

NORMALIZAÇÃO DE ESTRUTURAS DE ARRIMO ÂNCORADAS

Standartization of Anchored Retaining Structures

por

A. J. DA COSTA NUNES *

ANA MARGARIDA M. C. COUTO E FONSECA **

RESUMO – O trabalho discute o desenvolvimento pioneiro das estruturas ancoradas no Brasil e no mundo e cita exemplos brasileiros.

Discute a normalização das ancoragens permanentes, a partir da já existente no estrangeiro, das ancoragens provisórias, e das propostas brasileiras de normas.

A contribuição constitui um desenvolvimento e actualização de trabalho mais antigo dos autores (Costa Nunes e Couto e Fonseca, 1972).

SYNOPSIS – The pioneer developments of the anchored structures in the highway retaining walls in Brazil and in the world are discussed in this paper and some Brazilian examples are cited.

The article also discusses the standartization of the permanent anchorages starting from that already adopted abroad, of the provisional anchorages, and the Brazilian standards proposed.

The paper is a development and a revision of a previous contribution of the Authors (Costa Nunes and Couto e Fonseca, 1972).

1 – OBJECTIVO

As estruturas de arrimo ancoradas em terra que foram utilizadas pela primeira vez em fins de 1957 no Brasil, talvez com carácter pioneiro no mundo, pois as referências disponíveis (Jelinek, R. und Ostermyer, H., 1966) indicam que a primeira utilização na Alemanha foi em Março de 1958, tiveram uma grande divulgação, no nosso país, a partir de 1966.

No D.N.E.R. as primeiras ancoragens para fins rodoviários foram realizadas em 1958, na Rodovia Rio-Terezópolis (Foto 1), tendo-se posto em relevo este facto no convite oficial para inauguração da obra.

* Engenheiro Professor da Escola de Engenharia (Univ. Fed. Rio de Janeiro) – Presidente de TECNOSOLO S.A.

** Engenharia – Instituto de Geotécnica do Estado da Guanabara.



Foto 1 – Rodovia Rio-Terezópolis DNER (primeira obra rodoviária brasileira que utilizou ancoragens).

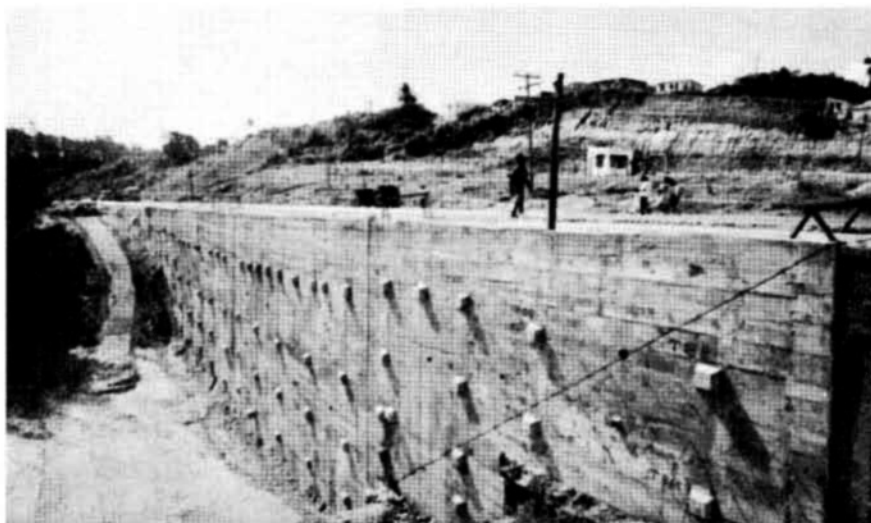


Foto 2 – Estabilização em cortina ancorada de grande altura em zona de aterro e massapê – Rodovia 324, perto de Salvador – DNER



Foto 3 – Estabilização de taludes em corte de talus na Rodovia Curitiba-Paranaguá – BR. 277 – DNER



Foto 4 – Estabilização na pista de descida da Serra das Araras – DNER

Entre as primeiras ancoragens em terra deve-se mencionar na Av. do Contorno em Salvador para o DERBA, as cortinas executadas na BR. 324, perto de Salvador, nos km 20 (Foto 2) e 24, para o DNER.

Posteriormente, estruturas desse tipo foram realizadas na Curitiba-Paranaguá – BR. 277 (Foto 3), e em grande número na recuperação da Serra das Araras, BR. 364, 1967 (Foto 4) e na Curitiba-São Paulo.

Mais recentemente, começaram a aparecer em todo o mundo estruturas desse tipo como nos Estados Unidos (D'Appolonia, 1967) e na Suíça (Cérenville, 1971).

Como salienta Habib (1969), relator desse tema especial no Congresso Internacional de Mecânica dos Solos do México, as ancoragens tornar-se-ão, para o futuro, um método usual de construção.

É interessante notar que no 3.º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, tendo sido apresentadas objecções ao uso de ancoragens para fins permanentes afirmou-se (Costa Nunes, 1966) – “Estamos certos de que, dentro de pouco tempo, muitas serão as organizações que adoptarão este método de construção”.

Tendo aparecido em 1969 o projecto de norma DIN 4125 sobre “Ancoragens projectadas para finalidades provisórias – Dimensionamento, Execução e Ensaio” e em 1972 a norma definitiva, bem como complementações no trabalho de W. Klöckner no Beton Kalender de 1971 (Bd. II) e em número especial da revista Consulting Engineer (May 1970), para estruturas permanentes, parece-nos de interesse discutir essa normalização, com base na experiência brasileira, em particular do Instituto de Geotécnica, do DNER e dos Metros de São Paulo e do Rio.

2 – DESENVOLVIMENTO DA TÉCNICA DE ESTRUTURAS DE ARRIMO ANCORADAS.

A técnica de executar cortinas de cima para baixo, que esteve presente desde as primeiras realizações nacionais no género em torno de 1958, (Foto 5), foi reconhecida como uma contribuição brasileira à técnica, como menciona o relatório geral de D. Deere e Patton à Conferência de Porto Rico (1971).

Essa técnica permitiu realizar, com segurança, obras de estabilização em condições muito difíceis em zonas de deslizamento, especialmente em

decorrência dos escorregamentos na Guanabara em 1966 e 1967 e na Serra das Araras em 1967.

Em 1969, houve uma tentativa de reivindicar processo análogo para a técnica suíça, com obras mais recentes 10 anos, do que as brasileiras (Criveli, 1969).

O uso de grelhas, em vez de cortinas ou muros maciços (Fotos 6 e 7), no caso de solos resistentes, sobretudo residuais ou de rocha muito alterada, parece também ter surgido no Brasil.

As grelhas ancoradas permitiram, com grande facilidade e economia, reforçar muros de alvenaria ou concreto, tornados insuficientes por qualquer motivo. A Foto 7, mostra algumas realizações viárias.

A utilização de perfis ou trilhos cravados como fundação e parte da estrutura das cortinas ancoradas, foi realizada, pela primeira vez no Brasil em 1959, na Serra do Mar, na Linha do Centro da RFFSA, (Central do Brasil), Foto 8. Adaptou-se para tal finalidade, a prática pré-existente das nossas ferrovias, de cravar trilhos usados para estabilizar zonas de escorregamento, alguns deles ancorados por meio de vergalhões passando por baixo das linhas férreas, a trilhos cravados a montante do deslizamento.

Soluções desse tipo foram empregadas em grande escala por nós em estruturas rodoviárias para o DER da Guanabara (Foto 9), DERBA e DNER em 1966 e 1967.

No entanto, também as estruturas mais antigas no estrangeiro (D'Appolonia, 1967) são desse tipo, e, na Alemanha, o método de escoramento de cavas com perfis verticais e pranchada horizontal é chamado Método de Berlim (Berliner Bauweise) e foi usado, a partir de 1958, com ancoragens.

Uma aplicação, na época, ao que nos parece original, foi a utilização de estruturas ancoradas para muros de impactos, calculados não para empuxos de terra mas para choques de blocos (Foto 10).

