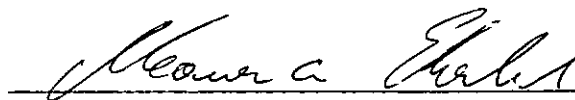


MÉTODOS DE ANÁLISE DE SISTEMAS DE CONTENÇÃO DE SOLOS
REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS

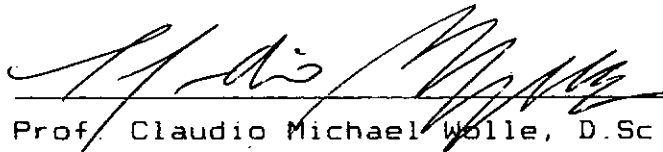
Luiz Francisco Muniz da Silva

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

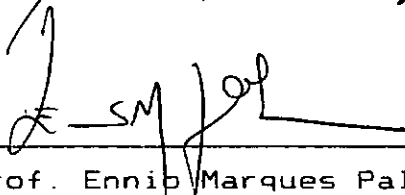
Aprovada por:



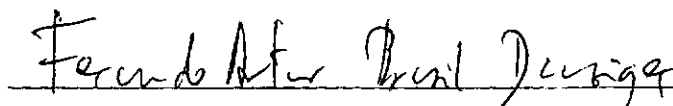
Prof. Mauricio Ehrlich, D.Sc.
(PRESIDENTE)



Prof. Claudio Michael Walle, D.Sc.



Prof. Ennio Marques Palmeira, Ph.D.



Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - Brasil

ABRIL, DE 1991

SILVA, LUIZ FRANCISCO MUNIZ DA

Métodos de Análise de Sistemas de Contenção de Solos
Reforçados com Geotêxteis [Rio de Janeiro] 1991.

XII, 234 p. 29.7cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil,
1991).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Solos reforçados, geotêxteis, contenções I. COPPE/UFRJ
II. Título (série).

À memória do meu Pai

À

Beth

e

Gabriel.

"Vós que vireis na crista da onda em que (quase) nos afogamos, quando falardes de nossas fraquezas, pensai também no tempo sombrio a que haveis escapado".

Bertold Brecht

AGRADECIMENTOS

Tem sido para mim honroso e gratificante participar desta vivência na COPPE até aqui. Mesmo com o risco de cometer injustiças por omissão, relaciono a seguir as pessoas, às quais, especial e calorosamente, agradeço por, de um modo ou de outro, terem colaborado para o desfecho a bom termo desta caminhada.

Prof. Mauricio Erhlich - pelo caráter de objetividade e depuração que buscou inserir no trabalho. Também por ter colocado ao meu dispor os seus sólidos conhecimentos.

Prof. Marcio Almeida - um agradecimento bastante especial pela orientação inicial e por toda ajuda, incentivo e atenção com que sempre me distinguiu.

Rafael Vergara - sua intensa luz ajudou a iluminar o meu caminho.

Jorge Spada - mais que um amigo, um irmão.

Prof. Ian Schumann - pelo seu exemplo de correção, rigor e persistência. Pela sua permanente disponibilidade em ajudar.

Prof. Fernando Danziger - pela sua qualidade humana, principalmente. E também pelo incentivo e constante atenção.

Prof. Roberto Soraggi - pela inestimável ajuda em Matemática e pela riqueza de nosso contato.

Aos que me ajudaram na RFFSA, dentre os quais me permito destacar:

Eng.^o Cemaruh Pereira - pelos seus profundos conhecimentos em Matemática, Física e Cálculo Estrutural, dos quais pude me beneficiar.

Eng.^o Aron Davidovitch - pela defesa deste trabalho em momentos difíceis.

Ulisses F.L. de Oliveira - pelas fotografias e pelo interesse.

Heraldo A. Cabral - pela qualidade de seus desenhos. Mas, mais importante, pelo seu senso de companheirismo e amizade.

Eng.^o Antonio Romaneli - pelo profundo encontro humano que tivemos.

Eng.^o Jayme S. Oliveira - pela prestimosa ajuda na área de informática.

À RHODIA, pela grande quantidade de bibliografia que ficou à disposição. Particularmente agradeço ao Engo. Flavio Montez de quem, para além do profissionalismo, a atenção e boa vontade me permitiram utilizar em meu favor a sua sólida competência.

Ao IPT por todos os dados que me colocou à disposição e por toda a atenção e gentileza dos Eng.^{os} Pedro Alexandre e Claudio Wolle.

À Eni Rosa dos Santos pela competente edição do texto, e mais ainda pela sua paciência.

Ao Eng.^o Gerson de Castro, pelo incentivo desde alguns

anos atrás e pela cordial atenção todo esse tempo.

À Eng.^a Delma Vidal, por toda a ajuda prestada sempre que tive necessidade.

Ao S. Gilmar Fernandes, pelos gregos e latinos.

À Maria Cristina Alves, pela revisão do Inglês e, sobretudo, pela amizade.

Ao Eng.^o Julio Cesar D. de Oliveira do DER-MG, pelo material fornecido de obras relatadas.

À Lucia, minha irmã, pela revisão ortográfica e demais conhecimentos lingüísticos.

E por fim, mas não menos, à Beth, por TUDO ...

Resumo da tese apresentada à COPPE-UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.).

MÉTODOS DE ANÁLISE DE SISTEMAS DE CONTENÇÃO DE SOLOS
REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS

LUIZ FRANCISCO MUNIZ DA SILVA

Abril de 1991

Orientador: Prof. Mauricio Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Apresenta-se neste trabalho uma revisão crítica dos mecanismos fundamentais envolvidos no comportamento de estruturas reforçadas em geral, e dos métodos de análise de sistemas de contenção de solos reforçados com geotêxteis. Foram estudados quatorze métodos de análise de tensões e dois métodos de análise de deformações.

O material geotêxtil é apresentado, sendo focalizado os aspectos de interesse para sua aplicação em obras de terra, e são descritos casos práticos de emprego da técnica, tanto no Brasil quanto no exterior.

De forma a verificar a acurácia dos métodos de análise de deformação, retroanalisou-se uma obra instrumentada e compararam-se os resultados com as movimentações medidas.

Abstract of Thesis presented to COPPPE-UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

METHODS OF ANALYSIS FOR GEOTEXTILE REINFORCED
SOIL RETAINING SYSTEMS

LUIZ FRANCISCO MUNIZ DA SILVA

April, 1991

Thesis Supervisor: Prof. Mauricio Ehrlich

Department: Civil Engineering

A critical review of fundamental mechanisms involved in reinforced soil structures behaviour and methods of analysis for geotextile reinforced soil retaining systems is presented. Fourteen stress and two deformation analysis methods of analysis were studied.

Geotextile is introduced as material with emphasis to aspects related to earthwork applications. Some practical cases in Brazil and abroad are described.

Displacements of an instrumented site using two of the presented deformation analysis methods are calculated. Analytical results and measurements are compared.

ÍNDICE

CAPÍTULO I	- <u>INTRODUÇÃO</u>	1
	I.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	1
	I.2 - BREVE HISTÓRICO DA TÉCNICA DE SOLOS REFORÇADOS	3
	I.3 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	4
CAPÍTULO II	- <u>MECANISMO DE COMPORTAMENTO DE SOLOS REFORÇADOS</u>	6
	II.1 - GENERALIDADES	6
	II.2 - ANÁLISE CONSIDERANDO O MATERIAL COMPOSTO (Conceito de Coesão Anisotrópica)	11
	II.3 - ANÁLISE CONSIDERANDO O SOLO E O REFORÇO COMO MATERIAIS DISCRETOS (O Conceito de Tensão Confinante Aumentada)	22
	II.4 - OUTRAS HIPÓTESES	25
CAPÍTULO III	- <u>MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO</u>	31
	III.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	31
	III.2 - ANÁLISE DE TENSÕES	38
	III.2.1 - <u>Métodos de Equilíbrio Limite</u>	38
	III.2.1.1 - Método de Coulomb	41
	III.2.1.2 - Método de Rankine	46
	III.2.1.3 - Método dos Dois Blocos	51
	III.2.1.4 - Método de Broms - 1977	53
	III.2.1.5 - Ingold - 1982	61
	III.2.1.6 - Método "U.S. Forest Service" - 1983	65
	III.2.1.7 - Método dos Deslo- camentos - 1986	68

<u>BIBLIOGRAFIA</u>	200
APÊNDICE A - <u>CÁLCULO DE DEFORMAÇÕES DA ESTRUTURA DE SOLO REFORÇADO DA RODOVIA SP-123 KM 35</u>	214
A.1 - JEWELL & MILLIGAN (1989)	214
A.2 - ADIB (1988)	217
APÊNDICE B - <u>CASOS HISTÓRICOS DE APLICAÇÃO DE SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS</u>	222
B.1 - NO BRASIL	222
B.2 - NO EXTERIOR	225

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

O presente trabalho tem como objetivo a apresentação crítica da técnica de análise e projeto de estruturas de contenção de solos reforçados com geotêxteis.

O interesse em estudar o assunto foi despertado a partir dos estudos e projetos desenvolvidos pelo autor para estabilização de taludes ao longo da Ferrovia EF-116 - Tronco Principal Sul entre Lages e Mafra, nos Estados de Santa Catarina e Paraná. Observou-se que os pontos de instabilidade ocorriam nas travessias dos talwegues. As plataformas ferroviárias implantadas em aterros de meia-encosta tinham as suas saias rompidas, gerando um fenômeno progressivo com riscos iminentes para o tráfego. A tentativa de reconstituição dos corpos dos aterros por via de terraplenagem se mostrava impraticável em virtude da natureza escarpada das encostas naturais da Serra do Mar. A solução adotada em alguns desses casos foi a construção de cortinas atirantadas. Esta alternativa é extremamente cara e exige alto grau de especialização na sua execução, além de ser pouco coerente com os conceitos modernos de segurança global em ferrovias. Tais conceitos se referem a que, muito mais que nas rodovias, nas ferrovias, particularmente nas condições topográficas descritas, a construção de desvios em

instabilidades com impedimento de tráfego é extremamente difícil. Assim, torna-se necessária a análise das condições de segurança não em pontos isolados, mas, em um trecho inteiro de carga.

Os maciços reforçados em geral trazem consigo aspectos que se contrapõem àquelas desvantagens atribuídas às cortinas. Permite por força de sua simplicidade executiva ser construída com mão-de-obra não especializada; por outro lado, pela rapidez de execução e pelos próprios materiais e equipamentos envolvidos, redonda numa significativa redução de custos em relação às soluções convencionais, permitindo um melhor atendimento às exigências de segurança global.

O emprego da técnica de solo reforçado pode minimizar os problemas oriundos da exploração de jazidas de empréstimo necessárias às obras de terra convencionais. No Brasil, quer seja em regiões de escassez de materiais tradicionais, como por exemplo o Nordeste onde, via de regra, são pouco espessas as coberturas de solo, quer seja na Amazônia, onde as dificuldades de acesso e os clamores crescentes de cunho ecológico restringem os empréstimos, as evidências de vantagens são ainda mais expressivas.

Na História mais recente da Engenharia, pouco desenvolvimento se observa no estabelecimento de novos materiais de construção. O concreto e o aço são praticamente absolutos como materiais fabricados. No que diz respeito a obras de terra, os geossintéticos podem-se constituir na grande atração em futuro imediato, quer como elemento de reforço, como de filtração. As palavras de Giroud, na Sessão de Abertura da 3^a Conferência

elemento de reforço, como de filtração. As palavras de Giroud, na Sessão de Abertura da 3^a Conferência Internacional sobre Geotêxteis, em 1986, em Viena, são muito expressivas: "Para avaliar o potencial do uso de geotêxteis, espera-se que até o ano 2000, 1/1000 da Europa esteja coberta por geotêxteis".

Deve ainda ser salientado o fato de que na América do Norte e na Europa, têm-se no momento disponíveis centenas de variedades de produtos geossintéticos e correlatos. No Brasil, neste instante, é reduzido o número de tipos; entretanto, com a atual tendência mundial de integração de mercados, espera-se que, em breve, aqui também se tenha uma grande oferta de produtos.

I.2. BREVE HISTÓRICO DA TÉCNICA DE SOLOS REFORÇADOS

A idéia do reforço de solos está abundantemente exposta na natureza, seja em abrigos construídos por pássaros e outros animais, como também na ramificação das raízes das árvores.

O Homem, desde a mais remota antiguidade, utilizou essa técnica em suas construções. Existem referências bíblicas sobre o assunto no Livro do Êxodo. Um exemplo milenar, ainda hoje remanescente, da utilização de solo reforçado é a "Ziggurrat" de Agar-Quf, que fica próximo a Bagdá, no Iraque, e que foi construída antes de 2.500 AC. As "Ziggurrats" eram torres, em geral de grandes dimensões, e

repousadas na horizontal, a determinados intervalos. Outras "ziggurrats" conhecidas e construídas dessa forma são a de Ur, completada em torno do ano 550 AC, e o Santuário de Marduk, famosa com a denominação de Torre de Babel.

Os chineses, há séculos e séculos, reforçam o solo com bambu e palha. A importância dessa técnica na China milenar pode ser avaliada no fato de que a legenda do símbolo chinês para Engenharia Civil se traduz por "terra e madeira". A maior demonstração prática disso está na Muralha da China, obra monumental, e parte da qual é constituída por uma mistura de argila e pedregulho reforçada por ramos de tamargueira. A conclusão da Muralha da China data de 200 AC.

Existem exemplos em todas as Eras. Dos romanos, dos holandeses no século 13, na América colonial dos espanhóis, no desembarque na Normandia na II^a Guerra Mundial, etc. Mais recentemente, o arquiteto e inventor francês Henri Vidal desenvolveu e patenteou a técnica conhecida como Terra Armada, a partir do que o assunto vem sendo progressivamente mais pesquisado.

I.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação de mestrado compõe-se de seis capítulos, de cujo conteúdo faz-se uma breve descrição a seguir.

Uma revisão crítica sobre os conceitos fundamentais de reforço de solos em geral é apresentada no Capítulo II.

O Capítulo III é dedicado a uma exposição crítica dos métodos de análise de maciços reforçados com geotêxteis. " examinada a consistência teórica de cada método considerando suas hipóteses simplificadoras.

No Capítulo IV, dá-se a conhecer o geotêxtil como material e são discutidos critérios para a obtenção dos parâmetros necessários ao dimensionamento de estruturas reforçadas.

Utilizando-se os dois métodos de previsão de deformações estudados, é apresentada no Capítulo V uma análise comparativa dos resultados dos cálculos com os dados obtidos da instrumentação instalada, de uma obra realizada em uma rodovia próxima a Campos do Jordão, São Paulo.

No Capítulo VI é exposto um resumo conclusivo dos pontos mais relevantes do trabalho. São apresentadas também sugestões com o objetivo de auxiliar o prosseguimento da linha de pesquisa sobre o assunto.

No Apêndice A, são apresentados os cálculos das deformações referidos no Capítulo V, e no Apêndice B são relatados casos de aplicação da técnica em obras no Brasil e no exterior.

CAPÍTULO II

MECANISMO DE COMPORTAMENTO DE SOLOS REFORÇADOS

II.1. GENERALIDADES

Genericamente, se pode dizer que os solos reforçados são a combinação de dois materiais que se juntam, dotando o material resultante da capacidade de resistência a compressão de um (solo), com a capacidade de resistência a tração do outro (reforço). Resguardadas as similaridades de cada aplicação, trata-se, na realidade, do mesmo impulso que levou a misturar o concreto com o aço, para gerar o concreto armado.

É costume dividirem-se os sistemas de reforços em duas grandes famílias. A primeira delas são os solos armados, cujos sistemas mais conhecidos são: Terra Armada, solo envelopado com geotêxteis, sistema "Welded Wire" (desenvolvido e difundido nos EUA), estaca-raiz, solo reforçado com geogrelhas e pregação de solo ("soil nailing"), entre outros.

A segunda família, a dos solos protendidos, compreenderiam, basicamente, as cortinas atirantadas e as cortinas de micro-ancoragens.

São sistemas com concepções diferentes, embora fundamentadas todas na mesma idéia de uma inclusão dentro do solo.

O tipo de interação ou transferência solo-reforço, bem como o mecanismo de funcionamento variam de sistema para sistema.

No caso da Terra Armada, solos reforçados com geotêxteis e ancoragens, a interação é friccional (ou ligação/"bonding"), mobilizando nos elementos de reforço, uma resistência a tração. Também é friccional (ou ligação/"bonding") a interação em pregação de solo, só que despertando nos reforços, além da resistência a tração, resistência ao cisalhamento e a flexão.

Nos sistemas "Welded Wire" e nos que utilizam grelhas metálicas e geogrelhas, a transferência se faz principalmente por resistência passiva gerando tração nos reforços.

Nas estacas-raiz em reforço de solos, a interação é principalmente friccional (ou ligação/"bonding") mobilizando, fundamentalmente, nas estacas, compressão e tração.

Todos os sistemas de mesma concepção atuam com base no mesmo mecanismo elementar. O que diferencia dois sistemas de mesmo tipo de resistência é a deformabilidade do material do reforço relativamente à da massa de solo [MITCHELL (1987)]. A deformabilidade relativa induzirá a ocorrência de diferentes estados de tensão no maciço reforçado.

Este trabalho de tese tem como foco os sistemas de contenção de solos reforçados com geotêxteis. Deve ser enfatizado que o material terroso consagrado pelo uso nessa aplicação é o tipicamente granular, variando de uma areia siltosa a pedregulho, compactados em camadas. Tudo que será

exposto e discutido para diante partirá da premissa do uso desses materiais, a não ser em casos de menção explícita ao contrário.

O esquema básico desse sistema de contenção é o apresentado na figura (II.1).

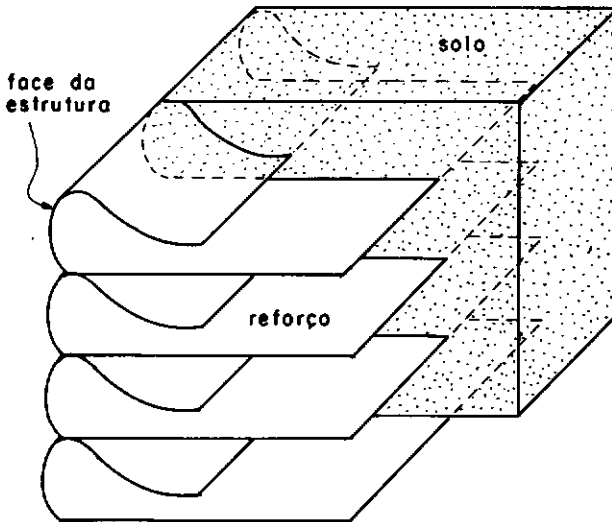


FIGURA II.1- Esquema básico das estruturas de solo reforçado com geotêxteis
Apud MITCHELL et al (1987)

A face externa indicada na figura é normalmente revestida para proteção a longo prazo contra raios ultravioletas, questão que será abordada no item IV.1 deste trabalho de tese. Eventualmente os revestimentos podem desempenhar uma função estrutural secundária. Os revestimentos mais comumente empregados são emulsão asfáltica, gunitagem, concreto, alvenaria de tijolos e gabiões, entre outros.

A utilização dessa técnica de contenção se destina basicamente a três funções:

- alívio de solicitação em muros de arrimo convencionais quando contendo aterros;
- estabilização de corpos de aterro, particularmente com a possibilidade de construção de maciços menos deformáveis que os convencionais, com taludes bastante íngremes e mesmo verticais; e
- recuperação de cortes rompidos, constituindo uma massa de terra intrinsecamente estável, atuando com a mesma concepção dos "muros de terra" designação utilizada por Willy Lacerda. Ressalte-se neste caso que o próprio material rompido pode vir a ser utilizado como componente do maciço reforçado.

Neste Capítulo, serão comentados e discutidos os mecanismos de comportamento do ponto de vista elementar, de uma massa de solo reforçado. Serão apresentadas as abordagens mais difundidas na literatura sobre o assunto.

As principais idéias organizadas conceitualmente de que se tem notícia, de introdução de elementos de reforço numa massa de solo são devidas a Henri Vidal, cujas publicações iniciais datam de 1966. Vidal imaginou que quando se carregasse uma massa de solo reforçado com uma tensão σ'_1 , como mostrado na figura (II.2), seria induzida uma movimentação transversal relativa que geraria o surgimento

de interações friccionais entre solo e reforço, produzindo neste, esforços de tração.

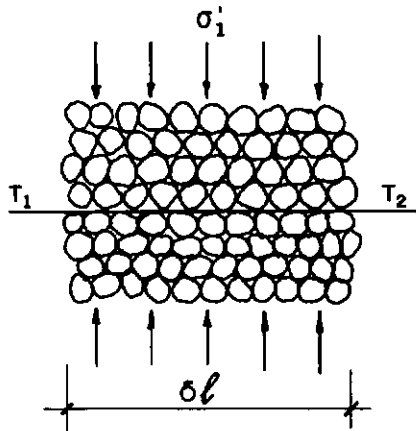


FIGURA II.2 - O efeito do reforço na massa
Apud VIDAL (1969)

A partir dessas idéias, firmaram-se convicções de que a utilização de materiais com resistência a tração imersos convenientemente numa massa de solo, atuariam no sentido de solidarizar esse maciço reforçado, defendendo-o contra o surgimento de superfícies potenciais de ruptura.

O mecanismo de colapso de um maciço reforçado se dá de duas formas:

a) as solicitações no interior do maciço vencem as tensões resistentes oriundas da interação solo-geotêxtil e há um escorregamento relativo entre os dois materiais (arrancamento ou "pull-out"); ou b) a resistência na interface solo-geotêxtil é suficiente para resistir às solicitações impostas, mas é gerado um nível de tensão de

tração no reforço maior do que a correspondente resistência do geotêxtil.

A respeito do comportamento de trabalho de uma estrutura de solo reforçado, pode ser dito, genericamente, que existe um processo iterativo no qual o solo tende a se relaxar horizontalmente transferindo carga para o reforço até o limite da capacidade da ligação da interface solo-reforço, até que a condição de equilíbrio seja atingida em termos de deformações do solo, do reforço e da interface, função da relação de rigidez entre solo, reforço e interface. É comum, em projetos de sistemas de solos reforçados com geotêxteis, considerar o solo como plastificado no estado ativo, em virtude da deformação que esse tipo de reforço possibilita ao solo [MITCHELL & VILLET (1987)].

A bibliografia, mais comumente, apresenta dois conceitos para explicar o aumento de resistência oferecido por um maciço reforçado com relação a um maciço não reforçado. São os chamados conceitos de coesão anisotrópica e de tensão confinante aumentada.

II.2. ANÁLISE CONSIDERANDO O MATERIAL COMPOSTO (O Conceito de Coesão Anisotrópica)

O conceito de coesão anisotrópica foi defendido, com algumas divergências teóricas, por uma corrente expressiva de pesquisadores. São apresentadas a seguir as diversas formulações do conceito e são relacionados alguns

pesquisadores e instituições, que defendem esta linha de modelagem.

Henri Vidal inicialmente propunha o entendimento do efeito do reforço no sentido de que a indução à movimentação lateral do solo provocaria um esforço de tração no reforço, que atuaria como um acréscimo de tensão compressiva confinante no solo. Assim, a ruptura ocorreria para valores de σ'_1 maiores do que aqueles atuantes em uma massa de solo sem reforço. A figura (II.3) ilustra essa proposta.

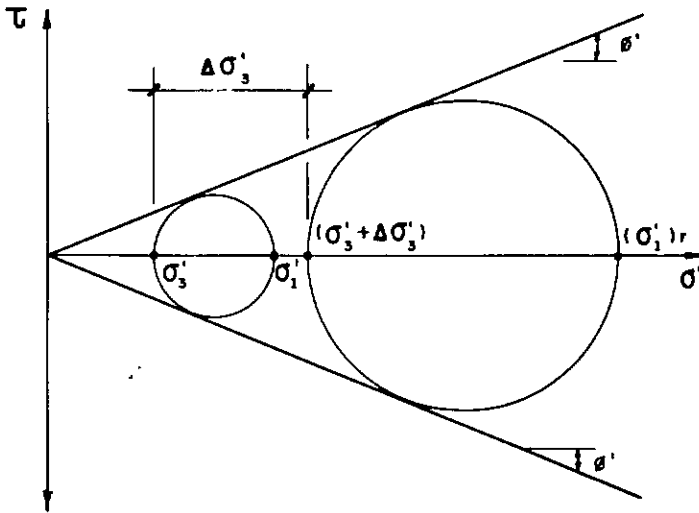


FIGURA II.3 - Proposta inicial de entendimento do efeito do reforço

Apud VIDAL (1969)

Posteriormente, em 1969, Vidal, juntamente com François Schlosser, desenvolveu extensivos estudos de laboratório consistindo de ensaios triaxiais em corpos de prova de areia reforçada, no Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Os resultados o levaram a abandonar sua proposta inicial de entendimento.

Em 1972, Long, Guegan e Legeay realizaram no LCPC um programa de ensaios triaxiais em corpos de prova de areia reforçada com folhas de alumínio em camadas horizontais, para comparação com ensaios em corpos de prova da mesma areia sem reforço. Conforme se observa na figura (II.4), as envoltórias de ruptura, tanto do corpo de prova reforçado como do não reforçado, são paralelas, sugerindo portanto o mesmo ângulo de atrito interno. A resistência ao cisalhamento adicional resultante do reforço foi atribuída a um efeito de coesão aparente.

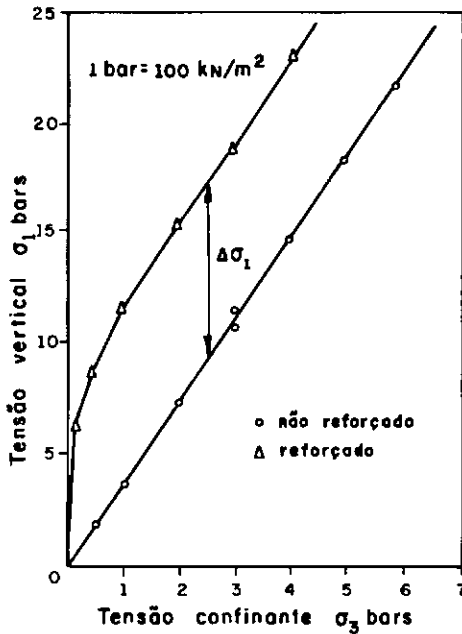


FIGURA II.4 - Efeito de coesão induzida pelo reforço
Apud SCHLOSSER e LONG (1973)

Com base na experiência até então acumulada no LCPC, Schlosser & Long formularam a exposição que se segue. A envoltória de ruptura para um maciço coesivo é definida pela

equação de Mohr:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 N_\phi + 2 c' \sqrt{N_\phi} \quad (\text{II.1})$$

sendo $N_\phi = \text{número de estabilidade} = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$.

O pensamento de Vidal de que em maciços não coesivos reforçados poderiam ocorrer sobrecargas σ'_1 , sem ruptura, permitia escrever:

$$\sigma'_1 = N_\phi \sigma'_3 + \Delta \sigma'_1 \quad (\text{II.2})$$

sendo $\Delta \sigma'_1$ o acréscimo de tensão principal maior em vista da inclusão do reforço.

Comparando as expressões (II.1) e (II.2), obter-se-ia:

$$c' = \frac{\Delta \sigma'_1}{2 \sqrt{N_\phi}} \quad (\text{II.3})$$

que se constituiria no valor da coesão anisotrópica (c'_r).

Schlosser e Long, a seguir, consideraram o equilíbrio da amostra cilíndrica de solo reforçado submetida a um carregamento axissimétrico, como na figura (II.5).

Sendo F a resultante das forças de tração desenvolvidas pelo reforço, atuante no plano de ruptura e A a seção transversal da amostra, pode ser escrito que:

$$F + \sigma'_3 A \text{tg } \alpha = \sigma'_1 A \text{tg } (\alpha - \phi') \quad (\text{II.4})$$

$$e \quad \sigma'_1 = \left(\frac{T}{h} + \sigma'_3 \right) \cotg (\alpha - \phi') \operatorname{tg} \alpha \quad (\text{II.6})$$

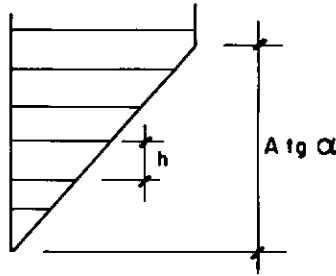


FIGURA II.6 - Reforços envolvidos na ruptura de uma amostra cilíndrica

O máximo valor de σ'_1 ocorrerá para os valores que anularem a expressão de sua primeira derivada.

$$\frac{d\sigma'_1}{d\alpha} = \left(\frac{T}{h} + \sigma'_3 \right) \left[-\operatorname{cosec}^2 (\alpha - \phi') \operatorname{tg} \alpha + \right. \\ \left. + \cotg (\alpha - \phi') \sec^2 \alpha \right], \text{ ou}$$

$$\frac{d\sigma'_1}{d\alpha} = \left(\frac{T}{h} + \sigma'_3 \right) \left[-\frac{\cos \alpha \operatorname{sen} \alpha + \operatorname{sen}(\alpha - \phi') \cos(\alpha - \phi')}{\operatorname{sen}^2(\alpha - \phi') \cos^2 \alpha} \right]$$

o valor máximo de σ'_1 corresponde ao valor de α que anula a expressão acima (T , h e σ'_3 constantes e diferentes de zero).

$$\alpha = 45 + \frac{\phi'}{2} \quad (\text{II.7})$$

que levada na expressão (II.6), produz:

$$\sigma'_1 = \left(\sigma'_3 + \frac{T}{h} \right) \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right), \text{ ou}$$

$$\sigma'_1 = N_\phi \sigma'_3 + N_\phi \frac{T}{h} \quad (\text{II.8})$$

que comparada com a expressão (II.1) implica em:

$$c' = \frac{T \sqrt{N_\phi}}{2h} \quad (\text{II.9})$$

A figura (II.7) mostra a concordância entre os resultados obtidos por Schlosser & Long e aqueles calculados a partir da expressão (II.9).

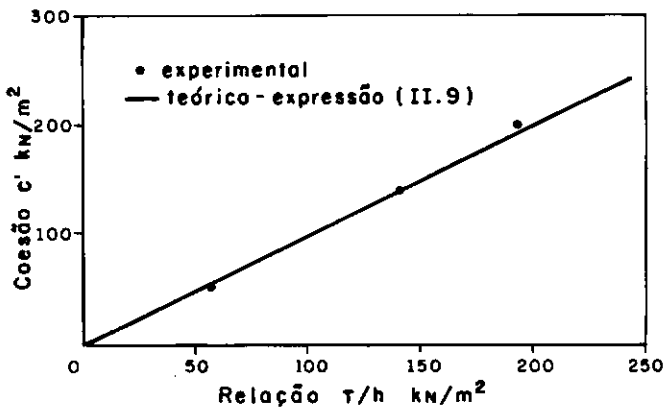


FIGURA II.7- Comparação de resultados teóricos e experimentais
Apud SCHLOSSER e LONG (1973)

Hausmann, do New South Wales Institute of Technology (NSW), posteriormente, [HAUSMANN (1976) postulou uma outra interpretação da coesão anisotrópica. Ele entendeu que a existência do reforço auxilia o solo a resistir à tendência de expansão lateral quando carregado. Esse efeito foi considerado por Hausmann como uma espécie de protensão que seria mobilizada em seu valor máximo quando a massa de solo alcançasse o estado plástico de equilíbrio (estado ativo de Rankine). Dentro desse enfoque, considera-se que a existência do reforço permitiria ao material composto relaxar-se a níveis abaixo da correspondente tensão ativa que seria induzida no solo não reforçado [ver figura (II.8)].

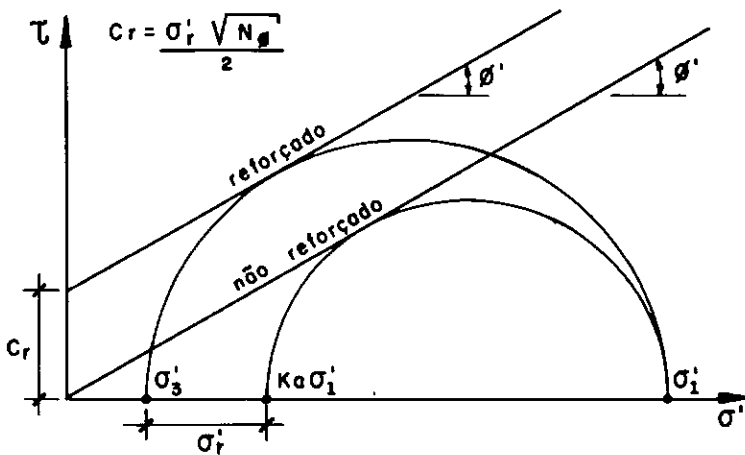


FIGURA II.8 - Hipótese de HAUSMANN (1976) para iminência de ruptura do reforço

Hausmann levou em consideração em sua análise os dois modos de ruptura possíveis no solo reforçado. No colapso por ruptura do elemento de reforço, considerou que a

transmissão de esforços do maciço para o reforço, se dava com intensidade constante em todos os pontos ao longo do reforço em uma mesma camada. Assim, a tendência de movimentação lateral do maciço é impedida pelo reforço gerando uma protensão horizontal no solo estaticamente correspondente à interação por atrito desenvolvida entre o solo e o reforço, tendo como valor limite a resistência a tração do material do reforço.

A constância das tensões numa camada é uma consideração razoável apenas para reforços muito rígidos em relação ao solo (caso dos aços, por exemplo) e de pequeno comprimento.

A partir da figura (II.8) pode ser escrito que:

$$\sigma'_3 + \sigma'_r = K_a \sigma'_1 \quad (\text{II.10})$$

ou

$$\sigma'_1 = N_\phi \sigma'_3 + N_\phi \sigma'_r \quad (\text{II.11})$$

que comparando com a expressão (II.1) resulta:

$$2c' \sqrt{N_\phi} = N_\phi \sigma'_r \quad \text{ou} \quad c' = c'_r = \frac{\sigma'_r \sqrt{N_\phi}}{2} \quad (\text{II.12})$$

Considerando um reforço com seção transversal A e resistência a tração σ , a situação da figura (II.9) pode ser expressa como a seguir:

$$\sigma'_r = \frac{\sigma A}{BH'}, \quad \text{que levando na expressão (II.12) conduz a:}$$

$$c'_r = \frac{\sigma A \sqrt{N} \phi}{2BH} \quad (\text{II.13})$$

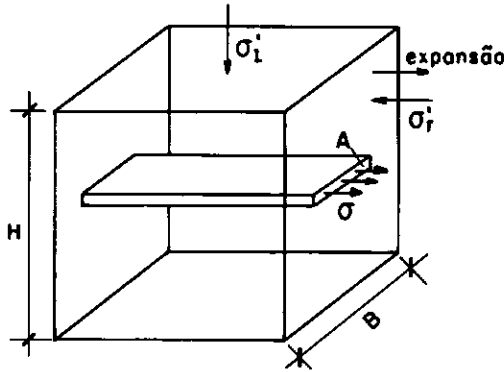


FIGURA II.9 - Esforços atuantes num elemento de uma massa reforçada na iminência da ruptura do reforço segundo HAUSMANN (1976)

Considerando que a altura H da figura (II.9) determina a região do maciço que interage com o elemento de reforço mostrado, se se imaginar um sistema de camadas múltiplas de reforços, $\frac{\sigma A}{B}$ será igual a T e H igual a h . Daí a expressão

(II.13) toma a forma $c'_r = \frac{T \sqrt{N} \phi}{2h}$ que é idêntica à expressão (II.9).

Com referência ao modo de colapso por arrancamento, Hausmann, considera que o atrito ao longo do reforço é proporcional à tensão principal. Daí a expressão (II.10) toma a forma:

$$\sigma'_3 + F\sigma'_1 = K_a \sigma'_1$$

sendo $F\sigma'_1 = \sigma'_r$ com F representando o fator da proporcionalidade considerada.

Rearranjando a expressão acima, tem-se:

$$\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} + F = K_a \quad (\text{II.14})$$

O ângulo de atrito equivalente, ϕ_r [figura (II.10)], do material composto solo-reforço pode ser obtido por:

$$\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = \frac{1 - \text{sen}\phi'_r}{1 + \text{sen}\phi'_r} = K_{ar} \quad (\text{II.14A})$$

sendo K_{ar} o coeficiente de empuxo ativo do material composto.

Trabalhando as expressões (II.14) e (II.14A):

$$\text{sen } \phi'_r = \frac{K_a - F - 1}{F - K_a - 1}$$

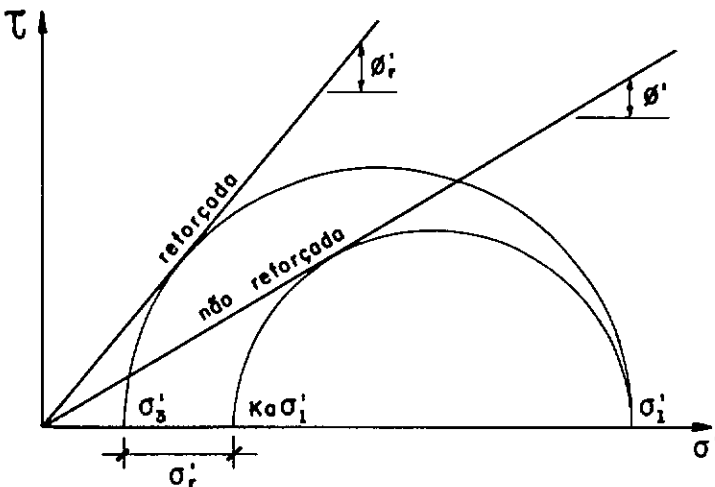


FIGURA II.10- Hipótese de HAUSMANN (1976) para escorregamento do reforço

É razoável supor que a baixos níveis de tensão, o colapso em maciços reforçados tende a ocorrer por arrancamento, enquanto que a níveis mais altos, por ruptura do elemento de reforço. A figura (II.11) ilustra a questão, sendo o círculo (a) relativo ao colapso por arrancamento e o círculo (b) por ruptura do elemento do reforço.

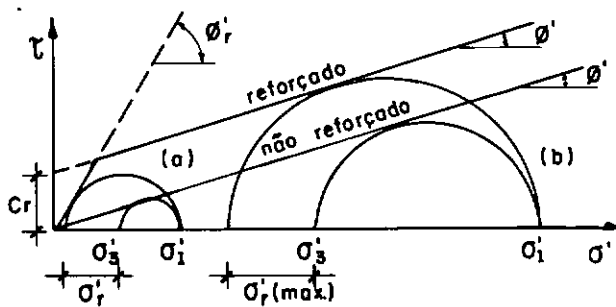


FIGURA II.11 - Envoltória composta segundo proposta de HAUSMANN (1976)

II.3. ANÁLISE CONSIDERANDO O SOLO E O REFORÇO COMO MATERIAIS DISCRETOS (O Conceito de Tensão Confinante Aumentada)

O conceito de coesão anisotrópica desenvolvido se baseou na hipótese de que os planos contendo os diversos níveis de reforço em um maciço definiam a direção do plano principal maior e conseqüentemente da tensão principal menor.

Chapuis, da Universidade de Grenôble, logo de início, rejeitou a hipótese de que o plano definido por um nível de

reforço, e o seu perpendicular, pudessem ser planos principais, pelas tensões cisalhantes ali geradas.

Na figura (II.12), o círculo menor representa um maciço não reforçado que irá romper sob a ação das tensões principais σ'_1 e σ'_3 , com uma envoltória passando pela origem.

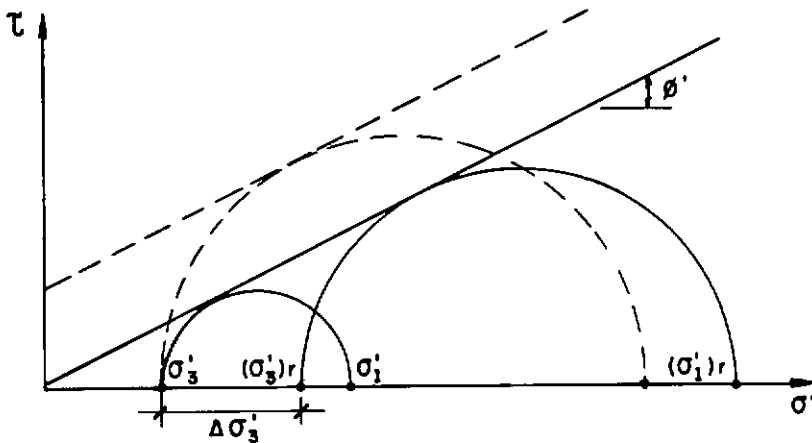


FIGURA II.12- Conceito de tensão confinante aumentada segundo YANG (1972)

Considerando a mesma situação, agora com a introdução do reforço no plano principal maior definido pelo par $\sigma'_1 \times \sigma'_3$, a ruptura se daria por meio do círculo e envoltória tracejados, segundo o conceito da coesão anisotrópica. Chapuis percebeu que, na realidade, a tensão principal menor, ao se introduzir o reforço, era maior que σ'_3 . E que a ruptura se daria como indicado pelo círculo de traço cheio maior, sem mudança na posição da envoltória correspondente à situação de maciço sem reforço. Chapuis entendeu que $\Delta\sigma'_3$, na figura (II.12) seria o resultado da introdução do reforço com relação ao aumento de resistência e a este efeito

convencionou-se chamar de tensão confinante aumentada.

Chapuis propôs que $\Delta\sigma'_3$ pudesse ser calculado da seguinte forma [ver figura (II.9)]:

$$\Delta\sigma'_3 \approx \frac{\sigma A}{BH} \text{ ou } \approx \frac{T}{h} \quad (\text{II.15})$$

de acordo com as mesmas simplificações propostas por Hausmann.

A expressão (II.15) representa rigorosamente o acréscimo de tensão na direção do reforço, que não é necessariamente direção principal.

É importante notar que, embora chegando a uma expressão similar à de Hausmann, este considerou $\Delta\sigma'_3$ como um decréscimo possível, enquanto Chapuis estabeleceu que se tratava de um aumento de tensão confinante.

Praticamente em paralelo aos trabalhos de Chapuis, YANG (1972), da Universidade da Califórnia, realizou estudos analíticos e experimentais de laboratório sobre o assunto.

Yang, em sua proposição, conjecturou que o ganho de resistência que ocorre ao se reforçar o maciço, é devido ao aumento da tensão confinante, e que a ruptura se dá com uma relação constante entre as tensões principais, $\sigma'_3 = K_a \sigma'_1$, sendo K_a o coeficiente de empuxo ativo convencional. Assim, poderia ser escrito que:

$$\sigma'_{1r} = \left(\sigma'_3 + \Delta\sigma'_3 \right) N_\phi$$

Lembrando que $N_\phi = \frac{1}{K_a}$ e sendo o sub-índice r relativo à situação de maciço reforçado, poder-se-ia deduzir:

$$\Delta\sigma'_3 = K_a \sigma'_{1r} - \sigma'_3$$

II.4. OUTRAS HIPÓTESES

Uma tentativa interessante para compreensão do mecanismo de funcionamento de maciços reforçados é a analogia com a Viga de Howe [figura (II.13)], utilizada por Coyne em 1924 [JONES (1985)].

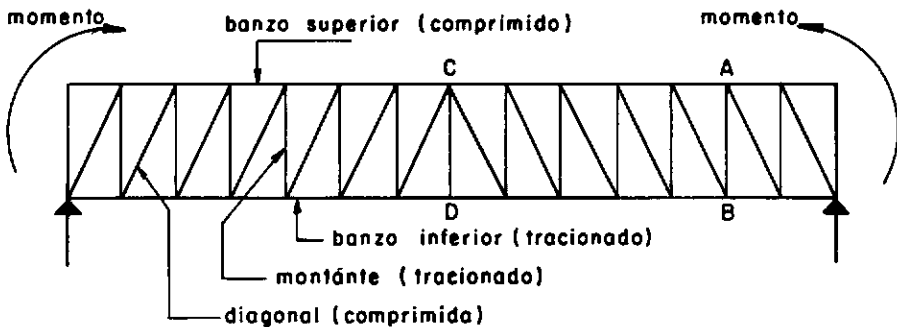


FIGURA II.13 - Viga de Howe

A analogia consiste em realizar uma rotação anti-horária de 90° , verticalizando a viga [figura (II.14)].

