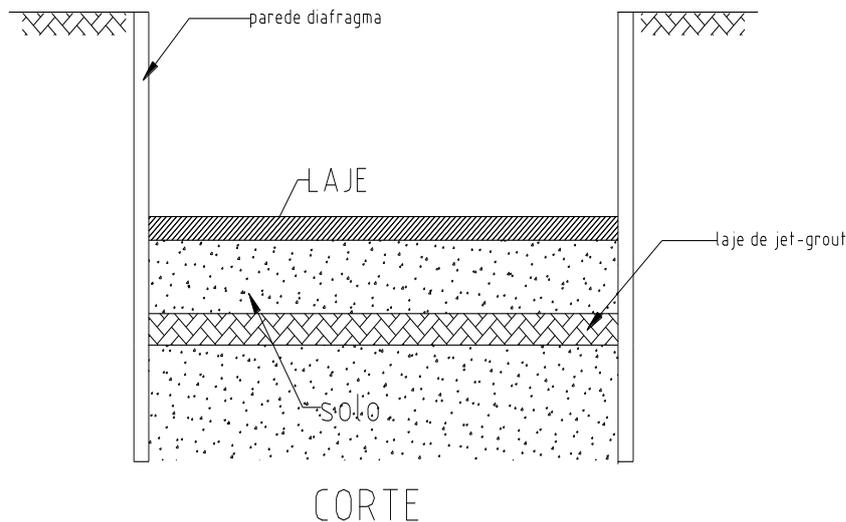


Figura 2.12. Esquema da obra provisória para a escavação da Bolsa de Valores do Rio de Janeiro

No escoramento para a construção da passagem subterrânea da Praça XV , no Rio de Janeiro, foram utilizadas colunas de “jet-grouting”, como vigas longitudinais (longarinas) e como estroncas.

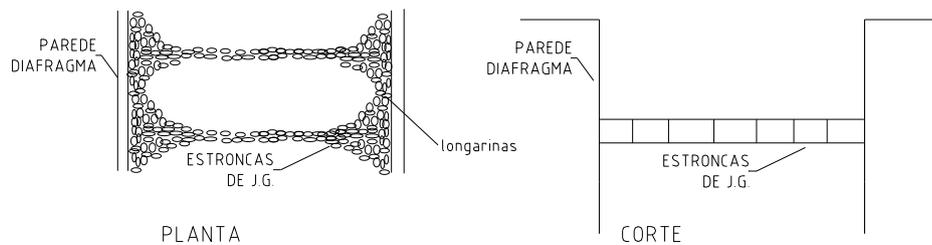


Figura 2.13. Esquema da obra provisória para a passagem subterrânea da Praça XV, no Rio de Janeiro

O rotocrete é executado como a estaca de hélice contínua, só que o cimento é misturado ao solo, portanto, o solo não é retirado.

As **paredes descontínuas** podem ser de madeira, metálico-madeira e de concreto.

As paredes descontínuas de madeira são constituídas de pontaletes que só podem ser utilizados para valas de pequena altura e em solo firme.

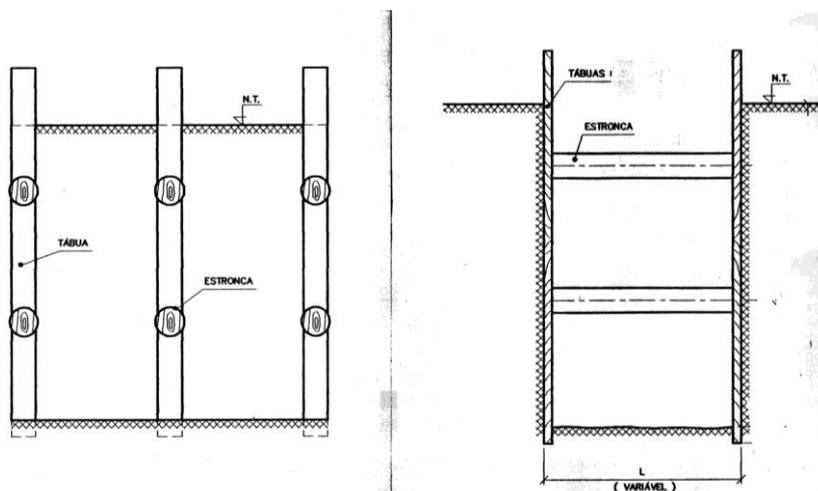


Figura 2.14. Paredes descontínuas de madeira: pontaletes

As paredes constituídas de perfis metálicos (estacas) e pranchões de madeira são utilizadas para grandes alturas de valas e tem como vantagem o reaproveitamento do material.

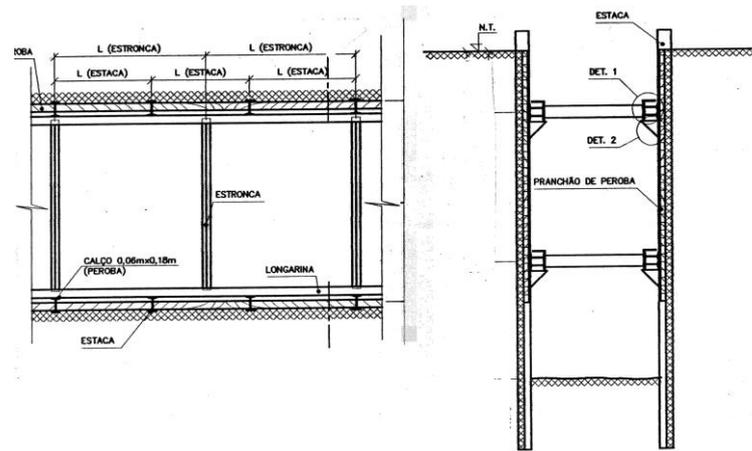


Figura 2.15. Perfis metálicos com pranchões de madeira

As paredes de concreto descontínuas são constituídas por estacas de concreto com ou sem concreto projetado, em arco, entre elas. O tipo de estaca mais utilizado é o estacão porque pode ser executado até grandes profundidades, para qualquer tipo de solo. Também têm sido utilizadas estacas tipo hélice contínua, porém estas estacas tem a desvantagem de limite de comprimento e de armação. **É importante lembrar que a parede de contenção deve resistir a esforços horizontais e deve ser armada para resistir a momentos fletores.**

Escoramento

O escoramento pode ser feito através de estroncas, tirantes ou estroncas e tirantes.

As estroncas podem ser de diferentes materiais: madeira, aço ou concreto.

Nas valas muito estreitas, as estoncas dificultam o acesso às obras dentro da vala. Em alguns casos, como por exemplo, nas valas executadas para a colocação dos tubos da Sabesp, retira-se uma estronca, coloca-se o tubo e depois recoloca-se a estronca. O escoramento neste caso deve ser dimensionado prevendo esta situação.

Nas valas muito largas, a influência da temperatura passa a ser um fator importante no comportamento das estoncas, pois gera uma variação no seu comprimento. Neste caso, são utilizadas estoncas metálicas que podem ser pré-comprimidas, quando tiverem mais de 15m de comprimento, para diminuir os efeitos da temperatura e dos esforços de terra.

A pré-compressão de vários níveis de estoncas deve ser feita simultaneamente, utilizando-se vários macacos. Quando o primeiro nível de estoncas é pré-comprimido a priori, a parede pode se deslocar e na instalação do segundo nível, as estoncas do primeiro podem ser afrouxadas. Como a pré-compressão é complicada e realiza um pré-encurtamento muito pequeno, cerca de 1 cm, é preferível aumentar a área da seção transversal da estronca, reduzindo assim também o encurtamento devido à força normal.

Além da deformação da parede sob a ação dos empuxos laterais também pode ocorrer o levantamento do fundo da escavação (“heave”) devido à remoção do solo durante a escavação.

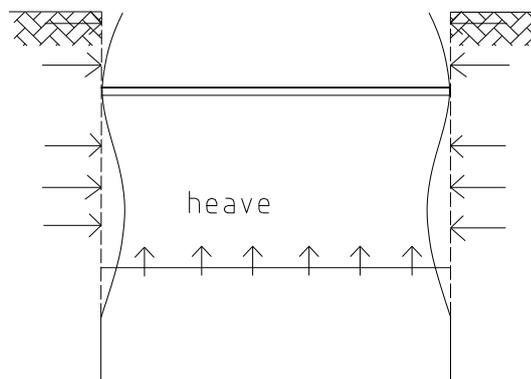


Figura 2.16. Levantamento do fundo da escavação

Nas valas muito largas as estroncas tendem a flambar lateralmente, o que pode ser evitado utilizando-se estroncas mais robustas, como por exemplo, perfis duplo I. Utiliza-se também contraventamento das estroncas.

Quando são necessários maiores vãos entre as estacas, para a retirada de terra, faz-se um reforço da longarina.