No que se refere a carga nos tirantes em terra, tem havido um crescimento contínuo, desde os primitivos tirantes de 15t de carga de trabalho até aos mais modernos de 40 a 100t, projectados e executados para sustentações provisórias nos Metros Brasileiros.

No caso de ancoragens em rocha, muito mais antigas, as cargas por ancoragens têm sido muito mais elevadas, bastando citar, entre outros exemplos, o reforço da barragem de Cheurfas na Argélia, em 1935, com tirantes de 1000t.



Foto 5 – Execução de estabilização pelo método brasileiro de submuramento – Obra pioneira Beneficência Portuguesa.



Foto 6 – Cortina em grelha em solo residual – Obra pioneira Beneficência Portuguesa



Foto 7 – Cortina de estabilização de taludes e grelha de reforço de muro de alvenaria na Rua Stefan Zweig nas Laranjeiras GB – DER GB e Inst. de Geotécnica

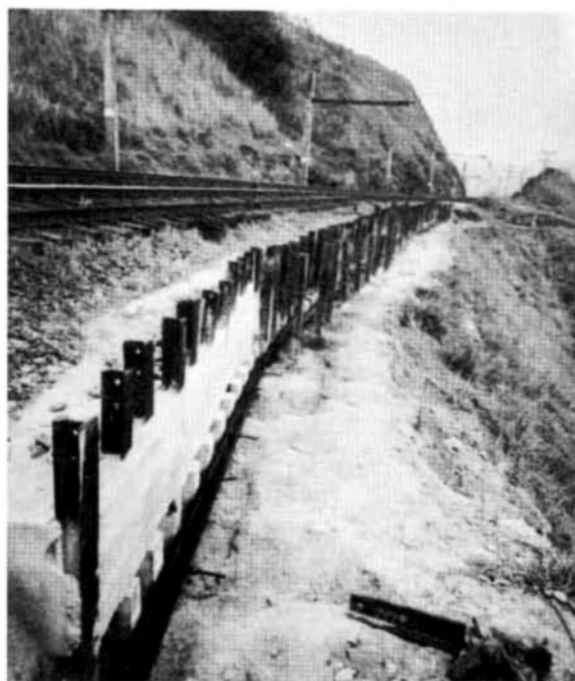


Foto 8 – Estabilização de taludes com trilhos ancorados – RFFSA, Linha do Centro da EFCB – Paulo de Frontin

No entanto, estudos económicos têm mostrado que as cargas de trabalho de cerca de 20t são as que conduzem a conjuntos – cortina de concreto-ancoragens – mais económicos.

O uso de perfis metálicos verticais, pelo seu alto custo, desloca a carga de trabalho de maior vantagem económica para valores maiores, talvez de 40t.

No que se refere à comparação técnico-económica com outros tipos de estruturas de arrimo, tem havido análises que, conforme o tipo de terreno, levam à conclusão de que as estruturas ancoradas passam a ser mais económicas do que as de peso, na hipótese de ambas serem tecnicamente viáveis, a partir de cerca de 4 m de altura (Dantas, 1967 b).

3 – MÉTODOS DE PROJECTO E DE CÁLCULO

Já temos tratado deste assunto em outros trabalhos (Costa Nunes, 1960, 1963 e 1971), o que recomenda não nos determos na discussão deste tema, fazendo apenas sumárias referências bibliográficas.

Essencialmente os métodos de cálculo de contenções ancoradas dividem-se em:

a – método de estabilidade externa

b – métodos de estabilidade interna

conforme o tipo de rotura admitida.

As marchas de cálculo usuais são a brasileira (Bibliografia acima citada) e a alemã (Jelinek e Ostermayer, 1966, Ranke e Ostermayer, 1968) sendo o método alemão baseado no trabalho de Kranz, 1953).

Em artigo recente, Fenoux e Portier (1972) declaram: “Desde que haja várias linhas de tirantes, o problema é sempre complexo; certos engenheiros projectam tirantes de comprimento crescente com a profundidade, outros adoptam disposições contrárias, segundo utilizam um método de determinação que considera uma rotação de conjunto possível em torno de um centro baixo ou alto. Nós nos guardaremos bem de decidir, embora a solução consistindo em adoptar todos os tirantes de mesmo comprimento permita, talvez, pôr todo o mundo de acordo”.

A afirmação é curiosa mas parece-nos inadequada; mesmo com o ponto de rotação baixo, pode ser necessário colocar as ancoragens superficiais mais longas que as profundas e, de qualquer forma, a ancoragem deve satisfazer ambas as condições (estabilidade interna e externa).

4 – NORMALIZAÇÃO DAS ANCORAGENS PROVISÓRIAS

4.1 – *Projecto de dimensionamento*

Sobre o assunto, há bastante discrepância entre a norma DIN 4125, para *tirantes provisórios*, a experiência brasileira e os documentos normativos expedidos (Portaria “N” n.º 13 de 30/10/64 do Governo do Estado da Guanabara e projectos de norma do Instituto de Geotécnica), para *tirantes permanentes*.

Os conceitos de tirantes provisórios e permanentes não estão completamente definidos.

A norma DIN 4125 (1972) considera como provisórios os tirantes com não mais de 2 anos de utilização, enquanto o Bureau Securitas (1973) distingue 3 categorias:

- a) tirantes provisórios de duração em serviço de menos de 9 meses.
- b) tirantes provisórios de duração em serviço de menos de 18 meses.
- c) tirantes provisórios de duração em serviço maior que 18 meses e tirantes definitivos.

Face à influência decisiva do problema de corrosão a longo prazo, parece-nos que o critério de norma DIN é mais conveniente.

As especificações brasileiras de tirantes provisórios são as do Metro do Rio e de São Paulo ambas seguindo de perto as DIN 4125.

Na norma DIN, os factores de segurança dos corpos de ancoragem em relação às cargas limites dos tirantes são (item 5.2):

- na hipótese de pressão activa: 1,5
- na hipótese de pressão no repouso: 1,33.

No Brasil, tem-se exigido o factor de segurança 2 para cálculos com base na pressão activa (Portaria “N” n.º 13 e Especificações TECNOSOLO).

O quadro da Fig. 11 fornece algumas especificações pertinentes a ancoragens segundo as referências bibliográficas.

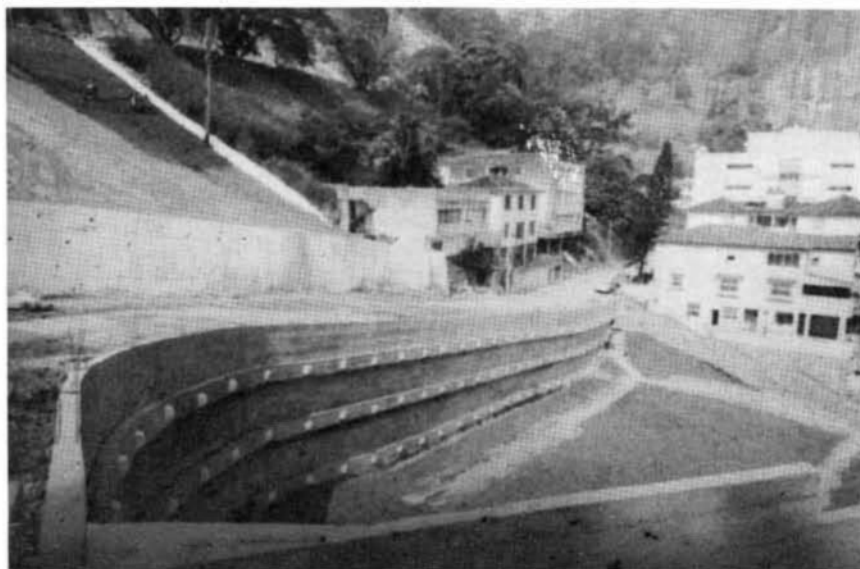


Foto 9 – Estabilização de taludes com cortina ancorada com fundações sobre perfis na zona de escorregamento das Laranjeiras – DER GB e Instituto de Geotécnica



Foto 10 – Muro de impacto na zona de deslizamento das Laranjeiras – DER GB e Instituto de Geotécnica

