

# MANUAL TÉCNICO DE ENCOSTAS

MUROS

VOLUME 3

## ÍNDICE

1. PRÓLOGO.....	5
2. INTRODUÇÃO.....	6
3. MUROS.....	8
4. REFORÇO COM GEOSSINTÉTICOS.....	38
5. ANEXO 1 - REFERÊNCIAS.....	95
6. ANEXO 2 - GLOSSÁRIO DE GEOSSINTÉTICOS.....	98
7. ANEXO 3 – ESPECIFICAÇÕES - ATERROS.....	100
8. ANEXO 4 – ESPECIFICAÇÕES – CONCRETO ARMADO.....	103
9. ANEXO 5 – ESPECIFICAÇÕES – CORTES.....	112
10. ANEXO 6 – ESPECIFICAÇÕES – DISPOSITIVOS DE DRENAGEM INTERNA EM ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO.....	115
11. ANEXO 7 – ESPECIFICAÇÕES – ESTRUTURAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS.....	121
12. ANEXO 8 – ESPECIFICAÇÕES – GABIÕES.....	132

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 - Estados de Tensão em um Elemento de Solo.....	9
Figura 3.2 - Variação do coeficiente de empuxo em função do movimento de translação do muro.....	11
Figura 3.3 - Método de Rankine: cálculo do empuxo para retroaterro horizontal.....	12
Figura 3.4 - Método de Rankine: cálculo do empuxo ativo para retroaterro inclinado.....	13
Figura 3.5 - Método de Coulomb: determinação gráfica do empuxo ativo.....	15
Figura 3.6 - Determinação do ponto de aplicação do empuxo.....	16
Figura 3.7 - Método de Coulomb: equação para cálculo do empuxo ativo.....	17
Figura 3.8 - Método de Coulomb: ábacos para estimativa do coeficiente $K_A$ .....	18
Figura 3.9 - Método de Coulomb: cálculo do empuxo passivo com os ábacos de Caquot e Kerisel (1948).....	19
Figura 3.10 - Condições de estabilidade em muros de peso.....	21
Figura 3.11 - Verificação da estabilidade do muro contra o deslizamento na base.....	23
Figura 3.12 - Análise de estabilidade do muro contra o tombamento.....	23
Figura 3.13 - Distribuição de pressões na base do muro.....	24
Figura 3.14 - Muro de concreto armado em $L$ : seção transversal.....	26
Figura 3.15 - Muro de concreto armado (Foto GeoRio).....	26
Figura 3.16 - Muro de concreto ancorado na base: seção transversal.....	27
Figura 3.17 - Muro de concreto armado com contrafortes chumbados na rocha (Foto GeoRio) .....	27
Figura 3.18 - Muro de concreto armado chumbado na rocha.....	28
Figura 3.19 - Muros de alvenaria de pedra.....	29
Figura 3.20 - Muros de concreto ciclópico (ou concreto gravidade).....	30
Figura 3.21 - Muros de gabiões.....	30

Figura 3.22 - Execução de muro em gabões (Foto GeoRio).....	32
Figura 3.23 - Muro em gabões (Foto GeoRio).....	32
Figura 3.24 - Seção esquemática de muros de solo-pneus. ....	34
Figura 3.25 - Muro de solo-pneus (Foto GeoRio).....	34
Figura 3.26 - Muro de contenção com sacos de solo-cimento .....	35
Figura 3.27 - Muro de terra armad .....	37
Figura 4.1 - Tipos comuns de geossintéticos (Modificado de Palmeira, 1995). ....	39
Figura 4.2 - Esquemas típicos de estruturas em solo reforçado com geossintéticos.....	40
Figura 4.3 - Esquema da geometria de uma geogrelha.....	42
Figura 4.4 - Comportamento típico da resistência à tração versus.....	45
Figura 4.5 - Estrutura de contenção em solo reforçado com geossintético .....	47
Figura 4.6 - Forças atuantes para estudo de estabilidade .....	48
Figura 4.7 - Distribuição de tensões verticais na base.....	51
Figura 4.8 - Análise de Estabilidade Externa .....	53
Figura 4.9 - Análise de capacidade de ancoragem do reforço.....	54
Figura 4.10 - Transmissão de tensões para o reforço .....	55
Figura 4.11 - Arranjo com regiões com diferentes espaçamentos entre reforços.....	56
Figura 4.12 - Ancoragem do reforço junto à face.....	59
Figura 4.13 - Sobrecargas localizadas no terrapleno.....	63
Figura 4.14 - Carregamento localizado sobre o maciço reforçado (Jewell, 1996).....	64
Figura 4.15 - Talude íngreme reforçado com geossintéticos.....	65
Figura 4.16 - Análise de várias superfícies planas para cálculo de empuxos.....	66
Figura 4.17 - Características do problema analisado por Jewell (1996). ....	67
Figura 4.18 - Ábacos para dimensionamento de taludes íngremes (Jewell, 1996) - $r_u = 0$ ..	68
Figura 4.19 - Ábacos para dimensionamento de taludes íngremes (Jewell, 1996) - $r_u = 0.25$	69
.....	69
Figura 4.20 - Ábacos para dimensionamento de taludes íngremes (Jewell, 1996) - $r_u = 0.50$	70
.....	70
Figura 4.21 - Diagrama de tensões ativas na massa reforçada .....	72
Figura 4.22 - Análise de condições de estabilidade externa.....	73
Figura 4.23 - Distribuição de tensões na base. ....	74
Figura 4.24 - Efeito da componente vertical da carga na superfície (Jewell, 1996) .....	74
Figura 4.25 - Efeito da componente horizontal da carga na superfície (Jewell, 1996).....	75
Figura 4.26 - Composição de carregamentos para análise de estabilidade interna (Jewell, 1996).....	75
Figura 4.27 - Efeito da compactação (Jewell, 1996). ....	76
Figura 4.28 - Gráfico para estimativa de deslocamentos horizontais máximos (FHWA, 1990)	77
.....	77
Figura 4.29 - Estimativa de deslocamentos horizontais na face – aterros arenosos (Jewell e Milligan, 1989).....	79
Figura 4.30 - Sapata com Carga Excêntrica Sobre Camada Elástica (Milovic et al, 1970)	80
Figura 4.31 - Esquema do exemplo. ....	81
Figura 4.32 - Distribuição de tensões horizontais na face interna do maciço reforçado. ....	82
Figura 4.33 - Arranjo dos reforços com espaçamento uniforme. ....	86
Figura 4.34 - Variação de $S$ requerido com a profundidade.....	87
Figura 4.35 - Arranjo dos reforços com espaçamento variável. ....	87
Figura 4.36 - Distribuição de tensões horizontais na face da estrutura. ....	90
Figura 4.37 - Esquema final da estrutura reforçada.....	94
Figura 11.1 - Esquema da construção incremental.....	123
Figura 11.2 - Processo incremental .....	123

Figura 11.3 - Processo incremental – Método Europeu .....	124
Figura 11.4 - Construção incremental com forma escorada.....	124
Figura 11.5 - Estrutura com face contínua de concreto.....	124
Figura 11.6 - Face de alvenaria de blocos .....	125
Figura 11.7 - Unidades de face em peças pré-moldadas de concreto em “L”.....	125
Figura 11.8 - Unidades de face em bloquetes pré-moldados.....	125
Figura 11.9 - Face com blocos de gabião. ....	126
Figura 11.10 - Execução de face em parede escorada.....	126
Figura 11.11 - Fixação do reforço à parede.....	127
Figura 11.12 - Revestimento de taludes íngremes com bloquetes ou geocélulas.....	128
Figura 11.13 - Revestimento de taludes íngremes vegetação e geogrelhas.....	128
Figura 11.14 - Costuras típicas para solidarização de mantas de geossintéticos.....	128
Figura 11.15 - Emendas de geogrelhas com barras de aço.....	129
Figura 11.16 - Transpasse de mantas.....	129
Figura 11.17 - Material de reforço drenante.....	130
Figura 11.18 - Reforço impermeável ou pouco drenante .....	130
Figura 12.1 - Abertura dos painéis e remoção de irregularidades .....	133
Figura 12.2 - Dobramento dos painéis.....	133
Figura 12.3 - Ponteamto das arestas .....	134
Figura 12.4 - Alinhamento e acabamento.....	134
Figura 12.5 - Etapa de enchimento .....	135
Figura 12.6 - Abertura e esticamento do fardo.....	135
Figura 12.7 - Correção do posicionamento do diafragma .....	135
Figura 12.8 - Levantamento das paredes laterais .....	136
Figura 12.9 - Posicionamento dos colchões .....	136
Figura 12.10 - Enchimento dos colchões .....	137
Figura 12.11 - Enrolamento da tela .....	137
Figura 12.12 - Fechamento do tubo.....	138
Figura 12.13 - Fechamento das extremidades .....	138
Figura 12.14 - Transporte dos gabiões-saco.....	138

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros .....	22
Tabela 3.2 - Fatores de capacidade de carga (Vesic, 1975) .....	25
Tabela 3.3 - Parâmetros típicos de misturas de solo-cimento (Marangon, 1992).....	37
Tabela 4.1 - Tipos de geossintéticos e suas aplicações possíveis.....	38
Tabela 4.2 - Valores de $\delta$ para análises preliminares .....	41
Tabela 4.3 - Valores mínimos de $f_{dm}$ para geotêxteis .....	46
Tabela 4.4 - Valores mínimos de $f_{dm}$ para geogrelhas .....	46
Tabela 4.5 - Recomendações quanto a gramatura mínima para geossintéticos.....	46
Tabela 4.6 - Valores de $u_{OT}$ e $\omega_{CM}$ (Milovic et al., 1970).....	80

# 1. Prólogo

---

O Manual Técnico de Encostas da GeoRio, publicado em 1999, sob a coordenação geral do Eng Hélio Brito, contou com uma equipe de especialistas geotécnicos.

**Editores:** Dr Alberto Ortigão (UFRJ) e Prof Dr Alberto Sayão (PUC-RJ).

Volume	Título do capítulo	Autores
1	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Rochas e solos	H Penha
	Movimentos de massa	H Penha
	Investigações geotécnicas	A Ortigão & H Brito
	Estabilidade de taludes em solos	A Sayão
	Estabilidade de taludes em rochas	A Ortigão & H Brito
	Escolha da solução	A Ortigão & H Brito
	Instrumentação	A Ortigão
2	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Drenagem e proteção superficial	D Gerscovitch
3	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Muros	A Sayão
	Reforço com geossintéticos	E M Palmeira
4	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Ancoragens e grampos	A Ortigão & H Brito
	Cortinas ancoradas	A Ortigão & H Brito
	Solo grampeado	A Ortigão & E M Palmeira
	Estabilização de taludes em rocha	A Ortigão & H Brito
	Concreto projetado	A Moraes & A Ortigão

## 2. Introdução

---

### APRESENTAÇÃO

Este manual é um guia de projeto e execução de estabilização de taludes no Rio de Janeiro. Contempla o projeto e execução de muros de gravidade, concreto armado e os reforçados com geossintéticos.

O Manual foi concebido como um instrumento para o engenheiro experiente, reunindo em um só volume as técnicas mais usuais de estabilização. Não é um livro-texto, mas uma orientação sobre a boa prática de projeto e execução.

### ORGANIZAÇÃO DO MANUAL

O texto do Manual de Muros inclui ábacos para cálculo dos empuxos de terras e indica as verificações de estabilidade e fatores de segurança. Os tipos de muros abrangidos incluem os tradicionais de gravidade e concreto armado, gabiões e até soluções inovadoras com a utilização de pneus usados.

Os anexos incluem referências, especificações e desenhos-tipo.

### FORMATO

O Manual contém uma grande quantidade de figuras, ábacos e fotos. Estas provêm dos arquivos da GeoRio, que existem graças à dedicação de mais de quarenta anos do fotógrafo Sr. Ary Maciel, e por cessão algumas empresas, como a Este Engenharia, Geoflex, Geokon e dos arquivos pessoais dos autores.

### ELABORAÇÃO DO MANUAL

O Manual de Encostas da GeoRio resultou de um contrato intitulado “*Elaboração de Manuais Técnicos de Projetos, Especificações e Execução para Obras de Estabilização*”, contrato 091/98, entre a GeoRio e a Insitutek Ltda, que contou com uma equipe de especialistas geotécnicos para elaboração.

A coordenação e edição dos trabalhos foi realizada pelo Dr A Ortigão (UFRJ), assistido pelo Dr A Sayão (PUC-Rio).

- Os capítulos de ***Geologia e Movimentos de Massa*** foram elaborados pelo Dr H Penha (UFF),
- O Capítulo de ***Drenagem e Proteção Superficial*** pela Dr<sup>a</sup> Denise Gerscovich (Uerj);

- Os capítulos de ***Muros e Estabilidade de Taludes em Solo***, pelo Dr A Sayão;
- O capítulo de ***Geossintéticos***, Dr E M Palmeira (UnB).
- Os capítulos de ***Investigações, Estabilidade de Taludes em Rocha, Cortinas, Solo Grampeado, Estabilização de Taludes em Rocha e Instrumentação*** foram elaborados do Dr J A R Ortigão, assistido pelo professor Eng C J R d'Ávila, UFRJ, na eletrônica aplicada à instrumentação.
- O capítulo de ***Dimensionamento Estrutural*** foi elaborado pelo engenheiro J R Oliveira;
- O capítulo de ***Concreto Projetado*** foi elaborado pelo engenheiro A Moraes da Belgo Mineira-Bekaert e pelo Dr J A R Ortigão.
- O apoio técnico e editorial para elaboração do Manual foi coordenado pela Eng<sup>a</sup> Lúcia Alves.

## 3. Muros

---

### INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por objetivo abranger as principais recomendações para o projeto e construção de muros de contenção. Vários textos clássicos, entre livros e manuais, são referidos neste capítulo.

Os seguintes principais tipos de estruturas de contenção são enfocados neste capítulo:

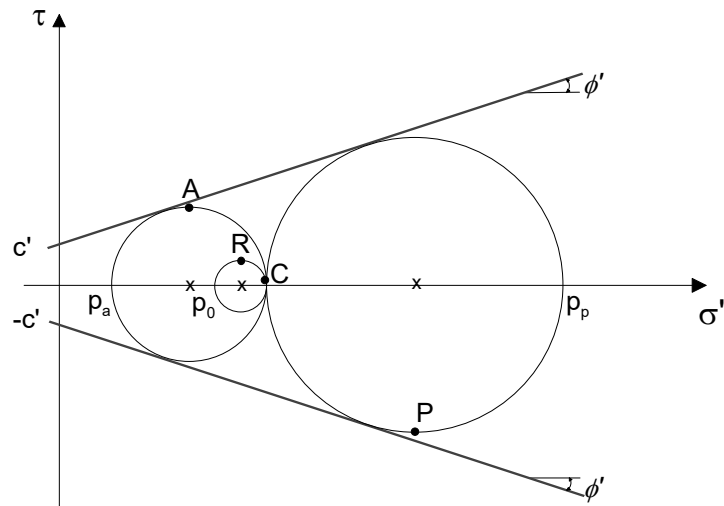
- *Muros de peso*: alvenaria de pedras, concreto gravidade, gabiões, solo-pneus, solo reforçado e sacos de solo cimento
- *Muros de concreto armado*: seção em  $L$ , com contrafortes e chumbado

### EMPUXOS DE SOLO

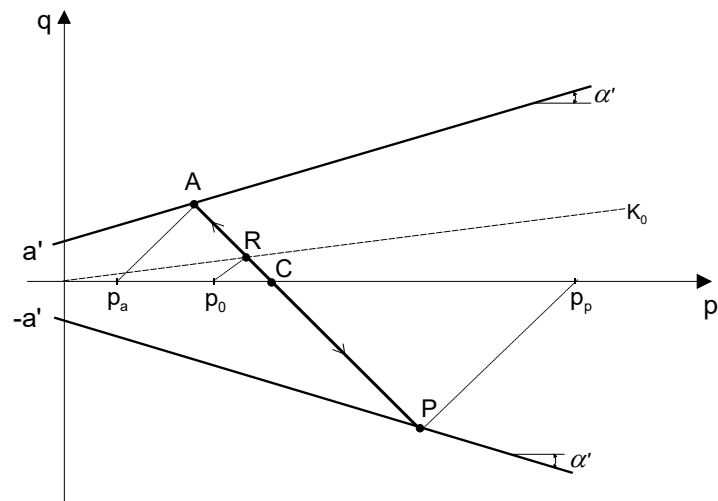
#### Considerações gerais

O estado de tensões atuando em um elemento de solo pode ser representado por um círculo no diagrama de Mohr (tensão cisalhante  $\tau$  vs tensão normal  $\sigma$ ). À medida que o solo é submetido a uma solitação de cisalhamento, o círculo de Mohr varia de diâmetro. Enquanto o círculo situa-se abaixo da envoltória de resistência, usualmente representada por uma linha reta denominada envoltória de Mohr-Coulomb, o elemento de solo permanece em equilíbrio (Figura 3.1a).





a) Diagrama de Mohr



b) Diagrama MIT

**Figura 3.1 - Estados de Tensão em um Elemento de Solo**

Um caso de equilíbrio com particular interesse é o estado de repouso do solo, correspondente às condições de campo onde as deformações laterais são nulas, ou seja, quando o solo sofre deformações somente na direção vertical. Este caso é representado pelo ponto *R* na Figura 3.1. Se a solicitação imposta ao solo envolver deformações laterais de compressão ou de extensão, o equilíbrio é alterado e o solo afasta-se da condição de repouso. Dependendo da magnitude das deformações laterais, o estado de tensões no solo pode situar-se entre as condições de repouso e de ruptura. Quando a solicitação levar a uma condição de tensões com o círculo de Mohr tangenciando a envoltória, a resistência ao cisalhamento disponível do solo passa a ser integralmente mobilizada e o elemento atinge o estado de equilíbrio plástico ou equilíbrio limite.

Os termos *ativo* e *passivo* são usualmente empregados para descrever as condições limites de equilíbrio correspondentes ao empuxo do solo de retroaterro contra a face interna (tardoz) do muro. Estas condições limites estão respectivamente representadas pelos pontos *A* e *P* na Figura 3.1.

### Casos ativo e passivo

O estado de repouso corresponde à pressão exercida pelo solo de retroaterro sobre um muro de contenção rígido e fixo, ou seja, que não sofre movimentos na direção lateral. O estado ativo ocorre quando o muro sofre movimentos laterais suficientemente grandes no sentido de se afastar do retroaterro. De forma análoga, o estado passivo corresponde à movimentação do muro de encontro ao retroaterro. As trajetórias de tensões ou diagrama tipo MIT (Lambe e Whitman, 1969) para um elemento de solo do retroaterro próximo ao tardo do muro estão ilustradas na Figura 3.1b. Os valores de  $p$  e  $q$  nesta figura são respectivamente a semi-soma e a semi-diferença das tensões verticais e horizontais. Para o caso ativo, a trajetória corresponde a um descarregamento da tensão lateral (redução da tensão principal menor  $\sigma_3$ ), enquanto que, para o caso passivo, a trajetória pode ser associada a um carregamento lateral (aumento da tensão principal maior  $\sigma_1$ ).

Os deslocamentos relativos entre o muro e o solo, necessários para mobilizar os estados ativo e passivo de equilíbrio limite, dependem do tipo de solo e da trajetória de tensões. A Figura 3.2 ilustra uma variação típica do coeficiente de empuxo  $K$  em função do deslocamento de translação lateral de um muro rígido em relação ao retroaterro (Rowe e Peaker 1965; Terzaghi e Peck, 1967). Pode-se notar que o movimento lateral necessário para atingir o estado ativo é muito reduzido, da ordem de 0,1% a 0,4% da altura do muro, dependendo da densidade do solo. Para um muro com altura  $H = 4\text{m}$ , um deslocamento horizontal  $x = 4\text{mm}$  é em geral suficiente para mobilizar o estado ativo de equilíbrio limite em um retroaterro de areia compacta. A Figura 3.2 indica, ainda, que valores significativamente maiores de deslocamento do muro ( $x = 1\%$  a  $4\%$   $H$ ) são necessários para mobilizar o estado passivo de equilíbrio limite.

Em ambos os casos (ativo ou passivo), a tensão lateral ( $p_A$  ou  $p_P$ ) no tardo do muro pode ser considerada com valor proporcional à tensão vertical ( $\sigma'_v$ ), ou seja, com distribuição triangular ao longo da profundidade (equação 9.1). Esta consideração é razoavelmente precisa desde que os movimentos do muro sejam de translação ou de rotação no topo (CGS, 1985).

$$p_A = K_A \sigma'_v \quad ; \quad p_P = K_P \sigma'_v \quad (9.1)$$

onde:  $K_A$  ou  $K_P$  = coeficientes de empuxo ativo ou passivo;  $\sigma'_v = \gamma \cdot z$  = tensão efetiva vertical,  $\gamma$  = peso específico do solo;  $z$  = profundidade do retroaterro.

Para outros tipos de movimentação do muro, tais como rotação na base ou translação não uniforme em muro flexível, a distribuição pode ser significativamente diferente da triangular e os métodos usuais de cálculo de empuxo podem não ser válidos. Uma revisão concisa do assunto é apresentada em Terzaghi e Peck (1967) e GEO (1993).

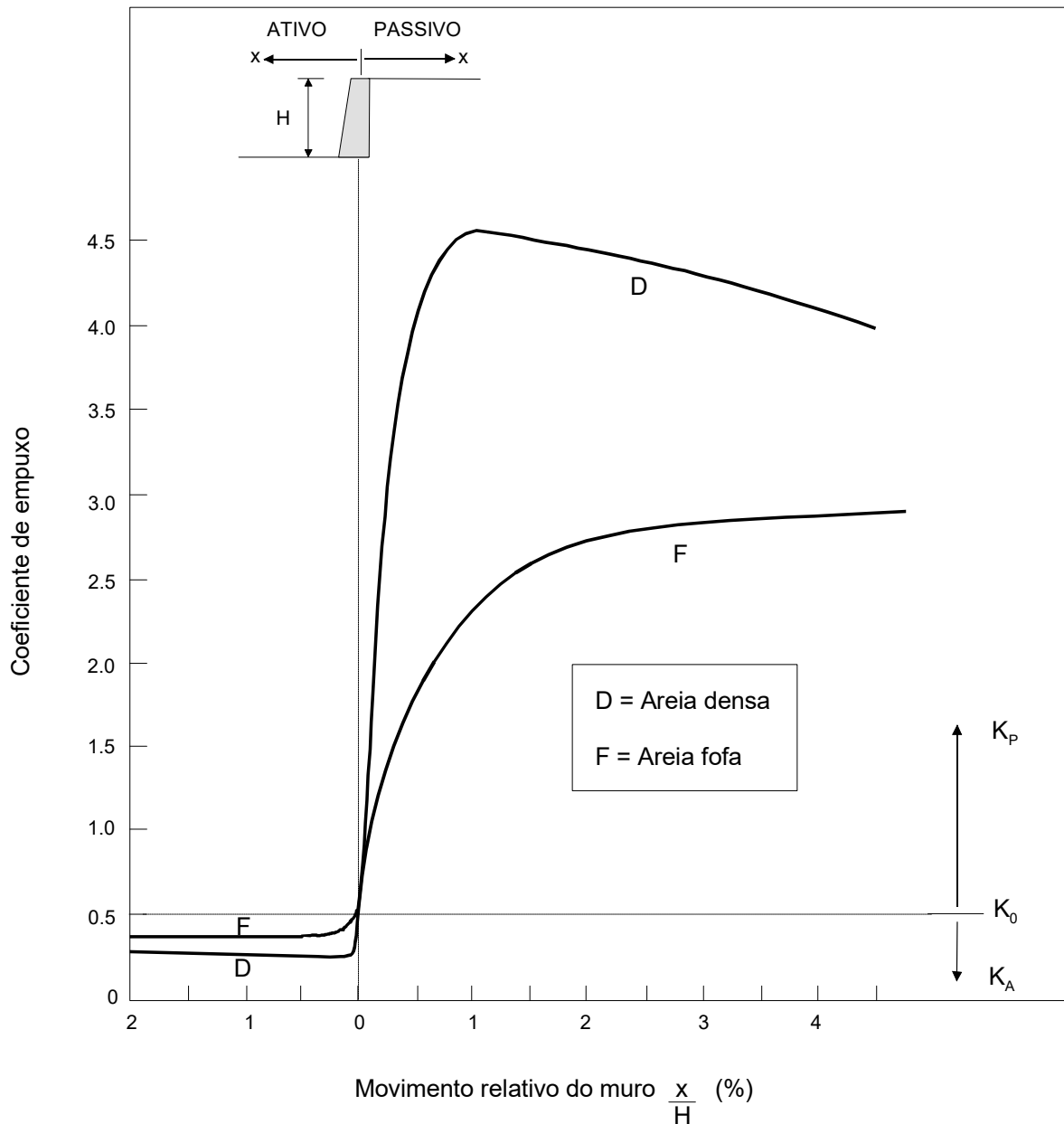
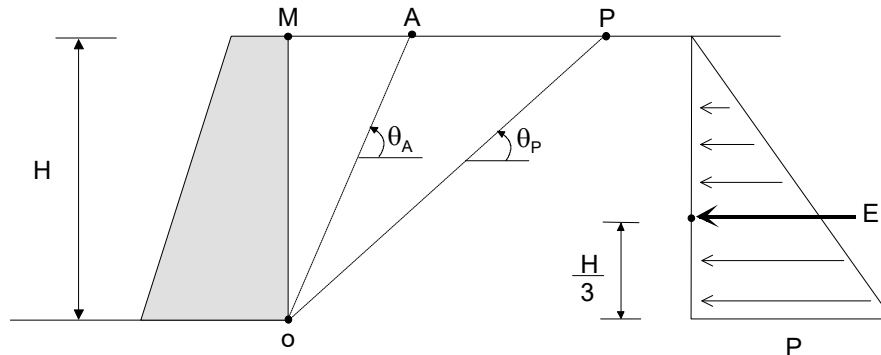


Figura 3.2 - Variação do coeficiente de empuxo em função do movimento de translação do muro

### Método de Rankine

A teoria clássica de Rankine para o cálculo de empuxos de solo é válida para muros de contenção de grande altura, com tardo vertical liso, suportando retroaterro com superfície horizontal. Com estas condições, as tensões principais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) existentes em um elemento de solo próximo ao tardo do muro estão sempre atuando nas direções vertical e horizontal. As indicações da Figura 3.1 são, portanto, válidas para a teoria de Rankine, quando toda a massa de solo no retroaterro encontra-se em um estado de equilíbrio plástico. A teoria considera, portanto, que os movimentos do muro são suficientes para mobilizar os estados de tensão ativo ou passivo. A Figura 3.3 apresenta de forma resumida o método de Rankine para o cálculo do empuxo  $E$  nos estados ativo e passivo de tensões, para o caso de retroaterro com superfície horizontal. Como a distribuição de tensões laterais no muro é admitida como sendo triangular, o ponto de aplicação do empuxo  $E$  situa-se a 33% da altura do muro. Resultados experimentais em modelos reduzidos (Terzaghi e Peck, 1967) indicam, no

entanto, que em muros com rotação no topo ou com retroaterros de areia compacta, o ponto de aplicação de  $E$  pode situar-se mais acima, da ordem de 40 a 50% da altura do muro. Com isto, a tendência ao tombamento do muro é, na realidade, maior do que a prevista na teoria de Rankine, sendo o erro contrário à segurança do muro.



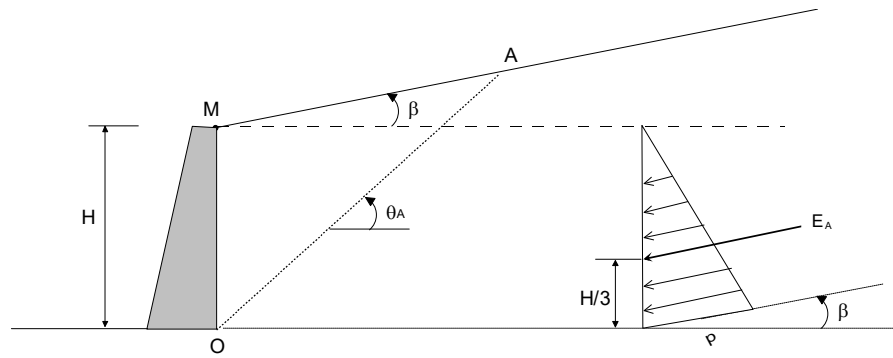
ATIVO	PASSIVO
$\theta_A = 45 + \left(\frac{\phi'}{2}\right)$	$\theta_P = 45 - \left(\frac{\phi'}{2}\right)$
$K_A = \frac{(\tan \theta_A)}{(\tan \theta_P)}$	$K_P = \frac{(\tan \theta_P)}{(\tan \theta_A)}$
$P_A = K_A \gamma H - 2c' \sqrt{K_A}$	$P_P = K_P \gamma H + 2c' \sqrt{K_P}$
$E_A = \frac{(P_A \times H)}{2}$	$E_P = \frac{(P_P \times H)}{2}$
$\gamma, c', \phi' =$ parâmetros efetivos do retroaterro	

Figura 3.3 - Método de Rankine: cálculo do empuxo para retroaterro horizontal

Outro aspecto importante a ser ressaltado é que a teoria de Rankine despreza a ocorrência de resistência ao cisalhamento (atrito e adesão) no contato solo/muro. Esta simplificação pode levar a valores significativamente maiores de empuxo ativo. Neste caso, porém, o erro da teoria é favorável à segurança do muro, apesar de anti-econômico.

As superfícies de ruptura (linhas  $OA$  ou  $OP$  na Figura 3.3), desenvolvidas no solo ao serem atingidos os estados limites de equilíbrio ativo ou passivo, apresentam inclinação  $\theta_A$  ou  $\theta_P$ , respectivamente, em relação à direção horizontal. Os valores de  $E_A$  e  $E_P$  correspondem aos empuxos efetivos do solo sobre o muro, ou seja, não incluem a ação da água eventualmente presente no retroaterro.

A teoria de Rankine pode ser estendida para o caso de retroaterro com superfície inclinada de um ângulo  $\beta$  com a horizontal (Figura 3.4). Neste caso, a pressão efetiva do solo sobre o muro pode ainda ser admitida com distribuição triangular, porém atuando com direção  $\beta$ , paralela à superfície do retroaterro. A Figura 3.4 resume os procedimentos do método de Rankine para cálculo do empuxo ativo do solo sobre o muro.



$$\varepsilon = \arcsen\left(\frac{\text{sen}\beta}{\text{sen}\phi'}\right)$$

$$\theta_A = 45 + \left(\frac{\phi'}{2}\right) + \frac{(\varepsilon - \phi')}{2}$$

$$k_A = \cos\beta \cdot \frac{\cos\beta - \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi')}}{\cos\beta + \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi')}}$$

$$p_A = k_A \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_A}$$

$$E_A = \frac{(p_A \cdot H)}{2}$$

$\gamma, c', \phi'$  = parâmetros efetivos do retroaterro  
 $\varepsilon$  = fator angular do retroaterro ( $\beta < \varepsilon < 90^\circ$ )

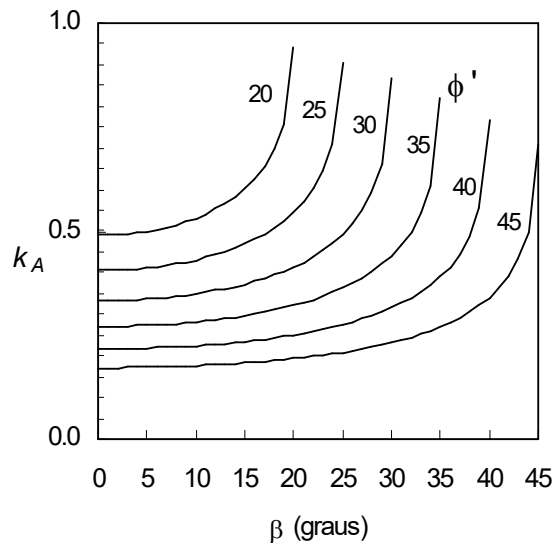


Figura 3.4 - Método de Rankine: cálculo do empuxo ativo para retroaterro inclinado

### Método de Coulomb

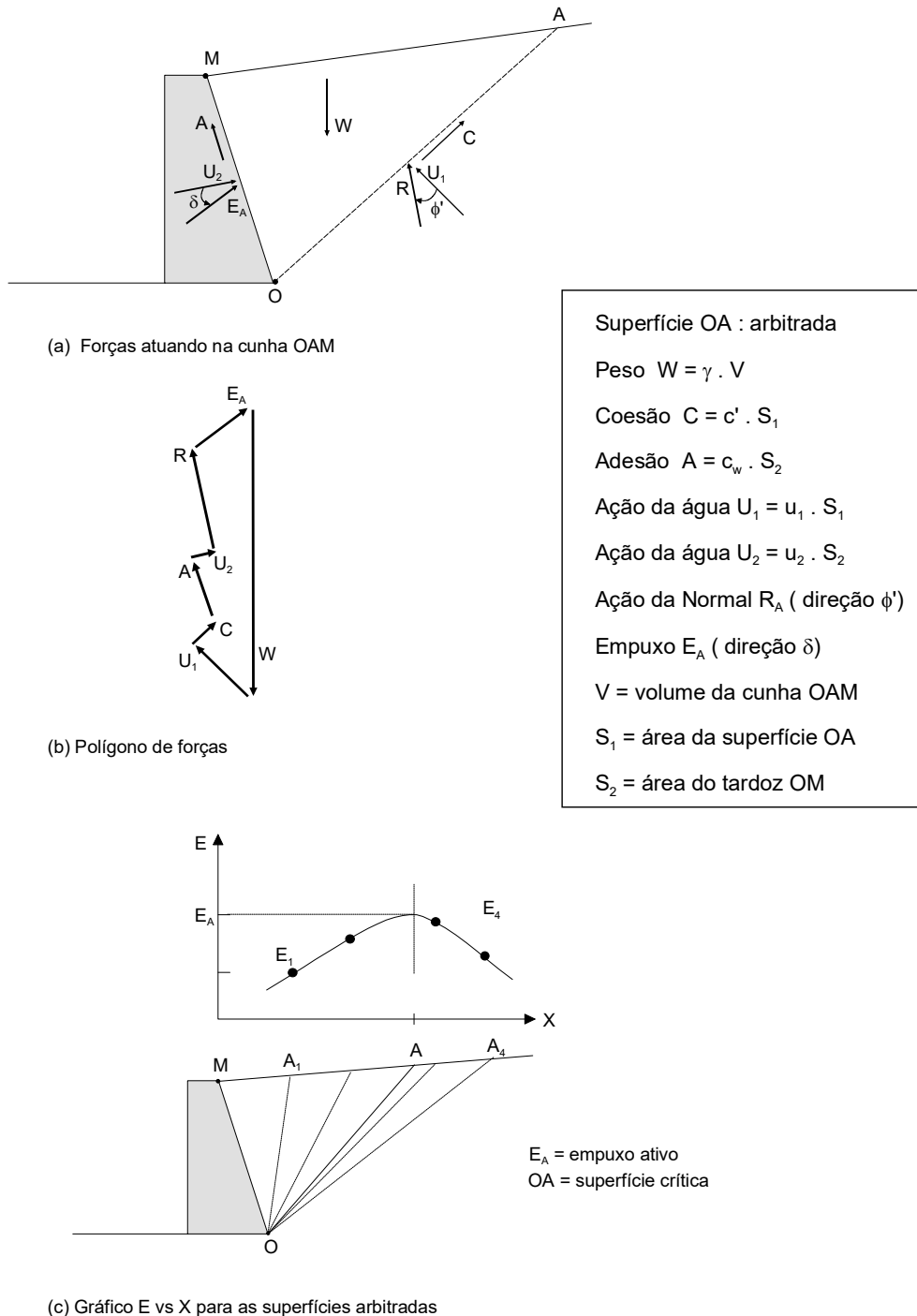
Na teoria de Coulomb, considera-se o equilíbrio limite de uma cunha de solo com seção triangular, delimitada pelo tardoz do muro e pelas superfícies do retroaterro e de ruptura. A solução do problema não é rigorosamente correta, pois considera unicamente duas equações de equilíbrio de forças, desprezando o equilíbrio de momentos. Para o caso ativo, a incorreção da teoria de Coulomb é em geral desprezível (GEO, 1993).

Em relação à teoria de Rankine, o método de Coulomb tem aplicação mais ampla, pois vale para condições irregulares de geometria de muro e superfície de retroaterro, sem desprezar a resistência mobilizada entre o muro e o solo. Em um caso geral, a solução gráfica, considerando superfície de ruptura planar, é a mais adequada, apesar de trabalhosa. Um exemplo deste procedimento gráfico para solução do empuxo pelo método de Coulomb está apresentado na Figura 3.5 para o caso ativo. Deve-se notar que o procedimento gráfico possibilita a incorporação de sobrecargas concentradas ou distribuídas no topo do retroaterro ou ainda a existência de nível freático no interior do retroaterro.

Os principais passos para a solução gráfica de Coulomb estão resumidos a seguir.

- (i) arbitra-se uma superfície de ruptura (superfície  $OA_1$  na Figura 5), com inclinação próxima à indicada pelo método de Rankine;

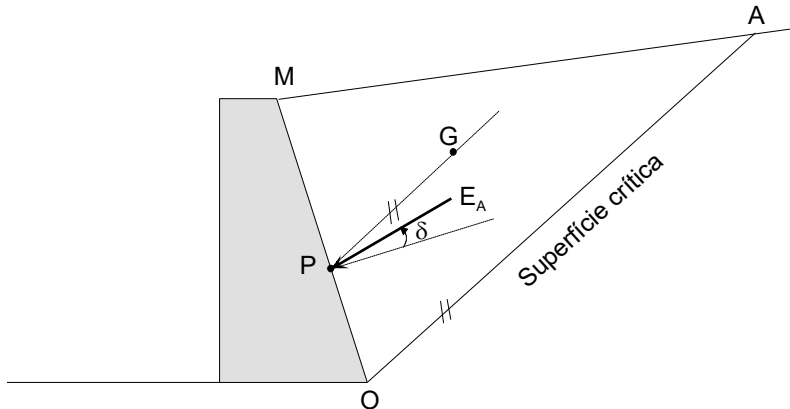
- (ii) plota-se o polígono de forças, considerando todas as magnitudes e direções das forças que atuam na cunha  $OA_1M$  de solo instável (Figura 3.5);
- (iii) determina-se o valor do empuxo  $E_1$  correspondente à superfície  $OA_1$  arbitrada;
- (iv) arbitra-se uma nova superfície de ruptura ( $OA_2$ ), plota-se o novo polígono de forças e determina-se o empuxo  $E_2$  correspondente;
- (v) repete-se o procedimento por diversas vezes, com o objetivo de se obter um gráfico da variação do empuxo  $E$  com a distância  $X$  (afastamento do ponto  $A$  da superfície de ruptura em relação ao ponto  $M$  no topo do muro);
- (vi) no caso ativo, o ponto correspondente ao valor máximo do gráfico  $E$  vs  $X$  indica a magnitude do empuxo  $E_A$  e a posição da superfície crítica de Coulomb. No caso passivo, o empuxo  $E_P$  e a superfície crítica de Coulomb correspondem ao valor mínimo do gráfico  $E$  vs  $X$ .



**Figura 3.5 - Método de Coulomb: determinação gráfica do empuxo ativo**

O ângulo de atrito  $\delta$  mobilizado no contato solo/muro pode apresentar valores entre 0 e  $\phi'$ , dependendo do tipo do solo, do material do muro e do deslocamento relativo entre o solo e o muro. Em geral, o valor do empuxo ativo diminui com o aumento do ângulo  $\delta$ , o qual deve ser determinado experimentalmente. Na ausência de dados experimentais, é usual se adotar  $\delta$  da ordem de 1/3 a 2/3 do ângulo  $\phi'$ , com os maiores valores correspondendo a muros rugosos de alvenaria ou de concreto. Na realidade o valor de  $\delta$  não afeta significativamente a magnitude do empuxo  $E_A$ , mas sim a sua direção (ou linha de ação), com conseqüente influência na largura da base do muro necessária para garantir a estabilidade. Este assunto está detalhado no item 3 a seguir.

O método de Coulomb trata apenas do equilíbrio de forças, sem considerações sobre a distribuição das tensões laterais no tardo do muro. Com isso, o ponto de aplicação do empuxo deve ser definido por um procedimento gráfico aproximado, conforme ilustrado na Figura 3.6.



Procedimento:

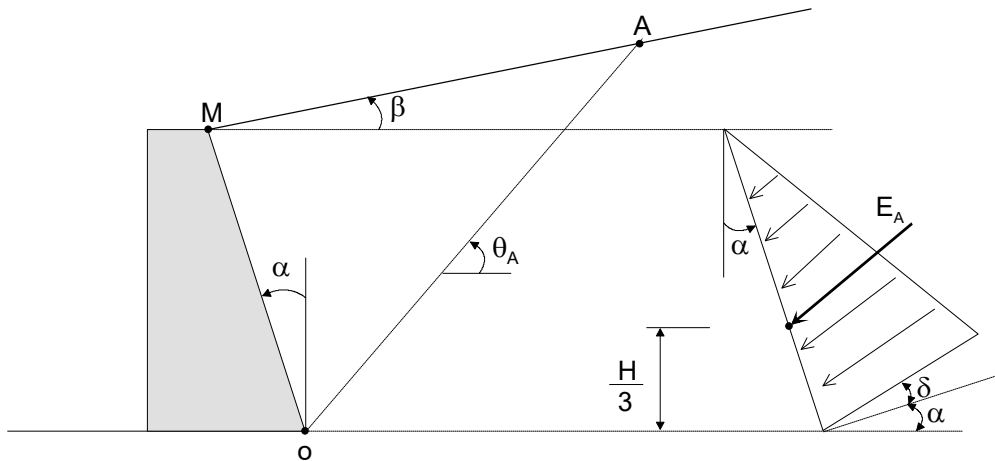
- 1) Determina-se a superfície crítica (OA)
- 2) Determina-se o centro de gravidade ( ponto G) da cunha OAM
- 3) Pelo ponto G, traça-se uma reta paralela a superfície OA
- 4) Determina-se o ponto P, que corresponde ao ponto de aplicação do empuxo  $E_A$  no tardo do muro

**Figura 3.6 - Determinação do ponto de aplicação do empuxo**

No caso de empuxo ativo provocado por retroaterro não coesivo ( $c' = 0$ ), a solução analítica do método de Coulomb está apresentada na Figura 3.7. A solução vale para tardo com inclinação  $\alpha$ , retroaterro com inclinação  $\beta$  e atrito solo/muro  $\delta$ . No caso particular de valores nulos para  $\alpha$ ,  $\beta$  e  $\delta$ , são obtidos os resultados previstos pela teoria de Rankine. Os valores do coeficiente de empuxo  $K_A$  podem ser obtidos diretamente a partir dos ábacos apresentados na Figura 3.8. Os ábacos estão apresentados para os valores usuais de  $\delta = 0$  e  $\delta / \phi' = 2/3$ . Uma estimativa preliminar de  $K_A$  pode ser rapidamente obtida por interpolação a partir dos casos apresentados na Figura 3.8.

De maneira análoga, a Figura 3.9 permite a obtenção do coeficiente de empuxo  $K_P$  para a estimativa do empuxo passivo, neste caso com base nos ábacos apresentados por Caquot e Kerisel (1948). Em ambas as figuras, estão disponíveis os ábacos para as situações mais simples de muro com tardo vertical ou de retroaterro com superfície horizontal.