Na nova posição, os elementos horizontais (que seriam as representações dos reforços) estariam sob tração enquanto os diagonais (que seriam representações de porções de solo) seriam comprimidos. O alinhamento AC (representando a face externa do maciço) estaria sendo comprimido, e BD, tenderia a ser tracionado. A tração em BD estaria contrabalançada pelo

peso próprio de terra. Segundo as palavras de Coyne "o conjunto pode ser considerado formando um único e monolítico bloco de terra entremeado por elementos de reforço".

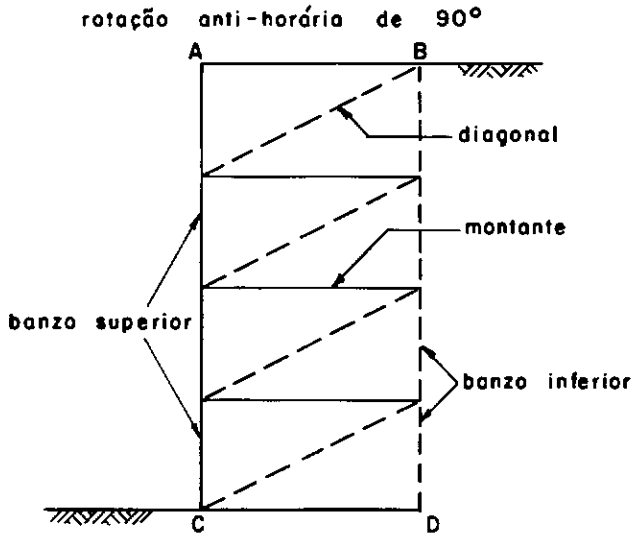


FIGURA II.14 - Analogia da viga de Howe com maciços reforçados

Apud JONES (1985)

Jones considera que a idéia de solo reforçado apresenta similaridade com concreto armado. No entanto adverte que é necessário cautela para se estabelecer correlações. Enquanto no concreto armado o aço é projetado para absorver os esforços de tração, é provável que nos casos de maciços não coesivos reforçados haja a formação de campos de tensão inteiramente compressivos. Nesse sentido, segundo Jones, a forma de atuação do reforço se traduziria na redução de deformações [JONES (1985)].

Uma outra abordagem foi desenvolvida por Basset e Last, cf. JONES (1985), e consistiu na consideração da modificação

do campo de deformação de um maciço de terra quando se introduz o reforço. A figura (II.15), a seguir, representa uma situação genérica de um estado de tensão e o correspondente estado de incremento.

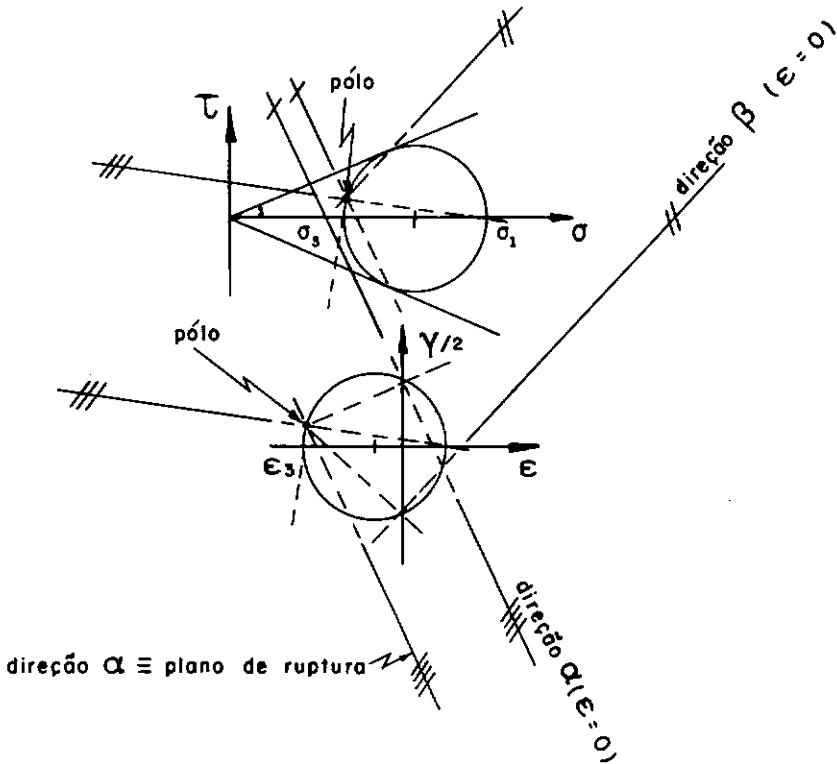


FIGURA II.15 - Estado genérico de tensão e deformação

A figura mostra as direções dos planos nos quais ocorrem os incrementos de deformações principais maior e menor, paralelos aos planos sobre os quais atuam as tensões principais maior e menor [Wroth cf. JEWELL & MILLIGAN (1989)]. Tal fato ocorre se o solo é assumido como material isotrópico perfeitamente plástico e tal situação é comumente designada por coaxialidade.

Na figura (II.15), a partir do pólo podem ser determinadas as direções de todos os planos com suas respectivas deformações lineares e distorcionais. São de relevante interesse, além dos planos principais, os planos com deformação linear nula ($\epsilon = 0$). Estes estabelecem, perpendiculares a si, as direções α e β que são chamadas "características", que também representam as direções dos planos de ruptura. Elas se mostram como delimitadoras das regiões comprimidas e tracionadas do solo.

Na figura (II.16) está apresentada uma das direções características com um elemento de solo deformado. Atentar que no plano $\epsilon = 0$ (deformação perpendicular ao plano é nula), a distorção consistiu numa diminuição do ângulo do elemento, enquanto que na direção α (um dos planos de ruptura), ϵ foi de tração e a distorção se apresentou como um aumento do ângulo do elemento, com valor igual (mas de sinal contrário) ao do plano $\epsilon = 0$. Tal situação pode ser confirmada no círculo de Mohr de deformação da figura (II.15).

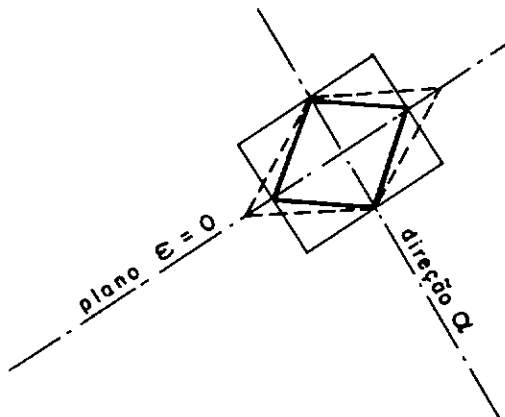


FIGURA II.16 - Elemento de solo deformado ao longo de uma direção característica

A figura (II.17) mostra as direções α e β de uma contenção com rotação pelo pé, na qual a direção da deformação principal de tração é horizontal.

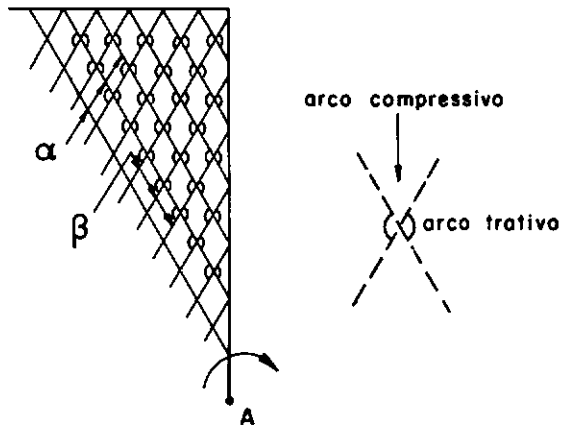


FIGURA II.17- Direções características de contenção com rotação pelo pé
Açud MILLIGAN (1974)

A partir do exposto, pode ser concluído o que se segue:

- o reforço posicionado dentro da região tracionada será efetivo e terá a eficiência máxima quando sua direção coincidir com a da deformação principal de tração;

- o reforço posicionado paralelo às direções α e β teria um efeito provavelmente prejudicial e eventualmente inócua ou ligeiramente favorável, pois, via de regra, a ligação solo-reforço é inferior e ocasionalmente igual ou maior ao ângulo de atrito interno do solo; e

- o reforço posicionado dentro da região comprimida não será efetivo pois, nos casos usuais, não é capaz de resistir a esforços de compressão.

Assim, de modo a estabelecer o posicionamento mais conveniente para o reforço, é fundamental estudar os mecanismos e os planos potenciais de ruptura e associá-los aos campos de deformação correspondentes.

A direção da deformação principal de tração é função da geometria da obra, da técnica de construção e do tipo de carregamento a que o maciço é submetido. No caso de taludes, com terreno horizontal na crista, sujeitos somente a forças de massa, a direção é aproximadamente horizontal na região adentro do maciço, com relação à projeção da crista do talude. Há rotação nessas direções, no caso de maciços reforçados com a face externa inclinada, na região subjacente a esta inclinação [Milligan & Bransby e Sims & Jones em JONES (1985)]. Ver figura (II.18).

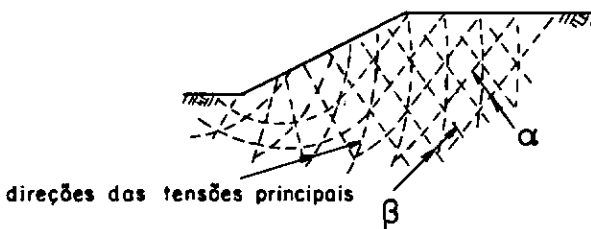


FIGURA II.18- Direções características e principais em maciços com taludes suaves
Apud JONES (1985)

CAPÍTULO III

MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

III.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Neste capítulo são apresentados e discutidos os mecanismos mais gerais de comportamento de um maciço reforçado como um todo, bem como os métodos mais usualmente empregados para análise de sistemas de contenção de solos reforçados com geotêxteis.

No projeto, deve-se levar em consideração a estabilidade externa e interna da estrutura de solo reforçado. A estabilidade externa se constitui no estudo do maciço reforçado frente aos esforços exercidos sobre si pelo restante da massa em sua região não reforçada. O volume de terra reforçada, nessa condição, pode ser considerado como um muro de arrimo de gravidade. A análise consiste nas mesmas verificações realizadas para estruturas de contenção convencionais, quais sejam: tombamento, deslizamento, capacidade de suporte da fundação e estabilidade global externa, isto é, considerando a possibilidade de uma superfície de ruptura profunda passando bem abaixo da base da estrutura de contenção [MITCHELL & VILLET (1987)]. A estabilidade interna considera a integridade intrínseca do volume de terra reforçada [ver figura (III.1)]. A falência, no caso, se dá pelo rompimento por tração ou pelo

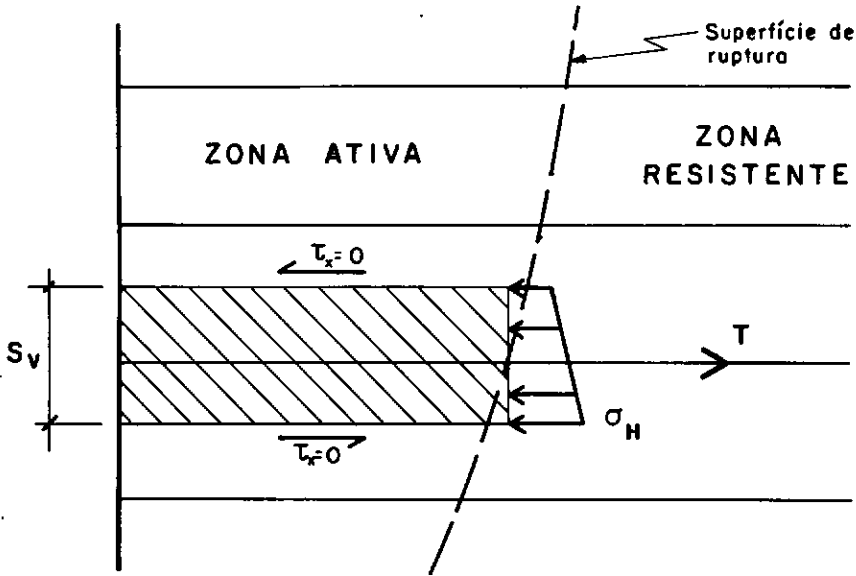


FIGURA III.1 - Estabilidade interna

arrancamento dos reforços, como já discutido no Capítulo II. Qual desses dois modos de ruptura ocorrerá dependerá da resistência a tração e rigidez da manta, do espaçamento entre as camadas, do nível de confinamento e do comprimento de embutimento/ancoragem. Tais questões interferirão na locação e na forma da superfície potencial de ruptura dentro da massa reforçada. " necessário ter-se presente que a interação solo-reforço em um maciço produz um campo de tensão e deformação que pode ser consideravelmente diferente daquele que existiria no mesmo maciço não reforçado. Genericamente, pode ser dito que mantas muito rígidas de alta resistência a tração posicionadas a pequenos intervalos verticais, com curtos comprimentos de embutimento tenderão a produzir pronunciada relocação da superfície potencial de ruptura e provavelmente o colapso se dará por arrancamento.

Por outro lado, reforços com resistência a tração e rigidez mais baixas, assentes a intervalos verticais maiores, exercerão uma menor influência sobre a superfície potencial de ruptura e tenderão a romper por escoamento das mantas.

A maioria dos métodos de dimensionamento que aqui serão analisados admite implicitamente a perfeita aderência entre o solo e a manta de geotêxtil. Em outras palavras, significa aceitar que não há escorregamento relativo entre os dois. A situação considerada, ilustrada na figura (III.1), é que há uma tendência de movimentação da região do solo reforçado identificado como "zona ativa", com transferência, por aderência, de carga ao geotêxtil, mobilizando-o a tração. Essa solicitação no geotêxtil é, por sua vez, transferida e resistida pelo embutimento da manta de reforço, em seu trecho além da superfície potencial de ruptura, na região chamada de "zona resistente".

Considera-se comumente que as tensões tangenciais atuantes a meia altura acima e abaixo de um nível de reforço, como mostrado na figura (III.1), sejam nulas, aceitando-se assim que toda a tensão horizontal atuante na massa reforçada seja respondida pela tração no geotêxtil. Cada nível de reforço, desse modo, fica responsável pelas tensões atuantes em uma área correspondente ao retângulo de altura S_v e largura unitária.

Na figura (III.2) mostra-se que a superfície potencial de ruptura coincide com os pontos de máxima tração em cada nível de reforço. Com base na figura (III.3) adiante, tem-se que:

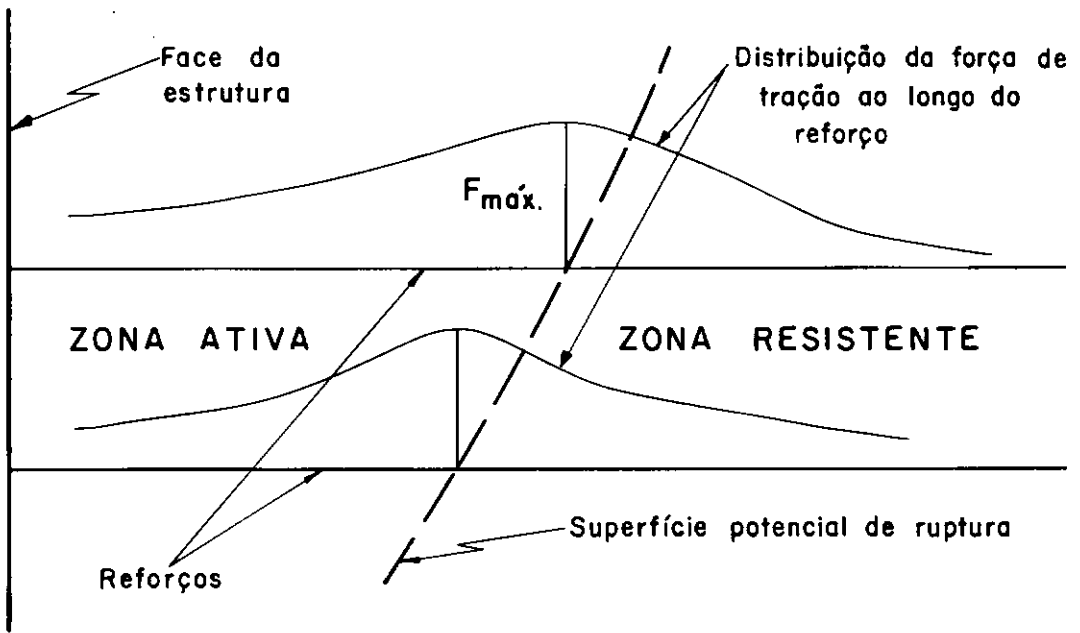


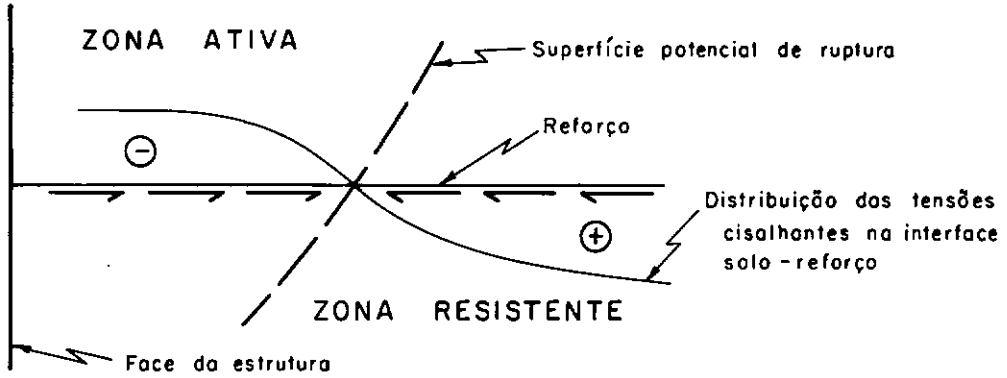
FIGURA III.2 - Distribuição dos esforços de tração na camada de reforço

$$\vec{F}_2 - \vec{F}_1 = \tau dl \quad ; \quad dF = \tau dl \quad \text{ou} \quad \tau = \frac{dF}{dl}$$

Ou seja, como F é máximo na superfície de ruptura tem-se que sua primeira derivada, τ , é nula no ponto.

Outro aspecto relevante a ser considerado diz respeito ao método executivo da obra. As operações de compactação induzem acréscimos de tensões horizontais que devem ser considerados no dimensionamento de estruturas de solos reforçados [FINLAY & SUTHERLAND (1977) e SEED et al (1986)].

Fechando essa abordagem preliminar das questões envolvidas na análise da estabilidade interna, cumpre observar que a tendência mais atual das pesquisas sobre o assunto está direcionada para a consideração da compatibilidade de deformações do solo e reforço. Trata-se



ELEMENTO DE SOLO REFORÇADO

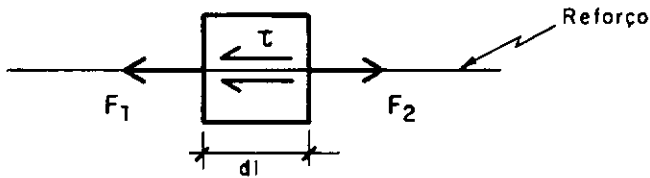


FIGURA III.3 - Distribuição das tensões cisalhantes na camada de reforço

da forma de estabelecer que nível de mobilização de resistência pode ser considerado em cada um dos materiais, na medida em que respondem de modo diferente ao serem submetidos a um certo estado de deformação [VANICEK & SKOPEK (1989), MURRAY (1982), BEECH (1987), JURAN (1990), ADIB (1988)].

O objetivo principal deste trabalho de tese é estudar a estabilidade interna das estruturas de solo reforçado. No entanto, serão discutidos aspectos da estabilidade externa na medida em que esses interferem naqueles.

Para ilustrar tais aspectos, notar nas figuras (III.4) e (III.5) que, em função das condições do terreno de fundação, as rotações das estruturas de solo reforçado

possivelmente serão com sentidos contrários.

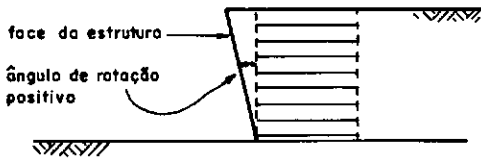


FIGURA III.4 - Contenção assente sobre solo rígido
Apud JONES (1985)

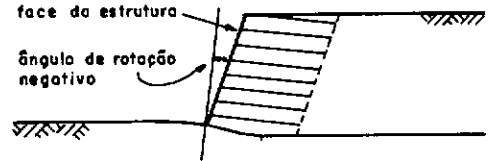


FIGURA III.5 - Contenção assente sobre solo mole
Apud JONES (1985)

Essa movimentação é importante pois que influi na distribuição das tensões verticais no interior e na base do maciço reforçado. Contudo, embora alguns métodos de dimensionamento utilizem uma distribuição trapezoidal (considerando implicitamente o maciço reforçado como um corpo rígido), MURRAY (1977) sugere que uma distribuição uniforme seria mais correta em vista da inerente flexibilidade da estrutura de terra reforçada. Por outro lado, também em MURRAY (1977), Schlosser, embora concorde que a hipótese de movimento de corpo rígido não é realista, postula que a utilização de distribuição uniforme só deveria dar-se nas circunstâncias de fundações em solos mais moles. Ele defende que a distribuição de Meyerhof é, nos casos gerais, a mais apropriada.

A seqüência de projeto correntemente mais adotada é definir, a partir da análise da estabilidade externa, o comprimento do reforço na base da estrutura de solo reforçado. Embora alguns métodos preconizem comprimentos

das mantas variáveis com a altura (outros estabelecem comprimentos iguais como será visto adiante), esse ponto de partida permitirá desenvolver todos os outros itens necessários ao detalhamento do projeto.

Alguns autores entendem que seja indispensável proceder-se a verificações localizadas de estabilidade interna. Julgam que mesmo que a análise apresente um fator de segurança compatível com relação ao equilíbrio global do maciço, em alguns casos, localizadamente, problemas poderiam surgir. Argumentam ser aconselhável fazer, nível a nível de reforço, a verificação de ruptura a tração e arrancamento. A ruptura localizada, mesmo em um só nível que fosse, levaria a uma redistribuição dos esforços aos outros níveis, gerando uma reação em cadeia, que poderia conduzir ao colapso da estrutura.

Cabe explicitar que não foi incluído como escopo do presente trabalho o tratamento a ser dado às sobrecargas. Pode ser dito, no entanto, que a formulação baseada em Teoria da Elasticidade é a mais comumente adotada. Embora provavelmente não reproduzindo o desempenho real, os altos fatores de segurança normalmente empregados nos dimensionamentos devem absorver as incorreções decorrentes da consideração de comportamento elástico.

A combinação ótima de todos os condicionantes de projeto apresentados neste item, naturalmente que associados às exigências de equilíbrio e de custo, é o critério que será buscado na avaliação e discussão dos métodos de dimensionamento apresentados a seguir.

Para finalizar, é oportuno transcrever a afirmativa de

MITCHELL & VILLET (1987) com relação a reforço de solos: "Não existe, neste momento, nenhuma metodologia de projeto universalmente aceita".

III.2. ANÁLISE DE TENSÕES

III.2.1. Métodos de Equilíbrio Limite

A mais freqüente forma utilizada correntemente para dimensionamento de estruturas de solo reforçado diz respeito a variações e adaptações de métodos de equilíbrio limite. Tais métodos se mostram por um lado atrativos pela simplicidade de seus empregos. Por outro lado, no entanto, se constituem numa simplificação da realidade.

Os métodos de equilíbrio limite se baseiam na consideração de blocos rígidos, intrinsecamente estáveis [ver figura (III.6)].

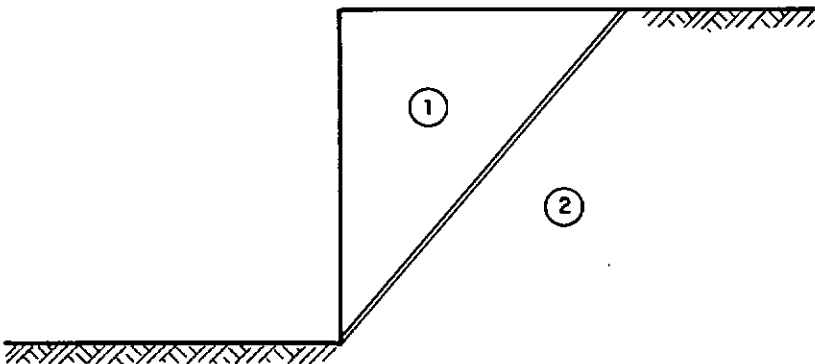


FIGURA III.6 - Equilíbrio limite

Em geral, são consideradas superfícies potenciais planares de ruptura (podem também possuir outras formas) e para o cálculo do equilíbrio é tomada a resistência máxima sendo mobilizada em todos os pontos da superfície, concomitantemente.

Os métodos de equilíbrio limite são apropriados para análise de situações de iminência de ruptura, ou seja, fator de segurança próximo a 1 (daí vem o nome equilíbrio limite), em solos cujo comportamento tensão-deformação se caracteriza pelo ganho de resistência com a deformação. Esta condição é, genericamente, representada na figura (III.7) na situação em que a condição de sollicitação em todos os pontos da massa de solo esteja além do ponto 1.

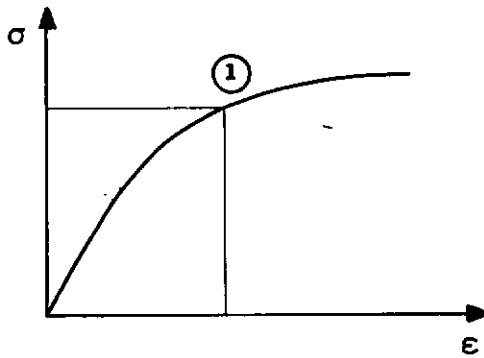


FIGURA III.7 - Comportamento tensão - deformação de solos que apresentam ganho de resistência com a deformação

Também é interessante, para confronto com os princípios dos métodos de equilíbrio limite, apresentar um resultado esquemático típico de ensaios triaxiais realizados por Long et al, cf. INGOLD (1982), em corpos de prova de areia

reforçada com folhas de alumínio, na figura (III.8).

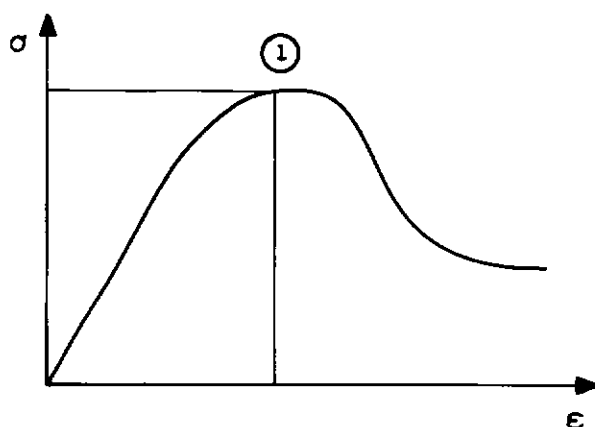


FIGURA III. 8 - Resultado típico de ensaios triaxiais em solos reforçados com folhas de alumínio

É razoável supor-se que o comportamento tensão-deformação de um maciço reforçado com geotêxtil seja similar ao apresentado na figura (III.8). Mas, por uma questão da deformabilidade dos geotêxteis hoje disponíveis (principalmente no Brasil), o ponto 1 da figura (III.8) seria alcançado a um nível de deformações incompatíveis com a utilização de qualquer obra de Engenharia. Acrescente-se também o fato de que as tensões atuantes nos geotêxteis devem ser limitadas em função da problemática da fluência, e é provável que se tenha, em condições reais de trabalho, a massa de solo plastificada no estado ativo e os geotêxteis ainda em uma condição elástica. Essa situação pode ser modificada pelos esforços introduzidos pela compactação. As tensões residuais à compactação podem levar o solo a um estado de tensões superior à condição ativa [FINLAY &

SUTHERLAND (1977), SEED et al (1986), ADIB (1988)]. A impossibilidade dos métodos de equilíbrio limite levar em conta essa consideração se constitui em grave limitação.

Outra questão diz respeito ao fato de que a grande maioria dos métodos de equilíbrio limite é considerada inconsistente estaticamente por não levar em conta equilíbrio de momentos. No entanto, para condições geométricas resultantes de dimensionamentos dos casos usuais na Engenharia, fica afastada qualquer instabilidade provocada por momentos (tombamento da estrutura). Assim sendo, para valores e obras correntes, torna-se aceitável considerar tão somente o deslizamento, condição implícita em grande parte dos métodos.

Tecidos esses comentários iniciais, passa-se a apresentar os métodos de dimensionamento de estruturas de solos reforçados baseados nas idéias de equilíbrio limite.

III.2.1.1. Método de Coulomb

Considerando o equilíbrio de forças na figura (III.9) pode ser estabelecido que:

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cotg\theta$$

sendo ΣT_i o somatório das forças de tração fornecidas pelos reforços, por unidade de comprimento da estrutura, vem:

$$\Sigma T_i = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cotg\theta \operatorname{tg}(\theta - \phi') \quad (\text{III.1})$$

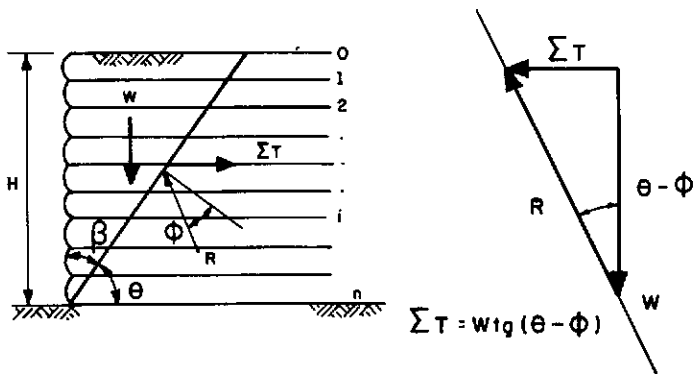


FIGURA III.9 - Método de Coulomb
Apud SCHLOSSER e VIDAL (1969)

O valor de θ que anula a primeira derivada da expressão de ΣT_i se constitui na inclinação da superfície crítica de ruptura e produz o máximo valor de ΣT_i quando levado em (III.1)

$$\theta_{\text{crit}} = 45 + \phi'/2$$

$$\Sigma T_{\text{máx}} = \frac{1}{2} \text{tg}^2 (45 - \phi'/2) \gamma H^2 \quad (\text{III.2A})$$

$$\Sigma T_{\text{máx}} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (\text{III.2B})$$

As expressões (III.2) representam a soma dos esforços atuantes em todos os reforços. Para determinar a força em cada reforço, Schlosser e Vidal, cf. INGOLD (1982), propuseram uma distribuição triangular, com força nula no topo e máxima na base da estrutura [figura (III.10)] com os reforços igualmente espaçados.

Nesta distribuição linear,

$$T_2 = 2T_1$$

$$T_3 = 3T_1$$

$$T_n = nT_1$$

$$T_1 + 2T_1 + 3T_1 + \dots + nT_1 = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$T_1 (1 + 2 + 3 + \dots + n) = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

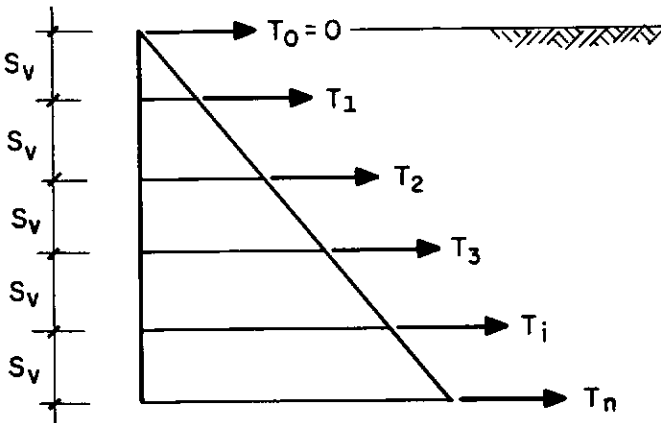


FIGURA III. 10 - Distribuição triangular de tensões

Considerando uma progressão aritmética de razão 1

$$\frac{T_1 [n(n+1)]}{2} = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

ou
$$T_1 = \frac{1}{n(n+1)} K_a \gamma H^2$$

$$e \quad T_i = i T_1 = \frac{i}{n(n+1)} K_a \gamma H^2 \quad (\text{III.3})$$

$$e \quad T_n = \frac{n}{n(n+1)} K_a \gamma H^2 \quad \text{ou}$$

$$T_n = \frac{1}{n+1} K_a \gamma H^2 \quad (\text{III.4})$$

que é a força máxima de tração atuante no nível mais inferior da estrutura reforçada. Como $H = nS_v$, pode também ser escrito:

$$T_n = \frac{n}{n+1} K_a \gamma H S_v \quad (\text{III.5A})$$

ou ainda:

$$T_n = \frac{n^2}{n+1} K_a \gamma S_v^2 \quad (\text{III.5B})$$

Uma vez estabelecido o valor de T_n , para assegurar a estabilidade, é necessário compará-lo com a resistência a tração admissível do geotêxtil.

Para determinação do comprimento da manta de reforço, considere-se a figura (III.11).

$$L_i = x_i + y_i \quad (\text{III.6})$$

$$\text{tg} \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{x_i}{H - h_i}$$

$$\text{logo } x_i = \left(H - h_i \right) \text{tg} \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{III.7})$$

$$Y_i = \frac{T_i}{2\sigma'_v \operatorname{tg} \phi_g} \quad (\text{III.8})$$

onde ϕ_g é ângulo de atrito solo-reforço.

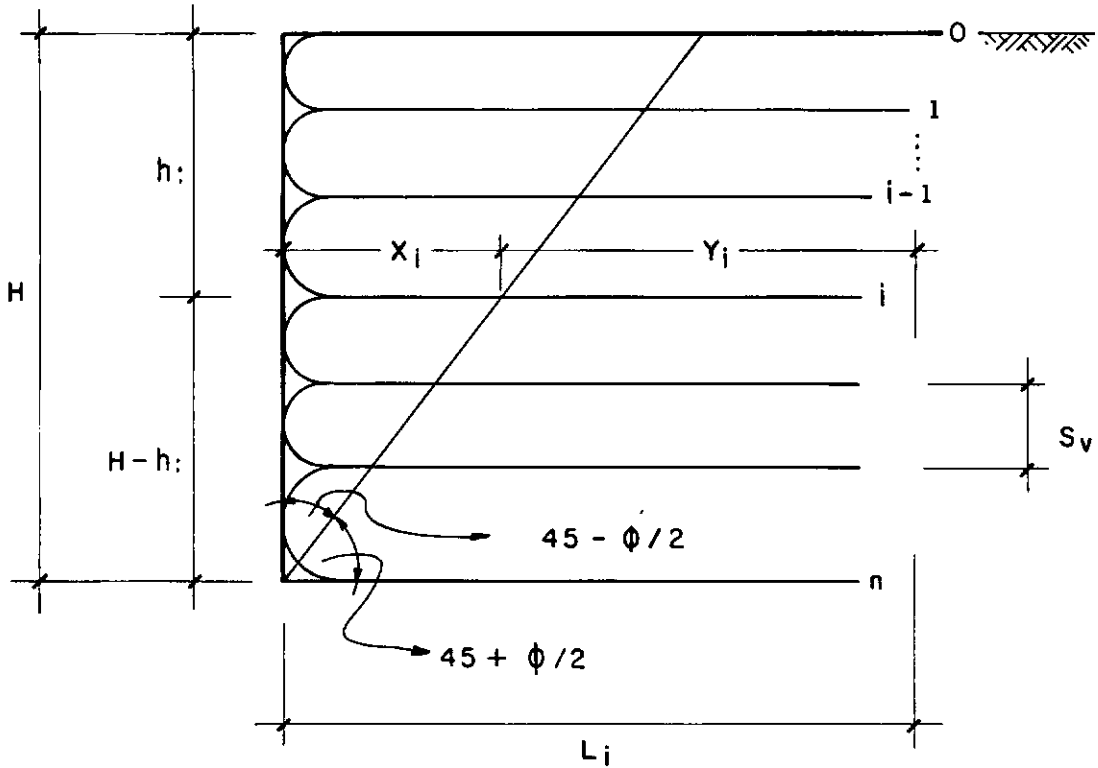


FIGURA III.11 - Esquema de cálculo

A aplicação do método de Coulomb a estruturas de solo reforçado se constitui uma abordagem bastante simplista da realidade. Não considera, por exemplo, a possibilidade de mudança na locação e forma da superfície potencial de ruptura com a inclusão dos reforços. Não leva em conta também os aspectos de deformabilidade, nem da possível interferência da seqüência executiva do maciço reforçado. Tais efeitos têm influência no módulo das tensões horizontais e podem levar a uma distribuição bem diversa da

triangular.

Por outro lado, é de se ressaltar a simplicidade de uso do método, somado ao fato de que a bibliografia internacional sobre o assunto está repleta de referências sobre sua utilização na análise de solos reforçados com geotêxteis com resultados aparentemente satisfatórios.

III.2.1.2. Método de Rankine

Existem duas variantes mais freqüentemente utilizadas da aplicação do Método de Rankine a estruturas de solos reforçados.

A primeira aplicação, advogada pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1967), se baseia em três hipóteses:

a) A força de tração no reforço tem o seu valor máximo junto à face externa da estrutura.

b) As tensões principais atuam nos planos vertical e horizontal.

c) As tensões verticais atuantes em qualquer ponto da massa reforçada valem $\sigma'_v = \gamma H$.

Assim sendo, tem-se [ver figura (III.11)]:

$$T_i = K_a \gamma h_i S_v \quad (\text{III.9})$$

sendo h_i a profundidade do reforço do nível i , e a força de tração máxima atuante no nível n mais inferior da estrutura, tendo valor:

$$T_n = K_a \gamma H S_v \quad (\text{III.10})$$

O comprimento da manta de reforço, constante ao longo da profundidade, nesta primeira aplicação do Método de Rankine, fica definido por:

$$L_i = \frac{K_a S_v}{2 \text{tg } \phi_g} \quad (\text{III.11})$$

A segunda variante do método de Rankine, cf. INGOLD (1982), estabelece que cada camada de reforço tem que resistir a um empuxo horizontal correspondente a uma altura de terra igual ao espaçamento vertical, ou seja a distância existente para o nível de reforço imediatamente superior. A massa de terra sobrejacente a este nível superior de reforço funciona como sobrecarga no dimensionamento da manta considerada. Reportando-se aos elementos definidos na figura (III.11), pode então ser escrito:

$$T_i = \frac{1}{2} K_a \gamma S_v^2 + K_a \gamma (i - 1) S_v^2$$

ou

$$T_i = \left(i - \frac{1}{2} \right) K_a \gamma S_v^2 \quad (\text{III.12})$$

e a força de tração máxima atuante no nível n mais inferior da estrutura tem o valor:

$$T_n = \left(n - \frac{1}{2} \right) K_a \gamma S_v^2 \quad (\text{III.13})$$

O comprimento de ancoragem y_i [figura (III.11)] tem expressão igual à (III.11). Nesta segunda variante do método, é necessário que se some o comprimento na zona ativa [x_i na figura (III.11)] para se obter o comprimento total da manta.

A utilização do Método de Rankine em estruturas de solo reforçado apresenta, de maneira geral, as mesmas limitações e vantagens que o Método de Coulomb. Particularmente, as hipóteses a), b) e c) da primeira aplicação são contestáveis tanto do ponto de vista conceitual, quanto das observações já realizadas em estruturas instrumentadas.

OBSERVAÇÃO: Na medida em que o valor de n cresce, as seguintes proposições podem ser consideradas:

- na expressão (III.5B) do Método de Coulomb, o fator $\frac{n^2}{n+1}$ tende para n ; e

- na expressão (III.13) da segunda variante do Método de Rankine, o fator $\left(n - \frac{1}{2}\right)$ também tende para n .

E ambas expressões (III.5B) e (III.13) poderiam ser reescritas da mesma forma:

$$T_n = nK_a \gamma S_v^2$$

ou ainda

$$T_n = K_a \gamma H S_v$$

a mesma expressão de (III.10) da primeira aplicação do Método de Rankine.

Em outras palavras, as expressões que definem as forças máximas de tração no reforço nos Métodos de Coulomb e Rankine poderiam ser escritas de uma mesma forma mais geral:

$$T_n = K_a \sigma'_v S_v \quad (\text{III.14})$$

Alternativamente à hipótese de distribuição retangular de tensões verticais (tensões verticais constantes na largura de cada nível de reforço da estrutura) implicitamente levada em conta nos métodos de Coulomb e Rankine, poderiam ser consideradas a do tipo trapezoidal ou então a proposta de Meyerhof, substituindo σ'_v em (III.14) pelo abaixo exposto:

(i) de acordo com a distribuição trapezoidal obtém-se [figura (III.12)]:

$$\begin{aligned} \text{Força resultante} &= \frac{\text{Momento tombamento}}{\frac{L}{3}} = \\ &= \frac{\frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \times \frac{H}{3}}{\frac{L}{3}} = \frac{K_a \gamma H^3}{2L} \end{aligned}$$

$$\text{Tensão atuante} = \frac{\text{Força atuante}}{\text{Área de atuação}} =$$

$$= \frac{K_a \gamma H^3 / 2L}{\frac{L}{2} \times 1} = \frac{K_a \gamma H^3}{L^2}$$

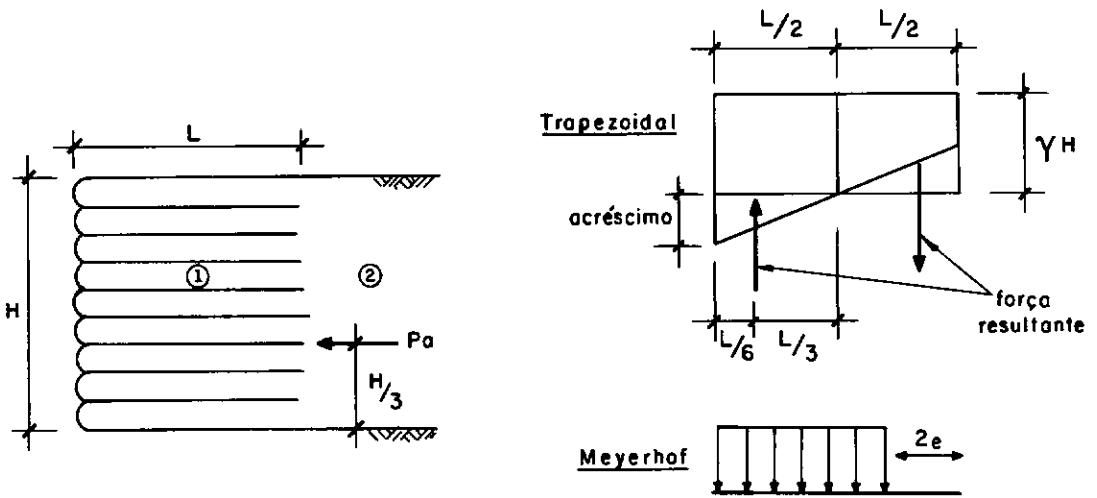


FIGURA III.12- Distribuição de tensões verticais por Meyerhof e trapezoidal
Apud SCHLOSSER e VIDAL (1969)

A tensão máxima vertical na hipótese de distribuição trapezoidal é então:

$$\sigma'_v = \gamma H + \frac{K_a \gamma H^3}{L^2} \quad \text{ou} \quad \text{para solo ①} = \text{solo ②}$$

$$\sigma'_v = \gamma H \left(1 + \frac{K_a H^2}{L^2} \right) \quad \text{(III.15)}$$

(ii) a distribuição proposta por Meyerhof também está mostrada na figura (III.12) e sua expressão analítica é a seguinte:

$$\sigma'_v = \frac{\gamma H}{1 - K_a H^2 / 3L^2} \quad \text{(III.16)}$$

III.2.1.3. Método dos Dois Blocos

Trata-se, na realidade, da aplicação a solos reforçados da proposta de RANKE & OSTERMAYER (1968) para verificação da estabilidade interna de cortinas de contenção com ancoragens múltiplas [GOURC et al (1988)].

