

Após a cravação dos geodrenos, necessário à drenagem do solo argiloso mole, inicia-se as verticais com bulbos de compressão do solo, via expansão de cavidades, com geogROUT, realizadas conforme malha, cuja geometria é escolhida a partir das informações do solo e exigências do projeto. Tipicamente, utiliza-se malha triangular ou quadrada, com espaçamento entre verticais igual ao dobro do espaçamento entre geodrenos<sup>1</sup>. Por isso, é suficiente estabelecer, em projeto, só o espaçamento de drenos e o tipo de malha a ser utilizada, já que o espaçamento entre verticais depende diretamente dessas informações.

A Figura 22 mostra que, nos dois tipos de malha utilizada, é possível definir a célula unitária analogamente a situações de aterros sobre drenos verticais ou solução com colunas.

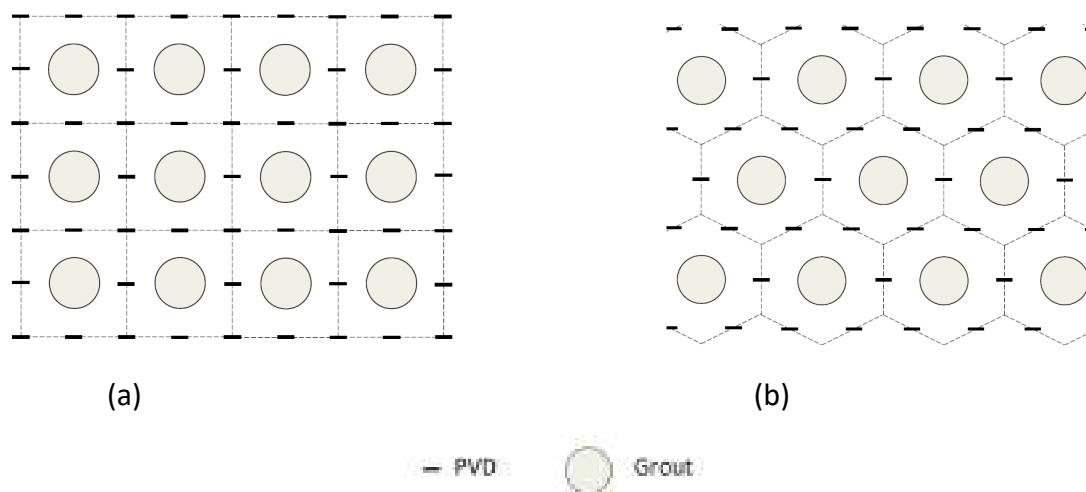


Figura 22: Malhas de drenos e verticais, com bulbos de compressão, normalmente utilizadas no CPR Grouting. (a) Malha quadrada com 8 drenos ao redor da vertical de geogROUT. (b) Malha triangular com 6 drenos ao redor.

A célula unitária é composta pela vertical de adensamento (grout), o solo ao seu redor e os drenos em torno do perímetro, podendo ser convenientemente equiparada à forma cilíndrica, cujo diâmetro é tal que a área transversal da célula unitária é igual à área do domínio de sua influência.

Devido à presença de geodrenos em torno do perímetro de cada vertical de bulbos de compressão, torna-se conveniente definir a célula unitária como “volume de controle padrão, delimitado por contorno rígido drenante”, efetuando a transformação mostrada na Figura 6. Com esta definição, o modelo conceitual de uma célula unitária é formado por um cilindro com um contorno exterior rígido, drenante e sem atrito, simétrico à vertical de adensamento.

<sup>1</sup> Os geodrenos são drenos verticais constituídos por corpo plástico revestido com geotêxtil hidrófilo. São identificados também como PVDs *prefabricated vertical drains*.

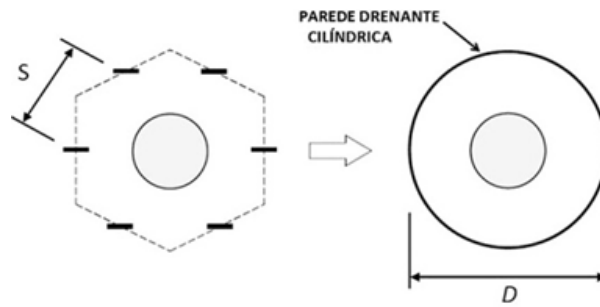


Figura 23. Os drenos são transformados em uma parede cilíndrica drenante (Ye et al., 2012).

Para as duas malhas, é possível calcular a área da célula unitária,  $A$ , e seu diâmetro equivalente,  $D$ , a partir do espaçamento de drenos,  $S$ :

|                             | Malha triangular   | Malha quadrada |
|-----------------------------|--------------------|----------------|
| Espaçamento entre verticais | $2S$               | $2S$           |
| Área da célula unitária     | $A = 2\sqrt{3}S^2$ | $A = 4S^2$     |
| Diâmetro equivalente        | $D = 2.1 S$        | $D = 2.257 S$  |

## 2.2 Razão ou Taxa de Substituição

Conforme Figura 7, o processo de expansão de cavidades com bulbos de compressão executados com geogROUT, é feito com alinhamento vertical. Naturalmente, então, o projeto consistirá na escolha adequada do espaçamento entre geodrenos (e das verticais), além do volume dos bulbos a serem expandidos.

