

3

ESTABILIDADE E CAPACIDADE DE CARGA DE CORTINAS ANCORADAS EM SOLO

3.1.

Introdução

O comportamento de uma ancoragem em solo é fundamentalmente governado pelo mecanismo de transferência da carga suportada pelo tirante para o maciço de solo através de interações na interface solo-bulbo (figura 3.1). Este mecanismo de interação resulta num acréscimo das tensões normais efetivas do solo e, conseqüentemente, no aumento da sua resistência ao cisalhamento e do fator de segurança contra a ruptura.

No projeto de uma cortina atirantada, a hipótese básica é que as forças horizontais geradas pelas pressões de contato do solo sobre a estrutura devem ser equilibradas pelos tirantes, enquanto que o alívio das tensões normais verticais causados pela escavação evidentemente não o é. Com isto, os valores das tensões cisalhantes induzidas pelo processo de escavação aumentam significativamente com a profundidade desta.

A tendência de uma cortina é mover-se para o interior da escavação, induzindo recalque do solo junto à superfície do terreno. A protensão da primeira linha de tirantes pressiona, porém a cortina contra as paredes da escavação, fixando-a no ponto de ancoragem. Com o avanço da escavação, a estrutura tende agora a girar ao redor da primeira linha de ancoragem, causando deslocamentos laterais no novo nível de escavação que, por sua vez, serão novamente restringidos pela aplicação da protensão na próxima linha de ancoragem. Assim, o movimento da cortina à medida que a escavação prossegue, é formado por uma combinação de movimentos de rotação e de translação, influenciados por uma série de fatores como o embutimento da cortina no solo de fundação, inclinação dos tirantes, espessura e rigidez da estrutura, valores de sobrecarga, hipótese de distribuição das pressões de contato na interface solo/cortina, etc. A figura 3.2

ilustra as forças nos tirantes e as tensões de cisalhamento na interface solo-cortina que se desenvolvem à medida que a escavação acontece.

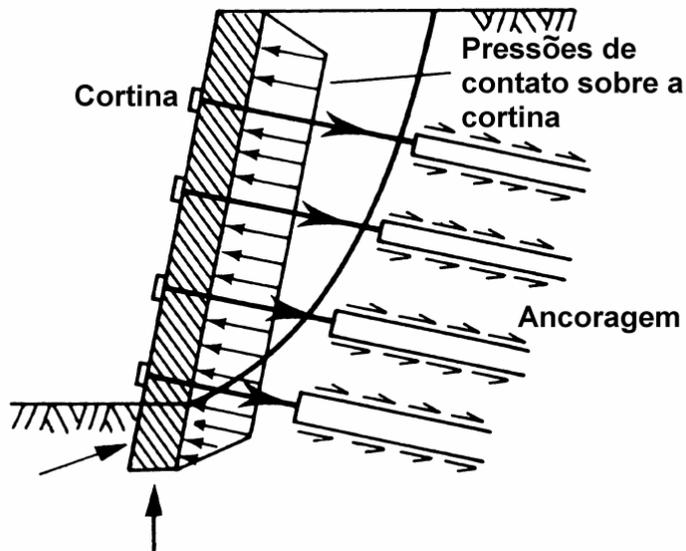


Figura 3.1 – Mecanismo de transferência de carga em ancoragens (Juran e Elias, 1991).

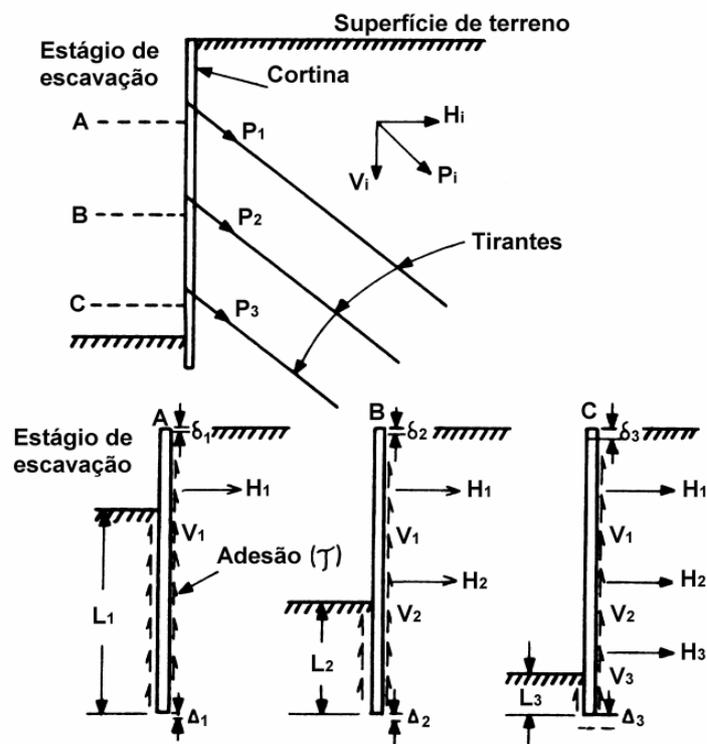


Figura 3.2 – Sistema idealizado de forças sobre cortinas atirantadas (Hanna, 1982).

3.2. Modos de ruptura de cortinas atirantadas em solo

A figura 3.3 apresenta fotografias de cortinas com múltiplas linhas de ancoragem, onde pode ser observada a ocorrência da ruptura em regiões do solo para 2 casos extremos de rotação da cortina: ao redor de sua base e ao redor do seu topo. Estes ensaios indicaram que muitos mecanismos de ruptura para cortinas ancoradas em solo são possíveis, conforme figura 3.4.

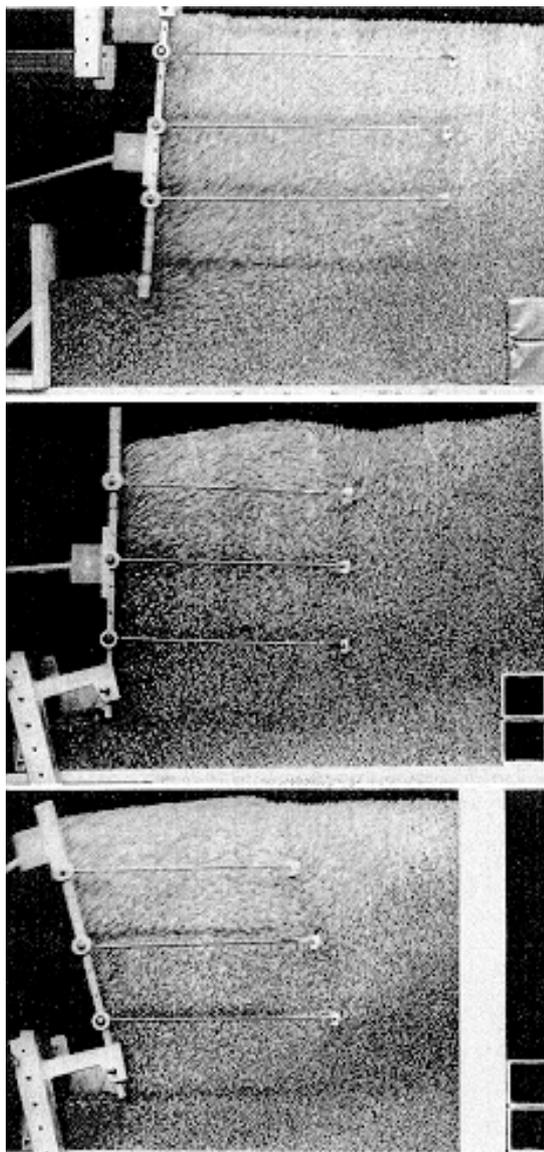


Figura 3.3 – Ensaio em cortinas multi-ancoradas em solos: rotação ao redor do topo (foto superior); rotação ao redor da base (foto média); cortina inclinada de 15° com rotação ao redor da base (foto inferior) – Dina (1973)

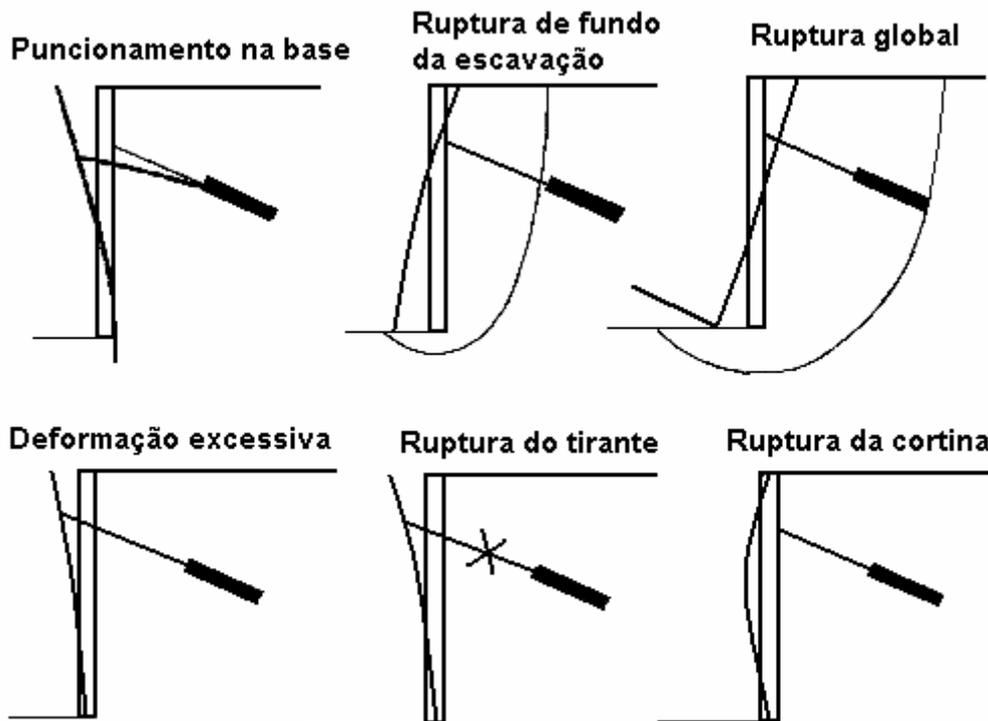


Figura 3.4 – Tipos de ruptura de uma cortina ancorada em solo (GeoRio, 2000).

- a) Puncionamento da base – solo de fundação que suporta a base da cortina tem baixa capacidade de suporte, inferior a 20 kPa com índice de resistência à penetração $N_{SPT} < 10$.
- b) Ruptura de fundo da escavação – pode ocorrer quando uma camada de solo mole existir abaixo do nível de escavação.
- c) Ruptura global – ruptura em cunha, de maior risco durante o processo de escavação, ou ruptura generalizada profunda (ver também figura 3.5).
- d) Deformação excessiva – possível de ocorrer durante a construção antes da protensão das ancoragens.
- e) Ruptura do tirante – pode ocorrer se os componentes do sistema atirantado forem individualmente inadequados ou devido à ocorrência de sobrecarga nas ancoragens durante a construção, quando nem todos os níveis de ancoragem foram ainda instalados.
- f) Ruptura da cortina – ocorrência de ruptura por flexão devido ao dimensionamento estrutural inadequado ou ruptura por puncionamento das ancoragens.

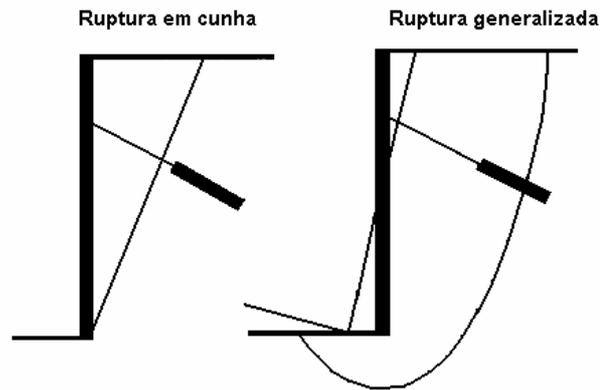


Figura 3.5 – Tipos de ruptura global: em cunha e generalizada (GeoRio, 2000).