Consiste no estudo da estabilidade da figura de ruptura composta por dois blocos como mostrado na figura (III.13).

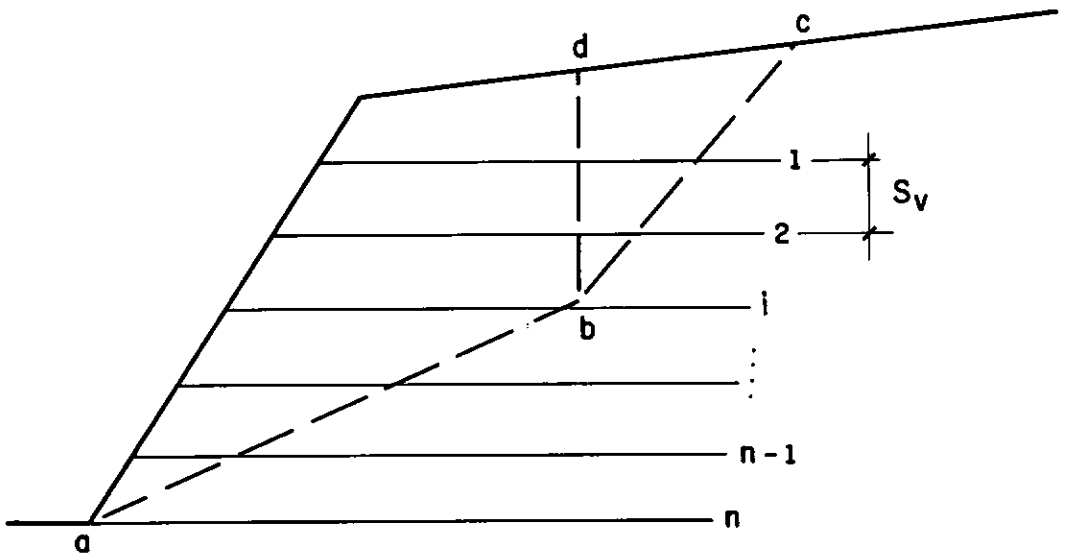


FIGURA III.13 - Figura de ruptura proposta pelo Método dos Dois Blocos

A linha bd une o pé da estrutura até o ponto de máxima tração no reforço em um nível genérico i. A linha bd é vertical e sobre ela atua o esforço proveniente da cunha de terra correspondente ao plano de Coulomb (linha bc).

O método propõe verificar as quatro equações de equilíbrio de forças [ver figura (III.14)].

A superfície de escorregamento mais crítica deve ser

determinada variando o ponto b nos pontos de tração máxima (estabelecido por tentativas) dos reforços de 1 a n .

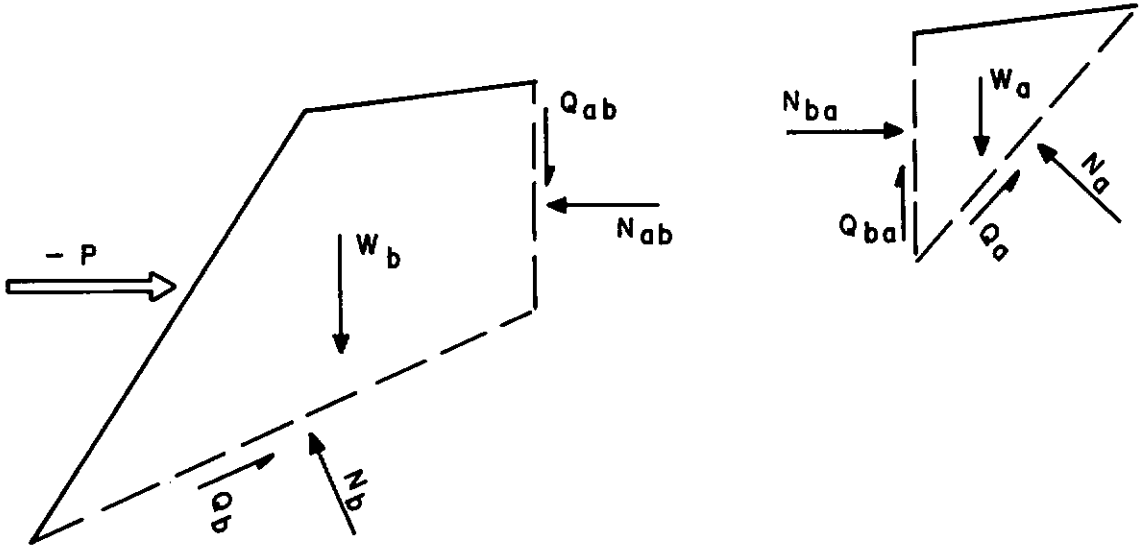


FIGURA III. 14 - Análise de equilíbrio pelo Método dos Dois Blocos

Obtêm-se de cada bloco duas equações a partir do somatório de forças projetadas em duas direções ortogonais. A solução das quatro equações permite a determinação das quatro incógnitas N_a , N_b , N_{ab} e P . P é a força a ser equilibrada pela reação dos geotêxteis. Deve ser observado que a superfície de escorregamento mais crítica não necessariamente coincide com a superfície correspondente ao máximo valor de P e sim à situação de carga máxima nos reforços.

O equilíbrio global será obtido, considerando um comprimento mínimo além da superfície de ruptura igual a :

$$y = \frac{F}{2\sigma'_v \text{tg } \phi_g}$$

sendo F a força de tração admissível no geotêxtil. Os comprimentos de ancoragem y devem ser estabelecidos para os reforços entre os níveis n e i , já que são apenas esses os intervenientes no processo de ruptura global segundo a concepção de dimensionamento deste método.

O equilíbrio global será obtido para $\sum_i^n F = P$.

O método impõe a verificação da condição de equilíbrio local, considerando:

$$T = K_a \sigma'_v S_v$$

onde T é a força atuante em cada nível de reforço.

III.2.1.4. Método de Broms - 1977

A aplicação do método está associada à utilização de elementos em forma de L no paramento/revestimento, aos quais as mantas de geotêxteis se solidarizariam por aderência [figura (III.15)]. Broms sugeriu que tais elementos fossem de concreto armado. A idéia do autor é que a existência dos reforços enseja empuxos menores na face da estrutura do que aconteceria em muros convencionais sem reforços, além de ocasionar que a superfície real de ruptura se afaste do

muro, se trasladando para dentro do maciço.

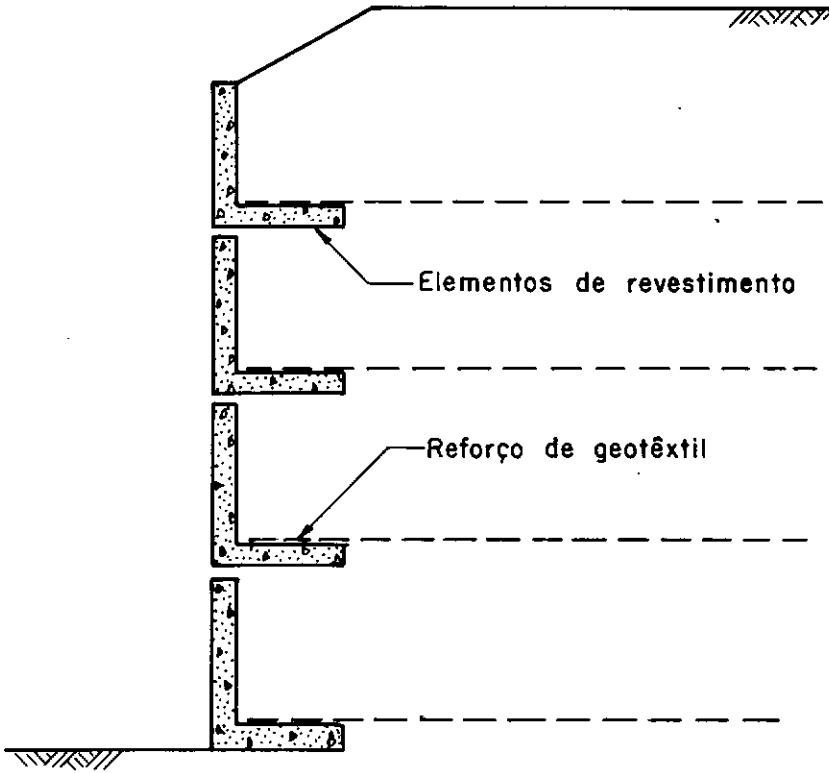


FIGURA III.15 - Estrutura de solo reforçado concebida por BROMS (1978)

A tensão lateral sobre os elementos em L será diminuta, em virtude de a maior parcela de sollicitação horizontal ser absorvida pelo atrito desenvolvido entre solo e reforço.

Considerando a figura (III.16), a resistência por atrito (f) ao longo da manta será:

$$f = \sigma'_v \operatorname{tg} \phi_g \quad (\text{III.17})$$

Broms recomenda adotar ϕ_g (ângulo de atrito entre solo e reforço) = ϕ' para o caso de mantas tecidas.

Na figura (III.16) está mostrado um incremento de

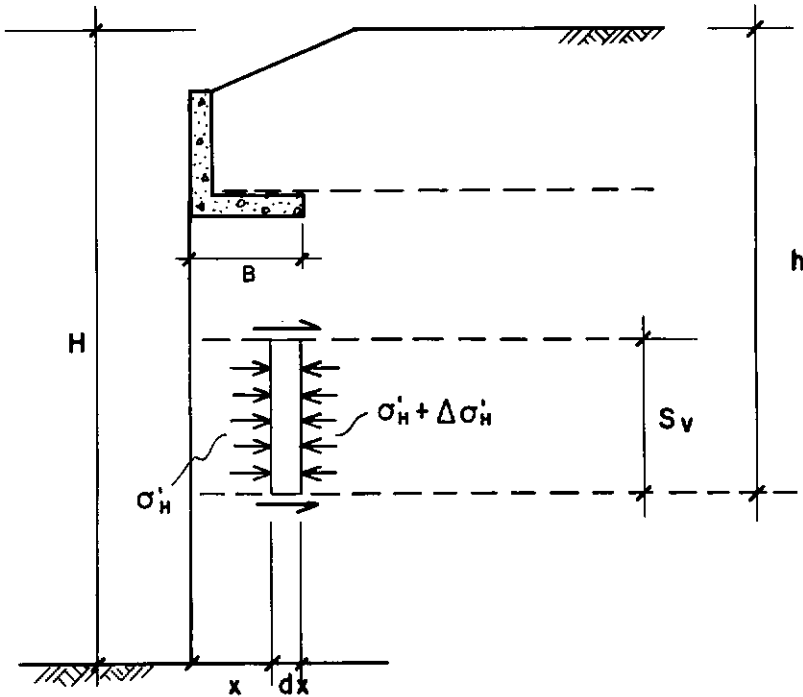


FIGURA III.16 - Princípio de funcionamento do reforço segundo BROMS (1978)

tensão horizontal entre as faces do elemento traduzindo o princípio de funcionamento do reforço. Pode ser escrito que:

$$2fdx = S_v d\sigma'_H \quad (\text{III.18})$$

Broms identificou que os planos horizontal e vertical não são os principais em virtude das tensões cisalhantes neles desenvolvidas. A relação entre as tensões horizontal e vertical, K_b , é superior a K_a . O coeficiente K_b pode ser obtido do círculo de Mohr e para solos granulares tem a expressão a seguir:

$$K_b = \frac{1}{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \phi} ,$$

para o caso de $\phi_g = \phi$, que é a hipótese de Broms para geotêxteis.

Da expressão (III.17) se obtém:

$$\sigma'_v = \frac{f}{\operatorname{tg} \phi_g}$$

De (III.18)

$$f = \frac{S_v d\sigma'_H}{2dx}$$

$$e \quad \sigma'_v = \frac{S_v d\sigma'_H}{2 \operatorname{tg} \phi_g dx} \quad (\text{III.19})$$

Tem-se que:

$$d\sigma'_H = K_b d\sigma'_v$$

que, levando em (III.19), resulta:

$$2\sigma'_v \operatorname{tg} \phi_g dx = S_v K_b d\sigma'_v$$

$$\text{ou} \quad d\sigma'_v = \frac{2\sigma'_v \operatorname{tg} \phi_g}{S_v K_b} dx \quad (\text{III.20})$$

A equação diferencial (III.20) expressa o incremento de tensão vertical à medida em que se distancia da face da estrutura. Sua solução é:

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} e^{2x \operatorname{tg} \phi_g (S_v K_b)^{-1}} \quad \text{e/ou} \quad (\text{III.21})$$

$$\sigma'_H = \sigma'_{H0} e^{2x \operatorname{tg} \phi_g (S_v K_b)^{-1}} \quad (\text{III.22})$$

Broms preparou o ábaco da figura (III.17), com base nas expressões (III.21) e (III.22).

O espaçamento entre as camadas de reforço, neste método, é determinado por meio da consideração da distribuição das pressões laterais de terra definidas por Terzaghi & Peck para paredes de perfis metálicos com pranchada de madeira.

$$\sigma'_H = 0,65K_a (1,5q + \gamma H)$$

onde q é a sobrecarga considerada e o diagrama é aplicado como mostrado na figura (III.18).

O espaçamento fica definido, com a consideração adicional de que a força lateral total do diagrama proposto

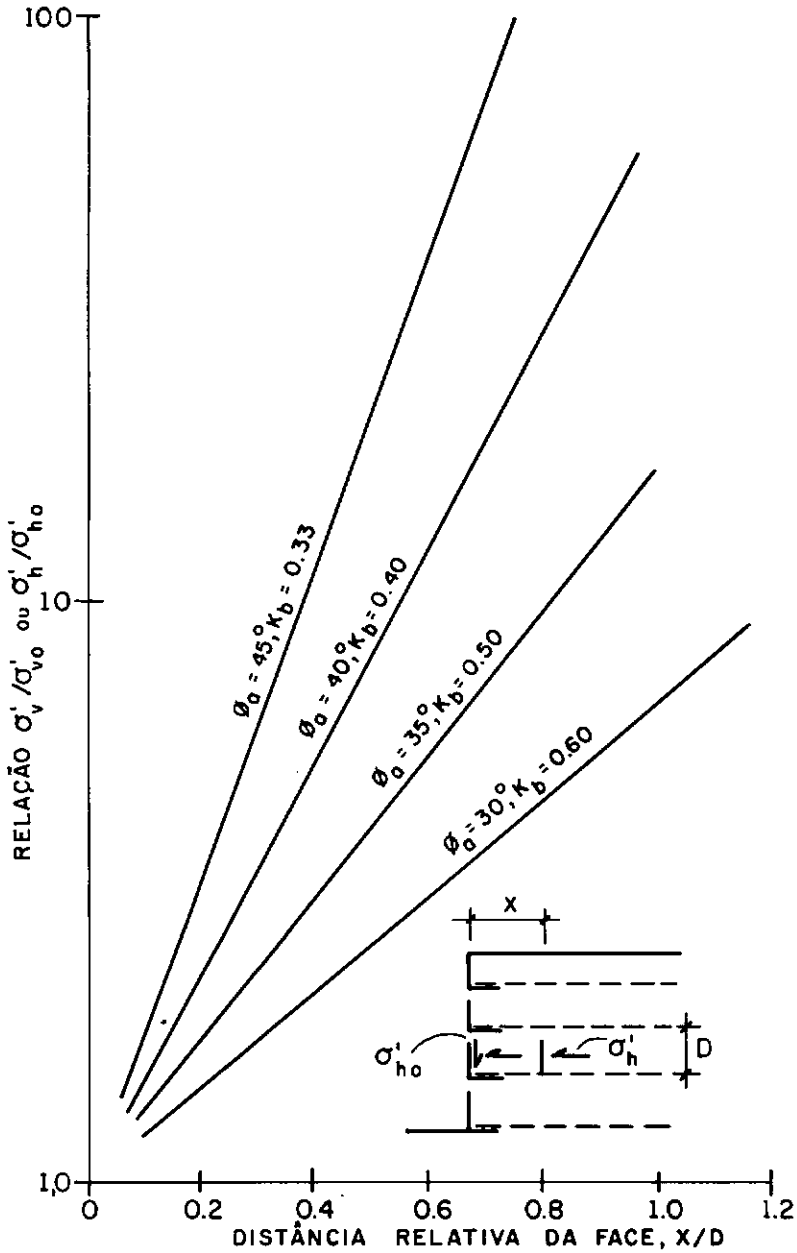


FIGURA III.17 - Variação das tensões ao longo da camada de reforço

Apud BROMS (1978)

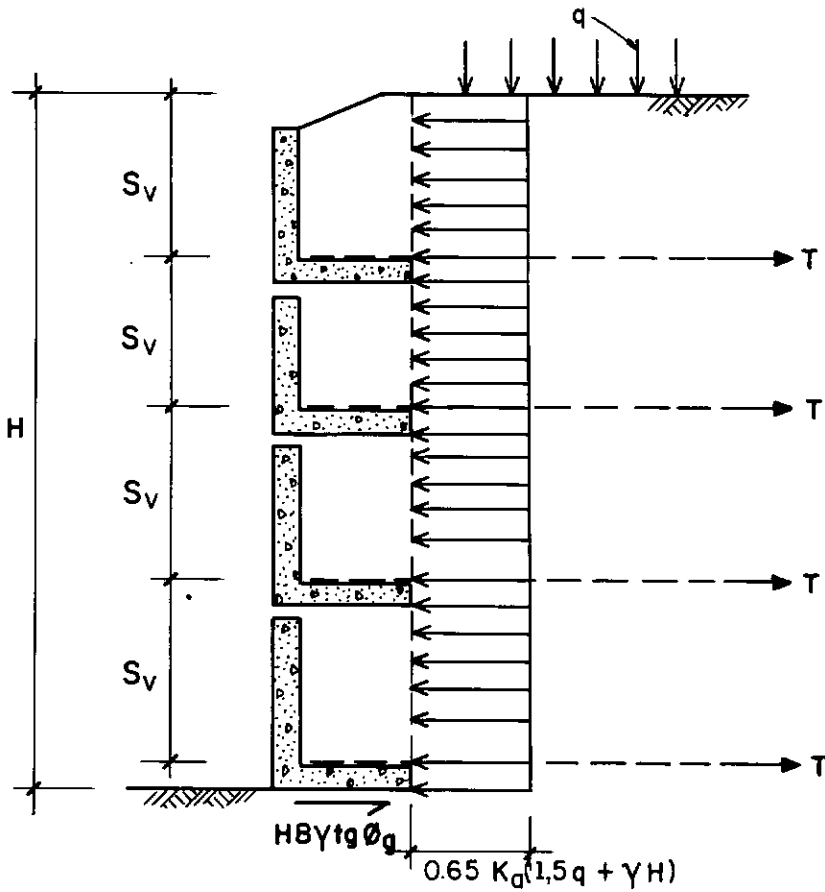


FIGURA III.18 - Esquema de cálculo proposto por BROMS (1978)

é resistida pela tração nos geotêxteis somada com o atrito desenvolvido na base dos elementos em L da face da estrutura. Assim sendo, fica:

$$S_v = \frac{T}{0,65K_d(1,5q + \gamma H) - B\gamma \text{tg} \phi_g}$$

onde T é a força admissível em cada manta e B é a largura da base dos elementos em L.

Broms apresenta para definição dos comprimentos das

mantas um critério bastante peculiar. O método propõe que a determinação se dê pela consideração do escorregamento de cada cunha de solo como apresentado na figura (III.19).

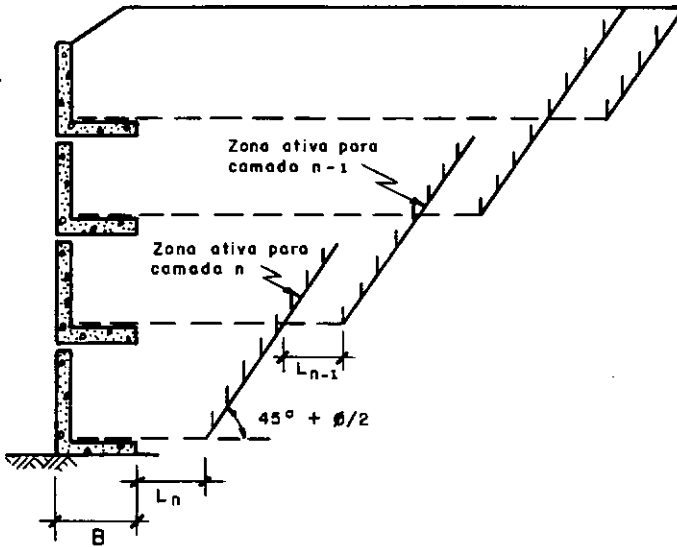


FIGURA III.19 - Critério de ancoragem proposto por BROMS (1978)

Vem, então:

$$L_n = \frac{0,65K_a(1,5q + \gamma H)}{\gamma \text{tg} \phi_g} - B$$

e

$$L_{n-i} = \frac{1,3T}{\gamma S_v(n-i) \text{tg} \phi_g}$$

sendo 1,3 um fator de segurança.

Por fim, deve ser determinada uma área de contato entre o elemento em L e o geotêxtil, que seja suficiente para transferência de carga:

$$B = \frac{1,3T}{2S_v \gamma \text{tg } \phi_g}$$

O método de Broms traz dois aspectos que o diferenciam dos demais métodos de análise das estruturas reforçadas.

O primeiro deles se refere ao fato de não considerar as tensões verticais e horizontais como principais como é usual em outros métodos. A segunda questão diz respeito à relocação da superfície de ruptura como um dos efeitos da existência do reforço na massa de solo.

III.2.1.5. Ingold - 1982

INGOLD (1982) propôs a adaptação de dois métodos de análise bem conhecidos, "Talude Infinito" e o "Método de Bishop" para o dimensionamento de maciços de terra reforçada.

A figura (III.20) apresenta um arranjo típico de maciços reforçados que pode ser estudado utilizando uma análise de talude infinito.

O elemento hachurado considerado na figura é limitado por duas camadas de reforço, acima e abaixo, e lateralmente pelo talude e por um plano potencial de ruptura paralelo ao talude a uma distância vertical D. A área do elemento é BD e se se considerar $N_1 = \frac{D}{S}$ e o peso do elemento como W, tem-se que:

$$\text{Área do elemento} = N_1 S_v B,$$

como $B = N_1 S_V \cotg \beta$,

Área do elemento = $N_1^2 S_V^2 \cotg \beta$ e $W = N_1^2 \gamma S_V^2 \cotg \beta$

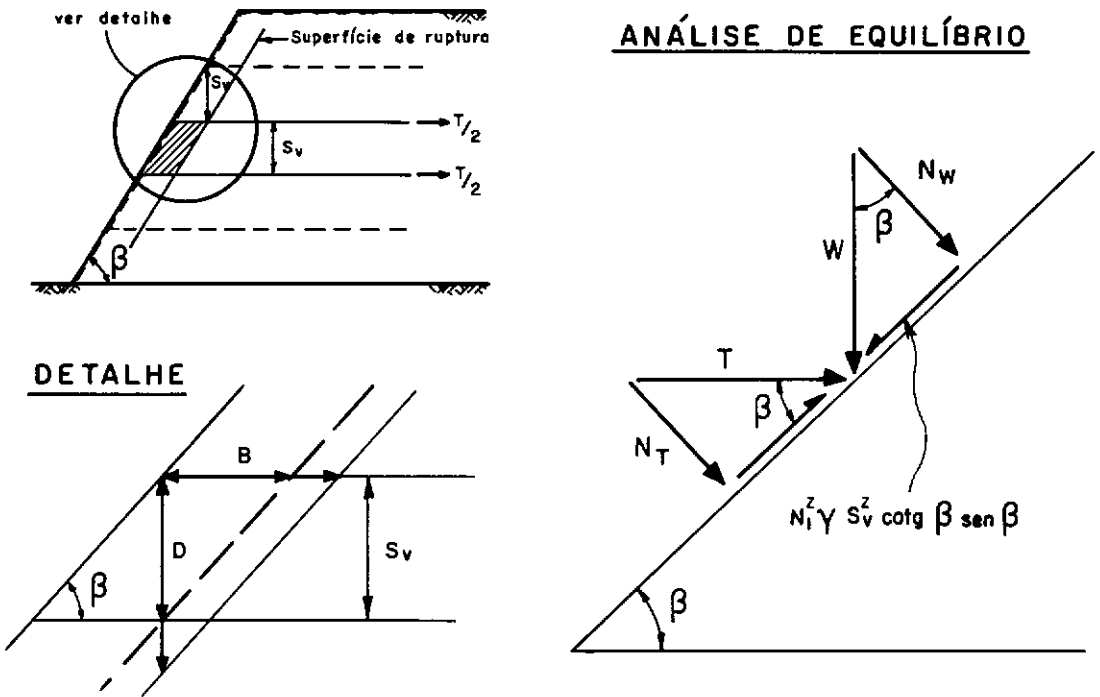


FIGURA III.20 - Análise de talude infinito

A partir da decomposição de forças apresentada na figura (III.20), podem ser determinadas as forças resistentes mobilizadas pelo solo (FR_{solo}), $N_w = W \cos \beta$.

Componente de atrito $\rightarrow N_w \text{ tg } \phi$

$$FR_{\text{solo}} = N_1^2 \gamma S_V^2 \cotg \beta \cos \beta \text{ tg } \phi \quad (\text{III.23})$$

A força de tração no reforço gera componentes resistentes (FR_{ref}), normal e tangencial, das quais, a favor

da segurança, Ingold propõe não considerar a parcela tangencial. Fica,

$$N_T = T \operatorname{sen}\beta$$

Componente de atrito $\longrightarrow N_T \operatorname{tg}\phi$

$$FR_{\text{ref}} = T \operatorname{sen}\beta \operatorname{tg}\phi \quad (\text{III.24})$$

Utilizando (III.23), (III.24) e a figura (III.20), pode ser determinada uma expressão do fator de segurança:

$$FS = \frac{N_1^2 \gamma S_v^2 \operatorname{cotg}\beta \cos\beta \operatorname{tg}\phi + T \operatorname{sen}\beta \operatorname{tg}\phi}{N_1^2 \gamma S_v^2 \operatorname{cotg}\beta \operatorname{sen}\beta} \quad (\text{III.25})$$

A partir de (III.25), para um fator de segurança estabelecido, pode-se definir o espaçamento vertical S_v entre reforços de tipo previamente escolhido.

Para análise de superfícies potenciais de rupturas mais profundas, a proposta de Ingold é pela utilização do Método de Bishop Modificado.

Os reforços são considerados para inclusão na expressão do fator de segurança do método, por meio de somatório do produto da força desenvolvida em cada reforço pelo seu respectivo braço de alavanca ao centro do círculo. A figura (III.21) ilustra a questão.

A expressão do fator de segurança do Método de Bishop Modificado para o caso de maciços de solo reforçado fica:

$$FS = \frac{\sum W \operatorname{tg} \phi / m_{\alpha} + \sum T \cos \alpha}{\sum W \operatorname{sen} \alpha} \quad (\text{III.26})$$

onde $m_{\alpha} = \cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi}{FS} \right)$ e W é o peso de cada fatia considerada.

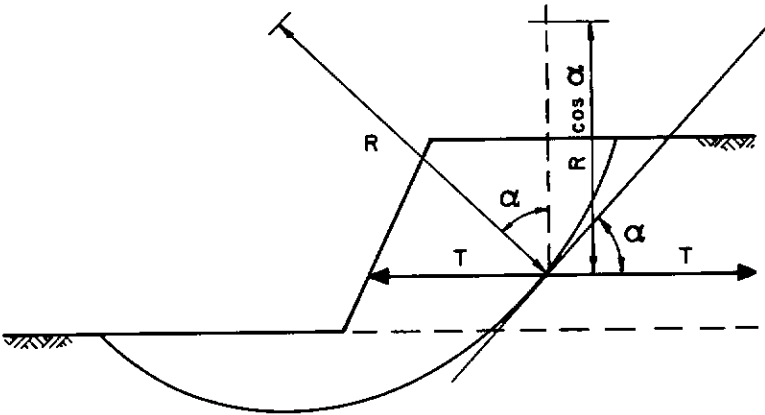


FIGURA III.21- Efeito do reforço no método de Bishop segundo proposta de INGOLD (1982)

Fechando o procedimento do método, é preciso considerar a possibilidade de arrancamento do reforço, uma vez estabelecido o círculo crítico. O reforço deve ser instalado com um comprimento tal além da superfície crítica, de forma a resistir por aderência ao esforço de arrancamento T , considerado na expressão (III.26).

É pouco provável que ocorram superfícies críticas que justifiquem o emprego do método de talude infinito para maciços reforçados. A única hipótese imaginada se basearia no fato de que próximo à superfície do talude existem dificuldades construtivas para compactação, redundando

provavelmente numa faixa estreita mais fraca ao longo da altura.

" de se observar neste método, que do mesmo modo que seu similar para maciços não reforçados, a sua utilização só se torna prática por meio de cálculos automáticos em máquinas programáveis.

III.2.1.6. Método "U.S. Forest Service" - 1983

Este método foi desenvolvido por Steward, Bell e outros para projeto de obras de contenção em regiões remotas afetas ao U.S. Forest Service.

A proposta se baseia fundamentalmente em estudos desenvolvidos para Terra Armada e se aplica indistintamente a taludes suaves e taludes verticais.

O método assume uma superfície de ruptura plana passando pelo pé com inclinação de $45 + \phi/2$ com a horizontal. A distribuição de tensões horizontais é suposta triangular com a profundidade sendo genericamente $\sigma_H = K_0 \gamma Z$, sendo K_0 coeficiente de empuxo no repouso e Z a profundidade a partir do topo da estrutura.

Desse modo, o espaçamento vertical entre níveis de reforço, é calculado a partir de:

$$S_v = \frac{T}{\sigma_H}$$

T , esforço de tração admissível no geotêxtil, é sugerido de ser determinado a partir do ensaio ASTM-1682, o

chamado "Grab Tensile Test". O ensaio fornece resultados que devem ser minorados por meio de fatores, função do tipo de fabricação e matéria-prima do geotêxtil, para levar em conta a questão da resistência a longo prazo (fluência). Maiores detalhes a esse respeito são discutidos no Capítulo IV do presente trabalho.

Considerando o atrito entre solo e reforço como sendo $2/3$ do ângulo de atrito interno do solo, a geometria do reforço, indicada na figura (III.22), fica então definida assim:

$$K_o \sigma_v S_v = \sigma_v \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \phi \right) \cdot 2L_e$$

$$\text{e } L_e = \frac{K_o S_v}{2 \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \phi \right)} \quad (\text{III.27})$$

O método impõe a verificação da possibilidade de arrancamento do reforço da zona ativa, obrigando a que se fixe um comprimento mínimo de embutimento dentro desta região do maciço. A expressão é análoga à (III.27).

$$L_o = \frac{\sigma_H S_v}{2 z_f \gamma \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \phi \right)}$$

em que z_f é a profundidade do topo da camada, nível onde o geotêxtil envelopa o solo, reembutindo-se nele.

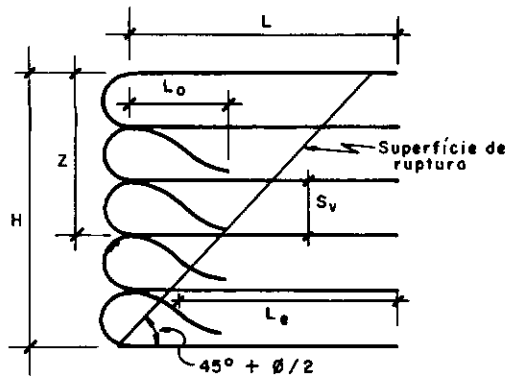


FIGURA III.22 - Esquema de cálculo do método "U.S. Forest Service"

Apud MITCHELL e VILLET (1987)

Pelos resultados de ensaios de laboratório que a literatura apresenta e de outros desenvolvidos no Brasil que se tem notícia, a consideração da interação solo-reforço preconizada pelo método se revela muito conservativa.

De modo geral, o método é conservativo. A hipótese de estado de repouso para reforços de geotêxteis hoje disponíveis não é realista dada a sua deformabilidade relativamente grande em comparação com a do solo.

Um lado interessante e positivo do método se refere à imposição da verificação do arrancamento do reforço da zona ativa do maciço reforçado. Além de ser uma situação teoricamente aceitável, o efeito de encapsulamento/envelopamento, necessário para fazer frente a tal solicitação, cumpre uma outra função, que é a de enfrentar o problema oferecido pela possibilidade do plano principal de deformação trativa não ser horizontal nas proximidades da face externa da estrutura reforçada.

III.2.1.7. Método dos Deslocamentos - 1986

J. P. Gourc da Universidade de Grenoble e Ph. Delmas do LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) propuseram o método buscando incorporar aspectos da realidade que não eram até então contemplados nos estudos correntes. As principais inovações deste método consistiram na consideração da rigidez do geotêxtil (e uma tentativa de consideração da rigidez do solo) e de uma modelagem da interação solo-geotêxtil.

A cinemática considerada na ruptura é a apresentada na figura (III.23).

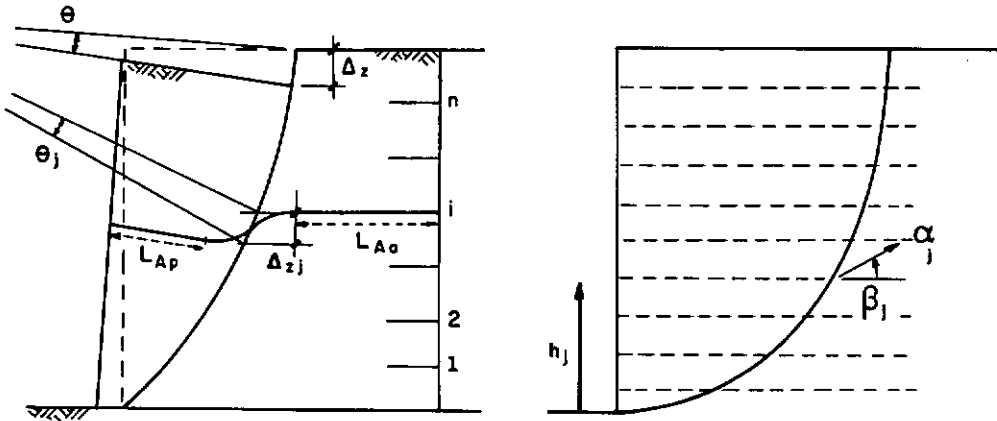


FIGURA III.23 - Mecanismo proposto pelo Método dos Deslocamentos

Apud GOURC e DELMAS (1986)

Como consequência do princípio de equilíbrio limite, θ é considerado igual a θ_j e o geotêxtil é entendido como uma membrana ancorada, conforme o mecanismo apresentado na figura (III.24).

A interação solo-reforço, no trecho de ancoragem, é representada por uma modelagem elasto-plástica com $\tau = \tau_{\text{limite}}$ para um determinado deslocamento U_p , cujo valor é assumido ser constante com a tensão vertical. O comportamento do geotêxtil a tração é estabelecido como sendo elástico linear, caracterizado por seu módulo de tração J :

$$\alpha = J\varepsilon$$

onde α é o esforço de tração no geotêxtil e ε a deformação específica.

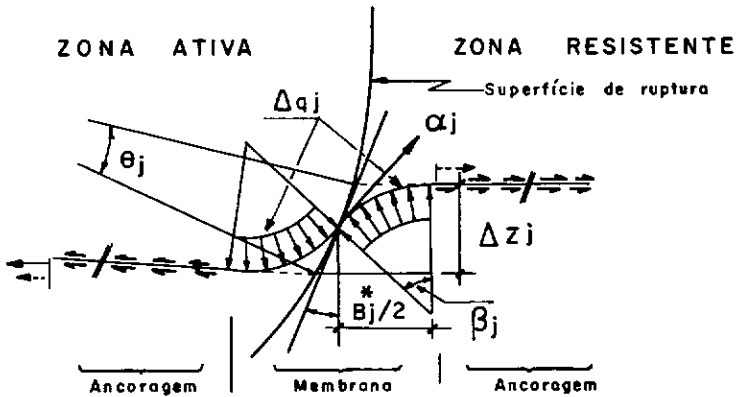


FIGURA III.24 - Comportamento do geotêxtil como reforço segundo GOURC e DELMAS (1986)

Os parâmetros da interação solo-geotêxtil são obtidos através de ensaios em caixas de cisalhamento direto [figura (III.25)], buscando reproduzir as condições de campo. Na zona resistente, sempre se tem na extremidade do reforço uma condição de tração nula para um determinado deslocamento;

no entanto, na zona ativa, a extremidade poderá ter seu deslocamento impedido, ou por envelopamento ou qualquer outro sistema de conexão com o paramento externo, conduzindo a uma situação de deslocamento nulo para um determinado esforço de tração atuante.

Esta proposta de interação solo-geotêxtil contraria a hipótese de aderência perfeita, adotada na maior parte dos métodos de dimensionamento.

No trecho em que o geotêxtil é considerado com comportamento de membrana, a hipótese é que o reforço assuma uma forma bicircular para pequenos deslocamentos, gerando tensões normais Δq_j como apresentado na figura (III.24). Para grandes deslocamentos, o reforço tende à tangente da superfície de escorregamento [figura (III.26)]. O método propõe $\Delta q_j = K_{sj} \cdot \frac{\Delta z_j}{4}$ sendo K_s relativo à rigidez do solo. Este parâmetro é, na prática, extremamente difícil de ser determinado.

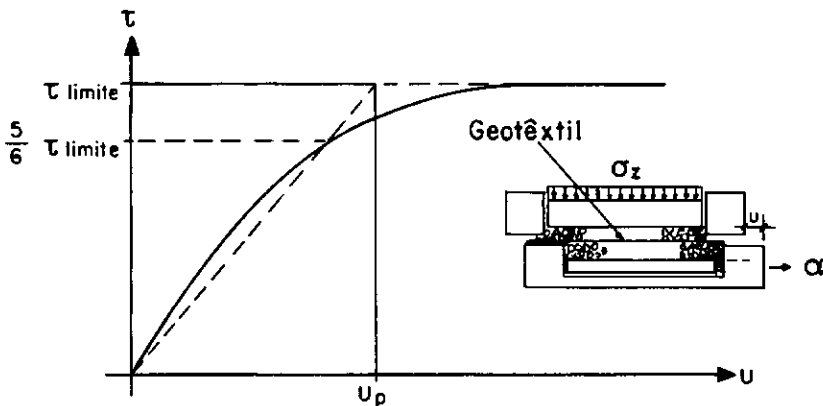


FIGURA III. 25 - Interação solo-reforço obtido de ensaio em caixa de cisalhamento direto
Apud GOURC e DELMAS (1986)

O equilíbrio da membrana é dado por:

$$\alpha_j = \frac{\Delta q_j \cdot B_j^*}{2 \text{sen} \beta_j}$$

onde B_j^* e β_j são, respectivamente o comprimento do trecho em membrana, e β_j é o ângulo central do setor circular do trecho em membrana.

O equilíbrio global da superfície crítica se dá aumentando-se gradativamente ΔZ_j em cada camada e obtendo-se correspondentes pares de α_j e β_j , de modo a fazer frente aos esforços gerados pelo bloco ativo.

Gourc e Delmas indicam o "Método das Perturbações", RAULIN et al (1974), como o mais conveniente para a determinação do equilíbrio do bloco ativo. A escolha da superfície crítica é procedida avaliando o ΔZ de equilíbrio para um conjunto representativo de superfícies potenciais de ruptura. Existirá uma superfície para a qual ΔZ é máximo, e esta será a situação considerada crítica. É observado, entretanto, que esta superfície não é necessariamente a que leva ao esforço de tração α , máximo no geotêxtil (já que α é também função de β).

O Método dos Deslocamentos, pela sua natureza iterativa, só se viabiliza, na prática, por meio de cálculos automáticos. O LCPC e a Universidade de Grenôble desenvolveram dois programas, o "MEMBRANE", usado basicamente em pesquisa, levando em consideração a flexão em membrana do geotêxtil descrita anteriormente, e o "CARTAGE" no qual se toma $\beta_j = 0$.

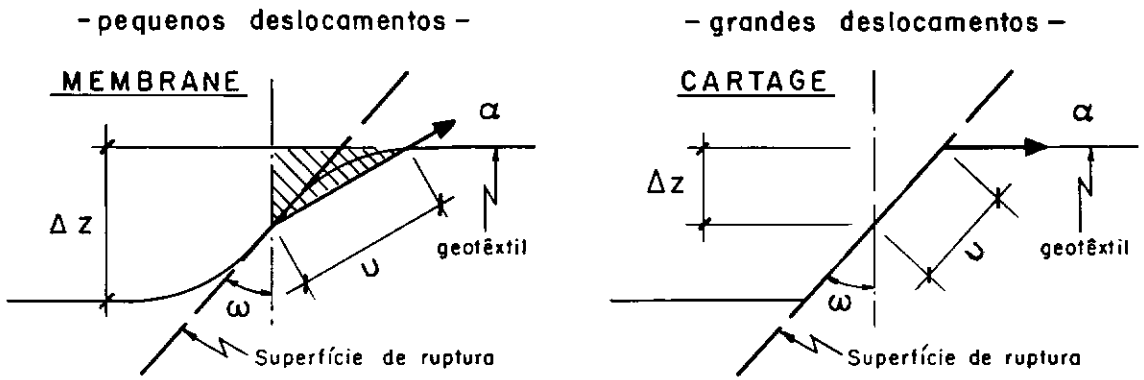


FIGURA III.26 - Modelos de deformação do geotêxtil considerados pelo Método dos Deslocamentos

Apud GOURC e DELMAS (1986)

Na figura (III.26) são explicitadas as considerações de cada programa.

O método permite dois critérios de projeto: limitação da força de tração α no geotêxtil ou restrição do deslocamento Δz .

III.2.1.8. Vanicek & Skopek - 1989

VANICEK & SKOPEK (1989) propuseram a adaptação do Método de Janbu para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado.

Basicamente, a proposta consiste em introduzir o efeito do reforço como força adicional interlamelar. A análise para determinação da força necessária ao equilíbrio da superfície crítica neste método busca levar em conta os aspectos

reológicos do geotêxtil e deformações limites em função do tipo de obra que se esteja projetando.

O método de Janbu é simples e isto é particularmente vantajoso no sentido de se elaborar um programa para cálculo automático, permitindo facilmente a introdução de forças adicionais entre lamelas. Os autores consideram a força proveniente do geotêxtil como horizontal, de intensidade distribuída linearmente ao longo da manta, com o máximo sendo alcançado na interseção com a superfície potencial de ruptura, como indicado na figura (III.27). O comprimento l_K da figura deve ser verificado na superfície crítica para essa hipótese de distribuição de esforços sobre o reforço.