FIG. 11 — TENSÕES E FATORES DE SEGURANÇA EM ANCORAGENS

FORTE DINAMOMÉTRICA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1 Alívio lateral $\frac{C_1}{10} < 4023 \text{ kg/cm}^2$ repouso em rocha												
2 Tensão de cisalhamento na pasta	$\frac{C_1}{30}$	$2,0 \text{ kg/cm}^2$										
3 Tensões na água a f_1	$0,425 \text{ parca}$ $0,700 \text{ parca}$				$0,425$					$\frac{1,75}{1,33}$	$0,75 \text{ Tgrava}$ $0,40 \text{ Tparca}$	
4 Resistência à ruptura do ponto no lado do alinhamento	$> 2023 \text{ kg/cm}^2$											
5 Fator de segurança das cargas para resistência às águas de parca		$1,18$										
6 Nº de dias a aguardar para ensaio	$10 \text{ e } 17$	17										
7 Cimento sem resistência inicial de este elemento	$7 \text{ e } 10$ $1 \text{ e } 2$	7 2										
Fator de segurança de / projeto											$1,5$	
a) provisório		$2,0$			$1,5 \text{ e } 2,5$		$1,5$					
b) permanente		$2,0$			$1,5 \text{ e } 2,5$		$2,0$				$1,5$	
b1) em solo e pedregulha		$2,0$										
b2) em argila		$3,0$										
Fator de segurança no ensaio de ruptura		$1,5$		$1,5$								
9 Número de ancoragens em atividade e carga de ensaio de ruptura												
10 Comprimento mínimo de rede (m)	3 m											
11 Comprimento mínimo de rede de fios antes e e e e e e	100 e 200 e											
12 Fator de segurança contra ruptura geral												

NOTA /

e.o — EMPUJO ATIVO
e.r — EMPUJO EM REPOUZO

BIBLIOGRAFIA

- 1 — Littlejohn GS 1972
- 2 — The Consulting Engineer 1970
- 3 — Construction Method Engineering 1970
- 4 — Jackson F.S 1970
- 5 — Littlejohn GS 1970
- 6 — White Robert 1970
- 7 — Costa Neto 1983 e 1972
- 8 — Littlejohn GS 1972
- 9 — Instituto de Geotécnica-GB
- 10 — DN 4126 (Proc.) 1969 e 441, 1972 e ainda METRO SÃO PAULO
- 11 — Bureau Securitais
- 12 — Ostermeyer e Wenzler 1973



Rio, 30 de julho de 1973

Fig. 11 — Tensões e factores de segurança em ancoragens

Discutamos a norma DIN 4125, com eventuais menções do projecto de norma (DIN E 4125) onde nos parecer útil.

Quando mencionarmos “a Norma”, deve ser entendida a forma definitiva da DIN 4125.

No que se refere ao aço de que se constituem os tirantes, a norma DIN 4125 especifica:

A secção transversal total deve ser no mínimo de 225mm^2 e cada barra (no caso de cabo) deve ser, no mínimo de 75mm^2 , desde que não se preveja uma protecção contra a corrosão adicional, além da protecção contra a corrosão no trecho livre, com resistência suficiente para não ser danificada pela fabricação da ancoragem e a protensão. Essa protecção pode ser desprezada, quando se tratar de aço de construção ou de concreto armado e a espessura das barras individuais de, no mínimo, 16 mm.

Em solos que contenham elementos agressivos fortes, a secção transversal total deve ser maior do que 300mm^2 e cada barra não deve ter secção menor do que 110mm^2 .

Para estruturas de concreto armado, é bastante que no dimensionamento à flexão simples ou composta, tenha-se um factor de segurança $D = 1,3$ em relação a carga de rotura, para as tensões de corte e de torsão, deve-se manter os limites fixados na DIN 1045.

O aço de construção deve atender a DIN 17.100 (pelo menos o aço 52-3), o de concreto atender a DIN 488 e o de aço protendido à norma DIN 4227.

As tensões σ_a admissíveis no aço são indicadas na Tabela 1, sendo σ_s o limite de escoamento e σ_z a tensão de rotura.

TABELA 1

Na hipótese de:	Pressão activa	Pressão no repouso
<i>Tensão admissível no aço</i>	$\sigma_a \leq \sigma_s / 1,75$	$\sigma_a \leq \frac{\sigma_s}{1,33} \text{ ou } \leq \frac{\sigma_z}{1,75}$

Deve adoptar-se o menor dos dois valores de σ_a .

Na hipótese de pressão activa aumentada ou pressão no repouso diminuída, deve-se interpolar linearmente entre os dois valores de σ_a .

A norma permite a sobrecarga do aço até $0,9 \sigma_s$ para tempos curtos (ensaaios, por exemplo), desde que esta carga possa ser resistida pela estrutura.

No caso da hipótese de pressão no repouso total ou reduzido, deve-se garantir, além disso, que o corpo de ancoragem suporte a pressão activa com o correspondente coeficiente de segurança de 1,5 e o aço com a tensão admissível para o caso dessa pressão.

Para as ancoragens permanentes, tanto o projecto de norma do IG, como as especificações da TECNOSOLO, preconizam para tirantes de barra 0,5 da tensão de escoamento para a carga de trabalho.

Ostermayer e Werner (1972) preconizaram para ancoragens permanentes um factor de segurança de 1,75 sobre a rotura da ancoragem e de 1,50 sobre o limite de escoamento da ancoragem, considerado como o que corresponde

a um coeficiente de fluimento $(X_s = \frac{\Delta S}{\log \frac{t_2}{t_1}})$ onde ΔS é o acréscimo da deformação

que corresponde ao intervalo de tempo de t_1 a t_2 de $X_s = 1\text{mm}$ para solos pulverulentos e $X_s = 2\text{mm}$ para os coesivos.

O cálculo da estabilidade interna do conjunto, no caso de não se efectuar análise mais rigorosa com adopção de superfícies curvas, deve ser feito pelo método da Comissão de Estruturas Marítimas (Committee, 1966) no caso de ancoragens simples e pelo método correspondente de Ranke e Ostermayer (1968) no caso de ancoragens múltiplas.

Além disso, no caso de ancoragens muito próximas e pequena cobertura de solo deve-se verificar se o solo de ancoragem oferece resistência suficiente contra a rotura.

A norma chama a atenção para o facto de que as deformações excessivas podem conduzir a movimentos inadmissíveis da estrutura, mesmo que a estabilidade do solo esteja assegurada. A observação é válida, principalmente no caso de cavas profundas e alongadas em solos coesivos ou compressíveis. Exige-se, neste caso, verificação especial.

Recomenda-se ainda que as contenções devam ser calculadas de tal forma que o colapso eventual de uma ancoragem não leve o conjunto à rotura.

4.2 – *Requisitos executivos*

Prescrevem as normas que as ancoragens devem obedecer rigorosamente às inclinações fixadas.

Não fixa a norma tolerâncias. Como a inclinação mais conveniente é um problema de máximo e mínimo, variando o valor da resistência pouco para outras inclinações em torno da inclinação de projecto, pensamos que uma tolerância de $\pm 2^\circ$ seja suficiente.

O recobrimento do aço deve ser de 2 cm no mínimo (DIN 4125), devendo-se garantir um envolvimento completo do aço de ancoragem. No caso de meios agressivos, o cobrimento deve ser no mínimo de 3 cm, verificando-se ainda a necessidade de outras providências.

O corpo de ancoragem não deve ser substancialmente maior do que o projectado, ao menos até ao ensaio.

Para as características de injeccção valem as normas de injeccção de luvas de protendido.

4.3 – *Ensaio básico e ensaio de suficiência (ou qualificação)*

Para cada novo tipo de ancoragem deve ser feito *ensaio básico* em cada um dos tipos de solos não injectáveis (isto é, nos quais a injeccção de cimento não penetre como em cascalho ou aterros e solos naturais com vasios):

Grupo: 1 – Solos não coesivos.

2 – Solos coesivos.

Nesse ensaio básico, deve-se desenterrar as ancoragens para verificar a sua constituição, o que não é necessário nos de suficiência.