Estas informações podem ser resumidas introduzindo-se o conceito de *Razão de Substituição*,  $R_s$ , definida como “o volume total dos bulbos expandidos dentro da célula unitária indeformada”. Portanto, com base na Figura 13, é possível definir a razão de substituição pela seguinte expressão:

$$R_s = \frac{\sum_{i=1}^N V_{gi}}{ANh}$$

onde  $V_{gi}$  é o volume expandido do bulbo  $i$ -ésimo,  $A$  é a área da seção transversal da célula unitária,  $N$  é o número de bulbos e  $h$  é o espaçamento vertical entre os centros dos bulbos. A razão de substituição é o volume de solo substituído pelo geogROUT. Este parâmetro tem um efeito importante no comportamento do solo tratado, conforme será mostrado mais adiante.

Para a formulação de diretrizes executivas, é estabelecido um critério de volume, o qual indica o volume de projeto de cada bulbo. Isso leva à hipótese de todos os bulbos terem volumes iguais, por isso, a razão de substituição torna-se, definitivamente:

$$R_s = \frac{V_g}{Ah}$$

onde  $V_g$  é o volume do bulbo de projeto ou *critério de volume*,  $A$  é a área da seção transversal da célula unitária e  $h$  é o espaçamento vertical entre os centros dos bulbos ou, simplesmente, *retirada da lança*.

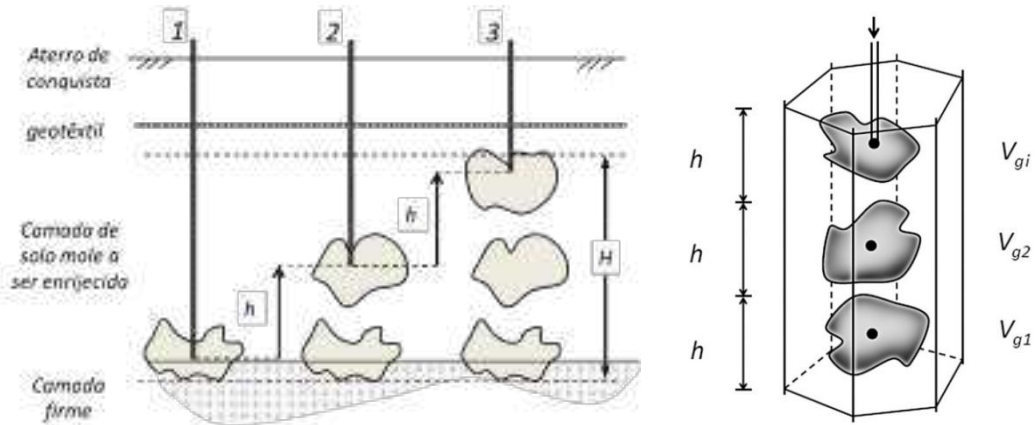


Figura 24 – Representação esquemática do processo de expansão dentro de uma célula unitária indeformada para uma malha triangular.

**Exemplo numérico**

Para uma malha triangular de geodrenos com espaçamento  $S=1.5$  m, com uma altura entre bulbos de  $h=1$  m e com um volume de projeto de cada bulbo igual a  $V_g=900$  l, obtém-se  $R_s=11.55\%$ . Isso quer dizer que 11,55% do volume original do solo é substituído por geogROUT.