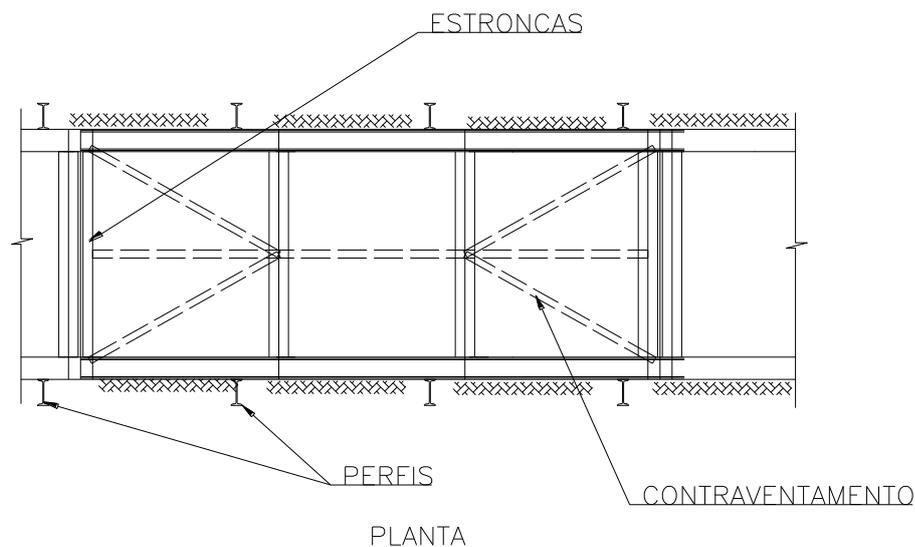


Figura 2. 17. Contraventamento das estroncas em valas largas.

Como as estroncas de concreto não podem ser reaproveitadas, são utilizadas, geralmente, quando são incorporadas definitivamente à estrutura. Exemplo: Canalização do córrego Águas Espriadas.

Os tirantes podem ser ativos ou passivos. Os ativos são de cordoalhas ou de barras; os passivos são de barras, as estacas raiz e as micro estacas injetadas. Os fios dos tirantes devem ser protegidos para evitar a corrosão do aço.

Quando são utilizados tirantes ativos para o estroncamento, deve-se dimensioná-los para que fiquem com um comprimento livre suficiente, que permita a protensão, após a qual este comprimento livre pode ser preenchido com grout. O grout não deve encostar na parede, a fim de que na protensão o bulbo seja testado.

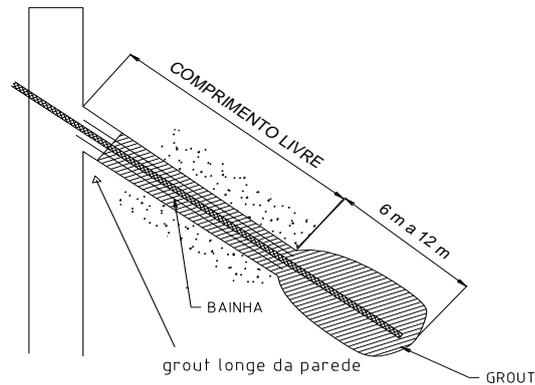


Figura 2.18. Esquema de execução do tirante

Quando a parede é descontínua, a contenção de solo entre as estacas pode ser feita utilizando-se pranchas de madeira ou concreto projetado em arco, conforme esquema a seguir.

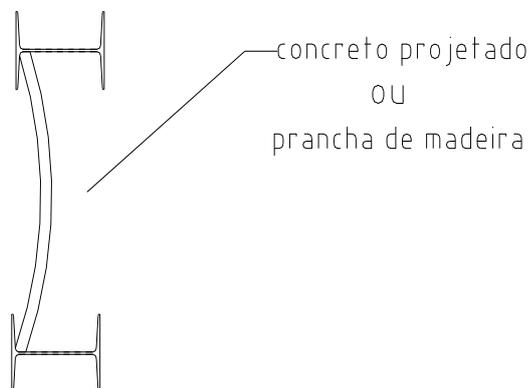


Figura 2.19. Concreto projetado em arco

Observar que as pranchas devem ser cunhadas contra o solo, para que a superfície de contato fique comprimida.

Existem dois sistemas de escoramento: o berlinense e o hamburguês. No primeiro tem-se câmara de trabalho na vala (ver esquema).

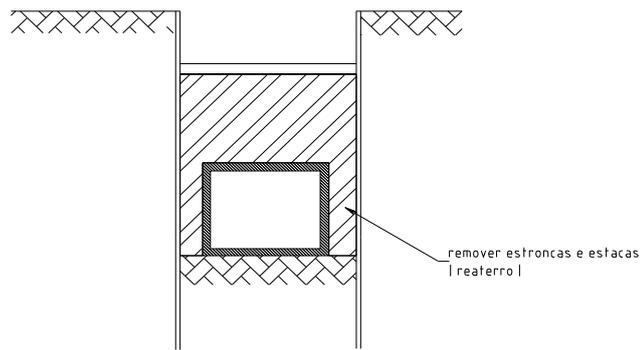


Figura 2.20. Esquema de escoramento berlinense

No segundo, concretiza-se a estrutura permanente contra a contenção.

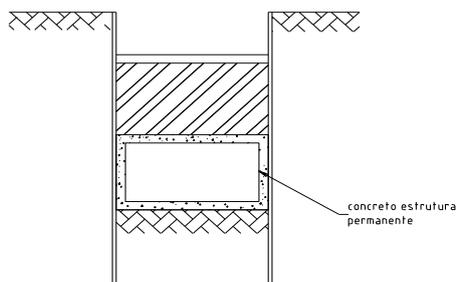


Figura 2.21. Esquema de escoramento hamburguês

O método milanês é chamado método invertido, no qual, em primeiro lugar, se controla a laje sobre o terreno, utilizando-se o mesmo como fundo da forma. Em seguida, após as paredes-diafragma executadas, faz-se a escavação. Exemplo: Estação Marechal. A escavação sob laje custa 5 a 6 vezes mais que a escavação a céu aberto, devendo ser evitada, sempre que possível.

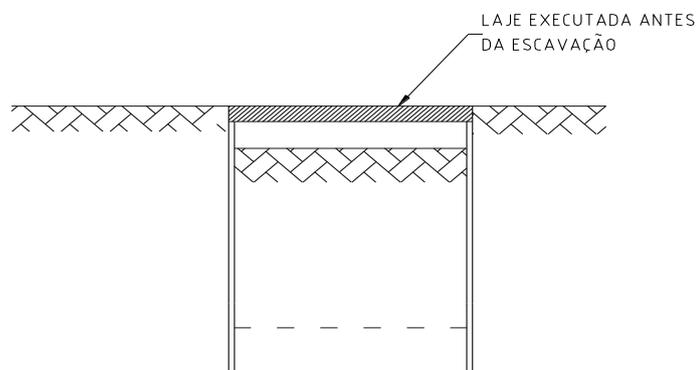
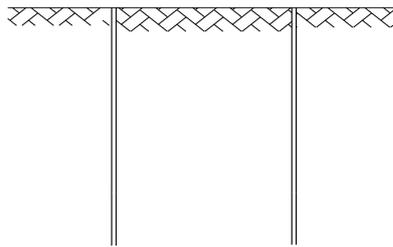


Figura 2.22. Esquema milanês

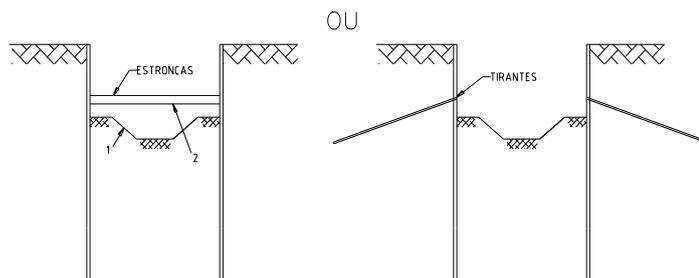
Sistemas de contenção

A seqüência construtiva de um sistema de contenção pode ser representada pelas etapas 1 a 4 esquematizadas na figura 2.23.

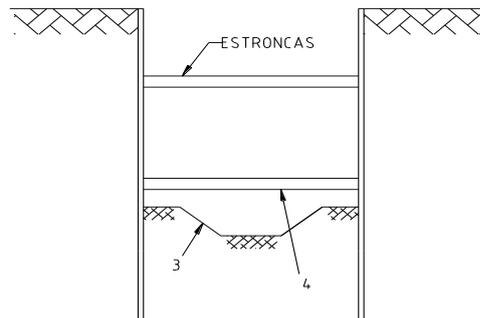
1^a



2^a



3^a



4ª

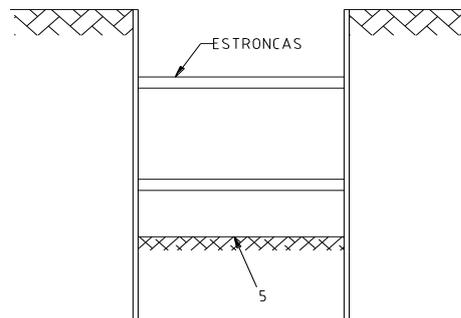
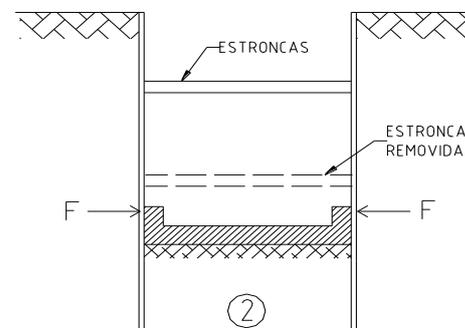
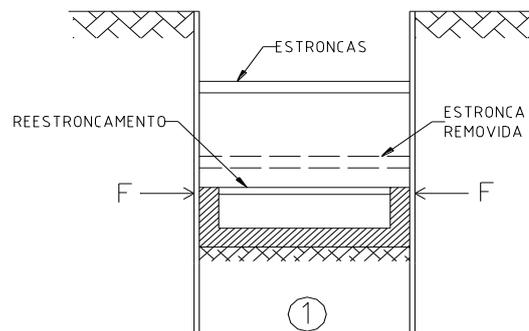


Figura 2. 23. Fases de escavação

Nunca se deixa, em obras permanentes o fundo sem proteção (colocar laje, lastro) pois o solo exposto pode deformar-se sob tensão (efeito de fluência) ou degradar-se. A seguir executa-se a estrutura enquanto as estroncas são removidas e finalmente é feito o reaterro.