Tanto no *ensaio básico* como no de *suficiência*, devem ser ensaiadas 3 ancoragens em cada tipo de solo.

Uma quarta ancoragem deve ser executada com trecho de ancoragem curta, de maneira que a rotura se dê no solo, antes de alcançar a tensão de rotura do aço (DIN 4125 E).

Essa ancoragem, depois da rotura, deve ser arrancada com velocidade constante, a fim de constatar uma eventual redução da força de ancoragem. (DIN 4125 E).

O ensaio deve ser feito cerca de uma semana depois da injeção da parte ancorada.

Mede-se o deslocamento da extremidade do tirante do lado da escavação, em relação a uma referência fixa, traçando as curvas carga-deslocamentos e tempo-deslocamentos.

A carga limite é a que no ensaio ainda conduz, indubitavelmente à estabilização, desde que menor do que a resistida pelo tirante no seu limite de escoamento.

A carga de trabalho admissível é a menor dentre os seguintes valores:

- a) a carga limite da ancoragem dividida pelo coeficiente de segurança (já visto).
- b) a correspondente à admissível para o aço do tirante, de acordo com a Tabela 1.

O comprimento livre e a perda de atrito na protensão deduz-se da parte elástica dos deslocamentos. Para esta finalidade, recomenda-se subdividir a curva forças-deformações nas curvas das deformações permanentes e elásticas (Figuras 13 a 16).

No ensaio básico determina-se, a partir da escavação, a forma, comprimento e constituição da ancoragem e, particularmente, da parte ancorada.

Neste caso, se o comprimento de ancoragem não é definido, deve-se determinar, por meio de pesquisas complementares, sobre que trecho a parte preponderante da força é transmitida ao solo.

Sobre o ensaio básico é apresentado um relatório, o qual contenha, além da descrição do processo de execução da ancoragem, os resultados do ensaio de tração e o observado durante a escavação da ancoragem, assim como uma clara descrição do solo.

Devem ser dados os comprimentos livres do aço e da ancoragem os quais não devem diferir essencialmente dos projectados.

As perdas de protensão por atrito devem-se manter pequenas, para avaliação dos afastamentos permissíveis, serão indicados critérios mais adiante.

Deve-se verificar, ainda, se as especificações de projecto (item 4.1) foram atendidas.

Os resultados do ensaio de suficiência devem ser objecto de relatório análogo.

4.4 – Ensaios de recebimento

Todas as ancoragens devem ser ensaiadas até 1,2 vezes a carga de trabalho (nas ancoragens permanentes, as especificações brasileiras já mencionadas exigem ensaio com 2 vezes).

Deve-se medir as deformações elásticas e permanentes.

No caso do dimensionamento com a pressão activa, deve-se ensaiar, no mínimo, 5% das ancoragens com 1,5 vezes a carga de trabalho.

As curvas Forças-Deslocamentos e Tempo-Deslocamentos obtidas no ensaio de recebimento devem ser comparadas e avaliadas com as obtidas no ensaio básico.

As condições de recebimento são, em regra, preenchidas, se as deformações das ancoragens com 1,2 vezes a carga de trabalho calculada se estabilizam dentro do tempo de observação já citada, as curvas Força-Deslocamentos não diferem essencialmente das obtidas respectivamente nos ensaios básicos e de qualificação e quando, pelo deslocamento, se comprova o comprimento livre (de acordo com as recomendações que serão apresentadas).

Se as condições de recebimento não são satisfeitas, admite-se como carga limite aquela em que o movimento da cabeça da ancoragem ainda se estabiliza. Deve-se verificar se é necessário executar uma ancoragem em substituição à não satisfatória.

Quando as ancoragens provisórias devem permanecer mais de dois anos devido a circunstâncias imprevistas, deve-se repetir o ensaio de recebimento cada 6 meses depois do prazo indicado.

4.5 – Recomendações para a apresentação e a interpretação dos ensaios de tracção básica, de qualificação e de recebimento, de tirantes provisórios

Este processo para a análise dos resultados de ensaios, possibilita com uma precisão suficiente para a prática, a apreciação de uma ancoragem protendida em relação à sua capacidade de carga, comprimento livre de aço e deslocamento.

A Fig. 12 define a nomenclatura usada para o tirante.

Vejamos em primeiro lugar os casos dos ensaios *básicos e de qualificação*.

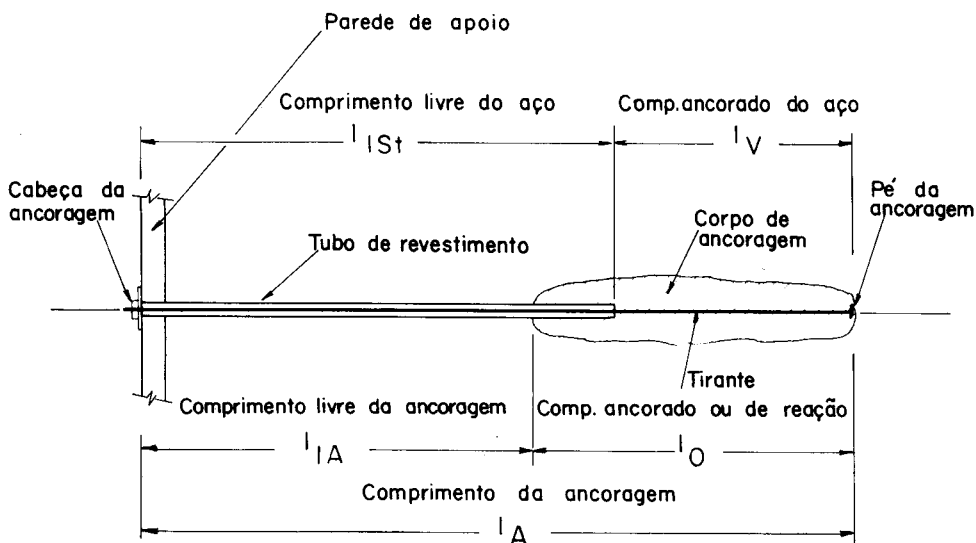


Fig. 12 – Nomenclatura

Os resultados dos ensaios devem ser representados com todas as descargas intermediárias, de acordo com a Fig. 13 correspondente às curvas Forças-Deslocamentos.

Os deslocamentos da cabeça da ancoragem devem ser subdivididos em parcelas de deformações elásticas e permanentes.

Para tal finalidade, procede-se do seguinte modo:

Para uma força de ancoragem determinada, obtém-se segundo a Fig. 13, o deslocamento total S que, na descarga, fornece a parcela elástica S_e e permanente S_p . Esses dois valores são levados separadamente na Fig. 14, respectivamente acima e abaixo do eixo das forças A .

Na Fig. 13, indica-se, como exemplo, o deslocamento S_c correspondente ao ponto C para a força de ancoragem $0,75 \sigma_s F_c$.

Na descarga, obtém-se o ponto C' e os deslocamentos elásticos S_e e permanente S_p , os quais são representados na Fig. 14 por meio dos pontos C_e e C_p para a carga de ancoragem indicada.

Das curvas dos deslocamentos permanentes (Fig. 14) determina-se a carga limite, como já foi dito.

Se não for atingida essa carga, considera-se a carga mais alta aplicada, no máximo porém a carga limite do aço considerado no limite elástico.