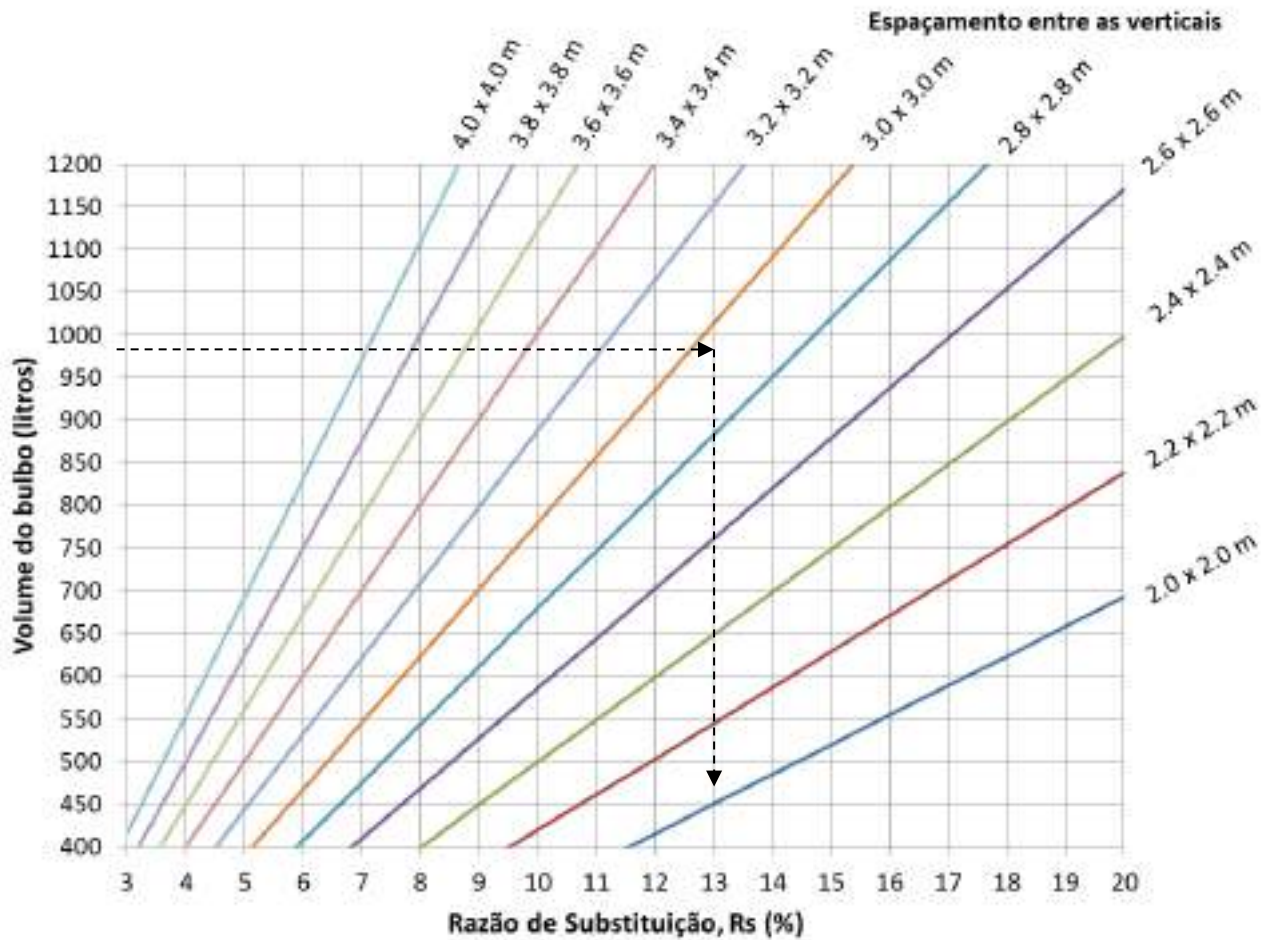


Figura 25 – Ábaco para cálculo da razão de substituição em função do volume do bulbo de projeto e da malha triangular escolhida (considera-se o espaçamento entre verticais).

### 2.3 Deformação Volumétrica

Por meio de considerações de mecânica dos solos pode-se relacionar a deformação volumétrica imposta ao solo com a razão de substituição. A relação obtida estabelece que a deformação volumétrica depende do processo de adensamento (através do coeficiente  $\lambda_c$ ) e da razão de substituição:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \lambda_c R_s$$

onde  $\lambda_c$  é o coeficiente de redução de volume devido ao adensamento,  $R_s$  a razão de substituição e  $e_0$  o índice de vazios do solo na condição natural. A expressão permite estimar, de maneira simplificada, o índice de vazios final, após o processo de compressão do solo e consequente dissipação do excesso de poropressão. Deve-se considerar este valor como a deformação média dentro da célula unitária. A determinação, em laboratório, do coeficiente de redução de volume devido ao adensamento,  $\lambda_c$ , possibilita melhores resultados nas estimativas. Para efeito de cálculo, toma-se  $\lambda_c = 1$ .

#### **Exemplo numérico**

Considerando um índice de vazios  $e_0 = 3.5$  *in situ* e uma razão de substituição  $R_s = 11.55\%$ , estima-se um índice de vazios final  $e = 2.98$ , correspondente a uma diminuição do índice de vazios de 14.86%. Deve-se considerar, porém, este valor como uma diminuição média dentro da célula unitária do CPR Grouting.

### 2.4 Incremento da Resistência não Drenada

O aumento da resistência não drenada, cujo valor pode ser estimado pela teoria do estado crítico (Wood, 1990), é consequência direta da diminuição do índice de vazios. Distinguindo a resistência não drenada correspondente ao solo pré-CPR Grouting (identificada com  $s_{u0}$ ) da resistência referente ao solo pós-CPR Grouting (identificada com  $s_u$ ), o incremento da resistência não drenada média, dado pela razão  $\alpha = s_u/s_{u0}$ , pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\frac{s_u}{s_{u0}} = \exp\left(2.3 \lambda_c R_s \frac{1 + e_0}{C_c}\right)$$

A expressão relaciona a resistência não drenada diretamente com a deformação volumétrica e as características de compressibilidade do solo.

No entanto, a qualidade final do solo enrijecido não pode ser avaliada apenas com a contribuição da fase "solo", mas sim com a interação "solo/bulbos", ou seja, considerando-se o estado homogeneizado pós-CPR Grouting. Este aspecto será tratado mais adiante, com foco na análise de estabilidade.

### Exemplo numérico

Por exemplo, para uma argila mole com  $C_c = 1.5$  e  $e_0 = 5$ , que se submete ao CPR Grouting com  $R_s = 11.55\%$ , tem-se:  $\lambda = 0.652$ , um índice de vazios final igual a  $e = 4.307$  e um incremento da resistência não drenada média igual a 2.895, ou seja, três vezes o valor do solo na condição natural.

## 2.5 Resistência Equivalente

A resistência do Meio Homogêneo Equivalente é calculada com base nos métodos de homogeneização propostos por Omine et al. (1999) e Wang et al. (2002). A hipótese fundamental é que o conjunto solo + bulbos se comporte como um meio elástico-perfeitamente plástico, onde o reforço (bulbos) é disperso dentro da matriz (solo).