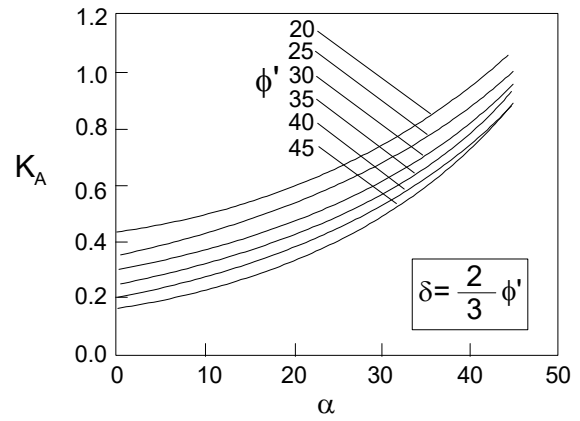
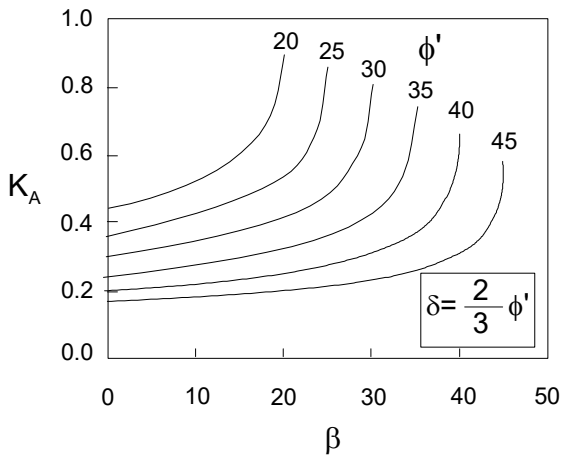
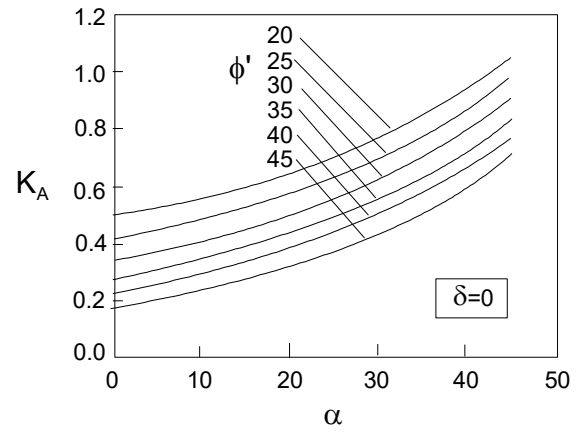
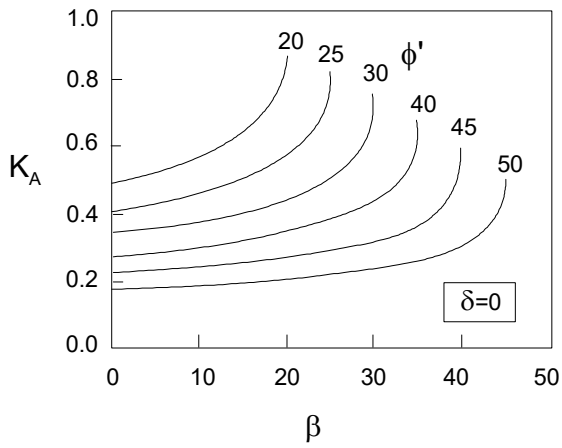
$$\cot(\theta_A - \beta) = \sec(\phi' + \delta + \alpha - \beta) \times \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \times \cos(\delta + \alpha)}{\text{sen}(\phi' - \beta) \times \cos(\beta - \alpha)}} - \tan(\phi' + \delta + \alpha - \beta)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi' - \alpha)}{\cos^2 \alpha \times \cos(\delta + \alpha) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi' + \delta) \times \text{sen}(\phi' - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \times \cos(\beta - \alpha)}}\right)^2}$$

$$E_A = \frac{(K_A \times \gamma \times H^2)}{2}$$

$\gamma, \phi'$  = Parâmetros efetivos do retroaterro não coesivo ( $c'=0$ )

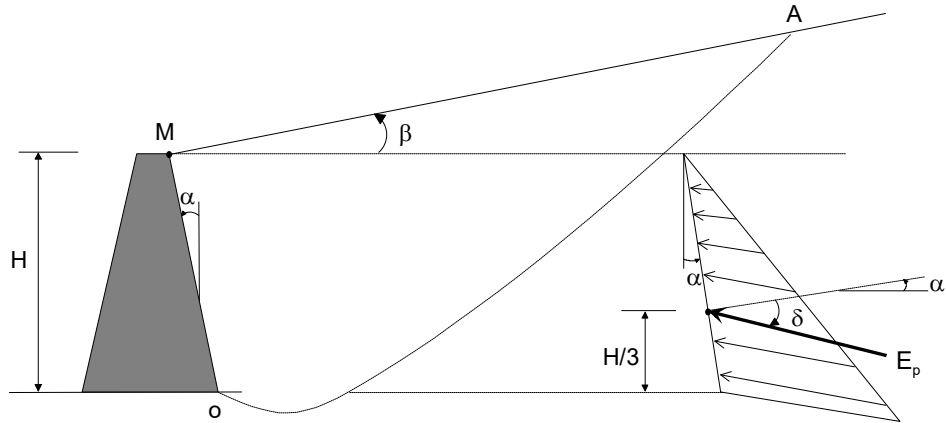
Figura 3.7 - Método de Coulomb: equação para cálculo do empuxo ativo



(a) Muro vertical ( $\alpha=0$ )

(b) Terrapleno horizontal ( $\beta=0$ )

Figura 3.8 - Método de Coulomb: ábacos para estimativa do coeficiente  $K_A$



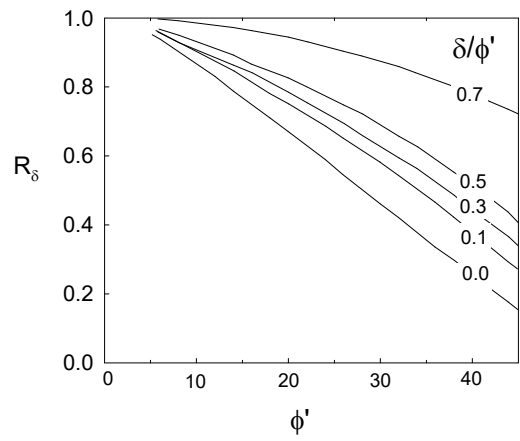
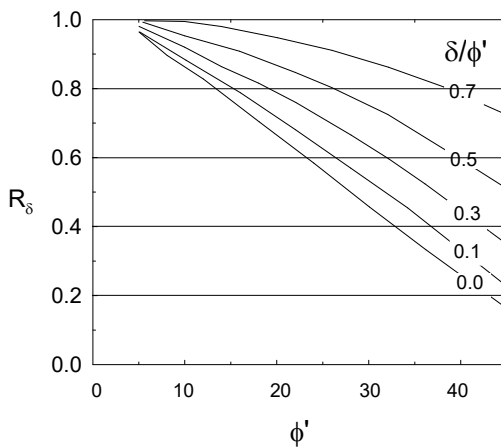
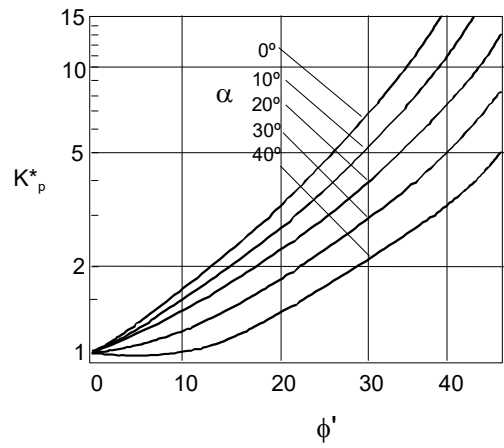
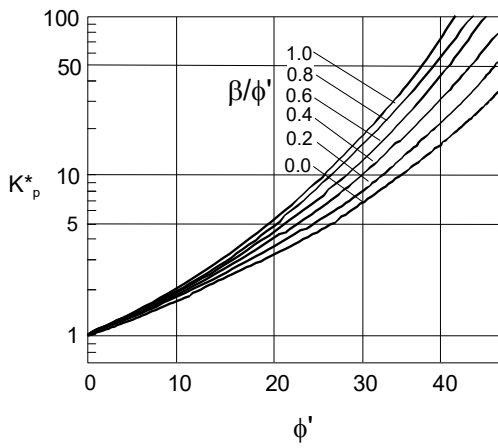
$$E_p = (K_p \cdot \gamma \cdot H^2) / 2 = \text{Empuxo Passivo}$$

$$K_p = K_p^* \cdot R_\delta = \text{Coeficiente de Empuxo Passivo}$$

$K_p^*$  = Coef. de empuxo passivo para  $\delta = \phi'$

$R_\delta$  = Fator de redução para  $0 \leq \delta \leq \phi'$

$\gamma, \phi'$  = Parâmetros efetivos do reaterro ( $c'=0$ )



(a) Muro Vertical ( $\alpha=0$ )

(b) Retroaterro Horizontal ( $\beta=0$ )

Figura 3.9 - Método de Coulomb: cálculo do empuxo passivo com os ábacos de Caquot e Kerisel (1948)

### Efeitos da água

Os métodos de cálculo de empuxo apresentados neste item referem-se apenas ao empuxo efetivo do retroaterro sobre o muro, o qual é considerado perfeitamente drenante. No caso, porém, de muro impermeável ou com sistema de drenagem defeituoso, pode ocorrer uma elevação do nível d'água no retroaterro, provocado, por exemplo, por chuvas intensas. Nestas situações, o muro passa a suportar também o empuxo hidrostático provocado pela água .

O efeito do empuxo ( $E_w$ ) provocado pela água do retroaterro sobre o muro é sempre contrário à estabilidade. Para a pior situação, considerando um muro totalmente impermeável, com nível d'água na superfície do retroaterro, o valor do empuxo ativo total (solo + água) atuando no muro pode chegar ao dobro do empuxo do solo no caso de muro permeável com nível d'água profundo. É, portanto, de fundamental importância que as estruturas de contenção sejam dotadas de sistemas de drenagem adequados, com vistoria e manutenção frequentes.

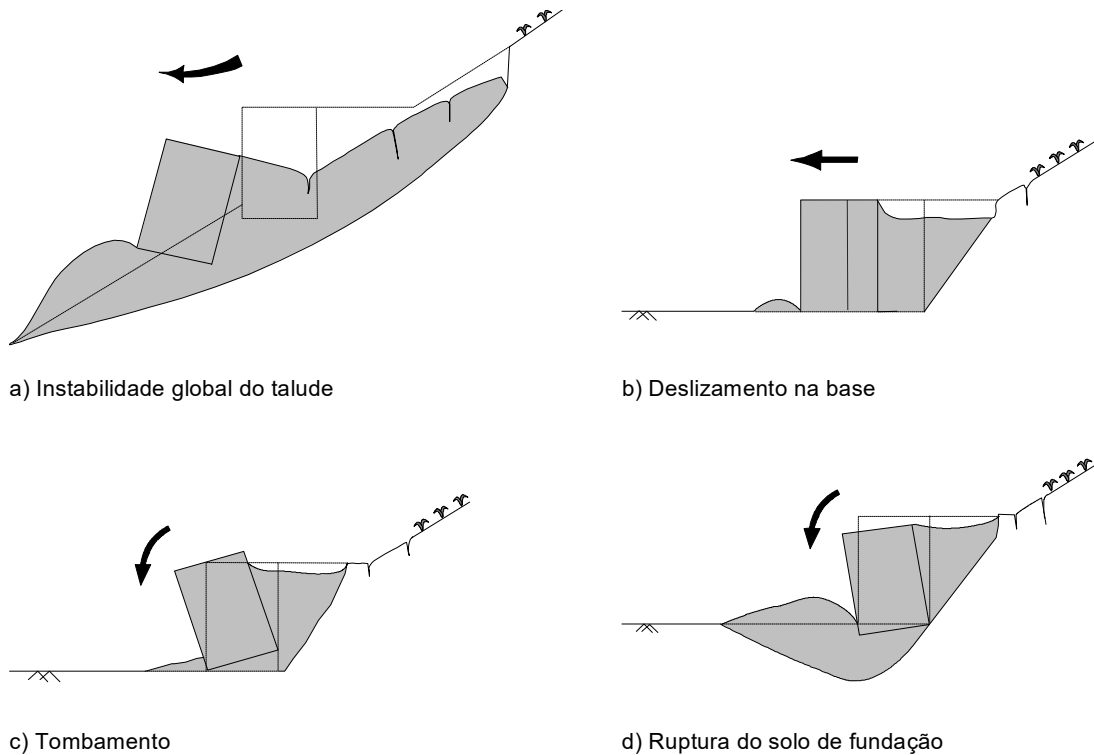
### ESTABILIDADE DE MUROS

Os muros de peso, também denominados muros de gravidade, dependem da geometria e do peso próprio para a sua estabilidade. Um muro de peso deve ser construído com largura suficiente para evitar o surgimento de tensões de tração no interior do muro. Estas tensões seriam provocadas pela ação instabilizante do empuxo do solo, com tendência ao deslizamento da base e ao tombamento do muro.

Para garantia de estabilidade do muro, os seguintes mecanismos potenciais de ruptura deverão ser cuidadosamente estudados e verificados:

- instabilidade global do talude;
- deslizamento ao longo da base do muro;
- tombamento em relação ao pé do muro;
- capacidade de suporte do solo de fundação do muro.

Os itens acima são comuns ao projeto e dimensionamento de todos os tipos convencionais de muros de arrimo. A Figura 3.10 apresenta uma ilustração destes mecanismos potenciais de ruptura de muros de peso.



**Figura 3.10 - Condições de estabilidade em muros de peso**

#### Verificação da instabilidade global

A possibilidade de instabilidade global do talude, envolvendo o conjunto de muro e solo deve ser cuidadosamente verificada através dos métodos de análise de estabilidade de taludes por equilíbrio limite, tratados no capítulo 5. Para a análise da estabilidade global, os principais parâmetros a serem determinados são os pesos específicos dos materiais (muro e solo) e os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) do solo.

Os parâmetros de resistência são usualmente obtidos para a condição de ruptura (pico da curva tensão-deformação) do solo e, a seguir, corrigidos por fatores de redução, conforme indicado a seguir.

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan \phi'_p}{FS_\phi}\right) \quad ; \quad c'_d = \left(\frac{c'_p}{FS_c}\right) \quad [1]$$

onde:  $\phi'_d$  e  $c'_d$  são, respectivamente, o ângulo de atrito e a coesão para dimensionamento;  $\phi'_p$  e  $c'_p$  são, respectivamente, o ângulo de atrito e a coesão de pico; e  $FS_\phi$  e  $FS_c$  são os fatores de redução para atrito e coesão, respectivamente. Os valores de  $FS_\phi$  e  $FS_c$  devem ser adotados na faixa entre 1,0 e 1,5, dependendo da importância da obra e da confiança na estimativa dos valores dos parâmetros de resistência  $\phi'_p$  e  $c'_p$ .

A Tabela 3.1 apresenta uma indicação de valores típicos dos parâmetros geotécnicos usualmente necessários para pré-dimensionamento de muros de contenção com solos da região do Rio de Janeiro. Na Tabela 3.1 estão apresentados o peso específico total ( $\gamma$ ), o ângulo de atrito efetivo ( $\phi'$ ) e a coesão efetiva ( $c'$ ), correspondentes aos níveis de tensões e

às condições de umidade ou saturação usuais no campo. Deve-se observar que os valores da Tabela 3.1 são apenas indicativos, pois os valores de  $\gamma$ ,  $\phi'$  e  $c'$  podem depender fortemente de inúmeros fatores, tais como nível de tensões, condições de saturação, condições de carregamento, etc. Esta tabela não substitui, portanto, os resultados obtidos diretamente a partir de ensaios no laboratório ou no campo.

**Tabela 3.1 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros**

TIPO DE SOLO	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (graus)	$c'$ (kPa)
Aterro compactado (silte areno-argiloso)	19 - 21	32 - 42	0 - 20
Solo residual maduro	17 - 21	30 - 38	5 - 20
Colúvio in situ	15 - 20	27 - 35	0 - 15
Areia densa	18 - 21	35 - 40	0
Areia fofa	17 - 19	30 - 35	0
Pedregulho uniforme	18 - 21	40 - 47	0
Pedregulho arenoso	19 - 21	35 - 42	0

#### Verificação do deslizamento ao longo da base

Esta verificação consiste na determinação do fator de segurança contra o deslizamento da base do muro (Figura 3.11). O fator de segurança, obtido pela razão entre os somatórios das forças resistentes ( $F_r$ ) e solicitantes ( $F_s$ ), deve ser igual ou superior a 1,5 (equação 2).

$$FS_d = \frac{F_r}{F_s} \geq 1,5 \quad [2]$$

onde:  $FS_d$  = fator de segurança contra o deslizamento na base do muro;

$F_s$  = resultante das forças solicitantes (empuxo  $E_A$  ou  $E_P$ );

$F_r = A (c' + \sigma'_v \tan \delta)$  = resultante das forças resistentes;

$A = B \cdot 1$  = área da base do muro (por metro linear);

$c'$  e  $\delta$  = parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) no contacto solo / muro;

$\sigma'_v = \gamma_m \cdot H$  = tensão vertical efetiva na base do muro,

$\gamma_m$  = peso específico efetivo do material do muro;

$H$  = altura do muro.

Na Figura 3.11, a força  $E$  corresponde ao empuxo resultante sobre o muro e inclui o efeito da sobrecarga ( $q$ ) distribuída na superfície do retroaterro.

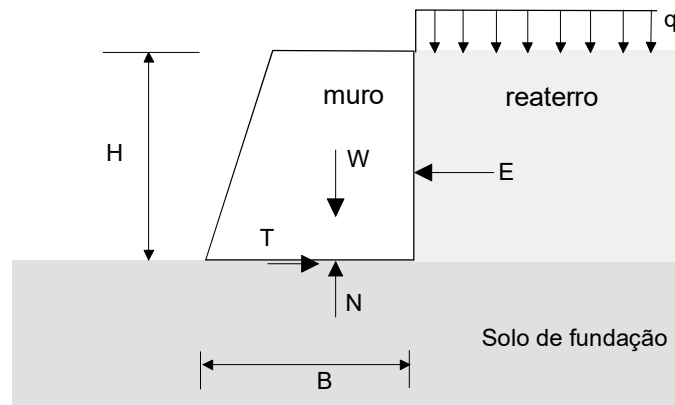


Figura 3.11 - Verificação da estabilidade do muro contra o deslizamento na base.

#### Verificação do tombamento em relação ao pé do muro

A análise da possibilidade de tombamento de um muro de contenção consiste na verificação dos momentos atuantes na estrutura, em relação à aresta externa da base (pé do muro), como apresentado na Figura 3.12. O fator de segurança contra o tombamento é definido como indicado na equação 3:

$$FS_t = \frac{\sum M_r}{\sum M_s} \geq 2,0 \quad [3]$$

onde  $\sum M_r$  = somatório dos momentos das forças resistentes (estabilizantes) e

$\sum M_s$  = somatório dos momentos das forças solicitantes (instabilizantes).

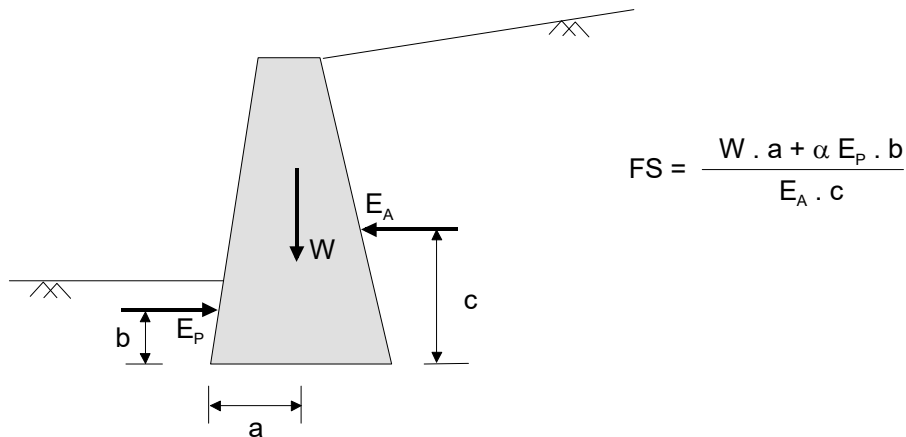


Figura 3.12 - Análise de estabilidade do muro contra o tombamento

Deve-se ressaltar que, no caso da base do muro apresentar um embutimento, o empuxo passivo atuando a jusante deve ser considerado na análise da estabilidade. No entanto, é usualmente recomendado o uso de um fator de redução ( $\alpha$ ) do empuxo passivo, tendo em vista a possibilidade de erosão ou escavação do solo no pé do muro e a diferença entre os deslocamentos necessários para mobilizar os empuxos passivo e ativo. O valor de  $\alpha$  geralmente recomendado nas normas norte americanas e européias situa-se entre 0 e 1/2, sendo usual a adoção de  $\alpha = 1/3$ .

Adicionalmente, a segurança contra o tombamento do muro deve ser também garantida por um outro critério gráfico. A resultante vetorial ( $R'$ ) entre as forças de empuxo ( $E$ ) e peso do

muro ( $W$ ) deve ter linha de ação passando dentro do terço central da área da base do muro. Desta forma, garante-se que ocorrem somente pressões de compressão no contacto muro/fundação, minimizando a possibilidade de tombamento do muro.

#### Verificação da capacidade de suporte do solo de fundação

A distribuição de pressões verticais na base do muro apresenta uma forma trapezoidal, conforme indicado na Figura 3.13. Esta distribuição não uniforme é devida à ação combinada do peso  $W$  e do empuxo  $E$  sobre o muro. Assim, obtém-se:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} \\ \sigma_{\min} \end{array} \right\} = \frac{\sum F_V}{A} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad [4]$$

onde:  $\sigma_{\max}$  e  $\sigma_{\min}$  = pressões verticais máxima e mínima na base do muro.

$\sum F_V$  = somatório das forças verticais;

$A$  e  $B$  = área e largura da base do muro, respectivamente;

$e$  = excentricidade da resultante  $N$  em relação ao centro da base do muro;

Para evitar a ruptura do solo de fundação do muro, o critério usualmente adotado recomenda que o valor de  $\sigma_{\max} < q_{\max} / 2,5$ , sendo  $q_{\max}$  a capacidade de suporte calculada pelo método clássico de Terzaghi-Prandtl (Terzaghi e Peck, 1967), conforme mostra a equação 5. Neste caso, a base do muro é considerada como sendo uma sapata.

$$q_{\max} = c' \cdot N_c + q_s \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_\gamma \quad [5]$$

onde:  $B' = B - 2e$  = largura equivalente da base do muro;  $c'$  = coesão do solo de fundação;  $\gamma_f$  = peso específico do solo de fundação;  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga (Tabela 2);  $q_s$  = sobrecarga efetiva no nível da base da fundação. Deve-se adotar  $q_s = 0$ , caso a base do muro não esteja embutida no solo de fundação. Deve-se garantir, ainda, que  $\sigma_{\min} \geq 0$  (ou seja,  $e \leq B/6$ ) para evitar pressões de tração na base do muro. Uma revisão da metodologia usada para o projeto de fundações rasas é apresentada em GEO (1993).

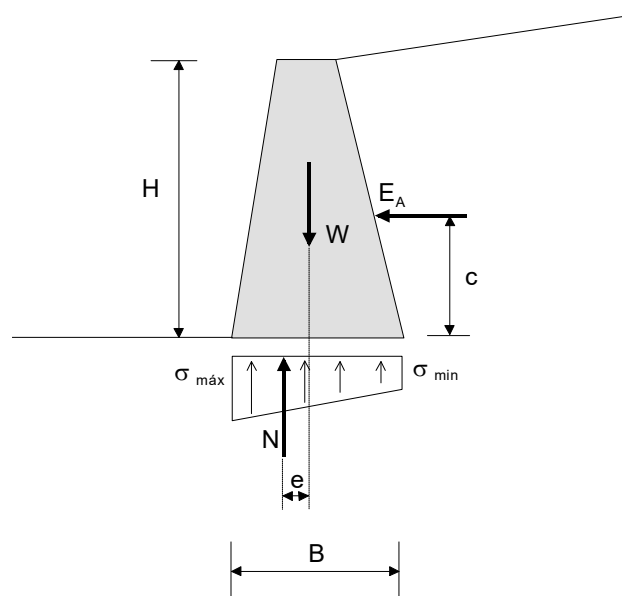


Figura 3.13 - Distribuição de pressões na base do muro



Tabela 3.2 - Fatores de capacidade de carga (Vesic, 1975)

$\phi$ (graus)	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00
2	5.63	1.20	0.15
4	6.19	1.43	0.34
6	6.81	1.72	0.57
8	7.53	2.06	0.86
10	8.35	2.47	1.22
12	9.28	2.97	1.69
14	10.37	3.59	2.29
16	11.63	4.34	3.06
18	13.10	5.26	4.07
20	14.83	6.40	5.39
22	16.88	7.82	7.13
24	19.32	9.60	9.44
26	22.25	11.85	12.54
28	25.80	14.72	16.72
30	30.14	18.40	22.40
32	35.49	23.18	30.22
34	42.16	29.44	41.06
36	50.59	37.75	56.31
38	61.35	48.93	78.03
40	75.31	64.20	109.41
42	93.71	85.38	155.55
44	118.37	115.31	224.64
46	152.10	158.51	330.35
48	199.26	222.31	496.01
50	266.89	319.07	762.89

## MUROS DE CONCRETO ARMADO

Existem vários tipos de muros que utilizam o concreto armado como material de construção, de modo a minimizar o volume da estrutura de arrimo. Um muro de concreto armado resiste aos esforços de flexão provocados pelo empuxo do solo de retroaterro. Em geral, o peso do retroaterro atuando sobre a laje de base do muro funciona como uma força estabilizante. O conjunto concreto-retroaterro age como uma estrutura de gravidade, com um tardo virtual na linha AB (Figura 14). As verificações de projeto quanto à estabilidade contra deslizamento e tombamento consideram o empuxo ativo atuando no tardo virtual. Em termos estruturais, no entanto, o muro de concreto armado deve ser projetado para resistir ao empuxo no repouso do solo, a menos que os deslocamentos do muro sejam suficientes para garantir a imposição de empuxo ativo.

Os principais tipos de muros de concreto armado são:

- muro em  $L$  (ou  $T$  – invertido): usualmente considerado para alturas inferiores a 6m.
- muro com contrafortes no interior do retroaterro: os contrafortes trabalham à tração e são usados para minimizar a seção transversal de muros com alturas acima de 6m.
- muros com gigantes na face externa do muro: os gigantes trabalham à compressão, porém este tipo de muro tem sido bem menos usado que os dois tipos anteriores.

### Muro em L

O tipo mais usual de muro de concreto armado é o muro com seção em *L* (ou muro de flexão), ilustrado na Figura 3.14. Uma fotografia é apresentada na Figura 3.15. O muro consta de uma laje de base, enterrada no terreno de fundação, e uma face vertical (ou subvertical). A laje de base em geral apresenta largura entre 50 e 70% da altura do muro. A face trabalha à flexão e pode empregar se necessário vigas de enrijecimento, no caso alturas maiores. Para muros com alturas superiores a cerca de 5 m, é conveniente a utilização de contrafortes (ou nervuras), para aumentar a estabilidade contra o tombamento. No caso da laje de base ser interna, ou seja, sob o retroaterro, os contrafortes devem ser adequadamente armados para resistir a esforços de tração. No caso de laje externa ao retroaterro, os contrafortes trabalham à compressão. Esta configuração é menos usual, pois acarreta perda de espaço útil a jusante da estrutura de contenção. Os contrafortes são em geral espaçados de cerca de 70% da altura do muro.

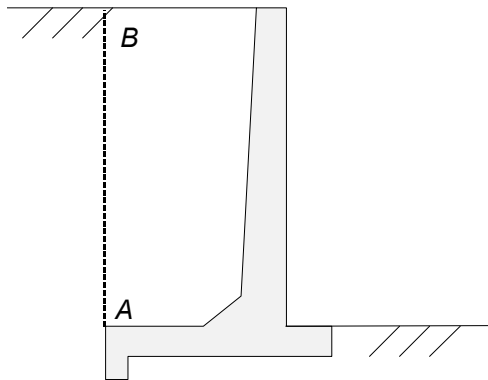


Figura 3.14 - Muro de concreto armado em *L*: seção transversal

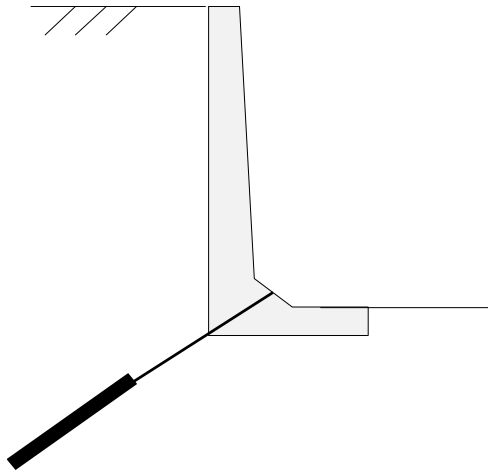


Figura 3.15 - Muro de concreto armado (Foto GeoRio)

### Muro ancorado na base

A Figura 3.16 apresenta uma ilustração de um muro cuja base é estabilizada através de ancoragens. Esta concepção de projeto, muito empregada no Rio de Janeiro, adota a carga de trabalho da ancoragem como uma das forças de estabilização do muro. Esta solução de

projeto pode ser adotada quando na fundação do muro ocorre material competente (rocha sã ou alterada) e quando há limitação de espaço disponível para que a base do muro apresente as dimensões necessárias para a estabilidade.



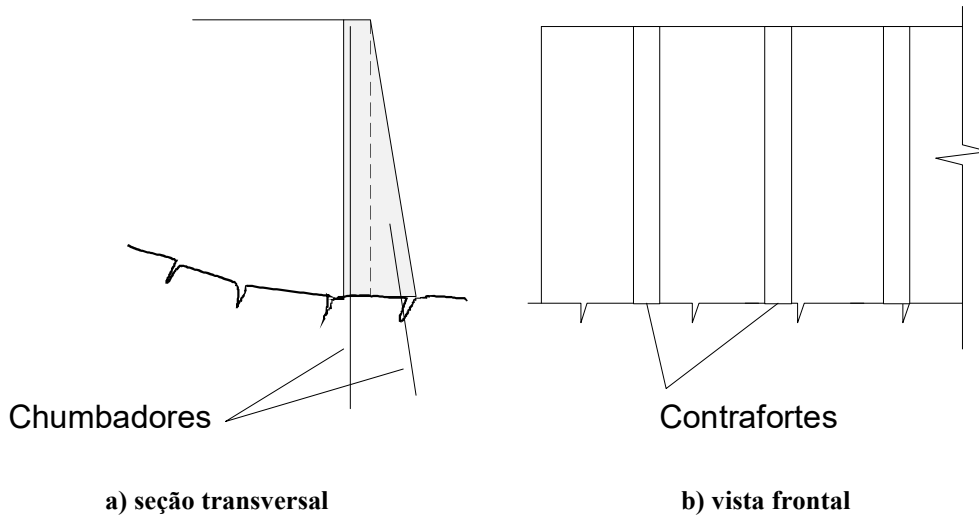
**Figura 3.16 - Muro de concreto ancorado na base: seção transversal**

#### Muro chumbado na rocha

A Figura 3.17 apresenta um caso de muro de concreto armado apoiado diretamente sobre a rocha sã ou pouco fraturada, comum no Rio de Janeiro. Nesse caso, usam-se chumbadores de barras de aço embutidos no concreto em furos na rocha (Figura 3.18). Os detalhes destas barras e da necessária proteção contra a corrosão estão descritos em outro capítulo (Manual sobre Ancoragens e Grampos).



**Figura 3.17 - Muro de concreto armado com contrafortes chumbados na rocha (Foto GeoRio)**



**Figura 3.18 - Muro de concreto armado chumbado na rocha**

## MUROS DE PESO

### Muros de alvenaria de pedras

Em um muro de peso, a reação ao empuxo do solo é proporcionada pelo peso próprio da estrutura e pelo atrito em sua base, o qual é função direta deste peso. Dentre os muros de peso, os construídos com blocos de pedras são naturalmente os mais antigos e numerosos. Estas estruturas apresentam rigidez elevada, com movimentos somente por translação, sem deformações ou distorções significativas.

No caso de muro de pedras arrumadas manualmente, a resistência do muro resulta unicamente do embricamento dos blocos de pedras (Figura 3.19). Este muro apresenta como vantagens a simplicidade de construção e a dispensa de dispositivos de drenagem, pois o material do muro é drenante. Outra vantagem é o custo reduzido, especialmente quando os blocos de pedras são disponíveis no local. No entanto, a estabilidade interna do muro requer que os blocos devem ter dimensões aproximadamente regulares, o que causa um valor menor do atrito entre as pedras.

Muros de pedra sem argamassa devem ser recomendados unicamente para a contenção de taludes com alturas de até 2m. A base do muro deve ter largura mínima de 0,5 a 1,0m e deve ser apoiada em uma cota inferior à da superfície do terreno, de modo a reduzir o risco de ruptura por deslizamento no contato muro/fundação.

No caso de taludes de maior altura (cerca de uns 3m), deve ser utilizada argamassa de cimento e areia para preencher os vazios dos blocos de pedras. Neste caso, podem ser utilizados blocos de dimensões variadas. A argamassa provoca uma maior rigidez no muro, porém elimina a sua capacidade drenante. É necessária então a implementação dos dispositivos usuais de drenagem de muros impermeáveis, tais como, dreno de areia ou geossintético no tardo e tubos barbacãs para alívio de poropressões na estrutura de contenção.

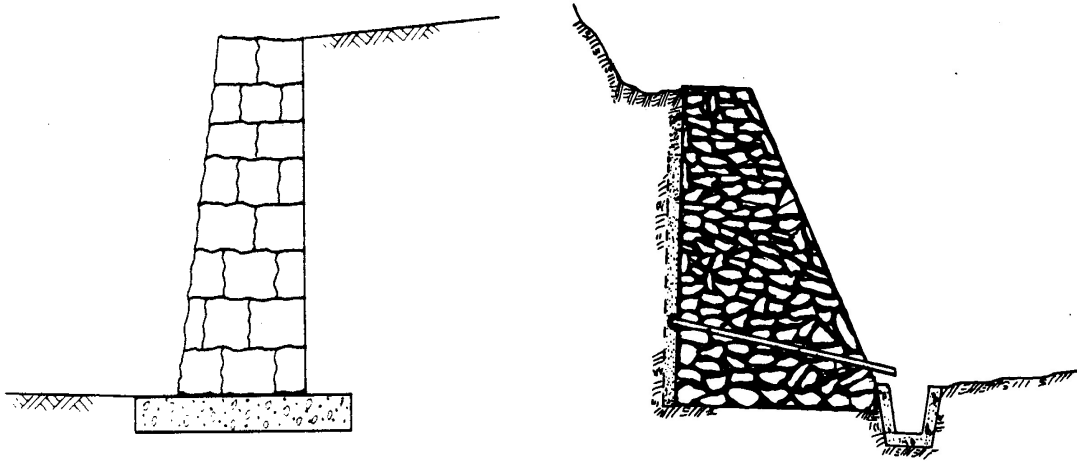


Figura 3.19 - Muros de alvenaria de pedra.

#### Muros de concreto ciclópico ou concreto gravidade.

Estes muros são em geral economicamente viáveis apenas quando a altura não é superior a cerca de 4 metros. Para maiores alturas, outros tipos de estrutura de contenção serão provavelmente mais econômicos.

A seção transversal é usualmente trapezoidal, com largura da base da ordem de 50% da altura do muro (Figura 3.20). A especificação do muro com faces inclinadas ou em degraus pode causar uma economia significativa de material. No entanto, a simplificação das fôrmas e das especificações construtivas pode resultar em custos ainda menores que os de simples economia de material. A seção transversal destes muros pode ainda ser influenciada por fatores não relacionados à estabilidade, tais como métodos construtivos, aspectos estéticos, e uso do espaço na frente do muro.

Para muros com face frontal plana e vertical, deve-se recomendar uma inclinação para trás (em direção ao retroaterro) de pelo menos 1:30 (cerca de 2 graus com a vertical), de modo a evitar a sensação ótica de uma inclinação do muro na direção do tombamento para a frente.

As especificações devem prever um concreto de durabilidade adequada, especialmente em presença de solo ou águas com condições agressivas. Em casos de extrema agressividade, o tardo do muro deve ser protegido com uma camada de pintura asfáltica ou manta impermeável do tipo geomembrana. Nestes casos, atenção especial deve ser dada ao sistema de drenagem das águas do material contido pelo muro, de modo a minimizar o empuxo hidrostático no tardo.

As condições estéticas da face frontal do muros de concreto podem ser melhoradas através da atenção com os detalhes de acabamento. Nos casos onde a estética é relevante, uma face frontal em alvenaria de pedras deve ser preferida. Os furos de drenagem devem ser posicionados de modo a minimizar o impacto visual causado pelas manchas que o fluxo de água causa na face frontal do muro. Alternativamente, pode-se realizar a drenagem na face posterior (tardo) do muro através de uma manta de material geossintético (tipo geotêxtil). Neste caso, a água é recolhida através de tubos de drenagem adequadamente posicionados. Este assunto está tratado em detalhes no capítulo 8 deste manual.

O muro de concreto ciclópico é uma estrutura construída através do preenchimento de uma forma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. Devido à impermeabilidade deste muro, é imprescindível a execução de um sistema adequado de drenagem. O muro de

concreto ciclópico pode ser utilizado em casos de contenção de taludes com alturas máximas na faixa de 4 a 5m.

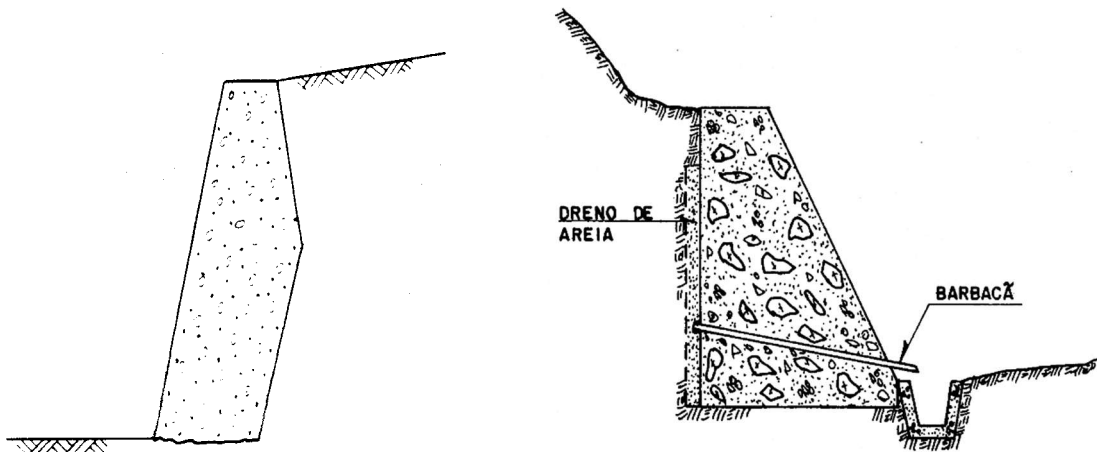


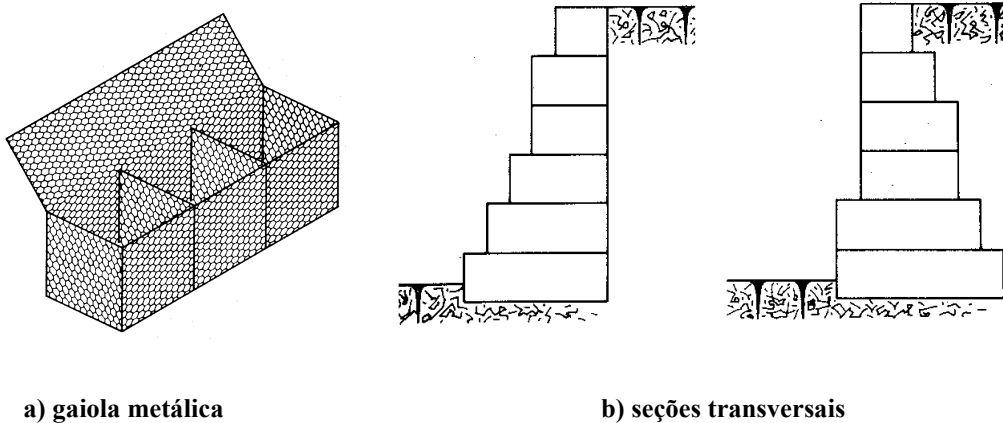
Figura 3.20 - Muros de concreto ciclópico (ou concreto gravidade)

### Muros de gabiões

Uma outra solução que pode ser também cogitada é a execução de muros de contenção de encostas com gabiões.

Os gabiões são gaiolas metálicas preenchidas com pedras arrumadas manualmente e construídas com fios de aço galvanizado em malha hexagonal com dupla torção. As dimensões usuais dos gabiões são: comprimento de 2m e seção transversal quadrada com 1m de aresta. No caso de muros de grande altura, gabiões mais baixos (altura = 0,5m), que apresentam maior rigidez e resistência, devem ser posicionados nas camadas inferiores, onde as tensões de compressão são mais significativas. No caso de muros muito longos, gabiões com comprimento de até 4m podem ser utilizados para agilizar a construção. A Figura 21 apresenta ilustrações de gabiões.

A rede metálica que compõe os gabiões apresenta resistência mecânica elevada. No caso da ruptura de um dos arames, a dupla torção dos elementos preserva a forma e a flexibilidade da malha, absorvendo as deformações excessivas. O arame dos gabiões é protegido por uma galvanização dupla e, em alguns casos, por revestimento com uma camada de PVC. Esta proteção é eficiente contra a ação das intempéries e de águas e solos agressivos (Maccafferri, 1990).



a) gaiola metálica

b) seções transversais

Figura 3.21 - Muros de gabiões

Os gabiões são montados individualmente no local da obra e costurados por arames de aço com características semelhantes aos utilizados nas gaiolas, porém de diâmetro inferior, para melhor trababilidade. As costuras são executadas ao longo das arestas dos gabiões em contacto, tanto na lateral quanto na vertical. Deste modo, o muro de gabiões comporta-se como uma estrutura monolítica, com uniformidade das características geotécnicas, tais como rigidez e ângulo de atrito interno. Os blocos de pedras utilizados no preenchimento dos gabiões devem ser sãos e apresentar granulometria uniforme, com diâmetro entre 1,0 e 2,0 vezes a dimensão da malha. As características geotécnicas dos gabiões usualmente adotadas em projeto são: peso específico = 17 kN/m<sup>3</sup> e ângulo de atrito = 35 graus.

A execução de muros de gabiões é simples, não requerendo equipamentos ou mão de obra especializados. O preenchimento pode ser executado manualmente, com blocos de rocha naturais (seixos rolados) ou artificiais (brita ou blocos de pedreiras).

A base de um muro de gabiões tem normalmente cerca de 40 a 60% da altura total. Por razões estéticas e de limitação de espaço, é comum que os muros de gabiões apresentem seção transversal com face externa vertical e tardo com degraus internos. No entanto, do ponto de vista da estabilidade, é recomendável a existência de degraus na face externa, com um recuo mínimo de uns 20cm entre camadas sucessivas de gabiões. Alternativamente, a face externa pode ser construída com uma pequena inclinação (5 a 10 graus) em relação à vertical, em direção ao retroaterro. Para estes muros inclinados e apoiados sobre uma camada de concreto de regularização da fundação, é recomendável a colocação de dispositivos de drenagem dispostos ao longo da base do tardo do muro, de modo a permitir a condução da água para fora da estrutura.

Em muros de gabiões com retroaterro de solo argiloso, deve-se executar uma camada de filtro de areia e pedrisco, com cerca de 50cm de espessura, adjacente ao tardo. Este filtro é um dispositivo de grande importância para evitar o carreamento das partículas de argila por entre os vazios dos blocos dos gabiões, garantindo a integridade da obra.

As principais características dos muros de gabiões são: flexibilidade elevada, permitindo deformações diferenciais do retroaterro e do terreno de fundação do muro; resistência elevada, devida ao peso dos gabiões e ao coeficiente de atrito dos blocos de rocha sã; e permeabilidade elevada, devida à granulometria uniforme dos blocos, que garante a drenagem da encosta e a ausência de empuxo hidrostático no tardo do muro,.

As Figura 3.22 apresenta um muro de gabiões em execução e a Figura 3.23 um outro após a execução.



**Figura 3.22 - Execução de muro em gabiões (Foto GeoRio)**



**Figura 3.23 - Muro em gabiões (Foto GeoRio)**

### Muros de solo-pneus

A utilização de pneus usados em obras geotécnicas apresenta-se como uma solução que combina a elevada resistência mecânica do material com o baixo custo, comparativamente aos materiais convencionais. O muro de solo-pneus é um muro de gravidade, construído através da combinação de pneus usados com solo localmente disponível. Isto garante a simplicidade de construção e o custo reduzido. A primeira construção documentada de um muro de solo-pneus foi reportada por Long (1990). Este muro possui altura variando de 2 a 7m e comprimento total da ordem de 650m.



Sendo um muro de peso, os muros de solo-pneus estão limitados a alturas inferiores a 5m e à disponibilidade de espaço para a construção de uma base com largura da ordem de 40 a 60% da altura do muro. Deve-se ressaltar, no entanto, que o muro de solo-pneus é uma estrutura flexível e, portanto, as deformações horizontais e verticais podem ser superiores às usuais em muros de peso de alvenaria ou concreto. Assim sendo, não se recomenda a construção de muros de solo-pneus para contenção de terrenos que sirvam de suporte a obras civis pouco deformáveis, tais como estruturas de fundações ou ferrovias.

A execução de um muro de solo-pneus requer apenas equipamentos simples, tais como ferramentas manuais (enxadas, pás e picaretas), compactador manual (tipo placa vibratória) e máquina de cortar pneus (opcional). Uma vantagem adicional é o fato de não ser necessária mão de obra especializada para a execução. Pneus de qualquer tipo, desde que apresentem diâmetros semelhantes, podem ser utilizados no muro.

Como elemento de amarração entre pneus, recomenda-se a utilização de cordas de polipropileno com 6mm de diâmetro. Cordas de nylon ou sisal são facilmente degradáveis e não devem ser utilizadas.

O peso específico do material solo-pneus utilizado no muro foi determinado a partir de ensaios de densidade no campo (Medeiros et al, 1997), e varia na faixa de 15,5 kN/m<sup>3</sup> (solo com pneus inteiros) a 16,5 kN/m<sup>3</sup> (solo com pneus cortados).

Após o preparo da superfície do terreno, a primeira camada de pneus deve ser lançada em linhas, de tal forma a ocupar a largura da base. O posicionamento das sucessivas linhas nas camadas horizontais deve minimizar os espaços vazios entre pneus. Desta forma, os centros dos pneus entre as sucessivas linhas devem ficar desalinhados. O número de amarrações entre pneus adjacentes em uma camada de solo-pneus, bem como o número de voltas da corda para cada amarração, são detalhes relevantes. Na linha mais externa, todos os pneus devem ser amarrados a seus adjacentes (laterais e internos), com duas voltas da corda. Nas demais linhas, recomenda-se a amarração de cada pneu com somente 4 dos 6 pneus adjacentes, bastando apenas uma volta na corda.

Para o enchimento dos pneus, o material de aterro a ser utilizado pode ser obtido no próprio local de execução da obra. Para a utilização de materiais predominantemente argilosos, os pneus devem ser preferencialmente cortados, com a retirada de uma das bandas laterais, o que facilita o preenchimento do pneu com o solo. A utilização de materiais argilosos pode, no entanto, provocar deformações ou poropressões elevadas durante a execução do muro. Neste caso, é recomendável a utilização de drenos internos, usual em muros impermeáveis. No caso da utilização de materiais arenosos, os pneus podem ser cortados ou inteiros, desde que seja evitada a possibilidade de carreamento do material devido a condições desfavoráveis de fluxo interno de água.

O lançamento do aterro para a construção do muro deve ser feita em camadas sucessivas, em toda a largura do muro. Para o enchimento do muro, o material deverá ser lançado até 5cm acima da borda do pneu, correspondendo a uma camada de aproximadamente 25 cm de espessura antes da compactação.

A face externa do muro de pneus deve ser revestida, não só para evitar o carreamento ou erosão do solo de enchimento dos pneus, mas como também para evitar vandalismo ou a possibilidade de incêndios. O revestimento da face do muro deverá ser suficientemente resistente e flexível, ter boa aparência, e ser de fácil construção. As principais opções de revestimento do muro são alvenaria em blocos de concreto, concreto projetado sobre tela metálica, placas pré-moldadas ou vegetação.

A seção típica do muro experimental de solo-pneus relatado por Medeiros et al (1997) está apresentada na Figura 3.24. Uma fotografia do muro, após o final da execução é mostrada na Figura 3.25.