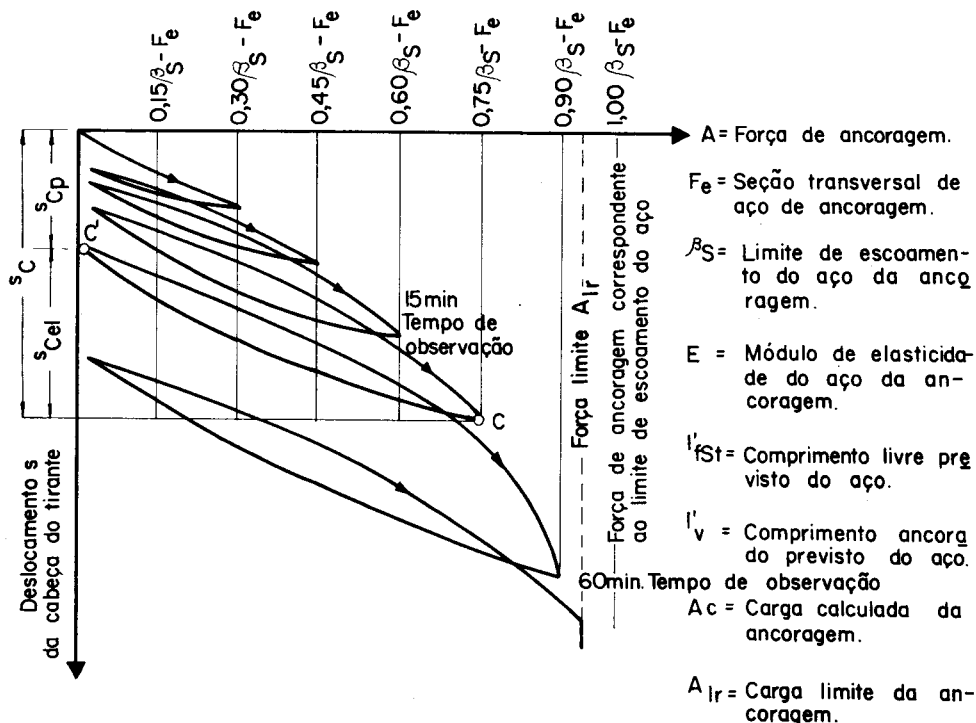


Fig. 13 - Curvas Forças-Deslocamentos dos ensaios respectivamente básico e de suficiência, deslocamentos totais

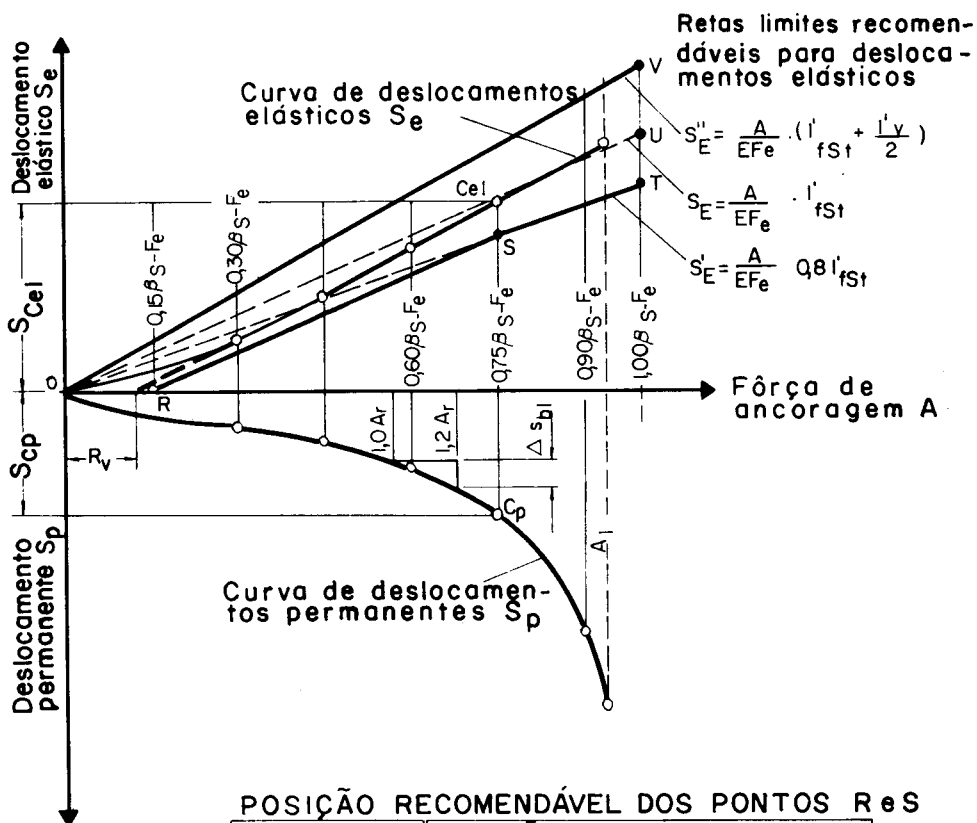
Para obter o comprimento livre l_l e a perda por atrito procede-se como abaixo:

O comprimento livre obtém-se da inclinação da parte rectilínea da curva do deslocamento elástico (Fig. 14).

$$l_l = \frac{\Delta S_e E F_e}{\Delta A}$$

O prolongamento desta parte rectilínea corta o eixo das cargas no Ponto R_v , correspondente à perda por atrito.

Recomenda-se que o comprimento livre da ancoragem, não difira essencialmente do previsto. Como critério para isso, recomenda-se que a curva dos deslocamentos elásticos S_e da Fig. 14 seja contida no interior do polígono O.R.S.T.U.V.O.



POSIÇÃO RECOMENDÁVEL DOS PONTOS R e S		
	POSIÇÃO DOS PONTOS	
	R	S
$A_1 > Q,9\beta_s F_e$	$A=Q,15\beta_s F_e$	$A=0,75\beta_s F_e$
$A_1 \leq Q,9\beta_s F_e$	$A=Q,15 A_{gr}$	$A=0,75 A_{gr}$

Fig. 14 – Curvas Forças-Deslocamentos dos ensaios respectivamente básico e de suficiência, repartição em deslocamentos elástico e permanente

Ensaio de recebimento

Os resultados desses ensaios de tracção, estão indicados nas Figuras 15 e 16.

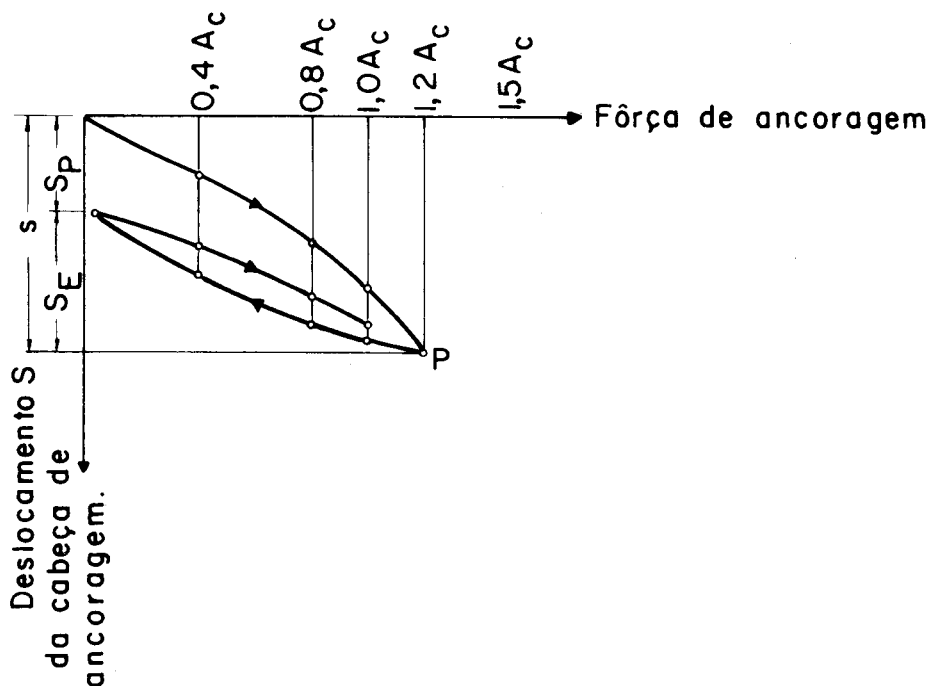


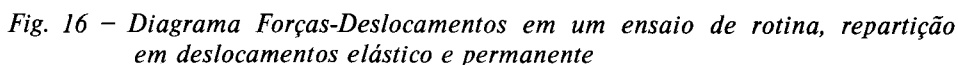
Fig. 15 – Diagrama Forças-Deslocamentos em um ensaio de rotina (de recebimento)

Como, neste caso, se tem apenas o valor intermediário, só se pode determinar os deslocamentos elásticos e permanentes separadamente para essa carga (pontos P_E e P_P na Fig. 16).