Desta forma, a resistência não drenada do meio equivalente é obtida ponderando as resistências de seus componentes, pelas seguintes expressões:

$$s_{u,eq} = \left[ f_c \frac{R_s}{2b} + s_u(1 - R_s) \right] (R_s b + 1 - R_s)$$

$$b = \left( \frac{f_c}{2s_u} \right)^{1/2}$$

onde:

$s_{u,eq}$  = resistência não drenada equivalente (Meio Homogêneo Equivalente)

$R_s$  = razão de substituição

$s_u$  = resistência não drenada do solo entre os bulbos

$f_c$  = resistência à compressão do geogROUT

$b$  = índice de resistência

### Exemplo numérico

Supondo que o solo apresente  $s_u = 15$  kPa e o geogROUT  $f_c = 10$  kg/cm<sup>2</sup>, com uma razão de substituição de 15%, obtém-se  $b = 8,165$  e  $s_{u,eq} = 45,5$  kPa.

#### 2.5.1 Tensão Admissível

A tensão admissível final do solo após a execução do CPR Grouting é avaliada pela formulação clássica da capacidade de carga de fundações rasas, considerando-se a resistência não drenada equivalente. Desta maneira, a tensão admissível pode ser calculada como:

$$\sigma_{adm} = q_0 + \frac{N_c s_{u,eq}}{F_s}$$

onde  $q_0$  é a pressão vertical pré-existente ao nível de fundação. O fator de segurança,  $F_s$ , varia de 1,5 a 3,0 em função da sensibilidade da estrutura a recalques, sendo aceitos valores menores em situações temporárias, porém com monitoramento geotécnico de campo (Almeida e Marques, 2010). O fator de capacidade de carga,  $N_c$ , depende da profundidade e espessura da camada mole, variação da resistência com a profundidade e geometria do carregamento. Para sua estimativa são disponíveis ábacos no Volume 1 de Velloso e Lopes (2004).

| Tipo de obra geotécnica          | Fator de segurança $F_s$ para cálculo de $\sigma_{adm}$ |
|----------------------------------|---|
| Fundações rasas, muros de arrimo | 3,0   |
| Aterros sobre solos moles        | 1,5*  |
| Terra armada                     | 2,0**   |

(\*) No caso de aterros instrumentados construídos em etapas, pode-se adotar  $F_s = 1,3$  desde que haja controle e monitoramento geotécnico de campo para prevenir acidentes. Isto não se aplica à etapa final.

(\*\*) Fonte: NBR 9286/86 em 5.1.4.3

**Quadro 4 – Valores mínimos sugeridos para o fator de segurança para estimativa de tensões admissíveis (capacidade de carga).**

A formulação da capacidade de carga se aplica ao caso de aterros, muros, contenções e fundações. O princípio continua valendo para todos os casos. Por exemplo, com ela é possível estabelecer a altura máxima admissível para um aterro construído em única etapa:

$$h_{adm} = \frac{\sigma_{adm}}{\gamma_{at}} = \frac{N_c s_{u,eq}}{\gamma_{at} F_s}$$

Ademais, fornece indicações sobre a capacidade de carga requerida pela solução técnica da Terra Armada. Indicativamente, o solo de fundação sob a base dos muros deve apresentar tensão admissível ( $\sigma_{adm}$ ) igual ou maior aos valores do Quadro 3.

| Altura (m)           | 0 a 1,50 | 1,5 - 3,0 | 3,0 - 4,5 | 4,5 - 6,0 | 6,0 - 7,5 | 7,5 - 9,0 | 9,0 a 12,0 |
|----------------------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|
| $\sigma_{adm}$ (kPa) | 100      | 150       | 200       | 250       | 300       | 350       | 450        |

**Quadro 5 – Valores sugeridos da tensão admissível do solo de fundação para terra armada.**

## 2.6 Análise de Estabilidade

A análise de estabilidade tem por objetivo determinar o nível de segurança contra a *ruptura global* da obra geotécnica. Os métodos utilizados baseiam-se na teoria da análise limite, no equilíbrio limite e na análise tensão-deformação. De uma maneira geral, deve-se seguir as orientações contidas nas seguintes normas:

- NBR 11682/09 – “Estabilidade de Encostas”

- DNER-PRO 381/98 – “Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias”

Na análise considera-se a situação mais desfavorável, que depende do tipo de carregamento e condições de drenagem, levando-se em conta a possibilidade de ruptura não circular ou por extrusão lateral da massa de solo, efeitos erosivos, eventuais descontinuidades e cargas acidentais. Ao verificar a estabilidade de obras geotécnicas, considera-se os mecanismos de ruptura que realmente podem ocorrer, uma vez que a resistência do solo tenha sido determinada em campo ou em laboratório.

### 2.6.1 Análise de estabilidade de aterros sobre solos moles

A estabilidade de aterros sobre solos moles é verificada no fim da construção, pois coincide com o momento mais crítico da obra. A análise de curto prazo é realizada, devido à sua simplicidade, em tensões totais, expressando a resistência ao cisalhamento do solo enrijecido com CPR Grouting mediante sua resistência não drenada equivalente,  $S_{u,eq}$ .