3.3. Estimativa da capacidade de carga de ancoragem em solo

A melhor estimativa da capacidade de carga de ancoragens em solo é aquela determinada pela realização de ensaios prévios de ancoragem, construída com a mesma tecnologia e mão de obra no futuro local da obra, visto não ser teoricamente possível incorporar em métodos de cálculo a influência de vários fatores determinantes como o processo de perfuração, qualidade da mão de obra, o processo de injeção, etc.

De maneira geral os métodos disponíveis para determinação da capacidade de carga de ancoragens em solo consideram que a resistência da ancoragem deve-se exclusivamente à resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-bulbo, sem consideração dos efeitos do processo construtivo, e incluindo a influência do procedimento de injeção de modo apenas qualitativo.

3.3.1. Norma Brasileira NBR-5629

A Norma NBR-5629 recomenda para estimativa preliminar da capacidade de carga limite de ancoragem o uso das seguintes expressões:

$$\text{Solos granulares} \quad T_{\max} = \sigma'_z \cdot U \cdot L_b \cdot K_f \quad (3.1 \text{ a})$$

$$\text{Solos coesivos} \quad T_{\max} = \alpha_o \cdot U \cdot L_b \cdot S_u \quad (3.1 \text{ b})$$

onde:

T_{max} capacidade de carga limite (ou última)

σ'_z tensão vertical efetiva no ponto médio da ancoragem

U perímetro médio da seção transversal do bulbo de ancoragem

L_b comprimento do bulbo de ancoragem

K_f coeficiente de ancoragem, dado na tabela 3.2

α_o coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento não drenada S_u

$\alpha_o = 0,75$ para $S_u \leq 40$ kPa e $\alpha_o = 0,35$ para $S_u \geq 100$ kPa

Tabela 3.1 – Coeficiente de ancoragem k_f para solos granulares (NBR-5629).

Solo	Compacidade		
	fofa	compacta	muito compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	2,0	3,0

Este método não leva em consideração os efeitos da pressão de injeção. A NBR-5629 admite que para a execução do bulbo de ancoragem a injeção da calda de cimento pode ser do tipo simples com fluxo ascendente e em fase única ou através de válvulas e em fases sucessivas, a critério da empresa executora, desde que sejam garantidos o preenchimento total do furo aberto no solo e a capacidade de carga prevista para a ancoragem.

3.3.2. Método de Ostermayer (1974)

Ostermayer (1974) propôs ábacos que correlacionam o comprimento do trecho ancorado (bulbo) com a capacidade de carga última da ancoragem com base na análise dos resultados de aproximadamente 300 ensaios realizados na Alemanha, em ancoragens com diâmetro de perfuração entre 10 e 20cm e cobertura de solo superior a 4m.

A figura 3.6 apresenta as correlações sugeridas por Ostermayer (op.cit.) para solos granulares, sem especificação do procedimento de injeção ou dos valores da pressão de injeção.

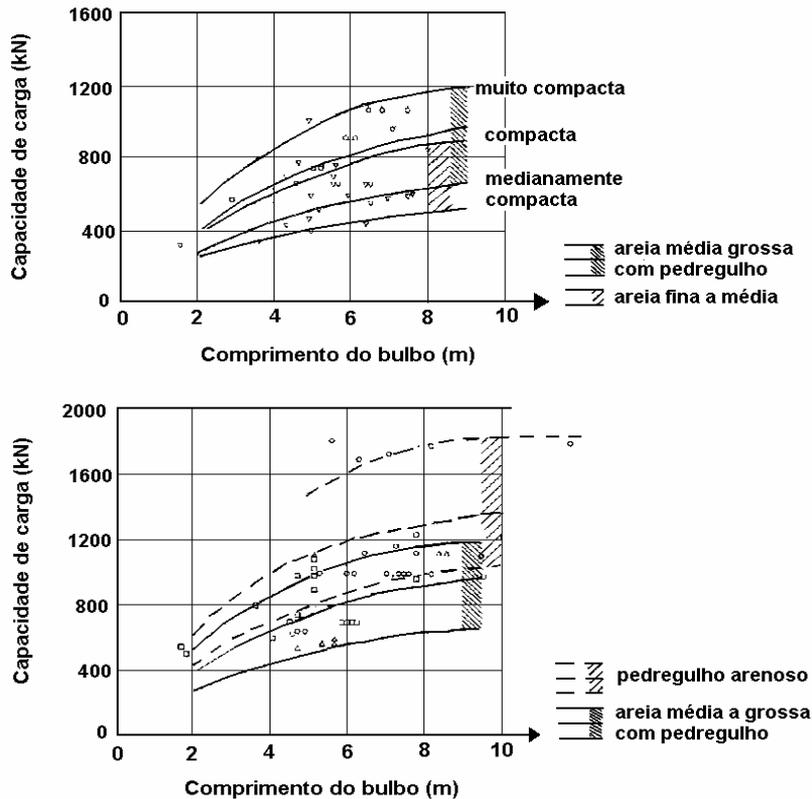


Figura 3.6 – Capacidade de carga limite de ancoragem em solos granulares de acordo com Ostermayer (1974).

Para solos coesivos (siltes e argilas medianamente plásticos, argilas altamente plásticas) Ostermayer (1974) também apresentou (figura 3.7) a variação com o comprimento do bulbo da resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo, por unidade de comprimento, para ancoragens executadas com e sem reinjeção. Na figura 3.8 a variação da resistência ao cisalhamento é apresentada em função da pressão de reinjeção, com caldas de cimento preparadas na proporção água / cimento = 0,4.

Os gráficos destas figuras mostram que a resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo, por unidade de comprimento, cresce com o valor da pressão de reinjeção e diminui com o aumento do trecho ancorado. Na prática, para cálculos preliminares, pode-se adotar valores constantes da resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento, independentemente do comprimento do bulbo. Na figura 3.7 a influência da calda de cimento é estimada apenas qualitativamente, dependendo da técnica de injeção empregada (com e sem reinjeção).

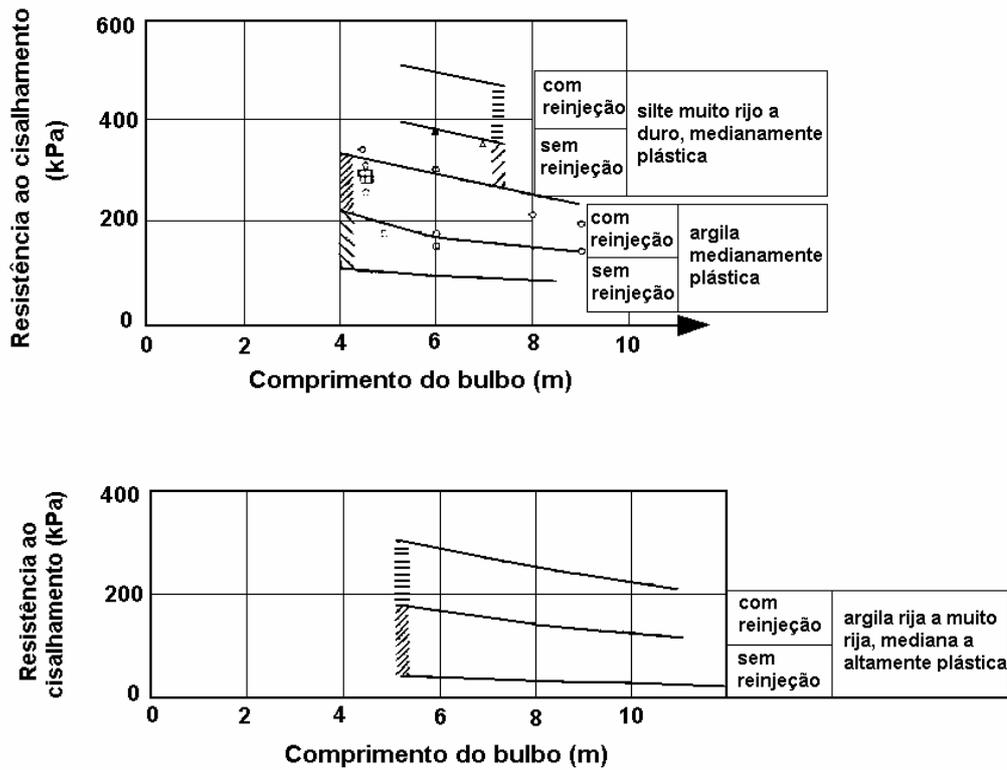


Figura 3.7 – Resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento de ancoragens em solos coesivos (Ostermayer, 1974).

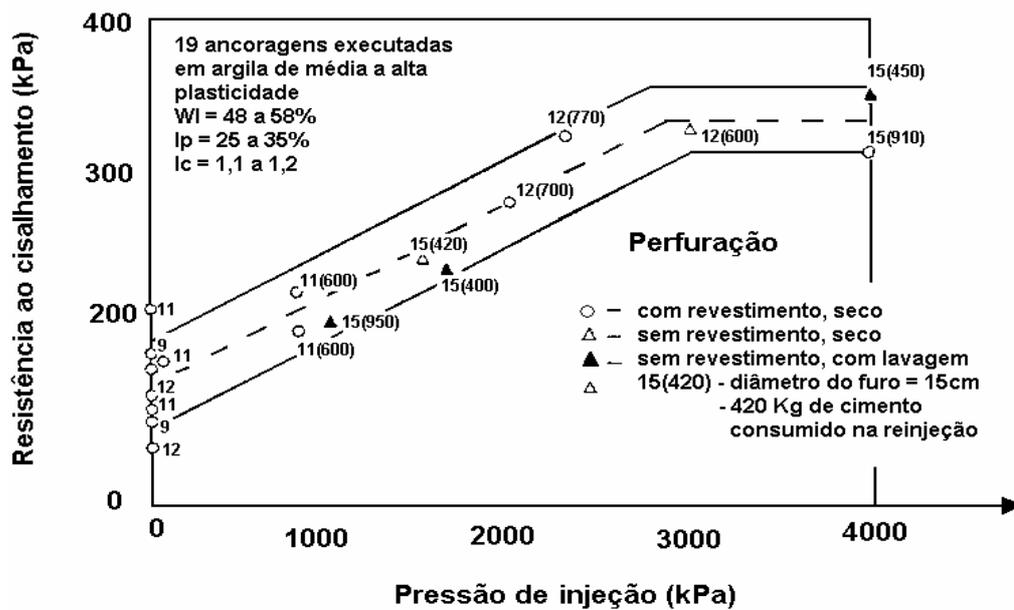


Figura 3.8 – Influência da pressão de injeção na resistência ao cisalhamento em solos coesivos (Ostermayer, 1974).

3.3.3. Método de Bustamante & Doix (1985)

Com base em 120 provas de carga realizadas na França, Bustamante & Doix (1985) sugerem um método para dimensionamento de ancoragens no qual são consideradas as influências da técnica de injeção, pressão de injeção e volume de calda de cimento injetada.

A capacidade de carga limite da ancoragem T_{max} pode ser determinada por:

$$T_{máx} = \pi \cdot D_e \cdot L_b \cdot q_s \quad (3.2 a)$$

$$D_e = \beta \cdot D_p \quad (3.2 b)$$

onde

D_e diâmetro médio adotado para o trecho ancorado

D_p diâmetro perfurado do trecho ancorado

L_b comprimento do trecho ancorado (bulbo)

β coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção

q_s resistência ao cisalhamento

A tabela 3.2 apresenta os valores de coeficiente de majoração β para diversos tipos de solo, considerando as duas técnicas de injeção (com e sem reinjeção), admitindo-se que o volume injetado seja no mínimo 1,5 vezes o volume perfurado para β atingir os valores indicados na tabela. Como esperado, os maiores valores do coeficiente ocorrem para ancoragens reinjetadas.