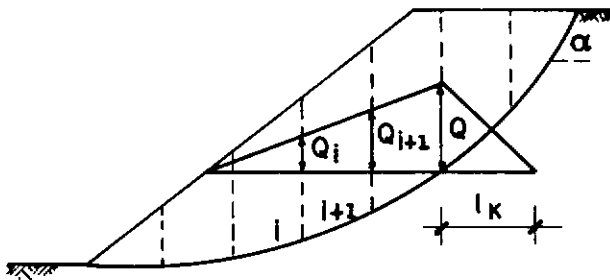


FIGURA III.27 - Distribuição dos esforços de tração na camada de reforço considerada por VANICEK e SKOPEK (1989)

Os autores entendem como razoável em caso de aterros compactados, em que o comportamento tensão-deformação é, tipicamente, o apresentado na figura (III.28), considerando-se as deformabilidades relativas dos dois materiais (solo e geotêxtil), que a tensão atuante no

geotêxtil corresponda a uma situação em que a resistência máxima do solo esteja totalmente mobilizada. Para conseguir a compatibilidade de deformações sugerida na figura, Vanicek e Skopek propõem a obtenção da curva tensão-deformação do geotêxtil, por meio de ensaios de tração não confinada. Justificam não ser necessária a realização de ensaios especiais de tração confinada, argumentando ser a favor da segurança e afirmando não ser o confinamento um fator essencial na caracterização do desempenho, especialmente de geotêxteis tecidos.

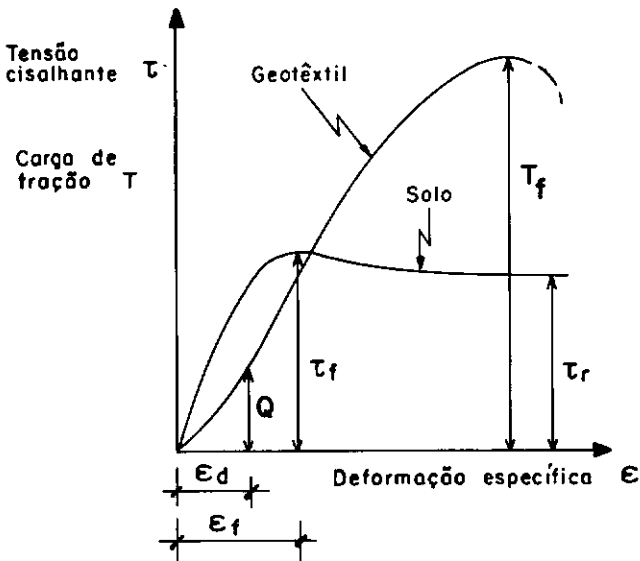


FIGURA III.28 - Condição de trabalho para solo e geotêxtil
Apud VANICEK e SKOPEK (1989)

É duvidoso esse posicionamento. Para se obter dados confiáveis de tensão-deformação de solos reforçados, é essencial a realização de ensaios confinados, particularmente para geotêxteis não tecidos [MCGOWN et al (1982) e VIDAL et al (1990)]. Os autores do método sugerem

critérios de dimensionamento do reforço considerando, por razões de fluência, restrição às tensões mobilizadas, ou às deformações impostas. A indicação do método quanto às tensões é no sentido de restringir a mobilização do geotêxtil a um máximo de 25% de sua carga de ruptura a tração. No que tange às deformações, a proposta é a imposição de um limite para ϵ_d (deformação específica de trabalho) em torno de 5%.

III.2.1.9. Leshchinsky et al - 1989

Leshchinsky apresenta diversos trabalhos sobre dimensionamento de estruturas reforçadas de terra, dos quais os seguintes foram utilizados para este trabalho de tese: LESHCHINSKY & REINSCHMIDT (1984); LESHCHINSKY & VOLK (1986); LESHCHINSKY & PERRY (1987) e LESHCHINSKY & BOEDEKER (1989).

O método proposto se destina ao dimensionamento de maciços reforçados com geotêxteis, com qualquer inclinação de face constituídos por solo granular e assentes sobre terreno firme de fundação.

A figura de ruptura adotada foi a espiral logarítmica.

Este método procura explicitamente otimizar o comprimento de embutimento do reforço na zona resistente. A análise é conduzida considerando que a resistência ao

arrancamento deva ser igual à força de tração admissível no geotêxtil.

Para o estado limite representado na figura (III.29), pode ser escrito que:

$$t_j = 2K (\operatorname{tg}\phi) \left(\bar{\sigma} \cdot l_e \right)_j \quad (\text{III.28})$$

sendo t_j = resistência ao arrancamento do reforço em uma camada genérica j ; K = fator de minoração da $\operatorname{tg}\phi$ para relatar a interação solo-geotêxtil; $\bar{\sigma}$ e l_e = tensão normal média e comprimento de embutimento na região além da superfície de ruptura, respectivamente. Leshchinsky admite a incerteza a respeito do valor de $\bar{\sigma}$, mas propõe adotar $(\bar{\sigma} \cdot l_e)$ como o peso de solo acima de l_e .

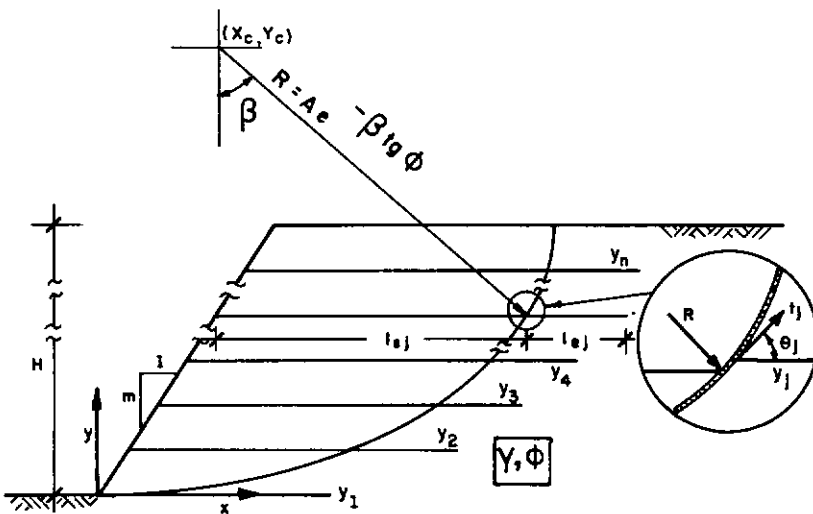


FIGURA III.29 - Concepção proposta por LESHCHINSKY et al (1989)

Conforme indicado no detalhe da figura (III.29), Leshchinsky considera a possibilidade de t_j atuar com uma inclinação com a horizontal. Na prática, o método propõe a análise de dois casos extremos: (I) $\theta_j = 0$, ou seja, t_j não varia sua posição na medida em que há a mobilização do maciço, atuando assim na horizontal; (II) $\theta_j = \beta_j$, ou seja, é perpendicular ao raio de curvatura da espiral logarítmica, se constituindo na direção mais eficiente que o reforço pode atuar.

O método incorpora em seu procedimento de cálculo o conceito de resistência mobilizada. " considerado um estado limite fictício em que:

$$\tau_m = \sigma \frac{\psi}{FS} = \sigma \psi_m \quad (\text{III.28A})$$

$$t_{mj} = 2k \frac{\psi}{FS} \left(\bar{\sigma} \cdot \ell_e \right)_j = 2k \psi_m \left(\bar{\sigma} \cdot \ell_e \right) \quad (\text{III.28B})$$

com τ sendo a resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de escorregamento e o sub-índice m significando mobilizado; σ = tensão normal ao longo da superfície de ruptura (incógnita); $\psi = \text{tg}\phi$; FS = fator de segurança definindo um solo granular imaginário, em estado de ruptura com resistência ao cisalhamento τ_m .

O método adota uma distribuição linear de t_j com a profundidade. Daí e com base na figura (III.29) pode ser escrito que:

$$t_j = t_1 \left(1 - \frac{Y_j}{H} \right) \text{ ou } t_{mj} = t_{m1} \left(1 - \frac{Y_j}{H} \right) \quad (\text{III.29})$$

Boedeker estudou os efeitos da distribuição utilizando a expressão $t_j = t_1 \left(1 - \frac{Y_j}{H}\right)^\alpha$, variando α de 1 (caso adotado no método) a $\frac{1}{4}$, e concluiu que a superfície de ruptura e a resultante dos esforços necessários ao equilíbrio global da massa (questão abordada a seguir) praticamente independem da forma de distribuição adotada.

O equilíbrio global, neste método, é obtido por meio da construção do polígono de forças da figura (III.30).

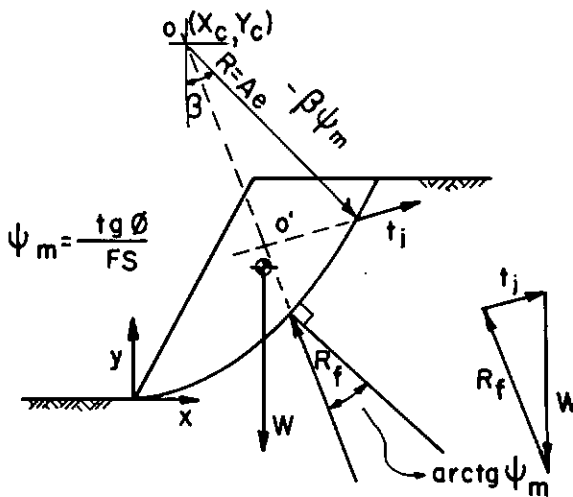


FIGURA III.30 - Equilíbrio de forças
Apud LESHCHINSKY et al (1989)

A consideração de apenas uma camada de reforço na figura é apenas para facilitar a visualização e o raciocínio sendo a extrapolação para n camadas evidentemente aceitável e simples.

O polígono é estabelecido, pois se conhece a direção e intensidade de W (peso da massa instável considerada) e a

direção de R_f (resultante dos esforços normais e tangenciais ao longo da superfície). Assim, determina-se t_j , do qual se conhece a direção $\theta_j = 0$ ou $\theta_j = \beta_j$. Cabe lembrar que, pelas propriedades geométricas da espiral logarítmica, a direção de R_f coincide com o raio vetor da curva em cada ponto.

O procedimento para determinação da superfície crítica é o mesmo para outros métodos similares de estabilidade de taludes. Faz-se uma pesquisa conveniente de superfícies, e elege-se aquela correspondente ao maior valor de t_j encontrado.

Trata-se claramente de um procedimento exaustivo, se conduzido por meio de tentativas. Leshchinsky, alternativamente, propôs resolver a questão por via analítica, através de abordagem por análise variacional.

Os resultados obtidos usando solução de forma fechada permitiram a elaboração de ábacos que, a partir do conhecimento de m , H , γ , y_j e ϕ_m definem t_{mj} de projeto. A partir daí e das expressões (III.28), (III.28A), (III.28B) e (III.29), se determina o comprimento do geotêxtil.

O método define o parâmetro adimensional de resistência a tração equivalente $T_m = n \times T_{mj}$, onde

$$T_{m1} = \frac{1}{\gamma H^2} \frac{t_1}{FS} = \frac{1}{\gamma H^2} t_{m1} \quad \text{ou}$$

$$T_{mj} = \frac{1}{\gamma H^2} t_{mj}$$

É apresentado a seguir, na figura (III.31), o

ábaco-chave do método. A partir de ϕ_m e da inclinação da face m , se obtém T_m e daí t_1 , t_j e l_{ej} .

O método ainda apresenta um conjunto de ábacos para determinação da superfície crítica de escorregamento, a partir da qual pode-se extrair l_{sj} , obtendo assim o comprimento total do reforço. A figura (III.32) é um

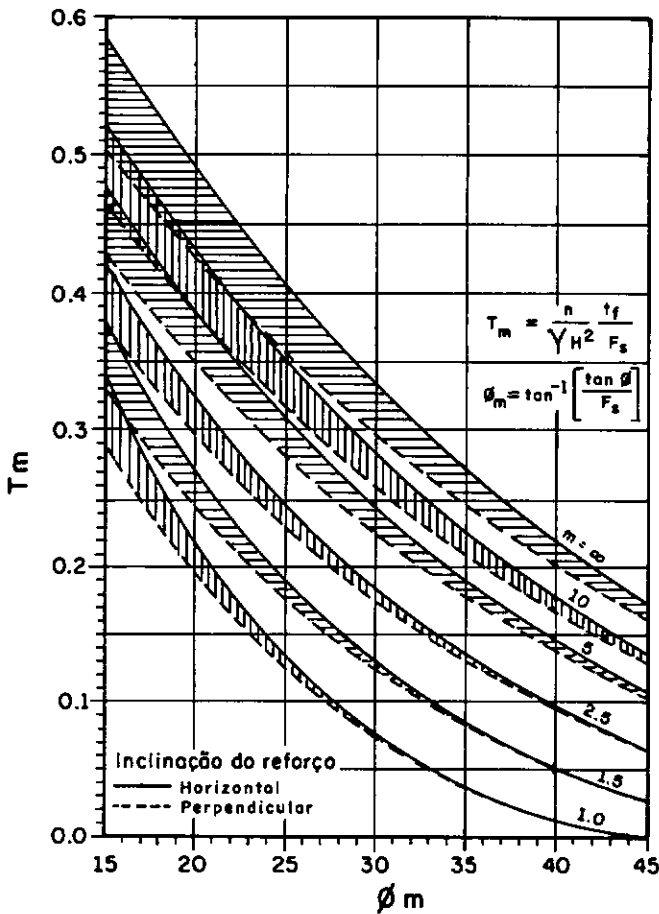


FIGURA III. 31 - Ábaco para determinação da resistência a tração solicitada ao geotêxtil
 Apud LESHCHINSKY et al (1989)

exemplo deste tipo de ábaco referente a um caso de reforço com inclinação perpendicular ao raio de curvatura da espiral logarítmica.

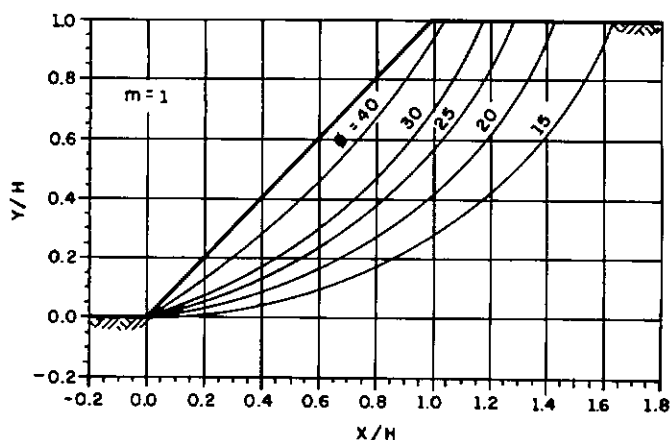


FIGURA III.32 - Exemplo de ábaco para determinação da superfície crítica para o caso de reforço atuando perpendicularmente ao raio de curvatura

Apud LESHCHINSKY et al (1989)

O método minimiza a importância da questão da compatibilidade de deformações. Nesse sentido, apenas sugere que se faça, no máximo, um dimensionamento correspondente à condição de distribuição de t_j constante com a profundidade, para a metade superior da estrutura.

Outra limitação do método se refere à desconsideração das tensões no reforço induzidas pela compactação no dimensionamento. Esta crítica, aliás, é extensiva a todos os métodos até agora apresentados.

É intuitiva a aceitação do fato de que a contribuição à

estabilidade oferecida pelo geotêxtil somente é significativa a deformações mais amplas. Isso levaria a supor que a consideração de $\theta_j = 0$ não corresponde à realidade. Além disso, é enganoso pensar que um projeto todo concebido em termos de $\theta_j = 0$ seja conservativo em toda a extensão. Estudos de Leshchinsky indicam que, embora para $\theta_j = 0$ os comprimentos necessários de embutimento sejam maiores, neste caso a superfície crítica de escorregamento tende a ser mais rasa. A conclusão é que, em termos de comprimento total de reforço, os calculados considerando-se $\theta_j = \beta_j$, são mais conservativos.

III.2.2. Outras Abordagens

São apresentados neste item métodos que se caracterizam por introduzir aspectos outros não considerados anteriormente, quais sejam:

- Compatibilidade tensão-deformação entre solo e geotêxtil;
- Influência da compactação;
- Arqueamento;
- Efeito da dilatância do solo.

É também referida brevemente a aplicação do Método de Elementos Finitos a estrutura de solos reforçados.

III.2.2.1. Método dos Elementos Finitos

A bibliografia pesquisada mostrou basicamente dois caminhos que são seguidos para modelagem do comportamento do material solo reforçado. Uma linha segue a discretização da massa reforçada, considerando-a um material composto, e o elemento discretizado reproduz as propriedades tensão-deformação do conjunto. A outra abordagem é considerar cada material, discretizando separadamente solo e reforço.

O Método de Elementos Finitos tem sido utilizado de forma bem sucedida na modelagem de solos reforçados [AL-YASSIN (1983), SEED et al (1986), ADIB (1988), SCHMERTMANN et al (1989)]. Entretanto esta técnica, por sua complexidade, se constitui mais em uma ferramenta de pesquisa do que em método prático de projeto.

III.2.2.2. Murray - 1982

MURRAY (1982) apresentou uma proposta para dimensionamento de estruturas de solo reforçado visando, principalmente, à reparação de taludes de aterro e corte. Em virtude desse fato, seu método tem as preocupações de caráter geométrico, que são expostas a seguir. Além disso, Murray buscou incorporar no método a compatibilidade tensão-deformação, como também intentou considerar a influência da compactação nas tensões atuantes nas camadas de reforço.

O método assume duas situações típicas de geometria e ruptura. A superfície de ruptura considerada é bilinear, como mostrado na figura (III.33).

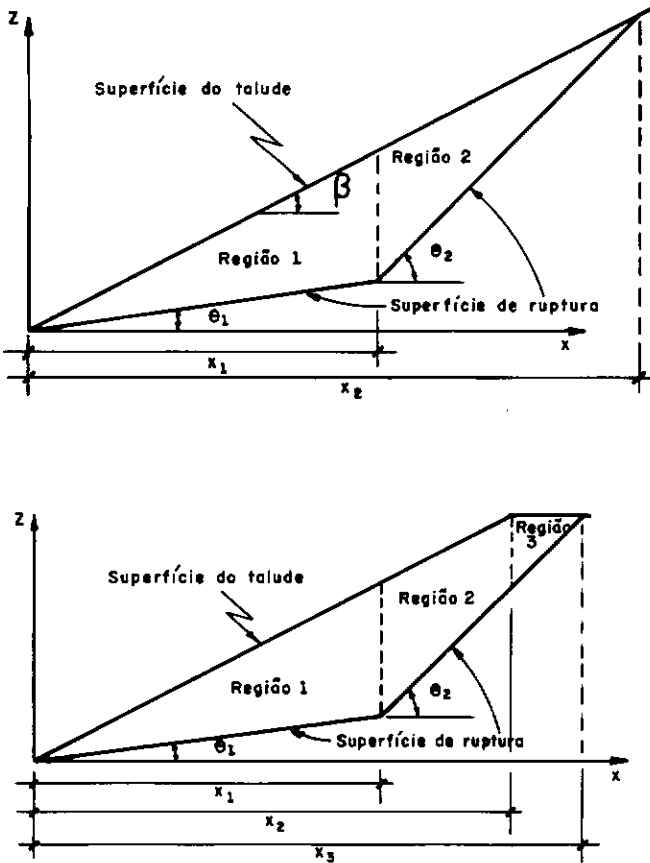


FIGURA III.33- Geometrias consideradas no método de MURRAY (1982)

A intenção é reproduzir dois tipos de ruptura, uma envolvendo banquetas e talude, e outra atingindo apenas o talude.

Murray propõe as duas equações básicas do método como sendo as seguintes:

$$R_T = \frac{1}{FS} \left\{ \int \left[\gamma Z \cos^2 \beta (\operatorname{tg} \beta - \operatorname{tg} \theta)^2 \operatorname{tg} \phi \right] dl + \Sigma T_z \operatorname{sen} \theta \operatorname{tg} \phi \right\} \quad (\text{III.30})$$

$$D_t = \int \gamma Z \operatorname{sen} \theta \cos \theta \left\{ 1 + K \cos^2 \beta \left[\operatorname{tg}^2 \beta - 1 + \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \theta} (1 - \operatorname{tg}^2 \theta) \right] \right\} dl - \Sigma t_z \cos \theta \quad (\text{III.31})$$

onde

R_T = força resistente; D_T = força instabilizante; γ e ϕ = peso específico e ângulo de atrito interno, respectivamente, do solo que compõe o maciço reforçado; l = comprimento da superfície de ruptura; e K = coeficiente de pressão de terra (discutido adiante).

A definição dos demais símbolos se encontra nas figuras (III.33) e (III.34). As expressões abrangidas pelo sinal de integração (\int) são referidas ao comprimento total da superfície de ruptura e o sinal de somatório (Σ) relata a contribuição do geotêxtil.

O critério de deformação é introduzido considerando uma forma hiperbólica para o desempenho tensão-deformação da interface solo-geotêxtil. Murray sugere a relação:

$$T = \frac{e}{me+c} \quad \text{ou} \quad e = \frac{cT}{1-mT} \quad (\text{III.32})$$

sendo T = carga; e = extensão; c e m = intercepto e inclinação, respectivamente, do gráfico tensão-deformação, obtidos pela proposta do método, a partir de ensaios adaptados em caixas de cisalhamento direto.

A figura (III.34) ilustra a condição de equilíbrio

preconizado por Murray.

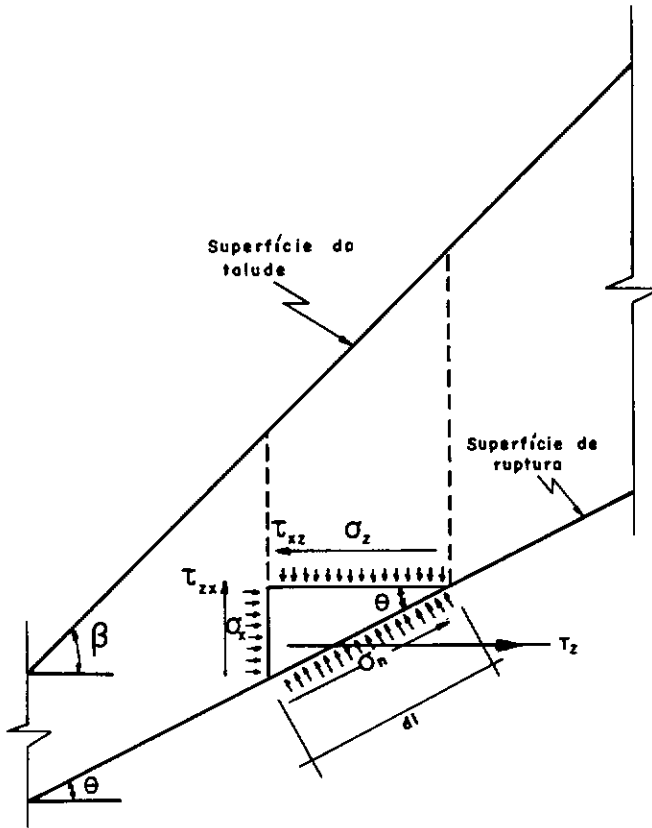


FIGURA III.34 - Condição de equilíbrio considerada por MURRAY (1982)

$$\sigma_x = K \gamma Z \cos^2 \beta,$$

sendo
$$K = \frac{K_a}{\cos^2 \beta - K_a \sin^2 \beta}$$

A força de tração máxima atuante sobre o reforço é:

$$T_M = S_v K \gamma Z \cos^2 \beta \quad (\text{III.33})$$

A hipótese de distribuição das forças de tração ao longo do reforço é linear com valor máximo, dado pela expressão (III.33), ocorrendo na interseção com a superfície de ruptura e caindo a zero nas duas extremidades. Para efeito de desenvolvimento dos cálculos, a distribuição é tornada constante, com valor igual à metade de T_M calculado pela expressão (III.33). A figura (III.35) ilustra o exposto.

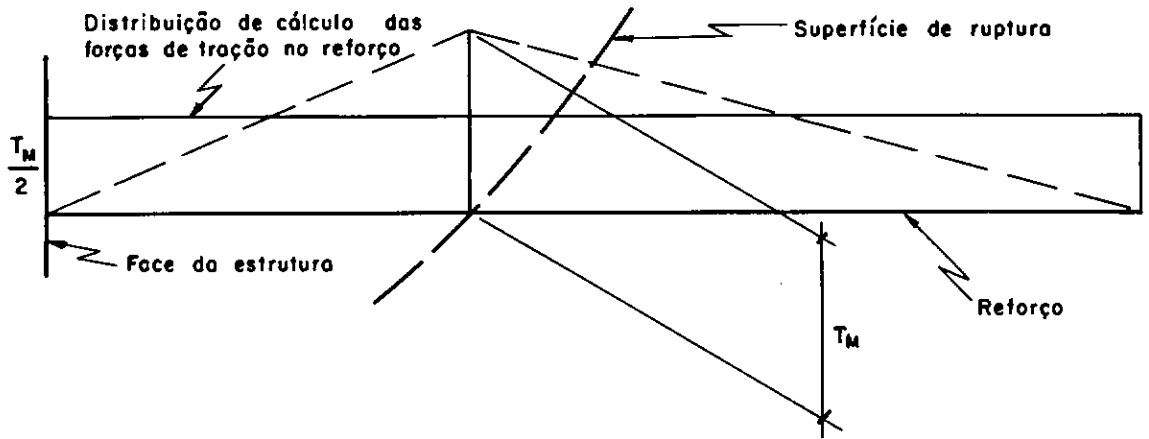


FIGURA III.35 - Distribuição dos esforços de tração na camada de reforço segundo MURRAY (1982)

Utilizando $\frac{T_M}{2}$ na expressão (III.32), obtém-se a extensão compatível e . Daí e a partir da expressão (III.33), tem-se:

$$S_v = \frac{2e}{(me + c)} \times \frac{1}{K\gamma Z \cos^2 \beta}$$

Estabelecendo todas as considerações acima, procede-se à integração das equações (III.30) e (III.31) para cada

região identificada na figura (III.33), com as quais se define o dimensionamento.

Com relação à influência da compactação, o método considera que são introduzidas tensões que são retidas pelo solo, resultando numa protensão do maciço, que gera, inicialmente, uma extensão adicional. Murray analisa o fenômeno com base em considerações da teoria da elasticidade. A hipótese é que o equipamento de compactação se constitui em uma faixa de carga, cujos efeitos são mostrados na figura (III.36).

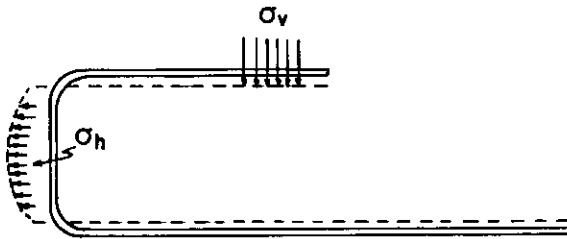


FIGURA III.36- Efeito dos esforços de compactação
Apud MURRAY (1982)

Da teoria da elasticidade assumindo-se o coeficiente de Poisson igual a 0,5, é obtida a expressão da força F_c resultante das tensões horizontais, σ_h , desenvolvidas na face do talude, como indicado na figura (III.36):

$$\sigma_h = \left[\frac{P}{\Pi} \frac{x^3}{R^3} \right] x_B$$

$$F_C = \frac{P}{\Pi} \int_0^t \left[\frac{X_A^3}{(X_A^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{X_B^3}{(X_B^2 + z^2)^{3/2}} \right] \frac{dz}{z}$$

$$F_C = \frac{P}{\Pi} \left\{ \frac{X_A}{(X_A^2 + t^2)^{1/2}} - \ln \left[\frac{X_A + (X_A^2 + t^2)^{1/2}}{t} \right] - \frac{X_B}{(X_B^2 + t^2)^{1/2}} + \ln \left[\frac{X_B + (X_B^2 + t^2)^{1/2}}{t} \right] \right\}$$

onde P é o peso do rolo de compactação, e Murray sugere que se dobre o valor para levar em conta o efeito vibratório, se for o caso; X_A = distância do talude à extremidade mais próxima do rolo de compactação; X_B = idem, para a extremidade mais afastada; t = espessura da camada de compactação.

Para regiões mais afastadas do talude, a expressão é:

$$F_C = \frac{P}{\Pi} \left\{ \ln \left[\frac{D + (D^2 + t^2)^{1/2}}{t} \right] - \frac{D}{(D^2 + t^2)^{1/2}} \right\}$$

onde D é a semi-largura do rolo do equipamento de compactação.

A proposta do método é utilizar uma média entre os dois valores de F_C calculados das expressões retromencionadas.

F_c médio seria aplicado na expressão (III.32) e assim seria obtida a extensão adicional no geotêxtil anteriormente referida.

O método apresentado traz propostas, em sua essência, interessantes mas com pouco resultado concreto. A preocupação com a geometria dos taludes é positiva, mas talvez não resulte tão relevante.

A busca da compatibilidade de tensão-deformação é louvável, mas se revela extremamente simplista no tratamento da distribuição das forças de tração no reforço. Além disso, a obtenção dos parâmetros requeridos é ainda problemática.

Com relação ao procedimento adotado para determinação da influência da compactação, ele é inconsistente. A teoria da elasticidade não reproduz o fenômeno em causa.

III.2.2.3. Werner & Resl - 1986

WERNER & RESL (1986) apresentaram as considerações descritas a seguir.

Estritamente, não se trata de um método, pois que os autores não estabelecem uma formulação que permita ser tratado como tal. Nesse sentido, não caberia a sua apresentação neste item do trabalho de tese. O autor desta tese, no entanto, entendeu que seria útil assim proceder, dada a relevância dos conceitos apresentados por Werner e Resl, permitindo neste local o confronto quase que direto

com os outros métodos.

A partir de monitoração de uma estrutura de solo reforçado em escala real, Werner e Resl concluíram que os métodos de cálculo convencionais da Mecânica dos Solos não eram aplicáveis aos problemas de maciços reforçados, principalmente em virtude da dificuldade de obtenção do conhecimento das propriedades do material composto.

Os autores propuseram duas abordagens que, acreditaram, reproduziriam mais fielmente os mecanismos de estabilidade dessas estruturas.

A primeira abordagem diz respeito ao processo e conseqüente figura de ruptura. A proposta estabelece que a ruptura global resulta a partir da ruptura individual de cada camada, propagando-se da base para o topo da estrutura.

A segunda consideração propõe levar em conta o fenômeno de arqueamento entre duas camadas consecutivas de reforço, induzindo o surgimento de tensões horizontais de intensidade particularmente alta próximo à superfície de ruptura.

A ruptura de camadas individuais se apresenta para os autores como na figura (III.37), contrapondo-se à figura de ruptura convencional também focalizada.

Os cálculos de estabilidade preconizados pelos autores deveriam ser realizados através do procedimento descrito na figura (III.38), associado a algum método de fatias (Fellenius, Bishop, Janbu, etc).

No que tange ao arqueamento, Werner e Resl identificam um mecanismo possível, como descrito a seguir.

A idéia é que a formação de arcos provocada pela diferença de deformabilidade entre solo e geotêxtil induz a

geração de tensões horizontais no solo, aumentando portanto sua resistência ao cisalhamento.

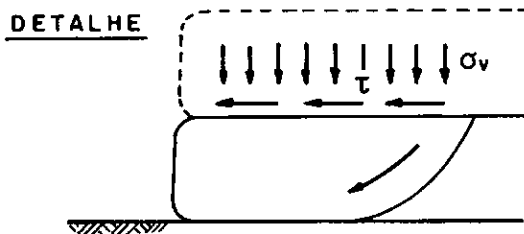


FIGURA III.37 - Mecanismo de ruptura proposto por WERNER e RESL (1986)

O solo no entorno da superfície potencial de ruptura é confinado pela presença do reforço, tornando-se capaz de suportar as solicitações instabilizantes [ver fig.(III.39)].

Seja um elemento de solo em estado de ruptura. Seu estado de tensão pode ser entendido como:

$\sigma_v = q + \gamma h$ e $\sigma_h = 0$ (considerando-se que a massa rompida pode, sem impedimento, se movimentar para fora da massa estável). A figura (III.40) ilustra a questão.

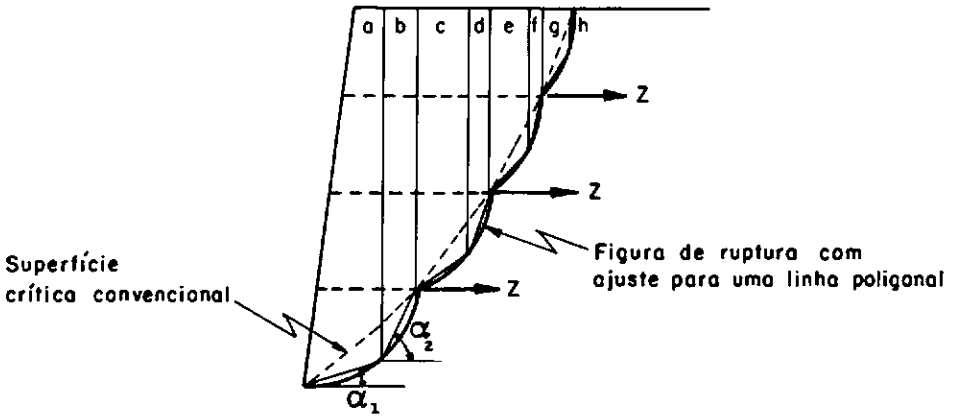


FIGURA III.38- Esquema da análise de estabilidade
Apud WERNER e RESL (1986)

Notar na figura (III.40) que o sub-índice o denota a situação não reforçada.

Agora, se são introduzidos reforços a intervalos iguais t , surgem no solo tensões horizontais $\sigma_h = \frac{Z}{t}$, como um efeito de protensão resultado da força de tração Z no geotêxtil. A tensão atuante de cisalhamento é reduzida e a resistente aumentada, crescendo conseqüentemente o fator de segurança.

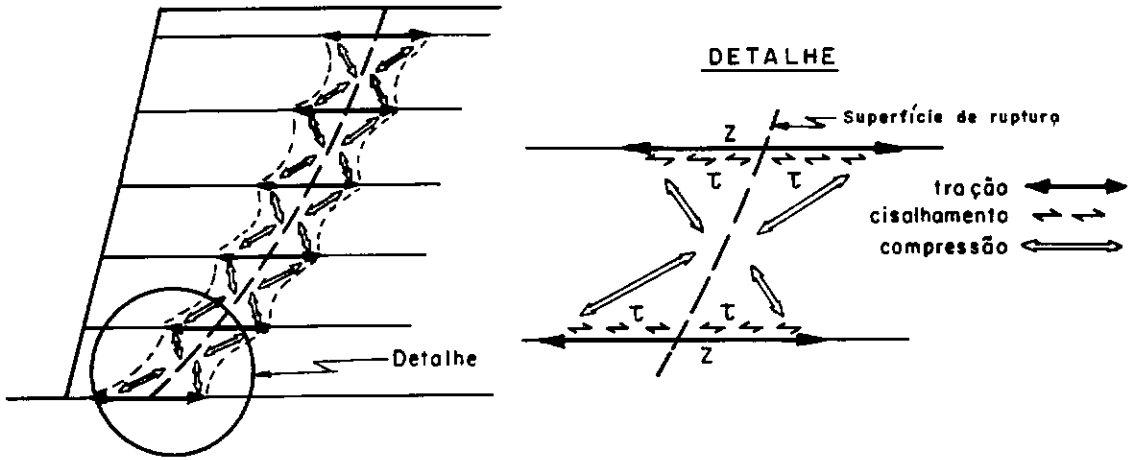


FIGURA III.39- Esforços desenvolvidos no entorno da zona de ruptura
Apud WERNER e RESL (1986)

$$FS = \frac{\tau_{resist}}{\tau_{atuante}} = \frac{\tau_o + \Delta\tau_1}{\tau_o - \Delta\tau_2} \quad \left[\text{ver figura (III.40)} \right]$$

Por fim, os autores julgam que o efeito da compactação deve ser contabilizado como um aumento do ângulo de atrito entre solo e geotêxtil (maior embricamento), além de gerar um acréscimo de tensão confinante [$\bar{\sigma}_h$ = condição não compactada; σ_h = condição compactada; figura (III.41)].

III.2.2.4. Beech - 1987

Os procedimentos que compõem este método são baseados em outros trabalhos de autores como Delmas (ver item III.2.1.7 desta tese), BEECH & KULHAWY (1987), BONAPARTE et al (1987), COYLE & REESE (1966) e MCGOWN (1982).

A proposta visa a obter uma compatibilidade de deformações para o caso de estruturas reforçadas, que o autor entende caracterizar-se por possuir duas distintas relações tensão-deformação.

Os dois diferentes comportamentos, segundo o autor,

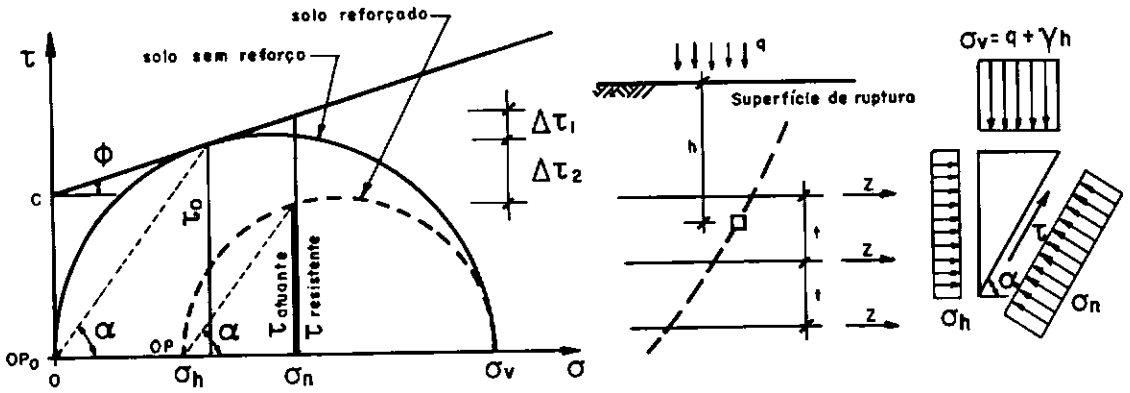


FIGURA III.40- Estado de tensão e círculos de Mohr com e sem reforço
 Apud WERNER e RESL (1986)

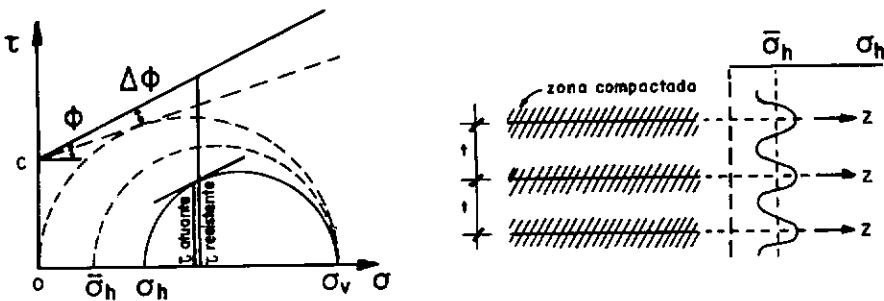


FIGURA III.41- Estado final de tensões incorporando o efeito da compactação segundo WERNER e RESL (1986)

ocorrem, o primeiro na zona de interseção da superfície de ruptura com o reforço e o segundo na região de embutimento do geotêxtil (zona resistente).

São dois diferenciados tipos de solicitação gerando comportamentos desiguais e portanto, respostas peculiares. Para que o mecanismo seja coerente, é preciso que haja compatibilidade entre uma movimentação e outra, já que são interdependentes.

O procedimento do método se desenvolve em 4 etapas, a saber:

a) Estabelecimento do nível de deformação do solo na superfície de ruptura. Por meio de ensaios de cisalhamento direto, as tensões de trabalho no solo são definidas dividindo-se a resistência máxima por um fator de segurança conveniente [Bonaparte cf. BEECH (1987)]. Observar na figura (III.42) o procedimento para determinação do deslocamento

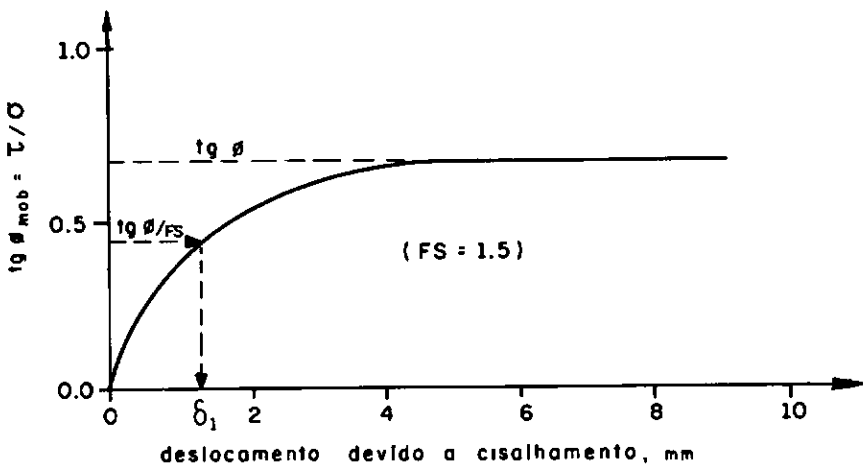


FIGURA III.42 - Procedimento para determinação do deslocamento admissível
Apud BEECH (1987)

admissível δ_1 . Para a ocorrência de deslocamentos maiores (caso de geotêxteis), Beech os admite iguais ao longo da superfície de ruptura [figura (III.43)].

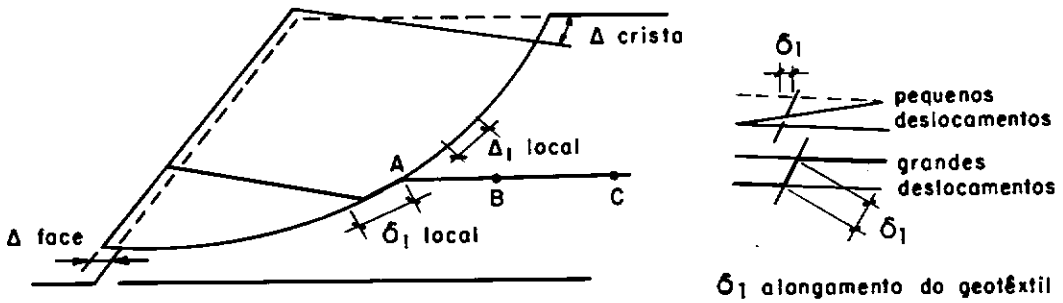


FIGURA III.43 - Deslocamentos mobilizados em estruturas de solos reforçados
 Apud DELMAS et al (1986)

b) Definição do deslocamento do reforço de modo a determinar a compatibilidade ao longo da superfície de ruptura. O autor considera, para a situação de grandes deslocamentos, igualdade entre os deslocamentos no reforço e na superfície de ruptura. Para pequenos deslocamentos, indica o tratamento de efeito de membrana, conforme proposta de Gourc e Delmas, no Método dos Deslocamentos referido anteriormente neste capítulo da tese [ver figura (III.43)].

c) Determinação dos esforços de tração nos reforços necessários ao equilíbrio global. Beech não se define sobre qual o melhor caminho para esta etapa c).

d) Escolha do geotêxtil que, para o nível de deformação exigido, se situe dentro de uma faixa admissível de tensão. A partir disso, se pode definir o comprimento de

embutimento compatível com a proposta do método.

Para a seleção do geotêxtil da forma imposta por d), é necessária a identificação do seu desempenho quando solicitado ao arrancamento. O autor considera desaconselhável o ensaio de arrancamento, para obtenção de uma curva confiável. Julga que, além de não reproduzir o fenômeno real para condições gerais de campo, o próprio ensaio em si apresenta limitações referentes às suas condições de contorno. Alternativamente, Beech propõe a utilização do método de transferência de carga [Coyle & Reese referido em BEECH (1987)] desenvolvido para fundações profundas e adaptado para estruturas reforçadas. A aplicação deste método permite determinar a curva de arrancamento como função da distorção do solo, movimento relativo solo-reforço e alongamento do geotêxtil. A consideração é que a resistência ao cisalhamento mobilizada varia ao longo do reforço [ver figura (III.44)].