Adoptando-se agora, para o andamento dos deslocamentos elásticos, ao invés da curva, desconhecida, a recta OP_E , obtém-se pela subtração do recalque elástico do deslocamento total, a curva do deslocamento S_P na Fig. 16.

Segurança da ancoragem

No caso de ancoragens que tenham sido dimensionadas na hipótese de pressão activa, devem-se comparar as curvas das deformações permanentes (OP_P na Fig. 16) com as curvas correspondentes do ensaio básico ou de qualificação, a fim de avaliar a capacidade de carga do corpo de ancoragem no solo.



Além disso, o acréscimo da deformação permanente S_p entre 1.0 Ar e 1.2 Ar na Fig. 16, não deve ser maior do que na Fig. 14.

Para ancoragens que sejam dimensionadas na hipótese da pressão no repouso, as condições de recebimento, no que se refere à capacidade de carga são satisfeitas, quando os deslocamentos para 1.2 Ar se estabilizam no intervalo.

O comprimento livre efectivo do aço não deve diferir apreciavelmente do previsto.

Como já se disse, esta exigência é cumprida quando a curva dos deslocamentos elásticos se situa na área do polígono O.R.S.T.U.V.O., de acordo com a Fig. 14.

Como, no entanto, desta curva, só se obtém o deslocamento elástico para 1,2 vezes a carga de trabalho calculada (ponto P_e na Fig. 16), basta a prova de que este ponto P_e se situa entre as rectas S_E^* (OT) e $S_E^{*'} (OV)$.

5 - NORMALIZAÇÃO DE ANCORAGENS PERMANENTES COMO REQUISITOS ADICIONAIS DE TAIS ANCORAGENS EM RELAÇÃO ÀS PROVISÓRIAS

No trabalho de Klöckner (1971), afirma-se :

“Para ancoragens permanentes não existe até agora nenhuma norma, em consequência, devem ser satisfeitas as prescrições para ancoragens provisórias e as ancoragens, além disso, devem ser protegidas com segurança contra a corrosão.”

Não nos parece que a afirmação seja pacífica, pois é normal que, além dessa protecção especial contra a corrosão, se exija um factor de segurança maior para ancoragens permanentes em relação às provisórias.

Bauer, 1960 um dos precursores do processo de ancoragens recomendava nos seus primeiros artigos usar um factor de segurança 1,5 para ancoragens provisórias e 2,0 para as permanentes.

Ostermayer e Werner (1972) preconizam, em trabalho recente, que, no chamado ensaio de recebimento, todas as ancoragens sejam ensaiadas com 1,5 a carga de trabalho e que comparando-se os respectivos deslocamentos com as curvas obtidas nos ensaios de qualificação, se possa avaliar o comportamento de cada ancoragem. Veja-se, ainda, o quadro da Fig. 11.

No Brasil, temos recomendado factores de segurança contra a rotura de 2 desde os primeiros trabalhos executados (1957) e os primeiros artigos publicados (Costa Nunes, 1960 e 1963).

Os mesmos valores são usados na Portaria “N”, n.º 13, de 30.10.64 do Estado da Guanabara e no projecto de norma do Instituto de Geotécnica.

Na sugestão de norma para projecto e execução de obras de contenção com tirantes protendidos (Couto e Fonseca, 1970) o assunto é abordado de forma mais ampla e minuciosa.

TIRANTES DE AÇO EM BARRA Ø 1" E 1 1/8"

ACESSÓRIOS

SISTEMA TECNOSOLO — PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO COM 5 CAMADAS

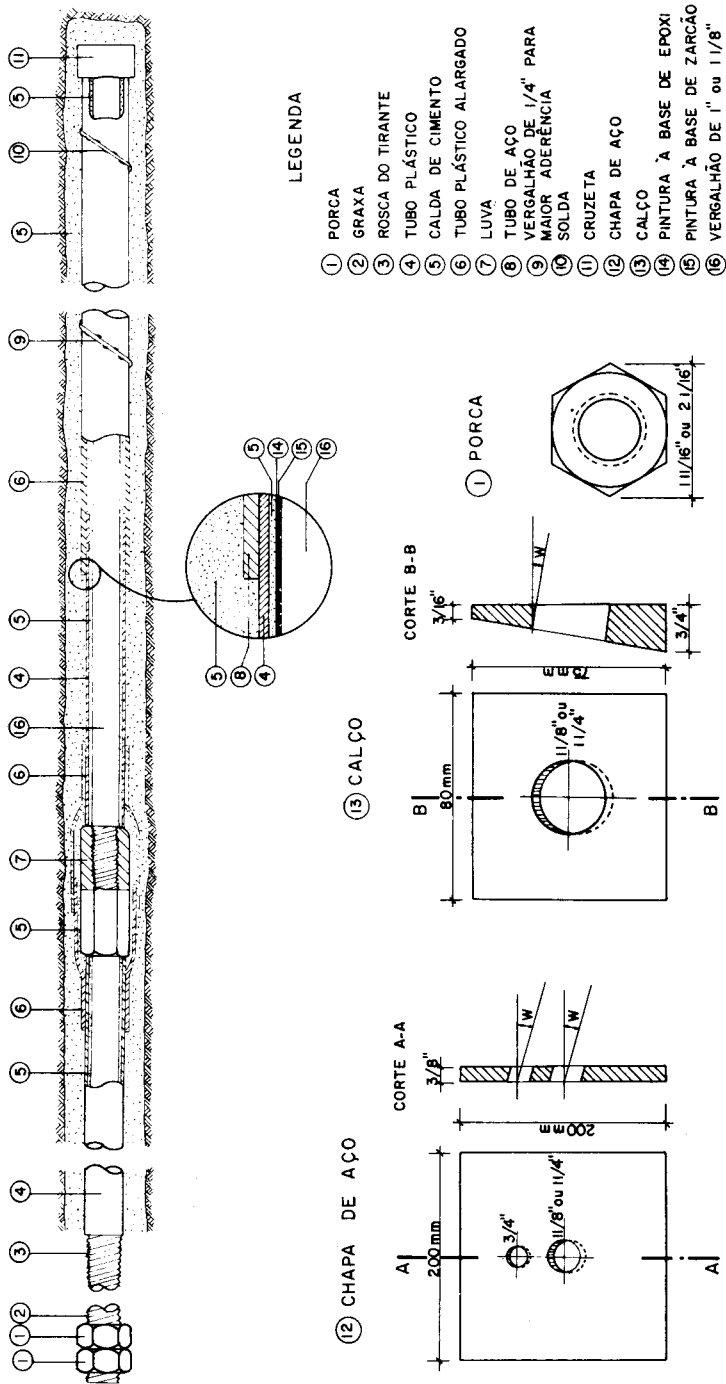


Fig. 17 – Tirantes de aço em barra Ø 1" e 1 1/8" – Acessórios (sistema TECNOSOLO - proteção contra a corrosão com 5 camadas)

Tudo indica a nosso ver que deve ser mantido o coeficiente de segurança mínimo de 2,0 para ancoragens permanentes.

Um aspecto que não tem sido observado entre nós para tirantes provisórios, devido a não se dispor de fios para protendido de diâmetro maior do que 8mm, é a prescrição da DIN E 4125 de que, mesmo em solos considerados não agressivos (item 5.4) a secção de um fio não deve ser menor do que 75 mm^2 ($d = 10,4 \text{ mm}$) e o cabo ou barra deve ter secção de aço não menor do que 225 mm^2 (17 mm).

No entanto, para tirantes permanentes tal inobservância é muito mais grave.

O trabalho de Rehm (1970), especializado e completo, confirma esse ponto de vista e recomenda a precaução adicional de se dispor de tirantes de prova, cuja corrosão ao longo do tempo possa ser acompanhada.

Vimos arrancando e observando ancoragens ao longo do tempo nestes quinze anos e parece-nos que a protecção do tipo "5 camadas" é a mínima indicada para estruturas permanentes (Fig. 17).