Gráficos de correlações empíricas para estimativa do coeficiente q_s , para ancoragens com e sem reinjeção, estão apresentados para areias e cascalhos na figura 3.9 e para siltes e argilas na figura 3.10, construídos com base nos resultados de Bustamante e Doix (1985), Fujita (1977), Ostermayer & Scheele (1977), Ostermayer (1974), Koreck (1978) e Jones (1980, 1984). No eixo das abscissas a quantidade P_1 se refere à pressão limite do ensaio pressiométrico e N ao número de golpes do ensaio SPT.

As correlações obtidas mostram que em relação à injeção única os efeitos da reinjeção em fases sucessivas aparentemente são mais pronunciados para argilas/siltos (figura 3.10) do que para areias/cascalhos (figura 3.9), contrariando evidências experimentais que indicam serem os solos arenosos os de maior grau de injetabilidade e os mais suscetíveis aos efeitos das sucessivas reinjeções sob alta pressão. Este comportamento pode ser decorrente de outros fatores não considerados por Bustamante e Doix (1985) na interpretação empírica dos resultados das provas de carga (Novais Souza, 2001).

Tabela 3.2 – Coeficiente de majoração β do diâmetro do bulbo devido à injeção

Tipo de solo	Coeficiente β	
	Com reinjeção	Sem reinjeção
Cascalho	1.8	1.3 - 1.4
Cascalho arenoso	1.6 - 1.8	1.2 - 1.4
Areia com cascalho	1.5 - 1.6	1.2 - 1.3
Areia grossa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Areia média	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Areia fina	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Areia siltosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Silte	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Argila	1.8 - 2.0	1.2

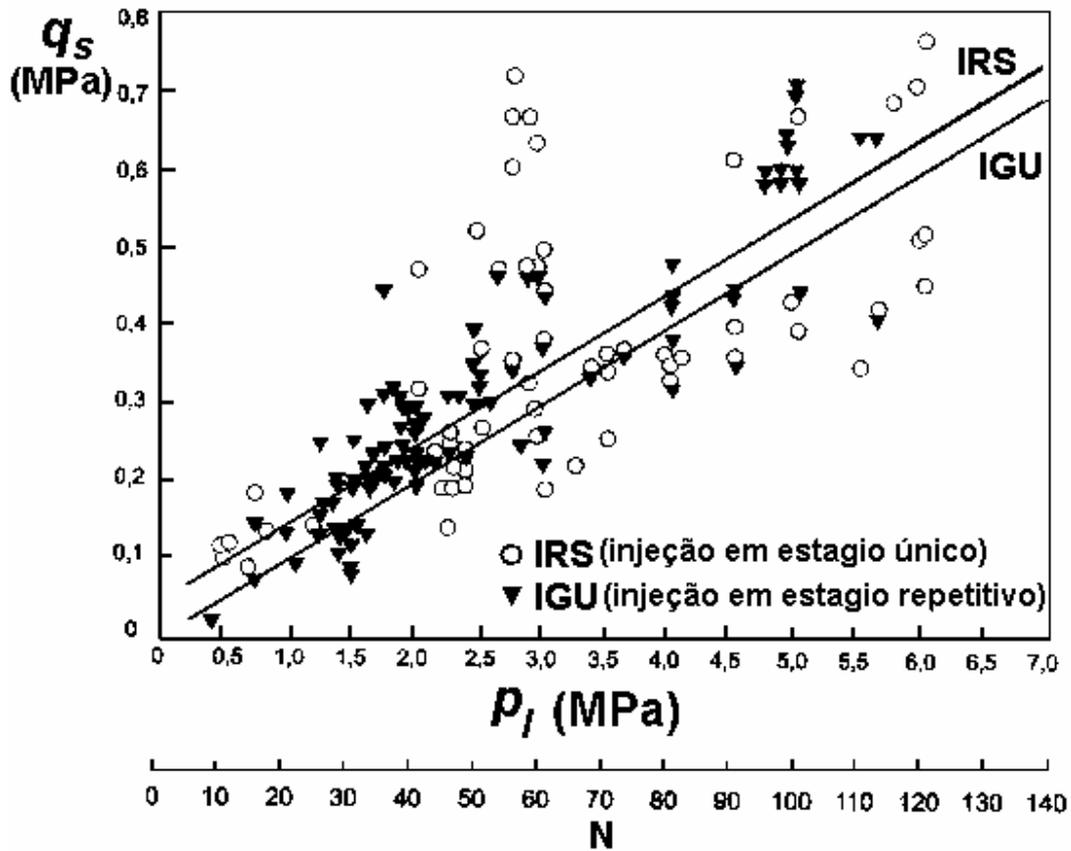


Figura 3.9 – Correlações empíricas para resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento em areias / cascalhos (Bustamante & Doix, 1985).

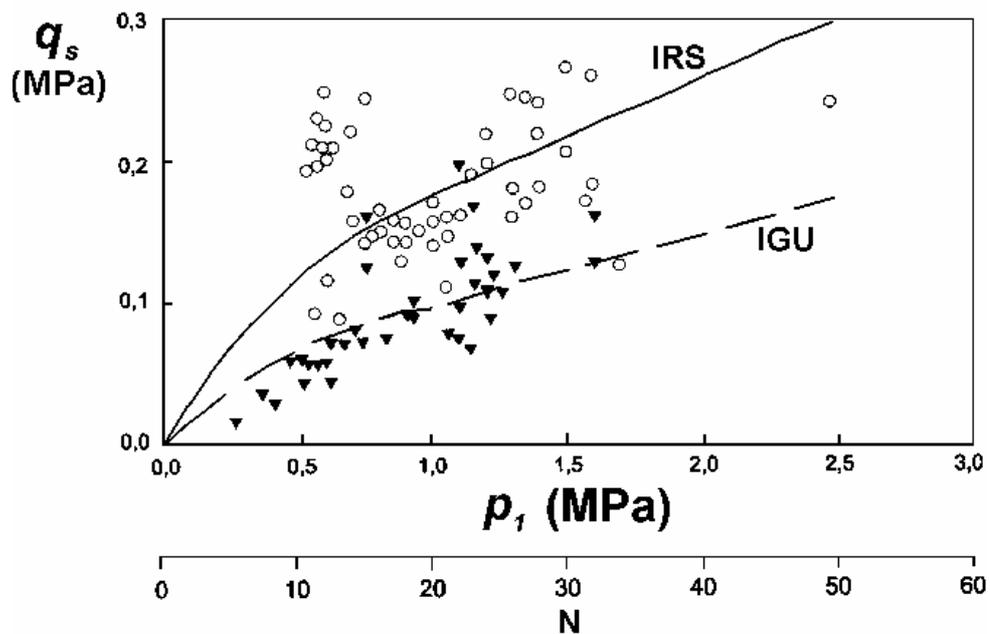


Figura 3.10 – Correlações empíricas para a resistência ao cisalhamento por unidade de comprimento em argilas / siltes (Bustamante & Doix, 1985).

3.3.4. Método de Costa Nunes (1987)

Um método semelhante ao de Bustamante e Doix (1985) foi proposto por Costa Nunes (1987), porém com a importante diferença que a influência da pressão de injeção pode ser analisada quantitativamente, e não apenas qualitativamente como no método de Bustamante e Doix (1985).

A capacidade de carga limite da ancoragem é dada por

$$T_{máx} = \pi . D_e . n_d . L_b . n_l . \tau \quad (3.3)$$

onde

D_e diâmetro médio do bulbo

n_d coeficiente de aumento do diâmetro pela pressão de injeção

L_b comprimento do bulbo

n_l coeficiente de redução do comprimento do bulbo devido à pressão não uniforme sobre o mesmo. Considerar $n_l = 1$ para comprimentos moderados (até 8m).

τ resistência ao cisalhamento na interface bulbo-solo.

Para determinação da resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo Costa Nunes (1987) considerou o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, admitindo uma pressão residual de injeção σ_r' , estimada em 50% da pressão de injeção aplicada.

$$\tau = c + (\sigma' + \sigma_r') tg \phi \quad (3.4 a)$$

$$\tau = c + (\gamma_c . h . n_h + \sigma_r') tg \phi \quad (3.4 b)$$

onde:

c aderência entre calda e o solo, podendo-se usar c igual à coesão do solo

γ_c peso específico do solo na profundidade do centro do bulbo

- h profundidade do centro do bulbo
- n_h fator de redução da profundidade quando esta for superior a 9m
- ϕ ângulo de resistência ao cisalhamento do solo

De acordo com Costa Nunes (op.cit.) na maioria dos casos pode-se considerar $n_h = n_b = n_d = 1$.

3.3.5. Método de Mecsi (1997)

O método de Mecsi (1997) apresenta a importante vantagem de possibilitar a estimativa da capacidade de carga limite da ancoragem e dos deslocamentos correspondentes ocorridos na ancoragem.

A capacidade de carga limite da ancoragem pode ser obtida como

$$T_{\max} = t_{ult} \cdot L_b \quad (3.5)$$

onde

t_{ult} capacidade de carga específica da ancoragem, por metro de comprimento do bulbo

L_b comprimento ou trecho ancorado (bulbo)

Mecsi (op.cit.) admitiu uma função de transferência de carga do tipo elastoplástico (figura 3.11).

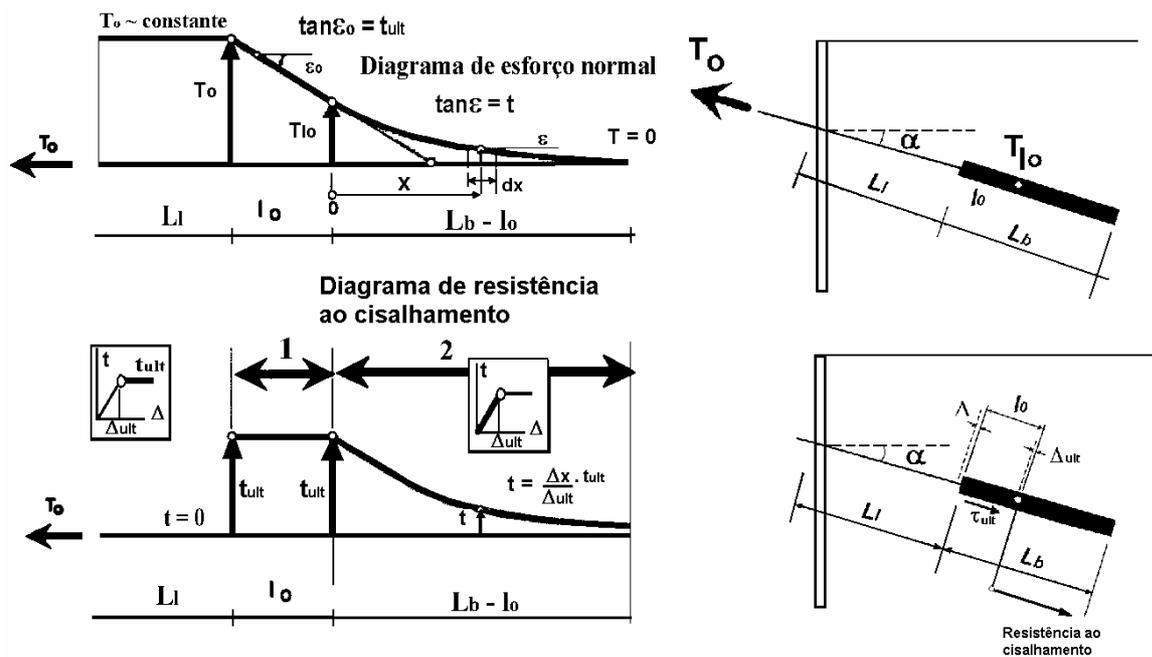


Figura 3.11 – Modelo de mobilização da resistência ao cisalhamento na interface bulbo-solo (Meysi, 1997).