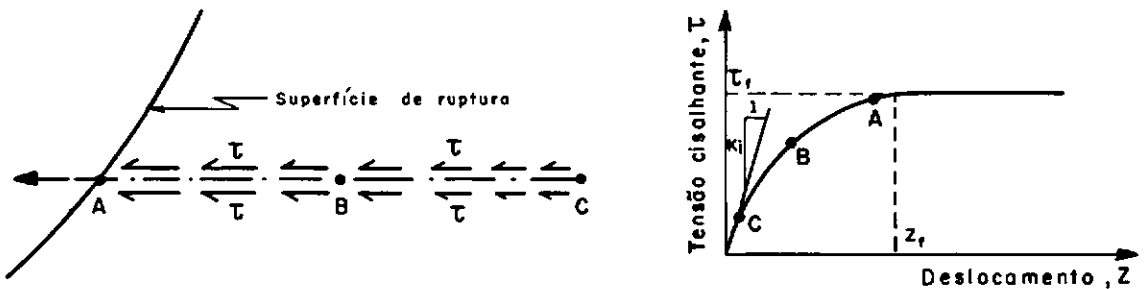


FIGURA III.44 - Variação da tensão cisalhante ao longo do reforço
Apud BEECH (1987)

É proposta a divisão do reforço em trechos iguais, considerando constante a tensão cisalhante e variável a força de tração de uma extremidade para outra em cada trecho, como descrito na figura (III.45). A deformação específica de cada trecho decrescerá em virtude da diminuição da força de tração, na medida em que o reforço adentra na zona resistente.

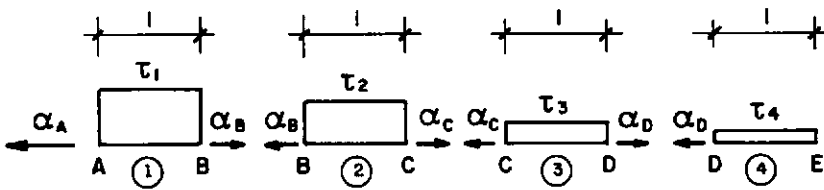


FIGURA III.45 - Critério de transferência de carga para o reforço
Apud BEECH (1987)

$$\alpha_A = \tau_1 l + \alpha_B \quad (\text{III.34})$$

$$\alpha_B = \tau_2 l + \alpha_C \quad (\text{III.34A})$$

$$\alpha_C = \tau_3 l + \alpha_D \quad (\text{III.34B})$$

$$\alpha_D = \tau_4 l \quad (\text{III.34C})$$

A aplicação do método de transferência de carga obriga a se ter conhecimento das propriedades tensão-deformação do geotêxtil e da resistência ao cisalhamento da interface solo-geotêxtil em função do deslocamento.

O comportamento tensão-deformação do geotêxtil é obtido através de ensaios de tração não confinada de grande largura (ver Capítulo IV).

A relação resistência ao cisalhamento versus deslocamento, na interface, é estudada para produzir curvas conceituais de arrancamento seguindo proposta de Beech e Kulhawy citada em BEECH (1987) na qual a resistência ao cisalhamento da interface é dada por:

$$\tau = \frac{\tau_f}{\left(K_i \tau_f + 1\right)} \frac{Z}{\left(1/K_i + Z/\tau_f\right)} \quad (\text{III.35})$$

para $Z \leq Z_f$

$$\tau = \tau_f \quad \text{para} \quad Z > Z_f \quad (\text{III.35A})$$

onde:

τ_f = resistência ao cisalhamento na ruptura; K_i = módulo tangente inicial da interface (dimensional: F/L^3);
 Z_f = deslocamento na ruptura.

K_i é tomado como a inclinação inicial da curva tensão x deformação obtida de um ensaio de cisalhamento direto. τ_f pode ser calculado a partir de uma retroanálise em ensaios de arrancamento. Utiliza-se a expressão (III.35) e determina-se qual o valor de τ_f que de melhor maneira reproduz os pares τ e Z medidos no ensaio. Z_f é sugerido, a partir de observações empíricas, ser considerado na faixa de 2 a 4mm. Notar que Z_f é o deslocamento (devido à distorção) do solo.

Levadas em conta todas as recomendações acima, a seqüência do método fica a seguinte [considerar as figuras (III.44) e (III.45)]:

- determina-se α_A , esforço de tração máximo no geotêxtil necessário ao equilíbrio global da cunha de ruptura (como já mencionado, Beech não toma partido de nenhum procedimento para esta determinação);

- divide-se o comprimento do reforço na zona resistente em tantos trechos quanto se queira (maior número de trechos - maior acuidade de cálculo);

- toma-se $\tau_1 = \tau_f$ [ver figura (III.44)];

- entra-se na expressão (III.34) e calcula-se α_B ;

- com α_B , entra-se na curva obtida do ensaio a tração não confinada de grande largura e encontra-se o deslocamento Z correspondente;

- a partir de Z correspondente a α_B é estabelecido τ_2 por meio da expressão (III.35);

- de (III.34A) tem-se α_C ;

- sucessivamente, são repetidas as três últimas operações até se atingir a condição de α_n , e conseqüentemente Z correspondente, desprezíveis.

O autor desta tese considera este método uma contribuição conceitualmente relevante. Apresenta, no entanto, algumas incongruências de caráter prático, que são discutidas a seguir.

Primeiramente, a consideração de tensão de trabalho no solo [por exemplo, o FS = 1,5 sugerido na figura (III.42)], não é realista para o caso de solos reforçados com geotêxteis, em virtude da diferença de deformabilidade entre solo e reforço. Provavelmente, em estruturas reforçadas com geotêxteis, o solo estará em grande parte plastificado, ou próximo a isso, com FS em torno de 1.

Outro aspecto negativo é a utilização de ensaios a tração não confinada para estabelecimento do comportamento tensão-deformação do geotêxtil. Sabe-se que, principalmente para os geotêxteis não tecidos, constitui grave engano a não consideração de confinamento.

A expressão (III.35) publicada em BEECH (1987) não possui coerência dimensional. Provavelmente, houve falha de revisão para publicação do trabalho.

Por fim, Beech propõe a utilização de uma adaptação do método de COYLE & REESE (1966) para o estudo do comportamento tensão-deformação da interface solo-reforço, justificando existirem importantes limitações intrínsecas aos ensaios correntes de arrancamento. No entanto, ao longo do procedimento alternativo proposto, o mesmo ensaio inicialmente criticado, é utilizado.

III.2.2.5. Juran - 1990

Este método é o resultado de adaptações para geotêxteis de estudos desenvolvidos pelo autor para dimensionamento de estruturas de Terra Armada (solo reforçado com tiras de aço).

Os aspectos mais relevantes da proposta se referem à consideração de um modelo de comportamento do solo incorporando "hardening" (encruamento)/"softening" (amolecimento) e dilatância. Além disso, paralelamente ao estabelecimento de critérios para compatibilizar deformações no solo e no reforço, Juran faz uma tentativa para estudar a

influência do processo construtivo e seus reflexos no desempenho da estrutura.

O método preconiza a existência de uma zona de cisalhamento (ao invés de uma superfície) submetida a cisalhamento simples separando a zona ativa da zona resistente [ver figura (III.46)]. Essa hipótese implica em

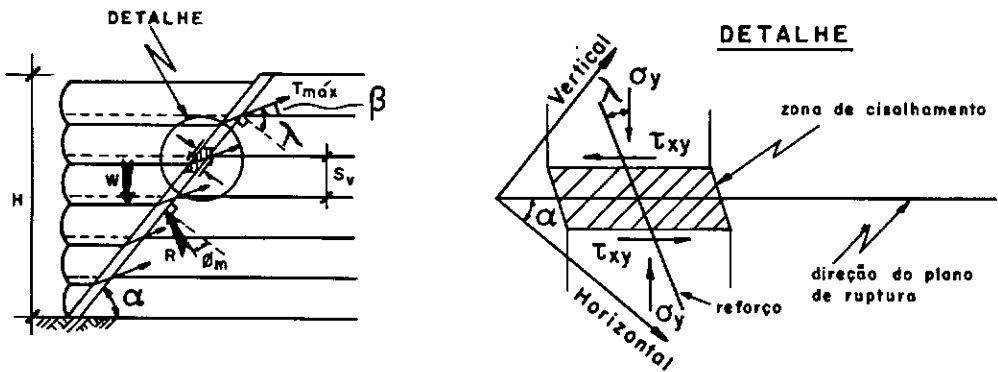


FIGURA III.46- Mecanismo preconizado por JURAN (1990)

que a deformação do reforço e as forças de tração nele geradas ficam condicionadas pelas características tensão-deformação do solo e particularmente neste método de suas propriedades de dilatância.

A abordagem do método considera as seguintes questões:

Modelo do Solo

O solo é assumido sendo elasto-plástico com encruamento e/ou "softening". As deformações elásticas de cisalhamento são desprezadas nas análises.

A função de escoamento (a que define a superfície que separa os domínios elástico e elasto-plástico) adotada foi a de Mohr-Coulomb, que pode ser escrita como:

$$F(\sigma, \gamma) = \frac{\tau_{xy}}{\sigma_y} - h(\gamma_{xy}) = 0$$

em que:

τ_{xy} e σ_y = tensões cisalhante e normal mobilizadas ao longo da superfície potencial de escorregamento, respectivamente; e $h(\gamma_{xy})$ = função de encruamento (lei de comportamento tensão-deformação no domínio elasto-plástico).

Para areias fofas, $h(\gamma_{xy})$ é tomada como:

$$\operatorname{tg} \phi_m = h(\gamma_{xy}) = \frac{\gamma_{xy}}{a + b\gamma_{xy}} \quad (\text{III.36})$$

onde $\frac{1}{a} = \frac{G}{\sigma_y}$ e $\frac{1}{b} = \operatorname{tg} \phi_{cv}$

em que G = módulo de elasticidade transversal; ϕ_{cv} = ângulo de atrito a volume constante; ϕ_m = ângulo de atrito de cisalhamento simples mobilizado ao longo da superfície de escorregamento.

Para areias compactas, dilatantes, $h(\gamma_{xy})$ é assumida como:

$$\operatorname{tg} \phi_m = h(\gamma_{xy}) = \frac{c\gamma_{xy}(\gamma_{xy} - a)}{(\gamma_{xy} + b)^2} \quad (\text{III.37})$$

com

$$c = \operatorname{tg} \phi_{cv} \quad ; \quad a = \frac{(-4 \sigma_y / G) (\operatorname{tg}^2 \phi) l^2}{\operatorname{tg} \phi_{cv}} \quad ;$$

$$b = 2 \frac{\sigma_y}{G} \cdot l \cdot \operatorname{tg} \phi \quad ; \quad e$$

$$l = l + \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \phi_{cv}}{\operatorname{tg} \phi} \right)^{1/2}$$

As constantes a, b e c foram determinadas a partir das seguintes condições:

- (1) o módulo tangente inicial de $h(\gamma_{xy})$ é igual a $\frac{G}{\sigma_y}$; (2) a resistência de pico é $\operatorname{tg} \phi$; (3) no estado crítico $h(\gamma_{xy}) = \operatorname{tg} \phi_{cv}$.

A lei do escoamento plástico relacionando estado de tensão e dilatância é tomada como:

$$\operatorname{tg} \nu = \frac{d\epsilon_{yy}}{d\gamma_{xy}} = \frac{1}{\mu_s} \left(\operatorname{tg} \phi_{cv} - \frac{\tau_{xy}}{\sigma_y} \right) \quad (\text{III.38})$$

em que

ν = ângulo de dilatância; $d\epsilon_{yy}$ = incremento de extensão (ou compressão) na direção normal à superfície de ruptura; $d\gamma_{xy}$ = incremento de deformação cisalhante ao longo da superfície de ruptura; $\mu_s = \mu_1$ quando $\frac{\tau_{xy}}{\sigma_y} \leq \operatorname{tg} \phi_{cv}$ e $\mu_s = \mu_2$ quando $\frac{\tau_{xy}}{\sigma_y} > \operatorname{tg} \phi_{cv}$, onde μ_1 e μ_2 são respectivamente os parâmetros de contratância e dilatância.

Os parâmetros ϕ , ϕ_{cv} , ν , $\frac{G}{\sigma_y}$, μ_1 , μ_2 e γ_{xy} são obtidos a

partir de ensaios de laboratório, e são valores dependentes do nível de tensão confinante e da compacidade inicial da areia. O método propõe a determinação dos parâmetros, a partir da realização de ensaios a tensões confinantes médias em amostras com compacidades compatíveis, de modo a reproduzir condições razoavelmente representativas da situação de campo.

Modelo do Reforço

O reforço é considerado como um material elasto-plástico perfeito (ruptura e escoamento coincidentes). A tensão limite é dada pela menor entre a resistência ao arrancamento e a tensão de ruptura ou escoamento.

Modelo de Interação Solo-Reforço

É considerada a hipótese de aderência perfeita entre solo e reforço respaldada por estudos de JEWELL (1980) e DYER & MILLIGAN (1984). É desprezada a ação do atrito solo-reforço para o estabelecimento do estado de tensão do solo.

*

A partir dos três modelos propostos (do solo, do

reforço e da interação solo-reforço) descritos anteriormente, o método se desenvolve da forma a seguir.

Considera-se que o movimento progressivo de corpo rígido da zona ativa durante a construção provoca na zona de cisalhamento um determinado nível de deformação cisalhante γ_{xy} ao qual corresponde um certo ângulo de atrito mobilizado ϕ_m [expressões (III.36 e III.37)] e um ângulo de dilatação ν_m [expressão (III.38)].

Para cada nível de reforço, é estabelecida a extensão (ou compressão) do solo na direção do reforço. A figura (III.47) mostra os incrementos de deformação em um nível genérico junto a uma superfície de escorregamento potencial, com o correspondente círculo de Mohr de deformação. Pode ser escrito que:

$$d\varepsilon_\rho = \operatorname{tg} \nu \left[1 - \frac{\cos(\lambda_i - \nu_m) \operatorname{sen} \lambda_i}{\operatorname{sen} \nu_m} \right] d\gamma_{xy} \quad (\text{III.39})$$

onde:

ε_ρ = extensão do solo na direção do reforço;

λ_i = inclinação do reforço em relação à superfície potencial de escorregamento, na zona de cisalhamento. Atentar que, à medida em que o aterro vai subindo e sendo compactado, o reforço vai-se deformando incrementalmente junto com o solo, daí vem:

$$\operatorname{tg} \lambda_i = \frac{\operatorname{tg} \lambda_{i-1} + d\gamma_{xy}}{1 + d\varepsilon_{yy}} \quad (\text{III.39A})$$

sendo $\lambda_0 = \frac{\Pi}{2} - \alpha$ e α = inclinação da superfície potencial

de ruptura.

e

$$d\epsilon_{yy} = d\gamma_{xy} \operatorname{tg} \nu_m$$

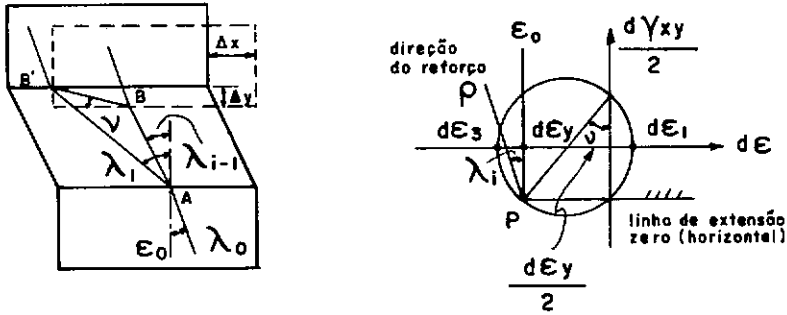


FIGURA III.47 - Modelo incremental de deformações proposto por JURAN (1990)

O modelo de interação solo-reforço adotado permite considerar o incremento de extensão do reforço igual ao do solo (na direção do reforço). Combinando com o modelo elasto-plástico do reforço, é possível escrever:

$$d\sigma_R = E d\epsilon_R \quad \text{com} \quad \sigma_R \leq R_T$$

em que

E e R_T = módulo de elasticidade e tensão de escoamento do reforço, respectivamente; $d\sigma_R$ e $d\epsilon_R$ = incrementos de tensão de tração e de deformação de extensão no reforço, respectivamente.

A análise de equilíbrio da zona ativa conduz, segundo o autor, a:

$$\frac{Etb}{\rho H_o S_H S_v} = \frac{\frac{1}{2} \left[\frac{1}{\operatorname{tg}\alpha} - \operatorname{tg}J \right]}{\frac{\operatorname{sen}\alpha}{H_o} \int_0^{H_o/\operatorname{sen}\alpha} \epsilon_R \left[\operatorname{sen}(\alpha + \lambda_i) \operatorname{cotg}(\alpha - \phi_m) - \cos(\alpha + \lambda_i) \right] dl} \quad (\text{III.40})$$

em que:

t e b = espessura e largura do reforço, respectivamente;
 ρ = peso específico do solo do aterro reforçado; H_o = altura da estrutura reforçada; S_H e S_V = espaçamento horizontal e vertical entre reforços, respectivamente; J = ângulo de inclinação com a vertical da face externa da estrutura reforçada.

Genericamente, poderia ser escrito:

$$H_o = \frac{Etb}{\rho S_H S_V} \cdot f \left(\alpha ; \phi_m ; \nu_m ; \gamma_{xy} \right) \quad (\text{III.40A})$$

A condição crítica de equilíbrio será dada por $\frac{\partial H_o}{\partial \alpha} = 0$.

Juran considera que a formação da superfície potencial de ruptura é um fenômeno progressivo, geralmente iniciado no nível mais inferior da estrutura reforçada. O método estabelece que o reforço no nível inferior atinge a deformação de escoamento $\epsilon_y = R_T/E$, e, para os demais níveis propõe duas hipóteses: (a) deformação cisalhante constante com a profundidade; e (b) deformação cisalhante crescente com a profundidade. Note-se que a hipótese (b) produz uma variação de ϕ_m e ν_m ao longo da superfície potencial de ruptura, ao contrário de (a).

Juran entende ser extremamente difícil associar as considerações de tensões de trabalho e efeitos do processo construtivo nos maciços de solo reforçado. O método estabelece o que considera ser os limites inferior e superior dessas influências com relação à indução de distorção no solo. Os dois casos extremos considerados são:

- O processo construtivo não produz nenhum efeito no sentido de pré-estabelecer um estado inicial de tensão ou deformação. Neste caso, é adotado o modelo de solo

elasto-plástico com "hardening"/"softening" (a metodologia exposta).

- O processo construtivo interfere no desempenho da estrutura, induzindo à inteira mobilização de resistência. A zona de cisalhamento é assumida como plástica rígida, ocorrendo $\nu_{\text{máx}}$ ao longo de toda a superfície potencial de escorregamento.

As duas hipóteses são ilustradas pela figura (III.48).

O autor deste trabalho de tese avalia que o tratamento geral do problema de solos reforçados preconizado pelo método proposto por Juran é o mais realista dentre todos os analisados. O modelo de zona de cisalhamento (ao invés de superfícies), associado ao modelo de solo com consideração de dilatância, é muito consistente, permitindo uma abordagem

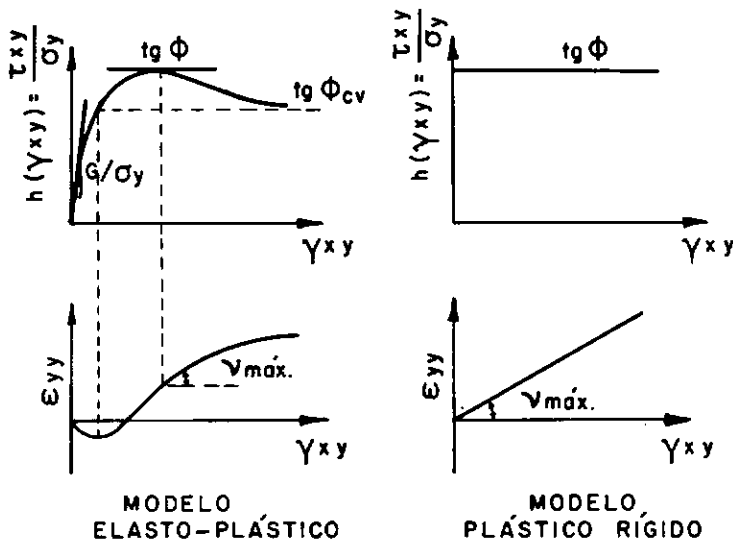


FIGURA III.48 - Modelos de comportamento do solo adotados para consideração do processo construtivo
Apud JURAN (1990)

bastante interessante da questão da compatibilidade de

deformação entre solo e geotêxtil.

Por outro lado, nas condições de trabalho de uma estrutura real, provavelmente, o nível de deformações não atingirá o "softening", situando-se possivelmente no entorno do pico de resistência.

O método abre a possibilidade do estudo da estabilidade local, que, em muitos casos, pode ser mais crítico que a estabilidade global. Entretanto, sofre a limitação de considerar a movimentação da zona ativa como um movimento progressivo de corpo rígido. A movimentação real é obviamente mais complexa.

Por fim, o método se revela um tanto generalista no sentido de sua aplicação à engenharia prática. Mais serve para atestar as discrepâncias que ocorrem com a adoção do modelo elasto-plástico ou do plástico rígido. A faixa de variação que o emprego dos dois métodos provoca parece ser inconvenientemente grande, e Juran não apresenta condicionantes para escolha de um ou outro.

É incipiente o tratamento dado aos efeitos do processo construtivo.

III.3. ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES

Nas análises geotécnicas, é comum a separação dos problemas de ruptura dos de deformação. De maneira geral, e particularmente no caso de solos reforçados, não se destina à análise de deformações a mesma atenção que à análise de tensões.

No entanto, seja por questões de utilização, estética ou mesmo psicológica (por exemplo, o efeito construtivo tornar talude negativo um paramento que deveria ser vertical), o estudo das deformações tem um espaço a ocupar em uma análise de estruturas de solo reforçado que pretenda ser completa. Isto é especialmente mais relevante em se tratando de reforços extensíveis, como no caso dos geotêxteis.

A bibliografia levantada para a tese, e que pode ser considerada representativa do estado da arte do tema, poucos trabalhos ofereceu sobre análise de deformações. Os estudos de JEWELL & MILLIGAN (1989) e ADIB (1988), apresentados a seguir, discorrem sobre o assunto.

III.3.1. Jewell & Milligan - 1989

Este método de previsão de deformações é aplicável ao caso de estruturas de terra reforçada com paramento vertical.

São obtidos a partir do método o deslocamento horizontal da face externa e os recalques atrás da crista da estrutura.

A proposta se baseia no estabelecimento de um estado de tensões de equilíbrio no qual é considerado um ângulo de atrito mobilizado constante, a partir do que se determina um campo de deslocamento onde é admitido um ângulo de dilatação constante. Os autores propõem a utilização de ábacos para aplicação corrente em projetos de engenharia.

São admitidos como principais os planos vertical e horizontal e, conforme já mencionado no Capítulo II desta tese e segundo Wroth, cf. JEWELL & MILLIGAN (1989), é assumida a coincidência entre os planos principais de tensões e deformações (coaxialidade). Dois parâmetros fundamentais para o método, ϕ_{ps} = ângulo de atrito em deformação plana (envoltória de Mohr-Coulomb) e ψ = ângulo de dilatância, estão ilustrados na figura (III.49). Segundo Bolton, cf. JEWELL & MILLIGAN (1989), pode ser escrito que:

$$\phi_{ps} = \phi_{cv} + 0,8\psi$$

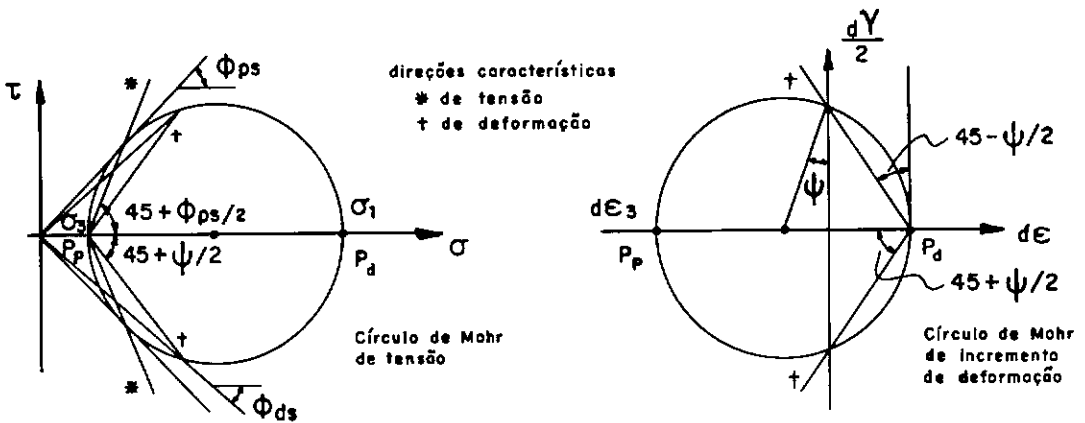


FIGURA III.49 - Círculos de Mohr de tensão e de incremento de deformação

Apud JEWELL et al (1989)

Dois grupos de planos são destacados pelos autores, dos círculos de Mohr da figura (III.49): (i) as chamadas direções características de tensão, ("stress characteristics"), planos ao longo dos quais é mobilizada a resistência máxima ao cisalhamento ϕ_{ps} , inclinadas de $45 - \phi_{ps}/2$ com relação à direção da tensão principal maior; (ii)

as chamadas direções características de deformação ("velocity characteristics") direções α e β , mencionadas no Capítulo II desta tese, ao longo das quais não ocorrem deformações normais, inclinadas de $45-\psi/2$ com relação à direção da tensão principal maior.

Jewell e Milligan definem o "ângulo de atrito de cisalhamento direto" ϕ_{ds} como a resistência ao cisalhamento mobilizada nas direções características de deformação, e com base nos círculos de Mohr, pode ser expresso como:

$$\operatorname{tg} \phi_{ds} = \frac{\operatorname{sen} \phi_{ps} \cos \psi}{1 - \operatorname{sen} \phi_{ps} \operatorname{sen} \psi}$$

Considerando uma estrutura reforçada em estado ativo, as direções características são as apresentadas na figura (III.50).

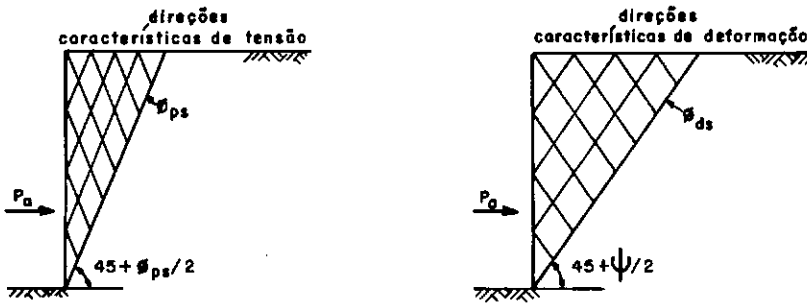


FIGURA III.50- Campos de tensão e deformação em uma estrutura rodando ao redor do pé
Apud JEWELL et al (1989)

Analisando a estabilidade das duas cunhas $\left[45 + \frac{\phi_{ps}}{2} \right.$ e $\left. 45 + \frac{\psi}{2} \right)$ da figura (III.50) adotando os correspondentes ângulos de atrito (ϕ_{ps} e ϕ_{ds}), encontra-se a mesma força

ativa P_a , necessária ao equilíbrio, nos dois casos. Isso se deve ao fato de ambos se constituírem em modelos intrinsecamente coerentes.

Os autores, baseados em observações em modelos e em estudos de Roscoe e Wroth, cf. JEWELL & MILLIGAN (1989), defendem que ϕ_{ds} atuante nas direções características de deformação é que governa a estabilidade do solo.

A modelagem, a partir das direções características de tensão e deformação [figura (III.50)], determina as deformações específicas no solo (levando em conta a força mobilizada e a rigidez do reforço) e daí os correspondentes deslocamentos no contorno da massa reforçada.

Inicialmente, com o objetivo de permitir a entrada nos ábacos (dos quais são apresentados exemplos adiante), foram definidos dois critérios de espaçamento vertical dos reforços. O primeiro, designado no método como "espaçamento ideal" [ver figura (III.51)], considera a mesma força máxima em cada reforço, P_{rm} , mobilizada em todos os níveis da estrutura, implicando em espaçamentos verticais decrescentes com a profundidade.

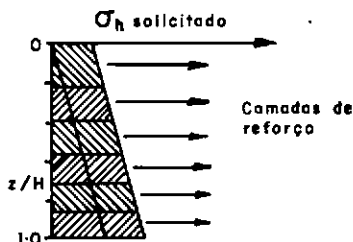


FIGURA III.51 - "Espaçamento ideal"

Apud JEWELL et al (1989)

É o segundo, designado no método como "espaçamento uniforme", no qual ocorre P_{RM} máximo no nível mais inferior da estrutura, e progressivamente diminuindo até o topo.

A seguir, são definidas as duas filosofias de dimensionamento do método, a saber:

Arranjo com Comprimento Ideal

É o esquema apresentado na figura (III.52).

A zona 1 é a região compreendida entre a face da estrutura e um plano que, passando pelo pé, forma com a horizontal um ângulo de $45 + \psi / 2$. A zona 2 é limitada por este último plano e por um outro mais inclinado formando com a horizontal um ângulo ϕ_{ds} . A zona 3 corresponde ao restante do maciço.

Nesta proposta, o reforço é levado até o limite entre as zonas 2 e 3. Ocorre uma rotação α na direção característica, quando se passa da zona 1 para zona 2. Da figura (III.52), tem-se:

$$\alpha = 45^{\circ} + \frac{\psi}{2} - \theta$$

A força máxima total (soma das forças máximas de todos os geotêxteis) necessária ao equilíbrio, P_{RM} , é, por hipótese:

$$P_{RM} = P_a = K_a \left(\frac{\rho H^2}{2} + q_s H \right) \quad (\text{III.41})$$

onde:

K_a = coeficiente de empuxo ativo; ρ = peso específico do solo; q_s = sobrecarga e H = altura da contenção

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi_{ps}}{1 + \text{sen}\phi_{ps}} = \frac{\text{tg}\left(45 + \frac{\psi}{2} - \phi_{ds}\right)}{\text{tg}\left(45 + \frac{\psi}{2}\right)} \quad (\text{III.42})$$

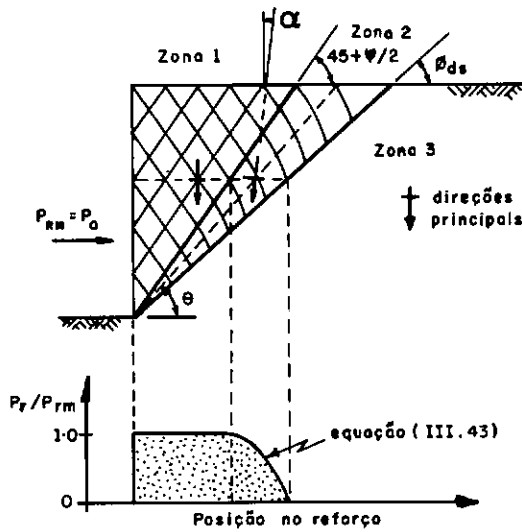


FIGURA III.52 - "Arranjo com comprimento ideal"
Apud JEWELL et al (1989)

A expressão da força mobilizada no geotêxtil na zona 2

é:

$$\frac{P_R}{P_{RM}} = \frac{\text{tg}(\theta - \phi_{ds})}{K_a \text{tg}\theta} = \frac{P_r}{P_{rm}} \quad (\text{III.43})$$

em que

P_R = soma das forças mobilizadas em todos os geotêxteis; P_r = força mobilizada em cada geotêxtil.

Utilizando as expressões (III.41) a (III.43), assumindo a hipótese de aderência perfeita entre solo e reforço e considerando o geotêxtil elástico linear, é possível calcular a deformação específica do solo em todos os pontos.

Na zona 1 ($\alpha = 0$), a deformação específica horizontal é $\delta\varepsilon_h = \frac{P_{rm}}{K}$ com K sendo o módulo de elasticidade do geotêxtil; e a deformação específica vertical, a partir da figura (III.53) é:

$$\delta\varepsilon_v = \frac{P_{rm}(\text{sen } \psi - 1)}{K(\text{sen } \psi + 1)}$$

Na zona 2 ($\alpha \neq 0$), as deformações específicas horizontal e vertical ao longo de um plano com inclinação θ , são, respectivamente, $\delta\varepsilon_h = \frac{P_r}{K}$ e a partir da figura (III.53) e da expressão (III.43):

$$\delta\varepsilon_v = \frac{P_{rm}}{K} \frac{\text{tg}(\theta - \phi_{ds})}{K_a \text{tg}\theta} \frac{(\text{sen } \psi - \cos 2\alpha)}{(\text{sen } \psi + \cos 2\alpha)}$$

A deformação cisalhante é:

$$\delta\gamma = \frac{P_{rm}}{K} \frac{\text{tg}(\theta - \phi_{ds})}{K_a \text{tg}\theta} \frac{2}{(\text{sen } \psi + \cos 2\alpha)}$$

O deslocamento horizontal da face externa é obtido através do somatório das deformações específicas horizontais determinadas desde o limite entre as zonas 2 e 3 até a face da estrutura. Analogamente, se procede com as deformações específicas verticais para os recalques.

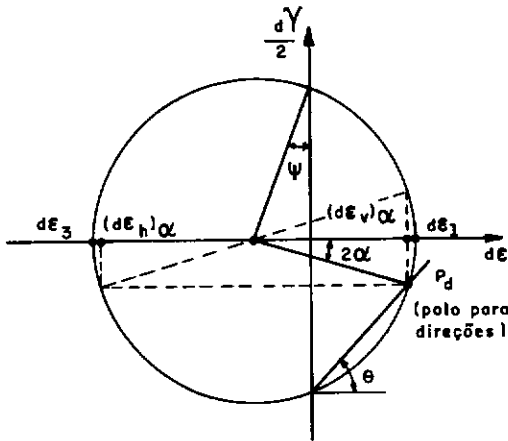


FIGURA III.53 - Círculo de Mohr de deformação incremental com os eixos principais inclinados de um ângulo α com a vertical
Apud JEWELL et al (1989)

Os ábacos são apresentados em termos adimensionais. Para o critério de "espaçamento ideal" $P_{rm} = \frac{P}{n}$, sendo n o número de camadas de reforço, os ábacos se apresentam em termos de $\frac{\delta K}{HP_{rm}}$. Para o "espaçamento uniforme", a maior força no reforço é no nível mais inferior da estrutura, P_{BASE} e vale:

$$P_{BASE} = K_a S_v (\rho H + q_s)$$

em que S_v é o espaçamento vertical entre camadas de reforço. Neste caso, o ábaco se apresenta em termos de $\frac{\delta K}{HP_{BASE}}$.

Arranjo com Comprimento Truncado

É o esquema apresentado na figura (III.54).

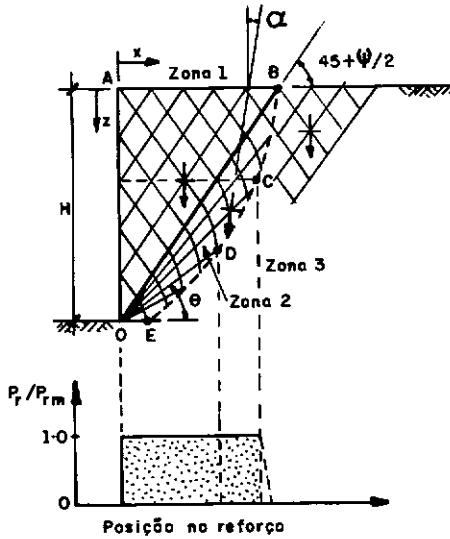


FIGURA III.54 - "Arranjo com comprimento truncado"
Apud JEWELL et al (1989)

A proposta neste caso é buscar não sub-utilizar a força admissível no reforço como acontece na zona 2 do Arranjo com Comprimento Ideal ($P_r < P_{r_m}$). Interrompe-se o comprimento do reforço nas camadas localizadas próximo ao topo da estrutura [ver figura (III.54)]. Sabe-se que com isso é aumentada a mobilização dos reforços nas camadas mais inferiores, mas, não sendo excedida a força admissível, torna-se necessário apenas alongar seu comprimento para dentro da zona 3. Dentro dessa conceituação, pode ser obtido um arranjo como o mostrado na figura (III.54) em que toda força admissível é sempre mobilizada.

Segundo Jewell cf. JEWELL & MILLIGAN (1989), este arranjo é descrito pelo par de equações:

$$\frac{x}{H} = \frac{1}{\operatorname{tg}\theta} \left(1 - \frac{Z}{H} \right) \quad \text{e} \quad \frac{Z}{H} = \sqrt{\frac{K_a \operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}(\theta - \phi_{ds})}{2K_a \operatorname{tg}\theta - \operatorname{tg}(\theta - \phi_{ds})}}$$

Neste arranjo, também na zona 2, a deformação específica horizontal é $\delta\epsilon_h = \frac{P_{rm}}{K}$, implicando numa deformação específica vertical, análoga ao do "arranjo com comprimento ideal".

$$\delta\epsilon_v = \frac{P_{rm}}{K} \frac{(\operatorname{sen} \psi - \cos 2\alpha)}{(\operatorname{sen} \psi + \cos 2\alpha)}$$

A deformação cisalhante fica:

$$\delta\gamma = \frac{P_{rm}}{K} \frac{2}{(\operatorname{sen} \psi + \cos 2\alpha)}$$

Da mesma forma que para o "arranjo com comprimento ideal" são obtidos o deslocamento horizontal e os recalques.

Nas figuras (III.55), (III.56), (III.57) e (III.58), são apresentados exemplos de ábacos, a título ilustrativo.

Um interessante aspecto na modelagem utilizada neste método é a adoção das direções características de deformação na definição da zona resistente.

Por outro lado, os autores ignoram a influência do reforço no campo de tensões e deformações da massa reforçada. A presença do reforço gera tensões cisalhantes nos planos horizontais, que provocam a mudança de direção

dos planos principais. Além disso, não é coerente admitir a distribuição de forças no reforço como apresentado nas figuras (III.52) e (III.54). Se assim fosse a face da massa reforçada teria a mesma importância estrutural dos reforços e exigiria uma continuidade ou conexão entre ambos (face e reforço) que resistisse ao mesmo esforço máximo.

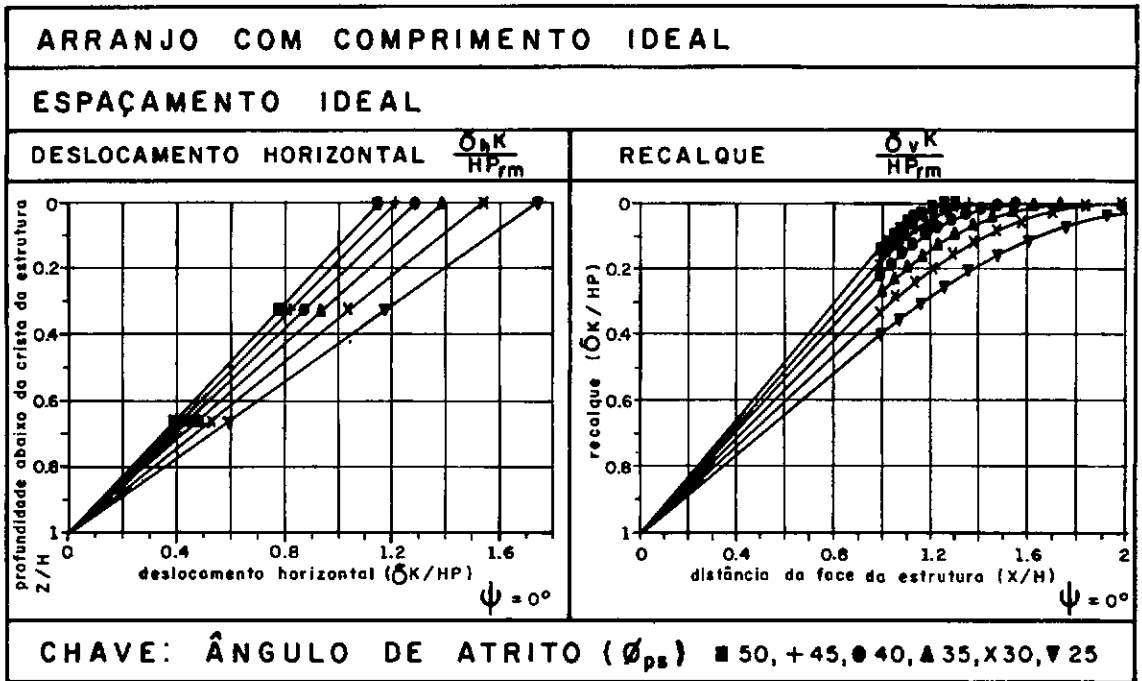


FIGURA III.55 - Exemplo de ábaco do método
Apud JEWELL et al (1989)

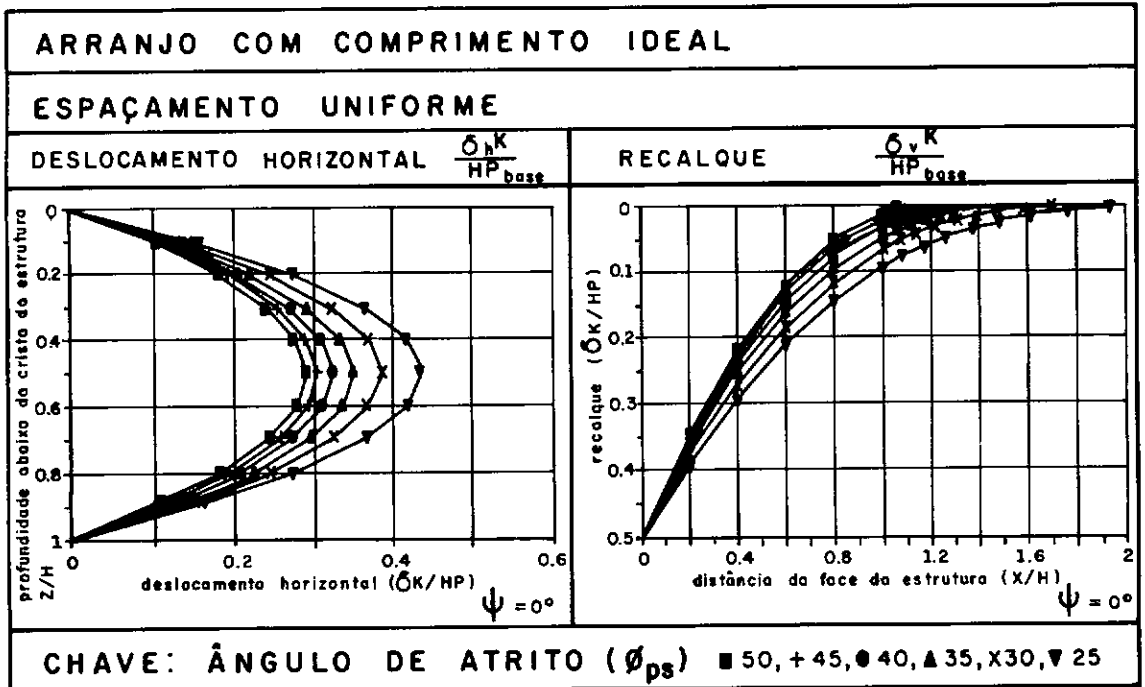


FIGURA III.56 - Exemplo de ábaco do método
Apud JEWELL et al (1989)

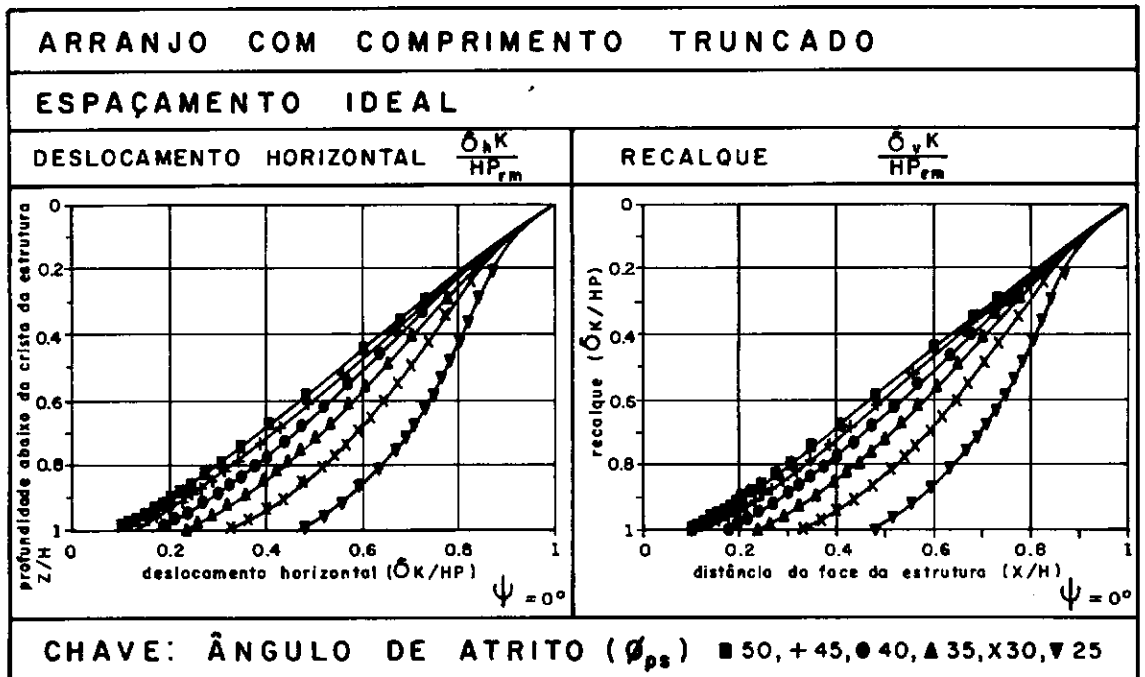


FIGURA III.57 - Exemplo de ábaco do método
Apud JEWELL et al (1989)

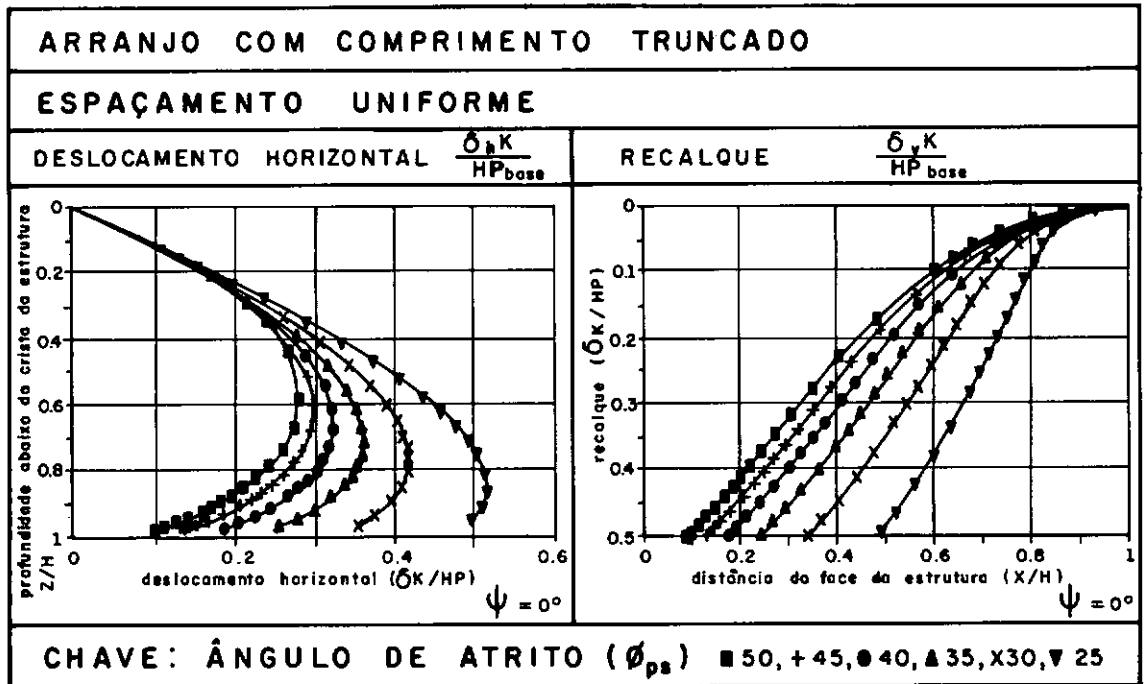


FIGURA III.58 - Exemplo de ábaco do método
Apud JEWELL et al (1989)

III.3.2. Adib - 1988

ADIB (1988) apresenta um método para cálculo de tensões no reforço e deformações da face de maciços de solos reforçados assentes sobre fundação rígida. São levados em conta os efeitos do processo construtivo em etapas e da compactação, e são considerados movimentos de rotação e translação do sistema de contenção.