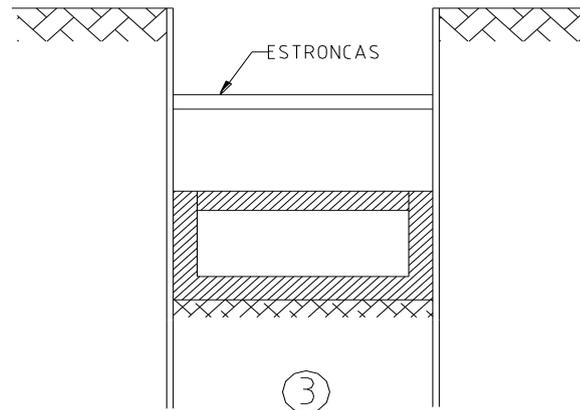


Figura 2.24. Fases de reaterro

Na fase de reaterro, esquematizada na figura 2.24 pode ocorrer um dos casos seguintes:

- 1- O esforço **F** é excessivo para a parede concretada quando se remove a estronca inferior. Utiliza-se então o reestroncamento (1) e completa-se a estrutura permanente (3).
- 2- O esforço **F** é resistido pela parede ao se remover a estronca (2); completa-se, então, a estrutura permanente (3)

Adotando-se parede-diafragma incorporada (na estrutura permanente), a laje de teto pode apoiar-se nela; a laje pode ser pré-moldada ou moldada "in loco", conforme apresentado na figura 2.25.

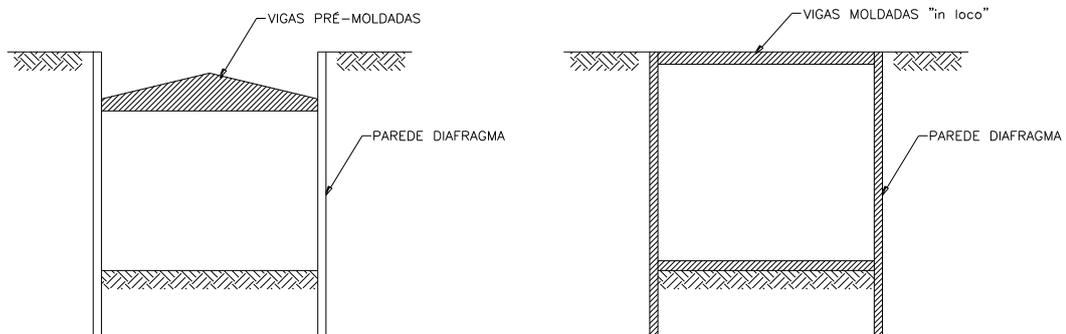


Figura 2.25. Laje de teto

Pode ser utilizado rebaixamento na fase provisória para diminuir a pressão da água na diafragma.

2.3 EMPUXOS

Carregamento

O carregamento das paredes de contenção da vala deve ser obtido pela superposição das diversas ações resultantes dos empuxos de terra, do lençol freático, das sobrecargas decorrentes de edifícios na zona de influência, da parede de contenção, de depósitos de materiais, de veículos e equipamentos.

Empuxo de Terra: Paredes Flexíveis e Rígidas

A escavação do maciço de um dos lados da parede, admitida instalada sem qualquer efeito sobre as tensões e deformações iniciais, irá provocar deslocamentos para o lado interno da vala: a distribuição dos deslocamentos irá depender da vinculação e da rigidez da parede, e do tipo de solo e da interface solo-contenção. Se houver rotação da parede (rígida) em relação à base, as tensões que atuam na parede distribuir-se-ão de forma triangular como apresentado na figura 2.26, com intensidade que dependerá do valor do deslocamento “ δ ” desenvolvido progressivamente.

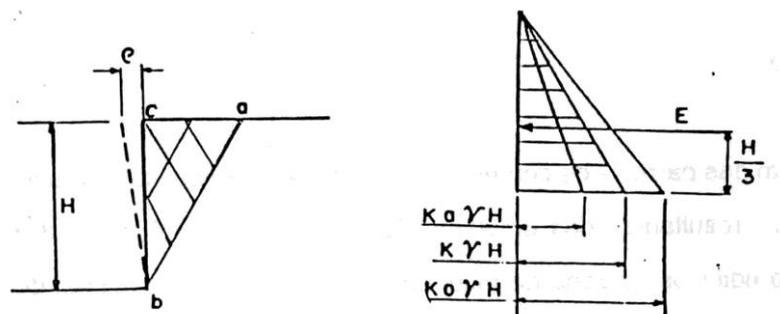


Figura 2.26. Caso R1: Parede Rígida (Rotação em torno da base)

Admitindo a translação pura da parede, resultados diversos publicados indicam a forma do diagrama de tensões normais à parede, segundo a figura 2.27, na qual a altura h_0 do ponto de aplicação de "E", o qual varia entre $0,40h$ e $0,45h$; resultados de medições indicam que, se o estado ativo for alcançado, o valor de "E" difere de 5 a 10% do valor obtido no caso R-1, o que pouco significa quando se consideram as imprecisões na determinação do empuxo ativo.

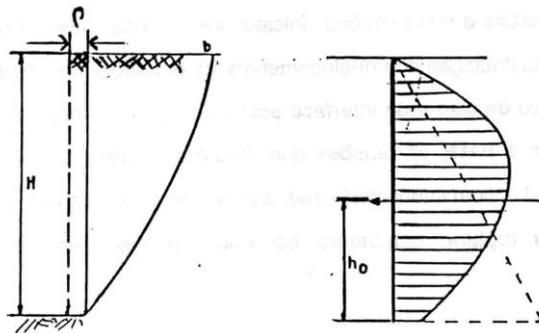


Figura 2.27. Caso R2: Parede rígida (translação)

A rotação da parede em torno do topo provocaria uma redistribuição como indicado na figura 2.28 (Caso R-3), admitindo-se preservada a resultante E (área do diagrama triangular ideal); resultados teóricos e de medições indicam que, se o estado ativo for alcançado, o valor do empuxo é cerca de 20% maior que o empuxo ativo triangular ideal, principalmente porque a restrição de deslocamentos impede que o estado ativo seja alcançado na região superior.

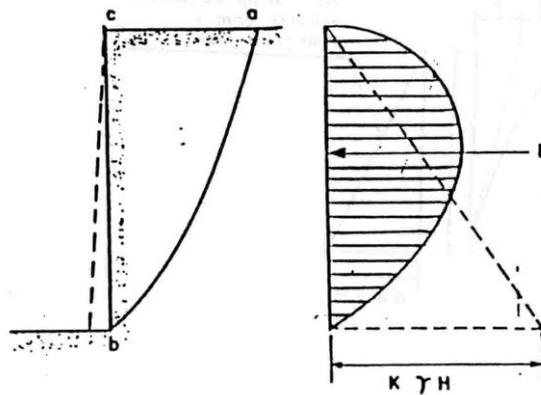
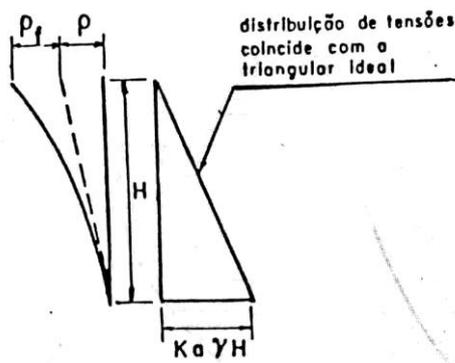


Figura 2.28: CASO (R-3): Parede Rígida (Rotação em torno do topo)

Observe-se, ainda, que a redistribuição é limitada à capacidade de arqueamento do solo.

Os casos R-1, R-2 e R-3 fornecem indicações para paredes rígidas, e em condições pouco realísticas com relação à base (apoio e ficha indefinidos). Se as paredes forem flexíveis, haverá outras redistribuições das tensões de empuxo, condicionadas tanto pelos deslocamentos adicionais por efeito da flexão da parede, como por arqueamento. Os deslocamentos globais incrementados geralmente sugerem adotar o valor E_a no dimensionamento de paredes flexíveis.

Para as contenções flexíveis as figuras 2.29 a 2.31 apresentam indicações de distribuições idealizadas de tensões, associadas a deslocamentos idealizados, sempre com ausência de consideração do apoio realístico da base.