Considerando a lei de Hooke, a deformação normal específica no aço pode ser expressa como

$$\varepsilon = \frac{d\Delta}{dx} = \frac{-T}{E_{aço} \cdot A_{aço}} \quad (3.6)$$

onde

ε deformação específica do aço

Δ alongamento da ancoragem até uma seção considerada

$d\Delta$ deslocamento infinitesimal da seção do bulbo considerada

T força atuante na seção do bulbo considerada

$E_{aço}$ módulo de elasticidade do aço

$A_{aço}$ área da seção transversal do aço

Com a aplicação da força externa T_0 no topo da ancoragem, a resistência ao cisalhamento na interface é mobilizada proporcionalmente com o deslocamento relativo solo-bulbo Δ_x , até atingir o seu valor limite t_{ult} . Após este limite, o

aumento no deslocamento relativo solo-bulbo ocorre sob resistência ao cisalhamento constante (totalmente mobilizada).

A variação da distribuição da força de tração ao longo do comprimento do bulbo pode ser expressa por

$$-\frac{dT}{dx} = \tan \xi = t \quad \text{ou} \quad -\frac{dT}{dx} = \frac{\Delta_x}{\Delta_{ult}} \cdot t_{ult} \quad (3.7)$$

Substituindo-se a equação (3.7) na equação (3.6) e diferenciando-se o resultado, o

$$\frac{d^2\Delta}{dx^2} = \frac{t_{ult}}{E_{aço} \cdot A_{aço}} \cdot \frac{\Delta}{\Delta_{ult}} \quad (3.8)$$

A integração desta equação diferencial resulta em

$$T = t_{ult} \cdot \frac{1}{k} \cdot \frac{\sinh[k(L_b - l_o - x)]}{\cosh[k(L_b - l_o)]} \quad (3.9a)$$

onde

l_o = trecho do bulbo em que a capacidade de carga específica já foi plenamente atingida

k = índice de rigidez da ancoragem, dada por:

$$k = \sqrt{\frac{t_{ult}}{E_{aço} \cdot A_{aço} \cdot \Delta_{ult}}} \quad (3.9b)$$

A equação (3.9a) relaciona a força de tração que atua em determinada seção transversal do bulbo, situada à distância x a partir de l_o , com o modelo de transferência de carga, as características geométricas do bulbo e a rigidez relativa da ancoragem k .

A carga no topo da ancoragem T_o , que em geral é o parâmetro que se quer controlar, é então calculada como

$$T_o = t_{ult} \left\{ l_0 + \frac{1}{k} tgh[k(L_b - l_0)] \right\} \quad (3.10)$$

Pode-se observar da equação (3.10) que a capacidade de carga limite da ancoragem T_{max} é atingida quando $L_b = l_0$, recuperando-se portanto a equação (3.5).

A determinação da distribuição da força de tração T ao longo do comprimento do bulbo (equações 3.9a e 3.9b) permite também calcular as seguintes parcelas do alongamento da ancoragem:

a) alongamento do trecho livre, L_l

$$\Delta L_l = \frac{T_o \cdot L_l}{E_{aço} \cdot A_{aço}} \quad (3.11)$$

b) alongamento do trecho ancorado l_o onde a resistência por atrito unitária já foi totalmente mobilizada

$$\Delta_{l_o} = \frac{T_o \cdot l_o}{E_{aço} \cdot A_{aço}} - \frac{t_{ult}}{2} \cdot \frac{l_o^2}{E_{aço} \cdot A_{aço}} \quad (3.12)$$

c) alongamento do sub-trecho ancorado ($L_b - l_o$) onde a resistência ao cisalhamento está sendo gradualmente mobilizada

$$\Delta_{(L_b - l_o)} = \Delta_{ult} \quad (3.13)$$

A soma das parcelas de alongamento (equações 3.11, 3.12 e 3.13) resulta no deslocamento total da ancoragem, dependente do valor da carga aplicada, das características de rigidez e de deformabilidade do sistema solo-bulbo e das propriedades do tirante, isto é

$$\Delta_{total} = \frac{T_o \cdot L_l}{E_{aço} \cdot A_{aço}} + \frac{T_o \cdot l_o}{E_{aço} \cdot A_{aço}} - \frac{t_{ult}}{2} \cdot \frac{l_o^2}{E_{aço} \cdot A_{aço}} + \Delta_{ult} \quad (3.14)$$

As equações 3.9a a 3.14 permitem o cálculo da capacidade de carga e dos deslocamentos total / parciais da ancoragem, tendo como incógnitas os parâmetros

t_{ult} e l_0 . Pode-se obter toda a curva carga x recalque do topo da ancoragem considerando-se valores crescentes de l_0 entre 0 e L_b e uma estimativa de t_{ult} através da expressão abaixo proposta por Mecsi (1997):

$$t_{ult} = 2\pi r_0 (\sigma_{r0} \tan \phi + c) = 2\pi r_0 \tau_{ult} \quad (3.15)$$

onde r_0 representa o raio médio do bulbo após a injeção e σ_{r0} o valor da tensão radial normal à superfície do bulbo também após a injeção.

Para estimativa do valor de σ_{r0} Mecsi (1997) apresentou o gráfico da figura 3.12, obtido através da teoria da expansão de cavidade cilíndrica, tendo como parâmetros de entrada a tensão normal octaédrica σ_{0m} no solo antes da execução da injeção, o módulo de elasticidade do maciço de solo E_{solo} e a variação volumétrica ocorrida no bulbo devido às altas pressões da injeção de calda de cimento $\Delta V_0 / V_0$.

A tensão normal média σ_{0m} no solo antes da execução da injeção pode ser estimada por (Mecsi, 1997):

$$\sigma_{0m} = K\sigma_z = \frac{1}{2}(\cos^2 \alpha + K_0 \sin^2 \alpha + K_0)\sigma_z \quad (3.16)$$

onde α indica o ângulo da ancoragem em relação à horizontal, K_0 o coeficiente de empuxo no repouso e σ_z o valor da tensão vertical efetiva.

O módulo de elasticidade (ou deformabilidade) do solo varia com o estado de tensão de acordo com a relação não linear

$$E_{solo} = E_0 \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_e} \right)^a \quad (3.17)$$

onde $\sigma_e = 100kPa$ (tensão de normalização), E_0 e a são parâmetros do modelo constitutivo determinados com base em resultados de ensaios de laboratório.

Com os valores de $\Delta V_0/V_0$ (medido), a (da expressão 3.17), $\sigma_e = 100kPa$ e σ_{0m} (da expressão 3.16) é possível então estimar-se o parâmetro K_v

$$K_v = \frac{\Delta V_0}{V_0} \frac{E_0}{\sigma_{0m}^{1-a} \sigma_e^a} \quad (3.18)$$

e, em seguida, obter-se dos gráficos da figura 3.12 o aumento na tensão radial (σ_r/σ_{0m}) e a extensão da zona de solo densificado ($n = \rho/r_0$). Conhecendo-se σ_r a estimativa de t_{ult} pode ser finalmente feita com auxílio da equação 3.15.

Os parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo são os mais importantes para a avaliação de t_{ult} , enquanto que a variação do volume de injeção parece não afetar significativamente a capacidade de carga da ancoragem. Por exemplo, dobrando-se o valor do volume injetado, o aumento relativo de t_{ult} é, segundo Mecsi (op.cit.), de apenas 15% a 20%.

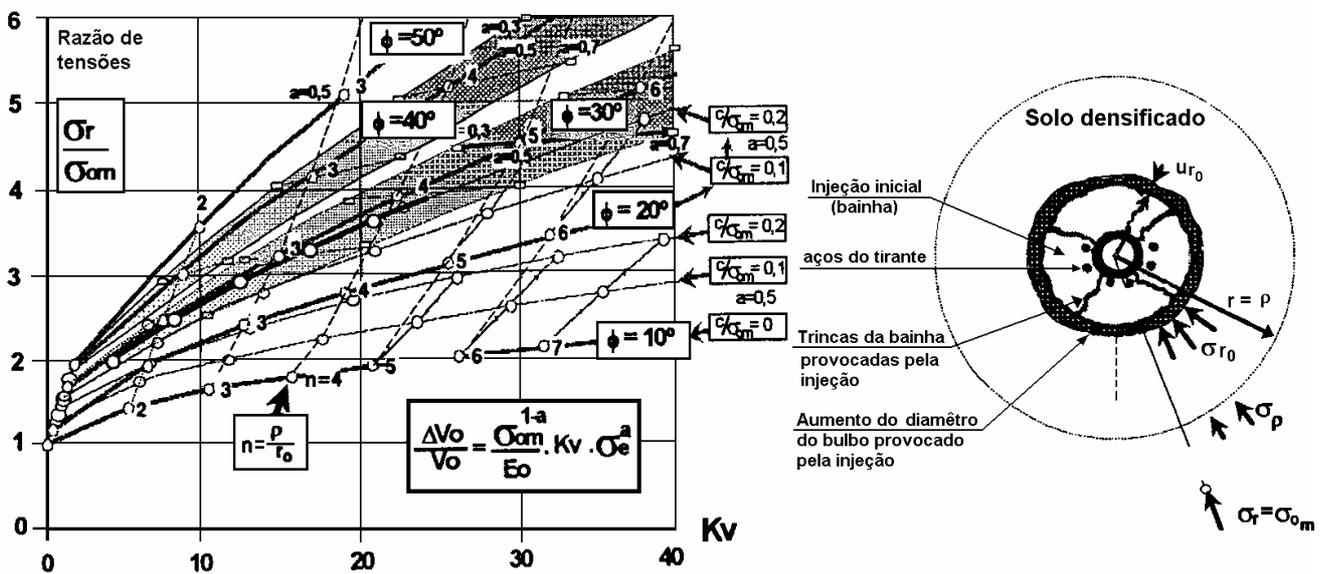


Figura 3.12 – Diagrama para cálculo da variação de volume do trecho ancorado (esquerda) e seção transversal da ancoragem após injeção (direita) - Mecsi (1997).

3.4. Análise da estabilidade global pelo método das cunhas

Verificada a capacidade de suporte do solo de fundação em relação às cargas verticais transmitidas pela cortina, é necessário ainda estudar-se a estabilidade do sistema formado pela cortina e o maciço de solo. Podem ser consideradas as duas seguintes situações, ilustradas na figura 3.13:

- ruptura em cunha, englobando apenas o solo adjacente à escavação, com mecanismo de ruptura formado como consequência direta da alteração do estado de tensão no maciço devido à execução da cortina ancorada. A estabilidade está fortemente condicionada pelas posições dos bulbos de ancoragens. As análises de estabilidade para avaliação dos coeficientes de segurança podem ser consideradas específicas para este tipo de obra.
- ruptura global generalizada, com mecanismo de ruptura que pouco ou mesmo nada tem a ver com a execução da escavação. As análises podem ser feitas através dos métodos convencionais de estabilidade para taludes e encostas (métodos de equilíbrio limite).

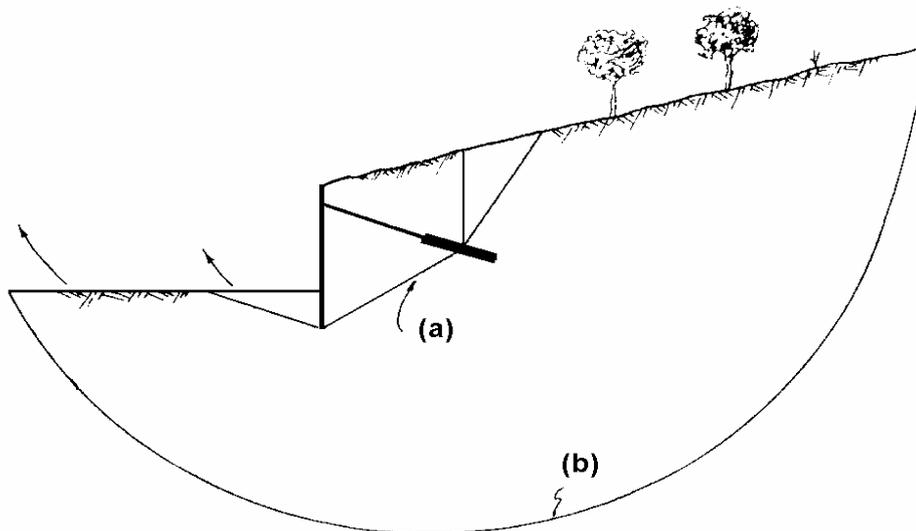


Figura 3.13 – Tipos de ruptura na análise da estabilidade global de cortinas ancoradas: (a) em cunha; (b) generalizada (Matos Fernandes, 1990).