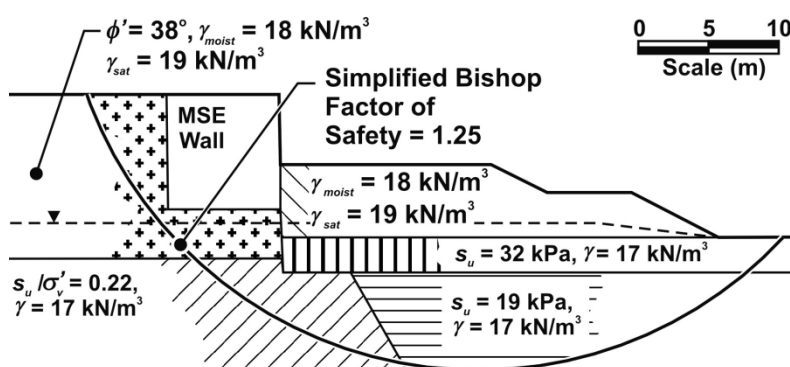


Figura 26 – Exemplo de análise de estabilidade com berma de equilíbrio (análise não drenada em tensões totais) no fim da construção (Roy e Singh, 2008).

| Grau de segurança necessário ao local | Fator de segurança $F_s$ mínimo* |
|---------------------------------------|----------------------------------|
| Alto                                  | 1,50                             |
| Médio                                 | 1,30                             |
| Baixo                                 | 1,15                             |

(\*) Podem ser adotados valores diferentes, desde que justificados. Para risco elevado, com possível perda de vidas humanas, o fator de segurança pode ser majorado em 10%. No caso de aterros construídos em etapas, pode-se adotar  $F_s = 1,20$  desde que haja controle e monitoramento geotécnico de campo para prevenir acidentes. Isto não se aplica à etapa final.

Quadro 6 – Valores mínimos sugeridos para o fator de segurança na análise de estabilidade segundo a NBR 11682/09.

### 2.6.2 Análise da estabilidade dos taludes

O método do meio homogêneo equivalente pode ser aplicado na análise de estabilidade de taludes, atribuindo à região enrijecida os parâmetros de resistência equivalentes, conforme Quadro 7. No modelo numérico é suficiente modificar as propriedades do solo após o enrijecimento, assim como mostrado na Figura 27, e rodar uma análise convencional.

| CPR Grouting | Coesão (kPa) | Ângulo de atrito (°) |
|--------------|--------------|----------------------|
|              | 10 - 20 - 30 | 25 - 30              |

Quadro 7 – Parâmetros equivalentes do solo enrijecido com CPR Grouting

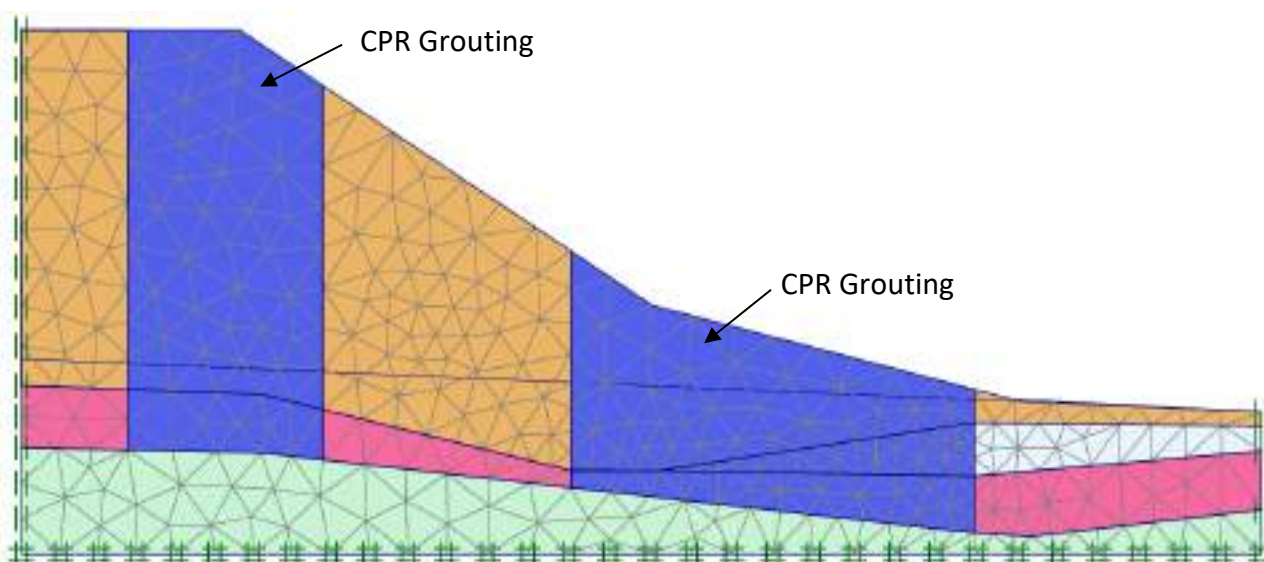


Figura 27 – Enrijecimento de talude com CPR Grouting. Modelo numérico FEM com áreas de enrijecimento (faixas azuis).