É importante notar que a maioria das firmas alemãs de tirantes utilizam barras em vez de cabos para estruturas permanentes, (Klöcner, 1971), o que decorreria da maior facilidade, tanto de trabalho, como de protecção contra a corrosão.

Um problema importante para as ancoragens, principalmente as permanentes, especialmente em terrenos coesivos, é o escoamento plástico.

É recomendável que, no ensaio de qualificação num dado canteiro se observem, em pelo menos 3 ancoragens, deixadas sem injeção da parte livre, como evoluem as deformações ao longo do tempo, mantendo-se a carga, afim de se conhecer o coeficiente de fluência X_s , já definido.

Para se calcular mais facilmente X_s mantém-se a carga constante durante um tempo bastante longo (da ordem de pelo menos duas horas) e calcula-se X_s .

O conhecimento desse coeficiente permite avaliar a deformação a longo prazo.

Por exemplo, conhecida a deformação entre 1/2 hora e 3 horas, a deformação apenas dobrará entre 3 e 100 horas e a deformação em 50 anos será 6 vezes maior que a entre 3 e 30 minutos.

6 – CONCLUSÃO

Como conclusão parece-nos que, dadas as indecisões que ainda caracterizam os métodos de cálculo de ancoragens, a influência do fluimento do solo e o perigo de corrosão maior do que nas fundações, a tendência de reduzir os factores de segurança baseada em motivos económicos não deve ser seguida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARBEDETTE, R. (1966) – Le tirant S.I.F. type "T.M." pour terrains meubles. Bulletin Technique de la Suisse Romande 92 (1) Jan. Lausanne.
- BAUER, K. (1960) – Injektionszuganker in nichtbindigen Boden. Bau und Bauindustrie 16.
- BENDEL, H. (1966) – Erdanker system Stump Bohr A. G. Schweizerische Bauzeitung 84 (6) Feb. Zurich.
- BUREAU SECURITAS (1972) – Recommendations concernant la conception, le calcul, l'execution et le controle des tirants d'ancrage. Paris, Eyrolles.
- BUREAU SECURITAS (1973) – Recommendations concernant les tirants d'ancrage. Comptes Rendus du VIII Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation 2/6: 33-38. Moscou.
- CAMBEFORT, H. (1966) – Les ouvrages ancrés au sol. Travaux. Mai. Paris.
- CAQUOT, A. et KERISEL, J. (1966) – Traité de mécanique des sols. Paris, Gauthier-Villars.
- CEMENTATION GROUND ENGINEERING LTD. (1970) – General specification for ground anchors. Consulting Engineer. May.
- CÉRENVILLE, Henri B. (1971) – Les murs ancrés de la région du funiculaire Vevey-Charbonne – Mont – Pèlerin. Bulletin Technique de la Suisse Romande 97 (22). Lausanne.
- CERQUEIRA, César de A. G. (1967) – Exemplo de protecção contra o deslizamento de placas de esfoliação, junto a construções. Simpósio sobre protecção contra calamidades públicas. Clube de Engenharia Departamento de Actividades Técnicas.
- COMMITTEE FOR WATERFRONT STRUCTURES (1966) – Recommendations. Berlin – Munich, Wilhelm Ernst & Sohn.
- COMTE, C. (1965) – L'utilisation des ancrages en rocher et en terrain meuble. Bulletin Technique de la Suisse Romande.
- CONSELHO NACIONAL DE PESQUISAS (1967) – Os movimentos de encosta no Estado da Guanabara e regiões circunvizinhas. Relatório da Comissão de Especialistas. Rio de Janeiro.

- CONSULTING ENGINEER (1970) – Ground anchors. May.
- COSTA COUTO E FONSECA, Ana Margarida Maria (1970) – Sugestão de uma norma para projeto e execução de obras de contensão. 4.º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Rio de Janeiro.
- COSTA NUNES, A. J. da (1951) – A barragem de Ernestina. Revista do Clube de Engenharia. Abr.
- COSTA NUNES, A. J. da e VELLOSO, D. de A. (1960)– A consolidação de taludes rochosos por meio de chumbadores. Revista do Clube de Engenharia. Jan. Juiz de Fora.
- COSTA NUNES, A. J. da e VELLOSO, D. de A. (1963) – Estabilização de taludes em capas residuais de origem granito-gnaissica. Anais do 2.º COPAMSEF 2.
- COSTA NUNES, A. J. da (1965) – Discussion. Proceedings of the Sixth International Conference Soil Mechanics Foundation Engineering 3.
- COSTA NUNES, A. J. da (1966 a) – Discussion thème 3. Proceedings of the First International Conference of Rock Mechanics 3. Lisbon.
- COSTA NUNES, A. J. da (1966 b) – Discussion thème 6. Proceedings of the First International Conference of Rock Mechanics 3. Lisbon.
- COSTA NUNES, A. J. da (1966 c) – Uso de protensão em barragens e estruturas auxiliares. Relatório. 4.º Seminário Brasileiro de Grandes Barragens. Saneamento. Jan./Mar.
- COSTA NUNES, A. J. da (1966 d) – Estabilização de encostas em rodovias. 2.º Simpósio do Instituto de Pesquisas Rodoviárias.
- COSTA NUNES, A. J. da (1966 e) – Estabilização de taludes. Conferência. Anais do 3.º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos 2. Belo Horizonte.
- COSTA NUNES, A. J. da (1966 f) – Relatório sobre aspectos geológicos, geotécnicos e hidrológicos da Comissão Interuniversitária sobre calamidades no Estado da Guanabara e estados vizinhos. Ministério da Educação e Cultura.
- COSTA NUNES, A. J. da (1966 g) – Semana de debates sobre o problema das favelas. Aspectos concernentes à mecânica dos solos e das rochas. Clube de Engenharia.
- COSTA NUNES, A. J. da (1966 h) – Improvements in the techniques of prestressed anchorages in rocks and soils. First International Congress on Rock Mechanics. Lisbon.
- COSTA NUNES, A. J. da e VELLOSO, Dirceu de Alencar (1966 i) – Stabilization des talus de sols residuels. Technique des Travaux (5-6).
- COSTA NUNES, A. J. da (1967 a) – Análise dos deslizamentos de terras havidos no país nos últimos anos. Simpósio sobre protecção contra calamidades públicas. Clube de Engenharia Departamento de Actividades Técnicas.
- COSTA NUNES, A. J. e SCHWAB, Menezes Moacyr (1967 b) – Construção de Base Naval em solos sensíveis. 2.º Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil. Rio de Janeiro.

- COSTA NUNES, A. J. da, CHIOSSO, N. J. e MAGGI, J. C. (1969) – Anchorages test in clays for the construction of São Paulo subway (Brasil). International Conference of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. México. Specialty Session n.º 15. Paris, Société de Diffusion des Techniques du Bâtiment et des Travaux Publics.
- COSTA NUNES, A. J. da (1971a) – Métodos de ancoragem. Concepção e cálculo. Aplicações. Curso de Aperfeiçoamento em Fundações. Rio de Janeiro, Associação dos Antigos Alunos da Politécnica.
- COSTA NUNES, A. J. da, e SEIXAS FERREIRA, Magdala (1971b) – Panorama dos problemas de encostas em estradas. 3.ªs Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil. Moçambique e Luanda.
- COSTA NUNES, A. J. da (1972) – Factores geomorfológicos e climáticos na estabilidade de taludes de estradas. Revista Latino-Americana de Geotécnica (3).
- COSTA NUNES, A. J. da e COSTA COUTO E FONSECA, Ana Margarida Maria (1972) – A experiência brasileira e mundial de estruturas de arrimo rodoviárias e sua normalização. International Road Federation Meeting. 2.ª Reunião das Organizações Rodoviárias. Set. Brasília, DNER.
- CRIVELLI, G. (1969) – Application of underpinning method to the construction of retaining walls anchored in soils. International Conference of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. México. Specialty Session n.º 15. Paris, Société De Difusion des Techniques du Bâtiment et des Travaux Publics.
- D'APPOLONIA, E., ALPERSTEIN, R. e D'APPOLONIA, D. J. (1967) – Behavior of a colluvial slope. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE 93 (SM4) Proc. Paper 5 326. Jul.
- DANTAS, Haroldo Stewart (1967a) – Obras de estabilização da encosta das Laranjeiras. Revista de Engenharia do Estado da Guanabara. Jan./Dez.
- DANTAS, Haroldo Stewart (1967b) – Estudo comparativo de custo de estruturas de arrimo. 3.º Simpósio sobre Pesquisas Rodoviárias. Jul.
- DANTAS, Haroldo Stewart (1967c) – The behavior of low- cost roads in Brazil. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 13.º World Road Congress. Tokio, Japan.
- DEERE, D. V. e PATTON, F. D. (1971) – Slope stability in residual soils. Proceeding of the Fourth Panamerican Conference of Soil Mechanics Foundation Engineering I. San Juan, Puerto Rico, ASCE.
- DEUTSCHER GESSELLSCHAFT FÜR ERD UND GRUNDBAU-EMPFEHLBUNGEN FÜR DEM BAU UND SICHERUNG VON BOSCHNUNGEN (1962 – Die Baut 12.
- DIN 4 084 (1966) – Baugrund. Geländebruchberechnungen Bei Stutzbauwerken. Richlinien. Tiefbau. Mai.
- DIN 4 125 (1969) – Erd-und Felsanker – Verpressanker für vorübergehende Zwecke im Lockergestein. Entwurf. (Existe tradução Tecnosolo).