Os principais métodos para análise da estabilidade de cortinas ancoradas, admitindo-se potenciais superfícies de ruptura na forma de cunhas, serão apresentados na seção que se segue

3.4.1. Método de Kranz (1953)

Este método de análise foi originalmente proposto por Kranz (1953) para cortinas de estacas-prancha suportadas por uma linha de ancoragem do tipo placa (figura 3.14). A análise de estabilidade foi feita considerando-se as condições de equilíbrio do “maciço de ancoragem”, representado pelo bloco BEDC e definido com a massa de solo cujo equilíbrio assegura a estabilidade do conjunto.

As forças que atuam sobre o bloco são o seu peso próprio P_l , a força na ancoragem F_a , a resultante do empuxo ativo I_l da cunha DEF sobre o “maciço de ancoragem” e as reações R_l e R_a aplicadas sobre os planos potenciais de ruptura BE e BC, respectivamente. Admitiu-se no polígono de forças (b) da figura 3.14 que o solo é granular (ϕ'); para solo coesivo, deve-se adicionar às reações R_l e R_a forças tangenciais de módulo igual à coesão multiplicada pelo comprimento dos segmentos BE e BC, respectivamente. A sobrecarga na superfície do terreno deverá ser considerada caso o ângulo α , ângulo do plano BE com a horizontal, for superior a ϕ' , pois caso contrário o efeito da sobrecarga é favorecer o equilíbrio do “maciço de ancoragem”.

O valor da reação R_a pode ser obtido através do equilíbrio da cunha ativa ABC, considerando-se o polígono de forças (a) da figura 3.14, onde P_a representa o peso próprio da cunha, I_a é o empuxo ativo sobre a cortina e δ depende das condições de atrito na interface solo/cortina. Logo, em relação ao bloco ABED são conhecidas as forças R_a , P_l e I_l e as direções das duas resultantes R_l e F_a , sendo portanto possível a determinação no polígono de forças do máximo valor da força de tração F_a^{ult} compatível com o equilíbrio.

O fator de segurança FS definido por Kranz (1953) é apresentado em termos do quociente entre a tração máxima F_a^{ult} e a tração de trabalho $F_a^{trabalho}$, que deve ser no mínimo igual a 1,5 para ancoragens provisórias e 1,75 para ancoragens definitivas, de acordo com a NBR-5629.

$$FS = \frac{F_a^{ult}}{F_a^{trabalho}} \quad (3.19)$$

O cálculo do fator de segurança pode ser realizado de forma mais prática associando o equilíbrio da cunha ABC e do bloco ABED e, desta forma, eliminando as operações necessárias para obtenção da força da reação R_a isto é, construindo-se diretamente o polígono de forças da figura 3.14 sem a inclusão de R_a .

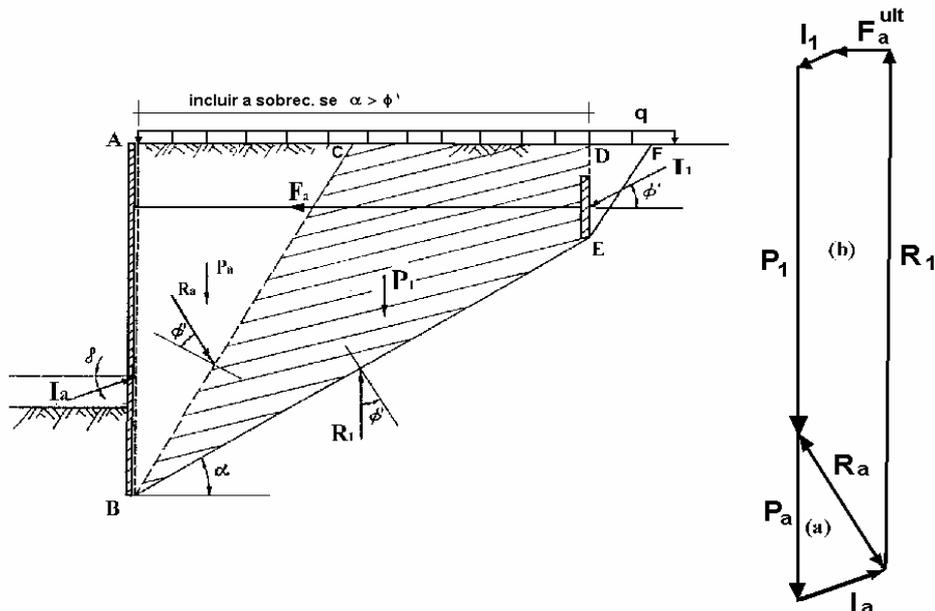


Figura 3.14 – Análise de estabilidade do “maciço de ancoragem” (Kranz, 1953).

3.4.2. Generalização do método de Kranz

Jelinek & Ostermayer (1966, 1967) e Ranke & Ostermayer (1968) estenderam o método de Kranz (1953) para o caso de cortinas com múltiplas linhas de ancoragens protendidas. O processo de cálculo do fator de segurança é análogo, sendo o ponto E (figura 3.14) deslocado para o ponto médio do bulbo de ancoragem (figura 3.15) para formar a superfície plana de ruptura. Esta generalização do método é também conhecida no Brasil como Método Alemão (GeoRio, 2000), talvez pelo fato de ter sido incorporado nas normas alemãs e austríacas, talvez em contraposição ao Método Brasileiro, desenvolvido por Costa Nunes (1963).

O fato da superfície de ruptura a passar pelo ponto médio do bulbo e não pela sua extremidade justifica-se como medida de segurança para atender a eventuais diferenças entre o comprimento real da ancoragem e o comprimento de projeto. Littlejohn (1970) propõe, considerando as incertezas associadas ao

comprimento real de ancoragem, que se considere todo o bulbo de ancoragem como não pertencente ao bloco cujo equilíbrio é analisado.

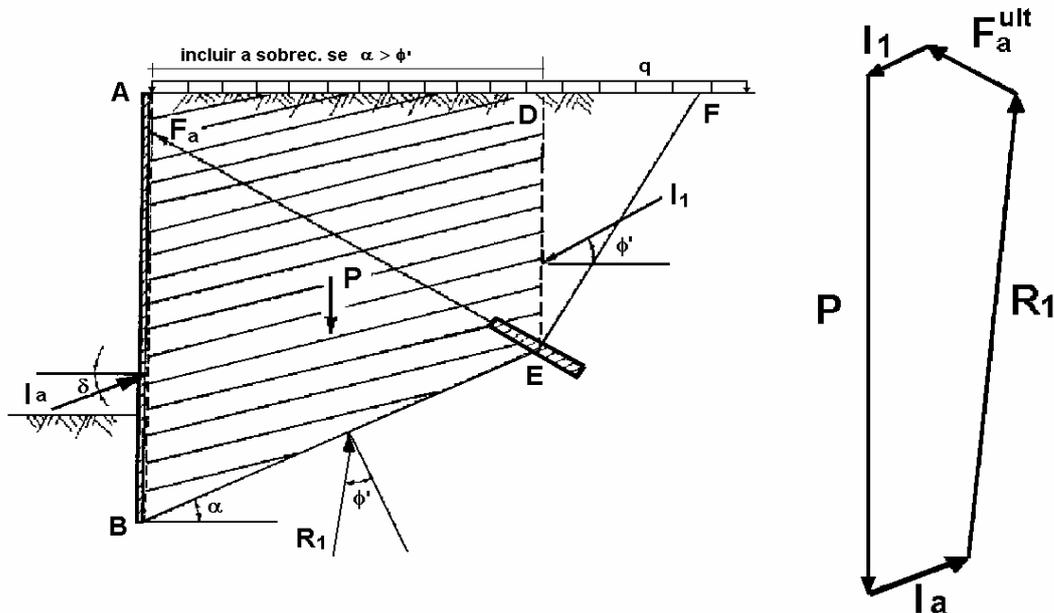


Figura 3.15 – Generalização do método de Kranz (Ranke & Ostermayer, 1968).

Ranke & Ostermayer (1968) também analisaram a estabilidade global de cortinas com dois níveis de ancoragem, pesquisando diversas situações de interesse prático apresentados nas figuras 3.16 a 3.18. Para cada caso apresentado, há necessidade de se calcular o fator de segurança para cada um dos dois segmentos em que se subdivide a superfície potencial de ruptura, fazendo uso dos polígonos de forças correspondentes. O fator de segurança global, em cada caso, é considerado como o menor dos valores calculados.

A generalização do método de Kranz feita por Ranke & Ostermayer (1968) considerou apenas a situação de maciços de solo granular. Pacheco & Danziger (2001) para o caso de solos com parâmetros (c, ϕ) incluiu na análise do polígono de forças da figura 3.19 as componentes tangenciais geradas pela coesão do material.

Nas análises de estabilidade em geral está implícita a hipótese de que as cargas aplicadas nas ancoragens tendem a aumentar a resistência ao cisalhamento do solo situado entre a cortina e os bulbos. Contudo, para solos puramente coesivos este aumento da resistência somente ocorrerá à medida que o adensamento do solo ocorrer.

De acordo com Matos Fernandes (1990), além de verificar-se o fator de segurança pelo método das cunhas, é também necessário proceder-se a uma análise de estabilidade convencional (Bishop, 1955; Janbu, 1954, 1957, etc.) com parâmetros não-drenados para um correto posicionamento dos bulbos de ancoragem além das superfícies que apresentem fatores de segurança inferiores a 1,5, no mínimo.

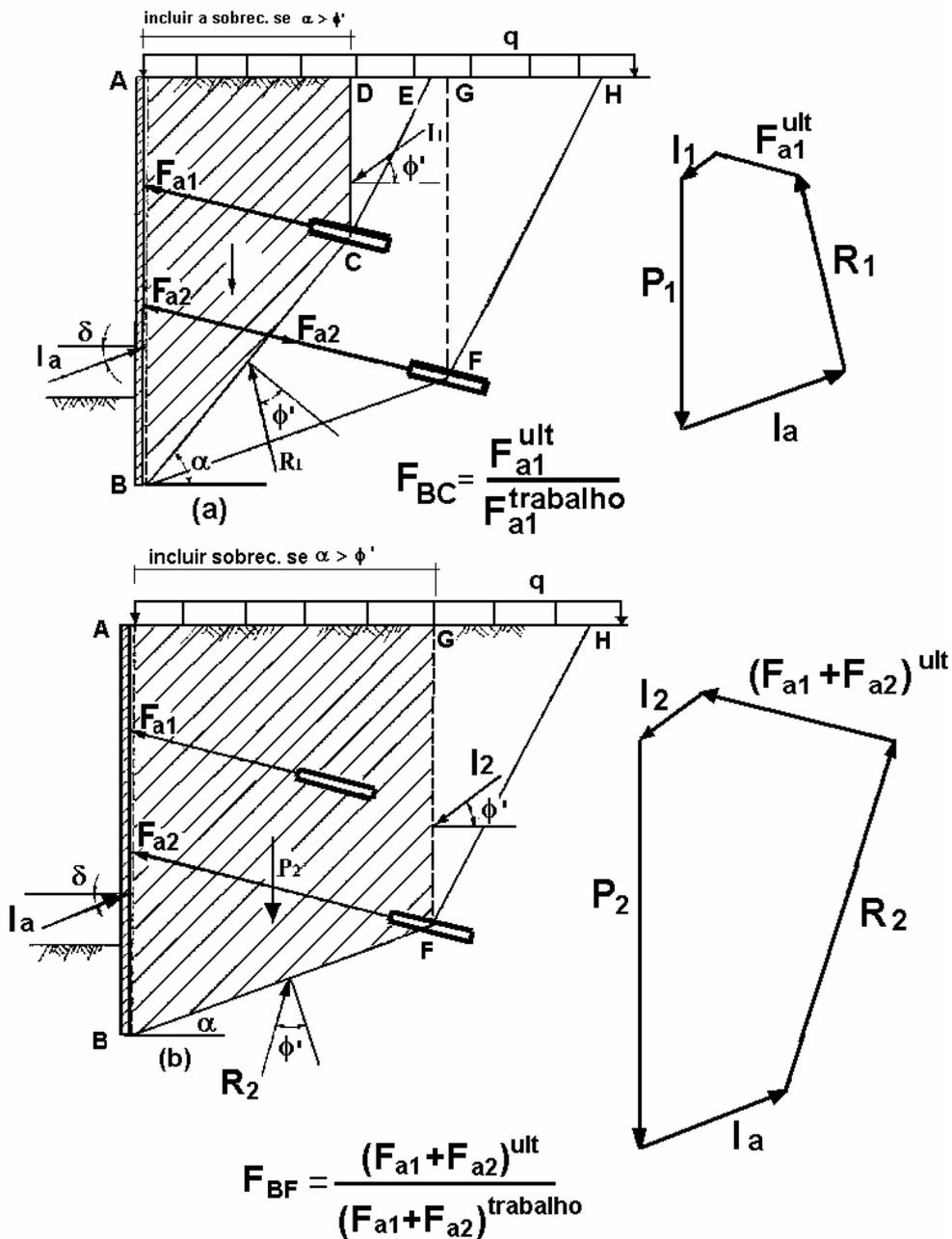


Figura 3.16 – Análise de estabilidade global para uma cortina bi-ancorada – caso 1 (Ranke & Ostermayer, 1968)