## 2.7 Permeabilidade Equivalente

A célula unitária do CPR Grouting possui, em seu contorno, uma série de drenos que podem ser assimilados a uma parede contínua cilíndrica drenante (Figura 6). Esta simplificação foi proposta, inicialmente, por Indraratna et al. (2008), de modo a derivar uma solução analítica para drenos verticais sob aterros circulares, sendo melhorada mais tarde por Ye et al. (2012).

Nesta transformação, no interior da célula unitária, introduz-se uma permeabilidade vertical equivalente,  $k'_v$ , a fim de ter em conta o efeito dos vários drenos presentes em seu contorno. Desta forma, o problema da consolidação com drenos verticais pode ser reconduzido a uma análise unidimensional:



$$k'_v = \left( 1 + \frac{32 H_d^2 \mu^2 k_h}{\pi^2 D^2 F k_v} \right) k_v$$

Onde:

- $H_d$  é o caminho de drenagem, sendo a espessura da camada com drenagem só no topo, ou igual à metade da espessura com drenagem no topo e na base.
- $D$  é o diâmetro equivalente da célula unitária do CPR Grouting
- $F$  é o fator da teoria de adensamento radial, que leva em conta o espaçamento de drenos e o efeito do amolgamento (*smear zone*):

$$F = \ln \frac{d_e}{d_w} - 0.75 + \left[ \frac{k_h}{k_s} - 1 \right] \ln \frac{d_e}{d_w}$$

- $\mu$  é um coeficiente devido à geometria (vide Quadro 7)
- $k_h/k_v$  é a razão de anisotropia, que para argilas brasileiras varia de 1,5 a 2.

| Tipo de malha | Célula unitária  | $d_e$   | $\frac{k_h}{k_s}$ | $D$     | $\mu = D/d_e$ |
|---------------|--|---------|-------------------|---------|---------------|
| Quadrada      |   | 1,303 S | de 5 a 10         | 2,257 S | 1,732         |
| Triangular    |  | 1,286 S |                   | 2,1 S   | 1,633         |

Quadro 8 – Diâmetros equivalentes e razão entre diâmetros,  $\mu$ , dependendo da malha utilizada. S = espaçamento entre drenos,  $d_e$  = diâmetro de influência do geodreno, D = diâmetro equivalente da célula unitária do CPR Grouting.

### Exemplo numérico

Calcula-se, a seguir, a permeabilidade vertical equivalente,  $k'_v$ , considerando-se uma malha triangular, a partir dos seguintes dados:

| Espaçamento de drenos, S | Diâmetro equivalente do dreno, $d_w$ | Caminho de drenagem, $H_d$ | Permeabilidade vertical, $k_v$ | $\frac{k_h}{k_v}$ | $\frac{k_h}{k_s}$ |
|--------------------------|--------------------------------------|----------------------------|--------------------------------|-------------------|-------------------|
| 1,5 m                    | 0,0525 m                             | 5 m                        | $10^{-9}$ m/s                  | 1,5               | 5                 |

Resultados:

| Diâmetro de influência do dreno, $d_e$ | Diâmetro equivalente da célula CPR, D | $\frac{d_e}{d_w}$ | Fator de drenos, F | Coeficiente de geometria, $\mu$ | Permeabilidade vertical equivalente, $k'_v$ |
|--|---------------------------------------|-------------------|--------------------|---------------------------------|---|
| 1,93 m                                 | 3,15 m                                | 36,7              | 17,27              | 1,633                           | $2,89 \times 10^{-9}$ m/s                   |

## 2.8 Compressibilidade Equivalente

A compressibilidade equivalente do solo homogeneizado, pós CPR Grouting, não é a mesma do solo natural virgem. Isto se deve a dois motivos. O primeiro é que o adensamento induzido pelo processo sequencial de expansão de cavidades promove um ganho de rigidez, que se quantifica pelo aumento da tensão média efetiva. O segundo motivo é que o conjunto dos bulbos de compressão, feitos via expansão de cavidades, com o solo comprimido, confinado e adensado, comporta-se como um meio compósito, em que a fase bulbos é o reforço e a fase solo é a matriz. Numa microescala o solo enrijecido com CPR Grouting é heterogêneo, entretanto, numa macroescala torna-se similar a um meio homogêneo, desde que a distribuição espacial do reforço (bulbos) seja de acordo com a Figura 28.

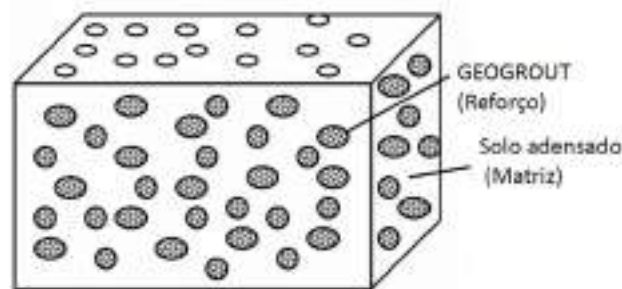


Figura 28 – Modelo de solo homogêneo. As inclusões rígidas (bulbos de geogROUT) funcionam como reforço disperso dentro da matriz (solo mole comprimido, confinado e adensado). Na macroescala o conjunto pode ser considerado homogêneo. Adaptado de Wang et al. (2002).