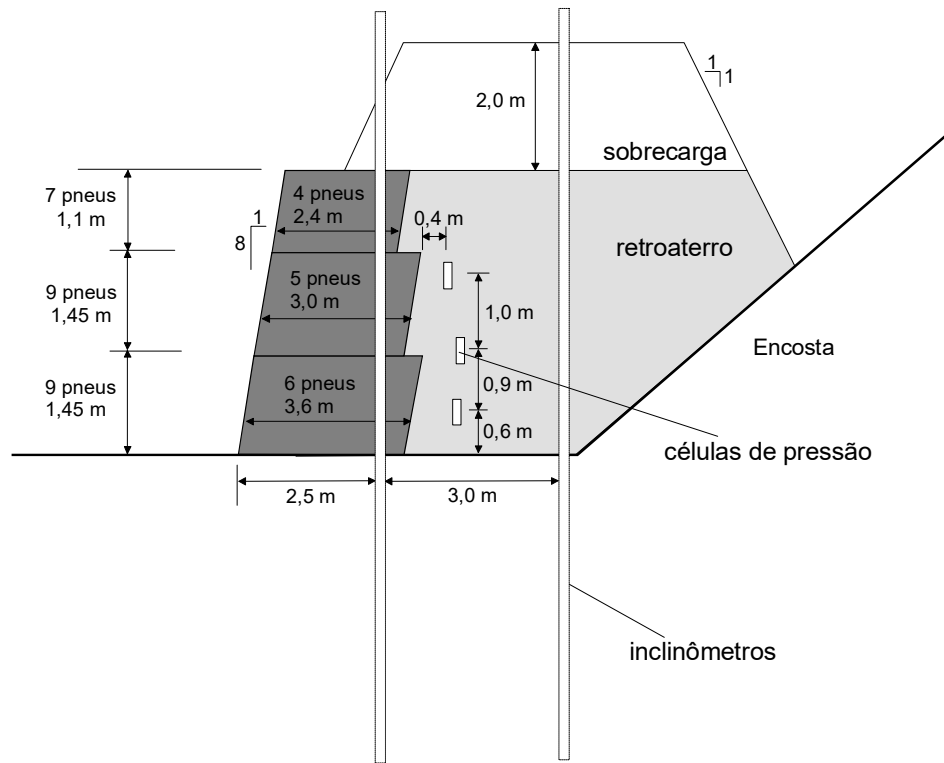


Figura 3.24 - Seção esquemática de muros de solo-pneus.



Figura 3.25 - Muro de solo-pneus (Foto GeoRio)

### Muros de sacos de solo-cimento

Esta é uma técnica alternativa para contenção de encostas, utilizando sacos de solo estabilizado com cimento. Esta técnica tem se mostrado promissora devido ao baixo custo e pelo fato de não requerer mão de obra ou equipamentos especializados. Segundo dados da prefeitura de Juiz de Fora, onde dezenas de obras utilizando solo-cimento ensacado foram já construídas nas duas últimas décadas, um muro de arrimo de solo-cimento com altura entre 2 e 5 metros tem custo da ordem de 60% do custo de um muro de igual altura executado em concreto armado (Marangon, 1992).

Após o transporte desde a jazida até o local da construção do muro, o solo é inicialmente submetido a um peneiramento em uma malha de 9mm, com o objetivo de retirar os pedregulhos de maior porte. Em seguida, o cimento é espalhado e misturado, de modo a permitir uma coloração homogênea do material. Uma proporção cimento/solo da ordem de 1:10 a 1:15 (em volume) tem sido a prática corrente para a estabilização de todos os solos utilizados na construção de muros. Adiciona-se, então, água em quantidade 1% acima da correspondente à umidade ótima de compactação proctor normal.

Após a homogeneização, a mistura é colocada em sacos de poliéster ou similares, com preenchimento até cerca de dois terços do volume útil do saco. O fechamento dos sacos são então procedidos através de costura manual. O ensacamento do material facilita o transporte para o local da obra e torna dispensável a utilização de fôrmas para a execução do muro.

No local de construção, os sacos de solo-cimento são arrumados em camadas posicionadas horizontalmente e, a seguir, cada camada do material é compactada de modo a reduzir o volume de vazios. A compactação é em geral procedida manualmente com soquetes.

As camadas apresentam cerca de 10cm de altura, o que corresponde à espessura dos sacos preenchidos com material. A seguir, uma nova camada de sacos é posicionada e compactada por sobre a camada anterior. O posicionamento dos sacos de uma camada é propositalmente desencontrado em relação à camada imediatamente inferior, de modo a garantir um maior intertravamento entre os sacos e, em consequência, uma maior densidade do muro. Após alguns anos, os sacos expostos nas faces externas do muro desintegram-se totalmente, porém o material solo-cimento preserva a forma original moldada pelos sacos. Estas faces externas do muro podem receber uma proteção superficial de argamassa de concreto magro, de modo a prevenir contra a ação erosiva de ventos e águas superficiais. Uma ilustração de muro com sacos de solo-cimento é apresentada na Figura 3.26.

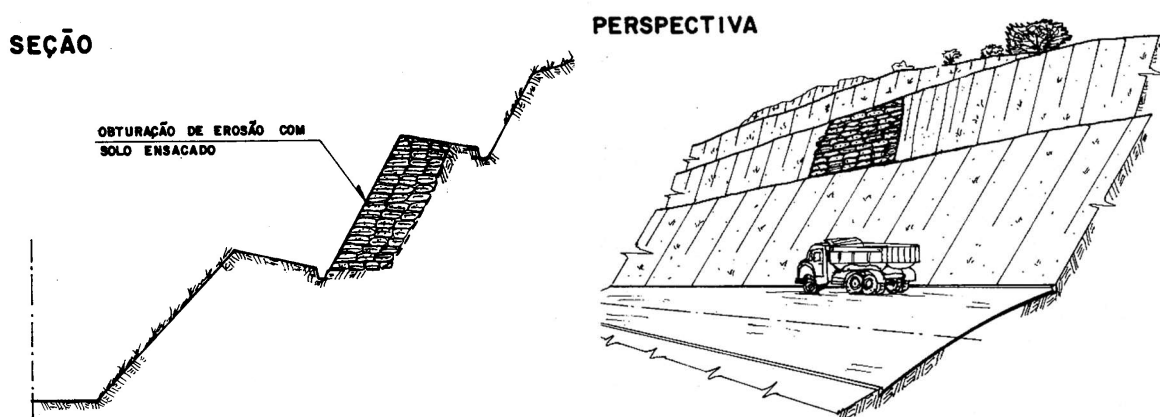


Figura 3.26 - Muro de contenção com sacos de solo-cimento

Como vantagens adicionais desta técnica, pode-se citar a facilidade de execução do muro com forma curva (adaptada à topografia local) e a adequabilidade do uso de solos residuais de rochas granítico-gnáissicas. Estes solos são localmente encontrados nas encostas da região sudeste do país e apresentam-se em geral com granulometria predominantemente arenosa, com cerca de 20 a 40% de material silto-argiloso. Nestes casos, a presença de uma pequena porcentagem de argilominerais (caulinita), em um solo arenoso bem graduado, é benéfica para o processo de estabilização do solo com cimento. No caso de solos residuais maduros, predominantemente argilosos, a estabilização com cal pode ser mais eficiente que o cimento. Detalhes sobre estabilização de solos com cal e com cimento podem ser obtidos em Ingles e Metcalf (1973), Pinto e Boscov (1990) e em Marangon (1992).

Quanto ao tipo de cimento, os diferentes tipos utilizados em concreto podem ser empregados nas misturas de solo-cimento. O mais usual, no entanto, é o cimento Portland comum, o qual é constituído por silicatos e aluminatos de cálcio. Em presença de água, estes elementos se hidratam, produzindo o endurecimento da mistura. No caso de solos contendo matéria orgânica, os cimentos de alta resistência inicial são os mais recomendados. O cimento deve sempre ser estocado em local com baixa umidade ambiente, até o dia da utilização.

É importante também ressaltar que a água a ser utilizada na mistura solo-cimento não deve conter impurezas, tais como sais, ácidos, álcalis ou matéria orgânica.

Com estas substâncias, as reações de estabilização do solo com cimento podem ser retardadas ou prejudicadas.

Resultados típicos de ensaios de laboratório com misturas de solo-cimento estão resumidos na Tabela 3. Nestes ensaios, foram utilizados solos residuais jovens, provenientes de saibreiras em maciços gnáissicos. Estes solos apresentavam granulometria bem graduada, sendo cerca de 70 a 90% de areia. A densidade real dos grãos sólidos ( $G_s$ ) era de 2,70, sendo a caulinita o mineral predominante na fração argila.

Na Tabela 3,  $C/S$  representa a porcentagem em peso do teor de cimento na mistura,  $w$  e  $\gamma_d$  são os resultados de compactação proctor normal (respectivamente, teor de umidade ótima e peso específico seco máximo),  $E$  é o módulo de elasticidade (inclinação do trecho linear da curva tensão-deformação) e  $\sigma_r$  é a resistência à compressão simples da mistura de solo-cimento. Os valores de  $E$  e  $\sigma_r$  são resultados de ensaios de compressão simples em corpos de prova cilíndricos com 100mm de altura e 50mm de diâmetro, após 7 dias de cura. Pode-se verificar que uma variação do teor de cimento causa uma alteração reduzida nos resultados de compactação. No entanto, a rigidez e a resistência crescem significativamente com o aumento do teor de cimento, dentro da faixa considerada no programa experimental.

Os valores registrados para  $\sigma_r$  poderiam qualificar o material solo-cimento com um comportamento de rocha branda ( $\sigma_r$  entre 1 e 25 MPa, segundo a classificação da ISRM, 1979). Deve-se ainda ressaltar que, após 1 mês de cura, foram observados valores de  $\sigma_r$  cerca de 50 a 100% superiores aos obtidos aos 7 dias. Como conclusão da pesquisa, um teor de cimento ( $C/S$ ) da ordem de 7 a 8% em peso foi considerado adequado para a estabilização dos solos em obras de contenção de encostas.

Tabela 3.3 - Parâmetros típicos de misturas de solo-cimento (Marangon, 1992)

C/S (%)	$\omega$ (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (MPa)	$\sigma_r$ (kPa)
0	14,1	17,2	--	--
5	12,9	17,8	405	1177
7	13,3	18,0	767	1771
8	12,7	18,0	921	2235

### Muros de terra armada

Estes muros têm como característica a introdução de fitas metálicas no material do retroaterro. Estas fitas atuam como elementos de reforço, com o objetivo de conferir resistência à tração ao solo do retroaterro. Os muros de terra armada consistem na associação de solo compactado e as armaduras metálicas, além de um paramento externo vertical, composto de placas de concreto sem função estrutural. As armaduras ou fitas metálicas são elementos flexíveis que trabalham à tração e devem possuir resistência adequada à corrosão. As fitas metálicas são fixadas às placas do paramento externo através de parafusos. Este sistema de contenção é patenteado, o que reduz a sua aplicabilidade, em termos práticos. A Figura 3.27 apresenta uma ilustração de muro de terra armada.

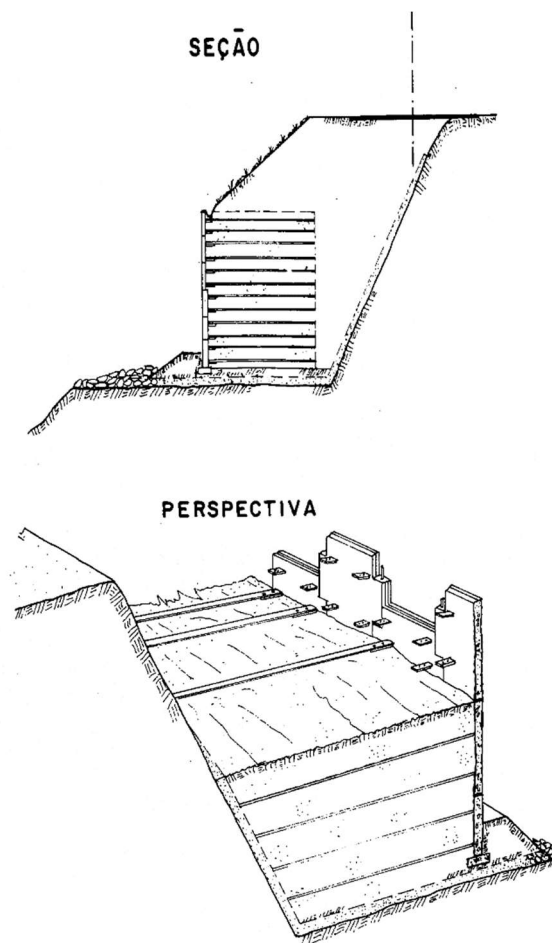


Figura 3.27 - Muro de terra armad

## 4. Reforço com geossintéticos

### INTRODUÇÃO

Geossintéticos são materiais sintéticos para aplicação em obras de engenharia civil, particularmente as geotécnicas e de proteção ambiental. Os geossintéticos compreendem um conjunto de materiais poliméricos com características e funções diferenciadas. Os polímeros mais comumente utilizados na confecção destes materiais são o polipropileno, o polietileno e o poliéster. Os principais geossintéticos disponíveis, suas funções e características estão sumariadas na Tabela 4.1 e Figura 4.1.

**Tabela 4.1 - Tipos de geossintéticos e suas aplicações possíveis**

Tipo	Função Característica				
	reforço	separação	drenagem	filtração	proteção
Geotêxtil Tecido	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>
Geotêxtil Não tecido	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Geogrelha	<input type="checkbox"/>				
Tiras	<input type="checkbox"/>				
Fios, Fibras, Micro-Telas	<input type="checkbox"/>				
Geomalha			<input type="checkbox"/>		
Geodrenos			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
Geomembranas		<input type="checkbox"/>			<input type="checkbox"/>
Geocélulas	<input type="checkbox"/>				<input type="checkbox"/>
Geocompostos	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

As definições dos diversos tipos de geossintéticos, segundo a norma técnica ABNT NBR 12553, são apresentadas no anexo Glossário.

Os geotêxteis e as geogrelhas são os geossintéticos mais utilizados como elementos de reforço em solos de aterros com taludes íngremes ou estruturas de contenção. Os geossintéticos são fornecidos em rolos ou painéis, dependendo do tipo e dimensões do produto.

A Figura 1.2 esquematiza obras típicas de estruturas de contenção e aterros íngremes reforçados com geossintéticos. Tais obras se caracterizam pelo lançamento e compactação de aterro granular juntamente com as camadas de geossintéticos, que servem como elementos de reforço para a garantia de estabilidade da obra.

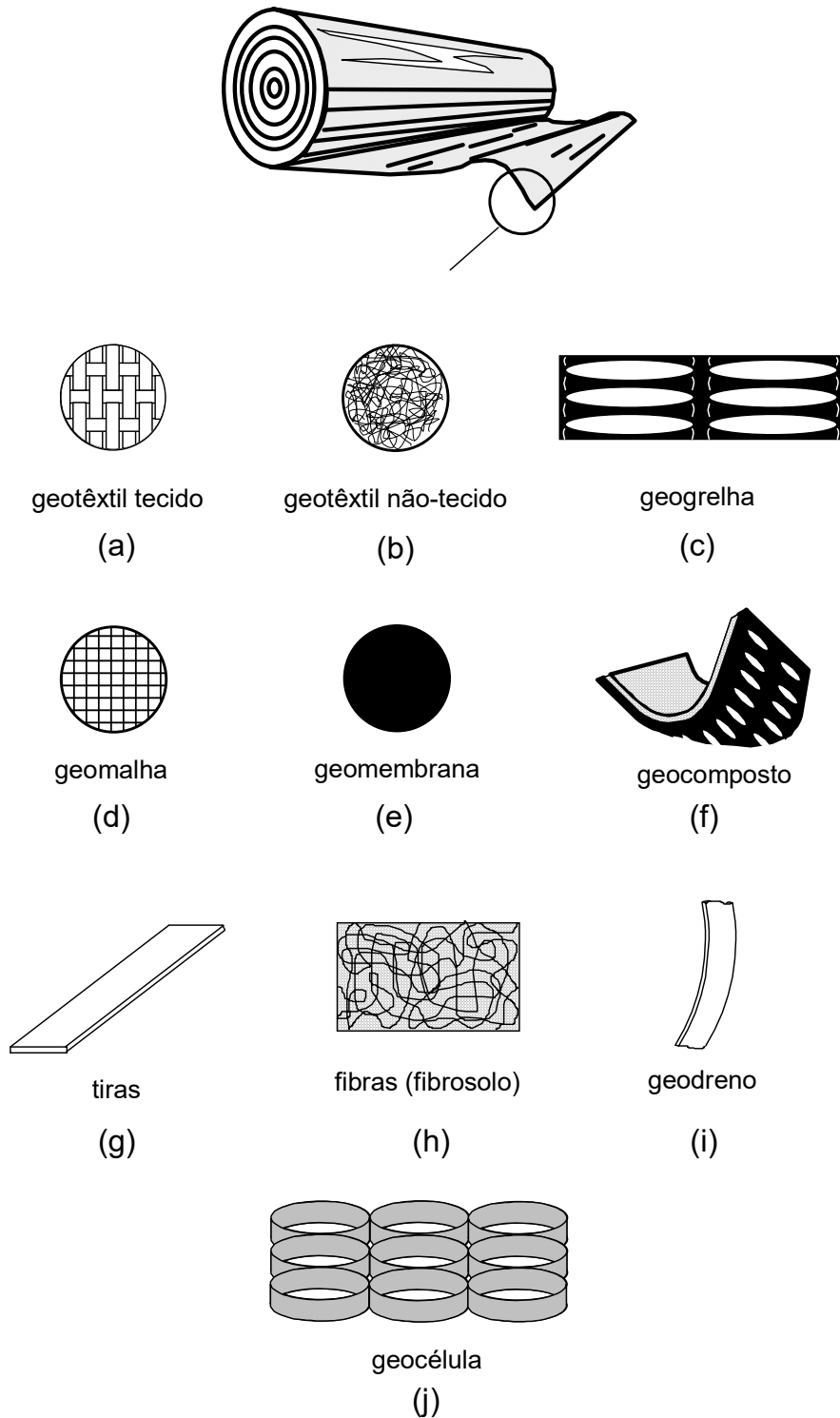
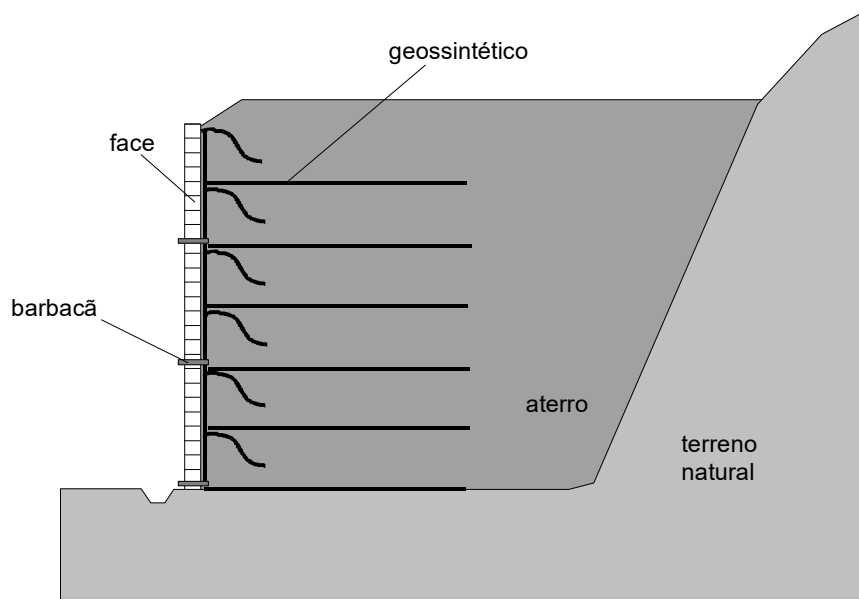
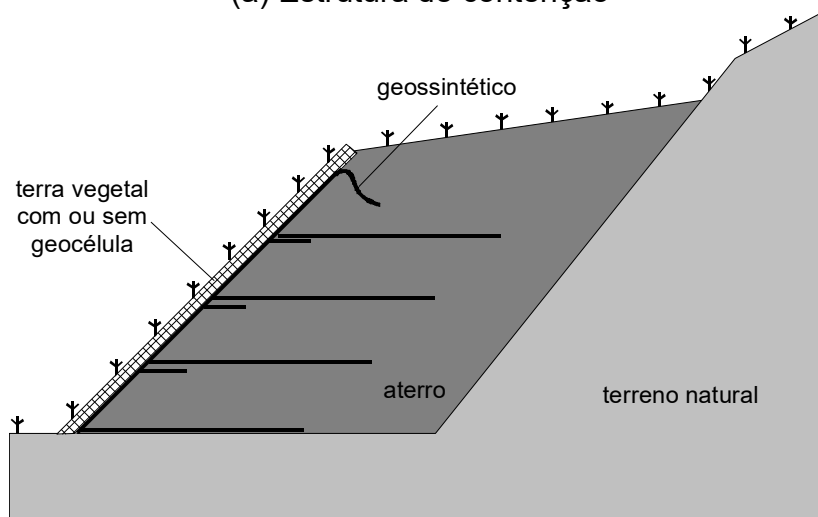


Figura 4.1 - Tipos comuns de geossintéticos (Modificado de Palmeira, 1995).



(a) Estrutura de contenção



(b) Talude íngreme

Figura 4.2 - Esquemas típicos de estruturas em solo reforçado com geossintéticos

## PROPRIEDADES RELEVANTES DOS GEOSSINTÉTICOS

### Introdução

Alguns requisitos básicos devem ser atendidos de modo a que um determinado geossintético possa ser utilizado com elemento de reforço em uma obra geotécnica, quais sejam:

- Resistência e rigidez à tração compatíveis;
- Comportamento à fluência compatível;
- Resistência a esforços de instalação compatível;
- Grau de interação entre solo e reforço;
- Durabilidade compatível com a vida útil da obra

Para obras típicas de contenção a resistência à tração do geossintético deve ser obtida em ensaios realizados sob condições de deformação plana, sendo o ensaio de tração de tira larga



o mais comumente utilizado. Em vista disso, a resistência à tração de um geossintético ensaiado à tração plana é expressa em unidade de força por unidade de comprimento normal à direção solicitada, kN/m. O ensaio deve ser executado em condições padronizadas e o resultado obtido deve ser considerado como um valor índice uma vez que, dependendo do polímero utilizado na confecção do geossintético, os valores de resistência e rigidez à tração podem variar em função das condições de ensaio, particularmente da velocidade de ensaio. Geossintéticos à base de polipropileno e polietileno são mais sensíveis à velocidade de ensaio e à fluência do que geossintéticos à base de poliéster ou poliamida.

Em condições de campo, devido ao confinamento proporcionado pelo solo, a rigidez à tração obtida em ensaios de tração em geotêxteis, principalmente os não tecidos, pode ser significativamente superior à obtida em ensaios em isolamento (McGown et al, 1982, Gomes, 1993, Tupa, 1994, Palmeira et al, 1996). A rigidez obtida em ensaios de tração com confinamento por solo pode ser de 4 a 8 vezes maior que a obtida em isolamento, dependendo das características do geotêxtil, nível de deformações considerado e tensão normal confinante. Assim um geotêxtil aparentemente extensível em isolamento pode ser significativamente mais rígido quando sob confinamento na obra.

A fluência pode ser ou não relevante, dependendo do tipo e características do elemento de reforço e características e vida útil da obra. É importante também observar que a fluência pode ser significativamente inibida pelo confinamento do geossintético na massa de solo (McGown et al, 1982). Fatores de redução aplicados sobre a resistência à tração índice do geossintético podem ser empregados de modo a se ter um comportamento seguro do reforço quanto à fluência ao longo da vida útil da estrutura.

A resistência a esforços de instalação pode ser estimada através de ensaios apropriados (Koerner, 1998, Palmeira, 1998). Devem ser evitadas práticas construtivas que provoquem dano mecânico ao geossintético tais como, tráfego de veículos sobre a manta, material de aterro com arestas, pontas e cantos agressivos, etc.

O grau de interação entre solo e reforço, caracterizado pelo ângulo de atrito de interface ( $\delta$ ), é também avaliado através de ensaios com geossintéticos e solos (cisalhamento direto ou arrancamento, por exemplo). É importante se identificar perfeitamente o mecanismo de interação entre solo e reforço. Os geotêxteis tipicamente interagem com os solos em contacto por atrito, ao passo que as geogrelhas interagem por atrito mas, predominantemente, por ancoragem dos seus membros transversais. A obtenção do ângulo de atrito entre solo e geotêxtil é relativamente fácil. Na falta de resultados de ensaios para a determinação de  $\delta$ , e para análises preliminares, recomendam-se os valores apresentados na Tabela 4.2 (condições drenadas de cisalhamento).

**Tabela 4.2 - Valores de  $\delta$  para análises preliminares**

Tipo de solo	Geotêxtil Tecido	Geotêxtil Não Tecido	Geogrelhas <sup>(*)</sup>
Areias e siltes arenosos	$\leq 0.8\phi$	$\leq 0.9\phi$	$(0.5 \text{ a } 0.85)\phi$
Siltes argilosos	$\leq 0.7\phi$	$\leq 0.8\phi$	$\leq 0.5\phi$

Notas:

$\phi$  = ângulo de atrito do solo obtido em condições de cisalhamento drenado.

(\*) área sólida em planta menor que 85% da área total em planta e boa interação por ancoragem com o solo envolvente.

Para geogrelhas a obtenção de atrito de interface é mais complexa. Isto se deve ao fato que a intensidade de interação entre solo e geogrelha depende das características mecânicas da geogrelha, das características do solo, da geometria da grelha, do comprimento ensaiado e das condições de ensaio (Palmeira, 1987 e Palmeira e Milligan, 1989). Jewell et al. (1984) sugerem a expressão abaixo para a estimativa do coeficiente de interação entre solo e geogrelha (Figura 4.3 - Esquema da geometria de uma geogrelha):

$$f_b = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} = \alpha_s \left( \frac{\tan \delta_p}{\tan \phi'} \right) + \left( \frac{\alpha_b b}{s_g} \right) \left( \frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} \right) \left( \frac{1}{2 \tan \phi'} \right) \quad [2.1]$$

onde:

- $f_b$  - coeficiente de aderência entre solo e geogrelha;
- $\delta$  - ângulo de atrito de interface equivalente entre solo e geogrelha;
- $\phi'$  - ângulo de atrito do solo;
- $\alpha_s$  - percentagem da parcela sólida em planta da grelha disponível para atrito de pele com o solo ( $< 1$ );
- $\delta_p$  - ângulo de atrito de interface do solo com a superfície sólida da geogrelha;
- $\alpha_b$  - percentagem da área total sólida disponível para ancoragem em cada membro de ancoragem da grelha ao longo da largura da geogrelha;
- $b$  - altura ou espessura dos membros de ancoragem da geogrelha (Figura 4.3);
- $s_g$  - espaçamento entre membros de ancoragem (Figura 4.3);
- $\sigma'_b$  - tensão normal desenvolvida em cada membro de ancoragem;
- $\sigma'_v$  - tensão vertical atuante sobre a geogrelha.

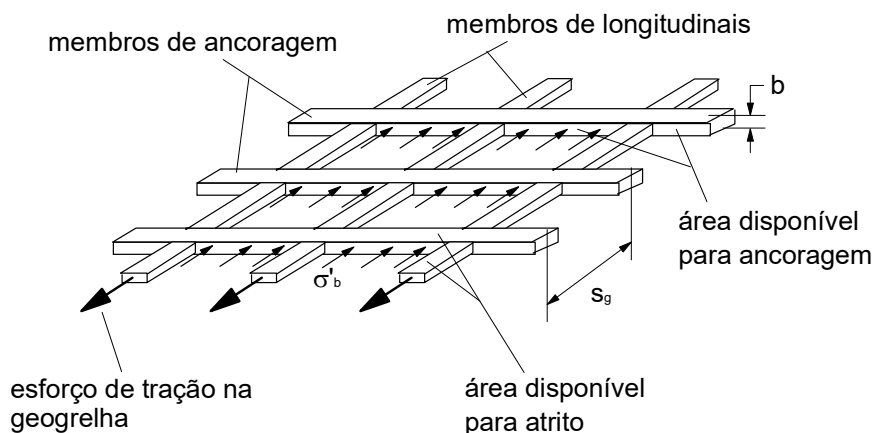


Figura 4.3 - Esquema da geometria de uma geogrelha

Para reforços planos (geotêxteis)  $\alpha_b = 0$  e  $\alpha_s = 1 \Rightarrow f_b = \tan \delta / \tan \phi'$ .

O valor de  $\sigma'_b / \sigma'_v$  pode ser estimado por (Jewell et al, 1984):

$$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} = \tan \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\left( \frac{\pi}{2} + \phi' \right) \tan \phi'} \quad [2.2]$$

Palmeira (1987) observa que no caso de geogrelhas com aberturas pequenas e/ou comprimentos grandes a interferência entre membros de ancoragem pode alterar significativamente o valor dado pela expressão 2.1.

Os geossintéticos são materiais extremamente duráveis em condições normais de solo. Assim, a deterioração por ataques de substâncias presentes no solo só se constitui em problema em ambientes agressivos. Nestes casos os fabricantes dos produtos devem ser consultados e ensaios especiais devem ser exigidos. Deve-se evitar a exposição prolongada do geossintético à luz solar durante estocagem, devido aos raios ultra-violetas poderem comprometer propriedades importantes do mesmo.

## DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO

### Aspectos Relativos aos Solos

Os tipos de solos mais indicados para utilização em obras de solo reforçado são àqueles materiais predominantemente arenosos, com boa resistência friccional e elevada capacidade drenante. Experiências bem sucedidas com a utilização de solos pouco plásticos com certa percentagem de finos, particularmente os siltes arenosos, são reportadas na literatura. Para solos com elevada percentagem de finos ( $\geq 30\%$  passando na peneira 200) devem ser tomados cuidados quanto à drenagem, deformabilidade do maciço e interação solo-reforço. Estruturas executada com solos possuindo elevada percentagem de finos são susceptíveis a geração de poropressões durante a construção e a deslocamento significativos da face (Murray & Bolden, 1979). Em situações em que tais fatores são controlados ou aceitáveis os resultados obtidos têm sido bastante promissores.

Em vista da extensibilidade dos geossintéticos e da diferença de níveis de deformação necessários para romper o solo e o reforço, é recomendável que o ângulo de atrito do solo para dimensionamento seja o valor de resistência de pico dividido por um fator de redução. Jewell (1996) recomenda que o valor do ângulo de atrito do solo obtido para condições de resistência de pico seja minorado por um fator de redução que resulte em um ângulo de atrito de dimensionamento próximo ao valor do ângulo de atrito do solo a volume constante ( $\phi'_{cv}$ ). Assim:

$$\phi' = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi'_p}{f_\phi} \right) \cong \phi'_{cv} \quad [2.3]$$

onde:

- $\phi'$  - ângulo de atrito efetivo do solo para dimensionamento;
- $\phi'_p$  - ângulo de atrito efetivo do solo obtido em condições de pico de resistência;
- $f_\phi$  - fator de redução no valor do ângulo de atrito do solo;

$\phi'_{cv}$  - ângulo de atrito do solo em condições de volume constante.

Para solos predominantemente arenosos o valor de  $\phi'_{cv}$  varia tipicamente entre 27° e 38°. Para areias limpas à base de quartzo esse valor é aproximadamente igual a 33° e para areias limpas à base de feldspato 36° (Bolton, 1986). A presença de parcela significativa de finos ou mica pode reduzir o valor de  $\phi'_{cv}$  consideravelmente.

#### Aspectos Relativos ao Geossintético

Genericamente, quando submetido a uma determinada carga de tração mantida constante, o geossintético levará um intervalo de tempo  $t$  para atingir a ruptura por fluência, que pode variar entre alguns segundos e teóricamente um valor infinito. O tempo para atingir a ruptura nestas condições será função do tipo de polímero, da grandeza da carga de tração aplicada e da temperatura ambiente. A curva relacionando a carga de tração aplicada com o tempo para atingir a ruptura, a uma dada temperatura, é denominada Curva de Referência do geossintético (Figura 4.4). O comportamento de referência é usualmente aproximado por uma reta em um gráfico semi-logarítmico (Figura 4.4). Embora alguns fabricantes de geossintéticos disponham de ensaios de fluência com mais de 10 anos de duração, os ensaios de laboratório geralmente têm duração mais limitada e normalmente inferior à vida útil da obra. Em vista disto, fazem-se necessárias extrapolações para a estimativa da carga de tração de ruptura ao final da vida útil da obra e reduções na resistência índice obtida em laboratório para ensaio com duração menor, como esquematizado na Figura 4.4.

A resistência do geossintético a ser utilizada no dimensionamento de um aterro reforçado deve ser baseada na expectativa da resistência do material ao final da vida útil da obra (Figura 4.3). Sendo assim, a Resistência à Tração de Referência do geossintético é dada por:

$$T_{ref} = \frac{T_{indice}}{f_{fl}} \quad [2.4]$$

onde:

$T_{ref}$  - resistência à tração de referência do geossintético ao final da vida útil da obra;

$T_{indice}$  - resistência à tração índice obtida em ensaio de laboratório em condições de deformação plana com duração inferior à vida útil da obra;

$f_{fl}$  - fator de redução devido ao efeito de fluência para a temperatura ambiente esperada na obra.

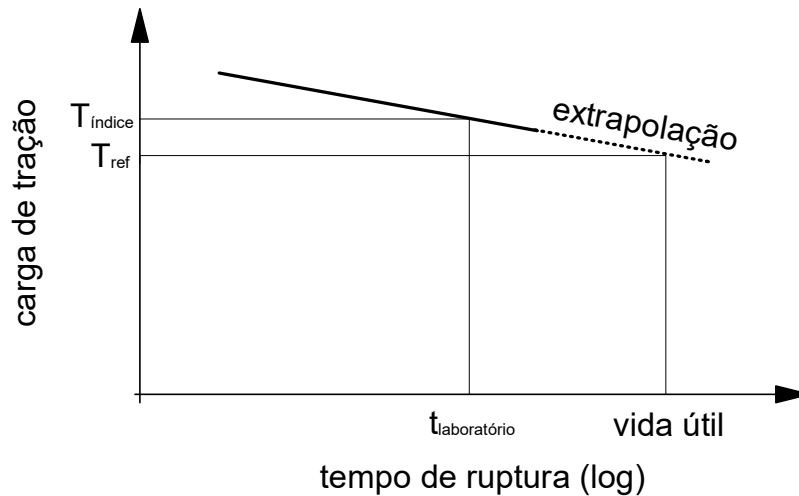


Figura 4.4 - Comportamento típico da resistência à tração versus

O valor de  $f_{fl}$  típico depende das características do geossintético (polímero constituinte, processo de fabricação, etc.), das características e condições do ensaio realizado para se obter  $T_{índice}$ , das condições de temperatura ambiente e das características e vida útil da obra. Tipicamente, para geossintéticos à base de poliéster, o valor de  $f_{fl}$  varia de 1.6 a 2. Para geossintéticos à base de polietileno e polipropileno o valor de  $f_{fl}$  varia de 3 a 5.

A resistência à tração de projeto do geossintético é, então, dada pela expressão:

$$T_d = \frac{T_{ref}}{f_m f_{dm} f_{amb}} \quad [2.5]$$

onde:

$T_d$  - resistência à tração de dimensionamento;

$f_m$  - fator de redução devido a incertezas quanto ao material;

$f_{dm}$  - fator de redução devido a danos mecânicos durante a instalação/ construção;

$f_{amb}$  - fator de redução devido a danos provocados pelo ambiente (ataque por substâncias agressivas, etc.).

O valor de  $f_m$  é função da qualidade e acurácia dos resultados de ensaios de laboratório, conhecimento e experiência com o produto e outras eventuais incertezas. Um valor mínimo recomendado para  $f_m$  é igual a 1.1.

O valor de  $f_{dm}$  depende das condições de instalação do geossintético, do tipo de material de aterro e dos cuidados e técnicas de construção (equipamentos e energia de compactação, por exemplo). Os geossintéticos mais leves (menor gramatura,  $M_A$ ) são mais sensíveis a danos, particularmente os com gramatura inferior a  $300 \text{ g/m}^2$ . As Tabela 4.3 e Tabela 4.4 apresentam valores mínimos recomendados para  $f_{dm}$  para geotêxteis e geogrelhas, respectivamente. Quanto menor a gramatura, mais relevantes podem ser as perdas de resistência devidas a danos mecânicos e efeitos do ambiente. A Tabela 4.5 apresenta valores mínimos recomendados para a gramatura do geossintético em aterros reforçados.

Tabela 4.3 - Valores mínimos de  $f_{dm}$  para geotêxteis

Tipo de Aterro	Tamanho máximo do grão (mm)	$140 < M_A \leq 200$ (g/m <sup>2</sup> )	$200 < M_A \leq 400$ (g/m <sup>2</sup> )	$M_A > 400$ (g/m <sup>2</sup> )
Pedras	< 200	1.50	1.45	1.40
Pedregulhos	< 100	1.35	1.30	1.25
Areias	< 4	1.30	1.25	1.20
Siltes e argilas	< 0.06	1.25	1.20	1.10

Tabela 4.4 - Valores mínimos de  $f_{dm}$  para geogrelhas

Tipo de Aterro	Tamanho máximo do grão (mm)	$200 < M_A \leq 500$ (g/m <sup>2</sup> )	$500 < M_A \leq 1000$ (g/m <sup>2</sup> )	$M_A > 1000$ (g/m <sup>2</sup> )
Pedras	< 125	1.70	1.60	1.60
Pedregulhos	< 75	1.50	1.40	1.30
Areias	< 20	1.30	1.25	1.15
Areias finas, siltes e argilas	< 2	1.20	1.15	1.10

O valor de  $f_{amb}$  depende das características do geossintético, particularmente do tipo de polímero e processo de fabricação, e das condições de agressividade do meio onde o mesmo será enterrado (ambientes muito ácidos ou muito alcalinos). O valor mínimo de  $f_{amb}$  recomendado é 1.10.

Tabela 4.5 - Recomendações quanto a gramatura mínima para geossintéticos

Altura da estrutura, $H$ (m)	$M_A$ (g/m <sup>2</sup> )
$\leq 2$	$\geq 140$
$2 < H \leq 4$	$\geq 200$
$4 < H \leq 10$	$\geq 300$
$H \geq 10$	$\geq 500$

O valor mínimo do produto  $f_m f_{dm} f_{amb}$ , na expressão 2.4 recomendado é 1.50.

A durabilidade dos geossintéticos é um fator fundamental no projetos de obras permanentes. É sabido que em geral os plásticos são muito resistentes ao ataque de diversas substâncias, particularmente às presentes nos solos normais. Expectativas de vida de alguns polímeros, nestes casos, podem chegar a algumas centenas de anos. Esta é uma das razões pela qual os geossintéticos vêm apresentando utilização crescente em obras de proteção ambiental e de disposição de resíduos. Assim, na fase de conhecimento atual, deve-se evitar a utilização de geossintéticos em obras permanentes quando o ambiente for muito ácido ou muito básico (pH < 4 ou pH > 10). Palmeira (1998) apresenta um sumário de avaliações de bons desempenhos de amostras de geossintéticos exumadas de obras reais com até 20 anos de

existência. A ação danosa de roedores é também possível, mas em geral improvável e certamente com efeito localizado. Não há registros na literatura de efeitos significativos de roedores, ou de outros animais, a reforços geossintéticos que possam ter comprometido a estrutura.

## DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO E TALUDES ÍNGREMES REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

### Estruturas de Contenção

São consideradas estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos os aterros reforçados com face vertical ou muito próxima à vertical, conforme esquematizado na Figura 4.5. As camadas de reforço são instaladas horizontalmente, à medida que o aterro vai sendo alteado.

As seguintes condições de estabilidade devem ser verificadas para o maciço em solo reforçado:

- Estabilidade externa;
- Estabilidade interna;
- Estabilidade global

Como será visto adiante, a verificação das condições de estabilidade externa é a mesma empregada para estruturas de arrimo de gravidade convencionais.

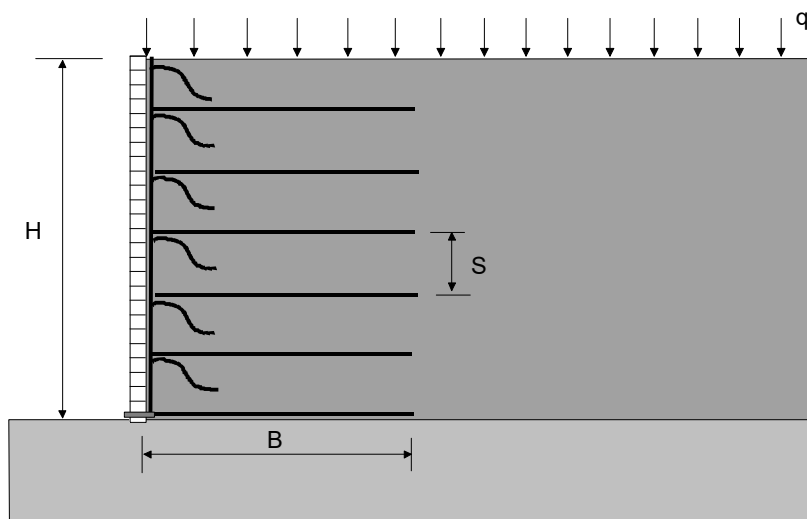


Figura 4.5 - Estrutura de contenção em solo reforçado com geossintético

### Análise de Estabilidade Externa

Seja considerar o maciço reforçado esquematizado na Figura 4.6, sob a ação de seu peso próprio, sobrecargas e empuxo de terra. Na situação mostrada na figura está se admitindo que o maciço reforçado possa ser construído com um tipo de solo diferente do restante do aterro. O empuxo de terra ( $E$ ) pode ser calculado por uma das diversas teorias de empuxo disponíveis, sendo a de Rankine a mais comumente utilizada. As condições de estabilidade externa a serem atendidas são descritas a seguir.

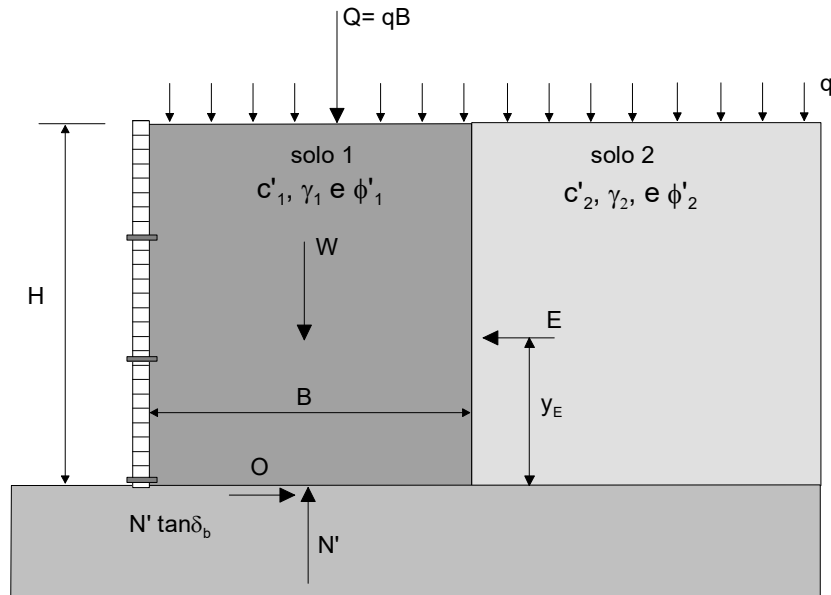


Figura 4.6 - Forças atuantes para estudo de estabilidade

#### Deslizamento da Estrutura ao Longo da Base

Admitindo-se a teoria de Rankine para o cálculo do empuxo de terra, a análise de equilíbrio do maciço reforçado fornece a seguinte expressão para a largura da sua base, com segurança contra o deslizamento:

$$B_d = \frac{FS_d E}{(\gamma_1 H + q) \tan \delta_b} \quad [3.1]$$

onde:

- $q$  - sobrecarga uniformemente distribuída sobre o terrapleno;
- $FS_d$  - fator de segurança contra o deslizamento ao longo da base ( $\geq 1.5$ );
- $\gamma_1$  - peso específico do material 1;
- $E$  - empuxo ativo por Rankine
- $H$  - altura do maciço reforçado;
- $\delta_b$  - ângulo de atrito entre a base do maciço reforçado e o solo de fundação.

O valor do empuxo de terra ( $E$ ) deve ser aquele obtido desprezando-se eventuais tensões ativas negativas até a profundidade da trinca de tração, no caso de aterros coesivos.

No caso de aterros não coesivos ( $c_1 = c_2 = 0$ ), a expressão 3.1 se transforma em:

$$B_d = \frac{k_{a2} \left( 1 + 2 \frac{q}{\gamma_2 H} \right)}{2 \tan \delta_b \left( \frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2 H} \right)} FS_d H \quad [3.2]$$



onde:

$k_{a2}$  - coeficiente de empuxo ativo para o material 2 (Figura 4.6);

$\gamma_2$  - peso específico do material 2;

O valor de  $k_{a2}$ , por Rankine, é dado por:

$$k_{a2} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'_2}{2} \right) \quad [3.3]$$

onde:  $\phi'_2$  é o ângulo de atrito efetivo do solo 2.

O valor de  $\delta_b$  a ser utilizado depende das condições na base da estrutura. Caso exista uma camada de geossintético instalada na base do maciço reforçado (caso mais comum), o valor de  $\delta_b$  será o valor do ângulo de atrito de interface entre geossintético e solo de fundação ( $\delta$ ).

No caso do maciço reforçado estar assente sobre solo fino e as condições de deslizamento ao longo da base serem não-drenadas, o valor da largura da base é dado pela expressão (para  $c_1 = c_2 = 0$ ):

$$B_d = \frac{k_{a2} \left( 1 + 2 \frac{q}{\gamma_2 H} \right)}{2a_u} FS_d H \quad [3.4]$$

onde:  $a_u$  = adesão entre base do muro e solo de fundação ( $a_u = \lambda S_u$ , onde  $S_u$  é a resistência não-drenada do solo de fundação e  $0 < \lambda \leq 1$ ).

A presença de sobrecargas localizadas na superfície do terreno devem ser levadas em conta, através da consideração dos acréscimos de tensões horizontais sobre a face interna do maciço reforçado devido ao carregamento ou através da utilização de outra metodologia de cálculo de empuxos de terras (Coulomb, por exemplo). A abordagem da presença de sobrecargas localizadas será vista adiante.

#### Análise da Possibilidade de Tombamento

Outro mecanismo de instabilidade considerado é a possibilidade do maciço reforçado girar ao redor do seu pé (ponto  $O$  na Figura 4.6). Utilizando-se a teoria de Rankine para o cálculo das tensões horizontais ativas, o somatório de momentos em relação ao ponto  $O$  permite determinar a expressão abaixo para largura da massa reforçada de modo a se garantir a estabilidade quanto ao tombamento:

$$B_t = \sqrt{\frac{2FS_t E y_E}{\gamma_1 H + q}} \quad [3.5]$$

onde:

$B_t$  - largura da base da massa de solo reforçado de modo a se atender à condição de estabilidade contra o tombamento;

$FS_t$  - fator de segurança contra o tombamento ( $\geq 2$ ).