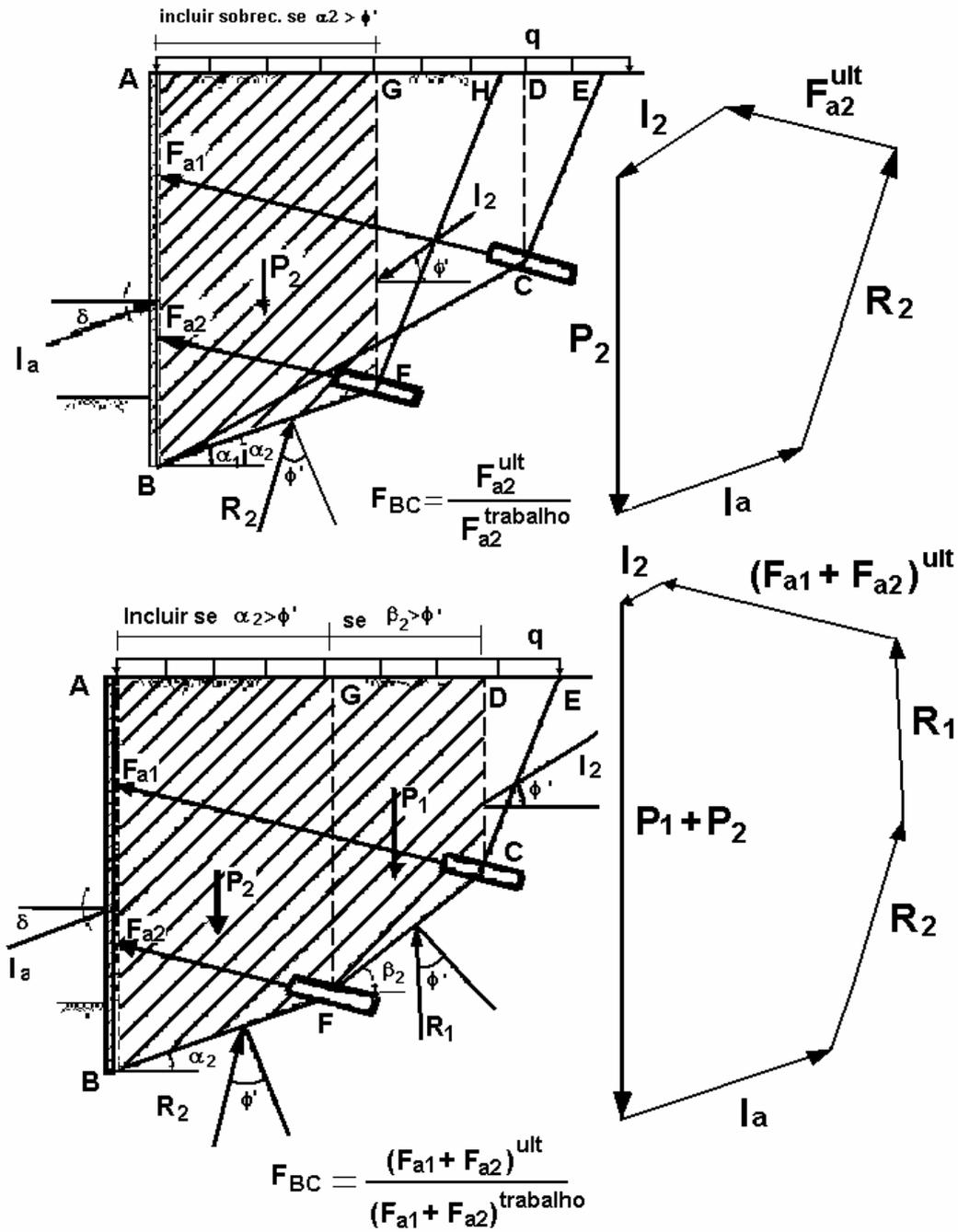


Figura 3.17 – Análise de estabilidade global para uma cortina bi-ancorada – caso 2. (Ranke & Ostermayer, 1968).

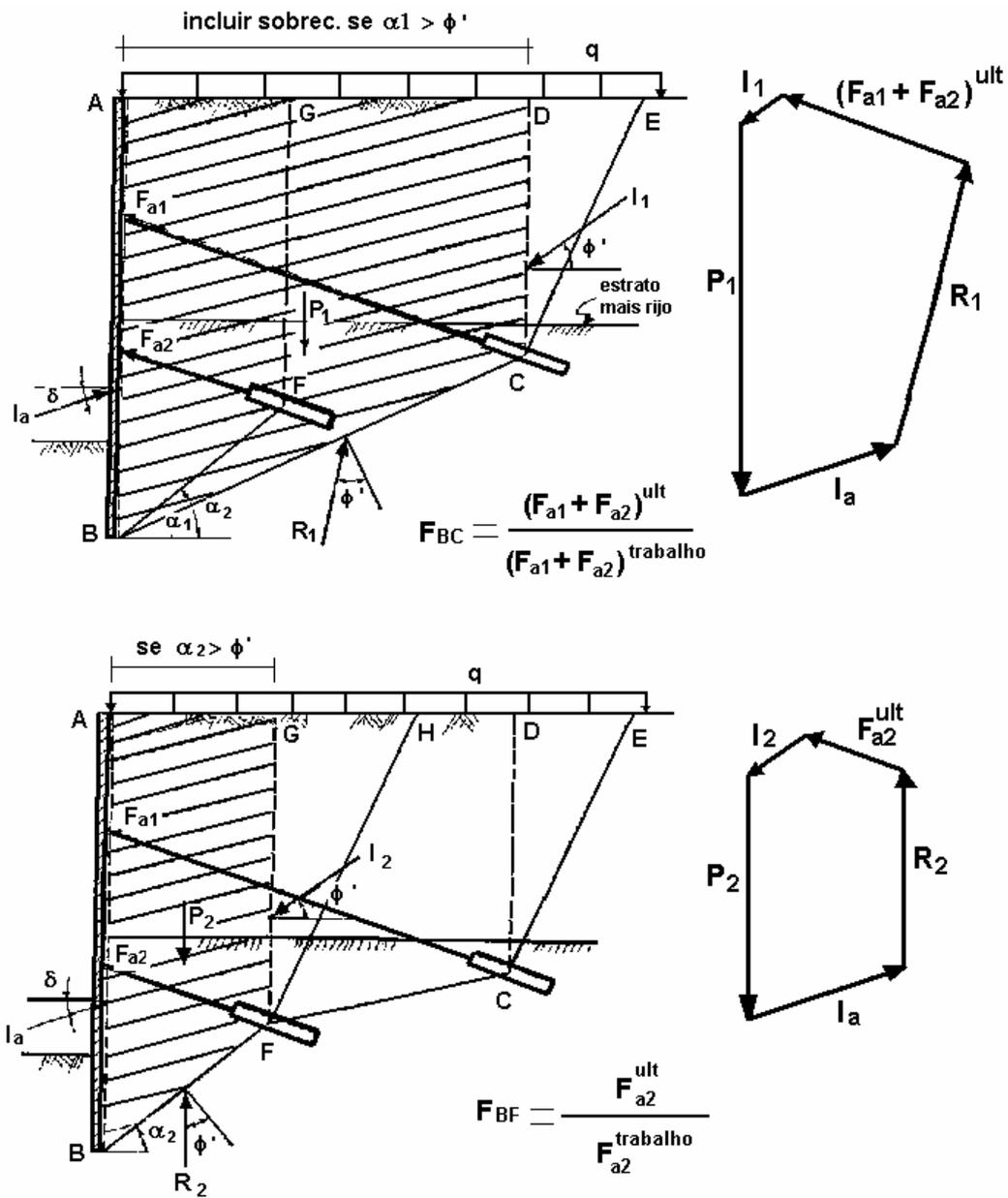


Figura 3.18 – Análise de estabilidade global para uma cortina bi-ancorada – caso 3 (Ranke & Ostermayer, 1968).

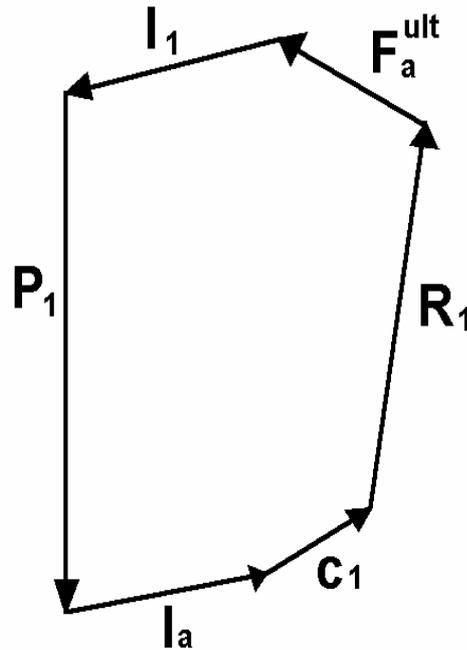


Figura 3.19 – Polígono de forças do método de Ranke e Ostermayer para o caso de solos com coesão (Pacheco & Danziger, 2001).

O método de Kranz (1953) e sua generalização para ancoragens protendidas e em linhas múltiplas (Ranke e Ostermayer, 1968) têm a grande vantagem da simplicidade, o que possivelmente incentivou sua incorporação nas normas técnicas de diversos países, mas várias deficiências, dentre as quais as seguintes, apontadas por Locher (1969), Ostermayer (1977) e Schultz (1976):

- uma superfície de ruptura curva (por exemplo, uma espiral logarítmica) fornece um fator de segurança inferior ao da superfície plana;
- na ruptura, a pressão de contato na cortina é maior do que o valor determinado para a condição ativa;
- o modo de ruptura da cortina ancorada pode não favorecer a formação das superfícies do modelo de Kranz;
- a compatibilidade de deformações nos diferentes blocos da superfície de ruptura implica em valores variáveis do fator de segurança ao longo da mesma.

3.4.3. Outros métodos

3.4.3.1. Definições do fator de segurança

Nos métodos anteriores, o fator de segurança é definido como a razão entre a força máxima compatível com o equilíbrio global dos blocos e a força de trabalho prevista nas ancoragens. Littlejohn (1976) observou que a interpretação do fator de segurança tal como definido por Kranz (1953) pode levar à idéia errônea de que ancoragens pouco carregadas sejam preferíveis por apresentarem fatores de segurança superiores às que suportam maiores carregamentos.