- DIN 4 125 (1972) – Erd-und Felsanker – Verpressanker für vorübergehende Zwecke im Lockergestein. Sept. (Existe tradução Tecnosolo).
- ECKERT, O. (1966) – Consolidation de massifs rocheux par ancrage de cables. Sols-Soils (18-19).
- FENOUX, G. Y. e PORTIER, I. L. (1972) – La mise en précontrainte des tirants. Travaux (449-450). Aug./Sept.
- GILG, B. (1966) – Verankerungen im fels und lockergestein. Schweizerische Bauzeitung 84 (6). Feb. Zurich.
- GOVERNO DO ESTADO DA GUANABARA (1964) – Portaria “N” n.º 13 de 30.10.1964.
- GOVERNO DO ESTADO DA GUANABARA (1965) – Decreto “N” n.º 417, de 14.7.1965. Dispõe sobre o licenciamento de construções em terrenos acidentados e nas bases de encostas dos morros e das outras providências. Diário Oficial – Estado da Guanabara. Part 1. 19.7.1965.
- HABIB, P. (1969) – Les ancrages, notamment en terrains meubles. Proceedings of Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. México. v.3.
- HANNA, T. H. e SEETON, J. E. (1967) – Observations on a tiedback soldier – pile and timber – lagging wall. Ontario hydro research quarterly. Second quarter.
- HANNA, T. H. (1970) – Measuring performance in the field. Consulting Engineer. May.
- HUDER, J. (1965) – Erdanker, Wirkungsweise und Berechnung. Schweizerische Bauzeitung 83 (35). Zurich.
- INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (1972) – Richtlinien über die Zulassungsprüfungen von Verpressankern für vorübergehende Zwecke.
- INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (1973) – Zulassungsbedingungen für Verpressanker für bleibende Verankerungen.
- JACKSON, F. S. (Marples Ridgway Ltd.) (1970) – Ground anchors – the main contractor's experience. Consulting Engineer. May.
- JELINEK, R. e OSTERMAYER, H. (1966) – Verankerung von Baugrubenumschliessungen. Vortraege der Baugrundtagung 1966 in München. Deutsche Gesellschaft für Erd und Grundbau.
- JELINEK, R. e OSTERMAYER, H. (1967) – Zur Berechnung vom Fangdämmen und verankerten Stützwänden. Bautechnik, Heft (5-6).
- KLÖCKNER, W. (1971) – Beton Kalender 1971. Band 11. Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn.
- KNILL, J. L., FRANKLIN, J. A. e RAYBOULD, D. R. (1966) – A study of the stress distribution around rock bolt anchors. Proceedings of the First Congress of the International Society of Rock Mechanics 2. Lisboa.
- KRANZ, E. (1953) – Über die Verankerung von Spundwänden. Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn.
- KUHN, Bernhard Albert (1970) – Ancoragens provisórias em solos argilosos no Metro de São Paulo. 4.º COBRAMSEF / t. 1 Rio de Janeiro.
- LITTLEJOHN, G. S. (Cementation Ground Engineering Ltd) (1970) – Anchorages in soils – some empirical design rules.

- LITTLEJOHN, G. S. (1972) – Empirical design methods employed in Britain. Comunicação privada.
- MATALLANA, Gustavo A. (1972) – Análisis teórico y práctico de estructuras atirantadas con anclajes pretensados a tierra. Boletín Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones (38). Nov.
- MAWDSLEY, J. (Associated Tunneling Co.) (1970) – Choice of drilling methods for anchorage installations. Consulting Engineer. May.
- MAYER, A. e ROSSET, F. (1965) – Ancrage d'une paroi moulée dans le sol au chantier de l'Unesco, à Paris. Bulletin Technique de la Suisse Romande (91). Lausanne.
- MC CALL AND CO. (British Steel Corp. General Steels Division) (1970) – Steel in ground anchors. Consulting Engineer. May.
- METRO DE SÃO PAULO (1969) – Tirantes para obras provisórias. Especificações de serviço. São Paulo.
- METRO DO RIO DE JANEIRO (1970) – Recomendações para a execução do ensaio e da elaboração do relatório dos testes de ancoragem. Rio de Janeiro.
- MORAIS, João Alves de (1963) – Problemas especiais de construções. Elementos protendidos e premoldados. 1.º Seminário Nacional de Pontes e Estruturas bol. 1. Out. Rio de Janeiro.
- MULLET (Rawlplug Ltd) (1970) – Deep fixings for anchors. Consulting Engineer.
- OLIVEIRA, Nunes J. M. (1968) – Estabilização de taludes em terrenos rochosos. Notas. Lisboa.
- OSTERMAYER, H. (1970) – Erdanker – Tragverhalten und Konstruktive Durchbildung. Vorträge der Baugrundtagung 1970 in Düsseldorf. Deutschen Gesellschaft für Erd – und Grundbau.
- OSTERMAYER, H. e WERNER, H. U. (1972) – Neue Erkenntnisse und Entwicklungstendenzen in der Verankerungstechnik. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart. Deutschen Gesellschaft für Erd – und Grundbau.
- PEARSON, L. L. (Foseco Minsep) (1970) – Resin based fixings for anchorages. Consulting Engineer. May.
- PRICE, D. G. (George Wimpey e Co. Ltd) (1970) – Rock bolting systems and their applications. Consulting Engineer.
- RANKE, A. e OSTERMAYER, H. (1968) – Beiträge zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschliessungen. Bautechnik. Heft 10.
- REDLINGER, Jacob F. e DODSON, Ernest L. (1966) – Rock anchor design. Proceedings of the First Congress of the International Society of Rock Mechanics 2. Lisbon.
- REHM (1970) – Korrosionsschutz für Verpressanker. Vorträge der Baugrundtagung 1970 in Düsseldorf. Deutschen Gesellschaft für Erd und Grundbau.
- SORETZ, S. (1955) – Einige Bemerkungen zur Berechnung und Ausführung von Stahlverankerungen im Fels. Geologie und Bauwesen 21 (4). Wien.
- TALOBRE, J. (1957) – La statique du Boulon d'ancrage dans les travaux au rocher. Construction 12 (12).

- UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO (1967) – Seminário inter-universitário para o exame das consequências das chuvas e enchentes de Janeiro de 1966, na região da Guanabara e áreas vizinhas. Rio de Janeiro.
- VELLOSO, Dirceu de Alencar (1966) – Empuxos de terra sobre suportes temporários e permanentes. Estabilidade de taludes. 3.º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Fundações. Belo Horizonte.
- WHITE, Robert E. (Spencer White and Prentis Inc.) (1970) – Anchorage practice in the United States. Consulting Engineer. May.