Segundo ADIB (1988), são cinco as origens de movimento numa estrutura de solo reforçado: zona ativa, zona resistente, região não reforçada do maciço (atrás da zona

resistente), fundação e método construtivo. Cada um desses itens será discutido separadamente, a seguir.

Zona Ativa

A movimentação nessa região é dependente de dois fatores: (i) da deformação do geotêxtil; e (ii) do movimento relativo entre solo e geotêxtil.

O reforço, na abordagem do autor, é entendido como elástico linear. Para o cálculo da deformação do geotêxtil, é necessário o conhecimento dos esforços atuantes. O método introduz uma simplificação de caráter conservativo considerando, na zona ativa, uniforme a distribuição de esforços no reforço. O valor da esforço é considerado igual ao valor atuante máximo, $F_{\text{máx}}$, que ocorre na interseção do reforço com a superfície potencial de ruptura.

Assim sendo, o deslocamento da face devido ao alongamento do reforço na zona ativa é dado por:

$$\delta_a = \frac{F_{\text{máx}}}{E_r A_r} \cdot l_a \quad (\text{III.44})$$

onde:

E_r = módulo de elasticidade do reforço; A_r = área da seção transversal do reforço por largura unitária de estrutura reforçada; l_a = comprimento do reforço na zona ativa.

O método despreza no cálculo das deformações da face a movimentação relativa solo-reforço que ocorre na zona ativa.

Assim sendo, a movimentação total na zona ativa pode ser calculada pela expressão (III.44).

Zona Resistente

A modelagem considera o solo e a interface solo-reforço com propriedades elástico-lineares.

Os deslocamentos que ocorrem no solo, no reforço e na interface [figura(III.59)] relacionam-se conforme a expressão abaixo:

$$W(x) = U(x) - V(x) \quad (\text{III.45})$$

em que

$W(x)$ = função deslocamento da interface solo-reforço na direção x (a direção do reforço); $U(x)$ = função deslocamento do solo na direção x ; e $V(x)$ = função deslocamento do reforço na direção x .

A deformação no solo, ϵ_x , na direção do reforço é:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E_s} \left[\sigma_x - \mu_s (\sigma_z + \sigma_y) \right] \quad (\text{III.46})$$

em que E_s e μ_s são, respectivamente, o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do solo; σ_x , σ_y , σ_z = tensões atuantes no solo nas direções x , y , z (respectivamente as direções do reforço, transversal e normal ao reforço).

Para condição de deformação plana, tem-se:

$$\sigma_z = \mu_s (\sigma_x + \sigma_y) \quad (\text{III.47})$$

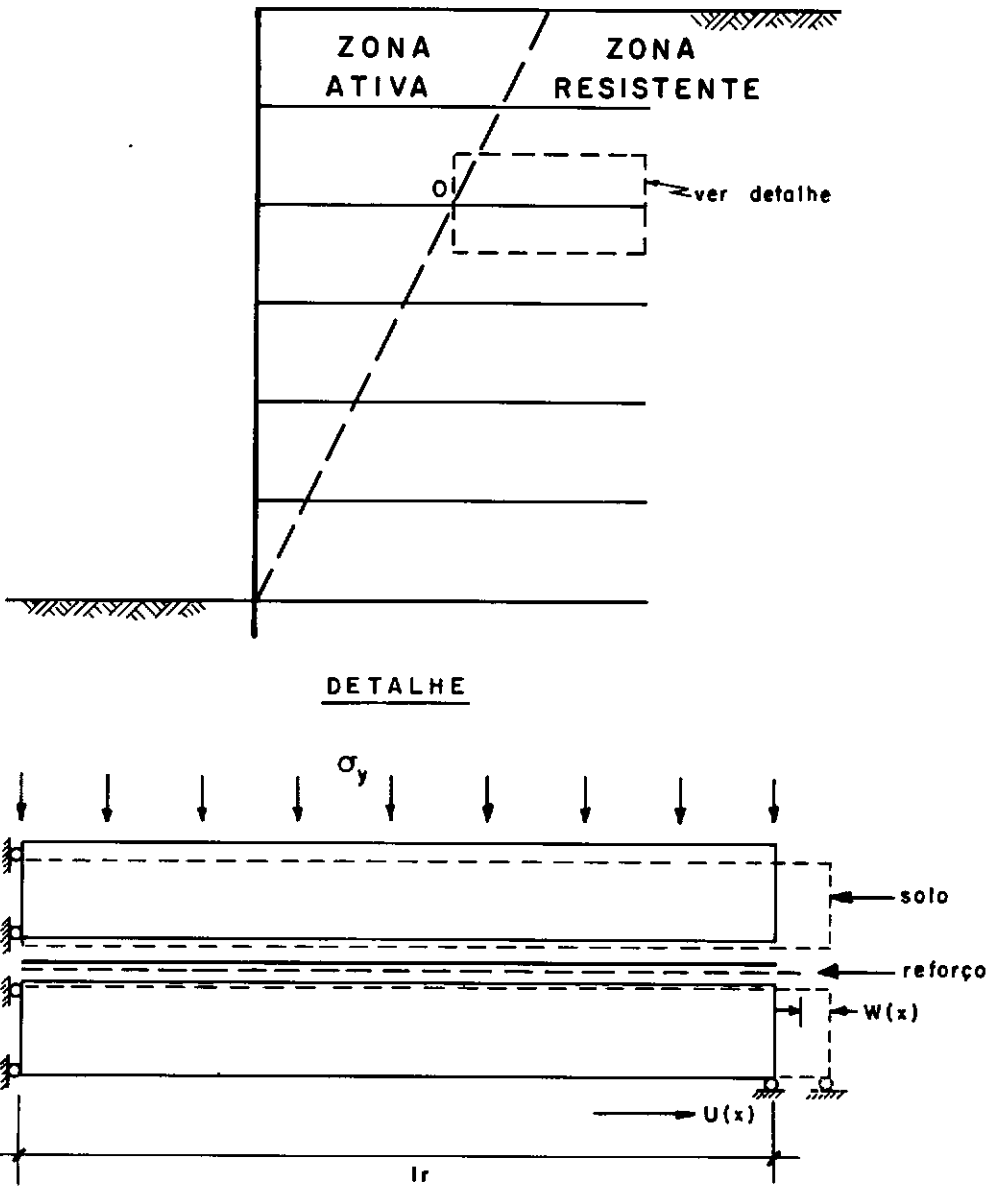


FIGURA III.59 - Modelo adotado para zona resistente
 Apud ADIB (1988), HERRMANN e AL-YASSIN (1978)

Substituindo (III.47) em (III.46), vem:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E_s} \left[\sigma_x (1 - \mu_s^2) - \sigma_y (\mu_s^2 + \mu_s) \right]$$

rearranjando,

$$\sigma_x = \frac{\mu_S}{1-\mu_S} \sigma_y + \frac{E_S}{1-\mu_S^2} \epsilon_x$$

pela teoria da elasticidade, tem-se:

$$\frac{\mu_S}{1-\mu_S} = K_0$$

sendo K_0 = coeficiente de empuxo de terra no repouso.

Donde

$$\sigma_x = K_0 \sigma_y + \frac{E_S}{1-\mu_S^2} \epsilon_x \quad (\text{III.48})$$

A deformação no solo é calculada por:

$$\epsilon_x = \frac{dU}{dx} \quad (\text{III.48A})$$

Substituindo-se a expressão (III.48A) na expressão (III.48) e diferenciando-se, tem-se:

$$\frac{d\sigma_x}{dx} = \frac{E_S}{1-\mu_S^2} \frac{d^2U}{dx^2} \quad (\text{III.49})$$

A tração no reforço é dada por:

$$F = A_r E_r \epsilon_r \quad (\text{III.49A})$$

ϵ_r , deformação específica no reforço, é calculada por:

$$\epsilon_r = \frac{dV}{dx} \quad (\text{III.49B})$$

Substituindo (III.49A) em (III.49B) e diferenciando em relação a x , tem-se:

$$\frac{dF}{dx} = A_r E_r \frac{d^2V}{dx^2} \quad (\text{III.49C})$$

Substituindo a expressão (III.45) na expressão (III.49C), tem-se:

$$\frac{dF}{dx} = A_r E_r \left(\frac{d^2U}{dx^2} - \frac{d^2W}{dx^2} \right) \quad (\text{III.50})$$

Considerando agora o equilíbrio dos elementos de solo e reforço da figura (III.60), tem-se:

- equilíbrio no solo

$$d\sigma_x A_s = K_i p W(x) dx$$

$$e \frac{d\sigma_x}{dx} = \frac{1}{A_s} K_i p W(x) \quad (\text{III.51})$$

em que

K_i = rigidez da interface; p = perímetro da seção transversal do reforço; A_s = área de solo da seção transversal.

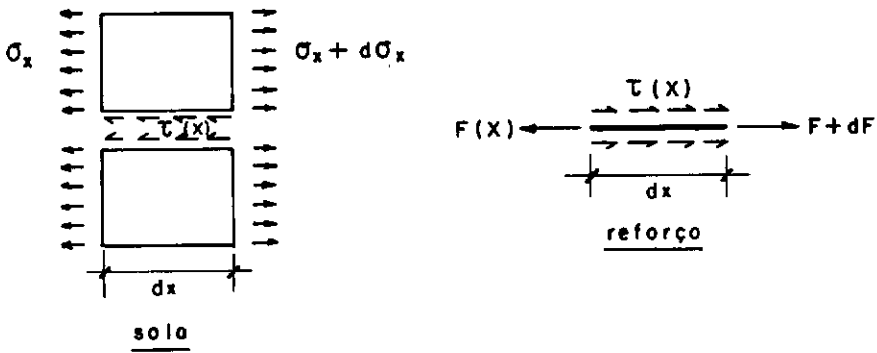


FIGURA III.60- Equilíbrio num elemento de solo e de reforço
Apud HERRMANN e AL-YASSIN (1978)

- equilíbrio no reforço

$$dF = -K_i p W dx \quad \text{ou}$$

$$\frac{dF}{dx} = -K_i p W \quad (\text{III.52})$$

Juntando (III.50) e (III.52):

$$\frac{dF}{dx} = A_r E_r \left(\frac{d^2 U}{dx^2} - \frac{d^2 W}{dx^2} \right) = -K_i p W \quad (\text{III.53})$$

Comparando as expressões (III.49) e (III.51) e rearranjando-se, tem-se:

$$\frac{d^2 U}{dx^2} = \frac{1 - \mu_s^2}{E_s A_s} K_i p W$$

Levando em (III.53), resulta:

$$A_r E_r \left(\frac{1-\mu_s^2}{E_s A_s} K_i p W - \frac{d^2 W}{dx^2} \right) = - K_i p W$$

$$\text{logo } \frac{d^2 W}{dx^2} = \left(\frac{1-\mu_s^2}{E_s A_s} + \frac{K_i p W}{A_r E_r} \right) K_i p W$$

Denominando

$$\alpha^2 = K_i p \left(\frac{1}{E_r A_r} + \frac{1-\mu_s^2}{E_s A_s} \right) \quad (\text{III.54})$$

fica:

$$\frac{d^2 W}{dx^2} = \alpha^2 W \quad (\text{III.55})$$

A solução da equação diferencial (III.55) é:

$$W(x) = a \cosh(\alpha x) + b \sinh(\alpha x) \quad (\text{III.56})$$

que, sendo levada em (III.51), e este resultado posteriormente em (III.49), determina uma expressão para a função deslocamento do solo:

$$\frac{d^2 U}{dx^2} = \frac{1-\mu_s^2}{E_s A_s} K_i p \left[a \cosh(\alpha x) + b \sinh(\alpha x) \right]$$

cuja integração produz:

$$U(x) = \frac{\beta}{\alpha^2} \left[a \cosh(\alpha x) + b \sinh(\alpha x) \right] + cx + d \quad (\text{III.57})$$

$$\text{com } \beta = \frac{1-\mu_s^2}{E_s A_s} K_i P$$

De (III.53), vem

$$\frac{dF}{dx} = A_r E_r \left(\frac{d^2 U}{dx^2} - \frac{d^2 W}{dx^2} \right), \text{ donde } F(x) = A_r E_r \left(\frac{dU}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

A partir da expressão (III.57), pode ser escrito que:

$$\frac{dU}{dx} = \frac{d}{dx} \left\{ \frac{\beta}{\alpha^2} \left[a \cosh(\alpha x) + b \sinh(\alpha x) \right] + cx + d \right\}$$

$$\frac{dU}{dx} = \frac{\beta}{\alpha^2} \left[a \alpha \sinh(\alpha x) + b \alpha \cosh(\alpha x) \right] + c \quad (\text{III.58})$$

A partir de (III.56), pode ser obtido que:

$$\frac{dW}{dx} = \frac{d}{dx} \left[a \cosh(\alpha x) + b \sinh(\alpha x) \right]$$

$$\frac{dW}{dx} = a \alpha \sinh(\alpha x) + b \alpha \cosh(\alpha x)$$

$$F(x) = A_r E_r \left\{ \frac{\beta}{\alpha^2} \left[a \alpha \sinh(\alpha x) + b \alpha \cosh(\alpha x) \right] + c - \right. \\ \left. - a \alpha \sinh(\alpha x) - b \alpha \cosh(\alpha x) \right\} \quad (\text{III.59})$$

Juntando (III.48) com (III.58) (lembrando que $\epsilon_x = \frac{dU}{dx}$), fica:

$$\sigma(x) = K_o \sigma_y + \frac{E_s}{1-\mu_s^2} \left\{ \frac{\beta}{\alpha^2} [a\alpha \sinh(\alpha x) + b\alpha \cosh(\alpha x)] + c \right\} \quad (\text{III.60})$$

Para determinação das constantes de integração, a, b, c, d, foram consideradas as seguintes condições de contorno:

- (i) $W(0) = 0$ na expressão (III.56)
- (ii) $U(0) = 0$ na expressão (III.57)
- (iii) $F(1_r) = 0$ na expressão (III.59)
- (iv) $\sigma(1_r) = 0$ na expressão (III.60)

em que 1_r = comprimento do reforço na zona resistente [ver figura (III.59)].

Obtém-se:

$$a = 0, \quad b = -K_o \frac{1-\mu_s}{E_s} \sigma_y \frac{1}{\alpha \cosh(\alpha x)}$$

$$c = -K_o \frac{1-\mu_s^2}{E_s} \sigma_y \left(1 - \frac{\beta}{\alpha^2} \right) ; \quad d = 0$$

Daí a expressão (III.59) pode ser reescrita:

$$F(x) = A_r E_r \left\{ \left(1 - \frac{\beta}{\alpha^2} \right) K_o \frac{1-\mu_s^2}{E_s} \sigma_y \left[\frac{\cosh(\alpha x)}{\cosh(\alpha 1_r)} - 1 \right] \right\}$$

e a força máxima de tração no reforço (em $x=0$) fica:

$$F_{\text{máx}} = K_0 A_r E_r \frac{1-\mu_s^2}{E_s} \sigma_y \left(1 - \frac{\beta}{\alpha^2} \right) \left[\frac{1}{\cosh(\alpha l_r)} - 1 \right] \quad (\text{III.61})$$

Adib propõe a utilização do que denominou "coeficiente de pressão de terra lateral composta", definido como:

$$K = \frac{F_{\text{máx}}}{A_s \sigma_y} \quad (\text{III.61A})$$

ou combinando com (III.61)

$$K = K_0 \left(1 - \mu_s^2 \right) \frac{E_r A_r}{E_s A_s} \left(1 - \frac{\beta}{\alpha^2} \right) \left[1 - \frac{1}{\cosh(\alpha l_r)} \right] \quad (\text{III.62})$$

$$\text{Assumindo } \theta = \frac{E_r A_r}{E_s A_s} \left(1 - \mu_s^2 \right) \quad (\text{III.63})$$

pode ser estabelecido que:

$$1 - \frac{\beta}{\alpha^2} = \frac{1}{1 + \frac{1}{\theta}}, \text{ que levado em (III.62) redonda em:}$$

$$\frac{K}{K_0} = \frac{1}{1 + \frac{1}{\theta}} \left[1 - \frac{1}{\cosh(\alpha l_r)} \right] \quad (\text{III.64})$$

Considerando que K_0 pode ser entendido como:

$$K_0 = \frac{\text{tensão lateral residual após compactação}}{\text{tensão vertical devido à altura de terra}}$$

e observando as expressões de α^2 em (III.54), de K em (III.62) e de θ em (III.63), pode-se concluir que:

- α^2 é diretamente proporcional à K_i . K_i é inversamente proporcional à movimentação solo-reforço. Logo, α^2 é inversamente proporcional à movimentação solo-reforço.

- θ é uma medida da rigidez relativa entre reforço e solo.

- K é função da rigidez e da movimentação relativas entre solo e reforço, e das tensões laterais induzidas pela compactação.

- *Determinação de " K_o "* (Cálculo da influência da compactação)

A incorporação dos efeitos da compactação na determinação de K_o e conseqüente influência em $F_{m\acute{a}x}$ e K obriga a se determinar o estado de tensões na massa reforçada ao final dos trabalhos para a sua implantação.

Com base em proposta de Seed e Duncan apresentada em ADIB (1988), Adib apresenta uma metodologia para levar em conta tais considerações.

Inicialmente, se supõe a estrutura reforçada como indeslocável, e considera-se uma mesma curva tensão lateral de pico induzida pela compactação ($\sigma_{h,c}$) versus profundidade para cada uma das camadas componentes do processo executivo da estrutura reforçada (naturalmente que tal consideração é válida nos casos de camadas de igual espessura para o mesmo equipamento, compactando-as da mesma maneira). É sugerida a

formulação de Boussinesq, modificada por Lysmer & Duncan, para o estabelecimento das curvas $\sigma_{h,c}$ versus profundidade:

$$\delta\sigma'_x = \frac{Q}{2\Pi} \left[\frac{3x^2z}{R^5} - (1-2\mu) \left(\frac{x^2-y^2}{Rr^2(R+z)} + \frac{z^2}{R^3r^2} \right) \right]$$

onde:

μ é obtido pelas expressões (III.68) e (III.69) apresentadas adiante; x , y , z , R , r são mostrados na figura (III.61), a seguir; e Q é a carga imposta pelo equipamento de compactação.

$\delta\sigma'_x$, calculado pela expressão apresentada deve ser multiplicado por 2, para levar em conta a hipótese de indeslocabilidade da estrutura reforçada [SEED (1988)].

São estabelecidas curvas $\delta\sigma'_x$ versus profundidade, variando-se convenientemente x , y , z , R , r da figura (III.61). A envoltória dessas curvas produzirá a curva $\sigma_{h,c}$ versus profundidade. Os valores obtidos de $\sigma_{h,c}$ deverão ser multiplicados pelo fator F , definido a seguir, para levar em consideração a remoção da carga Q do equipamento de compactação.

$$F = \frac{5\omega}{4} - 0,25$$

com $\omega = \text{sen}\phi$

Somando-se a parcela da compactação assim obtida com as tensões laterais de terra no repouso, obtém-se a tensão lateral residual após compactação $\sigma_{h,r}$ para estruturas indeslocáveis:

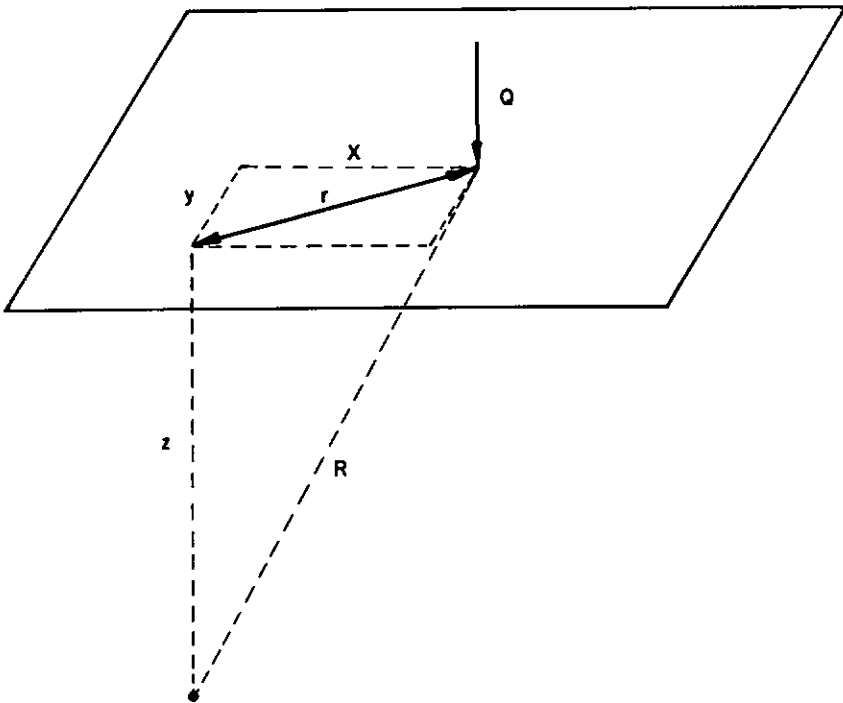


FIGURA III.61 - Dados geométricos de entrada na formulação de Boussinesq
Apud ADIB (1988)

$$\sigma_{h,r} = K_0 \sigma_v + F \sigma_{h,c}$$

A metodologia impõe mais duas condições: (i) nas profundidades iniciais (próximas à superfície do terreno) $\sigma_{h,r}$ deve ser reduzida quando for o caso tal que $\sigma_{h,r} < K_1 \sigma_v$ onde $K_1 = \text{tg}^2(45 + \phi/2)$; (ii) abaixo da profundidade onde ocorre o valor $\sigma_{h,r} = K_1 \sigma_v$, deve ser obedecida a relação $\frac{\delta \sigma_{h,r}}{\delta \sigma_v} = K_2$, em que $K_2 = K_0(1-F)$, até ser interceptada a linha K_0 . A partir daí, a tensão lateral passa a assumir o valor $K_0 \sigma_v$.

Adicionalmente à compactação, para retratar o processo construtivo, é preciso levar em consideração o seu caráter

A colocação de nova camada leva ao ponto 1'. O incremento de tensão vertical $\delta\sigma_1$ é igual $\gamma\delta h$, em que δh é a espessura da nova camada e γ o peso específico do solo. O incremento correspondente na tensão horizontal se dá, diminuindo o efeito da compactação e recarregando o solo. O ponto 1' assim obtido resulta de uma trajetória 1-1' com inclinação menor que K_0 (por ser recarga).

A compactação da nova camada produz a trajetória 1'-2-2' indicando uma tensão vertical final (ponto 2') igual à de antes (ponto 1'), após a remoção da carga de compactação (em 2 a tensão vertical é a de pico induzida pela compactação). A tensão horizontal, no entanto, aumenta pelo efeito da compactação (ponto 2').

Para a situação de repouso inicialmente considerada para a estrutura, pode ser definida a seguinte relação:

$$K_{OC} = \frac{\delta\sigma_3}{\delta\sigma_1}$$

em que K_{OC} é chamado de coeficiente de incremento de tensão lateral de terra após a compactação.

Adib propõe que o mesmo K_{OC} seja adotado para a condição real de deslocabilidade da estrutura. E então do ponto 2', considera-se o efeito da deslocabilidade relaxando a tensão horizontal até o ponto 3, onde, na figura, está indicado o incremento de tensão lateral após deformação $\delta\sigma_{3d}$, definido por:

$$\delta\sigma_{3d} = K \delta \sigma_1 \quad (\text{III.65})$$

com K sendo obtido da expressão (III.64).

O estado de tensões final no elemento de solo, admitido o deslocamento da estrutura e concluído os trabalhos de sua implantação, é representado pelo ponto 3 da figura (III.62), onde pode ser visto que:

$$\sigma_{3f} = \sigma_{3i} + \delta\sigma_{3d} \quad (\text{III.66})$$

Dai obtém-se que:

$$F_{\text{máx}} = \sigma_{3f} S_v'$$

onde S_v = espaçamento vertical entre reforços.

Utilizando-se agora a expressão (III.57), pode ser determinado δ_r , deslocamento da estrutura de solo reforçado devido à movimentação na zona resistente:

$$U_{(x=1)} = \frac{\beta}{\alpha^2} b \sinh(\alpha l_r) + c l_r = \delta_r$$

Com o objetivo de simplificação, Adib criou o parâmetro adimensional u , cuja definição é:

$$u = \frac{E_r A_r}{F_{\text{máx}}} \frac{\delta_r}{l_r} \quad \text{ou}$$

$$u = \frac{\beta}{\alpha^2} \frac{E_r A_r}{l_r F_{\text{máx}}} b \sinh(\alpha l_r) + \frac{E_r A_r}{F_{\text{máx}}} c$$

Substituindo valores já conhecidos fica:

$$u = \frac{\theta \operatorname{tg} h \left(\alpha l_r \right)}{\alpha l_r \left[1 - \frac{1}{\cosh(\alpha l_r)} \right]} + \frac{1}{1 - \frac{1}{\cosh(\alpha l_r)}} \quad (\text{III.67})$$

A expressão (III.67) é representada graficamente na figura (III.63) em função de θ e αl . Tendo determinado \underline{u} analítica ou graficamente, calcula-se δ_r :

$$\delta_r = \frac{u}{E_r A_r} F_{\text{máx}} l_r$$

A determinação de \underline{u} , quer seja através do ábaco apresentado na figura (III.63), ou mesmo por meio da expressão (III.67) exige o pré-estabelecimento de θ e α .

Pode ser verificado observando as expressões (III.54) e (III.63) que ambos são função de E_s , μ_s e K_i .

A partir de formulações de DUNCAN et al (1980) e Janbu cf. [ADIB (1988)], Adib propõe adotar:

$$E_s = \left[1 - \frac{R_f (1 - \operatorname{sen} \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \operatorname{sen} \phi} \right]^2 k p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$$

com R_f = relação de ruptura, parâmetro adimensional cujo valor varia entre 0,5 e 0,9; c = intercepto de coesão; k = número de módulo; n = expoente de módulo; p_a = pressão atmosférica utilizada para facilitar conversão de unidades.

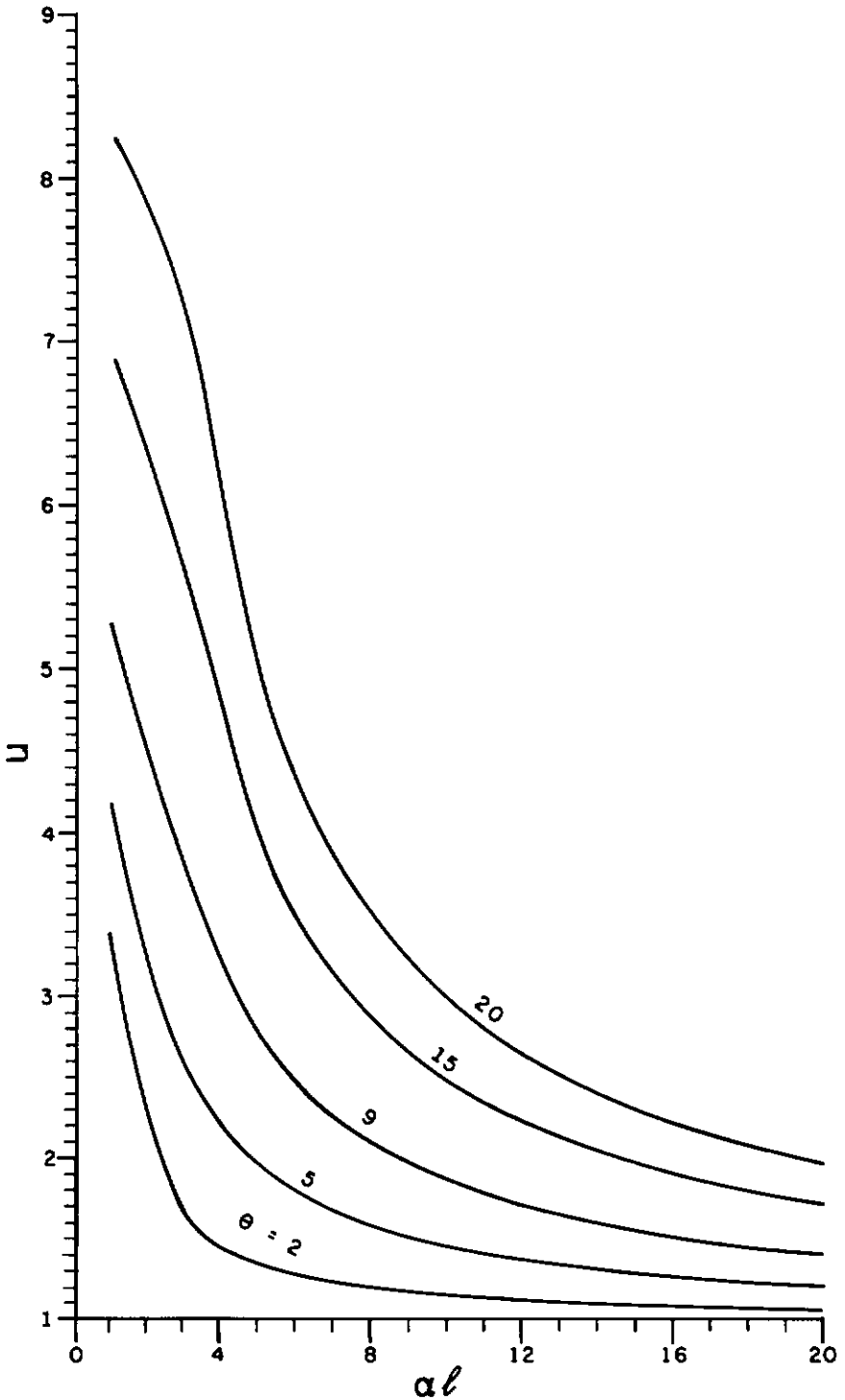


FIGURA III.63 - Ábaco para estimativa do deslocamento da estrutura de solo reforçado devido à movimentação na zona resistente
Apud ADIB (1988)

Tais parâmetros poderiam ser obtidos de ensaios triaxiais a diferentes tensões confinantes. No entanto, Duncan organizou um quadro apresentando valores mais freqüentes em função do tipo de solo, [ver tabela (III.1) a seguir].

Notar que o valor de E_S é dependente da tensão confinante. Uma possibilidade é assumir que a tensão confinante a ser adotada é constante e igual à relativa a meia-altura da estrutura considerando a condição de repouso (K_0). Alternativamente, pode-se lançar mão de uma técnica iterativa, já que se E_S é função da tensão confinante, também esta depende de E_S .

Uma primeira iteração é realizada calculando-se E_S a partir de $\sigma_{h,r}$ e a partir daí determinando $(\sigma_{3f})_1$, onde o sub-índice 1 indica a primeira iteração. A segunda iteração é conduzida utilizando $(\sigma_{3f})_1$ para o estabelecimento de novo E_S e assim obter-se $(\sigma_{3f})_2$. Normalmente, duas iterações são suficientes para obtenção de uma convergência aceitável.

O coeficiente de Poisson pode ser estimado através da formulação empírica proposta por SEED (1983):

$$\mu_s = \frac{\mu_o}{2} + 0,25 \quad (\text{III.68})$$

Da Teoria da Elasticidade e admitindo-se deformação plana, tem-se:

$$\mu_o = \frac{K_o}{1+K_o} \quad (\text{III.69})$$

com $K_o = 1 - \text{sen}\phi$.

De outro modo, Duncan, cf. ADIB (1988) desenvolveu uma formulação para μ_t , coeficiente tangente de Poisson, que o autor sugere ser tomado como μ_s . Lançando-se mão do mesmo procedimento iterativo, alternativamente apresentado para determinação de E_s , utilizam-se as expressões a seguir:

$$\mu_t = \mu_s = 0,5 - \frac{E_s}{6B}$$

sendo $B = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m$

onde

K_b = módulo de compressão ("bulk modulus"); m = expoente do módulo de compressão. Ambos são adimensionais. Valores típicos desses parâmetros também estão incluídos na tabela devida a Duncan, [Tabela (III.1)].

ADIB (1988) sugere para determinação do módulo de rigidez da interface, K_i , a seguinte expressão para reforços contínuos (caso dos geotêxteis):

$$K_i = \frac{6G_s}{S_v}$$

onde:

G_s = módulo de elasticidade transversal do solo. Da

Teoria da Elasticidade tem-se: $G_s = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)}$

CLASSIF. UNIFICADA	GRAU COMPACT. P.NORMAL	γ_m *k/ft ³	ϕ	C k/ft ²	k	n	R _f	K _b	m
GW, GP SW, SP	105	0.150	42	0	600	0.4	0.7	175	0.2
	100	0.145	39	0	450	0.4	0.7	125	0.2
	95	0.140	36	0	300	0.4	0.7	75	0.2
	90	0.135	33	0	200	0.4	0.7	50	0.2
SM	100	0.135	36	0	600	0.4	0.7	450	0.0
	95	0.130	34	0	450	0.4	0.7	350	0.0
	90	0.125	32	0	300	0.4	0.7	250	0.0
	85	0.120	30	0	150	0.4	0.7	150	0.0
SM-SC	100	0.135	33	0.5	400	0.4	0.7	200	0.5
	95	0.130	33	0.4	200	0.4	0.7	100	0.5
	90	0.125	33	0.3	150	0.4	0.7	75	0.5
	85	0.120	33	0.2	100	0.4	0.7	50	0.5
CL	100	0.135	30	0.4	150	0.4	0.7	140	0.2
	95	0.130	30	0.3	120	0.4	0.7	110	0.2
	90	0.125	30	0.2	90	0.4	0.7	80	0.2
	85	0.120	30	0.1	60	0.4	0.7	50	0.2

*k = kilopound

TABELA III.1 - Limites inferiores típicos de parâmetros do solo - Apud DUNCAN et al (1980)

Região não Reforçada do Maciço

O método considera que a contribuição da deformação nessa região para deformação na face da estrutura reforçada só é relevante em maciços com reforços de curto comprimento. A proposta de Adib é que, em seu estudo, os comprimentos dos reforços sejam suficientes para que essas deformações possam ser desconsideradas.

Fundação

Os recalques na fundação da estrutura de solo reforçado induzirão não só a deformações na face do maciço, como também interferirão no estado de tensões da massa. O método, entretanto, não considera esta questão, sendo aplicável, portanto, somente em situações nas quais os movimentos da fundação possam ser desprezados.

Método Construtivo

São considerados dois tipos de movimento na análise das deformações durante a construção: rotação e translação [figuras (III.64) e (III.68)].

Três hipóteses são assumidas:

- a estrutura reforçada é constituída de painéis; cada painel com dois níveis de reforço;
- os painéis são rígidos;
- não existe interação entre painéis, podendo cada qual ser tratado independentemente.

Rotação

São indicados nas figuras (III.64), (III.65), (III.66) e (III.67) os procedimentos preconizados por Adib para estimar as deformações ocorridas provenientes da rotação do

painel. Estão apresentados a concepção idealizada, o esquema estrutural proposto e a dedução da formulação a ser utilizada para as previsões.

Cabe observar na figura (III.65) que o carregamento adotado considera duas parcelas: (i) tensões de pico induzidas pela compactação e (ii) tensões devidas ao peso próprio de solo adotando-se o seguinte critério: a) a colocação da primeira camada do aterro exerce sobre o painel uma tensão média entre o estado ativo e de repouso, utilizando-se para o cálculo parâmetros de aterro fofo, já que o solo apenas foi espalhado e ainda não foi compactado; b) a segunda camada de aterro representa o efeito de uma sobrecarga para a primeira camada.

Os efeitos de compactação são estimados pela formulação de Boussinesq baseada na hipótese de indeslocabilidade da estrutura. Adib recomenda a utilização de um fator de redução, de forma a levar em consideração o deslocamento que na realidade ocorre. Um valor típico, apenas para efeito de referência é 0,75.

No esquema estrutural proposto na figura (III.65), Adib substitui os reforços por molas. A rigidez da mola pode ser adotada como a inclinação inicial da curva força x deslocamento resultante de um ensaio de arrancamento ("pull-out test") realizado a uma tensão vertical igual à produzida pela altura de terra sobre o nível de reforço considerado; ou, opcionalmente, pode ser utilizada a formulação a seguir [ADIB (1988)]:

$$K_j = \frac{\alpha E_r A_r}{\cotgh(\alpha l)} \quad , \quad j = 1, 2$$

α já tendo sido definido na expressão (III.54). Para a estimativa de K_j , Adib sugere a seguinte expressão de K_i na determinação de α :

$$K_i = k \gamma_w \left(\frac{\sigma_v}{p_a} \right)^n$$

com γ_w = peso específico da água (utilizada para facilitar conversão de unidades).

É importante ressaltar que os parâmetros γ (para cálculo de σ_v), k e n são referentes a situação de solo fofo.

Os deslocamentos [ver figura (III.64)] em vista das hipóteses iniciais assumidas ficam:

$$U_1 = U_{r_{1,1}} \left(\frac{h_p}{h_1} \right)$$

analogamente:

$$U_2 = U_{r_{1,2}} \left(\frac{h_p}{h_1} \right) = U_{r_{2,2}} \left(\frac{h_p}{h_2} \right) \quad \text{(III.70)}$$

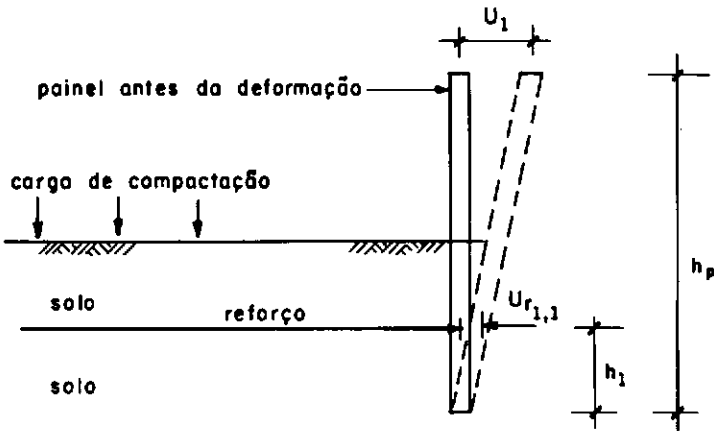
O deslocamento total do topo do painel será $U_1 + U_2$.