$y_E$  - braço de alavanca do empuxo ativo em relação ao pé da estrutura.

No caso de aterros não coesivos, tem-se:

$$B_t = H \sqrt{\frac{FS_t k_{a2} \left(1 + 3 \frac{q}{\gamma_2 H}\right)}{3 \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2 H}\right)}} \quad [3.6]$$

Nesta fase de dimensionamento deve-se adotar provisoriamente o maior dos valores entre  $B_d$  e  $B_t$  (expressões 3.1, ou 3.4, e 3.5) para a largura da base ( $B$ , Figura 4.6).

#### Verificação da Distribuição de Tensões na Base e Capacidade de Carga do Solo de Fundação

Em vista da carga atuante na base da estrutura ser excêntrica, é prática corrente assumir-se um carregamento com forma trapezoidal para a distribuição de tensões normais na superfície do terreno de fundação, conforme esquematizado na Figura 4.7. Neste caso, os valores das tensões normais máxima e mínima do carregamento trapezoidal são dadas pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{v \min} = \frac{2N}{B} \left( \frac{3x_R}{B} - 1 \right) \quad [3.7]$$

$$\sigma_{v \max} = \frac{2N}{B} \left( 2 - \frac{3x_R}{B} \right) \quad [3.8]$$

com:

$$x_R = \frac{Wx_W + Qx_Q - Ey_E}{W + Q} \quad [3.9]$$

onde:

$\sigma_{v \max}$  - tensão vertical máxima na base;

$\sigma_{v \min}$  - tensão vertical mínima na base;

$N$  - força normal na base ( $= W + Q$ );

$x_R$  - distância da resultante das forças na base ao pé da estrutura.

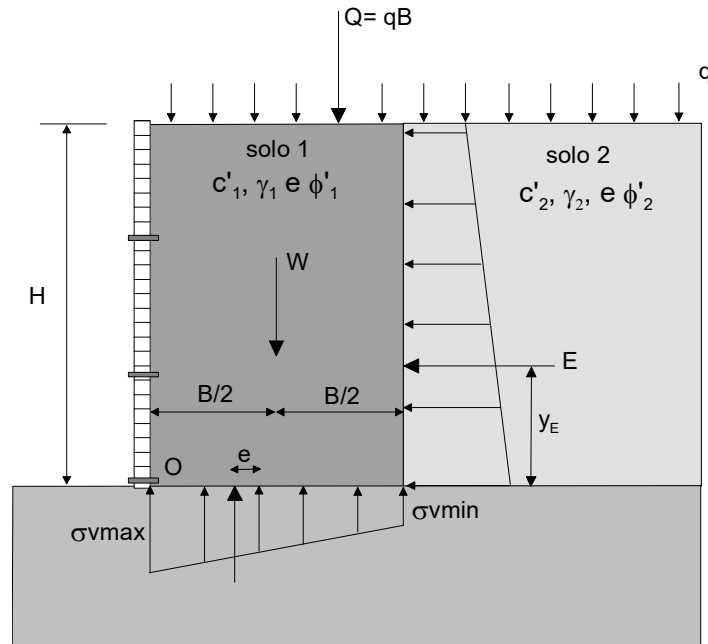


Figura 4.7 - Distribuição de tensões verticais na base

A excentricidade da resultante em relação ao centro da base ( $e$ ) é dada por:

$$e = \frac{B}{2} - x_R \leq \frac{B}{6} \quad [3.10]$$

onde:  $e$  = excentricidade da carga na base da estrutura e  $B$  largura da base da estrutura (maior entre os valores de  $B_d$  e  $B_t$ ).

No caso de aterros não-coesivos, as fórmulas acima se transformam em:

$$\sigma_{v \max} = \gamma_1 H + q + k_{a2}(\gamma_2 H + 3q) \left( \frac{H}{B} \right)^2 \quad [3.11]$$

$$\sigma_{v \min} = \gamma_1 H + q - k_{a2}(\gamma_2 H + 3q) \left( \frac{H}{B} \right)^2 \quad [3.12]$$

Neste caso ( $c_1 = c_2 = 0$ ), a excentricidade da carga na base da massa de solo reforçado é dada por:

$$e = \frac{k_{a2} \left( 1 + 3 \frac{q}{\gamma_2 H} \right)}{6 \left( \frac{\gamma_1}{\gamma_2} + \frac{q}{\gamma_2 H} \right)} \left( \frac{H^2}{B} \right) \leq \frac{B}{6} \quad [3.13]$$

O valor da excentricidade ( $e$ ) deve ser menor ou igual a  $B/6$ , de modo a que teóricamente toda a base da estrutura esteja comprimida ( $\sigma_{v \min} \geq 0$ ).

Para a análise da capacidade de carga do solo de uma fundação com carga excêntrica pode-se utilizar a sugestão de Meyerhoff (1953), considerando-se a base da estrutura como uma sapata equivalente com largura ( $B'$ ) dada por:

$$B' = B - 2e \quad [3.14]$$

Adotando-se a sugestão de Meyerhoff (1953), pode-se obter a tensão normal uniformemente distribuída sobre a sapata equivalente ( $\sigma$ ) pela expressão:

$$\sigma = \frac{N}{B'} \quad [3.15]$$

ou, no caso de aterros não-coesivos:

$$\sigma = \frac{3(\gamma_1 H + q)}{3 - k_{a2} \left( \frac{\gamma_2 H + 3q}{\gamma_1 H + q} \right) \left( \frac{H}{B} \right)^2} \quad [3.16]$$

O valor dado pela expressão 3.16 deve, então, ser comparado à capacidade de carga do solo de fundação. Para esta comparação pode-se utilizar a tradicional expressão para o cálculo de capacidade de carga de uma fundação corrida (Terzaghi e Peck, 1967):

$$q_{\max} = c' N_c + q_s N_q + 0.5 \gamma_f B' N_\gamma \quad [3.17]$$

onde:

$q_{\max}$  - capacidade de carga do solo de fundação;

$c'$  - coesão do solo de fundação;

$q_s$  - sobrecarga ao nível da base da estrutura, caso esta esteja parcialmente enterrada;

$\gamma_f$  - peso específico do solo de fundação;

$N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  - fatores de capacidade de carga obtidos em função do ângulo de atrito do solo de fundação (Terzaghi e Peck, 1967).

No caso de solo de fundação fino solicitado por carregamento não-drenado, a expressão de capacidade de carga a utilizar é dada por:

$$q_{\max} = S_u N_c + q_s \quad [3.18]$$

Tanto no caso de carregamento drenado como no caso não-drenado, deve-se ter:

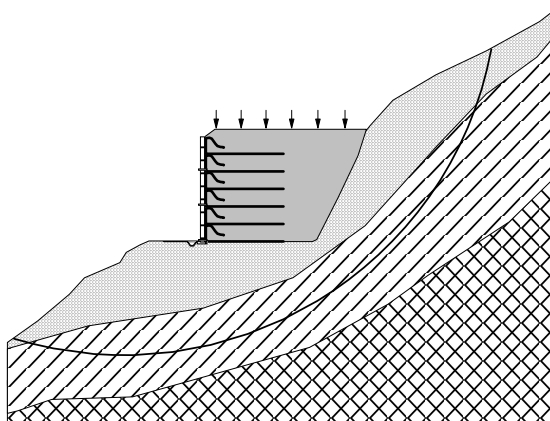
$$FS_f = \frac{q_{\max}}{\sigma} \geq 3 \quad [3.19]$$

onde  $FS_f$  é o fator de segurança contra a ruptura do solo de fundação;

#### Verificação da Estabilidade Global

O dimensionamento da estrutura de contenção é efetuada de modo a garantir a estabilidade do solo próximo à mesma. Entretanto, a sua presença ocasiona sobrecargas no talude, o que pode desencadear outros mecanismos de ruptura, particularmente quando da presença de

camadas de solo mais fracas na fundação (Figura 4.8). Neste caso, métodos de análise de estabilidade de taludes devem ser empregados de modo a se verificar as condições de estabilidade global do maciço. O método de análise de estabilidade a ser escolhido dependerá das características do problema em estudo. Para situações em que superfícies de deslizamento circulares podem ser empregadas, é comum a utilização do método de Bishop Modificado.



**Figura 4.8 - Análise de Estabilidade Externa**

#### **Análise das Condições de Estabilidade Interna da Estrutura**

A análise da estabilidade interna do maciço reforçado visa verificar a possibilidade de mecanismos de rupturas internos à massa reforçada e também a possibilidade de colapso por falta de ancoragem das camadas de reforço, conforme esquematizado na Figura 4.9. Tais mecanismos de ruptura podem ser evitados com a determinação do espaçamento entre reforços e comprimento dos reforços apropriados.

#### **Determinação do Espaçamento entre Camadas de Reforço**

A tensão horizontal junto à face do maciço reforçado depende da tensão vertical, cuja variação na horizontal é função das características do solo e dimensões do maciço reforçado. John (1987) apresenta uma metodologia de cálculo assumindo que o diagrama de tensões verticais em um dado nível tem a forma trapezoidal, com a tensão máxima ocorrendo junto à face, em contraste com a abordagem tradicional, em que a tensão vertical na massa reforçada é considerada como uniforme e igual ao peso de terra mais sobrecargas acima do nível considerado (Jewell, 1996, Koerner, 1998, por exemplo). A hipótese de distribuição de tensões verticais trapezoidais no interior da massa reforçada pode levar a espaçamentos entre reforços da ordem de 30% menores que os previstos pela abordagem tradicional em estruturas de contenção de média altura. Entretanto, reduções significativas das tensões verticais junto à face da estrutura têm sido observadas em obras típicas instrumentadas e em ensaios com modelos (Wawrychuck, 1987, Lanz, 1992). Em ensaios em modelos com maciços reforçados esbeltos ( $B/H \leq 0.5$ ) observaram-se diagramas de tensões verticais com a tensão máxima ocorrendo junto à face (Ashaari, 1990, Lanz, 1992). Assumindo-se a hipótese de distribuição de tensões verticais na massa reforçada uniforme, pode-se determinar a tensão horizontal ativa junto à face, na profundidade  $z$ , por:

$$\sigma'_{hz} = k_{a1} \sigma'_{vz} = k_{a1} \left[ \gamma_1 z + q - \frac{2c'_1}{\sqrt{k_{a1}}} \right] \quad [3.20]$$

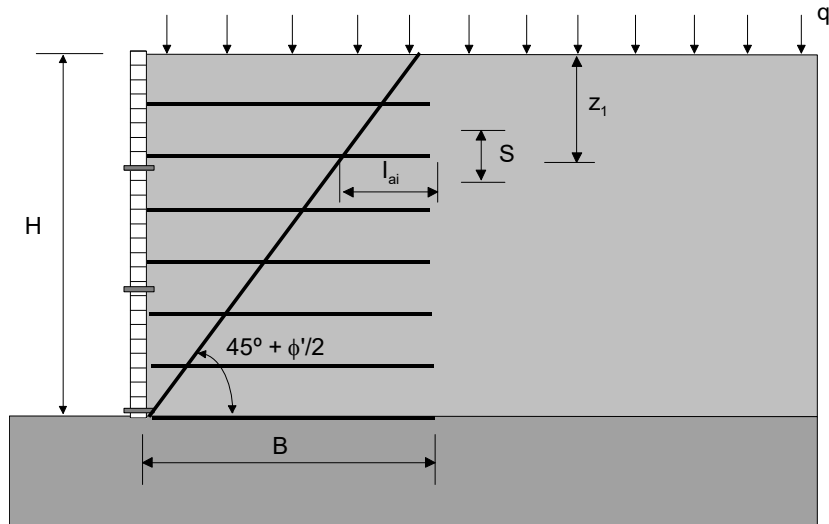


Figura 4.9 - Análise de capacidade de ancoragem do reforço

O valor de  $k_{a1}$  pode ser obtido por:

$$k_{a1} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'_1}{2} \right) \quad [3.21]$$

onde  $\phi'_1$  é o ângulo de atrito efetivo de dimensionamento do solo 1.

Caso se assuma distribuição de tensões verticais trapezoidal, tem-se:

$$\sigma'_{hz} = k_{a1} \sigma'_{vz} = k_{a1} \left[ \gamma_1 z + q - \frac{2c'_1}{\sqrt{k_{a1}}} + 6 \frac{E y_E}{B^2} \right] \quad [3.22]$$

onde  $E$  é o empuxo de terra atuante sobre o trecho vertical com comprimento  $z$  e  $y_E$  é a distância, na vertical, do ponto de aplicação do empuxo  $E$  à linha horizontal na profundidade  $z$ . A parcela  $E y_E / B$  varia com  $z$  e diminui próximo à superfície. Por simplicidade nas contas (e conservativamente) é comum admitir-se, para qualquer profundidade  $z$ , o valor de  $E$  como sendo o dado pelo empuxo total sobre a face interna do maciço reforçado e o valor de  $y_E$  como sendo o braço de alavanca deste empuxo em relação ao ponto  $O$  na Figura 4.7.

Considerando-se o equilíbrio de uma camada de reforço na face da estrutura, conforme esquematizado na Figura 4.10, pode-se determinar o esforço de tração no reforço  $i$ , a uma profundidade  $z$ , por:

$$T_i = \sigma'_{hz} S = k_{a1} \sigma'_{vz} S = k_{a1} \left[ \gamma_1 z + q - \frac{2c'_1}{\sqrt{k_{a1}}} \right] S \quad [3.23]$$

onde:

$T_i$  - esforço de tração no reforço  $i$ ;

$S$  - espaçamento entre reforços na profundidade  $z$ .

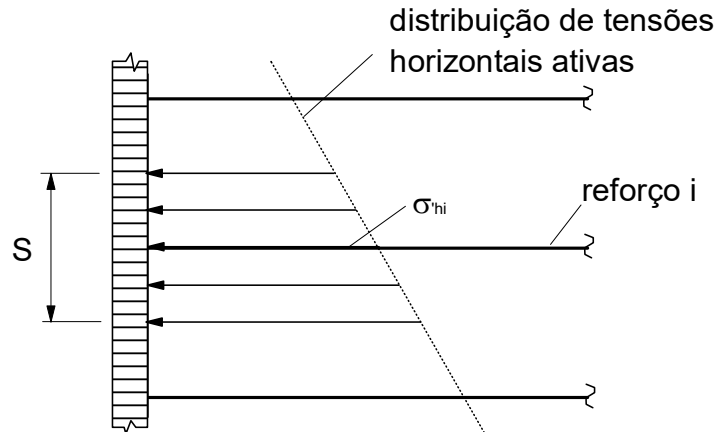


Figura 4.10 - Transmissão de tensões para o reforço

Para  $i = 1$  (reforço mais superficial) substitui-se o valor de  $S$  na expressão 3.15 pela altura de terra sob responsabilidade daquele reforço, que é a distância ao longo da vertical entre a superfície do terreno e o ponto médio entre a primeira e a segunda camada de reforço.

Admitindo-se que o esforço no reforço seja igual à sua resistência à tração de dimensionamento, obtém-se a seguinte expressão para o espaçamento necessário entre reforços na profundidade  $z$ :

$$S = \frac{T_d}{k_{a1} \left[ \gamma_1 z + q - \frac{2c_1'}{\sqrt{k_{a1}}} \right]} \quad [3.24]$$

onde  $T_d$  é a resistência à tração de dimensionamento do geossintético, dada pela expressão 2.5, representada abaixo, onde  $f_m$ ,  $f_{dm}$  e  $f_{amb}$  são fatores de redução da resistência do geossintético já definidos anteriormente.

$$T_d = \frac{T_{ref}}{f_m f_{dm} f_{amb}} \quad [2.5]$$

Pela expressão 3.24 pode-se observar que o espaçamento necessário entre reforços varia inversamente com a profundidade. Neste caso, pode-se variar o espaçamento entre reforços ao longo da altura do aterro de modo a ser ter um projeto mais otimizado. Tanto no caso de espaçamento constante entre reforços quanto no caso de espaçamento variável, a camada de reforço mais solicitada é a mais profunda, em geral na base do maciço reforçado ( $z = H$ ). Neste caso, o espaçamento uniforme entre reforços é dado por:

$$S_{uniforme} = \frac{T_d}{k_{a1} \left[ \gamma_1 H + q - \frac{2c_1'}{\sqrt{k_{a1}}} \right]} \quad [3.25]$$

A opção de utilizar espaçamento entre reforços variável ao longo da altura do aterro, embora economize camadas de reforço, torna a estrutura menos rígida (menos camadas de reforço) e adiciona um complicador construtivo. Em geral, tal opção só se justifica para aterros de maior altura, em que não se requeira uma maior rigidez do maciço reforçado. Neste caso, é comum se utilizar zonas de espaçamento entre reforços constantes, mas múltiplos da espessura da camada de solo compactado do aterro, conforme esquematizado na Figura 4.11, por comodidade construtiva.

### Verificação das Condições de Ancoragem do Reforço

#### Ancoragem da Extremidade Interna do Reforço

No que diz respeito à possibilidade de arrancamento da camada de reforço, para uma estrutura de contenção como a esquematizada na Figura 4.9, a situação crítica ocorre nos reforços superficiais. No caso de presença de sobrecarga localizada na superfície do terraplino esta situação pode se alterar, dependendo do tipo e intensidade da sobrecarga e da sua distância à face interna da massa reforçada.

Pela teoria de Rankine a superfície crítica de deslizamento está inclinada com a horizontal de um ângulo igual a  $45^\circ + \phi'_1/2$ , onde  $\phi'_1$  é o ângulo de atrito efetivo do solo da massa reforçada, conforme esquematizado na Figura 4.9. Assim, o comprimento de ancoragem do reforço  $i$ , na profundidade  $z_i$ , é dado por:

$$l_{ai} = B - (H - z_i) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'_1}{2}\right) \quad .26]$$

onde  $l_{ai}$  é o comprimento de ancoragem do reforço  $i$ .

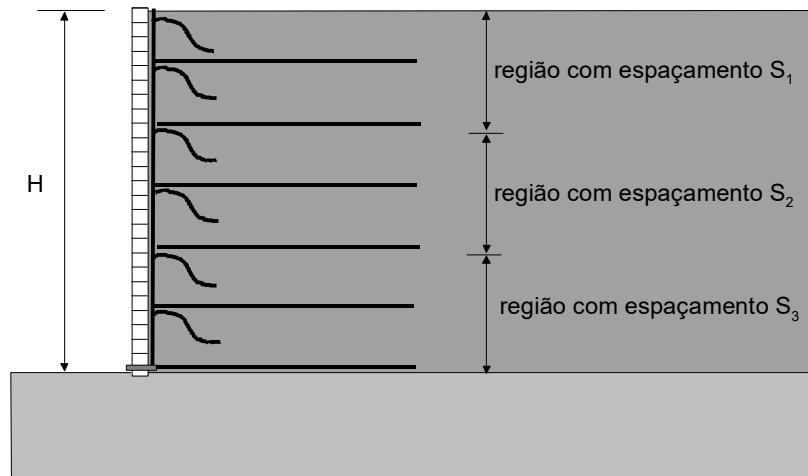


Figura 4.11 - Arranjo com regiões com diferentes espaçamentos entre reforços

Para a verificação do fator de segurança contra o arrancamento do reforço, duas situações devem ser consideradas, a saber:

#### (a) Sem sobrecarga distribuída na superfície do terraplino

Neste caso, o fator de segurança contra a ruptura por ancoragem do reforço  $i$  é dado por:

$$FS_{anci} = \frac{2l_{ai}\gamma_1 z_i \tan \delta}{T_i} \geq 2 \quad [3.27]$$



onde:

- $\delta$  - ângulo de atrito entre solo e reforço;  
 $T_i$  - esforço de tração no reforço  $i$  (expressão 3.23)

**(b) Com sobrecarga distribuída na superfície do terrapleno:**

$$FS_{anci} = \frac{2l_{ai}(\gamma_1 z_i + q) \tan \delta}{T_i} \geq 2 \quad [3.28]$$

Para muros sob as condições esquematizadas na Figura 4.9 a tendência é o fator de segurança contra a ruptura por ancoragem aumentar com a profundidade do reforço. Em função do valor do fator de segurança obtido para a ancoragem, pode ser necessário aumentar os comprimentos de alguns reforços. Caso isso seja necessário, dependendo dos custos relativos dos materiais, pode ser mais interessante aumentar o comprimento de todos os reforços da mesma quantidade para manter o comprimento constante ao longo da altura da estrutura e facilitar o controle de construção.

O comprimento final dos reforços (largura da base do maciço reforçado) deve ser tal que todas as condições de estabilidade (interna e externa) sejam atendidas.

#### Ancoragem da Extremidade Dobrada do Reforço Junto à Face

Há também a necessidade de ancorar a extremidade dobrada do reforço na face do muro, conforme esquematizado na Figura 4.12. Isto se aplica a aterros reforçados construídos de modo incremental (ver item 5). O estado de tensões junto à face de geossintético da estrutura (ainda sem o revestimento definitivo) é certamente complexo, uma vez que envolve o arqueamento da massa de solo junto à face por causa do abaulamento do geossintético que compõe a face provisória. Assumindo-se que as tensões normais sobre os comprimentos  $l_a$  e  $l_b$  são iguais a tensão vertical no meio do comprimento  $l_a$  e desprezando-se efeitos de concentração de tensões nos cantos (conservativo), para as condições da Figura 4.12, o valor de  $l_b$  é dado por:

$$l_b = \left[ \frac{FS_{af} \sigma'_h}{\tan \delta \sigma'_v} - \frac{2}{\sin \theta} \right] \frac{S}{\left( 1 + \frac{\tan \delta_{inf}}{\tan \delta} \right)} \quad [3.29]$$

onde:

- $l_b$  - comprimento de ancoragem ao longo da horizontal;  
 $FS_{af}$  - fator de segurança para a ancoragem na face ( $\geq 1.5$ );  
 $\sigma'_h$  - tensão horizontal média entre duas camadas de reforço;  
 $\sigma'_v$  - tensão vertical entre duas camadas de reforço;  
 $\theta$  - inclinação do comprimento  $l_a$  com a horizontal (Figura 4.12);  
 $\delta_{inf}$  - ângulo de atrito de interface entre a face inferior do trecho com comprimento  $l_b$  e o material subjacente (solo ou reforço, se solo:  $\delta_{inf} = \delta$ );  
 $\delta$  - ângulo de atrito entre o reforço e o solo de aterro 1.

Da expressão 3.32 pode-se observar que a situação mais crítica ocorre em reforços superficiais ( $\sigma'_v$  baixos). Ensaios em modelos confirmam tal situação (Lanz, 1992). Assim, para a camada de reforço mais superficial, situada na profundidade  $z_1$  à partir da superfície do terrapleno, tem-se:

$$\sigma'_v = \frac{\gamma z_1}{2} + q \quad [3.30]$$

logo:

$$l_b = \left[ \frac{FS_{af}}{\tan \delta} \frac{\sigma'_h}{\gamma z_1 + 2q} - \frac{1}{\sin \theta} \right] \frac{2z_1}{\left( 1 + \frac{\tan \delta_{inf}}{\tan \delta} \right)} \quad [3.31]$$

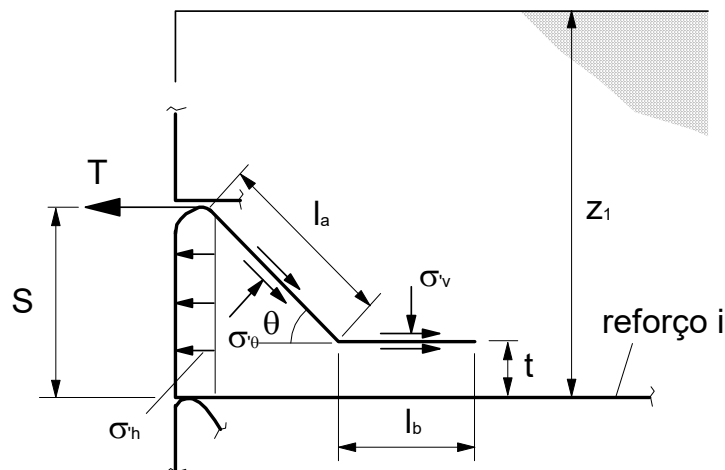
Quanto à expressão 3.31, são importantes as seguintes considerações:

Se as duas faces do reforço ao longo do comprimento  $l_b$  estão em contacto com solo:

$$\frac{\tan \delta_{inf}}{\tan \delta} = 1 \quad [3.32]$$

Se a face inferior do comprimento dobrado está em contacto com a camada de reforço, dependendo do tipo de reforço, tem-se:

$$0.2 \leq \frac{\tan \delta_{inf}}{\tan \delta} \leq 1 \quad [3.33]$$



a) Reforço i, a uma profundidade  $z_i$ .

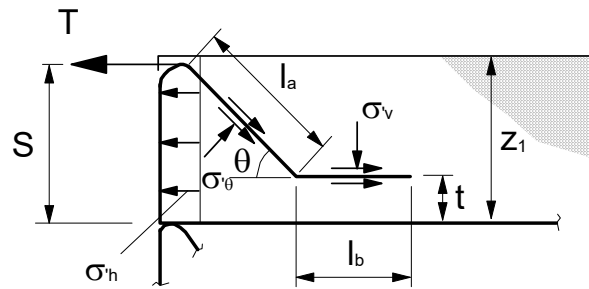

 b) Reforço na superfície do aterro,  $i = 1$ .

Figura 4.12 - Ancoragem do reforço junto à face

Para geogrelhas com baixa razão entre área sólida em planta e área total em planta, de forma a favorecer o intertravamento dos grãos entre os membros da grelha, o valor de  $\tan \delta_{\text{inf}} / \tan \delta$  é próximo a 1. Ângulos de atrito de interface entre geotêxteis podem variar de  $6^\circ$  a  $30^\circ$ , dependendo das características de rugosidade da superfície do geotêxtil. Geotêxteis do tipo tecido, razoavelmente lisos, tendem a fornecer baixos valores de ângulo de atrito de interface geotêxtil-geotêxtil ( $< 15^\circ$ ). Tupa e Palmeira (1995) apresentam valores de ângulos de atrito de interface entre diferentes geossintéticos. Caso o trecho dobrado esteja em contacto com a camada de reforço ao longo do comprimento  $l_b$  e não de disponha de dados de ensaios, pode-se adotar conservativamente  $\tan \delta_{\text{inf}} / \tan \delta = 0$  na expressão 3.31.

- Se  $\sigma'_{\text{hcomp}} \geq \sigma'_h$  (em  $z = z_1/2$ ), usar  $\sigma'_h = \sigma'_{\text{hcomp}}$  e  $q = 0$  na expressão 3.31, onde  $\sigma'_{\text{hcomp}}$  é tensão horizontal induzida pela compactação (item 3.4.3).
- Se  $\sigma'_{\text{hcomp}} < \sigma'_h$  (em  $z = z_1/2$ ), usar  $\sigma'_h = \sigma'_h$  (para  $z = z_1/2$ ) e  $q (\neq 0)$  na expressão 3.34, onde  $\sigma'_h$  (para  $z = z_1/2$ ) é a tensão efetiva horizontal no estado ativo na profundidade  $z_1/2$ .
- valor da inclinação  $\theta$  é arbitrado pelo projetista. Para materiais de aterro predominantemente arenosos, pode-se utilizar o valor de  $\theta$  próximo ao ângulo de atrito da areia no repouso ou aproximadamente igual ao  $\phi'_{\text{cv}}$  do material de aterro.

O comprimento total do trecho dobrado para o reforço superficial ( $i = 1$ ) é dado por:

$$l_o = l_a + l_b = z_1 \left[ \frac{1}{\sin \theta} + \left( \frac{FS_{af}}{\tan \delta} \frac{\sigma'_h}{\gamma z_1 + 2q} - \frac{1}{\sin \theta} \right) \frac{2}{\left( 1 + \frac{\tan \delta_{\text{inf}}}{\tan \delta} \right)} \right] \geq 1 \text{ m} \quad [3.34]$$

Por razões de facilidade construtiva é recomendado que o comprimento total dobrado ( $l_o$ ) não seja inferior a 1 m (Koerner, 1998).

A sequência de cálculo de  $l_o$  é a seguinte:

1. Calcular o valor de  $l_a$ , admitindo-se que o trecho  $l_b$  é desnecessário ( $l_b = 0$ ):

$$l_a = \frac{FS_{af} \sigma'_h S}{2 \sigma'_v \tan \delta} \quad [3.35]$$

Para  $z_i = z_1$  (camada de reforço superficial,  $i = 1$ ) fazer:

$$S = z_1$$

$$\sigma'_v = \frac{\gamma z_1}{2} + q \text{ e } \sigma'_h = \sigma'_h \text{ (em } z = z_1/2\text{), se } \sigma'_{hcomp} < \sigma'_h \text{ (em } z = z_1/2\text{) ou}$$

$$\sigma'_v = \frac{\gamma z_1}{2} \text{ e } \sigma'_h = \sigma'_{hcomp}, \text{ se } \sigma'_{hcomp} \geq \sigma'_h \text{ (em } z = z_1/2\text{).}$$

Para  $z_i > z_1$  fazer:

$S =$  espaçamento entre reforços;

$$\sigma'_v = \gamma \left( z_i - \frac{S}{2} \right) + q \text{ e } \sigma'_h = \sigma'_h \text{ (em } z = z_i - S/2\text{), se } \sigma'_{hcomp} < \sigma'_h \text{ (em } z = z_i - S/2\text{)}$$

ou

$$\sigma'_v = \gamma \left( z_i - \frac{S}{2} \right) \text{ e } \sigma'_h = \sigma'_{hcomp}, \text{ se } \sigma'_{hcomp} \geq \sigma'_h \text{ (em } z = z_i - S/2\text{)}$$

Se:  $1 \text{ m} \leq l_a \leq \frac{S(\text{ou } z_1, \text{ para } i = 1)}{\sin \theta} \Rightarrow \text{OK} \Rightarrow$  Não é necessário o comprimento  $l_b$  e, neste caso:

$$l_o = l_a \geq 1 \text{ m} \quad [3.36]$$

Se o trecho com comprimento  $l_b$  é necessário, calcular:

$$l_b = \left[ \frac{FS_{af} \sigma'_h}{\tan \delta \sigma'_v} - \frac{2}{\sin \theta} \right] \frac{S}{\left( 1 + \frac{\tan \delta_{inf}}{\tan \delta} \right)} \quad [3.37]$$

Com:

Para  $z_i = z_1$  (camada de reforço superficial,  $i = 1$ ), fazer:

$$S = z_1$$

$$\sigma'_v = \frac{\gamma z_1}{2} + q \text{ e } \sigma'_h = \sigma'_h \text{ (em } z = z_1/2\text{), se } \sigma'_{hcomp} < \sigma'_h \text{ (em } z = z_1/2\text{) ou}$$

$$\sigma'_v = \frac{\gamma z_1}{2} \text{ e } \sigma'_h = \sigma'_{\text{hcomp}}, \text{ se } \sigma'_{\text{hcomp}} \geq \sigma'_h \text{ (em } z = z_1/2\text{)}.$$

Para  $z_i > z_1$ , fazer:

$S$  = espaçamento entre reforços;

$$\sigma'_v = \gamma \left( z_i - \frac{S}{2} \right) + q \text{ e } \sigma'_h = \sigma'_h \text{ (em } z = z_i - S/2\text{)}, \text{ se } \sigma'_{\text{hcomp}} < \sigma'_h \text{ (em } z = z_i - S/2\text{)}$$

ou

$$\sigma'_v = \gamma \left( z_i - \frac{S}{2} \right) \text{ e } \sigma'_h = \sigma'_{\text{hcomp}}, \text{ se } \sigma'_{\text{hcomp}} \geq \sigma'_h \text{ (em } z = z_i - S/2\text{)}$$

Neste caso:

$$l_a = \frac{z_1 - t}{\sin \theta} \quad [3.38]$$

e

$$l_o = l_a + l_b \geq 1 \text{ m} \quad [3.39]$$

onde  $t$  é a espessura de solo abaixo do trecho com comprimento  $l_b$  (Figura 4.12). Para os demais reforços,  $z_1$  deve ser substituído por  $S$  na expressão 3.38.

### Sobrecargas Localizadas e Efeito da Compactação

Sobrecargas localizadas devem ser levadas em conta nas análises de estabilidade externa e interna. Apesar da contradição do uso de soluções plásticas e elásticas em um mesmo problema, as soluções oriundas da teoria da elasticidade têm sido comumente utilizadas para a estimativa de acréscimos de tensões horizontais. Poulos e Davis (1974) apresentam soluções elásticas para variados tipos de carregamentos. As Figura 4.13(a) e (b) esquematizam a presença de sobrecargas localizadas na superfície do terrapleno. É importante frisar que estruturas em solo reforçado, como outros tipos de estruturas de contenção de peso, são usualmente consideradas deslocáveis para a presença de estruturas sensíveis a recalques na superfície do terrapleno. Há uma grande experiência muito bem sucedida com a presença de pavimentos sobre o maciço reforçado bem projetado. Entretanto, a experiência com a presença de elementos de fundações estruturais ainda é limitada. Palmeira e Gomes (1996) discutem a análise de estabilidade de estruturas reforçadas sob a ação de carregamentos localizados.

Uma abordagem simplificada para se levar em conta a presença de uma sobrecarga localizada (em faixa) sobre o maciço reforçado é esquematizada na Figura 4.14. Neste caso,

o acréscimo de carga horizontal que deve ser absorvida pelas camadas de reforço pode ser estimado por (Jewell, 1996):

$$\Delta P_h = Q_h + \sqrt{k_{a1}} Q_v \quad [3.40]$$

onde:

$\Delta P_h$  - acréscimo de carga horizontal devido à sobrecarga localizada na superfície;

$Q_h$  - componente horizontal da carga na superfície;

$Q_v$  - componente vertical da carga na superfície;

$k_{a1}$  - coeficiente de empuxo ativo do solo 1.

Os acréscimos máximos de tensões horizontais devido às componentes horizontal e vertical do carregamento são dados por:

Acréscimo devido à componente horizontal da força  $Q$ :

$$\Delta \sigma_{h_h} = \frac{2Q_h}{h_c} \quad [3.41]$$

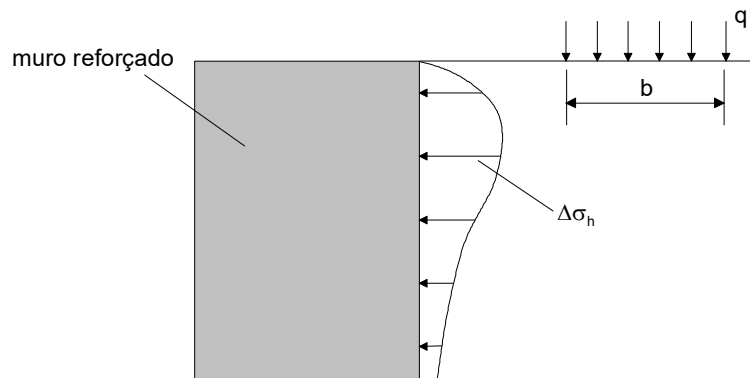
Acréscimo devido à componente vertical:

$$\Delta \sigma_{h_v} = \frac{Q_v \sqrt{k_{a1}}}{h_c} \quad [3.42]$$

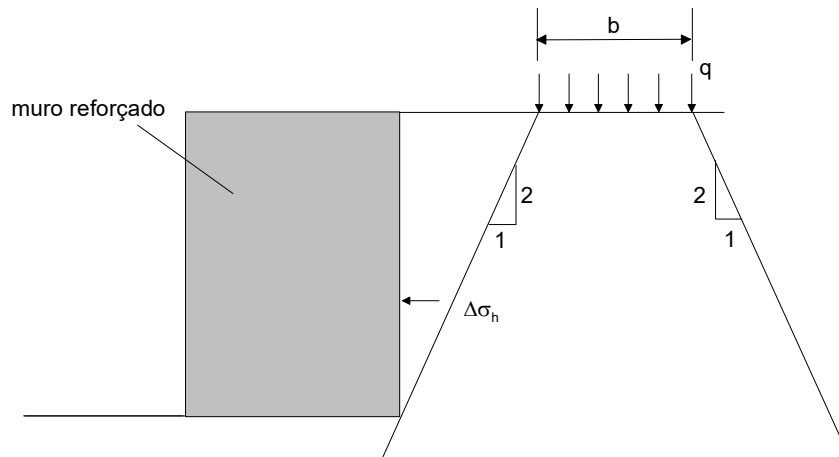
com:

$$h_c = d \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi_1'}{2} \right) \quad [3.43]$$

onde  $d$  é a distância da borda externa do carregamento à face da estrutura (Figura 4.12).



(a) Acréscimos de tensões sobre a face interna



(b) Acréscimos desprezíveis

Figura 4.13 - Sobrecargas localizadas no terrapleno

Abaixo da profundidade limitada pela inclinação de espraçamento do carregamento vertical à partir da borda externa do carregamento ( $h_c$ , Figura 4.14), o acréscimo de tensão horizontal em uma determinada profundidade é dado pelo acréscimo de tensão vertical, multiplicado pelo coeficiente de empuxo horizontal no solo 1 (Figura 4.24), admitindo-se a distribuição de acréscimos de tensões verticais segundo um prisma trapezoidal ( $V:H = 2:1$ ). Neste caso, para profundidades ( $z$ ) entre  $h_c$  e  $H$  (Figura 4.24), o acréscimo de tensão horizontal é dado por:

$$\Delta\sigma_{h_z} = \frac{Q_v k_{a1}}{x + \frac{b+z}{2}} \quad [3.44]$$

onde:

- $x$  - distância da face da estrutura ao ponto médio do carregamento distribuído;
- $b$  - largura do carregamento distribuído;
- $z$  - profundidade considerada.

As Figura 4.24 e Figura 4.25 apresentam separadamente os efeitos das componentes horizontal e vertical do carregamento superficial. A Figura 4.26 apresenta a composição dos diversos acréscimos de tensões horizontais para a análise de estabilidade interna.

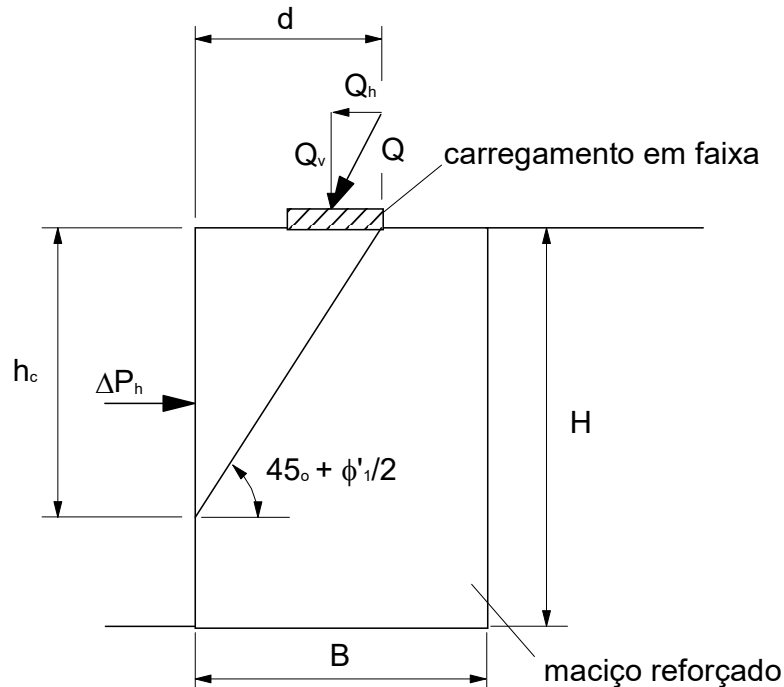


Figura 4.14 - Carregamento localizado sobre o maciço reforçado (Jewell, 1996)

O efeito da compactação é aumentar as tensões laterais no aterro. O método tradicional de compactação do solo próximo à face exige que o equipamento a ser utilizado nesta região seja leve e operado manualmente. Jewell (1996) sugere que tensões laterais devido à compactação ( $\sigma_{hcomp}$ ) entre 10 e 30 kPa podem ocorrer em materiais de aterro granulares. Para equipamentos de compactação leves Jewell (1996) sugere que uma tensão horizontal de 15 kPa seja levada em conta nos cálculos na superfície do aterro reforçado, caso a tensão horizontal nesta região devido à ação de peso próprio e sobrecargas seja inferior a este valor, conforme esquematizado na Figura 4.27. Na realidade, é de se esperar que as tensões horizontais criadas pela compactação tendam a se dissipar com o tempo devido a deformações da massa reforçada (fluência do reforço, por exemplo). Ehrlich e Mitchell (1994) discutem o efeito da compactação em aterros reforçados com elementos de reforço rígidos. Neste trabalho os autores mostram que o método prevê ou superestima ligeiramente as tensões horizontais medidas em aterros reforçados com reforços rígidos. No único caso de aterro reforçado com geogrelhas, as tensões previstas pelos citados autores foram próximas às obtidas para o material de aterro no estado ativo. Isso pode ser explicado como sendo devido, em parte, à maior deformabilidade do reforço geossintético.

## DIMENSIONAMENTO DE TALUDES ÍNGREMES REFORÇADOS

### Cálculo de Empuxos e Tensões

Em virtude da utilização da teoria de Rankine para o cálculo do empuxo de terra e das características geométricas, as expressões apresentadas anteriormente não são válidas para maciços reforçados com a face inclinada, como esquematizado na Figura 4.15. Para inclinações da face entre 60 e 90 é comum a utilização do método de Coulomb. Várias superfícies planas de deslizamento são pesquisadas de modo a se determinar aquela que fornece o maior empuxo ativo (Figura 4.16). Neste caso, as condições de estabilidade a serem verificadas são as mesmas apresentadas para as estruturas de contenção em solo reforçado, embora por meio de expressões matemáticas diferentes. A medida que o ângulo da face se torna muito abatido erros importantes podem surgir devido à superfície plana de deslizamento hipotética se afastar muito da superfície de deslizamento real nestes casos.



### Metodologia de Jewell (1989)

Jewell (1989 e 1996) apresenta gráficos para o dimensionamento de taludes íngremes em solos não coesivos através de superfícies de deslizamento em forma de espiral logarítmica. O caso típico analisado por Jewell aparece esquematizado na Figura 4.17. Admite-se que o solo de fundação é tão ou mais resistente que o material de aterro. A metodologia permite que se leve em conta eventuais poropressões no aterro, através do parâmetro de poropressão  $r_u$ , definido por:

$$r_u = \frac{u}{\gamma z} \quad [4.1]$$

onde:

$r_u$  - parâmetro de poropressão;

$\gamma$  - peso específico do solo;

$z$  - profundidade do elemento de solo considerado.

Comumente se utiliza um valor constante de  $r_u$  para todo o maciço.

Os gráficos para a determinação do coeficiente de empuxo horizontal ( $k_{Req}$ ) neste caso são apresentados nas

Figura 4.18 a Figura 4.20. Nestas figuras aparecem também os gráficos para determinação dos comprimentos dos reforços de modo a se atender a estabilidade interna e a segurança contra o deslizamento ao longo da base.

Uma sobrecarga uniformemente distribuída no terrapleno pode ser levada em conta no dimensionamento através da consideração da altura de terra equivalente, dada pela expressão:

$$H_{eq} = H + h_o \quad [4.2]$$

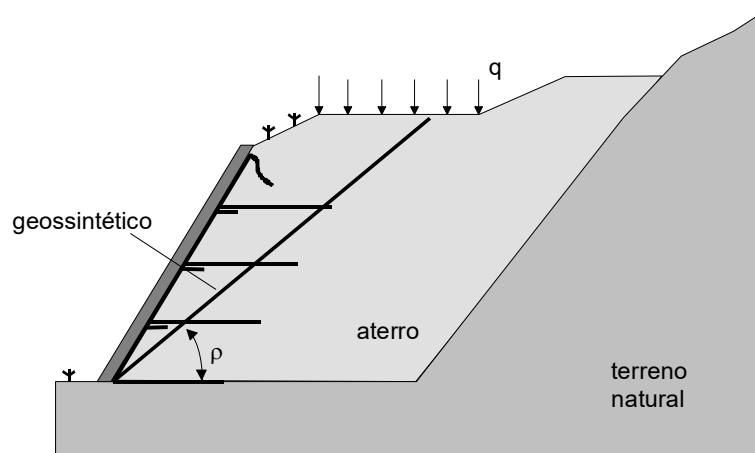


Figura 4.15 - Talude íngreme reforçado com geossintéticos

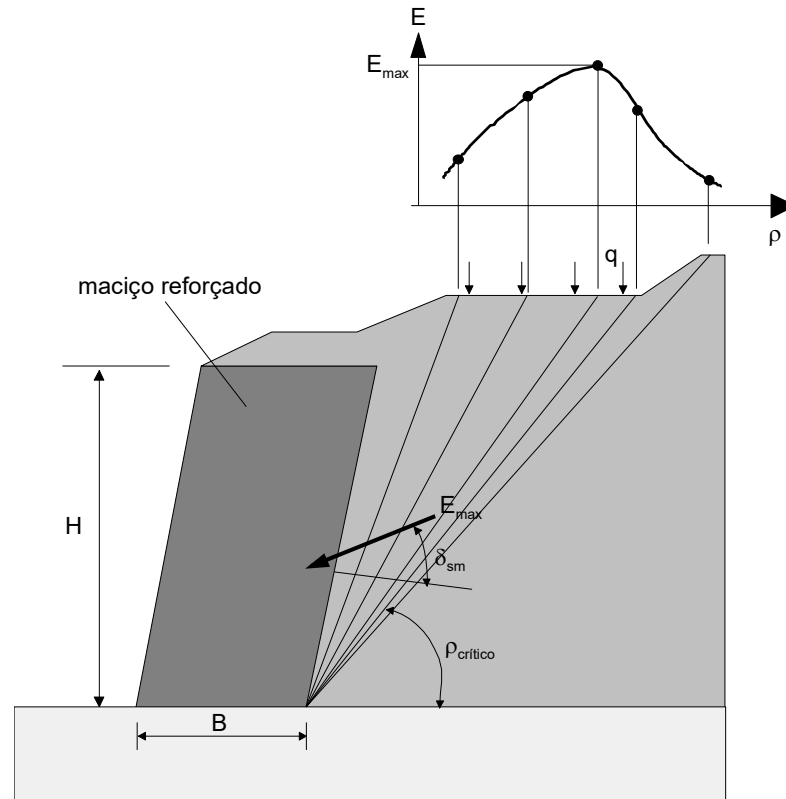


Figura 4.16 - Análise de várias superfícies planas para cálculo de empuxos.

com:

$$h_o = \frac{q}{\gamma} \quad [4.3]$$

onde:

$H_{eq}$  - altura equivalente do talude levando em conta a sobrecarga na superfície;

$H$  - altura real do talude;

$h_o$  - espessura equivalente de solo para a sobrecarga na superfície do terrapleno;

$q$  - sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do terrapleno;

$\gamma$  - peso específico do material de aterro.