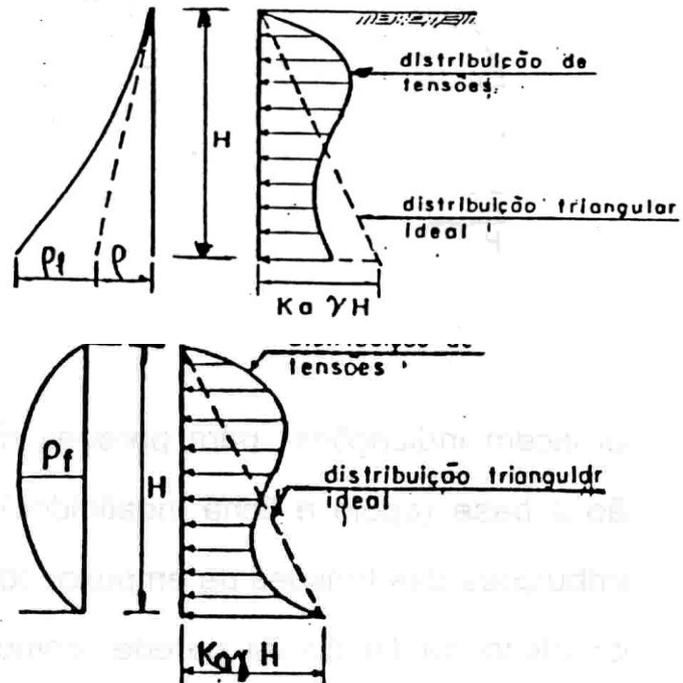


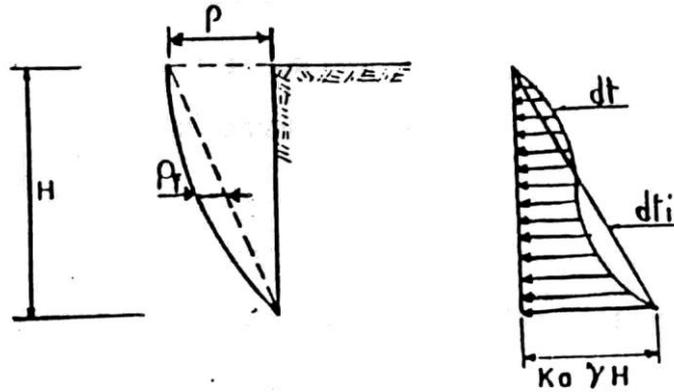
Figura 2.29. CASO (F-1): Parede flexível (Rotação em torno da base)

Figura 2.30. CASO (F-2): Parede flexível (Topo e base fixos)

Figura 2.31. CASO (F-3): Parede flexível (Topo fixo); p_f (com flexão); p (sem flexão)

A associação de translação aos dois casos de rotação (F-1 e F-3) não modifica substancialmente a distribuição das tensões, diminuindo sempre o valor do Empuxo-força ao ativo.

Já no caso F-2, a associação a outras formas de deslocamento leva às distribuições apresentadas nas figuras 2.32 a 2.34:



(*dt = distribuição das tensões, dti = distribuição triangular ideal*)

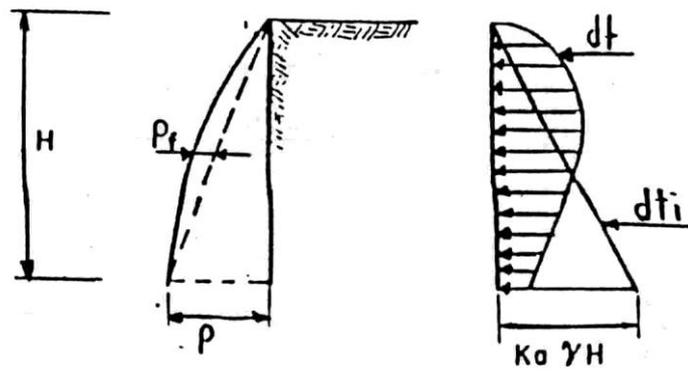
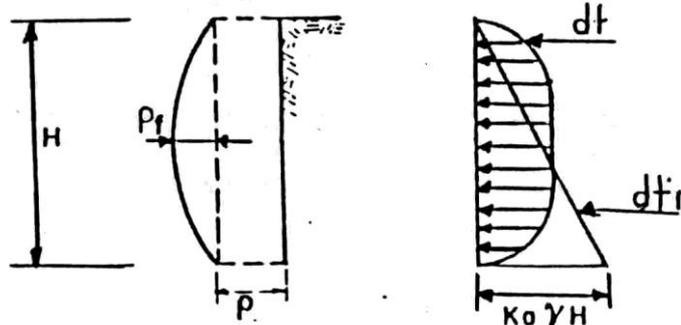


Figura 2.32 CASO (F-2): Com rotação em torno da base

(*dt = distribuição das tensões, dti = distribuição triangular ideal*)

Figura 2.33. CASO (F-2): Com rotação em torno do topo



(dt = distribuição das tensões, dt_i = distribuição triangular ideal)

Figura 2.34. CASO (F-2): Com translação e rotação em torno do topo

Não obstante todas as distribuições de tensões terem sido observadas e estimadas para condições específicas, admite-se que possam ser generalizadas, com ajustes criteriosos, para a maioria dos casos da prática. Entretanto, se o solo do maciço arrimado não tem condições de arquear, tendem a prevalecer as distribuições triangulares do tipo geostático.

É possível verificar, após a aplicação de determinado método de cálculo, se a hipótese de distribuição do carregamento que foi adotada corresponde aproximadamente à deformada obtida.

Geralmente, tanto paredes de estacas metálicas como paredes-diafragma, nas dimensões usuais, comportam-se como sistemas flexíveis. Apenas paredes sujeitas a severas restrições de deslocamentos horizontais comportam-se como sistemas rígidos.

O empuxo ativo se desenvolve para deformações muito pequenas; já para o desenvolvimento do empuxo passivo são necessárias grandes deformações, conforme pode ser observado na figura 2.35.

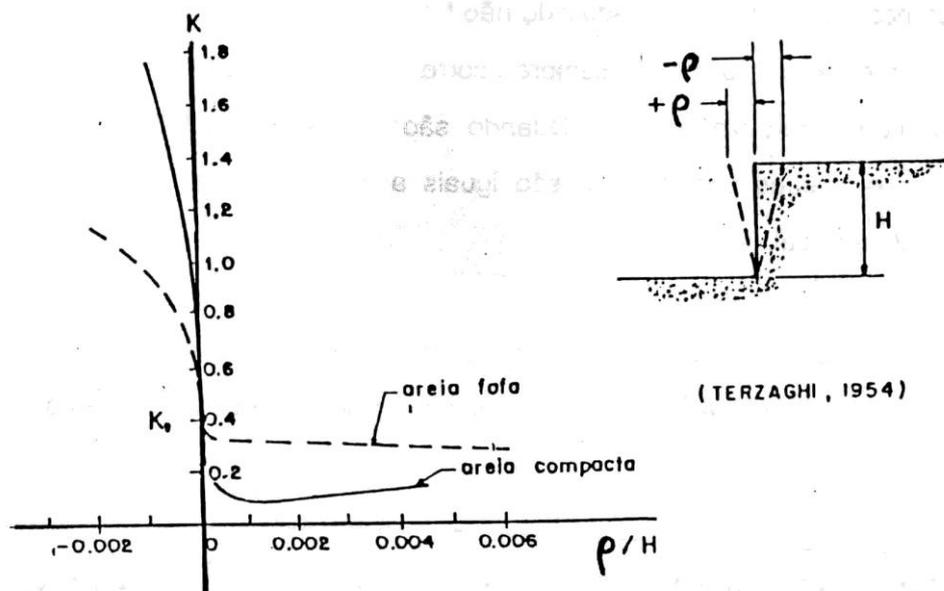


Figura 2.35. Desenvolvimento dos empuxos em função dos deslocamentos

Pode-se utilizar qualquer método para cálculo dos empuxos. O método de Rankine normalmente é mais utilizado pela facilidade de sua aplicação. Este método foi deduzido a partir do círculo de Mohr e da envoltória de resistência do solo. Originalmente as equações foram deduzidas para solos não coesivos, acima do nível d'água, admitindo-se não haver atrito entre a parede de contenção e o solo. Posteriormente, estas equações foram estendidas para solos coesivos.

Os outros métodos de cálculo dos empuxos são os métodos de equilíbrio limite ou métodos cinemáticos. Estes métodos admitem o mecanismo de ruptura, isto é, partem da superfície de ruptura e do equilíbrio de forças. Existem diferentes métodos deduzidos a partir de diferentes formas de superfície de ruptura. O método de Coulomb, por exemplo, admite uma superfície plana de ruptura.

A diferença de resultados entre os diversos métodos varia em função do tipo de solo atingindo o máximo valor de 10% para o empuxo ativo.

O método de Rankine é mais conservador porque admite um campo de tensões que não viola a condição de plastificação, não formando obrigatoriamente o mecanismo de ruptura. Os métodos cinemáticos, que admitem o mecanismo de ruptura podem estar contra a segurança, se o mecanismo admitido não for o real, porque neste caso, o mecanismo real forma antes, isto é, a ruptura sempre ocorre na superfície que tem o maior empuxo ativo ou o menor empuxo passivo. Quando são satisfeitas as hipóteses de Rankine, os resultados obtidos por Rankine são iguais aos obtidos por Coulomb e neste caso o resultado é o real.

Na natureza as rupturas são semelhantes às admitidas pelos métodos de equilíbrio limite e os resultados reais estão entre os obtidos pelo método de Rankine e os Métodos Cinemáticos.