De maneira geral, a literatura registra ainda três definições para fator de segurança no contexto do projeto de estruturas de contenção (não necessariamente ancoradas): a) como usual em outras aplicações da mecânica dos solos, o fator de segurança é calculado como a razão entre as forças tangenciais resistentes e a forças tangenciais atuantes ao longo da superfície potencial de ruptura, como no método de Costa Nunes e Velloso (1963); b) a fator de segurança é calculado como o quociente entre o empuxo passivo totalmente mobilizado e o real “empuxo passivo de trabalho”, como no método de Broms (1968); c) o fator de segurança requer que o equilíbrio seja satisfeito quando o empuxo passivo resultante (diferença entre os empuxos passivo e ativo) é reduzido pelo fator FS. Embora esta definição seja muito usada no projeto de estacas-prancha (Piling Handbook, 1988), Burland, Potts & Walsh (1981) reportam que a mesma fornece valores de FS muito menores do que os obtidos com os procedimentos a) e b).

A definição acima dos fatores de segurança é global, isto é, todas as incertezas do projeto relacionadas com a capacidade de resistência da estrutura e seus componentes (R) e as demandas de serviço (D), como cargas aplicadas, são consideradas através de um valor $FS = R/D$. Quando o carregamento ou a resistência provém de mais de uma fonte, como no caso em que a resistência depende da coesão do ângulo de atrito, o valor de FS depende de como é aplicado e, portanto, não fornece uma única medida de segurança (Potts e Burland, 1983). Devido a limitações na definição do fator de segurança global, métodos têm sido propostos nos quais cada fonte de incerteza é considerada independentemente (Meyerhof, 1995), numa abordagem de fatores parciais semelhante à adotada por

vários códigos para projeto estrutural onde a resistência e as cargas de trabalho são definidas através de fatores parciais independentes relacionados com os materiais (R) e com as cargas (D), respectivamente. O código Eurocode 7 indica um fator parcial em $\tan \phi'$ no intervalo 1,2 – 1,25 e um fator parcial para c' (ou S_u) entre 1,5 – 1,8 (Simpson, 1992), mas há vários problemas associados na aplicação do conceito de fatores parciais (Brady e McMahon, 1997), dentre os quais: a) possível conservadorismo introduzido pela adoção dos valores de resistência e de demanda mais pessimistas; b) confusão gerada por uma série de fatores e sub-fatores; c) o estabelecimento de um critério racional para seleção dos valores dos fatores parciais; d) definição das propriedades características de determinado material e a obtenção dos seus valores.

A dificuldade de se selecionar um método que seja suficientemente racional para ser usado consistentemente no projeto de estruturas de contenção levou Bolton (1971) a sugerir que seria mais lógico evitar o uso de fatores de segurança, incorporando diretamente as incertezas nos possíveis intervalos de valores dos parâmetros e concentrando-se em termos de projeto nos aspectos relacionados com o comportamento de serviço da estrutura, expressos geralmente em termos de deslocamentos limites.

Os métodos brevemente descritos abaixo para análise de estabilidade de estruturas ancoradas fazem uso do fator de segurança global.

3.4.3.2. Método de Costa Nunes e Velloso (1963)

Para situações simples envolvendo maciço de solo homogêneo com terrapleno horizontal, ou com inclinação Ψ_s inferior a 30° , Costa Nunes e Velloso (1963) sugeriram um método baseado em considerações de equilíbrio das forças horizontais e verticais que atuam na cunha mostrada na figura 3.20.

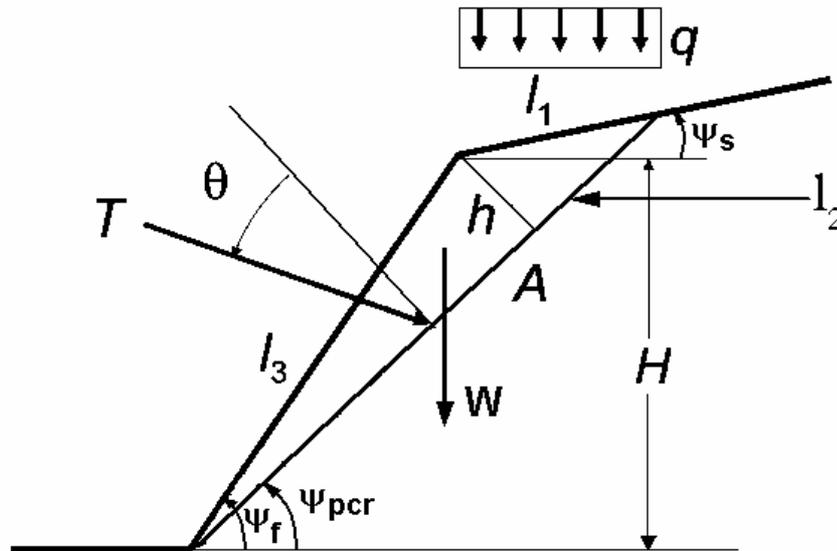


Figura 3.20 – Análise de estabilidade pelo método de Costa Nunes e Velloso (GeoRio, 2000)

O fator de segurança FS foi determinado pela seguinte expressão (Hoek e Bray, 1981) considerando um talude com ausência de água.

$$FS = \frac{c.A + (W.\cos\psi_{pcr} + T.\cos\theta).\tan\phi}{W.\sin\psi_{pcr} - T.\sin\theta} \quad (3.20)$$

onde

c coesão do solo

A área da superfície potencial de ruptura por metro linear

W peso da cunha mais a componente devida ao carregamento distribuído na superfície do talude ($q\ell_1 \cos\psi_s$), por metro linear

ψ_{pcr} inclinação da superfície potencial de ruptura definida por $\psi_{pcr} = \frac{\psi_f + \phi}{2}$

T força na ancoragem por metro linear

θ ângulo de inclinação da ancoragem em relação à normal à superfície potencial de ruptura

ϕ ângulo de resistência ao cisalhamento do solo

3.4.3.3. Método de Broms (1968)

Propôs que o cálculo do fator de segurança para solos granulares fosse feito em termos do empuxo passivo $I_p^{disponível}$ e o empuxo passivo necessário e compatível com o sistema de forças atuantes ($I_p^{necessário}$).

Broms (op.cit.) considerou que devido à protensão das ancoragens o conjunto formado pela cortina e o solo pode ser encarado como um grande muro de gravidade, cuja estabilidade deve ser verificada em relação ao potencial de deslizamento pela sua base. Em consequência, o esforço da ancoragem e o empuxo ativo desaparecem, enquanto surgem na análise a consideração do empuxo passivo do solo situado na frente da cortina e a reação da ponta da cortina que pode tomada como aproximadamente igual à componente vertical da força na ancoragem.

Numa primeira etapa de cálculo, é construído o polígono de forças (a) da figura 3.21 com o ângulo de resistência ao cisalhamento real do solo ϕ' , sendo completamente conhecidas as forças devido ao peso P do bloco, a reação de ponta V, o empuxo ativo da cunha situada atrás do bloco I_a e as direções da reação do solo no plano potencial de ruptura e do empuxo do solo $I_p^{disponível}$ na frente da cortina. Pelo polígono de forças, o valor de $I_p^{necessário}$ pode então ser calculado.

Numa segunda fase de cálculo, é considerada a seguinte redução da tangente do ângulo de atrito ϕ'_d

$$tg\phi'_d = \frac{tg\phi}{1,3} \quad (3.21)$$

Com o valor de ϕ'_d obtido na equação (3.17), o polígono de forças (b) é construído, determinando-se agora o valor de $I_p^{disponível}$. O coeficiente de segurança, cujo valor mínimo deve ser igual a 1,5 é finalmente calculado através do quociente

$$FS = \frac{I_p^{disponível}}{I_p^{necessário}} \geq 1,5 \quad (3.22)$$

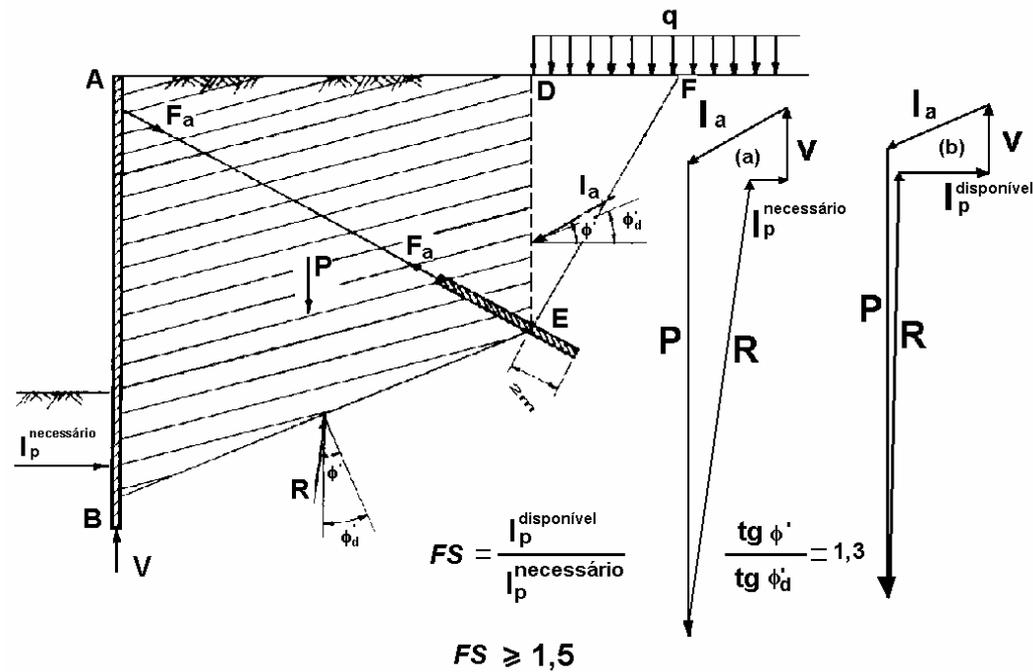


Figura 3.21 – Análise de estabilidade considerando o equilíbrio do solo e da cortina (Broms, 1968).

3.5. Método dos elementos finitos na análise da estabilidade

O método dos elementos finitos (MEF) é comumente empregado para análise de tensões e raramente para análise de estabilidade de cortinas ancoradas, apesar da versatilidade do MEF em incorporar os efeitos da execução de escavações, inclusão de relações tensão-deformação não lineares, modelagem de interfaces, etc., que não são considerados nos métodos baseados em equilíbrio limite, como o método das cunhas descrito no item 3.4.

Uma aplicação direta do MEF em análises de estabilidade para determinação do fator de segurança global em termos dos parâmetros de resistência do solo pode ser feita simulando-se o processo de colapso do maciço através da redução progressiva dos parâmetros de resistência (equações 3.23), ou seja,

$$c^* = \frac{c}{M} \quad (3.23a)$$

$$\tan^* \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad (3.23b)$$

onde M é um parâmetro que reduz os valores de c e $\tan\phi$ nas sucessivas análises do MEF, até a ruptura do maciço quando então $M = FS$ (fator de segurança global).

Esta técnica foi empregada por diversos pesquisadores para investigação da estabilidade de taludes e encostas, dentro os quais Zienkiewics et al. (1975), Naylor (1982), entre outros. Como comentado por Zienkiewics et al. (op.cit.), o fator de segurança global é igual ao valor pelo qual os parâmetros devem ser reduzidos de modo que a solução por elementos finitos não mais apresente convergência numérica ou exiba grandes deformações em pontos do maciço de solo.

Além de envolver várias e sucessivas análises não lineares do mesmo problema com diferentes valores de c^* e $\tan^*\phi$, esta técnica de simulação do colapso do maciço depende do esquema numérico empregado no MEF para a solução aproximada do sistema de equações não lineares (método de rigidez tangente, método de Newton-Raphson, método de Newton-Raphson modificado, método do comprimento de arco, etc). De acordo com o algoritmo utilizado, a não convergência da solução numérica, teoricamente uma indicação da ruptura do solo, pode estar associada a dificuldades numéricas do próprio algoritmo utilizado na solução do sistema de equações, exigindo incremento de carga bastante reduzidos e um grande número de iterações para tentar conseguir a convergência da solução numérica.