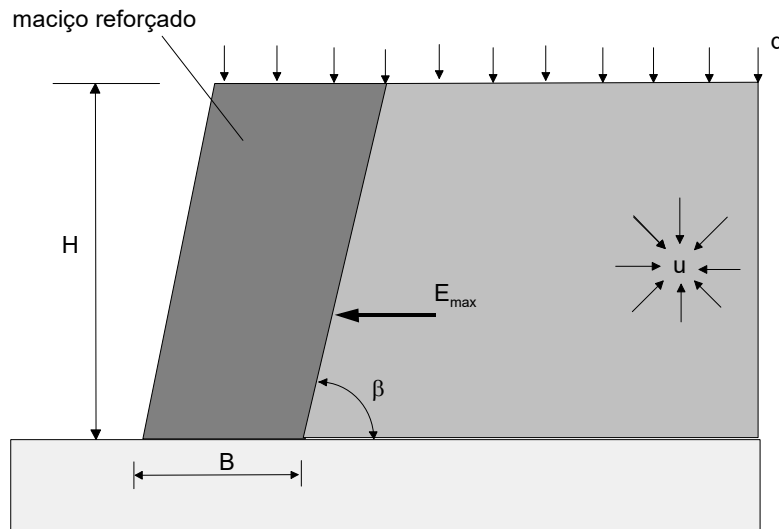


Figura 4.17 - Características do problema analisado por Jewell (1996).

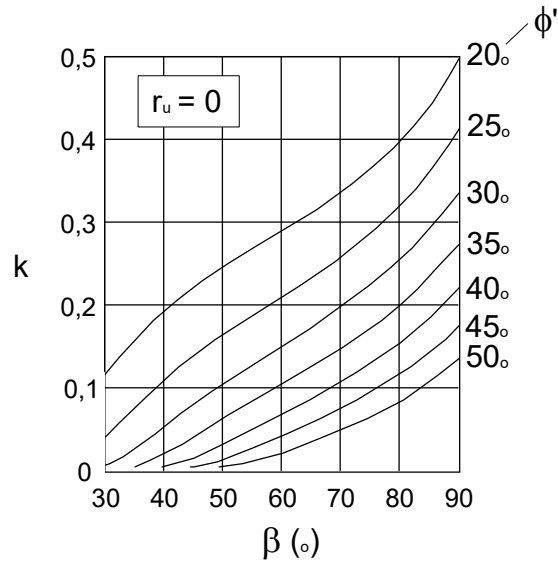
Os passos a serem seguidos para o dimensionamento de um talude íngreme por Jewell (1989 e 1996) são descritos abaixo:

- 1) Com as características do talude obtém-se o valor de  $k_{Req}$  e  $L_R$  através das
- 2) Figura 4.18 a Figura 4.20(a a c), dependendo do valor de  $r_u$  adotado. O valor de  $L_R$  é o maior entre os valores que garantam estabilidade interna e contra o deslizamento ao longo da base. Os gráficos para a determinação de  $L_R$  foram construídos admitindo-se um coeficiente de interação  $f_b = 0.8$  (ver equação 2.1). Caso o valor de  $f_b$  seja diferente, o valor de  $L_R$  obtido pelo gráfico deve ser multiplicado por  $0.8/f_b$ .
- 3) espaçamento entre reforços requerido na base é dado por:

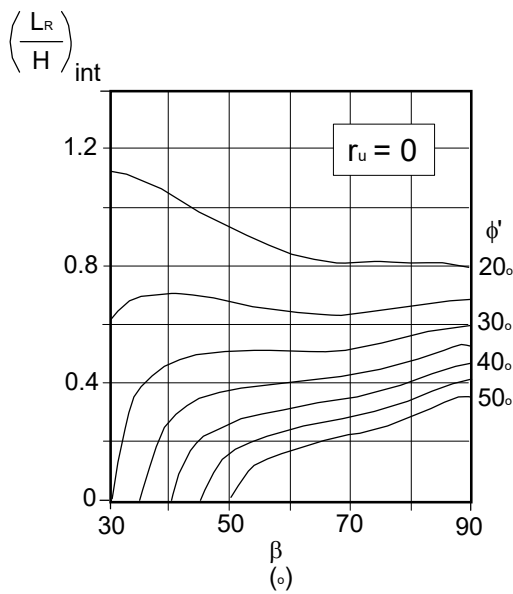
$$S = \frac{T_d}{k_d \gamma H_{eq}} \quad [4.4]$$

O espaçamento pode ser constante ao longo de toda a altura do talude (igual ao valor dado pela equação 4.4) ou variar, de modo semelhante ao apresentado para estruturas de contenção.

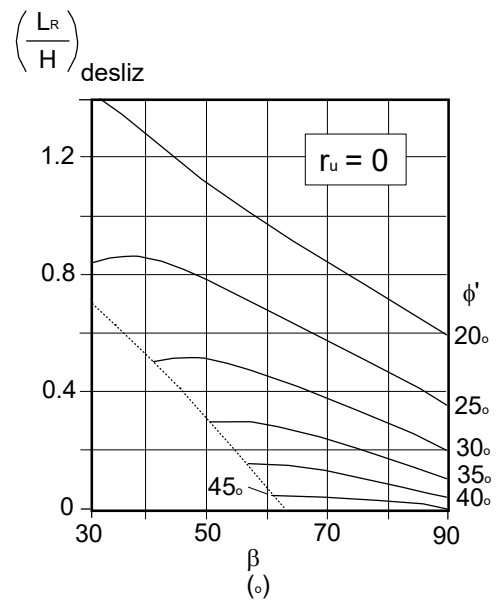
- 4) A resistência por ancoragem limita a carga que o reforço é capaz de desenvolver de modo a manter o equilíbrio da estrutura. Para compensar a perda de força capaz de ser mobilizada no reforço, utiliza-se o coeficiente de empuxo de dimensionamento dado por:



(a) Coeficiente de empuxo

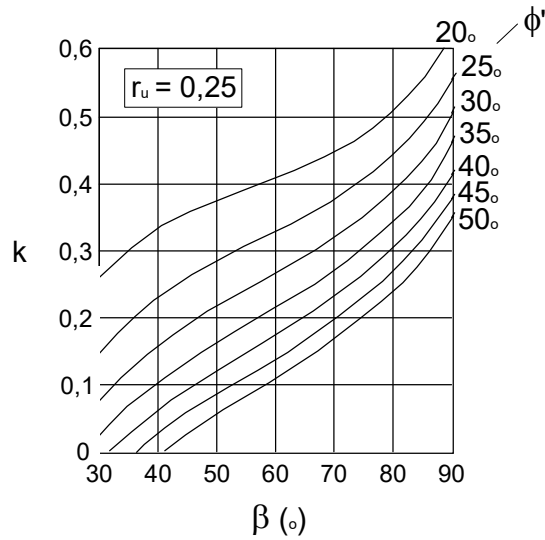


(b) Estabilidade interna

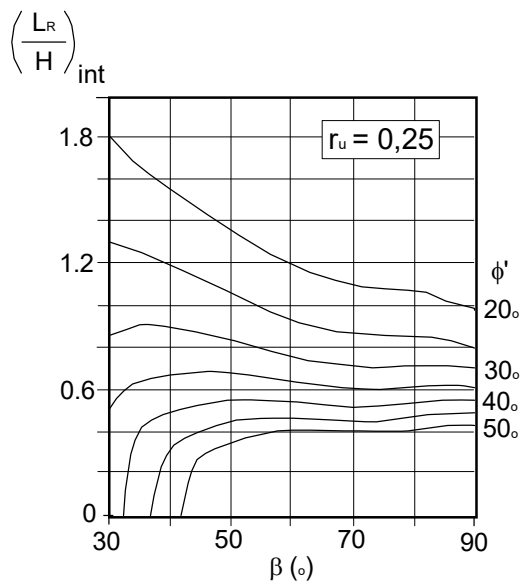


(c) Deslizamento ao longo da base.

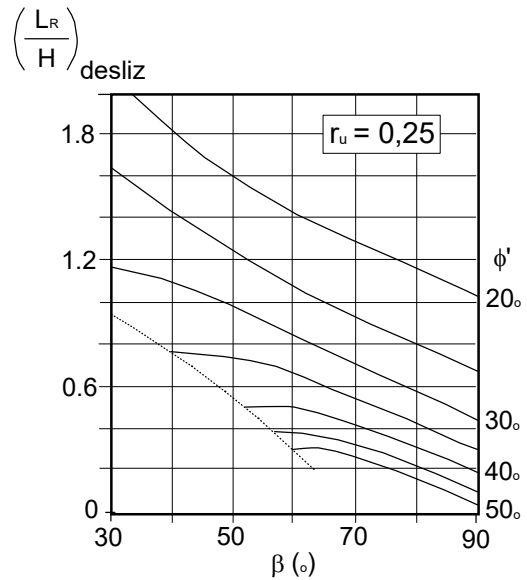
Figura 4.18 - Ábacos para dimensionamento de taludes íngremes (Jewell, 1996) -  $r_u = 0$



(a) Coeficiente de empuxo

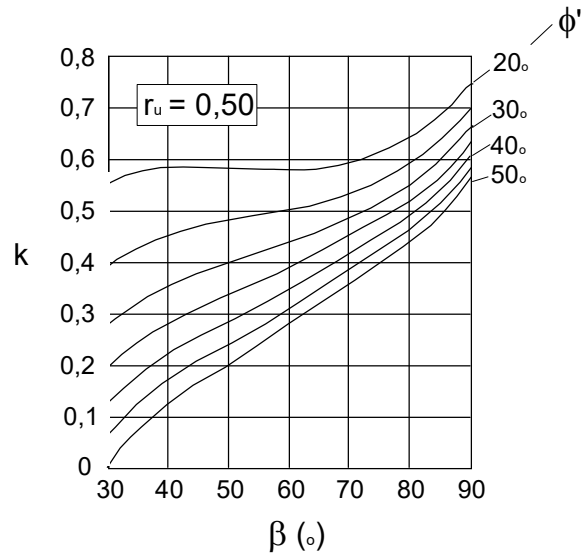


(b) Estabilidade interna

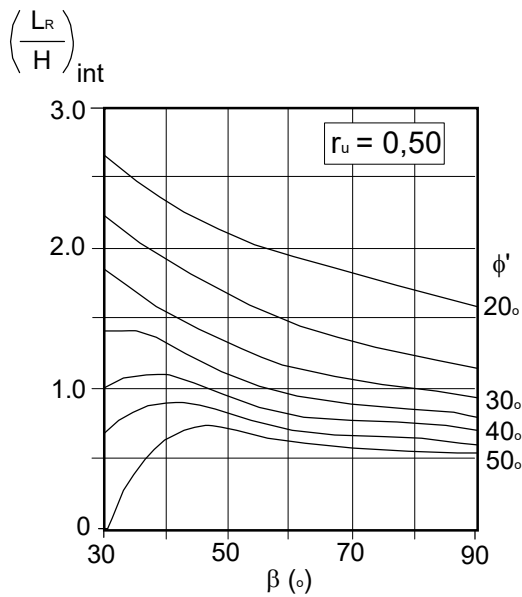


(c) Deslizamento ao longo da base.

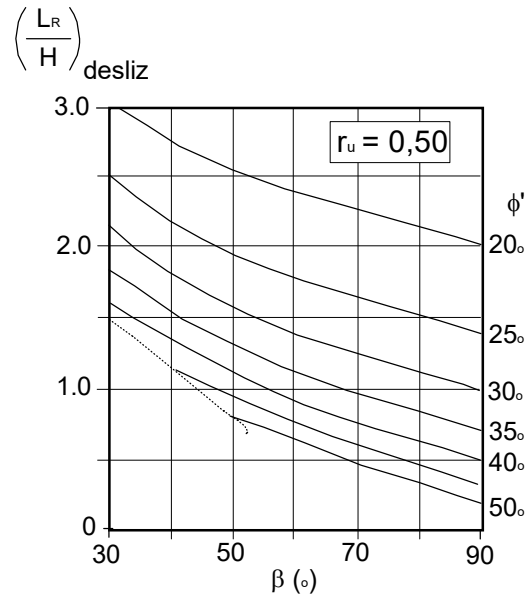
Figura 4.19 - Ábacos para dimensionamento de taludes íngremes (Jewell, 1996) -  $r_u = 0.25$



(a) Coeficiente de empuxo



(b) Estabilidade interna



(c) Deslizamento ao longo da base.

Figura 4.20 - Ábacos para dimensionamento de taludes íngremes (Jewell, 1996) -  $r_u = 0.50$

$$k_d = \frac{k_{Req}}{1 - \frac{L_B}{L_R}} \quad [4.5]$$

com:

$$L_B = \left( \frac{T_d}{2\gamma H^2} \right) \left( \frac{1}{1-r_u} \right) \left( \frac{1}{f_b \tan \phi'} \right) \quad [4.6]$$

onde:

$k_d$  - coeficiente de empuxo ser usado no dimensionamento;

$L_B$  - comprimento de ancoragem requerido para o reforço na base da estrutura;

$L_R$  - comprimento do reforço de modo a atender às condições de estabilidade interna e segurança contra o deslizamento. Maior dos valores obtidos nas

Figura 4.18 (b) e (c), no caso de  $r_u = 0$ , por exemplo;

$T_d$  - resistência à tração do reforço de dimensionamento;

$f_b$  - coeficiente de interação entre solo e reforço (ver equação 2.1)

Para evitar mecanismos de ruptura superficiais, não passando pelo pé do aterro reforçado, aumenta-se a tensão horizontal na região superficial do aterro de um valor dado por:

$$\sigma_{\min} = \gamma z_{crit} k_{Req} \quad [4.7]$$

com:

$$z_{crit} = H \frac{L_B}{L_R} \quad [4.8]$$

onde:

$\sigma_{\min}$  - tensão a ser equilibrada pelos reforços na região superficial do aterro (é assumida constante até a profundidade  $z_{crit}$ . Se  $\sigma_{\min}$  é menor que  $\sigma_{hcomp}$ , deve-se usar  $\sigma_{hcomp}$ ).

$z_{crit}$  - profundidade crítica, acima da qual o reforço só é capaz de mobilizar um esforço de tração igual a sua resistência por ancoragem.

O diagrama de tensões ativas a ser equilibrado pelas camadas de reforço aparece esquematizado na Figura 4.21. Os reforços podem ser distribuídos ao longo da altura real da estrutura (com espaçamento constante ou variável) de modo a equilibrar o diagrama de tensões horizontais da Figura 4.21.

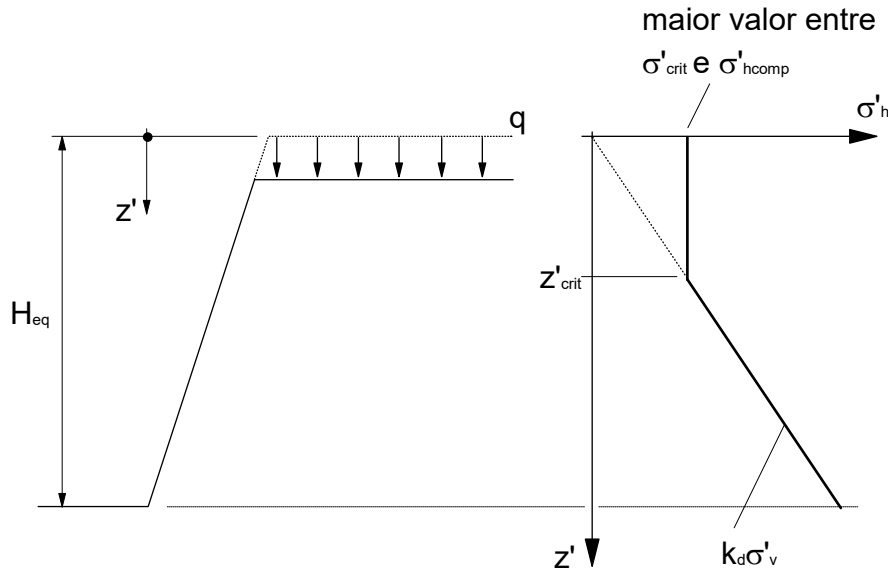


Figura 4.21 - Diagrama de tensões ativas na massa reforçada

#### Tensões na Base e Capacidade de Carga do Solo de Fundação

De acordo com a Figura 4.22, a posição da resultante das forças na base do maciço reforçado pode ser obtida por:

$$x_R = \frac{Wx_W + Qx_Q - Ey_E}{W + Q} \quad [4.9]$$

com:

$$E = \frac{k_d \gamma}{2} (H_{eq}^2 - h_o^2) \quad [4.10]$$

onde  $E$  é o empuxo de terra sobre a massa reforçada, e  $y_E$  é a distância, na vertical, do ponto de aplicação de  $E$  à base da massa reforçada (obtido do diagrama de tensões horizontais).

O módulo da excentricidade da resultante em relação ao centro da base na base é dado por:

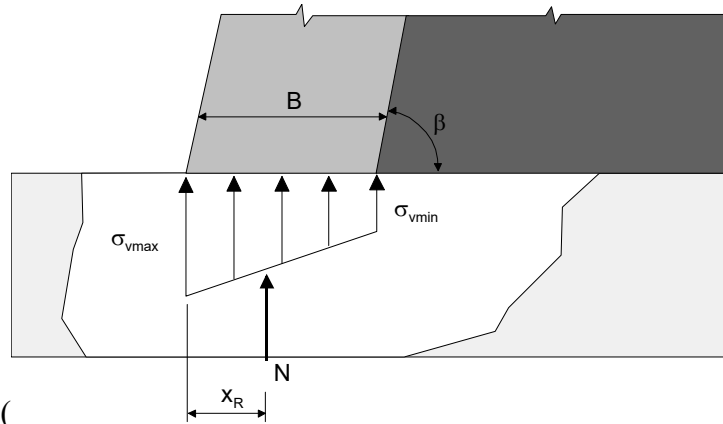
$$e = \frac{B}{2} - x_R \quad [4.11]$$

As pressões que definem o diagrama trapezoidal de tensões verticais na base são dadas por:

$$\sigma_{v \max} = \frac{2N}{B} \left( 2 - \frac{3x_R}{B} \right) \geq 0 \quad [4.12]$$

$$\sigma_{v \min} = \frac{2N}{B} \left( \frac{3x_R}{B} - 1 \right) \geq 0 \quad [4.13]$$





onde  $N$  é a força normal na base (

Figura 4.23), dada por:

$$N = W + Q \quad [4.14]$$

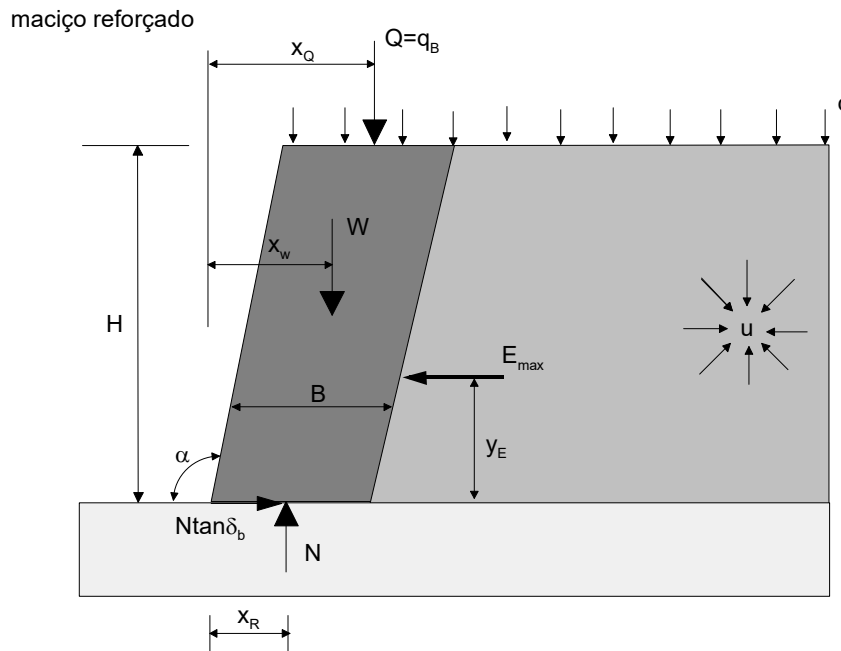


Figura 4.22 - Análise de condições de estabilidade externa

Para a verificação da capacidade de carga do solo de fundação, procede-se de modo semelhante ao caso de estrutura de contenção, utilizando-se a metodologia de Meyerhoff (1953). Assim:

$$B' = B - 2e \quad [4.15]$$

$$\sigma = \frac{N}{B'} \quad [4.16]$$

$$q_{\max} = c' N_c + q_s N_q + 0.5 \gamma_f B' N \gamma \quad [4.17]$$

Com:

$$FS_f = \frac{q_{\max}}{\sigma} \geq 3 \quad [4.18]$$

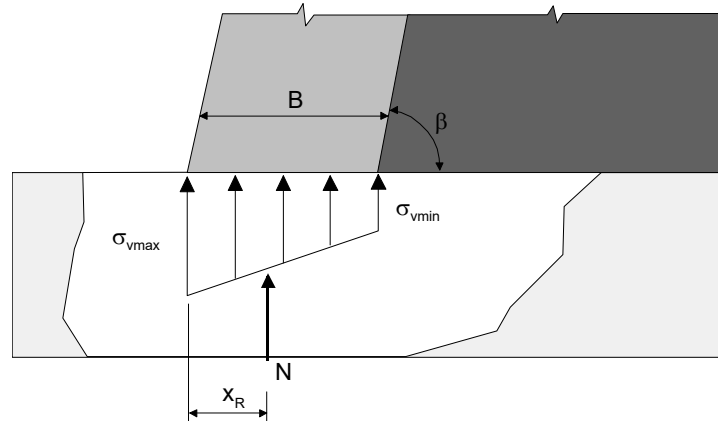


Figura 4.23 - Distribuição de tensões na base.

O comprimento final dos reforços (largura da base do maciço reforçado) deve ser tal que todas as condições de estabilidade (interna e externa) sejam atendidas.

As considerações sobre compactação apresentadas para as estruturas de contenção podem também ser estendidas ao caso de taludes íngremes reforçados.

#### Verificação da Estabilidade Global

Neste caso procede-se de modo semelhante ao apresentado para estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos (ver item 3.3).

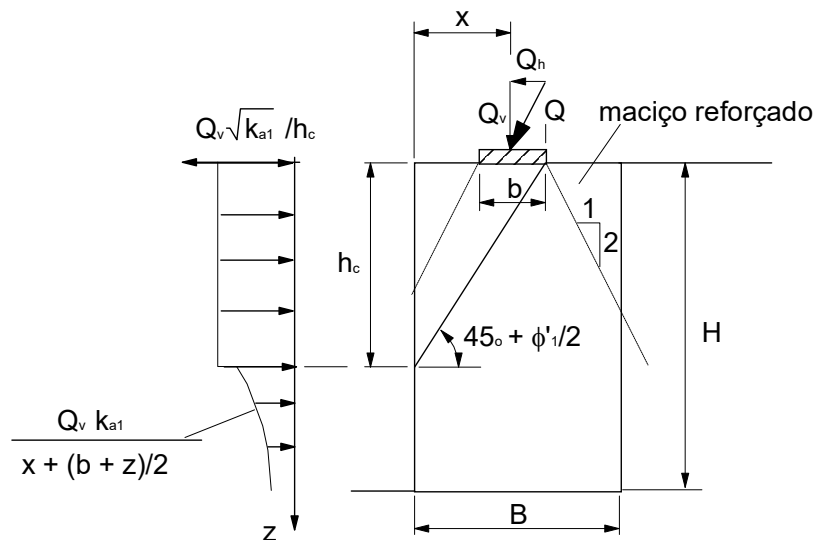


Figura 4.24 - Efeito da componente vertical da carga na superfície (Jewell, 1996)

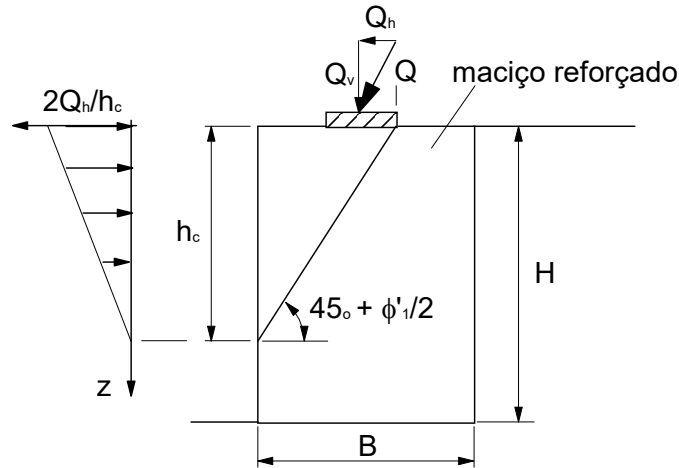


Figura 4.25 - Efeito da componente horizontal da carga na superfície (Jewell, 1996)

### 3.5 Deslocamentos Horizontais na Face da Estrutura

Na presente data ainda não são disponíveis métodos simples para a estimativa de deslocamentos horizontais na face de estruturas de arrimo em solo reforçado com geossintéticos. Dados de obras reais sugerem deslocamento horizontais máximos entre 0.2 e 3% da altura da estrutura (tipicamente entre 0.2 e 1.2% da altura), dependendo das características da obra, rigidez do reforço, tipo de solo, compressibilidade da fundação, etc. Em vista da complexidade do problema, é importante frisar que as metodologias apresentadas abaixo devem ser encaradas como ferramentas um tanto grosseiras para se ter uma indicação do possível nível de deslocamentos horizontais máximos de faces de estruturas de contenção em solo reforçado com geossintéticos.

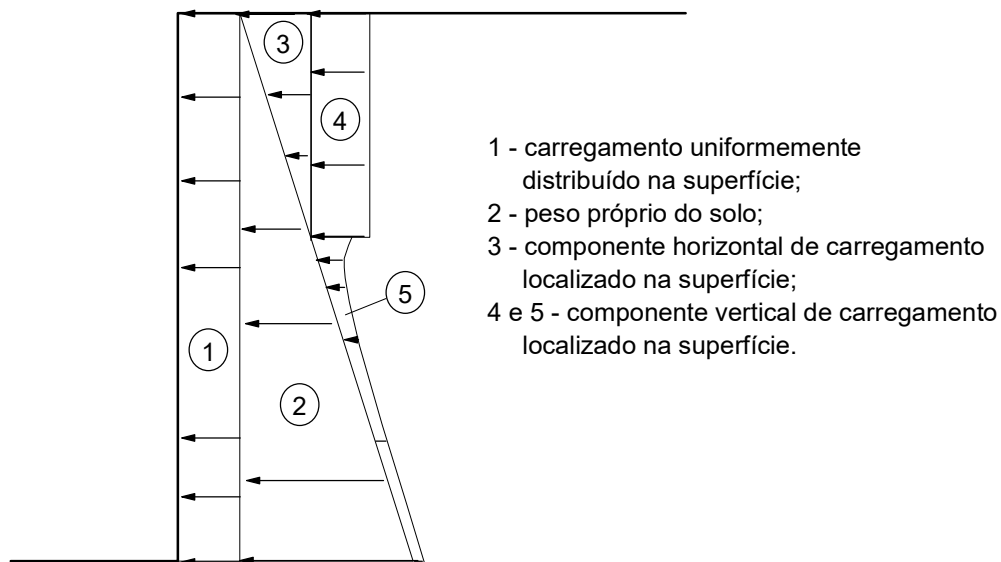


Figura 4.26 - Composição de carregamentos para análise de estabilidade interna (Jewell, 1996)

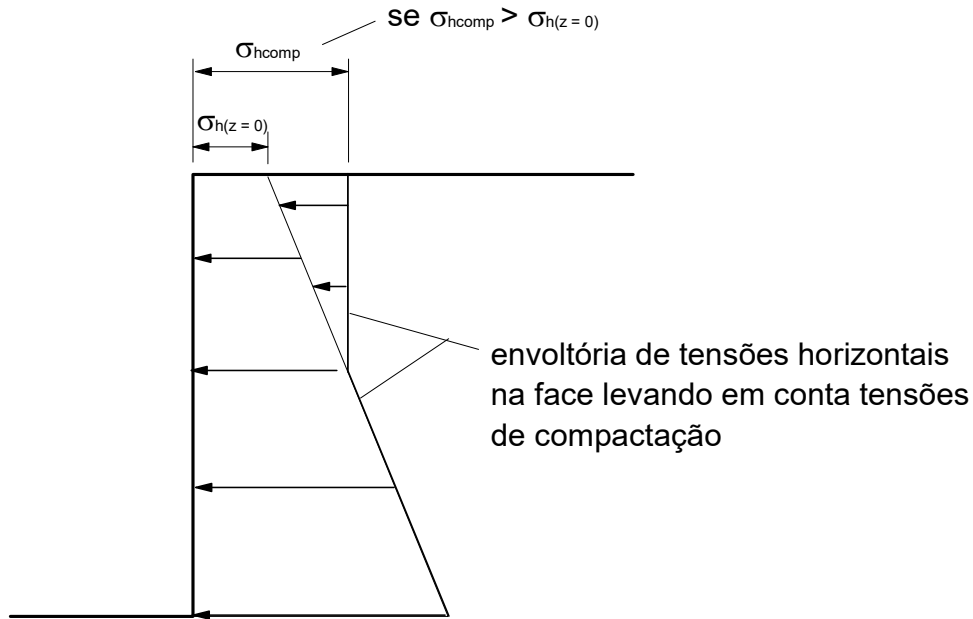


Figura 4.27 - Efeito da compactação (Jewell, 1996).

O Departamento de Transportes Americano (FHWA, 1990) apresenta as seguintes expressões empíricas para estimativa do deslocamento máximo da face de estruturas reforçadas com até 6 m de altura:

$$\delta_{h\max} = \delta_R \frac{H}{75}, \text{ para reforços extensíveis} \quad [3.45]$$

e

$$\delta_{h\max} = \delta_R \frac{H}{250}, \text{ para reforços rígidos} \quad [3.46]$$

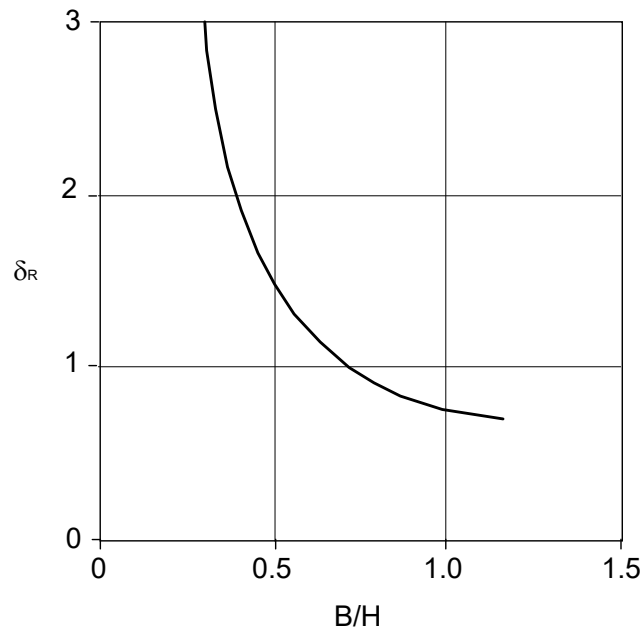
onde  $\delta_{\max}$  é o deslocamento máximo esperado e  $H$  é a altura da estrutura

O coeficiente  $\delta_R$  é obtido do gráfico da Figura 4.28 em função das dimensões da massa reforçada. O valor de  $\delta_R$  obtido da Figura 4.28 deve ser aumentado em 25% para cada 20 kPa de sobrecarga sobre a estrutura (FHWA, 1990).

Assim, dependendo da rigidez do reforço, é de se esperar que o deslocamento horizontal máximo da face esteja entre os seguintes limites:

$$\delta_R \frac{H}{250} \left( 1 + 0.25 \frac{q}{20} \right) \leq \delta_{h\max} \leq \delta_R \frac{H}{75} \left( 1 + 0.25 \frac{q}{20} \right) \quad [3.47]$$

onde  $q$  é a sobrecarga na superfície do terrapleno (em kPa).



**Figura 4.28 - Gráfico para estimativa de deslocamentos horizontais máximos (FHWA, 1990)**

Jewell e Milligan (1989) apresentam uma metodologia para a estimativa do deslocamento máximo na face da estrutura para materiais de aterro predominantemente arenosos sobre fundação rígida. A Figura 4.29(a) e (b) apresentam gráficos para a estimativa do deslocamento máximo na face para uma estrutura com espaçamento uniforme entre camadas de reforço (Figura 4.29a) e para espaçamento variável, em que se tenha a mesma carga de tração em todos os reforços (Figura 4.29b). O resultado obtido é função do ângulo de atrito mobilizado no solo de aterro, do ângulo de dilatância do solo de aterro ( $\psi$ ), da rigidez do reforço ( $J$ ) e das cargas de tração nos reforços, com:

$$T_{base} = k_{a1}S(\gamma_1 H + q) \quad [3.47]$$

$$T_r = \frac{E}{n} \quad [3.48]$$

$$E = k_{a1} \frac{\gamma H + 2q}{2} H \quad [3.49]$$

onde:

$T_{base}$  - esforço de tração no reforço na base da estrutura;

$T_r$  - esforço de tração constante em cada reforço para espaçamento variável;

$E$  - empuxo ativo a ser resistido pelas camadas de reforço;

$n$  - número de camadas de reforço.

Comparações entre a metodologia proposta por Jewell (1996) e resultados de modelos físicos de estruturas reforçadas mostraram boa concordância somente quando o valor adotado para

o ângulo de atrito mobilizado foi igual a  $\phi'_{cv}$  e com ângulo de dilatância igual a zero, ou seja, em condições de estado crítico (Palmeira e Lanz, 1994).

Na falta de valores de ensaios, o valor do ângulo de dilatância de areias pode ser estimado pela relação apresentada por Bolton (1986):

$$\psi \cong 1.25(\phi'_p - \phi'_{cv}) \quad [3.50]$$

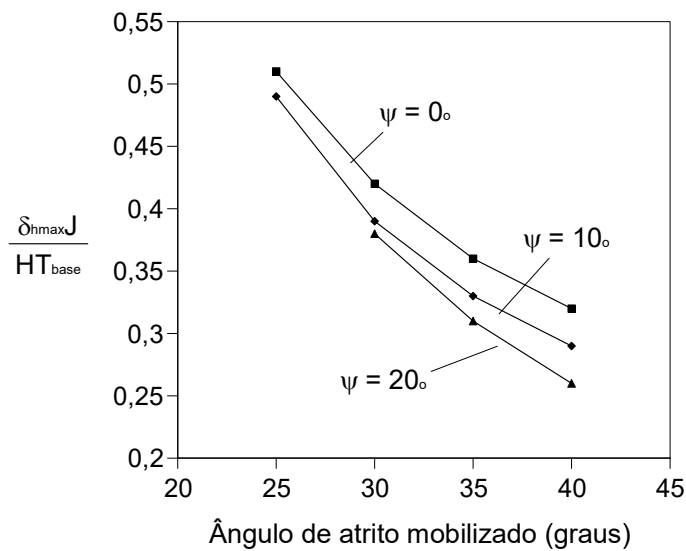
onde:

$\psi$  - ângulo de dilatância da areia;

$\phi'_p$  - ângulo de atrito de pico da areia em condições de deformação plana;

$\phi'_{cv}$  - ângulo de atrito da areia a volume constante.

Como a correlação apresentada pela FHWA (1990) é baseada na observação de obras reais ela embute deslocamentos horizontais que possam ter seido causados por compressão do solo de fundação, o que não ocorre na metodologia apresentada por Jewell e Milligan (1989).



(a) Espaçamento uniforme entre reforços.

## (b) Espaçamento variável e carga constante nos reforços.

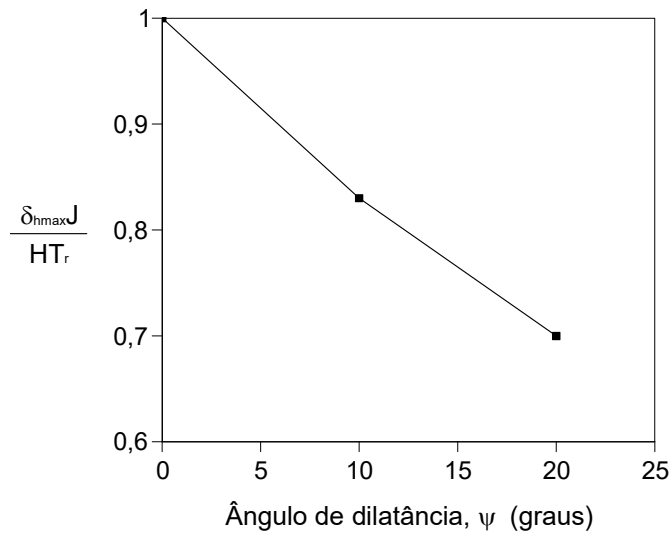


Figura 4.29 - Estimativa de deslocamentos horizontais na face – aterros arenosos (Jewell e Milligan, 1989)

A estimativa de deslocamentos horizontais causados por compressão do solo de fundação sob a massa reforçada pode ser efetuada pela solução elástica apresentada por Milovic et al. (1970) para sapatas corridas submetidas a carregamento excêntrico sobre material de fundação elástico linear com espessura ( $D$ ) finita sobre base rígida, conforme esquematizado na Figura 4.30. Assumindo-se que a massa de solo reforçado translada e roda como um bloco rígido, o deslocamento horizontal e a rotação da base do maciço podem ser estimados por:

$$\delta_{xe} = u_{OT} \sin \lambda \frac{N}{E_f} \quad [3.51]$$

$$\omega_e = \tan^{-1} \left( 2 \frac{Ne}{E_f B^2} \omega_{CM} \cos \lambda \right) \quad [3.52]$$

com:

$$\lambda = \tan^{-1} \left( \frac{E}{N} \right) \quad [3.53]$$

onde:

- $\delta_{xe}$  - deslocamento horizontal elástico da base da massa reforçada;
- $\lambda$  - inclinação da resultante das forças na base da estrutura com a vertical;
- $N$  - força normal na base da estrutura;
- $E_f$  - módulo de elasticidade do solo de fundação;
- $\omega_e$  - rotação elástica da base da estrutura;
- $e$  - excentricidade da força na base da estrutura;
- $B$  - largura da base da estrutura;

$E$  - empuxo ativo (horizontal) atuante sobre a estrutura;

$u_{OT}$  e  $\omega_{CM}$  - coeficientes obtidos na Tabela 4.6, em função do coeficiente de Poisson ( $\nu_f$ ) e da espessura relativa do solo de fundação ( $D/B$ ), onde  $D$  é a espessura de solo de fundação (entre a base da estrutura e sobre a camada rígida).

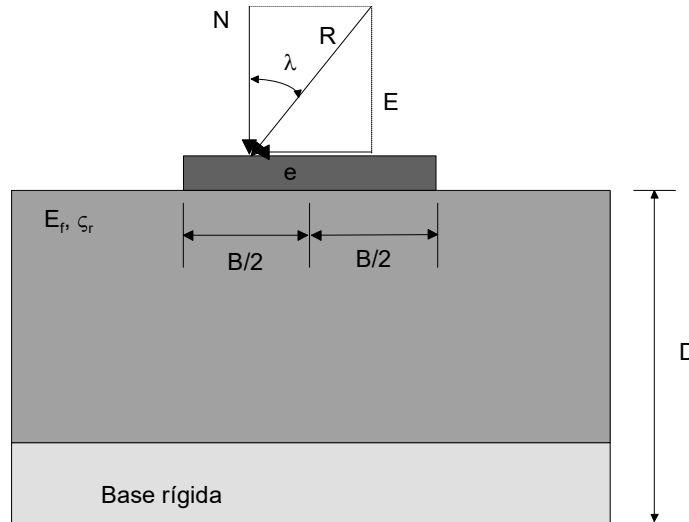


Figura 4.30 - Sapata com Carga Excêntrica Sobre Camada Elástica (Milovic et al, 1970)

Tabela 4.6 - Valores de  $u_{OT}$  e  $\omega_{CM}$  (Milovic et al., 1970)

$D/B$	$\nu = 0.005$		$\nu = 0.30$		$\nu = 0.45$	
	$u_{OT}$	$\omega_{CM}$	$u_{OT}$	$\omega_{CM}$	$u_{OT}$	$\omega_{CM}$
1.0	1.235	2.819	1.461	2.770	1.491	2.244
2.0	1.616	2.927	1.853	3.013	1.889	2.609
3.0	1.978	3.125	2.233	3.190	2.225	2.749

O deslocamento máximo por compressão elástica do solo de fundação é então estimado por:

$$\delta_{he} = \delta_{xe} + H \sin \omega_e \quad [3.54]$$

onde  $H$  é a altura da estrutura.

hO deslocamento horizontal elástico devido à compressão do solo de fundação seria então somado ao deslocamento do maciço reforçado para se ter uma estimativa do deslocamento total da face. De posse desse valor pode ser feita antecipadamente uma eventual correção da inclinação da face para compensar a movimentação prevista e manter a face vertical.

#### EXEMPLO DE CÁLCULO

Seja dimensionar a estrutura de contenção em solo reforçado com geossintéticos para a situação esquematizada na Figura 31. Os dados do problema são:

Altura da estrutura: 5 m

Dados do Solos:



Solo	Símbolo	Valor
1	$\gamma_1$	17 kN/m <sup>3</sup>
	$c'_1$	0
	$\phi'_1 = \phi'_{cv}$	32°
	$\phi'_p$	39°
	$\delta$	29°
2	$\gamma_2 = 19$ kN/m <sup>3</sup>	
	$c'_1 = 6$ kPa	
	$\phi'_2 = 30^\circ$	
Fundação	$\delta_b$	25°
	$c'$	10 kPa
	$\phi'$	34°
	$E_f$	30 MPa
	$\nu_f$	0.30

Reforço:

Geotêxtil não tecido de poliéster

$$M_A = 430 \text{ g/m}^2$$

$$f_{fi} = 1.8$$

$$T_{\text{índice}} = 39.2 \text{ kN/m}$$

$J = 400$  kN/m (módulo confinado obtido para a faixa de deformações esperada no reforço)

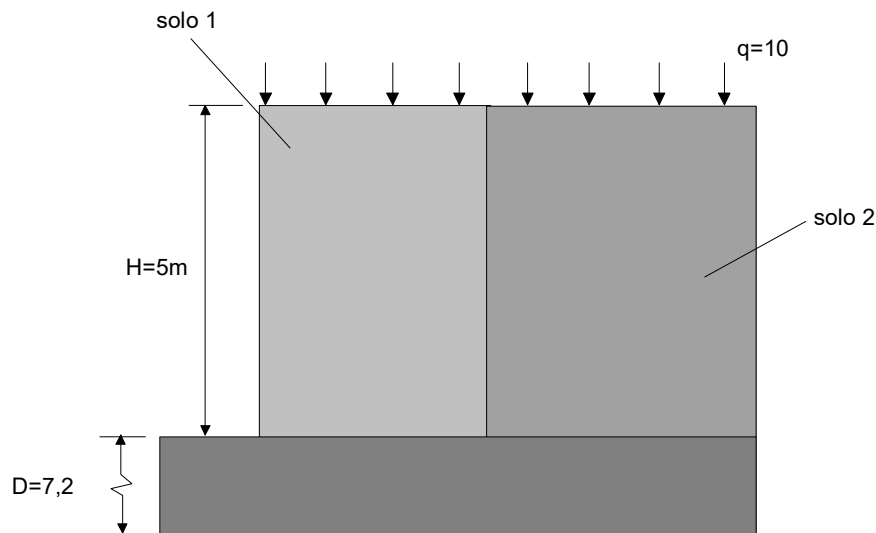


Figura 4.31 - Esquema do exemplo.

### Análise de Estabilidade Externa

*Cálculo do Empuxo e Tensões Ativas na Face Interna do Maciço Reforçado:*

Pela teoria de Rankine, obtém-se o diagrama de tensões ativas apresentado na Figura 4.32.

Com:

$$\sigma'_h = (\gamma z + q)k_{a2} - 2c'_2\sqrt{k_{a2}}$$

onde:

$$k_{a2} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'_2}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = 0.333$$

Desprezando-se a parcela negativa do diagrama de tensões horizontais, o empuxo ativo é dado por:

$$E = 62.11 \text{ kN/m}$$

Da Figura 4.32, obtém-se o ponto de aplicação do empuxo igual a:

$$y_E = 1.48 \text{ m}$$

*Deslizamento ao Longo da Base*

$$B_d = \frac{FS_d E}{(\gamma_1 H + q) \tan \delta_b} \quad [3.1]$$

$$B_d = \frac{1.5 \times 62.11}{(17 \times 5 + 10) \tan 28^\circ} = 2.10 \text{ m}$$

*Verificação do Tombamento*

$$B_t = \sqrt{\frac{2FS_t E y_E}{\gamma_1 H + q}} \quad [3.5]$$

$$B_t = \sqrt{\frac{2 \times 2.0 \times 62.11 \times 1.48}{17 \times 5 + 10}} = 1.96 \text{ m}$$

Como  $B_d > B_t$ , admite-se provisoriamente  $B = 2.10 \text{ m}$

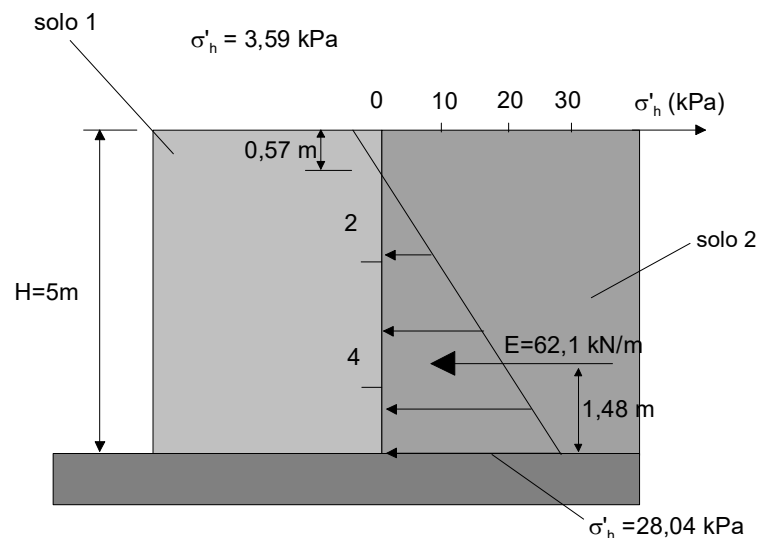


Figura 4.32 - Distribuição de tensões horizontais na face interna do maciço reforçado.