Comparação entre métodos de cálculo de empuxos

Apresentam-se nas figuras 2.36 e 2.37 gráficos comparando o empuxo obtido por Rankine (válido para as condições ideais já mencionadas) com os obtidos por outros pesquisadores, cada um adotando uma diferente forma de superfície de deslizamento.

Cabem as seguintes observações de interesse:

No empuxo ativo.

- O empuxo calculado pela fórmula de Rankine é sempre maior, aumentando a diferença em relação aos “cinemáticos” à medida que aumenta o atrito parede-solo (σ).
- Todos os empuxos obtidos pelos modelos cinemáticos, também no empuxo passivo são contra a segurança. Entretanto, os que adotam superfície curva são próximos, enquanto o que adota superfície reta (Coulomb) é muito irrealístico para $\sigma = \phi$. Sobretudo quando $\sigma = \phi/2$, todos os cinemáticos dão resultados próximos. Como a superfície curva é mais realística, somente deve ser utilizada a superfície reta se o valor de σ se limitar a $\phi/2$.

Na prática se utiliza a expressão de Rankine por facilidade, mas com coeficientes K_a e K_p obtidos dos modelos cinemáticos $l_a = k_a \gamma h - 2\sqrt{k_a}$ e $ep = kp \gamma h + 2c\sqrt{kp}$.

Como K_a e K_p são obtidos para solos não-coesivos as fórmulas são mais representativas para o caso de pequenos valores de coesão.

Quando a coesão é significativa, são adotados empuxo passivo ou, ainda, ficha mínima da parede.

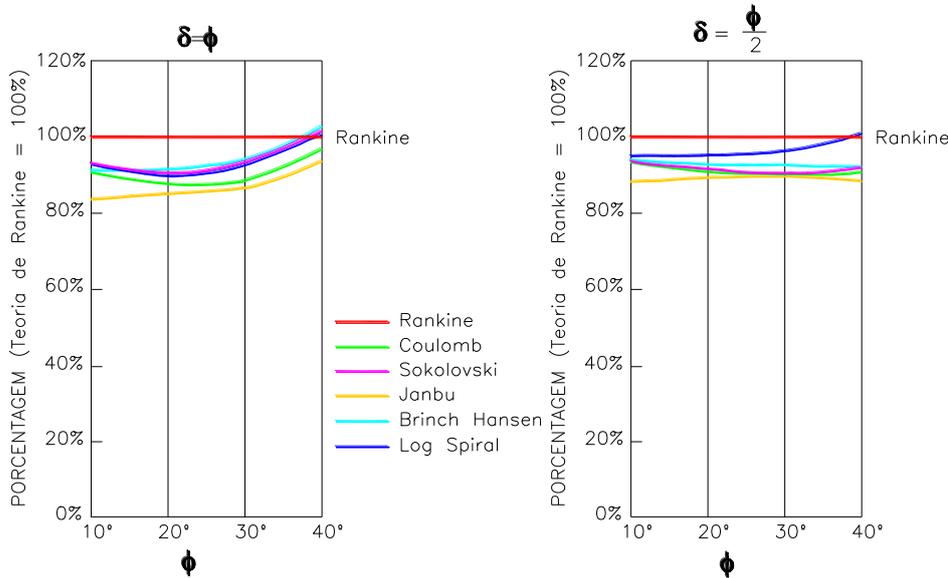


Figura 2.36 a Comparação entre coeficientes de empuxo ativo para várias teorias (MORGENSTERN & EISENSTEIN, 1970).

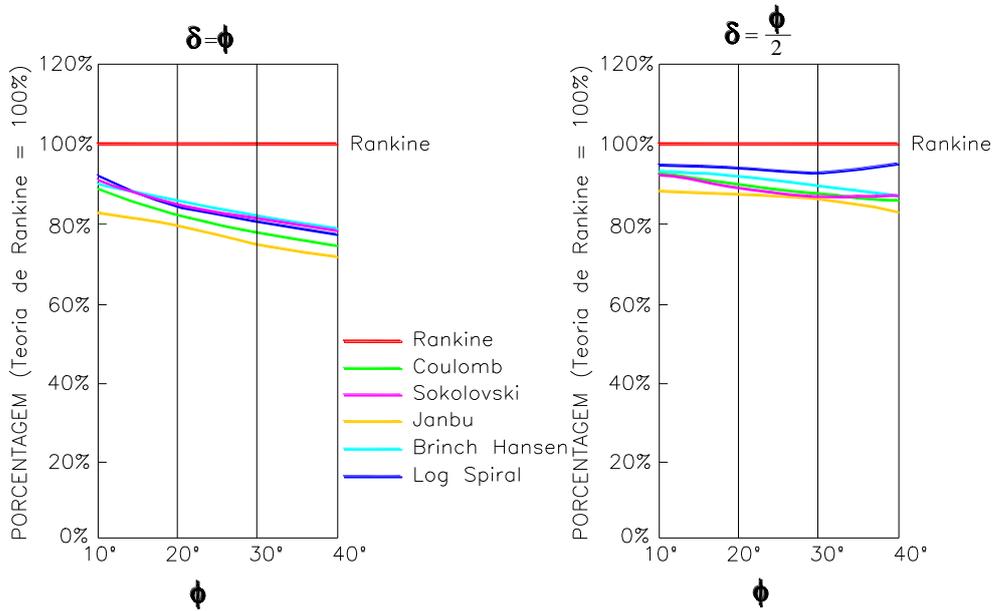


Figura 2.36 b Comparação entre coeficientes da componente horizontal de empuxo ativo para várias teorias (MORGENSTERN & EISENSTEIN, 1970).

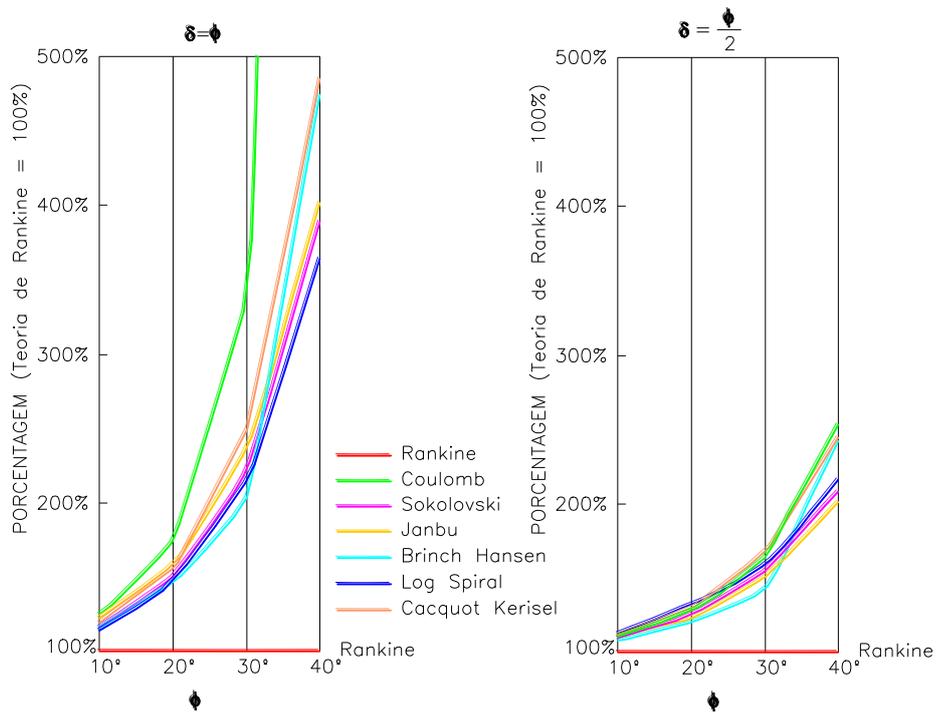


Figura 2.37 a Comparação entre coeficientes de empuxo passivo para várias teorias (MORGENSTERN & EISENSTEIN, 1970).

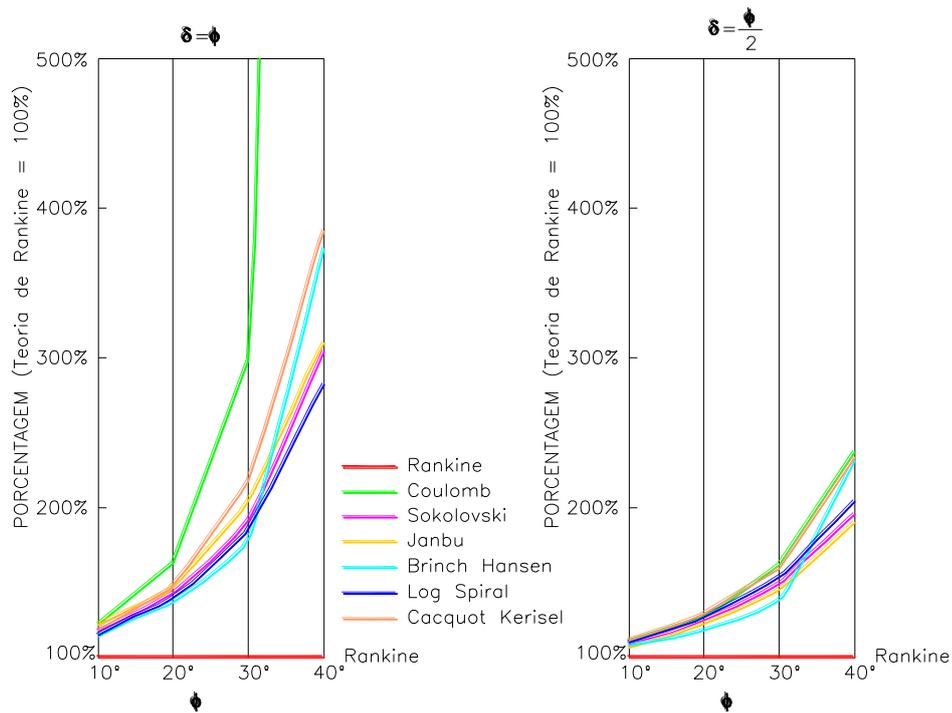


Figura 2.37 b Comparação entre coeficientes da componente horizontal de empuxo passivo para várias teorias (MORGENSTERN & EISENSTEIN, 1970).