Um estudo dos autovalores e autovetores da matriz de rigidez do sistema, quando da interrupção do programa computacional, pode auxiliar no diagnóstico da causa da não convergência (ruptura física ou dificuldades numéricas - Farias, 1994). Outra possibilidade, mais fácil e prática, é acompanhar a evolução do comportamento da zona de plastificação no maciço de ou dos vetores de incremento dos deslocamentos à medida que os parâmetros de resistência c^* e $\tan^*\phi$ são alterados nas sucessivas análises executadas pelo método dos elementos finitos.

3.6. Dimensionamento das ancoragens

O dimensionamento de uma ancoragem protendida envolve duas etapas de análise:

a) **Investigação dos aspectos geométricos da ancoragem, como inclinação e comprimento total**

Com relação à inclinação dos tirantes, o ideal seria que fossem horizontais já que a componente horizontal da tração na ancoragem é a componente eficaz de protensão. Problemas relacionados com a execução do furo e a introdução da calda de cimento tornam inconvenientes valores menores do que a 10 a 15° . Em certos casos, no entanto, a inclinação adotada pode ser substancialmente superior, podendo atingir valores entre 20 e 45° (Matos Fernandes, 1990) devido à presença de obras (fundações, escavações, dutos enterrados, etc) nas vizinhanças da cortina que condicionam a inclinação das ancoragens ou, em outras situações, porque o solo de ancoragem pode estar situado a profundidades muito abaixo das estabelecidas para as cabeças dos tirantes, o que implica na alternativa de aumentar o comprimento da ancoragem ou majorar o ângulo de inclinação dos tirantes.

Quanto ao aspecto do comprimento total da ancoragem, os requisitos aconselháveis estão ilustrados na figura 3.22 (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976) e incluem:

- Os bulbos de ancoragens devem estar situados fora da cunha de empuxo ativo do solo suportado pela cortina ancorada;
- As profundidades dos bulbos devem ser de 5m a 6m abaixo da superfície do terreno, ou de 3m abaixo das fundações de edifícios. Esta recomendação é baseada nos efeitos na superfície do terreno ou nos elementos de fundação das elevadas pressões de injeção para formação dos bulbos de ancoragem.
- O espaçamento mínimo entre bulbos de ancoragens deve ser da ordem de $1,5\text{m}$ de modo a minimizar a interferência entre ancoragens, ocasionando eventuais reduções da capacidade de carga do grupo de ancoragens. Pinelo

(1980), utilizando o método dos elementos finitos, recomendou utilizar os espaçamentos mínimos indicados na figura 3.23.

- O comprimento livre não deve ser inferior a 5m - 6m, de modo que as tensões transmitidas ao solo através do bulbo de ancoragem não ocasionem significativos aumentos da pressão de contato sobre a cortina.
- Comprimentos de bulbo inferiores a 3m não são aconselháveis. O valor final depende da capacidade de carga desejável na ancoragem.

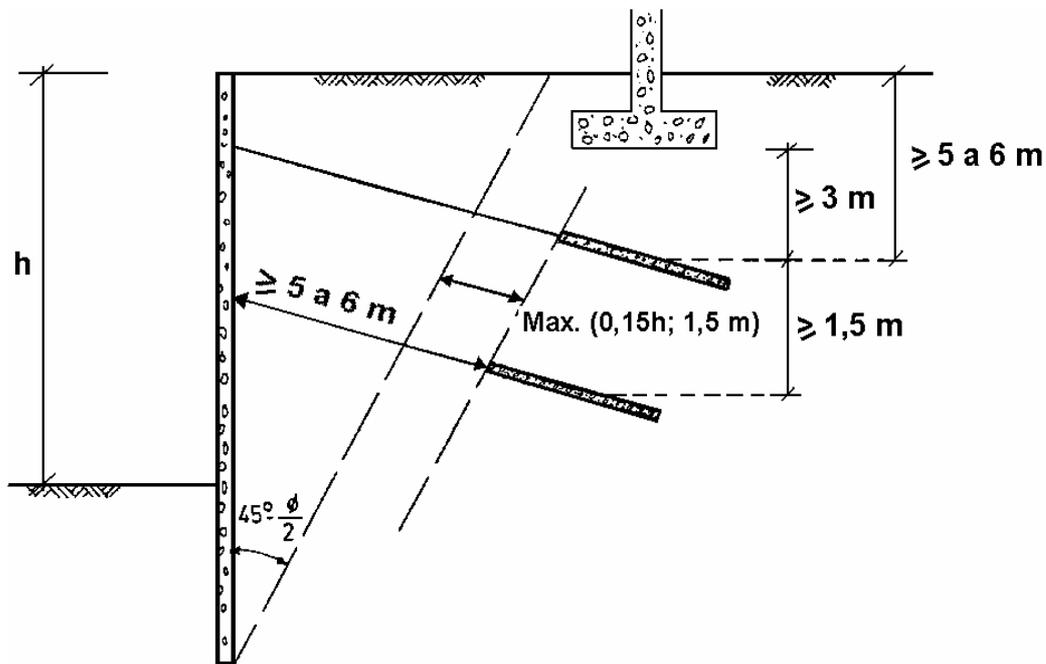


Figura 3.22 – Aspectos do dimensionamento de cortinas ancoradas (Littlejohn, 1972; Ostermayer, 1976).

b) Investigação do comportamento mecânico da ancoragem em relação aos estados limites de resistência e de trabalho (serviço)

Os estados limites (ou últimos) de resistência estão basicamente relacionados com a ruptura da armadura e a ruptura por deslizamento do bulbo no maciço de solo enquanto que o estado limite de trabalho mais importante refere-se à deformação excessiva, com perda da protensão, por fluência do solo que envolve o bulbo de ancoragem.

A tração limite correspondente à ruptura da armadura (T_a) é calculada facilmente através da tensão limite de proporcionalidade no aço para uma

deformação axial de 0,1%. Segundo Hobst & Zajíc (1983) a perda de carga na ancoragem devido à relaxação do aço usualmente não ultrapassa 10% da carga protendida e pode ser considerada desprezível quando a carga protendida não ultrapassa 50% da tração limite T_a .

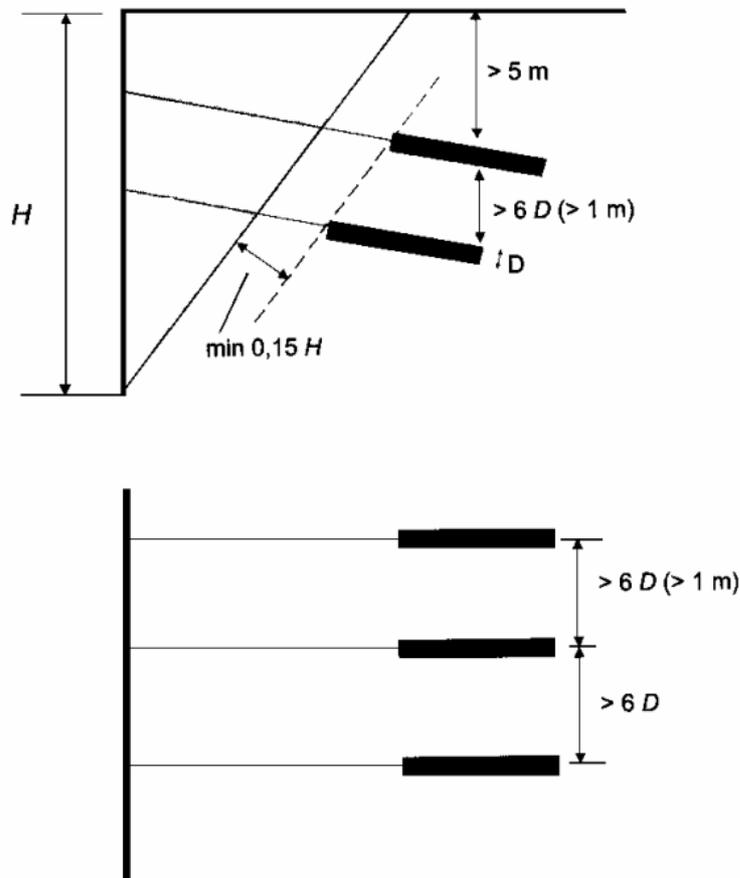


Figura 3.23 – Espaçamentos entre ancoragens (Pinelo, 1980).

A determinação das trações limites correspondentes ao deslizamento do bulbo de ancoragem e de fluência do solo são determinadas a partir da realização de ensaios prévios de ancoragem, construídas com a mesma tecnologia e mão-de-obra no local do futuro empreendimento.

Para cada estágio de carregamento os deslocamentos da cabeça da ancoragem são medidos em intervalos de tempo pré-definidos, efetuando-se o descarregamento após atingido o critério de estabilização dos deslocamentos. As trações máximas não devem ultrapassar a 95% da tração de ruptura da armadura (T_a) ou, quando se conhece previamente a carga de trabalho da ancoragem, pode

ser limitada a 150% deste valor, sem ultrapassar, evidentemente, o limite imposto por $0,95 T_a$.

A partir da interpretação dos deslocamentos medidos nos vários ciclos de carregamento no ensaio de qualificação, é possível estimar-se a capacidade de carga da ancoragem, obter-se o seu comprimento livre efetivo e estimar-se a perda por atrito ao longo do comprimento livre. A perda de carga por atrito no trecho livre pode ser observada com maior ou menor intensidade em praticamente todas as ancoragens, sendo facilmente identificada pela alta rigidez da ancoragem no início do carregamento ou pela redução da carga aplicada, sem ocorrência de deslocamentos, no início do descarregamento. A NBR-5629 limita a perda de carga por atrito no trecho livre em 15% da carga máxima do ensaio de ancoragem, sendo esta perda em geral ocasionada por desalinhamento da ancoragem, ineficiência do isolamento dos fios e cordoalhas ou incorreta lubrificação dos elementos do tirante no trecho livre.

O comprimento livre efetivo pode ser maior ou menor do que o projetado, dependendo da eficiência do isolamento / lubrificação do tirante no trecho livre como também da maior ou menor concentração de material injetado sob pressão junto à transição entre os trechos livre e ancorado. A norma estabelece os seguintes limites para o comprimento do trecho livre efetivo, admitindo o bulbo como indeformável: a) trecho livre efetivo máximo = trecho livre projetado + 0,5 vezes o trecho ancorado projetado; b) trecho livre efetivo mínimo = 0,8 do trecho livre projetado.

Novais Souza (2001) mostra a importância de se considerar o bulbo como elemento deformável, enfatizando que a desconsideração do alongamento do bulbo dificulta muito a representação do comportamento da ancoragem, principalmente em relação à definição do limite mínimo do trecho livre efetivo. Segundo aquele autor, o procedimento recomendado pela norma admitindo o bulbo rígido pode ser contra a segurança pois o trecho livre efetivo mínimo pode ser bastante menor quando o alongamento do bulbo é considerado.

O objetivo do ensaio de fluência é acompanhar o deslocamento da cabeça da ancoragem sob carga constante ao longo do tempo, para vários níveis de carregamento, tendo em vista a determinação do coeficiente de fluência CF, que representa um indicador do comportamento da ancoragem ao longo da vida útil em relação à sua capacidade de manutenção da carga aplicada. A norma

considera aceitável uma ancoragem com coeficiente de fluência menor ou igual a 1mm (para bulbos em solos arenosos) ou 2mm (para bulbos em solos argilosos ou siltosos) sob carga constante equivalente a 1,75 vezes a carga de trabalho prevista para a ancoragem.

$$CF = \frac{d_2 - d_1}{\log t_2 - \log t_1} \quad (3.24)$$

onde d_2 e d_1 são os deslocamentos da cabeça da ancoragem nos tempos t_2 e t_1 , respectivamente.