**Distribuição de Tensões na Base e Capacidade de Carga do Solo de Fundação**

$$W = 17 \times 2.1 \times 5 = 178.50 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2.1 \times 10 = 21 \text{ kN/m}$$

$$x_W = x_Q = 1.05 \text{ m}$$

$$x_R = \frac{Wx_W + Qx_Q - Ey_E}{W + Q} \quad [3.9]$$

$$x_R = \frac{178.5 \times 1.05 + 21 \times 1.05 - 62.11 \times 1.48}{178.5 + 21} = 0.59 \text{ m}$$

Então:

$$N = W + Q = 178.5 + 21 = 199.5.0 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{v \min} = \frac{2N}{B} \left( \frac{3x_R}{B} - 1 \right) \quad [3.7]$$

$$\sigma_{v \min} = \frac{199.5}{2.1} \left( \frac{3 \times 0.59}{2} - 1 \right) = -10.93 \text{ kPa} \rightarrow < 0$$

Deve-se aumentar a base da estrutura de modo a se ter  $\sigma_{v \min}$  positivo e não muito pequeno. Seja, então, admitir-se  $B = 3.5 \text{ m}$ . Neste caso:

$$W = 17 \times 3.5 \times 5 = 297.5 \text{ kN/m}$$

$$Q = 3.5 \times 10 = 35 \text{ kN/m}$$

$$x_W = x_Q = 1.75 \text{ m}$$

$$x_R = \frac{297.5 \times 1.75 + 35 \times 1.75 - 62.11 \times 1.48}{297.5 + 35} = 1.47 \text{ m}$$

Então:

$$N = W + Q = 297.5 + 35 = 332.5 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{v \min} = \frac{332.5}{3.5} \left( \frac{3 \times 1.47}{3.5} - 1 \right) = 24.7 \text{ kPa}$$

Então:

$$\sigma_{v \max} = \frac{2N}{B} \left( 2 - \frac{3x_R}{B} \right) \quad [3.8]$$

$$\sigma_{v \max} = \frac{2 \times 332.5}{3.5} \left( 2 - \frac{3 \times 1.47}{3.5} \right) = 140.6 \text{ kPa}$$

A excentricidade da resultante na base é dada por:

$$e = \frac{B}{2} - x_R \leq \frac{B}{6} \quad [3.10]$$

$$e = \frac{B}{2} - x_R = \frac{3.5}{2} - 1.47 = 0.28 \text{ m}$$

A largura equivalente da base é dada por:

$$B' = B - 2e \quad [3.14]$$

$$B' = 3.5 - 2 \times 0.28 = 2.94 \text{ m}$$

Tensão norma média equivalente:

$$\sigma = \frac{N}{B'} \quad [3.15]$$

$$\sigma = \frac{332.5}{2.94} = 113.10 \text{ kPa}$$

A capacidade de carga do solo de fundação é dada por:

$$q_{\max} = c' N_c + q_s N_q + 0.5 \gamma_f B' N_\gamma \quad [3.17]$$

Para  $\phi' = 34^\circ \rightarrow N_c = 42.16$ ,  $N_q = 29.44$  e  $N_\gamma = 41.06$ . Logo:

$$q_{\max} = 10 \times 42.16 + 0 \times 29.44 + 0.5 \times 20 \times 2.94 \times 41.06 = 1628.76 \text{ kPa}$$

Então:

$$FS_f = \frac{q_{\max}}{\sigma} \geq 3 \quad [3.19]$$

$$FS_f = \frac{1628.76}{113.10} = 14.4 \geq 3 \Rightarrow \text{OK}$$

**Estabilidade Interna***Dados do reforço para dimensionamento:*

$$T_{ref} = \frac{T_{indice}}{f_{fl}} \quad [2.4]$$

$$T_{ref} = \frac{39.2}{1.8} = 21.8 \text{ kN/m}$$

$$T_d = \frac{T_{ref}}{f_m f_{dm} f_{amb}} \quad [2.5]$$

adotando-se:  $f_m = 1.1$ ,  $f_{dm} = 1.2$  e  $f_{amb} = 1.1$ , tem-se:

$$T_d = \frac{21.8}{1.1 \times 1.2 \times 1.1} = 15 \text{ kN/m}$$

Determinação do Espaçamento entre Reforços

$$S = \frac{T_d}{k_{a1} \left[ \gamma_1 z + q - \frac{2c_1'}{\sqrt{k_{a1}}} \right]} \quad [3.24]$$

com:

$$k_{a1} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi_1'}{2} \right) \quad [3.21]$$

$$k_{a1} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 0.31$$

S espaçamento uniforme, para  $z = H = 5 \text{ m}$ :

$$S_{uniforme} = \frac{15}{0.31 \times \left[ 17 \times 5 + 10 - \frac{2 \times 0}{\sqrt{0.31}} \right]} = 0.51 \text{ m}$$

Então  $S_{uniforme} = 0.50 \text{ m}$ .

O arranjo para reforços com espaçamento uniforme aparece esquematizado na Figura 4.33. O total de camadas de reforço nesse caso seriam  $n = 10$  camadas.

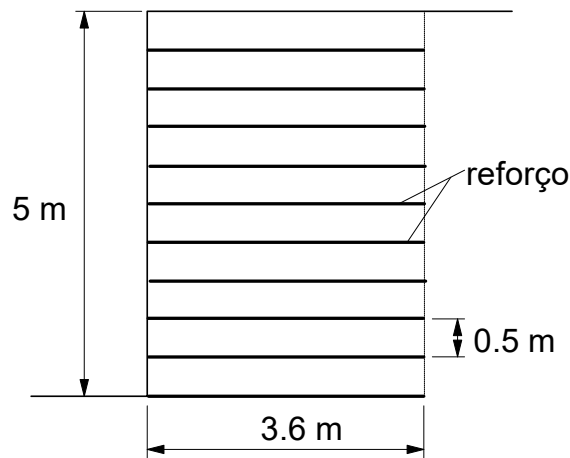


Figura 4.33 - Arranjo dos reforços com espaçamento uniforme.

Para  $S$  variável ao longo da altura, a variação de  $S$  com a profundidade  $z$  seria dada por:

$$S = \frac{15}{0.31 \times [17z + 10]} = \frac{15}{5.27z + 3.1}$$

A Figura 4.34 apresenta a variação do  $S$  requerido com a profundidade à partir da superfície do terrapleno.

No caso o espaçamento variável ao longo da altura da estrutura, várias opções são possíveis, desde que se atenda aos requisitos da Figura 4.34 e tendo-se em mente que a estrutura se torna mais deformável. Caso se opte por espaçamentos múltiplos da espessura da camada de solo compactado (admitida igual a 0.25 m), pode-se utilizar espaçamento  $S = 0.50 \text{ m}$  da

profundidade  $z = 5$  m até  $z = 3$  m e  $S = 0.75$  m de  $z = 3$  m a  $z = 0$  (total de camadas  $n = 9$ ). Nestas condições o arranjo dos reforços está apresentado na Figura 4.35.

### Verificação do Comprimento de Ancoragem do Reforço

Adotou-se a solução em espaçamento entre reforços uniforme

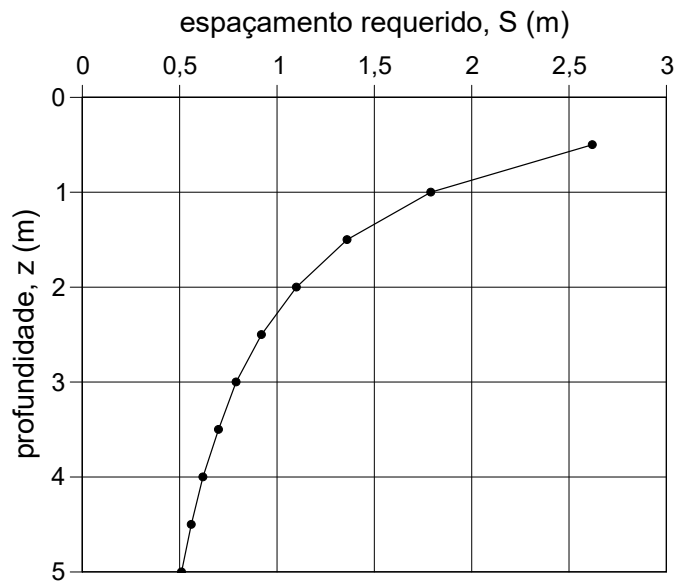


Figura 4.34 - Variação de  $S$  requerido com a profundidade.

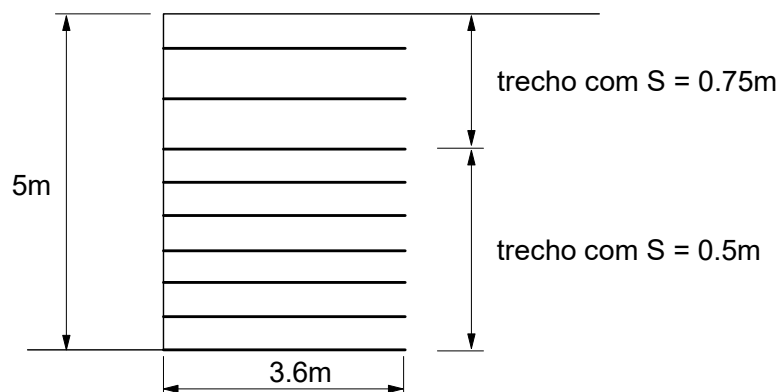


Figura 4.35 - Arranjo dos reforços com espaçamento variável.

*Extremidade Interna do Reforço*

$$l_{ai} = B - (H - z_i) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_1'}{2}\right) \quad [3.26]$$

Para arranjo com espaçamento uniforme entre reforços:

Para o reforço mais superficial,  $z_1 = 0.50$  m

$$l_{ai} = 3.5 - (5 - 0.50) \tan\left(45^\circ - \frac{32^\circ}{2}\right) = 1.01 \text{ m}$$

Sem sobrecarga distribuída na superfície do terrapleno

$$FS_{anci} = \frac{2l_{ai}\gamma_1 z_i \tan \delta}{T_i} \geq 2 \quad [3.27]$$

onde, para o primeiro reforço:

$$T_1 = \left(z_1 + \frac{S}{2}\right) \sigma'_{hz}$$

onde:  $z_1 + S/2 = 0.50 + 0.50/2 = 0.75$  m

e  $\sigma'_{hz}$  é a tensão horizontal média ao longo do trecho da face sob responsabilidade do reforço. O diagrama de tensões horizontais dentro da massa reforçada, junto à face é dada pela expressão abaixo:



$$\sigma'_{hz} = k_{a1}\sigma'_{vz} = k_{a1}\left[\gamma_1 z + q - \frac{2c'_1}{\sqrt{k_{a1}}}\right] \quad [3.20]$$

A Figura 4.36 (a) e (b) apresenta os diagramas de tensões horizontais na face para os casos sem e com sobrecarga na superfície. Nesta situação, em ambos os casos a tensão horizontal crítica é o valor induzido pela compactação. Nesse caso  $\sigma'_{hz} = 10$  kPa. Então:

$$T_1 = 0.75 \times 10 = 7.50 \text{ kN/m}$$

$$FS_{anci} = \frac{2 \times 1.01 \times 17 \times 0.75 \times \tan 29^\circ}{7.50} = 1.90 < 2 \Rightarrow \text{aumentar } l_a$$

Aumentando-se 0.10 m o comprimento dos reforços, tem-se  $l_a = 1.11$  m, logo:

$$FS_{anci} = \frac{2 \times 1.11 \times 17 \times 0.75 \times \tan 29^\circ}{7.50} = 2.09 \geq 2 \Rightarrow \text{OK}$$

Assim, para satisfazer a ancoragem dos reforços, adote-se  $B = 3.60$  m.

Ancoragem da Extremidade da Reforço junto à Face:

Como a tensão horizontal induzida pela compactação é maior que oriunda do peso próprio do solo, tem-se  $\sigma'_h = \sigma'_{hcomp} = 10$  kPa. Então, para o reforço superficial ( $S = z_1 = 0.45$  m):

$$l_a = \frac{FS_{af}\sigma'_h z_1}{2\sigma'_v \tan \delta} \quad [3.35]$$

$$l_a = \frac{1.5 \times 10 \times 0.75}{2 \times 17 \times \frac{0.75}{2} \tan 29^\circ} = 1.59 \text{ m}$$

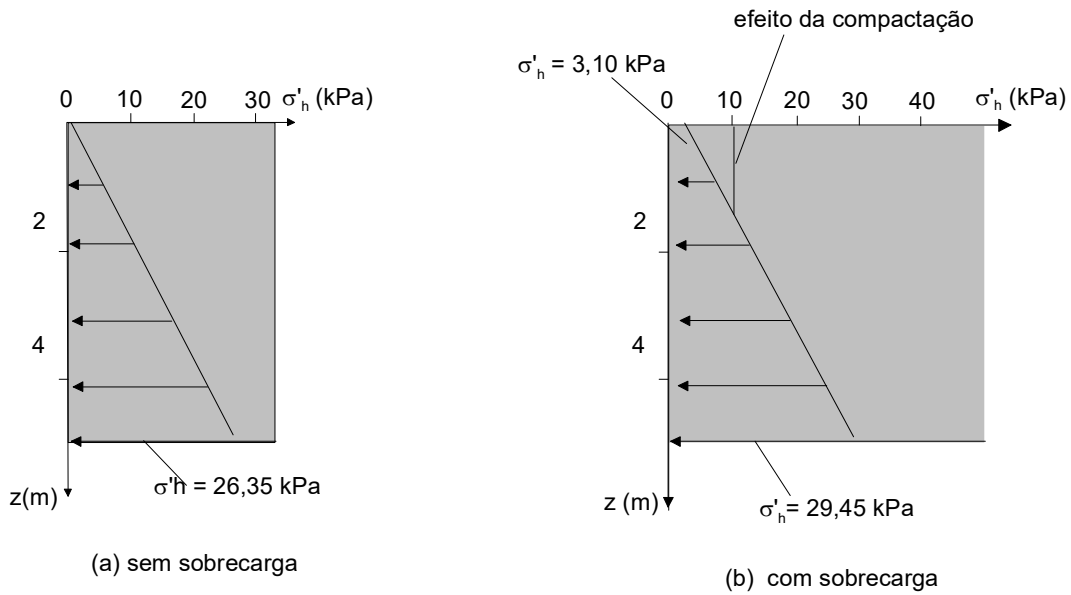


Figura 4.36 - Distribuição de tensões horizontais na face da estrutura.

Admitindo-se  $\theta = 30^\circ$ :

$$\frac{z_1}{\sin \theta} = \frac{0.75}{\sin 30^\circ} = 1.50 \text{ m} < l_a \Rightarrow \text{o comprimento } l_b \text{ é necessário. Então:}$$

$$l_b = \left[ \frac{FS_{af} \sigma'_h}{\tan \delta \sigma'_v} - \frac{2}{\sin \theta} \right] \frac{S}{\left( 1 + \frac{\tan \delta_{\text{inf}}}{\tan \delta} \right)} \quad [3.37]$$

Com:  $\sigma'_h = \sigma'_{h\text{comp}} = 10 \text{ kPa}$ ,  $S = z_1 = 0.75 \text{ m}$  e  $\tan \delta_{\text{inf}} = \tan \delta$ .

Então:

$$l_b = \left[ \frac{1.5}{\tan 29^\circ} \frac{10}{\frac{17 \times 0.75}{2}} - \frac{2}{\sin 30^\circ} \right] \frac{0.75}{(1+1)} = 0.09 \text{ m}$$

Devido ao reduzido valor de  $l_b$ , adote-se  $l_b = 0.30 \text{ m}$ .

Admitindo-se pelo menos 10 cm de solo abaixo do segmento com comprimento  $l_b$ , tem-se:

$$l_a = \frac{z_1 - t}{\tan \theta} = \frac{0.75 - 0.1}{\tan 30^\circ} = 1.13 \text{ m} \quad [3.38]$$

Então, para o reforço mais superficial:

$$l_o = l_a + l_b = 1.13 + 0.30 = 1.43 \text{ m} \Rightarrow \text{adote-se } l_o = 1.50 \text{ m.}$$

Para o 2º reforço ( $z = 1.00 \text{ m}$ ):

$$l_a = \frac{1.5 \times 10 \times 0.50}{2 \times 1.00 \times 17 \times \tan 29^\circ} = 0.40 \text{ m} \leq \frac{0.5}{\sin 30^\circ} = 1.00 \text{ m} \Rightarrow \text{não precisa de } l_b.$$

Adotar então  $l_o = 1 \text{ m}$  para os demais reforços.

#### *Estimativa do Deslocamento Máximo na Face*

Pelo gráfico da Figura 3.15 (FHWA, 1990), para  $B/H = 3.6/5 = 0.72$ , tem-se  $\delta_R = 1.0$ . Majorando-se esse valor pelo efeito da sobrecarga, tem-se:

$$\delta_R \frac{H}{250} \left( 1 + 0.25 \frac{q}{20} \right) \leq \delta_{h \max} \leq \delta_R \frac{H}{75} \left( 1 + 0.25 \frac{q}{20} \right) \quad [3.47]$$

$$1.0 \times \frac{5}{250} \left( 1 + 0.25 \frac{10}{20} \right) \leq \delta_{h \max} \leq 1.0 \frac{5}{75} \left( 1 + 0.25 \frac{10}{20} \right)$$

$$0.023 \text{ m} \leq \delta_{h \max} \leq 0.075 \text{ m}$$

$$\text{ou: } 2.3 \text{ cm} \leq \delta_{h \max} \leq 7.5 \text{ cm}$$

Por Jewell e Milligan (1989):

$$\psi \cong 1.25(\phi'_p - \phi'_{cv}) \quad [3.48]$$

$$\psi \cong 1.25(39^\circ - 32^\circ) \cong 8.8^\circ$$

Da Figura 3.16 , para  $\phi' = \phi'_{cv} = 32^\circ$  e  $\psi = 0^\circ$ :

$$\frac{\delta_{h \max} J}{HT_{base}} = 0.39$$

$$T_{base} = k_{a1} S(\gamma H + q)$$

$$T_{base} = 0.31 \times 0.50 \times (17 \times 5 + 10) = 14.73 \text{ kN/m}$$

Então:

$$\delta_{h \max} = \frac{0.39 \times 5 \times 14.73}{400} = 0.072 \text{ m} = 7.2 \text{ cm}$$

Os valores obtidos pela FHWA (1990) e por Jewell e Milligan (1989), foram muito próximos, adote-se  $\delta_{h \max} = 7.5 \text{ cm}$ .

Deslocamento elástico (Milovic et al., 1970):

$$\delta_{xe} = u_{OT} \sin \lambda \frac{N}{E_f} \quad [3.51]$$

Para  $\nu_f = 0.3$  e  $D/B = 2$ , Tabela 3.1  $\Rightarrow u_{OT} = 1.853$  e  $\omega_{CM} = 3.13$

Como a base da estrutura foi alterada para atender a ancoragem, a nova excentricidade é dada por:

$$W = 17 \times 3.6 \times 5 = 306 \text{ kN/m}$$

$$Q = 3.6 \times 10 = 36 \text{ kN/m}$$

$$N = W + Q = 342 \text{ kN/m}$$

$$x_W = x_Q = 1.80 \text{ m}$$

$$x_R = \frac{Wx_W + Qx_Q - Ey_E}{W + Q} \quad [3.9]$$

$$x_R = \frac{306 \times 1.80 + 36 \times 1.80 - 62.11 \times 1.48}{306 + 36} = 1.53 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x_R = \frac{3.60}{2} - 1.53 = 0.27 \text{ m}$$

$$\lambda = \tan^{-1}\left(\frac{E}{N}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{62.11}{342}\right) = 10.29^\circ$$

Então:

$$\delta_{xe} = u_{OT} \sin \lambda \frac{N}{E_f} = 1.853 \times \sin 10.29^\circ \times \frac{342}{30000} = 0.0038 \text{ m} = 0.38 \text{ cm}$$

$$\omega_e = \tan^{-1}\left(2 \frac{Ne}{E_f B^2} \omega_{CM} \cos \lambda\right) \quad [3.52]$$

$$\omega_e = \tan^{-1}\left(2 \frac{342 \times 0.27}{30000 \times 3.60^2} \times 3.013 \times \cos 10.29^\circ\right) = 0.081^\circ$$

$$\delta_{he} = \delta_{xe} + H \sin \omega_e = 0.38 + 500 \times \sin 0.081^\circ = 1.1 \text{ cm} \quad [3.54]$$

O deslocamento máximo seria, então, da ordem de:

$$\delta_{h \max} = 1.09 + 7.5 = 8.6 \text{ cm}$$

Logo,  $\delta_{h \max}/H = 8.6/500 = 0.017 \approx 2/100 \Rightarrow$  inclinar face em por uma relação 1/50.

O esquema final da estrutura reforçada é mostrado na Figura 4.37.

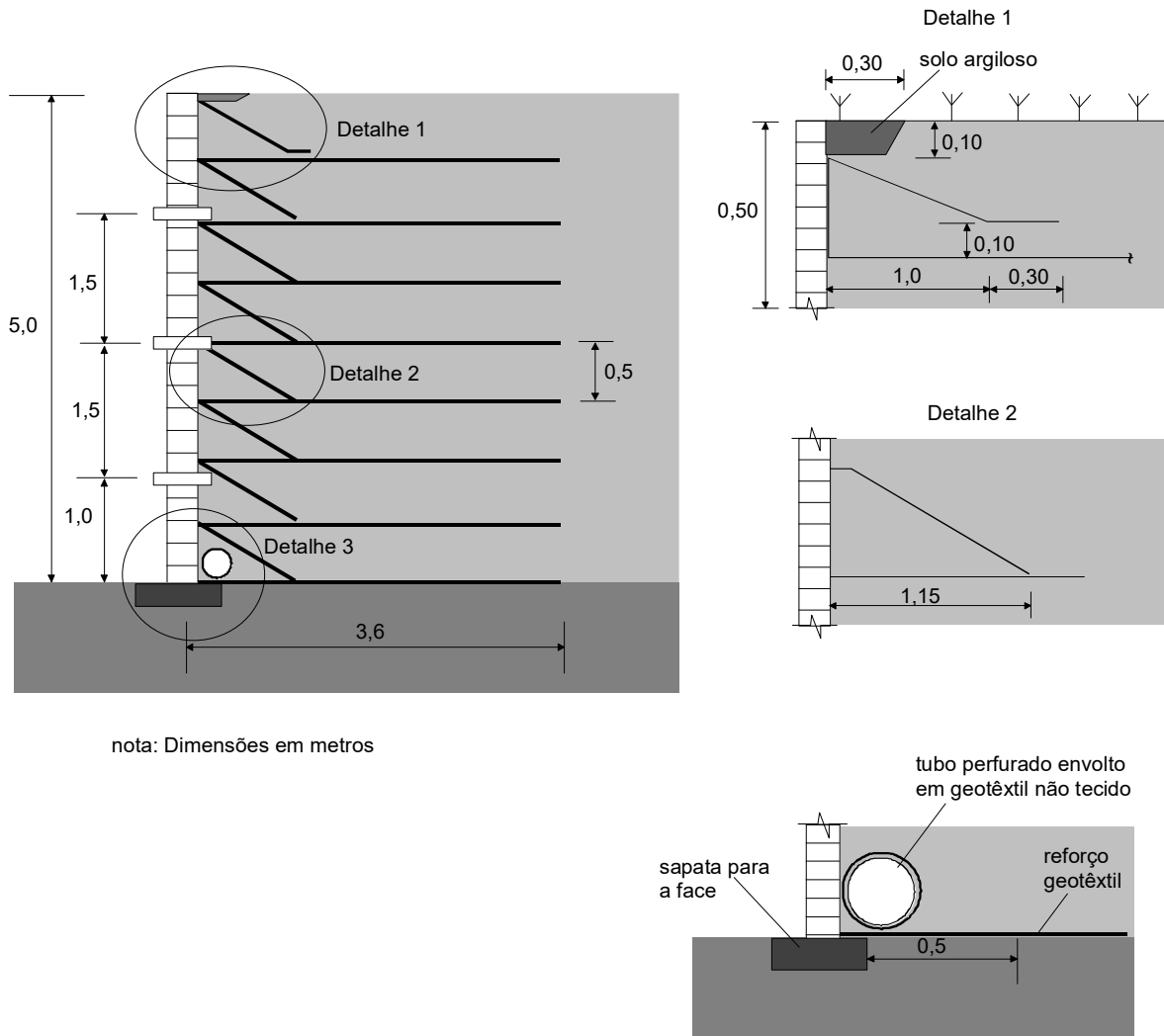


Figura 4.37 - Esquema final da estrutura reforçada

## Anexo 1 Referências

---

- Ashaari, Y. (1990). *Aspects of the Behaviour of Reinforced Earth Walls*. PhD Thesis, University of Wollongong, Australia.
- Bathurst, R.J. & Simac, M.R. (1995). Recent Developments in Reinforced Segmental Retaining Wall Technology in North America. *2º Simpósio Brasileiro Sobre Aplicações de Geossintéticos – Geossintéticos'95*, ABMS/Comissão de Geossintéticos, São Paulo, S.P., Vol. II, p. 17-30.
- Bolton, M.D. (1986). The Strength and Dilatancy of Sands. *Geotechnique* 36, No. 1, p. 65-78.
- Bowles, J.E. (1988). *Foundation Analysis and Design*. 4<sup>th</sup> Edition, McGraw-Hill Ltd.
- Caquot, A. and Kerisel, J. (1948) – Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity, *Gauthier-Villars*, Paris, 121p.
- CGS (1985) Canadian Foundation Engineering Manual, *Canadian Geotechnical Society, Ottawa*, 2<sup>nd</sup> Edition, 456p.
- Ehrlich, M. & Mitchell, J.K. (1994). Working Stress Design Method for Reinforced Soil Wall. *Journal of Geotechnical Engineering* 120, No. 4, ASCE, USA, p. 625-645.
- Fannin, R.J. (1988). Soil reinforcement for Norwegian Conditions: An Instrumented Field Study of the Analysis and Design of Geogrid Reinforced Slopes. Norwegian Geotechnical Institute, *Report No. 52757-10*,
- FHWA (1990). *Reinforced Soil Structures: Design and Construction Guidelines*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Virginia, USA, Vol. 1.
- GEO (1993) Guide to Retaining Wall Design, *GEO Geotechnical Engineering Office*, Hong Kong Government, 2<sup>nd</sup> Edition, 268p.
- Gomes, R.C. (1993). *Interação Solo-Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- I.S.R.M. (1979) Suggested Methods for Determining the Uniaxial Compressive Strength and Deformability of Rock Materials, *International Society on Rock Mechanics, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests*, International Journal of Rock Mechanics and Mineral Sciences, vol. 16, p. 135-140.
- Ingles, O.G. and Metcalf, J.B. (1973) *Soil Stabilization: Principles and Practice*, John Wiley & Sons, U.S.A.
- Jewell, R.A. & Milligan, G.W.E. (1989). Deformation Calculations for Reinforced Soil Walls. *Proc. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil, Vol. II, p. 1257-1262.
- Jewell, R.A. (1989). Theory of Reinforced Walls: Revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes. *Conference on Reinforced Embankments: Theory and Practice*, Ed. D.A. Shercliff, Cambridge, United Kingdom, p. 1-30.

- Jewell, R.A. (1996). *Soil Reinforcement with Geotextiles*. CIRIA Special Publication 123, United Kingdom, 332 p.
- John, N.W.M. (1987). *Geotextiles*. Blackie & Son, Glasgow, UK, 347 p.
- Knutson, A. (1986). Reinforced Soil Block Walls. Norwegian Road Research Laboratory, *Internal Report* No. 1292, Oslo, Norway.
- Koerner, R.M. (1998). *Designing with Geosynthetics*. 4<sup>th</sup> Edition, Prentice-Hall, USA, 761 p.
- Lanz, L.D. (1992). Estudo de Deformabilidade e Tensões em Estruturas de Arrimo em Solo Reforçado com Geotêxteis. *Dissertação de Mestrado*. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 150 p.
- Maccaferri (1990) Estruturas Flexíveis em Gabiões para Obras de Contenção, *Publicação técnica da Maccaferri Gabiões do Brasil Ltda*, 31p.
- Marangon, M. (1992) Utilização de Solo-Cimento em uma Solução Alternativa de Estrutura de Arrimo, *Tese de Mestrado*, PUC-Rio, 153p.
- McGown, A., Andrawes, K.Z. & Kabir, M.H. (1982). Load-Extension Testing of Geotextiles Confined In-Soil. *2<sup>nd</sup> International Conference on Geosynthetics*, Las Vegas, USA, Vol. 3, p. 793-798.
- Medeiros, L.V., Sayao, A.S.F.J., Garga, V.K. and Andrade, M.H.N. (1997) Use of Scrap Tires in Slope Stabilization, *2<sup>nd</sup> Panamerican Symposium on Landslides*, ISSMGE, vol.2, p.637-644.
- Meyerhof, G.G. (1953). The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads. *3<sup>rd</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, p. 440-445.
- Milovic, D.M., Touzot, G. & Tournier, J.P. (1970). Stresses and Displacements in na Elastic Layer dur to Inclined and Eccentric Load over a Rigid Strip. *Geotechnique* 20, No. 3, p. 231-252.
- Moliterno, A. (1980). *Caderno de Muros de Arrimo*. Editora Edgard Blücher Ltda, São Paulo, S.P., 194 p.
- Murray, R.T. & Bolden, J.B. (1979). Reinforced Earth Wall Constructed with Cohesive Fill. *Colloque Int. sur le Reinforcement des Sols*, Paris, Vol. II, p. 569-577.
- Palmeira, E.M. & Gomes, R.C. (1996). Comparisons of predicted and observed failure mechanisms in model reinforced soil walls. *Journal Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 3, p. 329-347.
- Palmeira, E.M. & Lanz, D. (1994). Stresses and Deformations in Geotextile Reinforced Walls. *Journal Geotextiles and Geomembranes* 13, No. 5, Elsevier Publishers, United Kingdom, p. 331-348.
- Palmeira, E.M. & Milligan, G.W.E. (1989). Scale and Other Factors Affecting the Results of Pull-out Tests of Grids Buried in Sand, *Geotechnique* 39, No. 3, p. 511-524.
- Palmeira, E.M. (1987). *The Study of Soil Reinforcement Interaction By Means of Large Scale Labotatory Tests*, D.Phil Thesis, University of Oxford (UK), 238 p.;
- Palmeira, E.M. (1995). Evolução dos Geossintéticos no Brasil. *2º Simpósio Brasileiro Sobre Aplicações de Geossintéticos – Geossintéticos '95*, ABMS/Comissão de Geossintéticos, São Paulo, S.P., Vol. II, p. 5-16.
- Palmeira, E.M. (1998). Curso de Reforço de Solos: Introdução à Utilização de Geossintéticos. *Apostila*, 3ª Edição, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140 p.
- Palmeira, E.M., Tupa, N. & Gomes, R. (1996). In-soil tensile behaviour of geotextiles confined by fine soils. *International Symposium on Earth Reinforcement – IS Kyushu'96*, Fukuoka, Japan, Vol. 1, p. 129-132.
- Pinto, C.S. e Boscov, M.E.G. (1990) Estudo Comparativo de Estabilização com Cal de um Solos Saprolítico e de um Solo Laterítico, *IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos E Engenharia de Fundações*, vol. 2, p. 227-234.
- Poulos, H.G. & Davis, E.H. (1974). *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. John Wiley & Sons Inc., New York, USA.
- Rowe, P.W. and Peaker, K. (1965) Passive Earth Pressure Measurements, *Géotechnique*, vol. 15, p. 57-78.
- Taylor, D.W. (1956). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley & Sons Inc., USA, 700 p.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, New York, USA.



- TRB (1987). *Reinforcement of Earth Slopes and Embankments*. Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program, Report 290, Washington, D.C., USA, 323 p.
- Tupa, N. & Palmeira, E.M. (1995). Estudo da interação entre geossintéticos e solos finos e entre diferentes tipos de geossintéticos. *Revista Solos e Rochas*, ABMS, Vol. 18, p. 31-41.
- Tupa, N. (1994). Estudo da Aderência e Interação Solo-Geossintético, *Dissertação de Mestrado*, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Wawrychuck, W.F. (1987). Two Geogrid Reinforced Soil Retaining Walls. *MSc. Thesis*, Royal Military College of Canada, Kingston, Ontario, Canada, 158 p.

## Anexo 2 - Glossário de geossintéticos

---

*Geossintético*: produtos sintéticos aplicados a obras geotécnicas e de proteção ambiental.

*Geotêxtil*: produto têxtil permeável, utilizado predominantemente na engenharia geotécnica, com funções de drenagem, filtração, reforço, separação e proteção.

*Geotêxtil tecido*: material oriundo do entrelaçamento de fios, filamentos, laminetes (fitas) ou outros componentes, segundo direções preferenciais denominadas trama e urdume

*Geotêxtil não tecido*: material composto de fibras ou filamentos orientados ou distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos e/ou químicos.

*Geogrelha*: estrutura plana em forma de grelha constituída por elementos com função predominante de resistência à tração. As geogrelhas podem ter variadas formas espaciais, dependendo do produto e do fabricante.

*Geomalha*: estrutura plana constituída de forma a apresentar grande volume de vazios, utilizada predominantemente como meio drenante

*Geomembrana*: manta ou membrana impermeável *Geocomposto*: produto formado pela associação de geossintéticos com funções diversas

*Trama*: fios dispostos transversalmente à direção de fabricação do geotêxtil.

*Urdume*: fios dispostos longitudinalmente à direção de fabricação do geotêxtil.

Outros produtos e definições importantes:

*Tiras plásticas*: tiras desenvolvidas para servirem como reforço em obras do tipo “Terra Armada” em situações de ambiente agressivo para as tradicionais tiras metálicas

*Fibras, micro-telas e fios*: são elementos que misturados ao solo a ser compactado formam um material composto (“fibroso”) com maior resistência mecânica

*Geodrenos*: tiras plásticas ranhuradas ou nervuradas ou tubos plásticos perfurados envoltos por geotêxtil não tecido para utilização em drenagem e filtração

*Geocélulas*: são materiais compostos por unidades (células) que confinam o solo (ou concreto) em seu interior. Podem ser superpostas uma às outras para a construção de estruturas de arrimo de gravidade ou serem instaladas sobre taludes como fixador de vegetação e/ou para proteção contra erosão superficial.

*Gramatura*: é a massa do geossintético por unidade de área, geralmente expressa em  $g/m^2$ .

## **Anexo 3 – Especificações - Aterros**

---

### **OBJETIVO**

Esta especificação tem por objetivo estabelecer os procedimentos e rotina para a escolha, utilização e compactação de materiais na execução de aterros nas obras fiscalizadas pela GeoRio.

### **NORMAS COMPLEMENTARES**

Complementam esta especificação:

ABNT NBR-7182	Solo - Ensaio Normal de Compactação
DNER ME-47/64	Compactação de Solos
DNER ME-80/64	Análise Granulométrica de Solos por Peneiramento
DNER ME-44/74	Limite de Liquidez de Solos
DNER ME-82/63	Limite de Plasticidade de Solos
DNER ME-50/64	Índice de Suporte Califórnia de Solos

### **CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Aterros são segmentos da terraplanagem cuja implantação requer o depósito e a compactação controlada de materiais previamente escavados, provenientes de cortes ou de caixas de empréstimos.

As operações de aterro compreendem :

- Espalhamento, homogeneização, umedecimento ou aeração e compactação dos materiais oriundos de cortes ou empréstimos para a construção do corpo principal do aterro, sua camada final e substituir materiais que foram removidos para melhorar as condições de fundação.

Na construção de aterros devem merecer cuidados especiais aqueles que se encontrem nas seguintes condições:

- apresentem elevadas alturas (15m ou mais);
- estejam situados em locais cujo solo de fundação tenha baixa capacidade de suporte, elevada compressibilidade, excessiva umidade ou alto teor de material orgânico e particularmente quando constituídos de argila mole;

- estejam situados em encostas íngremes;
- sejam contíguos a estruturas de pontes, viadutos ou bueiros de grandes dimensões;
- sejam constituídos como alargamento de aterros existentes.

## MATERIAIS

No corpo e camada final dos aterros os materiais constitutivos serão selecionados dentre os da categoria solo, oriundos de cortes, empréstimos ou jazidas. Devem ser empregados para cada aterro ou parte constitutiva do mesmo os materiais selecionados, indicados no projeto ou pela Fiscalização

A substituição dos materiais selecionados por outros de qualidade nunca inferior, por necessidade de serviço, somente poderá ser processada após a prévia autorização da Fiscalização que deverá examinar o problema com base em estudos tecnológicos e econômicos apropriados.

Não serão admitidos como material para aterro solos:

- com existência de troncos, ramos e detritos orgânicos no material do aterro;
- contendo matéria orgânica, micácia e diatomácea;
- moles (argila orgânica,);
- entulho de obra ou lixo;
- com materiais não destorroáveis que prejudiquem a compactação;

## EXECUÇÃO

A operação será precedida da execução dos serviços de desmatamento, destocamento, limpeza e, quando for o caso, segundo indicação do projeto ou decisão da Fiscalização, da remoção de solos moles ou de outra natureza que os torne imprestáveis para fundação de aterros. A Fiscalização deve observar in loco a eventual presença de surgências de água, autorizando a execução de drenos ou outros dispositivos capazes de promover o seu esgotamento.

É sempre aconselhável que, na construção de um aterro, seja lançada uma primeira camada de material granular permeável, de espessura prevista no projeto ou fixada pela Fiscalização, tendo em vista promover a interceptação de águas que possam atingir o corpo do aterro por efeito de capilaridade.

O lançamento do material para a construção de aterros deverá ser feito em camadas sucessivas em extensões tais que permitam seu umedecimento ou aeração e compactação de acordo com o previsto nesta norma. Em todos os casos a espessura de material solto a compactar não deverá ultrapassar 0,30m. Esta espessura poderá ser alterada, a critério da Fiscalização, tendo em vista o tipo do equipamento de compactação utilizado. Todas as camadas deverão ser convenientemente compactadas na umidade ótima com variação de menos 3% a mais 1% , até obter-se a massa específica seca de 95% (mínima) do ensaio ABNT NBR 7182.

No caso de aterros em encostas íngremes (inclinação transversal entre 15° e 25°), o terreno da encosta deve ser previamente escarificado com trator de lâmina de maneira a produzir ranhuras, ao longo das curvas de nível. No caso de inclinações transversais compreendidas entre 25° e 45°, será exigido a execução de degraus ao longo da área da base do aterro, a fim de promover a solidarização deste com o terreno natural. Para inclinação superiores a 45°, o projeto deverá prever soluções especiais para proteção do aterro contra escorregamentos.

No caso de alargamento de aterros será a execução procedida obrigatoriamente de baixo para cima, fazendo-se o recorte do talude pré-existente em degraus. É estritamente proibida a execução do alargamento pelo simples lançamento do material a partir da borda do aterro.

A inclinação do talude dos aterros será fixada no projeto, em função da natureza dos solos empregados e da altura dos terraplenos. Os taludes dos aterros devem apresentar, após a execução da terraplanagem, a inclinação indicada no projeto. Qualquer alteração da inclinação somente será aprovada pela Fiscalização. Os taludes devem apresentar a superfície desempenada e livre do material solto.

O projeto deverá estabelecer os elementos de proteção anti-erosiva a ser adotados, tais como proteção vegetal, execução de patamares (escalonamento), sistema de drenagem e revestimentos especiais, quando for o caso.

Durante a execução, os serviços já concluídos deverão ser mantidos em boa conformação e permanentemente drenados. As obras de proteção anti-erosiva e de drenagem superficial dos aterros, devem ser executadas o mais breve possível.

## EQUIPAMENTOS

Os equipamentos a serem empregados consistem em: rolos compactadores, usados em obras de maior porte, e os aplicados a pequenas obras, onde se usam compactadores tipo sapo, soquetes manuais e placas vibratórias.

## CONTROLE

### Controle Geométrico

O acabamento da plataforma do aterro será procedido mecânica ou manualmente de forma a alcançar-se a conformação indicada no projeto, admitidas as seguintes tolerâncias:

- variação máxima de altura de  $\pm 0,05\text{m}$ ;
- variação máxima de largura da ordem de  $0,20\text{m}$  para cada semi-plataforma, não se admitindo variação para menos.

### Controle Tecnológico

Devem ser realizados os seguintes ensaios:

- um ensaio de compactação, segundo o método DNER ME-47, para cada  $1.000\text{m}^3$  de um mesmo material empregado no corpo do aterro.
- um ensaio de determinação de massa específica aparente seca in situ, e de umidade para cada camada de material compactado do corpo do aterro, correspondente ao ensaio de compactação referido na alínea anterior.
- um ensaio de granulometria (DNER ME-80), de limite de liquidez (DNER ME-44), e de limite de plasticidade (DNER ME-82), para todo grupo de 10 (dez) amostras submetidas ao ensaio de compactação referido anteriormente.

## **Anexo 4 – Especificações – Concreto armado**

---

### **OBJETIVO**

O objetivo desta especificação é estabelecer as condições mínimas a serem observadas no preparo e aplicação de concreto e concreto armado nas obras fiscalizadas pela GeoRio.

### **NORMAS COMPLEMENTARES**

Complementam esta especificação as seguintes normas:

- ABNT NBR 5732 Cimento Portland Comum
- ABNT NBR 5733 Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
- ABNT NBR 5735 Cimento Portland de Alto Forno
- ABNT NBR 5740 Análise Química de Cimento Portland Disposições Gerais
- ABNT NBR 6118 Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado
- ABNT NBR 7211 Agregados para Concreto
- ABNT NBR 7480 Barras e Fios de Aço destinados a Armaduras para Concreto Armado.
- ABNT NBR 7212 Concreto Pré-misturado
- ABNT NBR 7215 Ensaio de Cimento Portland
- ABNT NBR 7217 Determinação de Composição Granulométrica dos Agregados
- ABNT NBR 7218 Determinação do Teor de Argila em Torrões Agregados
- ABNT NBR 7219 Determinação do Teor de Materiais Pulverulentos nos Agregados
- ABNT NBR 7220 Avaliação das Impurezas Orgânicas das Areias para Concreto
- ABNT NBR 7221 Areia - Ensaio de Qualidade
- ABNT NBR 8953 Concreto – Classificação pela resistência à compressão de concreto para fins estruturais – Classificação;
- ABNT NBR 10342 – Concreto Fresco – Perda de abatimento – Método de Ensaio;
- ABNT NBR 11581 – Cimento Portland – Determinação do tempo de pega – Método de Ensaio;
- ABNT NBR 11768 – Aditivos para concreto de cimento Portland – Especificação;

ABNT NBR 12317 – Verificação de desempenho de aditivos para concreto – Procedimento;

ABNT NBR 12655 – Concreto – Preparo, Controle e Recebimento – Procedimento;

ABNT NBR 12654 – Controle tecnológico de materiais componentes do concreto;

ABNT NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado – Procedimentos;

DNER EM 37/71 Agregado Graúdo para Concreto de Cimento

DNER EM 38/71 Agregado Miúdo para Concreto de Cimento

DNER ME 35/64 Desgaste de Agregado por Abrasão e demais Instruções

### Composição

As obras em que a GeoRio julgar necessário, a Executante deverá apresentar, com antecedência, para aprovação da Fiscalização, os ensaios dos materiais e traços propostos.

A composição dos vários tipos de concreto, será definida de acordo com a curva granulométrica dos materiais inertes, com a resistência pretendida e com o fim a que se destina. A Executante não poderá alterar essas composições, sem autorização escrita da Fiscalização.

O traço do concreto determinado em laboratório será em peso. Permitida a dosagem em volume pela Fiscalização, o laboratório fornecerá o fator de conversão necessário.

Nas obras da GeoRio a resistência característica do concreto à compressão  $f_{ck}$  mínima deverá ser de 18 MPa. O fator água/cimento será função da tensão característica  $f_{ck}$  que constar do projeto, com o valor máximo de 0,6. O consume mínimo de cimento será de 275 kg/m<sup>3</sup>.

Nas obras em concreto ciclópico, ao concreto preparado como descrito anteriormente, deverão ser adicionadas pedras-de-mão, em volume máximo de 30%.

Aditivos para concreto somente poderão ser empregados com prévia autorização da Fiscalização.

Quando especificada a utilização de concreto magro este deverá possuir resistência à compressão

### Cimentos Especiais e Aditivos

Poderão ser empregados cimentos especiais, desde que atendam as prescrições das normas ABNT NBR 5733 e 5735 e seu uso seja previamente aprovado pela Fiscalização.

O uso de microsílica com teor de 5% é altamente recomendado.

Os aditivos somente serão empregados excepcionalmente, a critério da Fiscalização. Esta somente decidirá a respeito após a realização, pelo Executante, de ensaios que comprovem a eficiência dos aditivos no sentido de melhorar as características do concreto, sem nenhum risco de efeitos colaterais nocivos.

Os aditivos cloretos, como o cloreto cálcio, são proibidos.

### Recebimento, Armazenamento e Procedência do Cimento

A ABNT NBR-7948 deverá ser obedecida rigorosamente no recebimento e armazenamento do cimento.

O cimento que, por qualquer motivo, apresentar torrões será considerado hidratado e deverá ser retirado da obra, imediatamente.

Todo cimento deverá ser entregue no local da obra, em sua embalagem original, onde ficará até a ocasião de seu emprego.



### **Agregados**

O agregado miúdo consistirá de areia natural, constituída unicamente de grãos de quartzo.

O agregado graúdo consistirá de pedra britada, proveniente de rocha sã. Seu emprego no concreto será feito com a mistura em proporções convenientes, de acordo com o traço indicado dos materiais de granulometria conhecida.

O cascalho só poderá ser empregado quando especificado no projeto e aprovado em laboratório. As propriedades dos agregados serão regidas pelas especificações da ABNT NBR 7211. Os agregados deverão ser armazenados separadamente, isolado do terreno natural por assoalho de madeira ou camada de concreto magro.

### **Pedra-de-mão**

A pedra-de-mão para concreto ciclópico será de rocha sã e deverá ter qualidade idêntica a exigida para a pedra britada que constituirá o agregado graúdo.

Deverá ser isenta de incrustações nocivas e sua máxima dimensão não poderá ser superior a 30cm nem a metade da dimensão mínima do elemento a ser construído.

### **Água**

A água para o concreto deverá ser perfeitamente limpa, clara, isenta de óleo, matéria orgânica e outras substâncias nocivas. Presumem-se satisfatórias as águas potáveis e as que tenham pH entre 5,8 e 8. Os limites de matéria orgânica, resíduos sólidos, sulfatos, cloretos e açúcar são os indicados na norma ABNT NBR 6118.