Empuxo Ativo - Repouso

Quando os valores dos deslocamentos da parede de contenção não forem suficientes para a mobilização total do empuxo ativo - o que corresponde à utilização de paredes mais rígidas para limitar deslocamentos - deverão ser considerados valores intermediários entre o empuxo ativo e o empuxo em repouso.

Influência da água

A. No empuxo ativo

A.1 - Terrenos homogêneos

Quando o meio for homogêneo ou puder ser admitido como tal, distinguem-se dois casos extremos: meio permeável e meio impermeável.

Meio Permeável

Se a parede de contenção também for permeável, admite-se que o lençol freático seja rebaixado, por ação da drenagem da parede, ou por um sistema de bombeamento. Neste caso considera-se suficiente calcular o empuxo de acordo com as recomendações anteriores, considerando peso específico natural do solo se a eficiência do rebaixamento for tal que o lençol freático não intercepte a parede acima do fundo da escavação; caso contrário, o empuxo deverá ser determinado por método cinemático através da pesquisa da superfície crítica considerando a interferência do lençol freático, e a piezometria no maciço arrimado.

Se a parede for impermeável e o método construtivo considerar rebaixamento do lençol freático, aplicam-se as mesmas recomendações. Entretanto, não sendo previsto o rebaixamento, o empuxo deve ser calculado admitindo nível d'água estático, isto é, o empuxo hidrostático deve ser somado ao empuxo de terra calculado com peso específico submerso do solo.

Meio Impermeável

Neste caso admite-se que não haja rebaixamento, (exceção feita a casos de solos de comportamento singular). Se a parede for impermeável pode-se adotar o nível d'água como estático e somar o empuxo hidrostático ao empuxo de terra calculado com o peso específico submerso do solo; pode-se ou utilizar métodos de cálculo cinemáticos considerando as redes de percolação com as condições de contorno. No caso de paredes permeáveis, além da parcela devida à permeabilidade e ao

gradiente imposto, conta-se também com a contribuição do fluxo pela parede que não é mais um elemento de restrição às vazões defluentes. Assim, a solução consiste em avaliar a posição da rede de fluxo transiente em determinados instantes, compatíveis com o avanço da escavação.

Os procedimentos de cálculo usualmente empregados ou desprezam a influência da água (admitindo que a parede provoque o rebaixamento do lençol) ou consideram um nível d'água estático-fictício (equivalente a uma certa altura da parede). Estes somente podem ser utilizados se for comprovado que não conduzem a resultados desfavoráveis em relação à segurança; caso contrário, recomenda-se que sejam traçadas as redes de fluxo (incrementalmente ou não, conforme o caso) e se considere o efeito da água na superfície crítica. O mesmo procedimento deve ser aplicado a paredes tornadas permeáveis por meio de drenos ou de furos.

Terrenos estratificados

No caso de meios estratificados aplicam-se os mesmos conceitos já apresentados, com as devidas adaptações, levando em conta, principalmente, a eventual falta de eficiência do rebaixamento; assim, se houver rebaixamento devem ser aplicados métodos cinemáticos para determinação da superfície crítica, quer a parede seja impermeável ou não; se não houver rebaixamento e a parede for permeável aplica-se também o mesmo critério, mas se a parede for impermeável, pode-se superpor o empuxo hidrostático ao empuxo de terra calculado com peso específico submerso. Os mesmos critérios são aplicados também no caso de lençóis empoleirados, lembrando-se apenas que no caso de redução da pressão hidrostática com a profundidade, o empuxo de terra deve ser calculado com o peso específico submerso do solo somado às pressões de água.

Observações:

- No caso de utilização de drenos no maciço impermeável, é preciso traçar redes de fluxo para determinar a superfície crítica, levando em conta o efeito da água.
- Em princípio o nível d'água a ser considerado deve ser o indicado pelas sondagens; porém levando em consideração a época de sua execução, as condições hidrogeológicas e topográficas do local, pode ser adotada sobreelevação do nível.

B. No empuxo passivo

Face à importância do empuxo passivo para a estabilidade da parede, principalmente na última fase de escavação, utiliza-se peso específico submerso. Em casos excepcionais, com reforço efetivo do sistema de rebaixamento de forma a garantir ausência de água na cunha de empuxo passivo, pode ser utilizado o peso específico natural do solo. Nas fases intermediárias de escavação, existindo rebaixamento, não deve ser considerada a presença de água, a não ser em casos excepcionais por falta de eficiência do rebaixamento.

O coeficiente de segurança no empuxo passivo deve ser aplicado apenas às tensões efetivas, calculadas com peso específico submerso.

C. No empuxo em repouso

Se o meio puder ser considerado permeável e a parede também for permeável, haverá necessariamente rebaixamento do lençol freático; se este for eficiente a ponto de manter o nível d'água junto à parede abaixo do fundo da escavação, calcula-se o empuxo em repouso com peso específico natural do solo; se o nível d'água interceptar a parede acima do fundo da escavação, o empuxo deve ser calculado através de meio contínuo considerando as forças de percolação e a restrição aos deslocamentos da parede. Se a parede for impermeável e o lençol for rebaixado, aplicam-se os mesmos procedimentos; se o lençol não for rebaixado, considera-se o nível d'água estático e superpõem-se as pressões hidrostáticas às tensões horizontais devidas ao empuxo de terra, calculado com peso específico submerso. Este mesmo procedimento aplica-se ao caso de meio impermeável com parede impermeável. Finalmente, no caso de meio impermeável (sem rebaixamento, portanto) e parede permeável, o cálculo deve ser realizado através de meio contínuo considerando a restrição a deslocamentos horizontais da parede e levando em conta, como já mencionado no item A, a velocidade de escavação e a velocidade de rebaixamento do nível d'água.

Se o meio for estratificado, valem os mesmos conceitos considerando a falta de eficiência do rebaixamento.

Definição das sobrecargas de cálculo

Devem ser consideradas no cálculo das obras provisórias do método em trincheira, as cargas adicionais decorrentes da existência de edificações situadas nas imediações das estruturas de contenção e da possibilidade de acesso, próximo a vala, de veículos e equipamentos de construção.

Para edifícios em fundação direta o nível de aplicação do carregamento é o próprio nível das sapatas. Em se tratando de fundações profundas, torna-se necessário analisar caso a caso, estimando-se a distribuição do atrito lateral e a carga de ponta e a influência na parede da vala a partir de soluções da Teoria da Elasticidade.

Para atender ao depósito de materiais de construção e ao tráfego de veículos e equipamentos na faixa lateral à vala, definem-se dois tipos de sobrecargas equivalentes

a sobrecarga geral uniformemente distribuída ($P=10\text{kN/m}^2$) abrange as cargas provenientes dos depósitos de materiais de construção (tais como terra, aço e pedra) e também as cargas provenientes do tráfego de veículos.

No empuxo passivo.

No cálculo do empuxo passivo quaisquer sobrecargas acidentais não devem ser consideradas.

Empuxo Assimétrico

Os empuxos de um e de outro lado da vala escorada podem ser diferentes e, neste caso, deve ser verificada a parede de maior carregamento. No caso extremo das cargas serem muito diferentes, deve-se verificar se existe um coeficiente de segurança mínimo de 2, em relação ao empuxo passivo que pode ser mobilizado pela parede menos carregada. Aplica-se a este método de cálculo que supõe estroncas pré-comprimidas (método para Sistemas de Contenção Rígidos). Pode-se, também, considerar as duas paredes simultaneamente se os deslocamentos da parede menos carregada implicarem em redistribuição das forças nas estroncas; neste caso, as paredes passam a ser representadas, estruturalmente, por pórticos.

2.4 Cálculos

Os cálculos dizem respeito à determinação dos esforços solicitantes do sistema de contenção, às verificações complementares relativas à estabilidade da vala e ao dimensionamento dos elementos estruturais.

Os modelos para o cálculo das solicitações das contenções de valas podem ser agrupados naqueles que não levam em conta a interação solo-estrutura - não compatibilizando os deslocamentos do solo e da estrutura - e os que levam em conta, representando a restrição do solo através de barras ou através de meio contínuo.