### 2.8.1 Estado de tensões pós-CPR Grouting

A previsão do estado de tensões do solo pós-CPR Grouting é conduzida, de forma simplificada, utilizando-se o modelo Cam Clay Modificado. Algumas simplificações tornam-se necessárias para se desenvolver a solução analítica:

1. A tensão vertical não varia muito em consequência do enrijecimento, por isso, é considerada constante, isto é,  $\sigma'_v \approx \text{const.}$
2. A deformação volumétrica imposta pelo CPR Grouting é toda plástica.
3. O efeito do confinamento lateral é representado pelo aumento do coeficiente de empuxo lateral  $K = \sigma'_h / \sigma'_v$ .

Portanto, utiliza-se a função de escoamento plástico do modelo Cam Clay Modificado, expressa em termos dos invariantes  $p', q$  e tendo como parâmetro de endurecimento a deformação volumétrica plástica  $\epsilon_v^p = \lambda_c R_s$ :

$$\lambda_c R_s = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \frac{p'}{p'_0} + \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln \left( 1 + \frac{q^2}{M^2 p'^2} \right)$$

Onde  $\lambda$  e  $\kappa$  são determinado a partir do ensaio de adensamento ( $\lambda=Cc/2,3$  e  $\kappa=Cr/2,3$ ),  $M=6\sin\phi/(3-\sin\phi)$  é a inclinação da linha do estado crítico,  $p'=\sigma'_v(1+2K)/3$  e  $q=\sigma'_v(1-K)$  são os invariantes de tensão e  $e_0$  é o índice de vazios. Obviamente, tem-se  $p'_0 = \sigma'_v(1+2K_0)/3$ .

Com essa formulação idealizou-se o ábaco na Figura 29, onde é mostrado o aumento de confinamento lateral, ao variar da razão de compressão  $CR=Cc/(1+e_0)$ , em função da deformação volumétrica imposta. Observa-se que quanto mais compressível for o solo, maior deverá ser a deformação volumétrica plástica a ser imposta para aumentar o confinamento lateral. Lembra-se de verificar sempre a condição  $K < K_p$ , pois coeficientes de empuxo maiores do empuxo passivo são fisicamente impossíveis. Neste caso, tomar  $K=K_p$ .

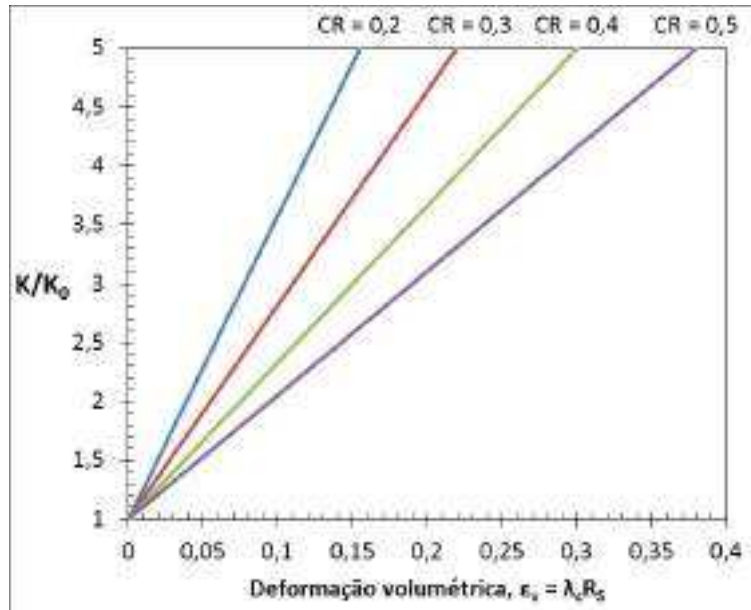


Figura 29 – Determinação do confinamento lateral aplicado pelo CPR Grouting em função da deformação volumétrica plástica ( $\phi=25^\circ$ ,  $CR = 10 RR$ ).

Com o valor estimado do coeficiente de empuxo lateral, o ganho de tensão efetiva média será calculado como:

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{1+2K}{1+2K_0}$$

### 2.8.2 Ganho de rigidez devido ao adensamento do solo

Em geral, a rigidez cresce com a tensão confinante. Expressando a rigidez de um solo mediante a relação de Janbu (1963), pode-se escrever:

$$E_s = E_0 \left( \frac{p'}{p'_0} \right)^n$$

Onde  $E_0$  é o módulo do solo natural e  $E_s$  é o módulo do solo após o CPR Grouting. O expoente  $n$  varia entre 0 e 1 para maioria dos solos.

Alternativamente, é possível estimar o ganho de rigidez através da deformação volumétrica, mediante uma relação exponencial, da seguinte forma:

$$E_s = E_0 \exp(b\varepsilon_v)$$

Onde b é determinado a partir do ensaio de adensamento, para tensões acima da pressão de pré-adensamento, conforme mostrado nas figuras a seguir. O expoente b varia tipicamente entre 6 e 10, na faixa de pressões inferiores a 2 kg/cm<sup>2</sup> (Barata e Danziger, 1986).