Na hipótese de haver dúvida quanto a qualidade da água, devem ser realizados ensaios necessários, conforme ABNT NBR 6118.

A estocagem deve ser feita em recipiente limpo e se necessário coberto.

### **EQUIPAMENTO**

As instalações de preparo do concreto serão feitas sob inteira responsabilidade da Executante, que ao dimensioná-las, deverá levar em conta o volume a executar dentro dos respectivos cronogramas, suas dificuldades, condições locais e tudo o mais que possa influir na sua capacidade de produção.

As dimensões das betoneiras deverão ser compatíveis com o traço a ser usado. Será permitida a utilização de central de concreto, desde que aprovada pela Fiscalização.

As betoneiras, como todo o equipamento, deverão ser mantidas em perfeitas condições, principalmente no que se refere ao dispositivo de medição de água.

Deverão ser previstos vibradores e agulhas compatíveis com as peças a serem concretadas, inclusive vibradores de reserva em perfeito estado de funcionamento. Indispensável também o ar comprimido com água, para limpeza de formas e superfícies.

### **PREPARO DO CONCRETO**

Os trabalhos de preparação do concreto consistem em amassamento, lançamento e adensamento. As quantidades dos materiais para mistura devem obedecer rigorosamente aos traços definidos em projeto.

Com prévia autorização da Fiscalização, após recomendação do laboratório, poderão ser incluídos na mistura, aditivos para aceleração da pega ou impermeabilizantes.

O concreto será misturado mecanicamente em betoneira equipada com reservatório de água e dispositivo para medir com suficiente precisão a quantidade de água usada.

Os aditivos deverão ser adicionados à água durante a mistura. O amassamento deve continuar até que se consiga uma distribuição uniforme dos materiais, por período nunca inferior a um minuto e meio.

Após a adição da água, o tempo máximo para iniciar-se o lançamento do concreto é de trinta minutos. Nos casos de transporte em caminhão-betoneira, este tempo máximo pode ser de cinquenta minutos; entre o instante de início da mistura e o final do lançamento, o máximo deverá ser de 60 minutos, desde que não seja usado retardador de pega do cimento.

A Executante poderá empregar concreto proveniente de usinas comerciais, desde que mantidos os mesmos padrões de qualidade indicados no projeto e com prévia autorização da Fiscalização.

Em casos especiais, a critério da Fiscalização, a mistura para confecção do concreto poderá ser feita manualmente, mas nunca em contato direto com o terreno, mas sobre uma caixa de madeira. Nesta situação, a mistura é feita inicialmente a seco até obter-se cor uniforme; posteriormente, adiciona-se água na proporção especificada. Não se permitirá amassamento superior a 350 litros de concreto de uma só vez.

### TRANSPORTE E LANÇAMENTO

O concreto deve ser transportado do local de amassamento para o lançamento tão rapidamente quanto possível e o meio de transporte deverá ser tal que não acarrete a segregação de seus elementos ou perda de qualquer deles, não se admitindo o uso de concreto remisturado.

O lançamento do concreto deverá ser feito segundo um plano pré estabelecido, tendo em vista os pontos das juntas ou emendas de concretagem. Só poderá ser feito após a selagem das ligações entre formas, bem como limpeza e umdecimento.

Não será permitido lançar-se concreto de altura superior a 2 m sem o uso de tubos ou calhas de comprimento regulável e com menor diâmetro possível, levando-se em conta a consistência do concreto.

A Executante não poderá iniciar o lançamento do concreto sem a vistoria da Fiscalização às formas e armaduras.

O concreto, tanto quanto possível, deve ser depositado uniformemente em camadas de igual espessura permitindo, assim, uma pressão sobre as formas e cimbramento o mais regular possível.

Deve-se prever também o lançamento de maneira tal que não haja o início de pega de uma camada antes da camada seguinte ter sido lançada sobre ela.

Durante ou imediatamente após o lançamento o concreto deve ser adensado mecanicamente para evitar bolhas de ar por meio de vibradores de tipo e tamanho aprovados pela Fiscalização. A vibração deverá ser feita cuidadosamente a fim de deslocamento da armadura ou segregação e escorrimento do concreto.

A distância entre os pontos de vibração deverá ser, no máximo, de 50 cm e o vibrador não poderá ser usado para empurrar o concreto para dentro da forma. Cada imersão deverá durar no máximo 30 segundos, retirando-se o vibrador lentamente.

Em elementos estruturais altos, deverá ser usado vibrador de placa externa.

Somente em casos excepcionais, a critério da Fiscalização, poderá se adensar o concreto por meio de soquetes manuais.

O sistema de lançamento deverá ser aprovado pela Fiscalização.

### Lançamento de Concreto Submerso

O concreto deverá ter  $f_{ck} \geq 30$  MPa, com consumo mínimo de  $350 \text{ kg/m}^3$  de cimento. Cuidados especiais deverão ser tomados durante o lançamento para evitar segregação. O lançamento deverá ser feito por processo aprovado previamente pela Fiscalização.

### Lançamento de Concreto Bombeado

No caso de empregar bombas para o lançamento do concreto, deverão ser tomados os seguintes cuidados:

- o agregado miúdo deverá conter 15 a 20% de material passando na peneira 0,2mm e 3% na peneira 0,15mm;
- o diâmetro máximo do agregado deverá ser sempre menor do que um terço do diâmetro do tubo;
- o consumo mínimo de cimento deverá ser  $350 \text{ kg/m}^3$  de concreto;
- o abatimento do concreto (*slump*) deverá estar compreendido entre 8 e 12 cm, dependendo do tipo de bomba a ser utilizada.

### JUNTAS DE CONCRETAGEM

A Executante deverá apresentar o plano de concretagem para prévia aprovação da Fiscalização.

As formas deverão estar providas de anteparo para todas as juntas, com exceção das juntas horizontais ou ligeiramente inclinadas.

As "juntas frias" nunca deverão ser posicionadas em locais onde as tensões tangenciais sejam elevadas e não haja armaduras suficientes para absorvê-las.

Para garantir suficiente ligação do concreto já endurecido com o concreto a ser lançado, tanto nas juntas previstas como nas que eventualmente possam ocorrer, a superfície da junta deverá ser apicoada de forma a remover a nata de cimento endurecida. Esta superfície apicoada deverá estar isenta de partículas soltas, devendo-se para isso empregar jato de ar comprimido ou jato de água com pressão suficiente para deixar a superfície perfeitamente limpa.

Ao se retomar a concretagem, deverá ser colocada de 1 a 2 centímetros de espessura da argamassa com o mesmo traço do concreto, porém sem o agregado graúdo. Esta camada servirá para evitar formação de vazios entre o agregado graúdo e o concreto velho, ficando sempre uma camada de ligação entre eles. A utilização de traço com elevado *slump*, deverá ser evitada por determinar junta frágil, com muita porosidade.

No caso de paredes ou outros elementos, em que não seja possível o uso de qualquer jato para limpeza das superfícies endurecidas, as formas deverão ser executadas até o nível das juntas. O enchimento das formas deverá ser feito até 3 cm acima desse nível, fazendo-se a remoção do excesso no início do endurecimento. O acabamento poderá ser por meio de escovas de pelo duro, ou qualquer outro meio manual adequado.

Será efetuada a completa remoção do concreto defeituoso, das concentrações de nata e argamassa fraca, manchas e quaisquer materiais indesejáveis, completando-se com a lavagem cuidadosa da superfície do concreto, a fim de eliminar todos os materiais soltos.

No caso de uso de adesivos, as instruções do fabricante deverão ser obedecidas e, o reinício da concretagem deverá ocorrer antes que o adesivo inicie seu endurecimento e/ou polimerização.

### CURA

Todas as superfícies de concreto expostas ao ar livre deverão ser mantidas continuamente úmidas 7 dias após o lançamento do concreto.

Nos casos em que as superfícies são protegidas pelas formas, o concreto deverá ser curado, por umidescimento, da parte superior, durante pelo menos 7 dias.

Nos lugares onde não for possível cobrir o concreto com areia, terra, serragem molhada ou material semelhante, as superfícies de concreto deverão ser permanentemente molhadas.

A água usada na cura deverá ser limpa e livre de elementos que possam prejudicar, manchar ou descolorir o concreto.

As formas de madeira deverão ser molhadas frequentemente, para impedir a abertura de juntas e a evaporação através da madeira.

Quando os moldes forem metálicos, especial atenção deverá ser dada à vedação das juntas.

As superfícies a serem cobertas com terra só necessitarão ser curadas até ser colocado o aterro.

Durante as 24 horas seguinte ao término da concretagem deverá ser vetado todo o recebimento ou depósito de materiais ou ainda vibrações provenientes de estaqueamento nas proximidades das partes concretadas.

Qualquer processo especial de cura só poderá ser utilizado com aprovação prévia da Fiscalização.

## ACABAMENTO

As irregularidades causadas por deslocamentos ou má colocação da forma ou por ligamentos soltos ou madeira defeituosa da forma, bem como "ninhas de abelhas" serão consideradas como irregularidades e deverão ser reparadas, onde ocorrerem, sem ônus para a GeoRio.

## CONTROLE DE RESISTÊNCIA E ACEITAÇÃO

O concreto deverá ter sua resistência verificada através de rompimento de corpo de prova por laboratório idôneo, previamente aprovado pela Fiscalização, e obedecendo ao controle sistemático determinado pela ABNT NBR 6118 e ABNT NBR 12655.

A Fiscalização exigirá da Executante, relatórios periódicos por obra, ou por etapa de obra, interpretando os certificados de verificação de resistência escolhido, de tal forma que possam ser verificadas se foram satisfeitas as condições quanto a qualidade e resistência do concreto.

Assim, a estrutura de obra será aceita automaticamente se:  $f_{ck,est} \geq f_{ck}$  (o valor estimado de resistência característica do concreto à compressão deverá ser maior ou igual à resistência característica do concreto à compressão).

Caso ocorra  $f_{ck,est} < f_{ck}$  a decisão a tomar será baseada nas verificações recomendadas item 16.2 da ABNT NBR 6118.

## FORMAS

A Executante será responsável pela eficiência das formas para suportar às pressões decorrentes do lançamento, adensamento e vibração do concreto e outras cargas atuantes, sem falhas, movimentos ou de flexões das partes componentes. Em grandes vãos pode-se empregar contra-flechas para compensar a deformação das formas ao peso do concreto fresco. As formas deverão obedecer aos alinhamentos e dimensões das obras de concreto apresentadas no projeto e serão constituídas de maneira a assegurar a perfeita aparência das superfícies do concreto.

As formas deverão ser dimensionadas de modo a não sofrerem deformações prejudiciais, quer sob a ação dos fatores ambientais, quer sob a ação de fatores ambientais, quer sob as cargas e especialmente a do concreto fresco, considerado o efeito do adensamento.

Será permitido o emprego de tipos ou técnicas especiais na construção de formas, desde que sua utilização e resultado sejam comprovados pela prática, devendo-se justificar a eficiência de

outros métodos propostos que, por serem novos, careçam de maior garantia, no entender da Fiscalização.

Todas as formas deverão ser suficientemente estanques de modo a impedir a perda da nata de cimento. As juntas serão preenchidas com madeira ou mastique, não sendo permitido o emprego de gesso ou argila. Substâncias gordurosas e descolorantes não deverão ser utilizadas.

Imediatamente antes do lançamento do concreto, a Executante deverá realizar cuidadosa vistoria nas formas para verificação da sua geometria, estanqueidade, rigidez e limpeza, molhando-as perfeitamente a fim de evitar a fuga da nata do cimento.

Em peças nas quais a limpeza se torna difícil, deverão ser deixadas aberturas provisórias para facilitar esta operação.

As formas de madeira poderão ser reutilizadas, desde que aprovadas pela Fiscalização, estejam em bom estado, desempenadas, inteiramente limpas e sem bordos quebrados ou danificados, e análogas, em todos os pontos de vista às formas feitas com madeira nova.

Para efeito das obras a que se refere esta especificação, formas podem ser classificadas nos tipos a seguir discriminados, de acordo com sua utilização:

- Forma Comum: serão aquelas utilizadas para superfícies de reaterro de concreto que ficarão posteriormente cobertas por um revestimento, ou ainda fiquem internas em caixões. Poderão ser utilizadas, neste caso, tábuas aparelhadas e de comprimento e largura variáveis.
- Forma para Concreto Aparente: serão aquelas utilizadas para superfície de concreto que deverão ser completamente lisas, isentas de irregularidades e com coloração homogênea. Estas formas deverão ser de madeirite resinada ou forrada de outro material liso e não absorvente tais como, aço e plástico. Todas as bordas dos painéis deverão ser em esquadro e retilíneas em ambas as direções, devendo os painéis coincidirem perfeitamente no comprimento, largura e alinhamento.

Os tipos descritos podem também ser caracterizados para peças planas ou curvas.

Os dispositivos de aço utilizados para fixação das formas deverão ser construídos de modo a permitir a sua retirada até a profundidade idêntica à do recobrimento do concreto, sem danificá-lo.

Quanto aos materiais, as formas poderão ser metálicas, madeira, produtos aglomerados ou outros previamente aprovados pela Fiscalização.

O produto empregado para facilitar a remoção das formas não deverá deixar manchas no concreto aparente. A sua aplicação nas formas deverá ser feita antes da colocação da armadura.

## ESCORAMENTO

À Executante caberá projetar e dimensionar os escoramentos e andaimes necessários, salvo no caso de elementos simples já consagrados pela prática. Este Projeto com os detalhes de construção e cálculos justificativos, será submetido à aprovação da Fiscalização, com antecedência necessária, podendo ou não ser aceito. Os escoramentos deverão ser calculados para suportar o peso próprio total acrescido do peso total do concreto fresco, calculado utilizando-se o peso específico  $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$ , e uma sobrecarga de pelo menos 2 kPa.

As deformações devido às cargas nos escoramentos, serão determinadas com a maior aproximação possível, a fim de ser dada a contra-flecha necessária.

Cuidados especiais deverão ser tomados nos apoios do escoramento (cunhas de madeira dura, caixas de areia, parafusos especiais etc), para permitir um ajuste, bem como um descimbramento suave e uniforme.

Andaimes situados mais de 2 m acima do terreno natural, assim como passarelas, saídas de escadas etc, deverão ser protegidas com corrimão de tubos ou tábuas com 1 m de altura.

A estabilidade dos escoramentos será verificada periodicamente, principalmente após interrupções longas das obras ou após temporais. Especial atenção deverá ser dada aos elementos de ligação.

O descimbramento deverá ser feito de modo suave e uniforme de acordo com o plano que deverá ser apresentado pela Executante e devidamente estudado para atuação simultânea dos dispositivos utilizados nessa operação.

Os escoramentos poderão ser constituídos por elementos de madeira ou metálicos, desde que previamente aprovados pela Fiscalização e sempre que se enquadrem nestas especificações. Na hipótese de utilização de madeira, a possibilidade de deformações transversais no sentido das fibras deve ser reduzida intercalando-se chapas de madeira dura ou aço.

Nos escoramentos de madeira deve-se evitar, na medida do possível, ligações em peças verticais, assim como em peças sujeitas a compressão. Quando isto for inevitável, as emendas deverão eliminar a possibilidade de deslocamento lateral ou separação, para tal, deverão ser utilizados reforços de fixação lateral.

Não serão permitidas emendas nos elementos submetidos flexão.

Quando forem utilizadas cunhas de madeira (exclusivamente madeira dura), estas terão uma inclinação de 1:10 e serão suficientemente largas para estabelecer um contato perfeito.

Os escoramentos metálicos com braçadeiras serão admitidos sempre que satisfaçam as condições estáticas e dinâmicas necessárias.

## ARMADURA

As armaduras deverão estar isentas de qualquer material nocivo antes de serem colocadas nas formas. Deverão ser colocadas de modo apropriado e, durante a operação de concretagem, mantidas na posição correta através de dispositivo que garantam posicionamento e cobertura indicados no projeto.

Antes e durante o lançamento do concreto, as plataformas de serviços deverão estar dispostas de modo a não acarretar deformações às armaduras.

Serão utilizadas barras de aço nos diâmetros, quantidades e categorias indicados na lista de barras do projeto.

O corte e dobramento das barras devem ser executados a frio, de acordo com os detalhes de projeto e as normas aplicáveis.

No caso de interrupções de obras, as barras que já tenham sido parcialmente incorporadas ao concreto deverão ser protegidas com nata de cimento.

As barras que se sobressaiam das juntas de concretagem deverão ser limpas e liberadas do concreto endurecido, antes de prosseguir a concretagem.

As emendas das barras serão sempre por transpasse e deverão ser executadas de acordo com os detalhes de projeto.

As emendas com solda e luvas só poderão ser empregadas excepcionalmente, devendo neste caso a Executante apresentar o processo a ser utilizado para aprovação da GeoRio.

Com a finalidade de evitar a paralisação dos serviços, a Executante deverá prever, com base no cronograma de execução, a manutenção de estoque mínimo de material por bitola, de acordo com o projeto.

### **Montagem**

A armadura será montada no interior das formas, na posição e espaçamento indicados no projeto, de tal maneira que suporte, sem deslocamento, as operações de lançamento do concreto. Será permitido para esse fim o uso de arame e tarugos de aço.

As posições corretas das armaduras serão garantidas por espaçadores e suportes que deverão ser instalados antes da armadura, juntamente com as ligações entre as próprias armaduras.

Como regra geral, os espaçadores e suportes serão de concreto com resistência e durabilidade idêntica às do concreto da obra, podendo ser usados espaçadores e suportes metálicos e de plástico, desde que não fiquem em contato com as formas e sejam aprovados pela Fiscalização.

Não será permitida a colocação de armadura de aço em concreto fresco e não será permitido o reposicionamento das barras quando o concreto estiver em processo de endurecimento.

### **Controle**

A Fiscalização inspecionará as armaduras durante a montagem e colocação nas formas verificando, em cada caso, o posicionamento das barras, o seu diâmetro, a limpeza do material, a correta execução das emendas, a colocação dos espaçadores e suportes, de modo a assegurar a rigorosa obediência ao projeto e a esta especificação.

## **Anexo 5 – Especificações – Cortes**

---

### **OBJETIVO**

Esta especificação tem por objetivo estabelecer os procedimentos e rotinas para a execução de cortes nas obras fiscalizadas pela GeoRio.

### **NORMAS COMPLEMENTARES**

Complementam esta norma os seguintes documentos:

ABNT NBR 9061      Segurança de escavações a céu aberto

ABNT NBR 11682    Estabilidade de taludes

### **CONDIÇÕES GERAIS**

Cortes são segmentos cuja implantação requer, geralmente, a escavação do material constituinte do terreno natural em locais determinados pelo projeto e/ou pela fiscalização.

A escavação consiste nas operações de extração do material no local em que ele se encontra e, em geral, da carga no veículo transportador. Poderá ser executada nas seguintes situações:

1. em caixas de empréstimo de material selecionado, visando a sua aplicação em terraplenagem;
2. na remoção de material impróprio dos cortes ou escorregado dos taludes de cortes e aterros;
3. remoção total ou parcial de aterros existentes, e na execução de degraus nos taludes dos aterros implantados, no caso de alargamento dos mesmos, quando deverá ser assegurado largura suficiente para operação do equipamento de terraplenagem;
4. ou com outros objetivos, tudo conforme as indicações do projeto ou orientação da fiscalização.

As operações integrantes do serviço de cortes são a seguir indicadas:

1. Escavação de materiais integrantes do terreno natural indicado no projeto. Isto pode suceder seja por indicação do projeto, seja por indicação da fiscalização, quando ocorrer rocha sã ou decomposta, solos de elevada expansibilidade e de baixa capacidade de suporte. Nestes casos as espessuras de remoção deverão ser fixadas pelo projeto ou, em caso de omissão, pela Fiscalização. No caso de cortes em rocha, a espessura de rebaixamento necessária à assegurar a substituição do material por outro que ofereça condições aceitáveis



de drenagem é de cerca de 0,40 m. Nos demais casos, tal espessura é muito variável, podendo ser exigida a total remoção de certos tipos de materiais.

2. Remoção de solos impróprios para fundação de aterros, tendo em vista o preparo das respectivas fundações.
3. Carga, transporte e descarga dos materiais escavados, nos locais de aterro, bota-fora ou local de depósito, e prévia preparação das praças de estocagem, quando necessário.

Nos cortes em que for constatada, através das análises de estabilidade efetuadas, a necessidade de rebaixamento do lençol freático para garantir a integridade geométrica dos taludes ou para facilitar ou permitir a execução dos mesmos, deverá ser estudado e indicado sistema provisório ou definitivo de rebaixamento. Este sistema deverá ser concebido em compatibilidade com o projeto de drenagem previsto para o corte, a menos que seja inviável o atendimento de tal premissa face a implicações de custo ou condicionantes de segurança.

## MATERIAIS

A classificação dos materiais ocorrentes nos cortes será procedida de acordo com as seguintes definições:

Primeira categoria, onde se enquadram os solos cuja a escavação é efetuada com equipamentos tipo tratores de lâmina, escavadeiras;

Segunda categoria, aqueles materiais que devido a sua resistência ao corte exigem o emprego contínuo de escarificadores

Terceira categoria, compreende as rochas sãs e alteradas cuja extração exige o emprego contínuo de explosivos e do equipamento usual de desmonte a fogo como compressores, perfuratrizes, marteletes e ferramentas de corte.

## EXECUÇÃO

O desenvolvimento da escavação se processará mediante a previsão da utilização adequada ou da rejeição dos materiais. Desta forma, somente serão transportados para a constituição de aterros os materiais que, por sua caracterização e classificação, sejam compatíveis com as especificações de execução dos aterros incluídas no projeto.

Constatada a conveniência técnica e econômica da reserva de materiais terrosos escavados nos cortes, para a execução das camadas superiores dos aterros, será procedido o depósito dos referidos materiais para oportuna utilização.

Analogamente, no caso de cortes em rocha, constatada a conveniência técnica e econômica da reserva do material escavado para confecção de alvenaria e enrocamentos, será procedido o depósito do produto de escavação para a utilização ulterior prevista.

As massas excedentes serão objeto de bota-foras, nos locais previstos no projeto ou indicados pela fiscalização, devendo a executante proceder sua execução cuidadosamente de modo a assegurar a manutenção do aspecto paisagístico, o livre escoamento das águas e a estabilidade e segurança das vias públicas próximas.

Nos cortes em rocha não serão admitidas pedras salientes em relação ao plano do talude nem a existência de blocos que, pela sua situação, venham a ameaçar a segurança da via ou do tráfego.

Os taludes dos cortes devem apresentar, após a execução a inclinação indicada na seção tipo do projeto. Qualquer alteração da inclinação somente será adotada quando aprovada pela Fiscalização. Os taludes devem apresentar a superfície desempenada obtida pela utilização normal do equipamento de escavação.

Nos cortes indicados no projeto e naqueles em que se venha observar sinais indicadores de escorregamentos atuais ou potenciais, a critério da Fiscalização, será executado o escalonamento dos taludes e as necessárias obras de drenagem dos patamares bem como o revestimento dos taludes com espécies vegetais apropriados. Taludes que exijam tratamentos especiais, no que tange à estabilidade e à proteção anti-erosiva, serão objeto de projetos específicos.

No caso de alargamento de cortes, o recorte do talude existente far-se-á assegurando-se condições adequadas e suficientes para a operação normal dos equipamentos de terraplenagem.

#### **CONTROLE**

O acabamento dos cortes será procedido mecânica ou manualmente de forma a alcançar-se a conformação da seção transversal do projeto, admitidas as seguintes tolerâncias:

1. variação máxima de altura de 0,05m;
2. variação máxima de largura de 0,20m.

## **Anexo 6 – Especificações – Dispositivos de Drenagem Interna em estruturas de contenção**

---

### **OBJETIVO**

Esta especificação tem por objetivo estabelecer os requisitos mínimos aplicáveis na execução de drenagem interna de estruturas de contenção nas obras fiscalizadas pela GeoRio.

### **NORMAS COMPLEMENTARES**

Complementam esta especificação:

ABNT NBR 7362/80 Tubo de PVC Rígido com Junta Elástica para Coletores de Esgoto

ABNT NBR 7367/88 Projeto e Assentamento de Tubulações de PVC Rígido para Sistemas de Esgoto Sanitário

ABNT NBR 1843/89 Tubo de PVC Rígido para Instalações Prediais e Águas Pluviais

ABNT NBR 9061/85 Segurança de Escavação a Céu Aberto

DNER-ES 292/97 Drenagem – Drenos Subterrâneos

DNER-ES 294/97 Drenagem – Dreno Sub-superficial

### **CONDIÇÕES GERAIS**

As condições hidrogeológicas, definidas em termos de posição do lençol d'água e direções preferenciais de fluxo, devem ser bem estabelecidas durante a etapa de investigações geotécnicas.

Métodos diretos (sondagens a trado ou a percussão) ou investigações geofísicas (eletroresistividade) devem ser utilizadas para identificação do lençol d'água.

O material drenante/filtrante pode ser constituído por agregados ou mantas sintéticas selecionadas para atender à função especificada em projeto.

O grau de compactação especificado para os materiais agregados devem ser compatíveis com a resistência e permeabilidade especificadas em projeto.

Os materiais utilizados deverão satisfazer às exigências dos projetos específicos, tanto no que se refere aos tubos, aos materiais usados para o envolvimento dos drenos, quanto ao filtro e processos construtivos.

Furos de drenagem (barbacãs) deverão ser executados em toda a superfície impermeabilizada para possibilitar a drenagem de face.

Estruturas de contenção com paramento vertical de até 2m de altura, a drenagem interna pode ser feita exclusivamente ao longo da face vertical do muro, ou de acordo com o projeto

Em projetos com camadas drenantes de inclinação elevada, o material drenante pode ser colocado em sacos porosos.

Na prática a espessura do dreno é estabelecida em função dos condicionantes construtivos, acarretando, em geral, em espessuras superiores às definidas em projeto.

As águas captadas pelos drenos subterrâneos deverão ser conduzidas a um sistema de drenagem, adequado para receber o deságue.

## **MATERIAL**

### **Tubos de Drenagem**

Os tubos de drenagem devem ser de material plástico fabricados de polivinil clorida (PVC) ou de polietileno de alta densidade (PEAD) com características de resistência indicadas no projeto e atender as normas da ABNT.

Os furos ou ranhuras deverão atender ao disposto no projeto.

Dependendo do material utilizado, os furos poderão ser executados no canteiro de serviço, mediante o emprego de serra circular ou manual, ou furadeira; nas áreas de cortes, para eliminar as sobras, faz-se o lixamento ou raspagem e alisamento com lima.

Os tubos não deverão apresentar fraturas e estarão sujeitos à inspeção na fábrica, nos depósitos ou nas valas.

O fabricante ou fornecedor deverá comprovar a qualidade do tubo.

As extremidades dos tubos de drenagem devem ser fechadas com geotêxtil para evitar a entrada do material granular drenante/filtrante no interior do tubo.

### **Material Drenante**

#### *Agregados*

O material drenante pode ser constituído por agregados compostos ou não, contendo pedregulho natural ou produtos britados.

Os agregados deverão ser formados por partículas duras e duráveis, limpas, isentas de finos, matérias orgânicas e demais substâncias indesejáveis.

Os agregados deverão apresentar desgaste inferior a 50% no ensaio de abrasão Los Angeles e perdas inferiores a 10% no ensaio de sanidade (“soundness”), frente ao sulfato de sódio, após 5 ciclos.

#### *Geossintéticos*

Na função de drenagem, as mantas sintéticas devem possibilitar a livre passagem de fluidos através da sua espessura, no plano da manta.

A manta sintética deve atender às especificações do fabricante, e ser aprovada pelo projeto específico de estabilização.

A manta deverá dispor de permeabilidade e espessura adequada ao material local e ao volume de água a ser removida.

Uma vez atendido os condicionantes de permeabilidade, o geossintético selecionado para o projeto deve também satisfazer aos requisitos de instalação: resistência à tração, resistência ao

alongamento, resistência ao puncionamento, resistência ao estouro e resistência à propagação de rasgos.

Para tanto, deverão ser realizados ensaios e estudos que permitirão indicar a textura e granulometria dos materiais a serem utilizados.

O geossintético jamais deverá ser assentado quando houver formação de lama no fundo da vala. Se esta ocorrer, deverá ser depositada camada inicial de brita ou pedra-de-mão e, só então, assentar o geossintético no seco.

### **Material Filtrante**

#### *Agregados*

A granulometria do filtro é estabelecida com base na granulometria do solo a drenar, de forma a satisfazer aos critérios de dimensionamento indicados em projeto.

Uma vez definida a faixa granulométrica desejada, checa-se a granulometria da jazida e, caso esta não satisfaça aos requisitos de projeto, misturas de materiais de diferentes procedências são testadas.

A determinação da granulometria do solo de base e do material de filtro deve ser obtida sem uso de dispersantes.

A espessura do filtro não deve ser inferior à 20cm, para construção manual, ou 45cm, no caso de utilização de máquinas, ou ainda a aquela definida em projeto.

#### *Geossintéticos*

Na função de drenagem, os geodrenos devem possibilitar a livre passagem da água e, ao mesmo tempo, reter as partículas de solo necessárias para sua estabilização.

A manta sintética deve atender às especificações do fabricante, e ser aprovada pelo projeto específico de estabilização.

A manta deverá dispor de permeabilidade e espessura adequada ao material local e ao volume de água a ser removida.

Uma vez atendido os condicionantes de permeabilidade e retenção, o geossintético selecionado para o projeto deve também satisfazer aos requisitos de instalação: resistência à tração, resistência ao alongamento, resistência ao puncionamento, resistência ao estouro e resistência à propagação de rasgos.

A Fiscalização se reserva o direito de solicitar a realização de ensaios e estudos que permitirão indicar a textura e granulometria dos materiais a serem utilizados.

### **EXECUÇÃO**

As dimensões executadas de camadas drenantes devem atender às especificações indicadas no projeto.

Os agregados devem ser armazenados de forma a não ocorrer mistura das diferentes granulometrias, deterioração ou erosão.

Os filtros granulares devem ser assentados e compactados, cuidando-se para que não haja segregação ou contaminação do material.

A declividade mínima dos dispositivos de drenagem deverá ser de 0,25%.

Na execução de camada drenante constituída de agregados, o preenchimento da vala será feito no sentido de jusante para montante, com os materiais especificados atendendo às peculiaridades.

Na instalação de geodrenos recomenda-se a limpeza da superfície e cuidados na fase de aplicação da manta, de forma a evitar solicitações exageradas ou a presença de vazios entre o solo e o geotêxtil.

A emenda entre mantas deverá ter um recobrimento mínimo de 0,3m.

Os geotêxteis devem ser armazenados acima da superfície do solo, sobre um suporte adequado, para proteger a manta contra mudanças de umidade ou contaminação, e protegidos da ação de raios solares.

Na utilização exclusiva de geodrenos, como elementos de drenagem vertical, ao longo da face interna do muro, o espaçamento entre os mesmos deve ser ajustado de forma que pelo menos 1/3 da área impermeabilizada esteja coberta com material drenante. Em algumas situações, é possível também prever a instalação de faixas de geodrenos horizontais, posicionadas em juntas de construção.

Na fase de execução dos geodrenos verticais é importante garantir uma ancoragem adequada entre o geossintético e o solo para evitar a ocorrência de vazios e, conseqüentemente, o desenvolvimento de processos erosivos.

Considerando-se as fases de fornecimento do material, armazenamento e instalação, o prazo máximo que o filtro de geotêxtil pode ficar exposto à luz do sol ou a outras fontes de radiação ultra-violeta, não deve exceder 7 dias.

Reparos em filtros geossintéticos que tenham sido danificados durante a instalação devem ser executados usando um recobrimento do mesmo material, excedendo no mínimo 30cm além da área afetada.

Reparos não serão aceitáveis em mantas que tenham sido danificadas durante o armazenamento antes da instalação.

A instalação das mantas deve respeitar a orientação das fibras de forma a atingir sua função de projeto.

Materiais granulares em contato com a manta de geotêxtil devem ter granulometria limitada a partículas de até 75mm.

Os elementos de drenagem de face (barbacãs), constituídos de pequenos tubos de PVC, devem ser executados, em faixa, na face do muro, sendo recomendado furos de 75 mm ou 100 mm de diâmetro espaçados de até 1,5m na horizontal e 1,0m na vertical, formando arranjos em posições alternadas.

A linha inferior dos barbacãs deve se posicionada aproximadamente 20cm acima do nível do terreno à frente do muro.

Na presença de tubos de drenagem, o material de envolvimento dos drenos deverá ser firmemente compactado, de modo a impedir o deslocamento dos tubos e garantir a perfeita gradação granulométrica dos materiais drenante e filtrante.

As juntas com encaixe do tipo ponta e da bolsa ou macho e fêmea deverão ser colocadas de modo que as bolsas e as fêmeas fiquem voltadas para o lado ascendente da declividade.

Nas extremidades de saída das camadas de drenagem, deverão ser instalados tubos terminais, em conformidade com indicações do projeto, para possibilitar o deságue das águas coletadas em sistemas de drenagem apropriados para tal.

## MANEJO AMBIENTAL

Todo o material excedente de escavação ou sobras deverá ser removido das proximidades dos dispositivos, de modo a não provocar o entupimento, cuidando-se ainda que este material não seja conduzido para cursos d'água, para não causar seu assoreamento.

Nos pontos de deságue dos dispositivos deverão ser executadas obras de proteção, de modo a não promover a erosão das vertentes ou assoreamento de cursos d'água.

Em todos os locais onde ocorrem escavações ou aterros necessários à implantação das obras, deverão ser tomadas medidas que proporcionem a manutenção das condições locais através de replantio de vegetação local ou grama.

Como em geral as águas subterrâneas afetam os mananciais locais, durante execução dos drenos ou após a sua conclusão deverá ser mantida a qualidade das águas e sua potabilidade, impedindo-se a sua contaminação, especialmente por despejos sanitários.

Durante desenvolvimento das obras deverão ser adotados cuidados quanto a sinalização adequada, tráfego desnecessário de equipamentos ou veículos por terrenos naturais e, quando for o caso, com a circulação de pedestres.

O tráfego de veículos, na região de instalação de geodrenos, não deve ser permitido a menos que a Fiscalização considere que o material de cobertura esteja protegendo adequadamente a manta.

## **CONTROLE DE QUALIDADE**

### **Material**

O controle tecnológico do agregado empregado será realizado pela verificação das granulometrias dos materiais drenantes e filtrantes, através de ensaios de análise granulométrica, em quantidade mínima de uma para cada 15m<sup>3</sup> de material aplicado.

O controle tecnológico do geossintético empregado, quando for o caso, será realizado executando-se ensaios específicos, atendidas as recomendações dos fabricantes e especificações particulares.

A manta de geotêxtil que tiver sido exposta à radiação ultra-violeta por um período maior do que 7 dias não poderá ser utilizada como elemento permanente de drenagem.

Os dispositivos abrangidos nesta Especificação que tratam de estruturas construídas com concreto deverão atender as prescrições e exigências previstas pelas normas da ABNT, nas seções pertinentes a execução de estruturas de concreto armado.

No controle tecnológico para os tubos de PVC serão seguidas as normas da ABNT NBR 7362/90 ou ABNT NBR 7365/82, no que couberem e atendidas as recomendações dos fabricantes e especificações particulares.

Nenhum material será utilizado antes de aprovado pela Fiscalização.

### **Geométrico**

Os elementos geométricos característicos serão estabelecidos no projeto com as quais será feito o acompanhamento da execução.

As dimensões das seções transversais, assim como as declividades de fundo, não devem diferir das indicadas no projeto em mais de 1%, em pontos isolados.

Todas as medidas de espessura efetuadas devem se situar no intervalo de  $\pm 10\%$ , em relação à espessura de projeto.

### **Acabamento**

O controle qualitativo dos dispositivos será feito de forma visual avaliando-se as características de acabamento das obras executadas.

### **Aceitação e Rejeição**

Os serviços rejeitados deverão ser corrigidos, complementados ou refeitos

Os resultados de controle de execução serão registrados em relatórios periódicos de acompanhamento.



## Anexo 7 – Especificações – Estruturas Reforçadas com Geossintéticos

---

### OBJETIVO

Esta especificação tem por objetivo estabelecer os procedimentos para a execução de estruturas reforçadas com geossintéticos em obras fiscalizadas pela GeoRio

### NORMAS COMPLEMENTARES

Complementam esta especificação:

- ABNT NBR 12553 Geotêxteis (terminologia);
- ABNT NBR 12568 Geotêxteis - determinação da gramatura;
- ABNT NBR 12569 Geotêxteis - determinação da espessura;
- ABNT NBR 12592 Identificação de geotêxteis para fornecimento;
- ABNT NBR 12593 Amostragem e preparação de corpos-de-prova de geotêxteis;
- ABNT NBR 12824 Geotêxteis - determinação da resistência à tração não-confinada - ensaio de tração de faixa larga;
- ABNT NBR 13134 Geotêxteis - determinação da resistência à tração não-confinada de emendas - ensaio de tração de faixa larga;
- ABNT NBR 13359 Geotêxteis - determinação da resistência ao puncionamento estático - ensaio com pistão tipo CBR.
- AFNOR G 38-015 Détermination de la résistance au déchirement;
- AFNOR G 38-016 Mesure de la permittivité hydraulique;
- AFNOR G 38-017 Porométrie: Détermination de l'ouverture de filtration;
- ASTM D3786 Test method for burst strength;
- ASTM D4491 Test method for water permeability of geotextiles by permittivity;
- ASTM D4533 Test method for trapezoid testing strength of geotextiles;
- ASTM D4632 Test method for breaking load and elongation of geotextiles (Grab Method);

ASTM D4716	Test method for constant head hydraulic transmissivity (in-plane flow) of geotextiles and geotextile related products;
ASTM D4751	Test method for determining apparent opening size of a geotextile;
ASTM D4884	Test method for seam strength of sewn geotextiles;
ASTM D4886T	Test method for abrasion resistance of geotextiles (sand paper/sliding block method);
ASTM D5101	Test method for measuring the soil-geotextile system clogging potential by the gradient ratio.
ABNT NBR 12593	Amostragem e preparação de corpos-de-prova de geotêxteis
DNER PRO 380/98	Geossintéticos para obras rodoviárias

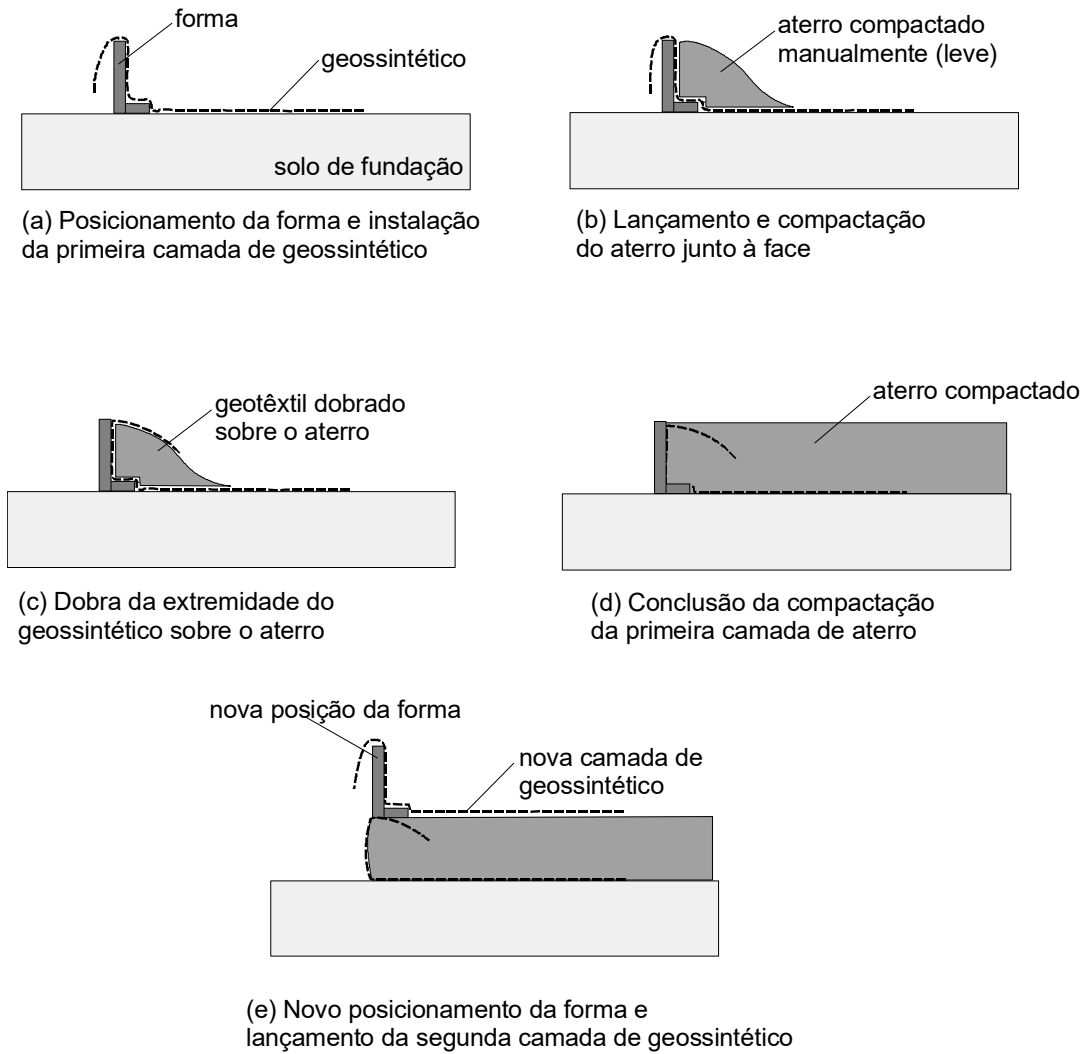
## PROCESSOS CONSTRUTIVOS

Basicamente, os processos construtivos de aterros reforçados podem ser divididos em incremental ou em parede escorada. Da Figura 0.1 à Figura 0.3 estão esquematizados os processos de construção incremental mais comuns, em que uma forma, em forma de “L”, com a inclinação prevista para a face, é deslocada ao longo da vertical, à medida em que o aterro reforçado é elevado. A forma é usualmente construída na obra com pranchas de madeira com largura típica da base da ordem de 0,6 m e pode ser deslocada com facilidade por poucos operários. Uma variação deste processo é apresentado na Figura 0.4 onde a prancha móvel de madeira é apoiada no terreno de fundação através de escoras.

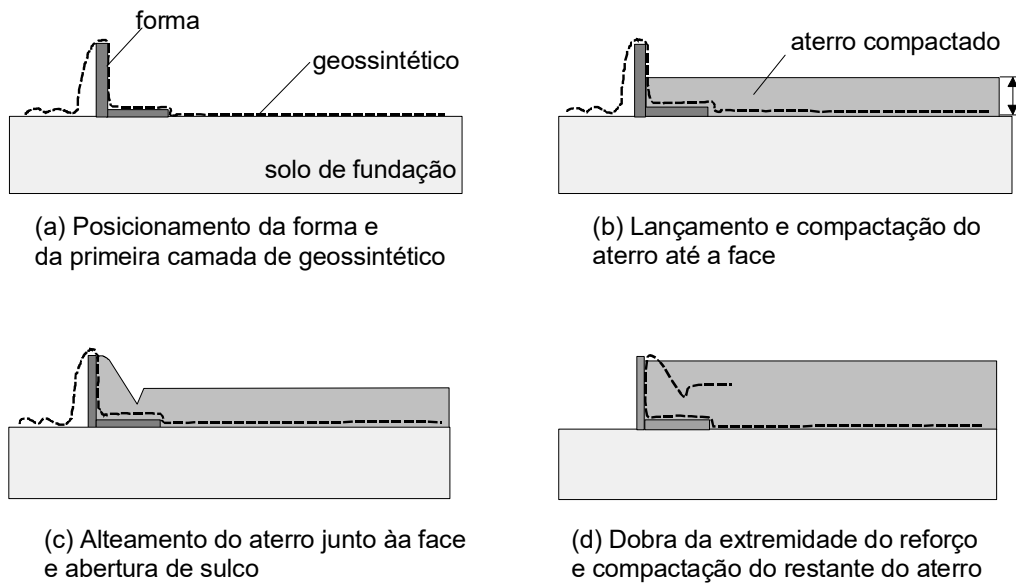
Na maioria dos casos práticos, as estruturas em solo reforçado necessitam de elementos que componham a face visando a proteção do geossintético contra a ação de intempéries (raios ultravioleta, agentes químicos), contra o vandalismo ou para atender a algum requisito de estabilidade local na região da face.

As estruturas em solo reforçado com geossintéticos permitem uma grande variedade de faces. As mais tradicionais são as faces em concreto e as em alvenaria de blocos. Após o término da construção do maciço reforçado, como esquematizado da Figura 0.1 à Figura 0.4, o mesmo pode ser revestido por uma face de concreto contínua (Figura 0.5) ou em alvenaria de blocos (Figura 0.6).

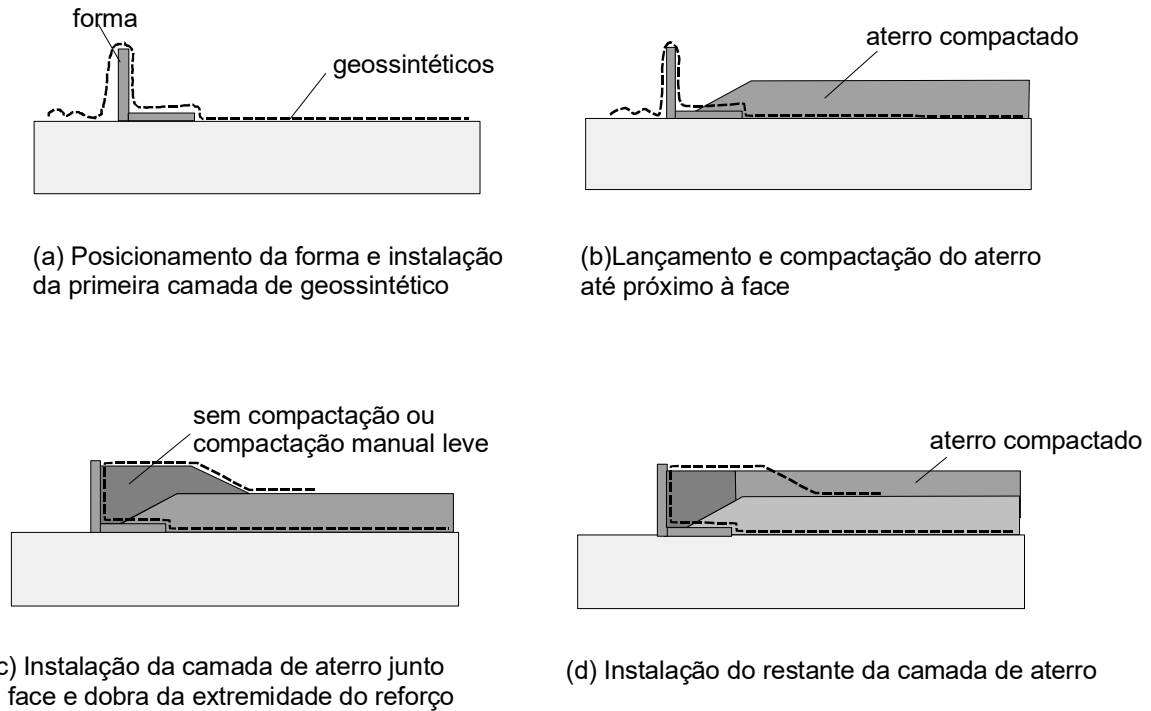
A face de concreto pode ser construída do modo tradicional, com a utilização de formas, ou ser executada em concreto projetado com grelha de aço ou geogrelha na face para sustentação do concreto. É importante lembrar que o concreto projetado pode impregnar a camada de geotêxtil na face da estrutura, comprometendo a sua capacidade drenante. Neste caso o geotêxtil deve ser protegido (capa plástica contra a possível impregnação). A hidrólise do concreto durante a cura também reduz a resistência de geotêxteis à base de poliéster que estejam em contacto com este.