Estabelecendo-se o equilíbrio de momentos no ponto $\underline{0}$ [ver figura (III.66)]:

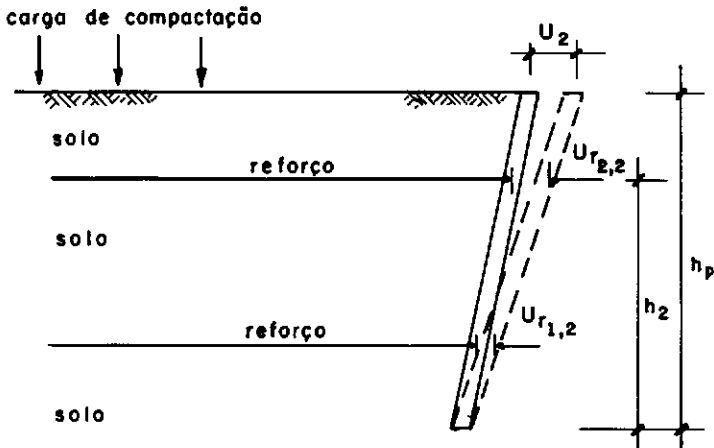
$$K_1 U_{r_{1,1}} h_1 = P_{c,1} h_{f,1} + P_{c,2} h_1 + \frac{1}{3} P_s h_{f,1}$$

donde:

$$U_{r_{1,1}} = \frac{P_{c,1}}{K_1} \frac{h_{f,1}}{h_1} + \frac{P_{c,2}}{K_1} + \frac{P_s}{K_1} \frac{h_{f,1}}{3h_1}$$



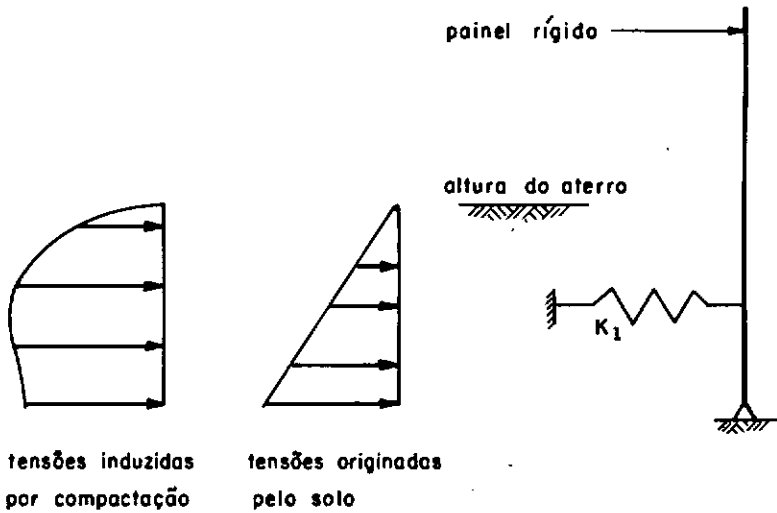
a) Deformação originada pela colocação da 1ª camada de aterro



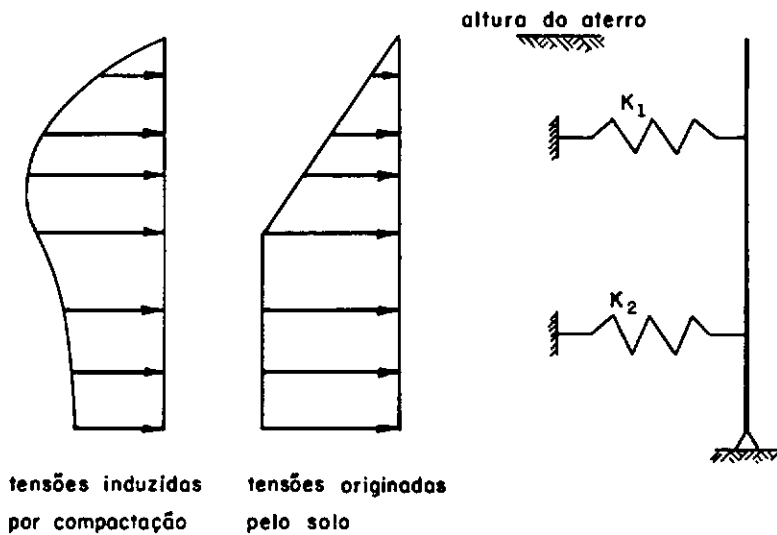
b) Deformação originada pela colocação da 2ª camada de aterro

FIGURA III.64 - Deformação originada pela rotação do painel durante a construção

Apud ADIB (1988)



a) Modelo de sistema estrutural e carregamento após a colocação da primeira camada de aterro



b) Modelo de sistema estrutural e carregamento após a colocação da segunda camada de aterro

FIGURA III.65 - Modelo de sistema estrutural e carregamento durante a construção
Apud ADIB (1988)

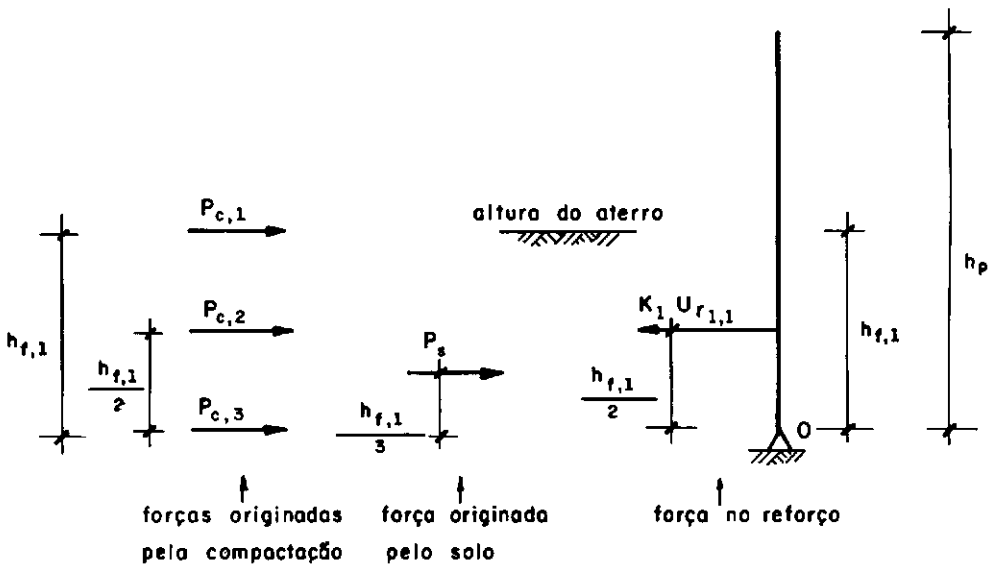


FIGURA III.66 - Esquema para análise de equilíbrio - primeira camada de aterro

Apud ADIB (1988)

De (III.70), pode ser obtido:

$$U_{r1,2} = U_{r2,2} \left(\frac{h_1}{h_2} \right)$$

Fazendo-se o equilíbrio de momentos agora no ponto O da figura (III.67) vem:

$$\begin{aligned} & K_1 U_{r2,2} h_2 + K_2 U_{r2,2} \frac{h_1}{h_2} h_1 = \\ & = P_{c,1} h_p + P_{c,2} h_2 + \frac{1}{2} P_{c,3} h_p + P_{c,4} h_1 + \\ & + P_{s,1} h_1 + \frac{2}{3} P_{s,2} h_p \end{aligned}$$

Fazendo $A = K_1 h_2 + K_2 \left(\frac{h_1^2}{h_2} \right)$, tem-se:

$$U_{r_{2,2}} = \frac{1}{A} \left(P_{c,1} h_p + P_{c,2} h_2 + \frac{1}{2} P_{c,3} h_p + \right. \\ \left. + P_{c,4} h_1 + P_{s,1} h_1 + \frac{2}{3} P_{s,2} h_p \right)$$

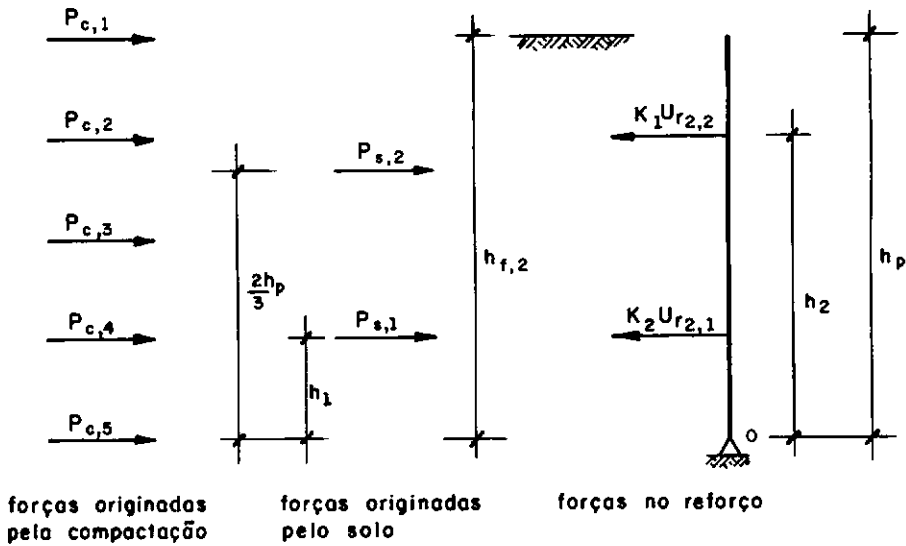


FIGURA III.67 - Esquema para análise de equilíbrio - segunda camada de aterro

Apud ADIB (1988)

Observar que a adaptação do carregamento distribuído da figura (III.65) para as cargas concentradas da figura (III.66) nada mais é do que a utilização de resultantes, na qual, obviamente, têm que ser respeitadas as condições de mesmo efeito de forças e momentos.

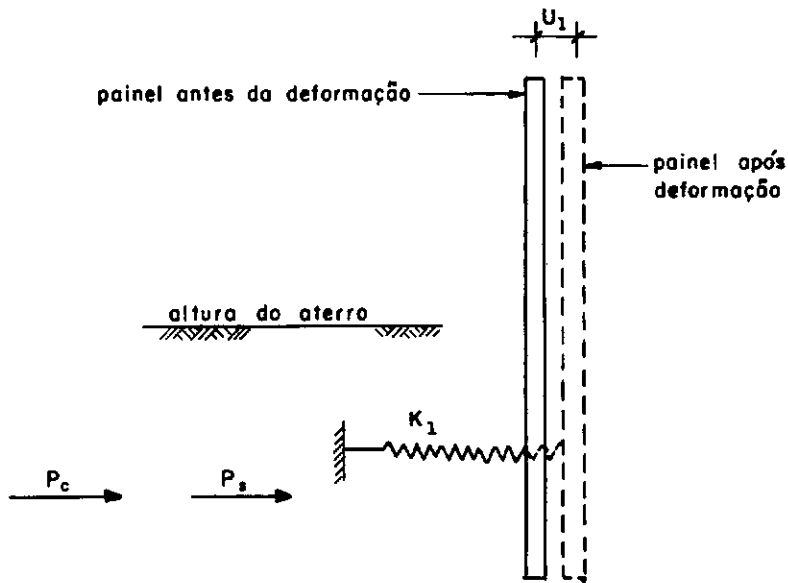
Translação

A figura (III.68) apresenta o esquema básico proposto. Os deslocamentos ocorridos resultantes da translação do painel são obtidos tomando-se o equilíbrio das forças horizontais para o sistema estrutural preconizado:

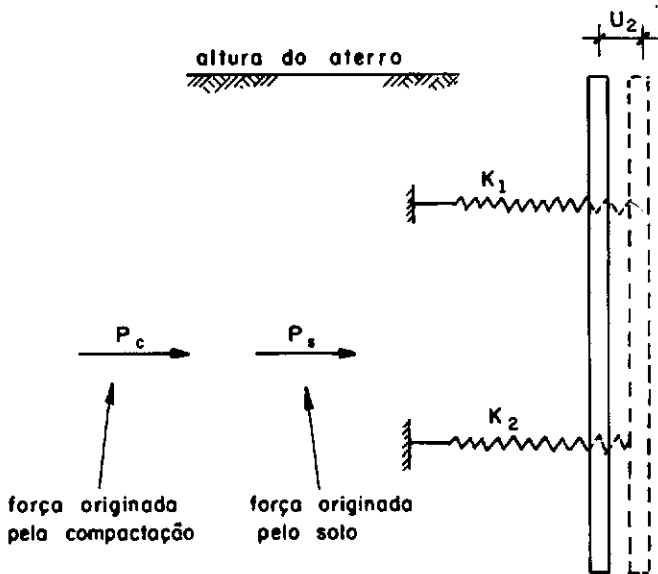
$$U_1 = \frac{P_c + P_s}{K_1} \quad e$$

$$U_2 = \frac{P_c + P_s}{K_1 + K_2}$$

O deslocamento total do painel originado pela translação será $U_1 + U_2$.



a) Deformação originada pela colocação da 1ª camada de aterro



b) Deformação originada pela colocação da 2ª camada de aterro

FIGURA III. 68- Esquema de cálculo dos deslocamentos originados pela translação do painel durante a construção
Apud ADIB (1988)

Considerações Finais do Método Construtivo

Não é possível prever-se com segurança qual das duas condições, se translação ou rotação, comandará, durante a fase construtiva, o comportamento de uma estrutura de solo reforçado.

A estimativa de deformação na face da estrutura deve ser feita segundo as condições de rotação e translação separadamente, estabelecendo-se dois perfis de deformação ao longo da profundidade, criando-se assim uma faixa esperada de valores. O primeiro perfil seria o total da soma das deformações na zona ativa, zona resistente e o calculado segundo a condição de rotação dos painéis. O segundo perfil resultaria da soma das deformações nas zonas ativa e resistente e considerando a condição de translação dos painéis.

Este método, em vista da incorporação dos efeitos de compactação e dos aspectos incrementais da seqüência executiva para a determinação de $F_{m\acute{a}x}$ em cada nível de reforço, com o conseqüente respeito à compatibilidade de deformações, se credencia como o mais completo, quando comparado aos demais apresentados.

Como considerações finais sobre o método, algumas observações podem ser feitas:

- a consideração de distribuição uniforme de tração na zona ativa, para a determinação da contribuição da deformação nessa região para a deformação na face da estrutura, é uma simplificação grosseira da realidade.

- na consideração da influência do método construtivo,

a hipótese de painéis rígidos não é válida para sistemas de contenção consistindo de envelopamento ou encapsulamento de solos com geotêxteis.

- a premissa de estabelecer o solo de fundação como indeformável pode implicar numa forte redução do campo de aplicação do método.

CAPÍTULO IV

OBTENÇÃO EXPERIMENTAL DE PARÂMETROS

Neste Capítulo, serão focalizadas as propriedades características e parâmetros específicos da utilização do geotêxtil como reforço. Serão apresentados breves comentários sobre as características dos solos que interferem no desempenho do sistema solo-reforço.

Aqui também será tratado do geotêxtil como material, das matérias-primas envolvidas, métodos empregados na fabricação e sua inserção no contexto dos geossintéticos.

IV.1. O MATERIAL GEOTÊXTIL

Os produtos têxteis, de modo geral, podem ser classificados, de acordo com suas fibras constituintes, em naturais e sintéticos. As fibras naturais utilizadas são, por exemplo, madeiras em geral, jutas, algodão, sedas, etc.

Os geotêxteis são produtos têxteis de fibras sintéticas, utilizados em Engenharia Civil (particularmente na Engenharia Geotécnica) com o objetivo de reforçar mecanicamente o solo ou como material drenante e de filtro para impedir o carreamento de finos. Para tal, é de vital importância o controle sobre as propriedades físicas do

produto, de forma a se obter tanto características desejadas como homogeneidade global, possibilidades oferecidas pelos processos de fabricação. Além disso, as fibras sintéticas não são biodegradáveis como as fibras naturais. Por essas razões, modernamente, as aplicações em Engenharia, quase que universalmente, tendem a se valer dos geotêxteis produzidos a partir de fibras sintéticas.

Segundo JOHN (1987), o termo "geotêxtil", atualmente, abrange toda a gama de aplicação de materiais sintéticos em Engenharia Civil, substituindo a profusão de designações anteriormente existente (têxteis, membranas, plásticos, filtros de pano, etc). No máximo, admite-se como título mais genérico "geotêxteis e produtos correlatos". VAN ZANTEN (1986), por sua vez, sugere uma grande divisão em geotêxteis e geomembranas. A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) está elaborando um glossário para geotêxteis, e, na etapa preliminar em que se encontra, definiu geossintético como a denominação geral de todos os materiais sintéticos utilizados nas obras geotécnicas. Neste trabalho de tese, os geotêxteis serão entendidos como mantas permeáveis, flexíveis e pouco espessas, fabricadas com matérias-primas sintéticas e utilizadas para melhorar o desempenho do solo em obras de Engenharia Civil.

As matérias-primas das fibras do geotêxtil são os polímeros que são identificados quimicamente pela sua composição macromolecular (macromoléculas são estruturas formadas por unidades, monômeros, que se repetem).

Os polímeros são materiais orgânicos (baseados em carbono) sintéticos e são geralmente obtidos por

processamento químico, o mais comum dos quais é a destilação do petróleo. Os polímeros utilizados na fabricação dos geotêxteis são os chamados termoplásticos (trata-se de um tipo de polímero que pode ser aquecido, moldado, arrefecido e de novo aquecido adquirindo uma nova forma), cujos principais são:

- poliamida (nylon)
- poliéster (terylene)
- cloreto de polivinila (PVC)
- polipropileno
- polietileno

JOHN (1987) propõe a classificação dos geotêxteis em grupos, como apresentado na figura (IV.1).

Como indicado na figura (IV.1), é comum os geotêxteis serem divididos em diferentes categorias, com base em sua metodologia de fabricação.

Os geotêxteis tecidos, como o próprio nome indica, são obtidos a partir de processos convencionais de tecelagem. Nesse tipo de geotêxtil, são formadas duas direções de fiação, uma perpendicular à outra. Uma direção é a chamada urdidura ou urdume, que é a direção de fabricação (comprimento do rolo), e a outra é a trama, que lhe é transversal (largura do rolo). A urdidura/urdume e a trama podem ser constituídas pelas combinações que se deseje, de filamentos únicos (monofilamentos) ou múltiplos e laminetes. Mais recentemente, os laminetes (tiras finas das mantas de polímeros) têm sido o elemento de constituição mais

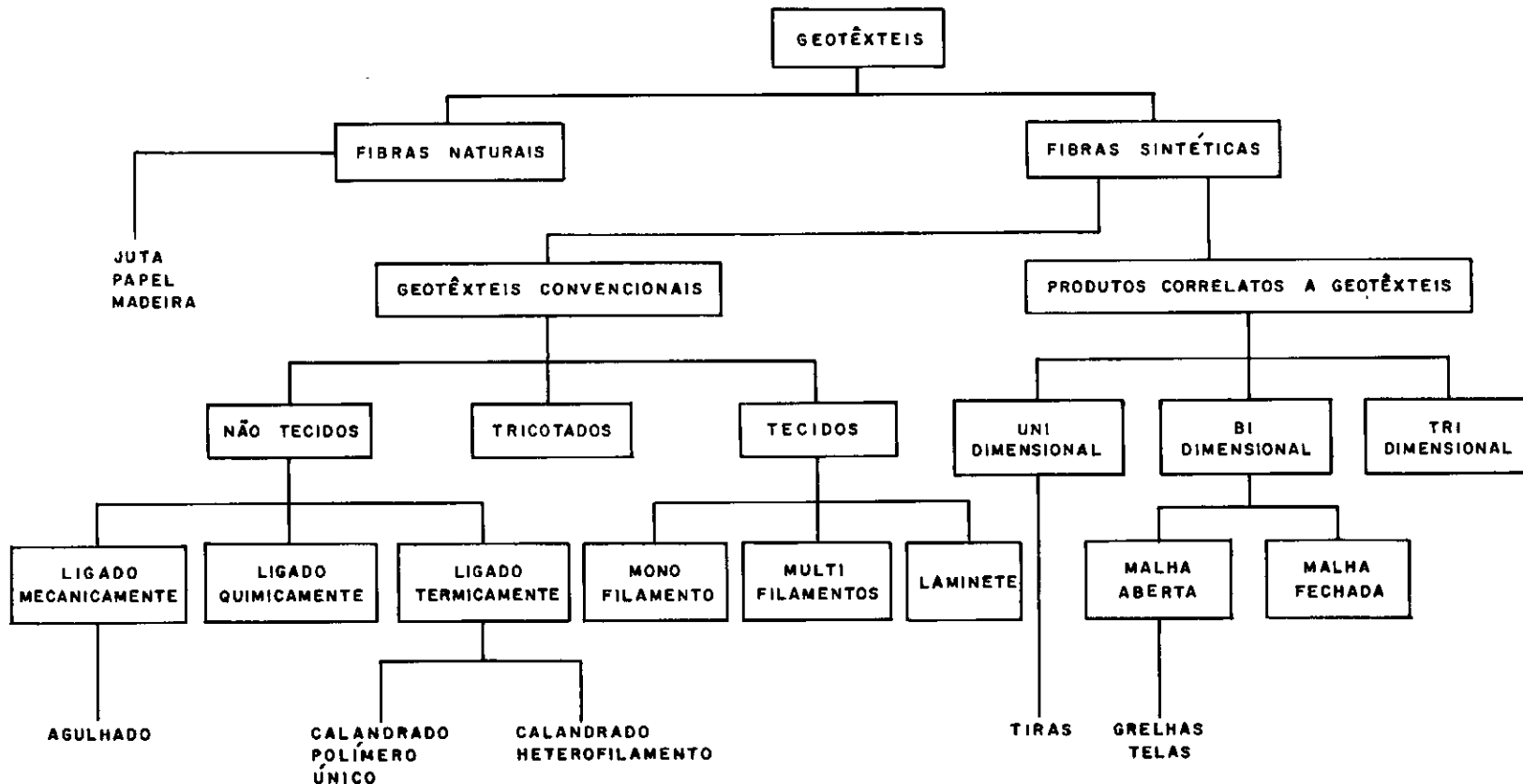


FIGURA IV.1 – Classificação dos geotêxteis segundo proposta de JOHN (1987)

comumente empregado na fabricação de geotêxteis tecidos. As fotografias microscópicas (IV.1), (IV.2), (IV.3) e (IV.4), mostram as alternativas mais usadas.

Foto IV.1 - Geotêxtil tecido de monofilamento [INGOLD & MILLER (1988)]

Foto IV.2 - Geotêxtil tecido de monofilamento com filamentos múltiplos [INGOLD & MILLER (1988)]

Foto IV.3 - Geotêxtil tecido de filamentos múltiplos [INGOLD
& MILLER (1988)]

Foto IV.4 - Geotêxtil tecido de laminetes [INGOLD & MILLER
(1988)]

Os geotêxteis não tecidos se constituem no segundo maior grupo de geotêxteis, atrás dos tecidos que formam o maior contingente. Os não tecidos são assim chamados para denotar que são produzidos por processos que não os de tecelagem. Via de regra, estes geotêxteis são constituídos por monofilamentos contínuos ou cortados. O primeiro estágio da fabricação consiste na colocação e espalhamento dos filamentos em uma esteira rolante em movimento, formando uma teia emaranhada. A estrutura é gerada por meio de três processos de ligação: térmico, químico e mecânico.

O processo térmico consiste em imputar uma coesão ao emaranhado de filamentos por meio da fusão de seus pontos de contato, fazendo-o passar por rolos aquecidos a uma temperatura conveniente, comprimindo-o (essa técnica denomina-se calandragem). Para se obter um melhor resultado desse processo, é comum o emprego dos chamados heterofilamentos. Trata-se de filamentos compostos por um núcleo constituído por um polímero de alto ponto de fusão envolvido por outro com ponto de fusão mais baixo [ver figura (IV.2)].

No processo químico, a coesão é conseguida pela adição de um ligante químico, normalmente uma resina acrílica. O emaranhado de filamentos é imerso no ligante, ou é por ele aspergido.

Por fim, o processo mecânico se utiliza de agulhagem para obter um entrelaçamento de uns filamentos com outros. Esse dispositivo pode ser ajustado para se atingir densidades pré-estabelecidas no produto acabado [ver a fotografia (IV.5)].

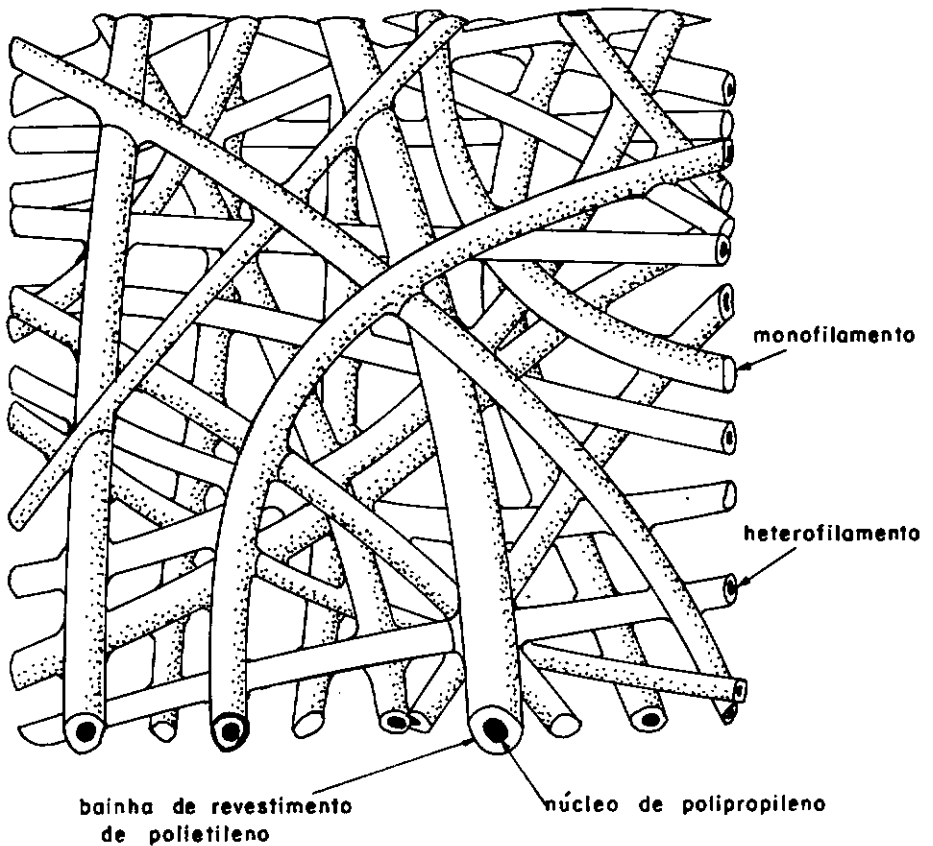


FIGURA IV.2 - Vista ampliada de um geotêxtil termossoldado
Apud JOHN (1987)

Também se acopla, eventualmente, como complemento aos processos térmico e mecânico, a técnica "spun-bonded". A técnica se utiliza de um dispositivo rotatório associado a jatos controlados de ar que permite, além de estiramento e extensão simultâneos dos filamentos, a obtenção de uma configuração estrutural bastante homogênea.

Deve ser realçado, com relação aos não tecidos, que este tipo de geotêxtil se apresenta como mais isotrópico, ou, caso se queira, menos anisotrópico que os geotêxteis tecidos, especialmente no que se refere a comportamento

Foto IV.5 - Geotêxtil não tecido agulhado de filamentos contínuos [INGOLD & MILLER (1988)]

tensão-deformação (ver referência sobre o assunto no item IV.2 desta tese).

Os geotêxteis tricotados formam o terceiro grupo, sendo de pouca aplicação na prática da Engenharia. Sua estrutura é constituída por laços que fixam os fios de sua constituição. Na sua fabricação, são utilizadas técnicas da indústria têxtil de roupas.

Os geotêxteis descritos até aqui são os componentes do grupo de "geotêxteis convencionais", como apresentado na figura (IV.1), e formam o universo dos materiais de reforço estudados nesta tese.

No Brasil, são disponíveis comercialmente em larga escala dois tipos de geotêxtil, um tecido e outro não tecido. O geotêxtil não tecido é o BIDIM, que é constituído de filamentos contínuos de poliéster, é ligado mecanicamente

por agulhagem e é submetido ainda à técnica "spun-bonded". O geotêxtil tecido é o PROPEX, cuja matéria-prima utilizada é o polipropileno.

Existem duas preocupações fundamentais com o geotêxtil como material de construção: a durabilidade e o comportamento a longo prazo (fluência e relaxação de tensões).

A questão da durabilidade está diretamente relacionada com o tipo de polímero utilizado na fabricação. Os solos de maneira geral contêm uma grande variedade de substâncias químicas e microorganismos; estão também sujeitos a flutuações de nível d'água podendo conduzir a situações de alternância de secagem e molhagem. Os polímeros constituintes dos geotêxteis são geralmente resistentes a tais agentes de degradação. Uns em maior grau, outros mais modestamente. Deve ser dito que os sistemas de solos reforçados com geotêxteis, da forma com que são concebidos, atualmente, dificultam a presença de microorganismos, presentes mais intensamente em solos muito ricos em matéria orgânica; por outro lado, embora não se conheça relato específico, não é impossível a ocorrência de pequenos animais e insetos que possam corroer suas fibras.

O aspecto mais levantado e discutido com relação à degradabilidade dos geotêxteis é quanto a sua resistência à radiação ultravioleta oriunda da incidência do sol. Embora em maciços envelopados as mantas trabalhem imersas na massa de solo, existe o problema de a face externa expor o geotêxtil. Para se contornar este problema (e também a possibilidade de vandalismo) é que se reveste o paramento.

O cuidado a ser tomado é no sentido de se construir o revestimento tão rápido quanto se possa (se possível em paralelo com a subida do aterro reforçado), e, além disso, se ter atenção com o acondicionamento, estocagem e manuseio dos rolos de geotêxteis no canteiro de obra.

JONES (1985) elaborou a tabela (IV.1) a seguir, mostrando a resistência à degradação das fibras de polímeros empregadas na fabricação dos geotêxteis.

Outra preocupação bastante presente entre os construtores e especialmente entre os projetistas diz respeito ao caráter visco-elástico dos geotêxteis, o que significa dizer que o comportamento mecânico destes materiais é dependente do tempo. O resultado desta característica é a potencialidade da ocorrência de fluência e relaxação de tensão, fenômenos também identificados na Mecânica dos Solos. São fenômenos estreitamente relacionados, decorrentes de rearranjos estruturais das cadeias moleculares dos polímeros de constituição dos geotêxteis.

A incidência desses fenômenos, em maior ou menor grau, está condicionada principalmente pelos seguintes fatores: (i) polímero de constituição do geotêxtil; (ii) processo de fabricação; (iii) nível de confinamento da massa de solo; (iv) temperatura; e (v) vida útil da obra. A questão é discutida no item IV.2 deste trabalho de tese.

POLÍMEROS AGENTES	<u>POLIÉSTER</u>	<u>NYLON</u>	<u>POLIETI LENO</u>	<u>POLIPROPI LENO</u>	<u>PVC</u>
Fungos	Pobre	Boa	Excel.	Boa	Boa
Insetos	Regul.	Regul.	Excel.	Regul.	Boa
Vermes	Regul.	Regul.	Excel.	Regul.	Boa
Ácidos Minerais	Boa	Regul.	Excel.	Excel.	Boa
Álcalis	Regul.	Boa	Excel.	Excel.	Boa
Calor Seco	Boa	Regul.	Regul.	Boa	Regul.
Calor Úmido	Regul.	Boa	Regul.	Boa	Regul.
Oxidação	Boa	Regul.	Boa	Pobre	-----
Ultra- violeta	Excel.	Boa	Boa	Pobre	Excel.

TABELA IV.1 - Resistência à degradação de polímeros.
Apud JONES (1985)

IV.2. CRITÉRIOS E PARÂMETROS

No Brasil, encontra-se em estágio inicial o estabelecimento de normalização na área de geotêxteis. Nos países mais avançados, a obtenção experimental de parâmetros para aplicação em reforço tem seguido dois caminhos: (i) adaptação de ensaios de laboratório convencionais em Mecânica dos Solos; (ii) desenvolvimento de equipamentos exclusivos para o sistema solo-geotêxtil. Mas a maior parte dos ensaios ainda se encontra em processo de desenvolvimento.

Assim sendo, é necessária muita cautela na utilização de dados dos fabricantes. Há que se ter presente que ensaios para avaliação de desempenho terão sempre que considerar a atuação conjunta solo-geotêxtil em condições reais de campo, levando-se em conta cada solo em particular. Não deve ser esperado que o fabricante possa responder a questões de tal natureza. Nesse sentido, os dados do fabricante cumprem uma função comparativa / qualitativa, mas dificilmente poderão ser utilizados como parâmetros.

VAN ZANTEN (1986) aborda o assunto classificando os ensaios em dois tipos: (i) ensaios de controle de qualidade, a fim de verificar a uniformidade e atendimento às especificações (realizados pelo fabricante e eventualmente pela fiscalização da obra); (ii) ensaios de qualificação com o objetivo de obtenção de parâmetros para o dimensionamento da obra (solicitado, especificado e

interpretado pelo projetista).

Naturalmente, que para qualquer aplicação, são de interesse comum os aspectos classificados em CHRISTOPHER & HOLTZ (1985) como propriedades gerais (método de fabricação, matéria-prima, massa, espessura, densidade, etc). Mas estas últimas não compõem o escopo deste trabalho de tese.

Basicamente, as propriedades relevantes dos geotêxteis, quando de sua aplicação como reforços, são as propriedades mecânicas, quais sejam: atrito/ligação com solo, resistência a tração e comportamento tensão-deformação-tempo. Alguns aspectos periféricos, no entanto, devem ser mencionados.

As propriedades mecânicas dos geotêxteis dependem, fundamentalmente, das propriedades mecânicas de seus materiais constituintes e da estrutura resultante da técnica empregada na fabricação.

Os geotêxteis tecidos são, de modo geral, aceitos como anisotrópicos, tendo as duas direções principais correspondendo à trama e à urdidura. Os não tecidos, freqüentemente referidos como isotrópicos, são considerados em VAN ZANTEN (1986) como também anisotrópicos. Deve-se ter atenção para que os ensaios sejam realizados solicitando-se o geotêxtil nas mesmas direções que serão solicitadas em seu desempenho na estrutura real.

Outro aspecto de interesse é com relação à predominância de influência da estrutura ou da matéria-prima sobre as propriedades mecânicas. Nos não-tecidos, as fibras são dispostas aleatoriamente em todas as direções. Nesse tipo de geotêxtil, as propriedades mecânicas são

determinadas, principalmente, pela rigidez e resistência da estrutura oriundas da técnica de fabricação (tipo de ligação: química, a quente, agulhagem, etc). Aqui o efeito da matéria-prima é secundário. Nos geotêxteis tecidos, há uma nítida definição das direções principais (trama e urdidura), sendo assim menos importantes as estruturas que formam, e o fator de maior influência é o tipo de polímero constituinte das fibras.

IV.2.1. Atrito/Ligação Solo-Geotêxtil

Correntemente, dois tipos de ensaio são utilizados para avaliação das tensões de interação solo-reforço: (i) o ensaio de arrancamento ("pull-out test") e (ii) o ensaio de cisalhamento direto. Existem alguns estudos de solos reforçados baseando-se em ensaios triaxiais, a sua maioria no passado. Atualmente, esta linha de trabalho tem se mostrado menos freqüente.

Como já discutido anteriormente, o conceito de ângulo de atrito único, representativo da interface, ou de outro modo, a idéia de uma tensão cisalhante limite entre solo e reforço, não é tão consistente para reforços extensíveis, como são os geotêxteis mais comuns. A distribuição de tensões não é constante ao longo do comprimento do reforço, sendo função da movimentação em cada ponto. Nesse sentido, a tensão confinante e o efeito de escala são fatores particularmente influentes nos resultados dos ensaios.

Os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto são

de concepção fundamentalmente diferentes, na medida em que o cisalhamento direto impõe um nível de deformação e tensão na superfície de ruptura, ao passo que o ensaio de arrancamento como que integra a variação de deslocamento e tensão ao longo do reforço.

Por outro lado, PALMEIRA (1987) apresenta interessante abordagem da questão. A figura (IV.3) retrata a reprodutibilidade que os ensaios deveriam apresentar com relação à situação real da estrutura reforçada.

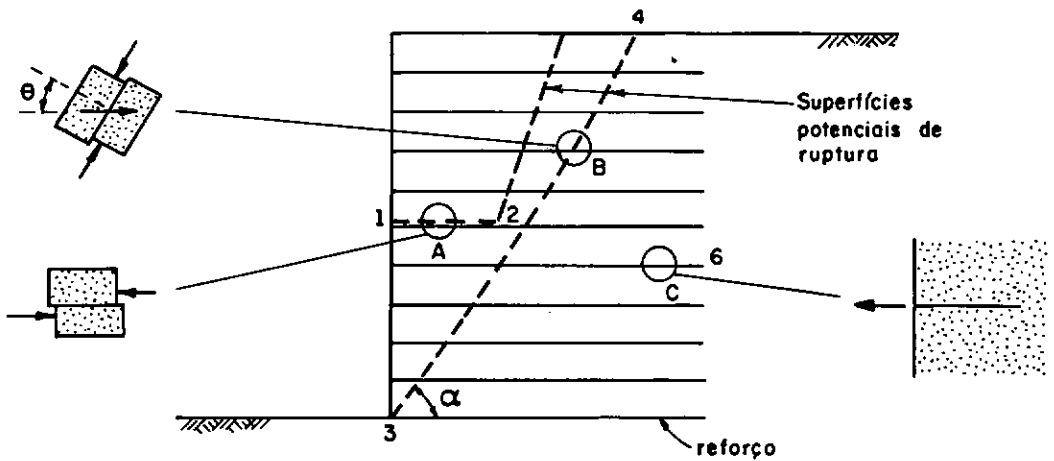


FIGURA IV.3 – Situações possíveis de ruptura em estruturas de solo reforçado

Apud PALMEIRA (1987)

Com base na figura, poderia, para cada situação, ser escolhido o ensaio mais conveniente, sendo que, particularmente, no caso dos ensaios de cisalhamento direto, até o posicionamento aproximado do geotêxtil seria definido. PALMEIRA (1987) realça que, admitindo-se um plano de ruptura com $\alpha = 45 + \phi/2$ (ϕ , ângulo de atrito interno do solo), α

variaria entre 60° e 70° para a maior parte dos solos, e implicaria em valores de θ [ver figura (IV.3)] entre 20° e 30°.

Palmeira considera que o ensaio de arrancamento é mais susceptível a problemas de condição de contorno e efeito de escala que o ensaio de cisalhamento direto, e relata uma coletânea de resultados desses ensaios, obtidos da literatura sobre os quais, entre outros, tece os seguintes comentários:

- alguns valores de ângulo de atrito entre solo e reforço (δ) encontrados em ensaios de arrancamento maiores que o ângulo de atrito interno do solo (ϕ) são justificados principalmente por condições de contorno e secundariamente por dilatância do solo;

- a maior parte dos valores de δ resultantes de ensaios de cisalhamento direto se situa entre $0,75\phi$ e ϕ ;

- a hipótese de δ independente do nível de tensão confinante não é correta.

BELL & HICKS (1980) sugerem adotar $\delta = \frac{2}{3} \phi$.

MITCHELL & VILLET (1987) apresentam na tabela (III.2) a seguir uma gama de valores de δ , coletados da literatura.

SOLO	ϕ Solo	REFORÇO					TIPO DE ENSAIO
		Não tecido		Tecido			
		AG*	TS*	MF1*	MF2*	LAM*	
NÃO IDENTIFICADO	36			32 ⁵			Cisalh.Direto
	38	35 ⁵	34	38		32	Cisalh.Direto
	43	42	40		42		Cisalh.Direto
	45	44	39		40		Cisalh.Direto
	35		35				Arrancamento
	45		45				Arrancamento
AREIA	38		38 ⁵				Arrancamento
	39	35		35			Cisalh.Direto
	39	35					Arrancamento
PEDREGULHO	49	37		35			Cisalh.Direto
BRITA	53	48		48	52		Cisalh.Direto
LASTRO	63	53			50		Cisalh.Direto

TABELA IV.2 [apud MITCHELL et al (1987)]

* Notas

AG - agulhado
 TS - termossoldado
 MF1 - multifilamento
 MF2 - monofilamento
 LAM - laminete

Pode ser obtido da análise da tabela que, independente da modalidade de ensaio e a menos dos ensaios com pedregulhos, a totalidade dos valores de δ se situou entre $0,8 \phi_{\text{solo}}$ e ϕ_{solo} . De todo modo, deve ser observado que não há menção aos níveis de tensão confinante utilizados para realização dos ensaios.

JURAN et al (1988) ressaltam que, para baixas tensões confinantes e em função da relação entre a abertura média dos geotêxteis e a granulometria do solo, o efeito de embricamento gerado conduz a valores de δ tendendo para ϕ . Os autores ainda apresentam as seguintes observações:

- em ensaios de arrancamento em areias densas, o impedimento da dilatância da amostra pelas condições de contorno dos equipamentos usuais aumentará a tensão normal sobre o reforço, aumentando a resistência ao arrancamento e não δ ;

- o fenômeno de dilatância das areias densas implicará, em ensaios sobre compostos solos-geotêxteis, na diminuição de δ à medida em que se aumenta a tensão confinante;

- o efeito da parede frontal rígida em ensaios de arrancamento, embora ainda não totalmente compreendido, pode conduzir a subestimação da resistência ao arrancamento, em consequência da possível geração de arqueamento e correspondente diminuição da tensão normal.

JURAN et al (1988) concluem pela adoção do ensaio de arrancamento como o mais representativo da condição de campo e o que permite a melhor consideração dos fatores que influenciam a determinação dos parâmetros no aspecto do cálculo do embutimento do reforço na zona resistente.

IV.2.2. Resistência a Tração do Geotêxtil

Sob este título serão abordados os condicionantes que interferem no estabelecimento da tensão a tração admissível do geotêxtil para o dimensionamento de estruturas reforçadas. Ainda não haverá aqui, diretamente, preocupação com deformações, que serão consideradas adiante. Nesse sentido, apenas aspectos relativos a fluência ("creep") serão referidos.

A resistência a tração do geotêxtil é obtida mais freqüentemente por meio de ensaios a tração uniaxial, os quais serão comentados subseqüentemente. No entanto, resumidamente, pode ser dito que a resistência a tração é função de diversas variáveis, entre as quais destacam-se: geometria da amostra, velocidade do ensaio, temperatura, tensão confinante e umidade do geotêxtil. Mais uma vez, deve ser ressaltado que o geotêxtil na situação de campo é submetido a condições de deformação uniaxial, e os ensaios, o mais possível, devem buscar impedir a tendência à estrição da amostra.

A importância da velocidade do ensaio e temperatura estão ligadas ao caráter visco-elástico dos polímeros constituintes dos geotêxteis, quer dizer, quando solicitados ocorrem deformações elásticas e fluência. Quanto mais baixa a velocidade de ensaio, maior a incidência de fluência. INGOLD & MILLER (1988) sugerem que, para velocidades de deformação da ordem de 100% por minuto, as resistências são maiores do que para velocidades bem mais baixas. A

temperatura, por sua vez, tem uma correspondência direta com a intensidade da incidência da fluência, ou seja, para maiores temperaturas, maior fluência.

INGOLD & MILLER (1988) relatam que a resistência a tração de geotêxteis não tecidos é evidentemente ampliada com o confinamento, não sendo tão sensível em geotêxteis tecidos. Afirmam, no entanto, que mesmo quando confinados, quando comparados, os tecidos apresentam resistências bem superiores aos não-tecidos de mesma massa.

Os mesmos autores comprovaram diferença de comportamento entre geotêxteis secos e embebidos. Sugerem ensaiar as amostras com as mesmas condições de umidade previstas para a situação de campo.

INGOLD & MILLER (1988) apresentam faixas limites indicativas da resistência a tração típica para geotêxteis: (i) tecidos de alta resistência - 1.000 KN/m; (ii) não tecidos - 5-20 KN/m.

VAN ZANTEN (1986) afirma que a sensibilidade à fluência do polímero de constituição do geotêxtil, do menos sensível para o mais sensível, obedece à seguinte seqüência:

- poliéster
- poliamida (nylon)
- polipropileno
- polietileno

Propõe que se adote para os geotêxteis fabricados com cada tipo de polímero as seguintes cargas admissíveis: (i) poliéster - 50% de sua carga de ruptura (ii) poliamida - 40%

de sua carga de ruptura (iii) polipropileno e polietileno - 25% de suas cargas de ruptura.