Por serem distintos os modelos, a serem aplicados, consideram-se os seguintes casos:

- . Paredes em balanço
 - ficha mínima
 - ficha maior que a mínima
- .Paredes estroncadas
 - com um nível de estroncas (ou tirantes)
 - com vários níveis de estroncas
- .Paredes com vários níveis de tirantes

Paredes com vários níveis de estroncas

A experiência tem demonstrado que sistemas de contenção que utilizam paredes de estacas metálicas e pranchões contidas por estroncas metálicas têm se comportado como sistemas flexíveis para os tipos, dimensões e vãos usualmente empregados. Mesmo sistemas constituídos de paredes-diafragma, nessas condições, têm se

comportado como flexíveis face às deformações que ocorrem na região da ficha em cada fase de escavação.

Quando se deseja limitar os deslocamentos da parede estroncada obtendo-se, portanto, um sistema de contenção rígido, é preciso limitar os vãos entre os níveis de estroncas, enrijecer longarinas e paredes, entre outras providências, inclusive construtivas, tais como evitar carreamento de solo.

Os métodos de cálculo podem ser classificados em evolutivos e não-evolutivos conforme levem ou não em conta, em cada fase, os esforços e deslocamentos que ocorrem em fases anteriores.

Nos Sistemas de Contenção Flexíveis (SCF) para os quais se adota empuxo ativo retificado como carregamento, é suficiente aplicar métodos não-evolutivos; no caso de paredes flexíveis podem ser utilizados o Método de Envoltória Aparente ou o Método de Viga Contínua Para Paredes Flexíveis e no caso de paredes rígidas, o Método de Viga Contínua Para Paredes Rígidas. Como estes métodos não fornecem deslocamentos horizontais que permitam verificar a validade da hipótese da adoção do empuxo ativo, são apresentadas limitações para sua aplicação.

Para os Sistemas de Contenção Rígidos (SCR), (assim, projetados para limitar deslocamentos, ou, assim tornados por força de sistemas ou métodos construtivos), e para os Sistemas de Contenção Flexíveis (SCF) - quando se deseja obter os deslocamentos da parede ou simplesmente quando se deseja fazer uso de modelos mais refinados - é necessário aplicar métodos evolutivos. Obtidos os deslocamentos, em qualquer caso (SCR ou SCF), deve ser verificado se a magnitude e distribuição dos mesmos correspondem ao empuxo adotado.

Naturalmente é sempre preferível a aplicação de métodos evolutivos porque representam melhor o comportamento do sistema de contenção; assim, se para o dimensionamento é possível utilizar método não-evolutivo, o mesmo não ocorre em problemas que envolvam análise de deslocamentos, retro-análises e outros.

Limitações do Método Empírico (Método da Envoltória Aparente) e do Método da Viga Contínua (não evolutivos).

O Método Empírico, como também o Método da Viga Contínua, somente deve ser utilizado quando se deseja verificar a estabilidade da parede, não interessando avaliar os deslocamentos.

O Método da Envoltória Aparente, é um método empírico, que fornece os esforços solicitantes a partir de resultados de valas instrumentadas e que pode ser utilizado em condições que satisfazam as hipóteses propostas nestes métodos.

O Método da Viga Contínua considera em cada fase da escavação uma viga contínua para representar a parede e apoios indeslocáveis para representar as estroncas; abaixo do fundo da escavação, para fins de cálculo de forças cortantes e momentos fletores, a flexibilidade da parede é admitida como suficiente para mobilizar parte do empuxo passivo de modo a adotar o engastamento da parede no solo.

Sistemas de Contenção Rígidos ou Sistemas de Contenção Flexíveis quando se deseja obter deslocamentos

Nestes casos os métodos evolutivos são de aplicação obrigatória: são assim chamados porque acumulam, em cada fase, as tensões e deformações ocorridas

nas fases anteriores, permitindo, ao contrário dos não evolutivos, obter deslocamentos transversais.

Deve-se distinguir dois grupos de métodos evolutivos: aqueles que representam o solo como meio contínuo, recomendáveis em casos especiais de análise e aqueles que representam o solo por meio de barras.

Paredes com Vários Níveis de Tirantes

A carga de instalação dos tirantes induz tensões no solo e na parede, as quais dependem, entre outros fatores, da rigidez relativa entre os dois elementos, razão pela qual somente devem ser utilizados métodos de cálculo que consideram este fato; os métodos podem ser evolutivos ou não evolutivos.

Interessa observar que a aplicação da carga de incorporação do tirante limita os deslocamentos finais da parede de tal modo que mesmo em paredes muito flexíveis o efeito de arqueamento é muito localizado; assim, não se considera a retificação do empuxo ativo. Por outro lado, a experiência, comprovada pelos cálculos, tem demonstrado que a carga de incorporação do tirante varia pouco com as várias fases da obra, tornando, portanto, pouco representativos os métodos de cálculo não-evolutivos que supõem a parede representada por uma viga sobre apoios indeslocáveis.

Verificações complementares

Estabilidade da Ficha Descontínua

Nas paredes constituídas de estacas descontínuas abaixo do fundo da escavação, além da verificação da segurança em relação ao empuxo passivo como se a parede fosse contínua é necessário verificar se a parcela de força que solicita a estaca é admissível, isto é, se o empuxo passivo disponível à frente da estaca é suficiente para manter o equilíbrio da referida parcela; se não for, a estaca “corta” o solo como se fosse uma faca, o que é chamado “efeito de faca”..

Estabilidade Geral

Uma vez garantida a estabilidade da parede de contenção, é necessário verificar a estabilidade do maciço independentemente dela; assim, enquanto os cálculos elaborados conforme descrição acima procuram garantir que não haja translação ou rotação do maciço arrimado segundo superfícies que interceptam a parede, estes cálculos destinam-se à verificação da estabilidade de superfícies que não a interceptem.

Em função das características do maciço e de suas discontinuidades, a verificação da estabilidade geral consiste em garantir segurança suficiente em relação a um movimento de rotação de corpo rígido através de uma superfície de escorregamento contínua, admitida cilíndrica.

Em geral, no caso de maciços que possam ser considerados homogêneos e que abaixo da ficha da parede apresentem resistência constante ou crescente com a profundidade, não há necessidade de verificar a estabilidade geral, senão no caso de paredes atirantadas.

Considera-se suficiente a análise das superfícies de ruptura por métodos baseados no estado-limite, desde que a reologia dos materiais seja compatível com as hipóteses do método, adotando-se, se for o caso, correções nos parâmetros de resistência dos solos.

No caso de valas, a análise deve ser limitada às superfícies de ruptura que não interceptem a parede oposta.

A sobrecarga mínima a ser adotada é de $1,0 \text{ tf/m}^2$ distribuída uniformemente.

Entende-se que os casos de solos que apresentem comportamento especial (solos colapsáveis, expansivos, etc) deverão ser analisados com critérios a serem definidos em cada caso específico.

Os valores mínimos de CS para qualquer são:

CS = 1,3 para obras provisórias

CS = 1,5 para obras permanentes

Nas paredes em balanço deve ser considerada a possibilidade de ocorrer a trinca de tração em solos coesivos como efeito acidental; a pressão hidrostática nela atuando também deve ser considerada como carregamento acidental.

Se o maciço apresentar deformação volumétrica importante, que deva ser considerada, devem ser empregados modelos que representem o solo como meio contínuo deformável.

Apenas podem ser considerados como tirantes, para efeito de estabilidade global, aqueles cujos bulbos encontrem-se além da superfície crítica; no caso da superfície

crítica interceptar bulbos, as forças nos tirantes devem ser consideradas proporcionalmente ao comprimento que se encontra além da superfície crítica.

Finalmente, deve ser lembrado que não é suficiente localizar os bulbos de modo a aumentar o coeficiente de segurança da superfície crítica obtida sem considerar os tirantes; é preciso certificar-se que qualquer outra superfície de ruptura tenha o coeficiente de segurança normatizado.

Observações :

1. Nas paredes em balanço deve ser considerada a trinca de tração em solos coesivos, preenchida com água.
2. Se a relação entre a altura da parede e seu comprimento for incompatível com a hipótese de estado plano de deformação, poderá ser considerado o efeito tridimensional

Estabilidade do Fundo da Vala

Devido à remoção do material do interior da vala, quando o solo abaixo do fundo da escavação não apresenta resistência suficiente, o peso do solo externo à vala pode provocar uma ruptura que se caracteriza por um levantamento do fundo.

Em geral, somente há risco deste tipo de ruptura, em solos extremamente pouco resistentes. Quando o solo abaixo da escavação é constituído de argila mole, deve-se considerar dois casos: sem dissipação de pressão neutra e com dissipação de pressão neutra.

Observações :

- caso de maciços constituídos de solos heterogêneos e de comportamento especial (colapsíveis, expansivos, etc) deverá ser analisado de modo especial.
- Também se deve proceder à verificação da estabilidade, independentemente do tipo de solo, nos seguintes casos:
 - a. fundação de carga muito elevada junto à vala
 - b. talude íngreme lateral à vala
 - c. parede de contenção recebendo carga vertical

Ruptura Hidráulica

Quando o nível do lençol freático, externamente à vala, apresenta-se acima do fundo da escavação, em função das características do solo pode ocorrer a ruptura hidráulica do fundo da escavação por falta de equilíbrio vertical.

No caso de solos permeáveis, deve ser garantido que o peso efetivo de solo na região da ficha garanta um coeficiente de segurança em relação ao levantamento do fundo ou "piping".