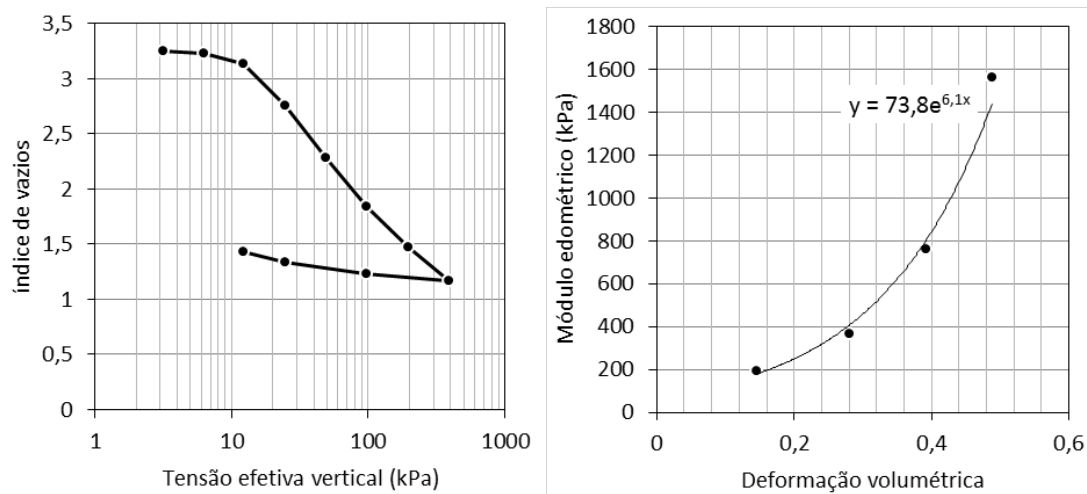


Figura 30 – Endurecimento em função da deformação volumétrica observado em ensaio de adensamento.

Barata e Danziger (1986) sugeriram valores para b em função do tipo de perfil geotécnico considerado (Figura 31), obtendo:

| Perfil          | Posição da camada mole no perfil   | Valor de b |
|-----------------|--|------------|
| Tipo S          | Camada mole na superfície (mangue)   | 6          |
| Tipo P          | Camada de argila profunda (sob espessa camada de areia ou aterro)  | 10         |
| Tipo P-S        | Caso intermediário, com camada de aterro ou areia com pequena espessura quando comparada com a camada compressível | 8          |
| (sem distinção) | Relação média para argilas das baixadas litorâneas da costa brasileira   | 7          |

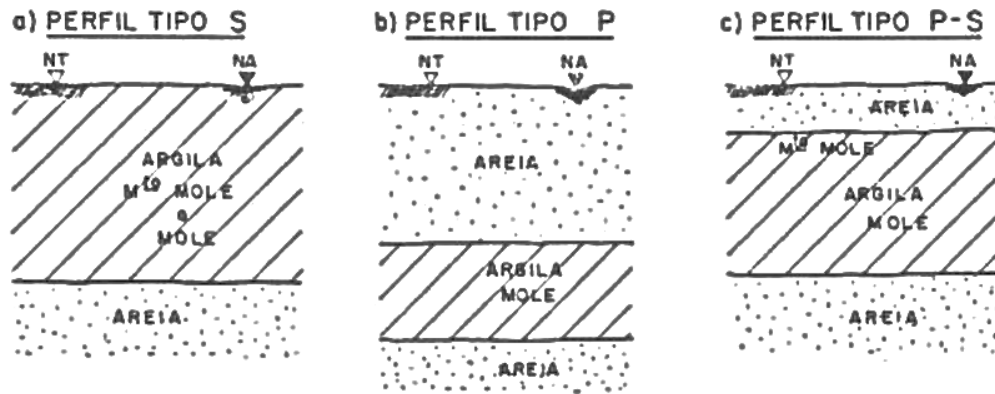


Figura 31 – Perfis geotécnicos dos sedimentos quaternários da costa brasileira, contendo a camada mole em diferentes posições, segundo a classificação de Barata e Danziger (1986).

### 2.8.3 Ganho de rigidez devido aos bulbos de geogROUT

Além da consolidação do solo mole, o CPR Grouting promove um solo homogêneo, caracterizado por *inclusões rígidas dispersas*. Para entender melhor este conceito é importante considerar que:

1. Não há uniformidade na geometria dos bulbos – sua forma não é esférica. Apesar de serem expandidos sequencialmente, de baixo para cima, ao longo de uma vertical.
2. Após a pega, o geogROUT, dos bulbos de expansão, possui resistência e rigidez muito superior ao solo envolvente. Conseqüentemente, pode-se considerá-lo um maciço rígido, ou seja, praticamente indeformável.

Com estas considerações, é evidente que o solo enrijecido passe a se comportar como homogêneo, composto por dois materiais distintos: a matriz (solo mole comprimido, confinado e adensado) e os bulbos (meio expansor confinante a base de geogROUT), que não possui geometria definida.

Neste caso, os modelos matemáticos disponíveis na literatura são:

1. Modelo de Paul (inclusões cúbicas)
2. Modelo de Paul modificado (inclusões esféricas)
3. Teoria das misturas (inclusões esféricas)
4. Equações de Halpin-Tsai (fibras curtas)

As formulações estão apresentadas na Quadro 9 e na Figura 32, onde foi utilizada a seguinte notação:  $E_s$  = módulo do solo comprimido, adensado e confinado entre os bulbos;  $E_g$  = módulo do geogROUT endurecido;  $E$  = módulo do meio homogêneo equivalente;  $R_s$  = razão de substituição.