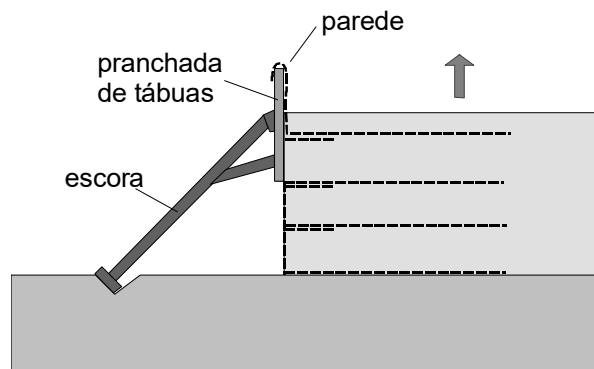
**Figura 0.1 - Esquema da construção incremental**



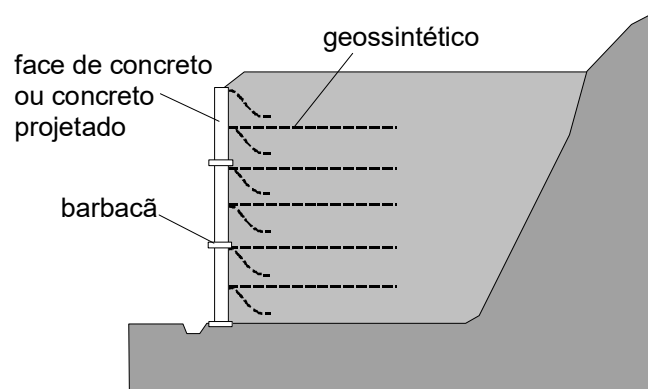
**Figura 0.2 - Processo incremental**



**Figura 0.3 - Processo incremental – Método Europeu**



**Figura 0.4 - Construção incremental com forma escorada**



**Figura 0.5 - Estrutura com face contínua de concreto**

A Figura 0.6 esquematiza o emprego de alvenaria de blocos como revestimento definitivo da face. Neste último caso, pilares de concreto armado ou perfis metálicos servem como guias e

suportes para o empilhamento dos blocos. O acabamento final da face é feito com um revestimento de argamassa.

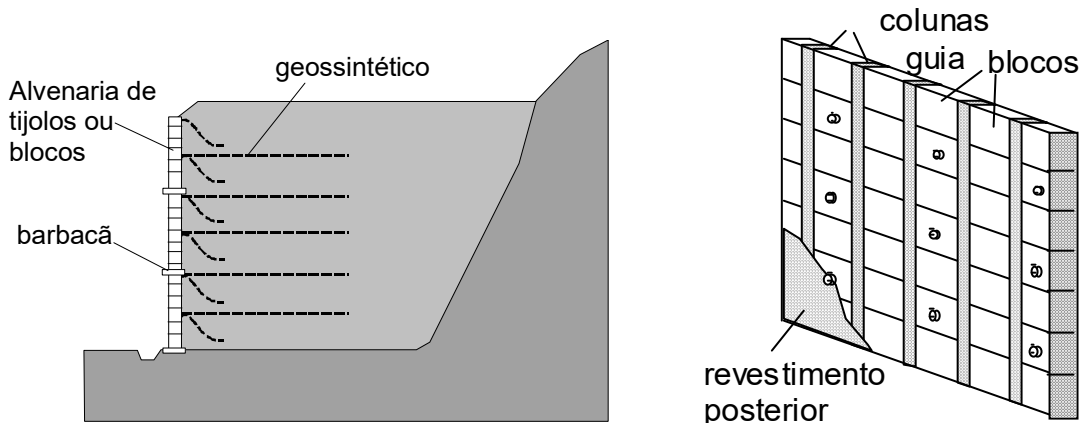


Figura 0.6 - Face de alvenaria de blocos

A Figura 0.7 apresenta outra alternativa de construção incremental onde as formas para a execução da face são peças de concreto que formarão a face definitiva da estrutura.

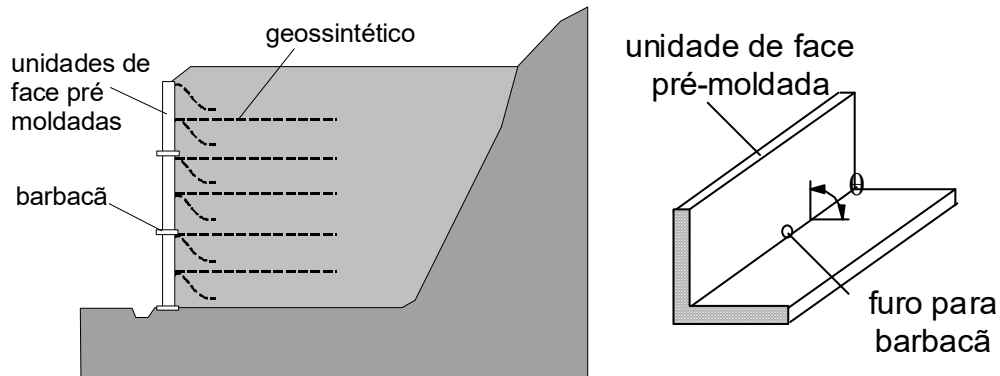


Figura 0.7 - Unidades de face em peças pré-moldadas de concreto em "L"

A Figura 0.8 apresenta um processo de construção incremental onde bloquetes pré-moldados de concreto são empilhados, servindo como forma, compondo a face definitiva da estrutura.

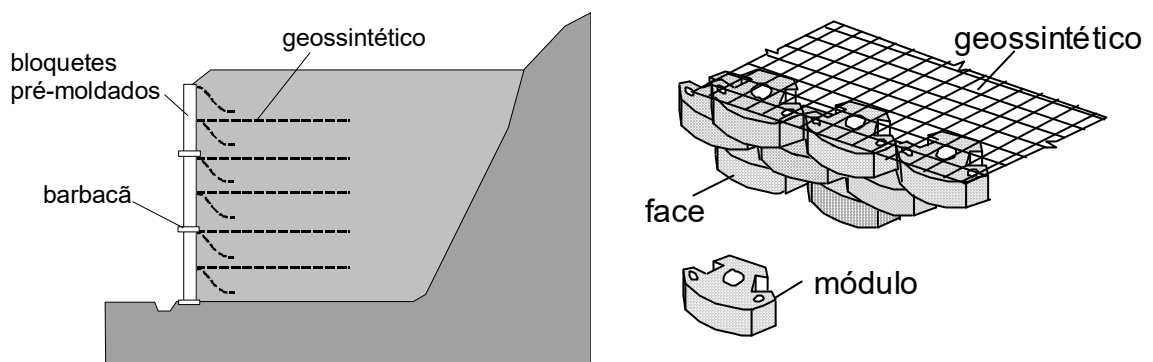
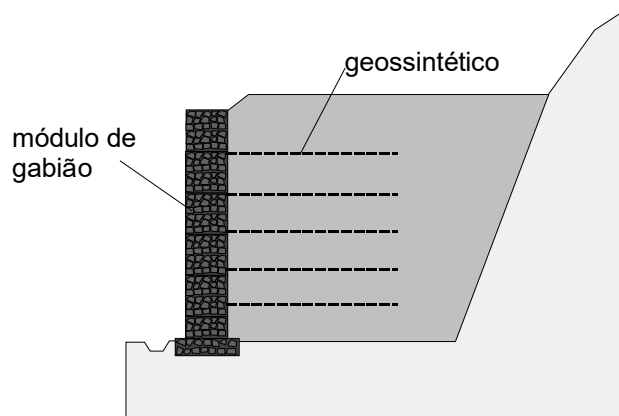


Figura 0.8 - Unidades de face em bloquetes pré-moldados

Os bloquetes podem ter as mais variadas formas e qualidades de acabamento externo, fornecendo uma solução esteticamente bastante agradável. A altura dos bloquetes pode também ser igual a múltiplos do espaçamento entre reforços, o que facilita a execução da obra.

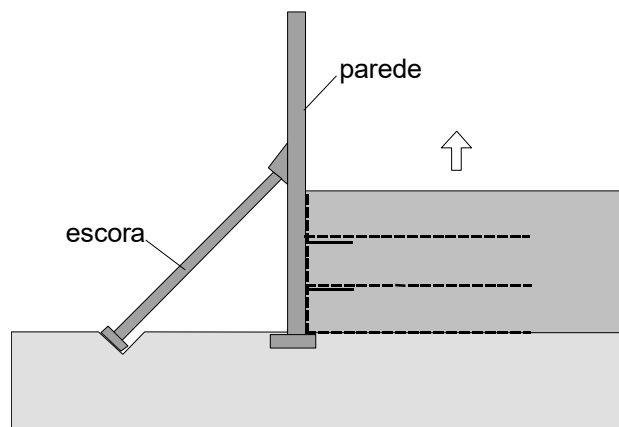
A ligação entre bloquetes e entre bloquetes e camadas de reforço é comumente feita por pinos, barras, saliências ou reentrâncias. O equilíbrio individual dos bloquetes deve ser verificado sob a ação de tensões horizontais na face. Além disso, a tensão vertical sobre o bloquete, devido ao peso dos bloquetes superiores, deve ser menor que a sua resistência à compressão.

A Figura 0.9 apresenta solução semelhante, em que blocos de gabião são utilizados como elementos de face.



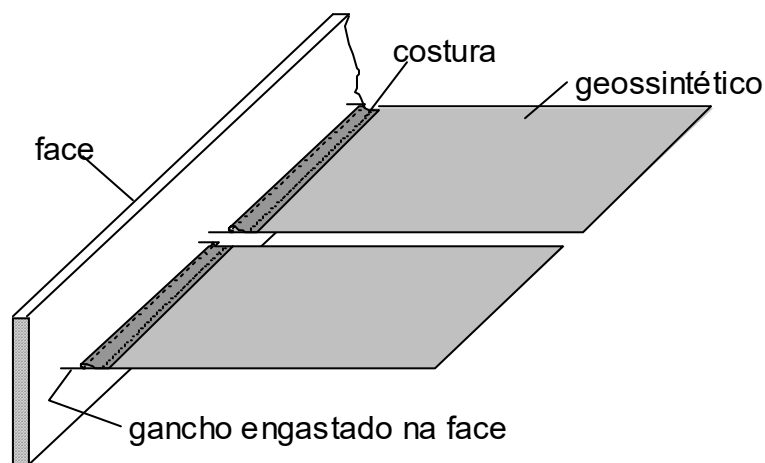
**Figura 0.9 - Face com blocos de gabião.**

O processo construtivo em parede pré-moldada escorada, está esquematizado na Figura 0.10 e não é tão utilizado como o incremental. A principal razão para isso são as maiores dificuldades executivas e menor flexibilidade de correção de deslocamentos horizontais da face ao final da construção. Por isso, sua utilização tem sido restrita a estruturas de pequena altura. Dependendo do espaçamento entre reforços, a parede pode absorver tensões horizontais importantes, além de terem que suportar os esforços de tração mobilizados nas extremidades dos reforços fixas à parede.



**Figura 0.10 - Execução de face em parede escorada**

A Figura 0.10 esquematiza o processo construtivo em parede escorada. As camadas de reforço são solidarizadas à face através de ganchos durante o alteamento do aterro compactado, conforme esquematizado na Figura 0.11.



**Figura 0.11 - Fixação do reforço à parede.**

Em estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos, o confinamento lateral promovido pelas camadas de reforço e o arqueamento do solo em estruturas como a esquematizada na Figura 0.1 tendem a reduzir significativamente a tensão horizontal sobre a face. No caso das estruturas ilustradas da Figura 0.1 à Figura 0.3, devido ao revestimento externo na face promovido pelo geotêxtil dobrado, esta não tem função estrutural podendo, inclusive, ser construída afastada da face do maciço reforçado. Já em estruturas em que o reforço é fixo à face, a mesma é solicitada pelos esforços no reforço e por tensões horizontais, esta últimas sendo geralmente de pequena intensidade para muros de baixa altura e espaçamentos entre reforços pequenos ( $\leq 0.5$  m).

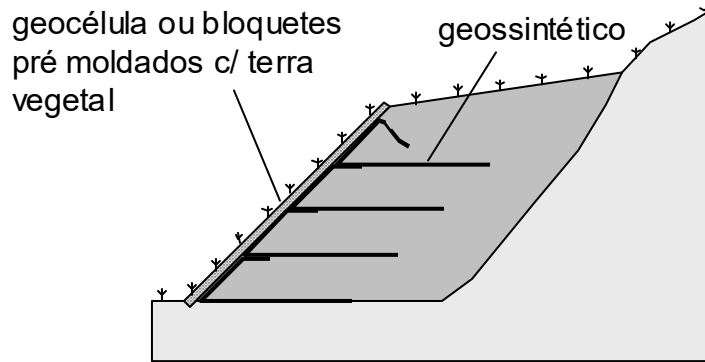
Os deslocamentos horizontais da face da estrutura dependem das suas características (solo de aterro, rigidez do reforço, sobrecargas, rigidez do solo de fundação, etc). Dependendo destas condições, para estruturas assentes em solo de fundação competente, o deslocamento horizontal máximo na face pode atingir até da ordem de 2% da altura da estrutura (na maioria das vezes entre 0.5 e 1.5% da altura). Em vista disso, para estruturas com faces verticais em contacto com o maciço reforçado ou vinculadas aos reforços, recomenda-se que estas sejam construídas ligeiramente inclinadas na direção do aterro (H:V = 1:50 a 1:20), para compensar eventuais deslocamentos horizontais.

Para estruturas de contenção em aterro reforçado com geossintéticos com face vertical construídas incrementalmente, recomenda-se que o espaçamento máximo entre camadas de reforço seja limitado a 1 m, devido às dificuldades práticas de manuseio de formas altas e à maior deformabilidade da face, particularmente devido à compactação do solo de aterro. No caso de aterros reforçados não muito íngremes espaçamentos maiores que 1 m são possíveis.

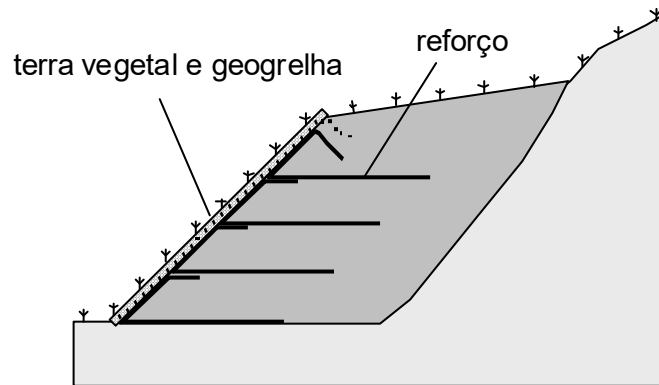
O revestimento de taludes íngremes pode ser executado com bloquetes pré-moldados, geocélulas (preenchidas com solo e vegetação, brita, solo-cimento ou concreto projetado) ou revestimento vegetal, conforme esquematizado da

Figura 0.12 à Figura 0.13.

Uma cobertura vegetal eficiente e duradoura em geral só pode ser conseguida para inclinações do talude inferiores a  $60^\circ$ . Neste caso a fixação da cobertura vegetal ao talude pode ser conseguida com o emprego de geocélulas ou geogrelhas. Outras alternativas utilizando alguns geossintéticos utilizados em controle de erosões para fixação de vegetação em taludes podem também ser empregadas.



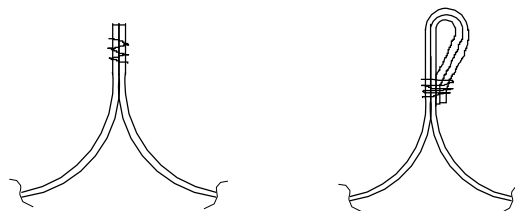
**Figura 0.12 - Revestimento de taludes íngremes com bloquetes ou geocélulas**



**Figura 0.13 - Revestimento de taludes íngremes vegetação e geogrelhas.**

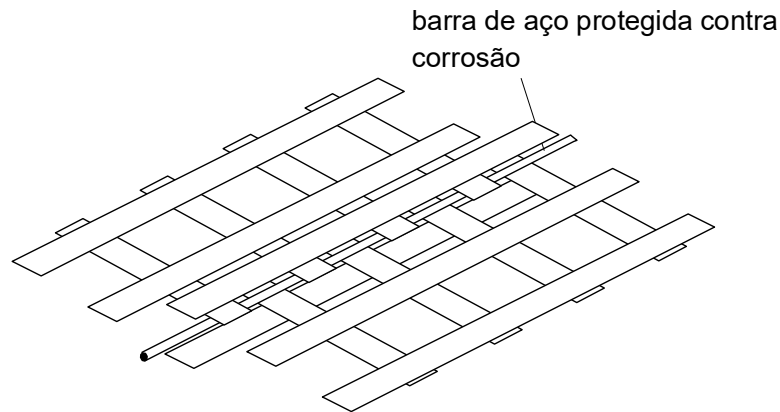
É muito importante notar que é comum produtos geossintéticos apresentarem anisotropia de resistência e rigidez à tração, isto é, valores de resistência e rigidez à tração diferentes nas direções de trama e urdume. Em vista disso, é fundamental que a instalação da camada de reforço no campo se dê de tal forma que a direção de maior sollicitação mecânica coincida com aquela de maiores valores de resistência e rigidez à tração.

A solidarização de painéis de geossintéticos pode ser feita por costura (geotêxteis, Figura 0.14), juntas com barras de aço (geogrelhas, Figura 0.15) ou transpasse (geotêxteis e geogrelhas, (Figura 16). Devem ser evitadas emendas de camadas de reforço na direção transversal da estrutura (paralelas à face da estrutura). Caso isto seja inevitável, costuras reforçadas e executadas de forma apropriada devem ser realizadas, procurando evitar que as emendas estejam localizadas próximo a regiões de ocorrência de elevados esforços de tração. As emendas direcionadas normalmente à face da estrutura pode ser feitas por transpasse com comprimento mínimo de 30 cm, conforme esquematizado na Figura 16.

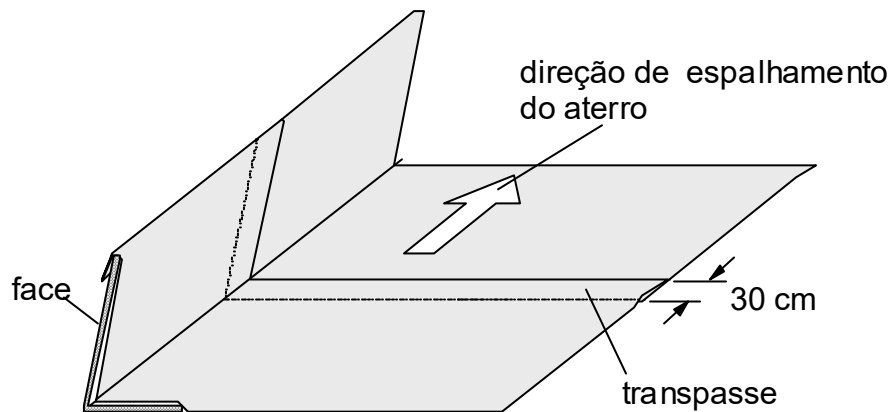


**Figura 0.14 - Costuras típicas para solidarização de mantas de geossintéticos**





**Figura 0.15 - Emendas de geogrelhas com barras de aço**



**Figura 0.16 - Transpasse de mantas**

### SISTEMAS DRENO-FILTRANTES

A hipótese de projeto usual em muros é que as poropressões atuantes na face sejam nulas. Portanto, são necessários dispositivos filtrantes que garantam a drenagem completa. A Figura 0.17 e a Figura 0.18 esquematizam as configurações típicas, dependendo do tipo de reforço geossintético utilizado. Caso o reforço seja drenante (geotêxtil não-tecido, por exemplo), o próprio elemento de reforço também serve como elemento drenante no maciço reforçado. É importante que se mantenha a continuidade entre as diversas camadas de reforço e que as mesmas sejam conectadas a barbacãs, para a saída da água através da face da estrutura (Figura 0.17). A drenagem de água do lençol freático da região pode ser conseguida através de colchão drenante (geotêxtil, geocomposto ou camada granular) nas bases do maciço reforçado e do aterro. Tubos perfurados longitudinais, envoltos em tela ou camada de geotêxtil, podem também ser necessários para a coleta da água na base da estrutura, junto a face. As condições de filtro devem ser verificadas para seleção do geossintético ou material granular para drenagem.

A Figura 0.18 apresenta esquematicamente o sistema dreno-filtrante típico para estruturas com elementos de reforço impermeáveis ou com baixa capacidade de condução de fluidos (geogrelhas e geotêxteis tecidos). Neste caso, é necessária a presença de camadas drenantes na base do aterro e na face da estrutura, associada aos barbacãs.

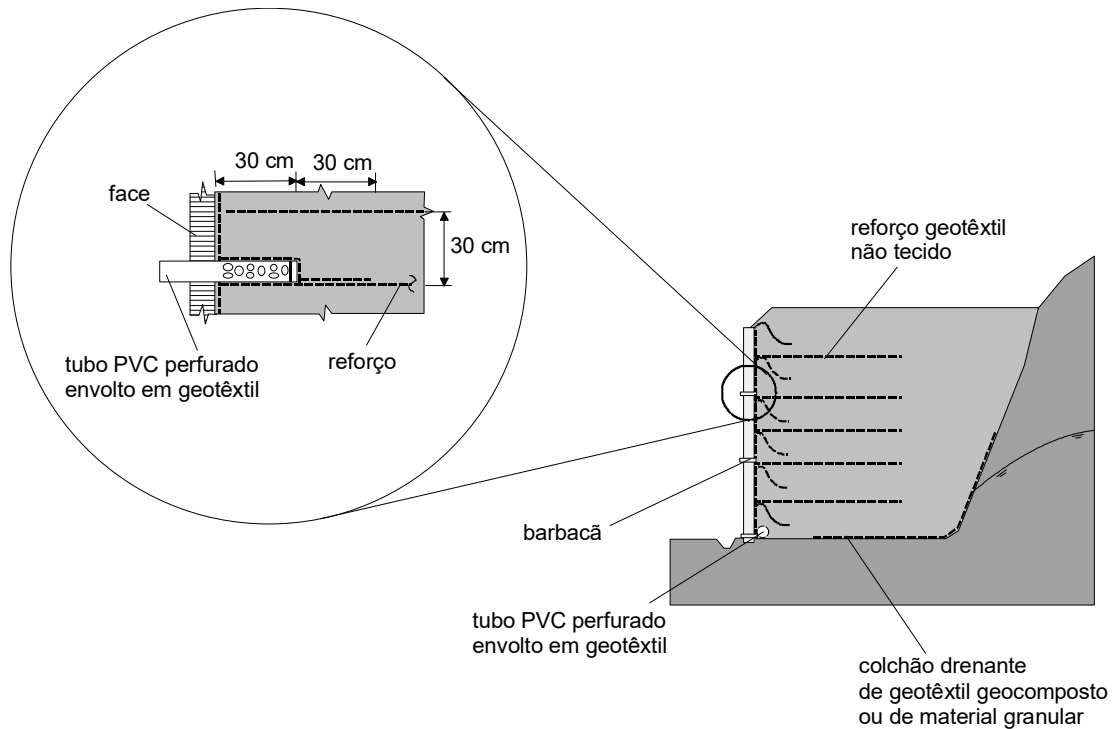


Figura 0.17 - Material de reforço drenante

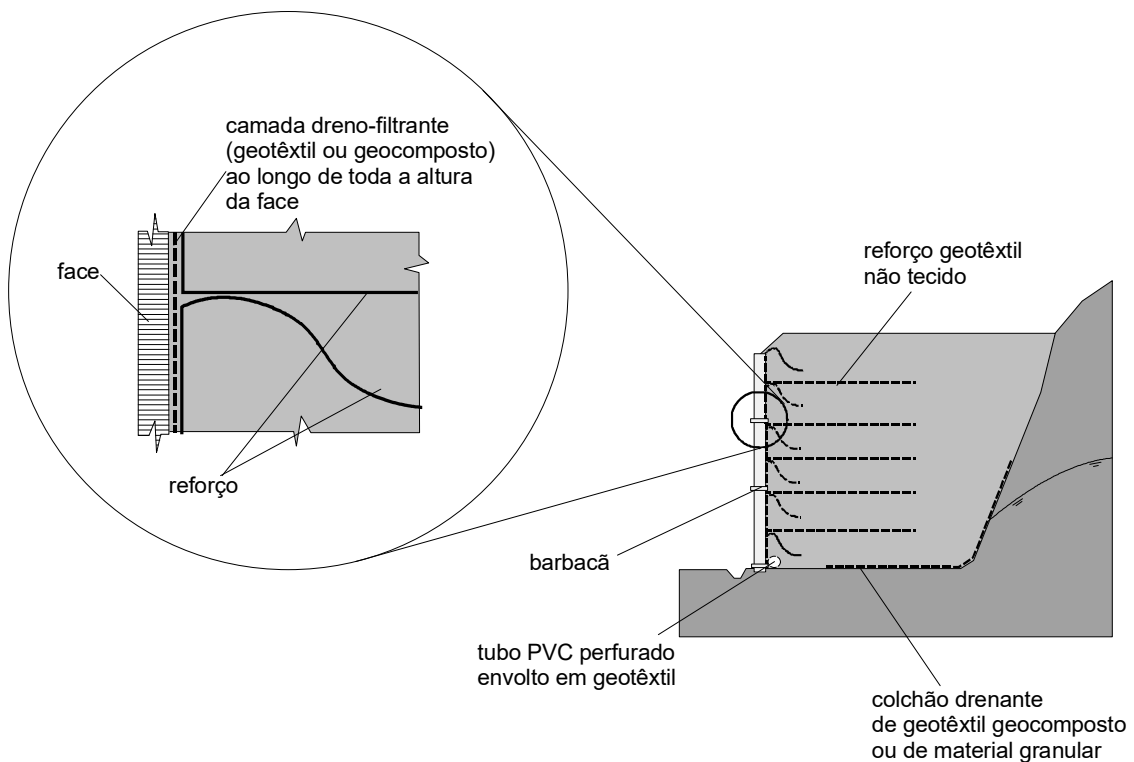


Figura 0.18 - Reforço impermeável ou pouco drenante

## MANUSEIO E ACONDICIONAMENTO DO GEOSSINTÉTICO

Os produtos geossintéticos são fornecido pelos fabricantes em bobinas ou painéis. De modo a evitar danos e deterioração dos produtos, deve-se evitar que os mesmos sejam expostos à luz solar por períodos prolongados de tempo (superiores a 14 dias), sob pena de perda de resistência das camadas superficiais devido à ação dos raios ultra-violetas. Deve-se também evitar o

acondicionamento dos mesmos em ambientes úmidos, excessivamente empoeirados ou passíveis de existência ou visitas de animais roedores.

### **CUIDADOS PARA INSTALAÇÃO DO GEOSSINTÉTICO**

Antes da instalação das camadas de reforço sobre o terreno natural este deve ser regularizado e devem ser removidas as pedras, tócos, raízes, etc. que possam danificar a camada de reforço. O material de aterro também não deve conter (ou conter uma quantidade mínima) de elementos de granulometria graúda (pedras e blocos). Veículos não devem trafegar diretamente sobre as camadas de reforço.

Catálogos de fabricantes de produtos geossintéticos e os próprios fabricantes devem ser consultados no caso de dúvidas sobre propriedades, características e função dos mesmos.

## **Anexo 8 – Especificações – Gabiões**

---

### **OBJETIVOS**

Esta especificação tem por objetivo estabelecer procedimentos para a execução de obras em gabiões em obras fiscalizadas pela GeoRio.

### **NORMAS COMPLEMENTARES**

Complementam esta especificações:

ABNT NBR 8964 Arame de aço de baixo teor de carbono, zincado, para gabiões

ABNT NBR 10514 Redes de aço com malha hexagonal de dupla torção para confecção de gabiões

### **GENERALIDADES**

No escopo desta especificação são considerados os seguintes tipos de gabiões:

#### **Gabiões caixa com revestimento em PVC**

São gabiões caixa em malha hexagonal de dupla torção, fabricados em arame de baixo teor de carbono (BTC) com zincagem pesada, revestimento em PVC e com diafragmas inseridos de metro em metro durante o processo de fabricação. Os gabiões devem vir acompanhados do mesmo tipo de arame em diâmetro inferior, com revestimento em PVC, para amarração e atirantamento, na proporção mínima de 6% sobre seu peso.

#### **Colchão com revestimento em PVC**

São colchões em malha hexagonal de dupla torção, fabricados em arame BTC com zincagem pesada, com revestimento em PVC e com diafragmas de parede dupla, moldados de metro em metro no processo de fabricação. Os colchões devem vir acompanhados do mesmo tipo de arame em diâmetro inferior, com revestimento em PVC, para amarração e atirantamento, na proporção mínima de 5% sobre seu peso, bem como das respectivas tampas.

#### **Gabião saco com revestimento em PVC**

São gabiões em malha hexagonal de dupla torção, fabricados em arame BTC com zincagem pesada, com revestimento de PVC. Os gabiões devem vir acompanhados do mesmo tipo de arame em diâmetro inferior, com revestimento em PVC para amarração e atirantamento na proporção mínima de 2% sobre seu peso.

## EXECUÇÃO DA OBRA

Os trabalhos para a implantação das obras de gabiões, em particular as escavações necessárias ao assentamento de suas bases, devem ser feitos nos tamanhos e formas estipulados pelo projeto, no intuito de garantir uma adequada fundação para as obras de gabiões. Findado toda a etapa de corte, escavação, preparo de fundação e eventuais escoramentos que se fizerem necessários, proceder-se-á com a execução das peças, conforme a seguir.

## ENCHIMENTO DOS GABIÕES

No enchimento, pode-se usar pedra de mão ou seixo rolado. No caso da pedra de mão, é recomendada a de procedência granítica. Nesse caso o peso específico da estrutura em gabiões após preenchida deve ser de  $17 \text{ kN/m}^3$ .

Devem ser excluídos, sem restrições, os materiais que possuam baixo peso específico, e que se fragmentem com facilidade.

## MONTAGEM DE GABIÕES-CAIXA

Os gabiões devem ser fornecidos previamente dobrados e reunidos em fardos. Sua montagem consiste, inicialmente, em abrir o fardo, desdobrar o gabião sobre uma superfície rígida e plana, e, com os pés, tirar todas as irregularidades (Figura 0.1).



Figura 0.1 - Abertura dos painéis e remoção de irregularidades

A seguir, deve-se dobrar os painéis para se obter o formato da caixa, juntando os fios de borda e torcendo os arames que saem dos painéis (Figura 0.2).

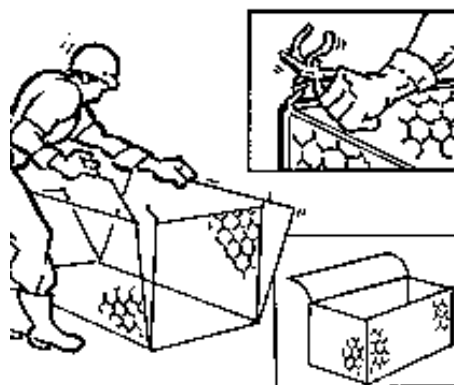
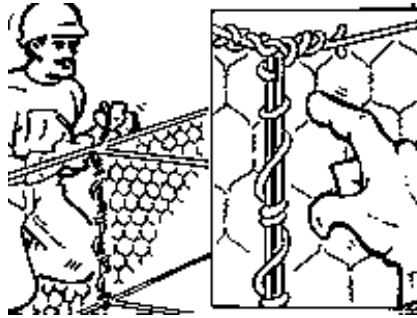


Figura 0.2 - Dobramento dos painéis

Estando o formato da caixa já definido, ponteia-se as arestas externas da caixa, e, para os diafragmas, corta-se um pedaço de arame com comprimento necessário, fixando-o na parte

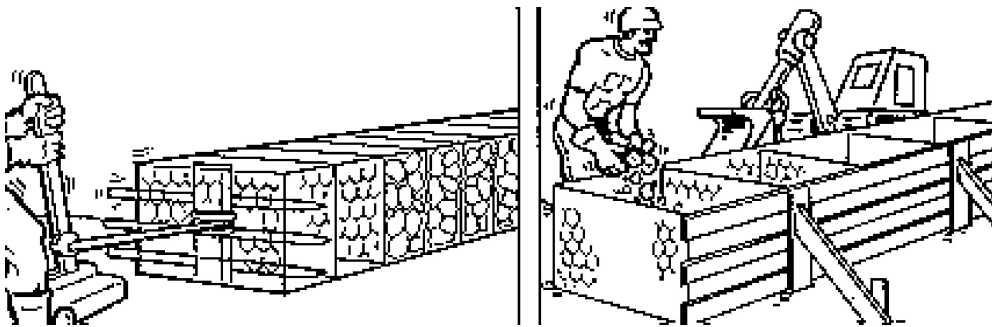
inferior dos cantos e costurando os painéis em contato, alternando voltas simples e duplas a cada malha (Figura 0.3).



**Figura 0.3 - Ponteamento das arestas**

Com um certo número de gabiões já ponteados em forma prismática, faz-se a ligação entre si com firmes costuras ao longo das arestas em contato, como as costuras dos diafragmas, obtendo-se grupos que serão dispostos no local definitivo, já com o terreno preparado.

Após ter colocado as caixas em posição, antes de enchê-las, deve-se puxá-las com um gabarito de madeira, para se conseguir um bom alinhamento e acabamento (Figura 0.4).



**Figura 0.4 - Alinhamento e acabamento**

A seguir, inicia-se a fase de enchimento das caixas, preenchendo-as até 1/3 da sua altura, fixando dois tirantes em faces expostas para evitar que ocorra o “embarrigamento” dessas faces. Preenche-se mais 1/3 da caixa, fixando outros dois tirantes, e preenche-se até 3 a 5 cm acima da altura da caixa (Figura 0.5). Para caixas menores (com menos de 1,0 m de altura), preenche-se, inicialmente, até metade da altura da caixa, coloca-se os tirantes, e completa-se o enchimento até 3 a 5 cm acima da altura da caixa. Nunca deve-se encher uma caixa sem que a caixa ao lado esteja parcialmente preenchida.

No caso de enchimento dos gabiões tipo caixa, pode ser executado a mão ou com o auxílio de equipamentos mecânicos. A pedra deve ser de consistência conforme descrita acima, tendo tamanho levemente superior a abertura das malhas e no máximo de até 20 cm.

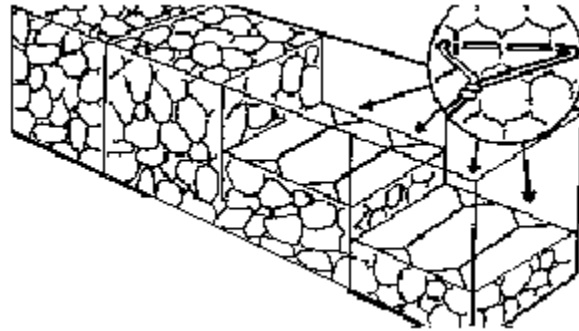


Figura 0.5 - Etapa de enchimento

Terminado a fase de enchimento das caixas, dobra-se as tampas, amarrando-as sempre com a mesma costura.

### MONTAGEM DOS COLCHÕES

Os colchões também devem ser fornecidos previamente dobrados e reunidos em fardos. Sua montagem consiste, inicialmente, em abrir o fardo, retirar e esticar cada peça, até obter seu comprimento nominal (Figura 0.6).

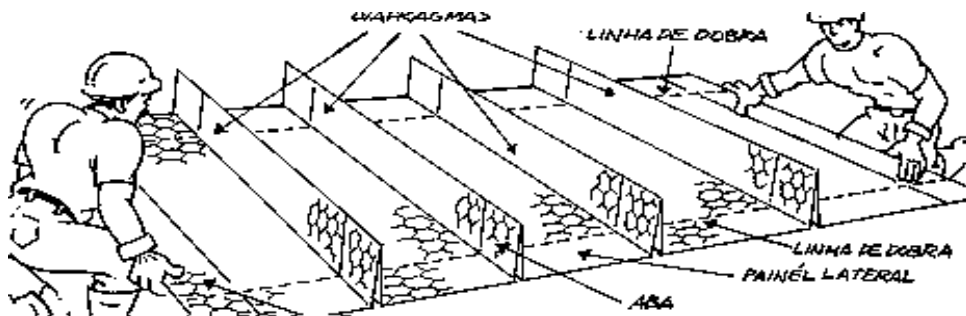


Figura 0.6 - Abertura e esticamento do fardo

Dando seqüência a montagem, junta-se, com os pés, as paredes dos diafragmas que ficarem abertas (Figura 0.7), e levanta-se as paredes laterais utilizando os cortes como guias para a definição da altura de cada parede (Figura 0.8). Aconselha-se a utilização de um sarrafo de madeira para o perfeito alinhamento da dobra.

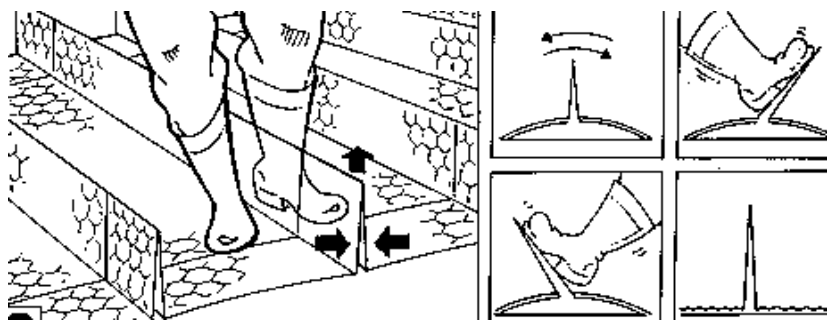
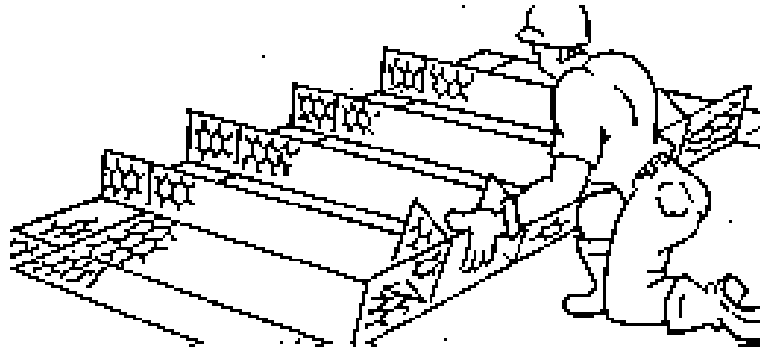


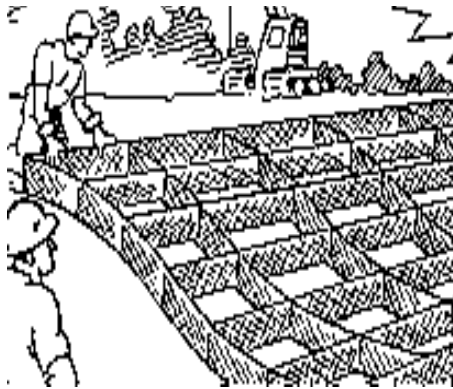
Figura 0.7 - Correção do posicionamento do diafragma



**Figura 0.8 - Levantamento das paredes laterais**

Tendo definida a geometria do colchão, costura-se as abas aos diafragmas logo após a definição da dobra e ponteia-se os painéis frontais. As costuras são executadas de modo contínuo, passando-se o fio em todas as malhas, dando-se dupla volta a cada duas malhas.

Depois de ponteados e costurados os diafragmas, os colchões devem ser posicionados no local onde serão aplicados, e costurados entre si (com a mesma costura dos diafragmas), em todos os cantos de contato (Figura 0.9).

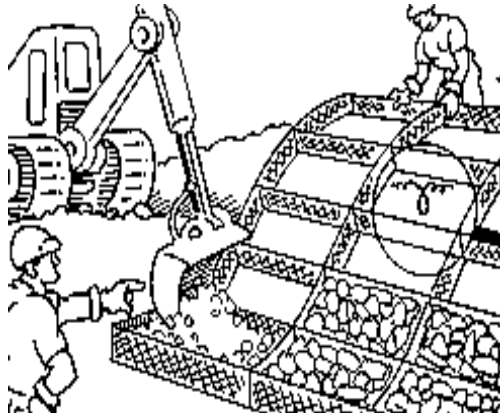


**Figura 0.9 - Posicionamento dos colchões**

É importante lembrar que, quando o talude é muito inclinado, a fixação dos colchões deve ser feita com o auxílio de estacas de madeira.

Dando seqüência, inicia-se o enchimento dos colchões, a partir da parte inferior do revestimento, acomodando as pedras para reduzir os vazios (Figura 0.10). Deve-se observar as mesmas características quanto a consistência do material, sendo que o tamanho das pedras deve ser mais homogêneo e levemente superior a abertura das malhas do colchão a fim de garantir, no mínimo, duas camadas de pedras, melhor acabamento e facilitar o enchimento.





**Figura 0.10 - Enchimento dos colchões**

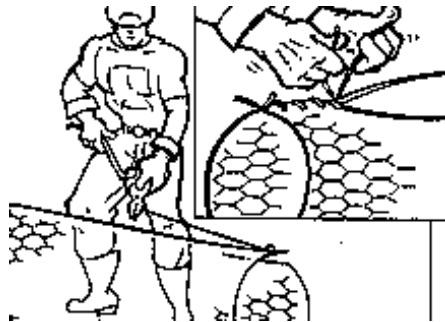
Durante o enchimento aconselha-se a colocação de tirantes verticais unindo a tampa e o fundo (dois a cada metro quadrado). Devem ser excluídos, sem restrições, os materiais que possuam baixo peso específico, e que se fragmentem com facilidade.

Depois de encher várias unidades, colocam-se as tampas, costurando-as a todos os painéis, diafragmas e tirantes, de forma a ficarem bem esticadas

#### **MONTAGEM DE GABIÕES-SACO**

Os gabiões-saco, assim como os gabiões caixa e colchões, devem ser fornecidos previamente dobrados e reunidos em fardos. Sua montagem consiste, inicialmente, em abrir o fardo, desdobrar o gabião sobre uma superfície rígida e plana, e, com os pés, tirar todas as irregularidades.

A seguir, deve-se enrolar a tela até formar um tubo, conforme a Figura 0.11. Corta-se dois pedaços de arame de 50 cm e costura-se a partir das extremidades, com voltas simples e duplas, alternadas em cada malha.



**Figura 0.11 - Enrolamento da tela**

Amarra-se uma das extremidades do arame de borda que sai da malha em um lugar fixo, puxando a outra extremidade do fio até fechar o tubo (Figura 0.12). Na seqüência, enrola-se as duas extremidades do arame de borda, entrelaçando-as. Essas operações devem ser feitas em ambas as pontas do gabião saco (Figura 0.13).

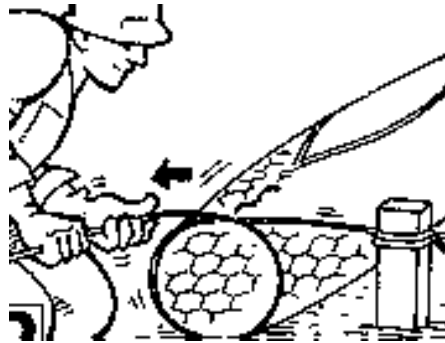


Figura 0.12 - Fechamento do tubo

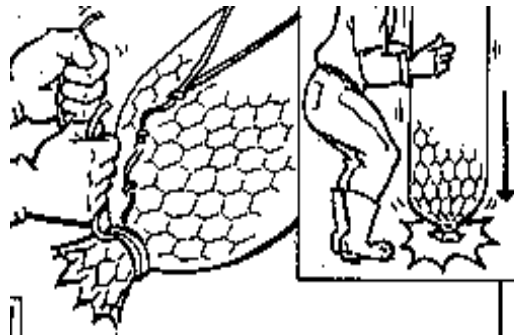


Figura 0.13 - Fechamento das extremidades

É importante observar a colocação de um tirante perpendicular à costura, a cada metro, para evitar deformações excessivas durante o enchimento. Após o enchimento, fecha-se o gabião saco com o mesmo tipo de amarração descrita anteriormente.

Finalmente, devem ser lançados com o auxílio de equipamentos adequados ao lugar definitivo. Os gabiões-saco podem ser enganchados ao longo da costura ou pelas extremidades (Figura 0.14), para o seu içamento.

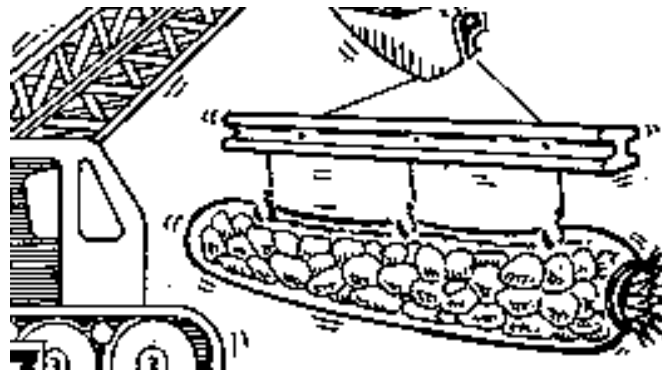


Figura 0.14 - Transporte dos gabiões-saco