Tanto para areias homogêneas, isotrópicas como para solos estratificados, deve ser consultada a bibliografia especializada que fornece métodos de cálculo e recomendações construtivas, no que se refere ao problema da ruptura de fundo.

O coeficiente de segurança deve ser maior do que 1,5; entretanto, maiores valores poderão ser adotados a fim de garantir a operação de equipamentos.

No caso de solos impermeáveis na região da ficha, deve ser garantido o equilíbrio da camada impermeável com coeficiente de segurança mínimo de 1,5. Como força atuante considera-se aquela devida às sub-pressões no fundo da camada impermeável, enquanto a força resistente se deve ao peso de solo acima deste fundo; dependendo do caso é possível considerar-se também como força resistente a devida à mobilização da resistência ao cisalhamento no solo na superfície crítica.

Casos de solos não abordados, entre os quais aqueles de comportamento especial como os colapsíveis, expansivos, entre outros, devem ser analisados em cada caso particular.

Deslocamentos

Os deslocamentos do maciço devidos à escavação da vala devem ser avaliados porque podem produzir danos importantes nos edifícios, tabulações ou em outros tipos de obras existentes na zona de influência da vala.

O valor e a distribuição dos recalques que devem ser esperados podem ser obtidos através de diversas maneiras. A escolha do método de avaliação dos recalques depende da maior ou menor precisão dos dados disponíveis e dos resultados que se pretende alcançar, face à importância e estado dos edifícios ou utilidades existentes na área de influência da vala.

Uma das maneiras de avaliar os deslocamentos consiste na utilização de valores de referências bibliográficas que se baseiam em medidas experimentais de um grande número de casos, não levando em conta, portanto, o tipo e a geometria do sistema

de contenção, dependendo somente da classificação do solo, considerado como homogêneo; como exemplo, pode ser citado o gráfico devido a Peck, que fornece os valores de recalques ao longo da altura de escavação para diversas distâncias.

A partir dos deslocamentos horizontais da parede, calculados por método evolutivo, é possível admitir, em muitos casos, que o volume do maciço seja constante durante todas as fases de escavação e re-aterro; neste caso, o volume dos recalques na superfície pode ser suposto igual ao volume dos deslocamentos laterais da parede.

A distribuição dos recalques na superfície depende da distribuição dos deslocamentos horizontais e verticais da parede, do atrito com o maciço arrimado, das sobrecargas das estruturas adjacentes e de outros fatores.

Os recalques provocados pelo rebaixamento do lençol freático devem ser adicionados aos estimados anteriormente.

Outra maneira de obtenção dos recalques à superfície através dos deslocamentos horizontais da parede, consiste em aplicar os deslocamentos ao maciço, este representado por um meio contínuo. Esta maneira é particularmente interessante se houver variação volumétrica significativa, se houver necessidade de melhor precisão nos resultados, ou ainda, se houver necessidade de considerar a rigidez das fundações e das estruturas vizinhas, caso em que se pode também avaliar os efeitos nas mesmas.

O método que adota o menor número de hipóteses simplificadoras consiste em considerar o maciço como um meio contínuo, de comportamento reológico o mais representativo possível e de representar o carregamento em cada fase com a

remoção correspondente das tensões aplicadas à parede; é obrigatória a superposição das várias fases de construção (método evolutivo), a fim de considerar, de maneira adequada os deslocamentos ocorridos nas fases anteriores.

A aplicação deste modelo permite levar em conta todas as condições de contorno, como fundações, estruturas vizinhas e estratificação do maciço, e obter os deslocamentos em qualquer ponto do maciço, possibilitando uma avaliação do comportamento ditado pela interação solo-estrutura durante todas as fases de escavação e re-aterro.

Considerações Gerais

A seguir, a título de informação, transcrevem-se algumas conclusões sobre o grau de influência, nos deslocamentos horizontais da parede, dos principais fatores que envolvem a execução de uma vala escorada de estacas metálicas e pranchões de madeira.

- a. A utilização de bermas tem um efeito apenas parcial na restrição aos deslocamentos laterais.
- b. A altura livre da escavação abaixo do último nível de estroncas é o fator mais significativo no que respeita aos deslocamentos laterais.
- c. A influência dos vazios atrás dos pranchões podem ter um significado importante em termos de deslocamentos laterais.
- d. A principal função da pré-compressão das estroncas é ajustar melhor as estroncas às paredes, não tendo contribuição significativa na restrição aos deslocamentos laterais, à medida que a escavação é aprofundada; para conseguir o ajuste é suficiente uma cunhagem bem executada. Restringe-se o uso da pré-compressão a valas muito largas.
- e. A construção da laje de fundo é o principal fator na estabilização da parede.

- f. O volume dos recalques aumenta significativamente todas as vezes que se procede à remoção das estroncas.
- g. Solos residuais submetidos a grandes gradientes tem o passivo diminuído e podem sofrer ruptura de fundo.

Finalmente, deve ser lembrado que a experiência nas obras do metrô em São Paulo demonstram que a remoção do primeiro nível de estroncas induz significativos deslocamentos laterais da parede, devendo-se adotar providências construtivas que os minimizem.

Capacidade de Suporte das Cargas Verticais na Parede

Esta verificação é necessária quando as paredes de contenção estão sujeitas a forças verticais que não as usuais, como as decorrentes de peso próprio, peso do estroncamento; são exemplos: forças devidas a coberturas de vala, a lajes, à componente vertical de forças aplicadas por tirantes, a edificações e outras.

A capacidade de carga vertical deve ser demonstrada através de métodos aceitos na prática de projetos de fundações e adequados a cada caso específico, devendo ser lembrado que os deslocamentos verticais devem ser compatíveis com o desempenho da parede de contenção e que, dependendo dos valores, podem modificar o cálculo dos empuxos.

Efeito de Temperatura

A variação da temperatura na face exposta de paredes-diafragma provoca tensões secundárias, que podem ser desprezadas. Entretanto, a variação da temperatura nas estroncas provoca efeitos nem sempre desprezíveis.

O esfriamento das estroncas provoca deslocamentos das paredes para o interior da vala, aumentando os recalques nas vizinhanças da vala, enquanto o aquecimento provoca um acréscimo de força normal devido à restrição a deslocamentos laterais. A variação de temperatura nas estroncas somente deve ser considerada em valas com larguras excepcionais, recomendando-se, se for o caso, encunhamento em determinadas horas do dia.

Para valas não cobertas, adota-se variação de temperatura nas estroncas entre 0° e 65°C.

A experiência tem demonstrado que o acréscimo de força nas estroncas devido à variação da temperatura tem sido muito pequeno quando comparado com a resistência da estronca, de modo que estes cálculos somente se justificam em casos excepcionais.

Podem, ainda, ser utilizadas fórmulas empíricas apresentadas na bibliografia, as quais, de certa forma, já consideram efeitos de construção e de variação de temperatura nas paredes.

Efeito da pré-compressão

A pré-compressão de estroncas tem a finalidade de compensar deslocamentos longitudinais das estroncas, tanto os elásticos como os devidos à redução de temperatura; ademais, obtém-se maior eficiência no sistema de escoramento porque se compensam eventuais folgas do escoramento. Como os deslocamentos mencionados somente são importantes em casos excepcionais e como o encunhamento das estroncas já é suficiente para compensar as folgas, a pré-

compressão, cuja utilização dificulta sobremaneira a execução do sistema de contenção, somente deve ser utilizada em casos excepcionais. De qualquer forma, uma vez definida sua utilização, deve-se verificar que sejam realizados re-encunhamentos para compensar o alívio em estroncas durante a pré-compressão das vizinhas; o próprio encunhamento da estronca para remoção do macaco pode provocar alívio e a conseqüente perda de eficiência da pré-compressão.

O valor da carga de pré-compressão deve ser determinado com a condição de que, ao haver esfriamento, o encurtamento das estroncas deve ser limitado para minimizar os recalques e, ao haver aquecimento, o acréscimo de força normal nas estroncas - em virtude da restrição parcial que o solo oferece - seja admissível. Assim, a carga de pré-compressão irá depender da temperatura de instalação e das temperaturas extremas que solicitam a estronca.

Como há perdas de cargas, por acomodação, durante a incorporação e como a pré-compressão de estroncas vizinhas também produz alívio de carga, deve-se avaliar a carga realmente incorporada em cerca de 70 a 90% da carga nominal, dependendo do tipo de instalação e do programa de pré-compressão e cunhagem.

Verificação da Força Limite de Protensão dos Tirantes

Esta verificação trata da limitação da força de protensão a que os tirantes estão sujeitos. Dependendo do comprimento, haverá um valor da força de protensão a partir do qual uma cunha de solo se desprenderá junto com o tirante. Esta verificação pode ser feita através do método apresentado por Ranke e Ostermayer (1968), o qual está baseado em trabalho anterior desenvolvido por Krantz, e que se encontra na bibliografia especializada.

Dimensionamento

O dimensionamento dos elementos estruturais: pranchões, estacas, paredes-diafragma, longarinas, estroncas, contraventamentos, ligações, devem ser realizados de acordo com as normas.

Em particular, no caso de pranchões vale comentar que, tendo em vista o fenômeno do arqueamento do solo entre as estacas o carregamento que atua nos pranchões é significativamente menor do que o correspondente às tensões calculadas supondo estado ativo ou em repouso da massa de solo.