CHRISTOPHER & HOLTZ (1985), baseados em revisão de dados disponíveis na literatura, indicam a adoção da carga admissível como igual a 1/3 da carga de ruptura determinada a partir de ensaio em condição não confinada. Esses autores chamam a atenção para o detalhe de emenda (as mais comuns: costura, grampeamento, nó, ligação a quente ou cola) e/ou transpasse, que devem garantir a continuidade entre rolos adjacentes de geotêxteis, não devendo constituir-se em pontos de fraqueza do sistema.

IV.2.3. Comportamento Tensão-Deformação do Geotêxtil

Como já previamente assinalado, o comportamento do geotêxtil se altera dependendo se ele esteja não confinado ou embutido em uma massa de solo. No entanto, até o presente momento, não se dispõe de nenhuma metodologia padrão de ensaio amplamente aceita para aquilatar o desempenho do geotêxtil dentro do solo.

É de se notar que uma expressiva corrente de autores defende que, no presente momento, as análises de estruturas reforçadas deveriam basear-se num comportamento tensão-deformação do geotêxtil originado de ensaios não confinados, resultando em dimensionamentos conservativos compatíveis com o estágio de conhecimento ainda inicial. Observa-se, também, por outro lado, uma certa tendência mais recente de se pesquisar ensaios de laboratório buscando

reproduzir o efeito do confinamento [notadamente pesquisas de MCGOWN et al (1982) e HOLTZ et al (1982)].

Foi mencionada no item anterior a importância da velocidade do ensaio no comportamento mecânico do geotêxtil. Nas figuras (IV.4) e (IV.5) são apresentadas faixas de comportamento tensão-deformação para geotêxteis tecidos e não tecidos, respectivamente [VAN ZANTEN (1986)].

As figuras foram obtidas a partir de resultados de ensaios não confinados, de curta duração, da ordem de poucos minutos até a ruptura.

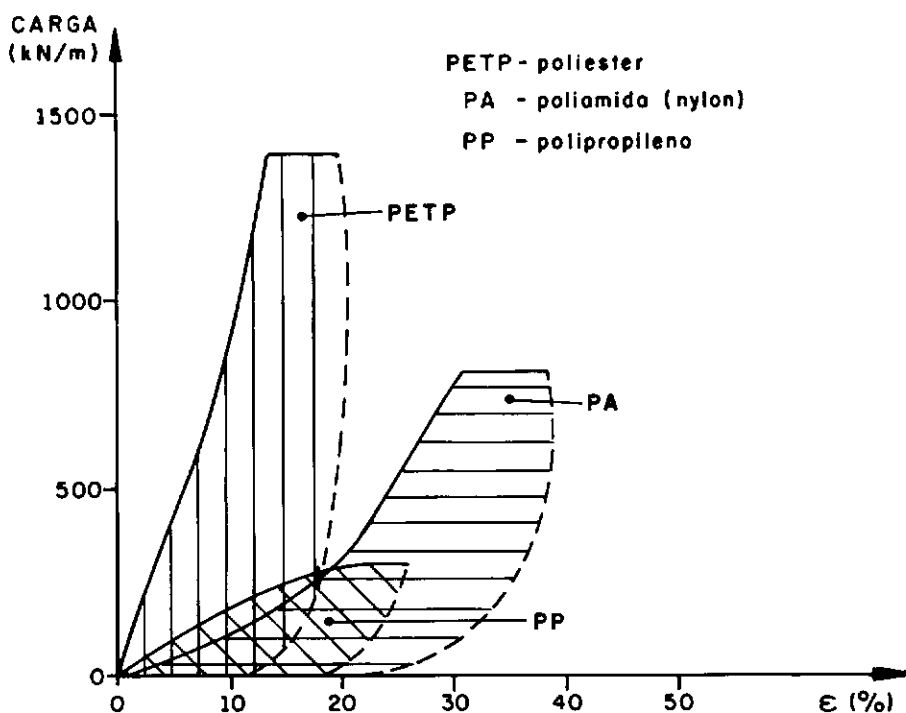


FIGURA IV.4 - Faixa de comportamento tensão - deformação de geotêxteis tecidos
Apud VAN ZANTEN (1986)

São apresentados, a seguir, com algumas indicações, os ensaios mais correntes não confinados, já padronizados.

- "Strip Tensile Test" - é um ensaio uniaxial sobre uma tira de geotêxtil relativamente estreita (as dimensões da amostra mais usualmente empregadas são 50 x 200mm). As principais padronizações são: NF-G-07.001; ISO (NEN) 5081-1977(E); EDANA 20,0-73; DIN53857:09:79; BS2576 e ASTM-D1682.

- "Manchet Tensile Test" - é um ensaio de deformação plana realizado por meio da expansão de uma válvula do tipo manchete. Este ensaio está descrito em VAN ZANTEN (1986).

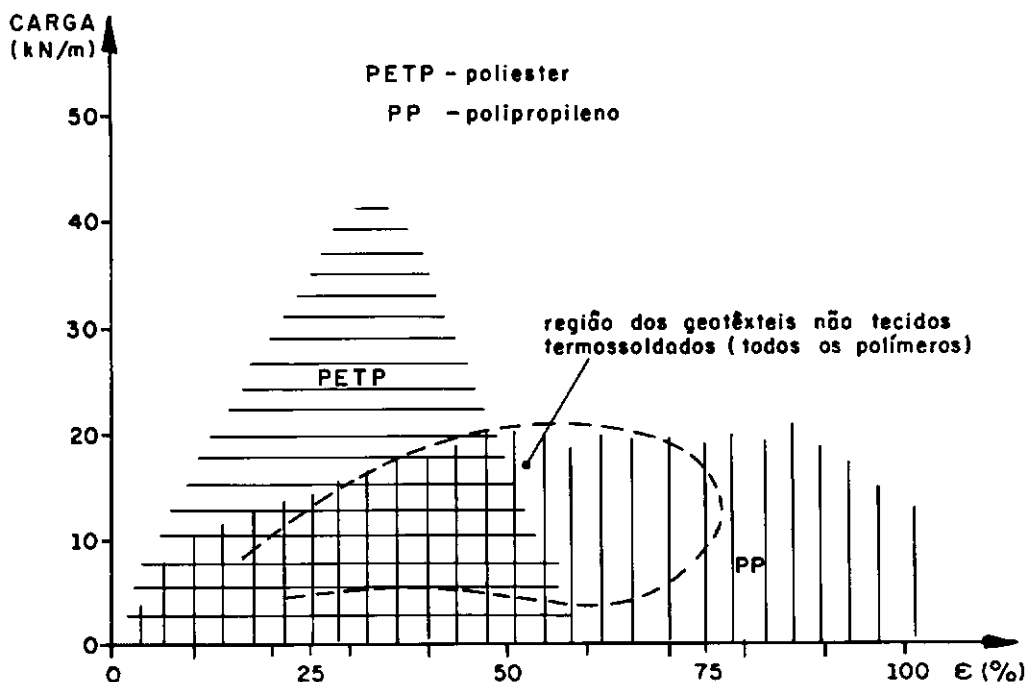


FIGURA IV.5 - Faixa de comportamento tensão - deformação de geotêxteis não tecidos
Apud VAN ZANTEN (1986)

- "Grab Tensile Test" - é um ensaio uniaxial sobre uma amostra com relação largura-comprimento maior que o "Strip Tensile Test" utilizando condições especiais de fixação das

extremidades da amostra (normalmente são utilizadas amostras com 100 x 150mm). As padronizações são: ISO (NEN) 5032-1982 (E); DIN53668:03:79; NF-G-07-120 e ASTM-D1682.

- Ensaio de Deformação Plana - denominado impropriamente, é um ensaio uniaxial com fixação lateral contra estrição. Não é apropriado para geotêxteis tecidos. Foi desenvolvido por Sissons e está descrito em VAN ZANTEN (1986).

- Ensaio a Tração de Grande Largura - é um ensaio uniaxial e foi criado com o objetivo de estabelecer uma relação largura-comprimento tal que permitisse desprezar a estrição da amostra muito evidente e influente nos resultados nos "Strip Tensile Test" e "Grab Tensile Test". Desse modo, se constituiria numa alternativa mais simples para o "Manchet Tensile Test" como um ensaio de deformação plana. Diversos pesquisadores investiram esforços neste tipo de ensaio, dentre os quais Rigo, Perfetti, Shrestha, Bell, Moritz, Murray, Schroder e Andrawes.

- Ensaio a Tração Biaxial - buscando estabelecer as mesmas condições de trabalho na estrutura real, foi desenvolvido um equipamento para a realização deste ensaio pela Delft University of Technology, na Holanda.

*

Por outro lado, existe um importante trabalho de MCGOWN et al (1982), no qual é apresentado um equipamento

desenvolvido para reproduzir condições de confinamento pelo solo, na obtenção de parâmetros do comportamento tensão-deformação do geotêxtil, a curto e a longo prazo.

Foram realizados ensaios confinados [conforme proposta de MCGOWN et al (1982)] e não confinados nas mesmas condições ambientais para os quatro tipos de geotêxteis descritos na tabela (IV.3). No ensaio confinado, foi utilizada uma areia Leighton Buzzard com partículas de dimensões de 0,3 a 2mm, diâmetro médio de 0,85mm e coeficiente de uniformidade de 1,22, com uma tensão confinante de 100 KN/m^2 .

GEOTÊXT ITEM	GEOT (1)	GEOT (2)	GEOT (3)	GEOT (4)
TÉCNICA FABRICAÇÃO	Laminete tecido	Não tecido filam. termoss.	Não tecido filamento agulhado	Composto tecido e agulhado
POLÍMERO	Polipro- pileno	Poliprop. +polietil.	Poliéster	Polipro- pileno
DENSIDADE RELATIVA	0,91	0,90	1,39	0,91
g/m^2	120	140	210	650
ESPESSURA NOMINAL (mm)	0,30	0,70	1,90	3,50

TABELA IV.3. apud MCGOWN et al (1982)

Os resultados dos ensaios obtidos estão apresentados na figura (IV.6). Observar a marcante diferença de comportamento dos geotêxteis não tecidos quando submetidos a confinamento e quando isolados. GEOT (1), tecido, praticamente não se alterou nas duas situações de ensaio e o GEOT (4), composto, se mostrou moderadamente sensível.

Os resultados da figura (IV.6) são referidos a ensaios de curto prazo e foram realizados a uma velocidade de deformação de 2% por minuto.

Outros ensaios nas mesmas condições anteriores foram realizados com os geotêxteis GEOT (2) e GEOT (3), não tecidos, da tabela (IV.3). Foram também levados a efeito ensaios confinados e não confinados, só que a longo prazo, para avaliação da influência do confinamento sobre a fluência. Foi adotado um nível de carga a tração para produzir 10% de deformação referente à condição de carregamento não confinado. Os resultados estão apresentados na figura (IV.7) a seguir.

As figuras (IV.6) e (IV.7) evidenciam irrefutavelmente que os geotêxteis não tecidos alteram de modo expressivo seus comportamentos tensão-deformação e suas propensões à fluência, quando confinados em solo, em comparação com seus desempenhos em isolamento.

Parece ser fundamental levar-se em conta a redução de fluência e o enrijecimento que os geotêxteis não tecidos exibem na situação de confinamento com que atuam em estruturas reforçadas reais, para se obter dimensionamentos mais econômicos.

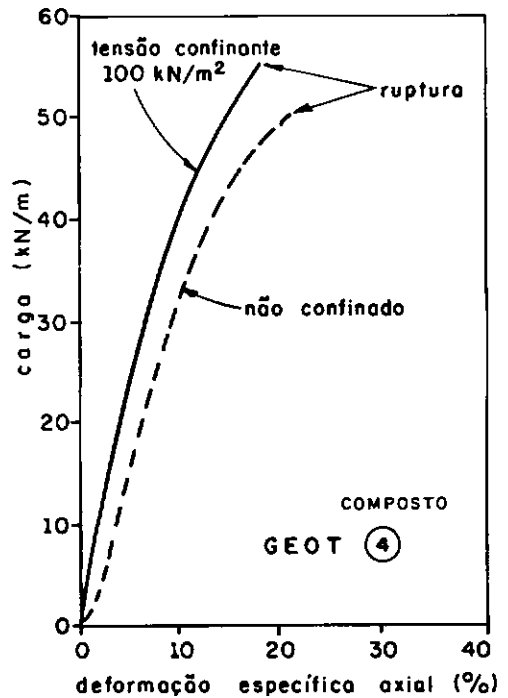
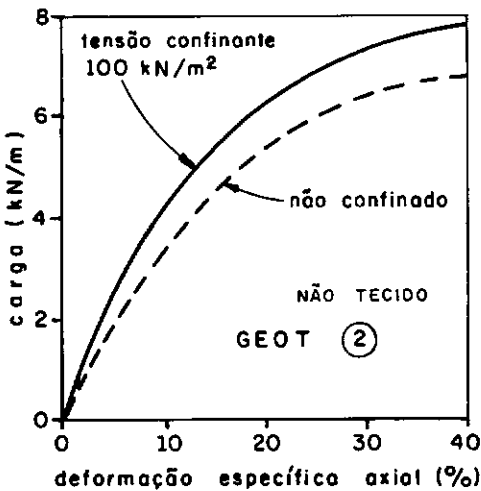
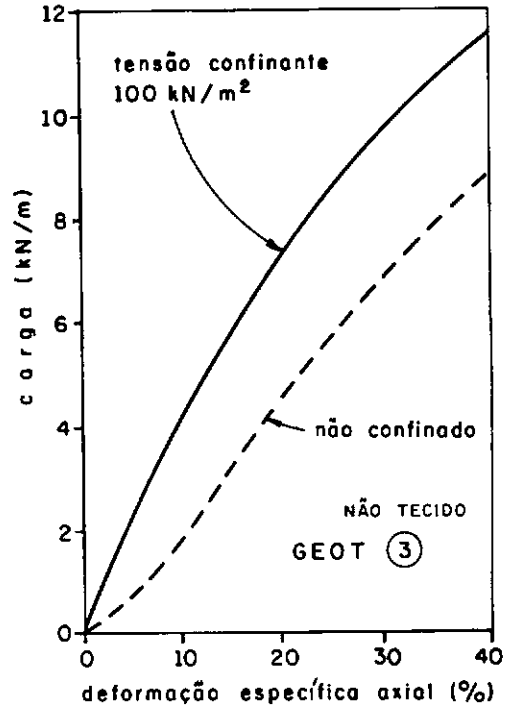
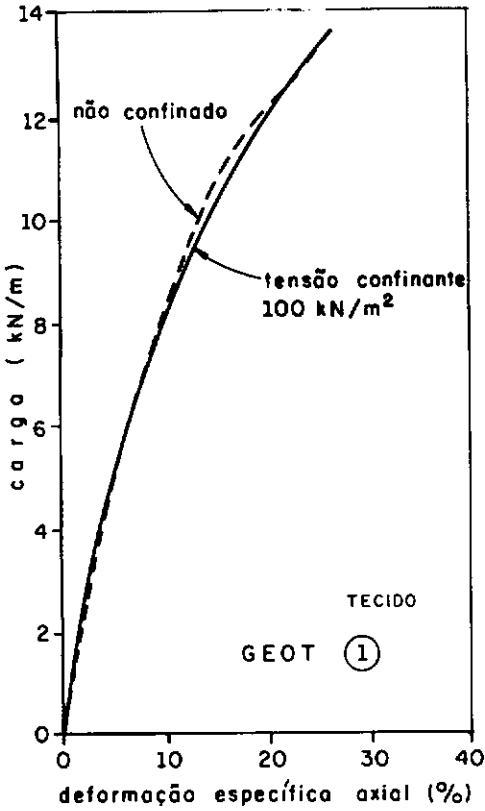


FIGURA IV.6 - Dados de comportamento tensão - deformação dos geotêxteis ensaiados
Apud MCGOWN et al (1982)

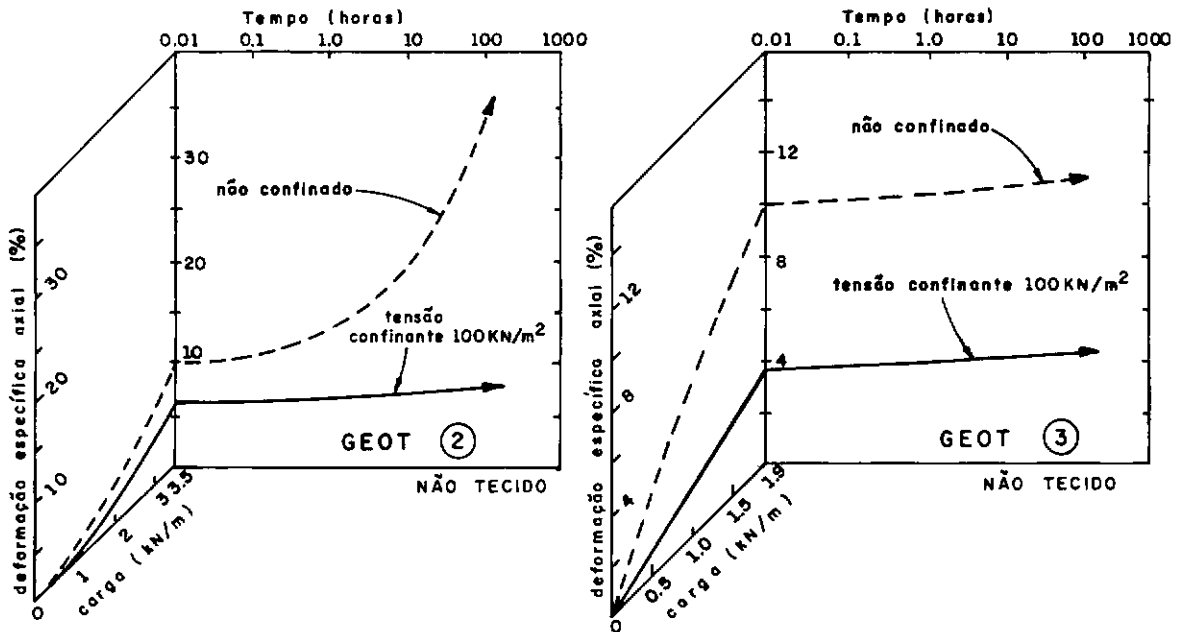


FIGURA IV.7 - Dados de comportamento a longo prazo dos geotêxteis ensaiados
Apud MCGOWN et al (1982)

A análise dos resultados da instrumentação instalada na obra da rodovia SP-123 [VIDAL et al (1990)], também analisada no Capítulo V deste trabalho, permite perceberem-se claras indicações concordantes com as conclusões de MCGOWN et al (1982).

IV.2.4. Parâmetros e Características do Solo

Como já realçado no início deste trabalho de tese, todas as apreciações genéricas sobre as estruturas de solos reforçados consideraram implicitamente a utilização de solos granulares (areias, em geral). Quando não foi o caso, houve menção explícita ao contrário.

A resistência ao cisalhamento das areias, usualmente, é

expressa em termos do valor de pico do seu ângulo de atrito interno ϕ , relacionada à sua máxima resistência ao cisalhamento, via de regra, sem preocupação com o nível de deformação correspondente. Jewell, cf. JOHN (1987) relata ensaios sobre areias densas nos quais ϕ_{pico} ocorreu para níveis típicos de deformação de 6%.

A análise dos dados apresentados no item IV.2.3 desta tese indica possibilidades de se ter geotêxteis com deformações de até 20%. O valor de ϕ do solo mobilizado para essa condição pode vir a ser significativamente menor que ϕ_{pico} podendo alcançar ϕ_{residual} . Qualitativamente, é apresentada na figura (IV.8) curva tensão-deformação representativa de uma areia compactada. Entretanto, nas condições de trabalho de uma estrutura real, em virtude dos aspectos estéticos e psicológicos, além da necessidade de evitar-se problema de fluência com os geotêxteis, provavelmente, o nível de tensão não atingirá a condição de resistência última. O nível de tensão se situará, possivelmente, no entorno do pico de resistência.

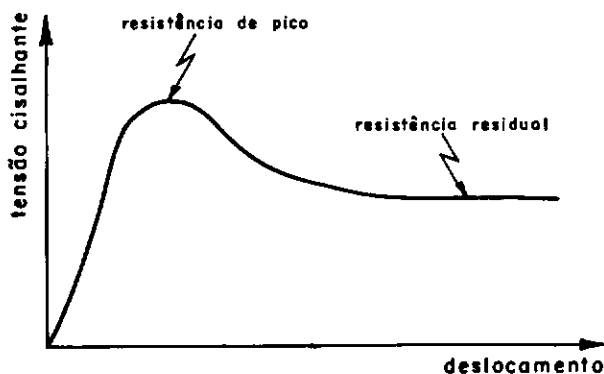


FIGURA IV. 8 - Comportamento típico de uma areia compactada
Apud JOHN (1987)

É portanto um fator de importância que o valor de ϕ adotado para o projeto seja compatível com o nível de deformação da estrutura.

Outro aspecto a ser notado se refere à partícula do solo. HOLTZ (1977) e HALIBURTON et al (1978) chamam a atenção para a relação entre a dimensão média do grão de solo e a abertura do poro do geotêxtil. Observaram que, quando são aproximadamente iguais, favorecem um maior embricamento, conduzindo a ângulo de atrito de interface δ tendendo para ϕ_{solo} . Por sua vez, estudos de COLLIOS et al (1980) apresentam evidências que partículas mais arredondadas conduzem a δ menores, e partículas angulares produzem maiores δ .

CAPÍTULO V

ANÁLISE DA MOVIMENTAÇÃO DA ESTRUTURA DE SOLO REFORÇADO DA
RODOVIA SP-123-KM 35

Neste capítulo, relata-se o caso e apresenta-se a análise da movimentação desta obra pioneira no Brasil, projetada, instrumentada e acompanhada pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo [CARVALHO et al (1986)]. Esta é uma das primeiras estruturas de contenção em solo reforçado construídas no País, e a única, até o momento, instrumentada.

Com o intuito de verificar a acurácia das análises cotejaram-se as movimentações medidas com as calculadas pelos métodos propostos por Jewell & Milligan e por Adib.

No Apêndice A, estão apresentados os cálculos e os critérios utilizados para determinação das movimentações.

No Apêndice B, são relatados também outros exemplos de aplicação de solos reforçados com geotêxteis. O objetivo do relato é exemplificar em que circunstâncias geométricas e geotécnicas se lançou mão dessa concepção de solução. Os casos descritos foram escolhidos por terem sido de alguma forma monitorados, quer por instrumentação específica ou por simples acompanhamento topográfico. Naturalmente que o universo de obras de terra reforçada com geotêxteis em todo mundo cresceu inumeravelmente. Os casos apresentados significam apenas uma ilustração de alguma forma histórica.

V.1. DESCRIÇÃO DA OBRA

Esta rodovia, que liga Taubaté a Campos do Jordão no Estado de São Paulo, sofreu uma ruptura na altura do Km 35, em um aterro com altura total de cerca de 30m, que vencia um profundo talvegue existente no local. Por questões de restrições geométricas, que não permitiam a execução de um reaterro convencional, foi projetado e construído em 1984 um sistema de contenção de solo reforçado com geotêxteis. A figura (V.1) apresenta uma seção tipo desta obra.

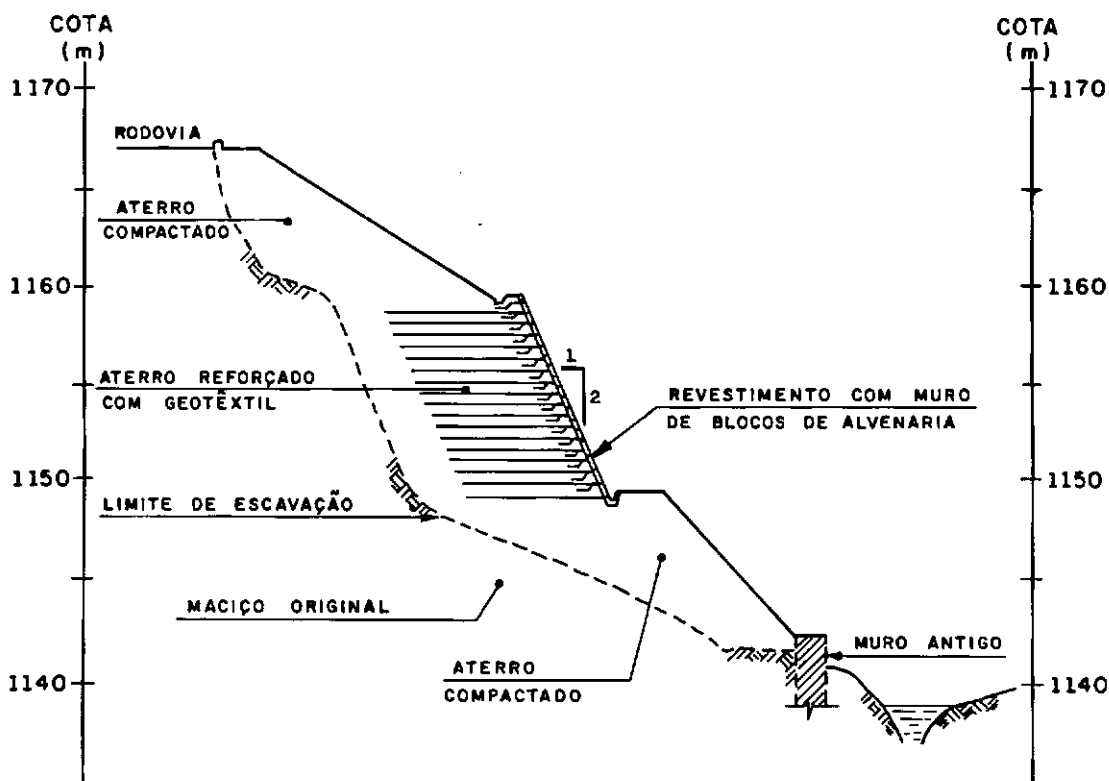


FIGURA V.1 - Seção tipo da obra na rodovia SP 123-Km 35
Apud CARVALHO et al (1986)

A estrutura possui uma altura de mais de 10m com uma extensão de cerca de 40m. Foram utilizados dois tipos de geotêxtil: um tecido de polipropileno e um não tecido agulhado de filamentos contínuos de poliéster. As mantas foram dispostas com espaçamento vertical de 60cm entre elas. O aterro foi compactado mecanicamente em camadas de 30cm por um trator de esteiras D4. Nas proximidades da face externa (até cerca de 50cm), a compactação foi manual.

O solo constituinte do aterro foi uma areia siltosa pouco argilosa (solo de alteração de granito com a fração argila $\approx 10\%$) de ocorrência local. Ensaio de laboratório de compactação Proctor Normal e cisalhamento direto, apresentados em VIDAL et al (1990), levaram aos seguintes resultados: (i) umidade ótima - 16,8%; (ii) peso específico aparente seco máximo - 16,62% KN/m³; (iii) coesão - 20KPa e (iv) ângulo de atrito interno - 35°.

Na figura (V.2), apresenta-se a curva granulométrica deste solo.

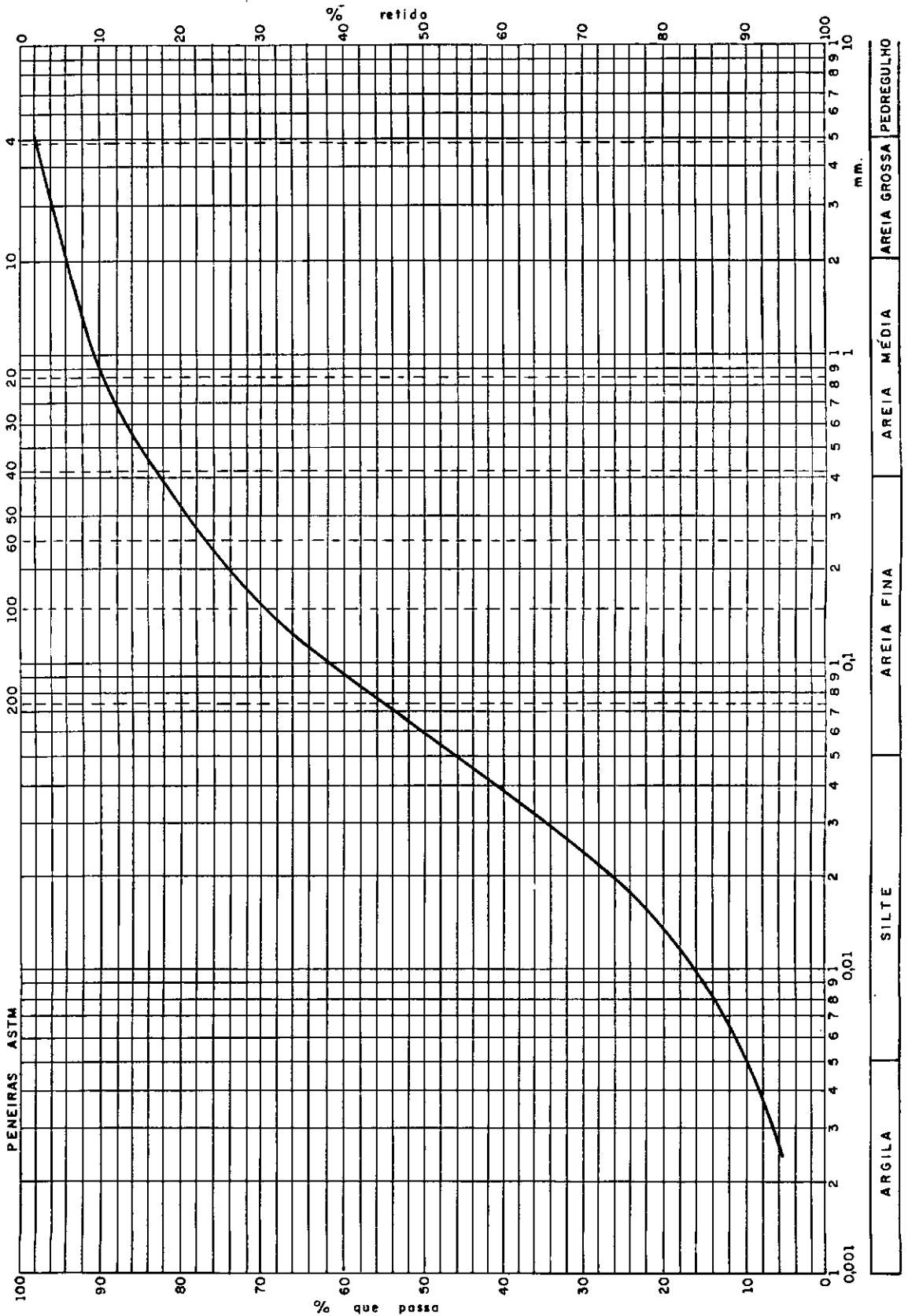


FIGURA V.2 - Curva granulométrica do solo constituinte do maciço reforçado da rodovia SP-123 Km 35
Cedida pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo

Os deslocamentos foram observados por meio de medidores magnéticos de recalques e extensômetros [ver detalhe na figura (V.3)]. Na figura (V.4), apresenta-se a locação dos instrumentos.

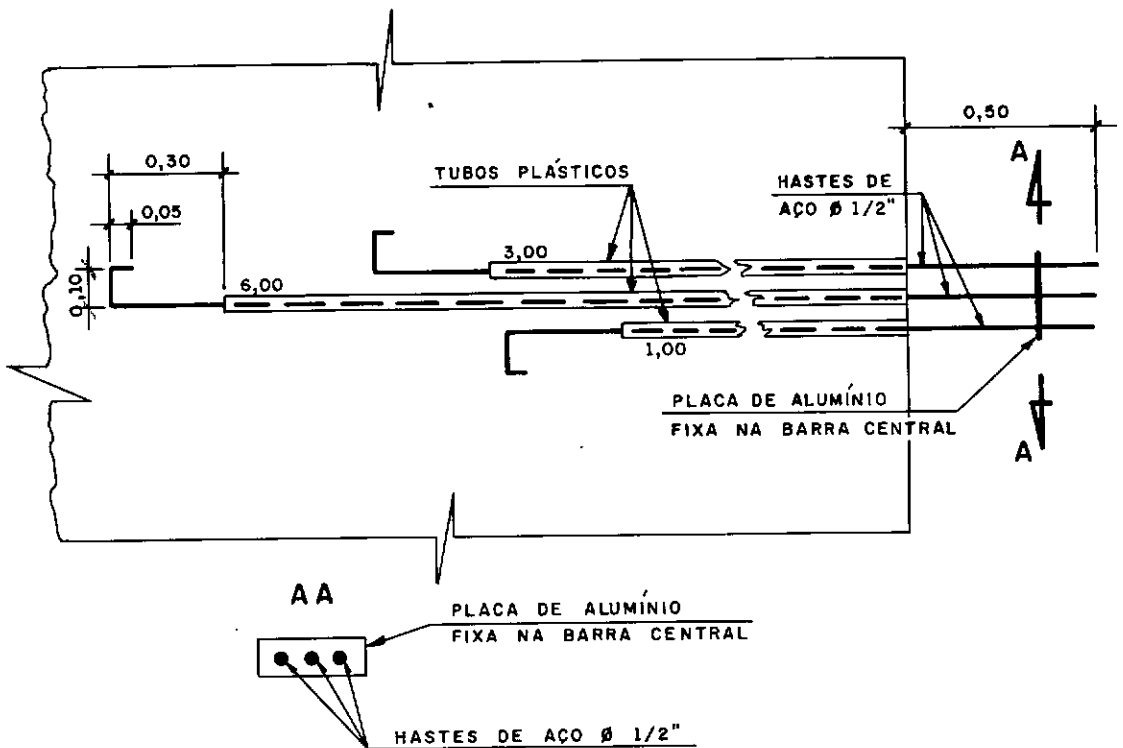


FIGURA V.3 - Detalhe dos extensômetros usados na rodovia SP-123 Km 35
(Cedido pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo)

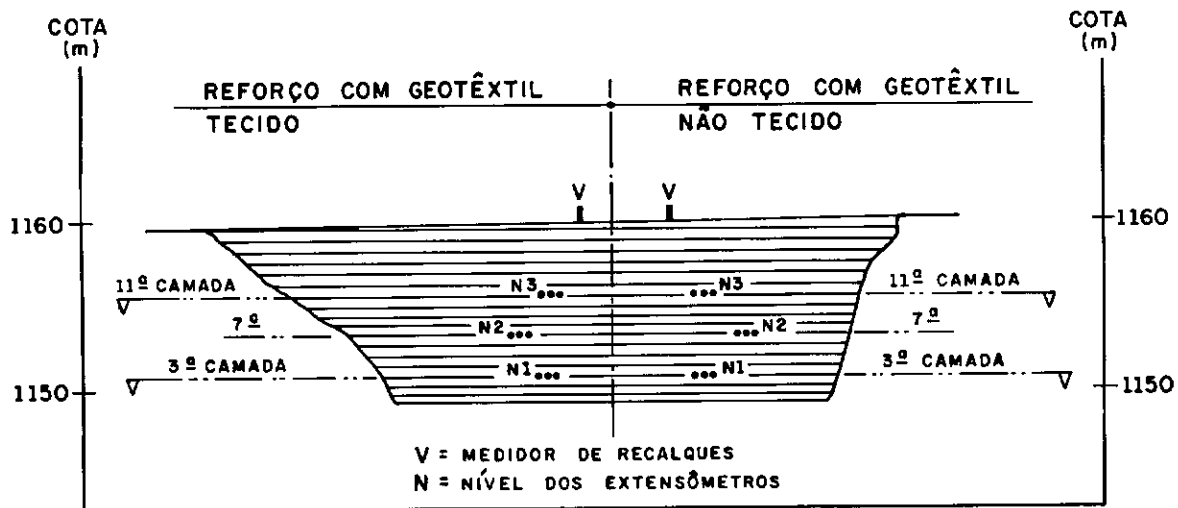
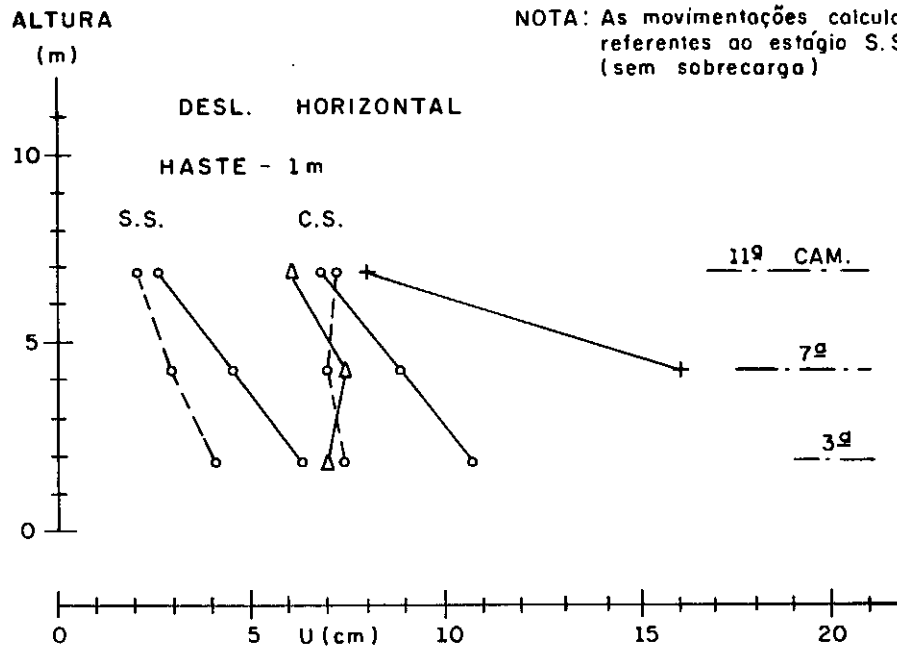
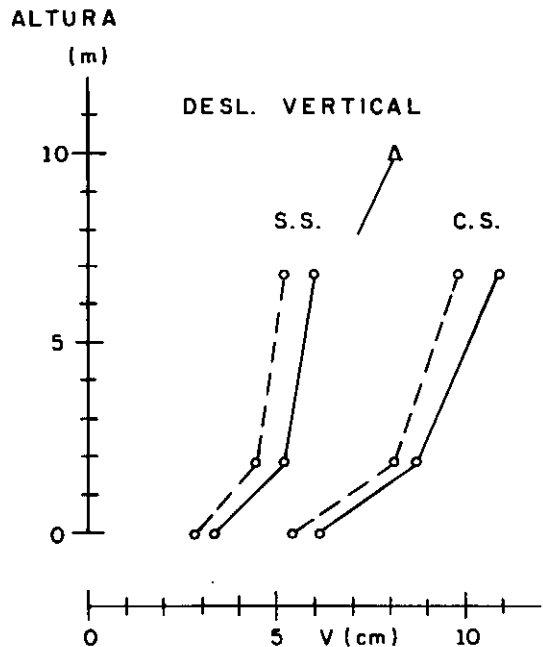


FIGURA V.4 - Localização dos instrumentos da obra na rodovia SP 123 - Km 35

(Cedido pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo)

V.2. ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES

Para a análise, utilizaram-se os métodos propostos por JEWELL & MILLIGAN (1989) e ADIB (1988). Os cálculos estão no Apêndice A. Na figura (V.5), são apresentados os resultados calculados (somente os que não excederam a escala do desenho) juntamente com as movimentações medidas. Nesta figura, os perfis de movimentação identificados como S.S. (sem sobrecarga) correspondem ao estágio intermediário da obra em que ainda não havia sido construído o aterro compactado acima do maciço reforçado [ver figura (V.1)]. Os perfis C.S. (com sobrecarga) se referem ao final da obra.



NOTA: As movimentações calculadas são referentes ao estágio S.S. (sem sobrecarga)

o - LEITURA DA INSTRUMENTAÇÃO

Δ - MOVIMENTAÇÃO CALCULADA PELO MÉTODO DE JEWELL e MILLIGAN

+ - MOVIMENTAÇÃO CALCULADA PELO MÉTODO DE ADIB

----- NÃO TECIDO
 ————— TECIDO

FIGURA V.5 - Comparação entre a movimentação registrada pela instrumentação e a calculada pelos métodos de previsão

V.3. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A análise dos resultados apresentados na figura (V.5) necessita levar em conta alguns aspectos que interferiram na sua obtenção.

Deve mais uma vez ser salientada a importância do efeito do confinamento no comportamento tensão-deformação dos geotêxteis não tecidos. Pela carência de dados a respeito, buscou-se utilizar os ensaios realizados por MCGOWN et al (1982). Deve ser observado, no entanto, que o nível de confinamento utilizado nos ensaios realizados por McGown et al foi único, de valor igual a 100 KPa. A obra em apreço, por sua vez, apresenta uma faixa de tensões confinantes nas profundidades analisadas, entre 75 e 170 KPa.

Some-se a esse, o fato de que o geotêxtil utilizado na obra possui quase que 50% a mais de massa que o ensaiado por McGown, e se poderá concluir que o parâmetro de rigidez adotado para o geotêxtil não tecido não deve ser representativo. A proposta dos métodos é a determinação da movimentação na face da estrutura. Na comparação entre valores medidos e calculados, utilizaram-se os resultados dos deslocamentos horizontais registrados pela haste 1m adentro do maciço.

Cumpram também ressaltar que ambos os métodos, conforme já discutido anteriormente, não são rigorosamente aplicáveis ao caso em questão, tendo sido necessário para tal algumas adaptações.

Tecidas essas considerações, pode ser dito que o método de Jewell e Milligan apresentou resultados mais próximos dos registrados pela instrumentação, que o método de Adib. Particularmente, os resultados referentes aos deslocamentos horizontais e o recalque na crista, relativos ao geotêxtil tecido calculados por aquele método, se mostraram bastante consistentes.

CAPÍTULO VI

SUMÁRIO, CONCLUSÕES E SUGESTÕES

A revisão crítica sobre a análise e projeto da técnica de solos reforçados com geotêxteis permitiu destacar os aspectos relacionados a seguir, como fatores de grande importância no comportamento destas estruturas:

- O fenômeno da dilatação de solos granulares desempenha dois importantes papéis no mecanismo de funcionamento de estruturas de solos reforçados: (i) na interação da interface solo-reforço, aumentando o $\phi_{\text{interface}}$ de acordo com Schlosser & Elias cf. PALMEIRA (1987) e JURAN et al (1988); e (ii) na superfície de ruptura induzindo esforços adicionais no reforço (este aspecto pode também ser entendido como efeito do coeficiente de Poisson do solo). No método de Juran, discutido no Capítulo III desta tese, é proposta uma hipótese para levar em consideração este efeito.
- Conforme chamado atenção na análise do método "U.S. Forest Service", no Capítulo III, é importante o efeito de encapsulamento/envelopamento para impedir o arrancamento do geotêxtil da zona ativa, como também para fazer frente ao problema da rotação dos planos principais junto à face externa.
- Os experimentos de NICHOLLS (1981) e a modelagem de

elementos finitos de SCHMERTMANN (1989) mostram o afastamento da superfície de ruptura em relação ao paramento da estrutura na região próxima a sua base. Esse fato favorece as condições de ancoragem na zona ativa nesta parte do maciço reforçado.

- De acordo com experimentos de MCGOWN et al (1982) e observações de instrumentação em VIDAL et al (1990), é de decisiva importância a influência do confinamento no desempenho dos geotêxteis não tecidos, especialmente no comportamento tensão-deformação e na fluência. Nos geotêxteis tecidos o confinamento parece ser menos importante.
- Com base principalmente em PALMEIRA (1987), pode ser dito que a escolha do tipo de ensaio de laboratório para determinação dos parâmetros relativos ao atrito/ligação solo-geotêxtil fica condicionada essencialmente pelo mecanismo e pela geometria da ruptura potencial. Parecem ser mais indicados os ensaios de cisalhamento direto e arrancamento. Os ensaios triaxiais convencionais não reproduzem corretamente a situação de campo.
- Como pode ser extraído de FINLAY & SUTHERLAND (1977), SEED et al (1986) e ADIB (1988), as tensões induzidas pela compactação nos níveis de reforço próximos ao topo da estrutura reforçada podem induzir a tensões horizontais elevadas na massa de solo reforçado. Nos níveis inferiores de reforço, na medida em que se vai

aproximando da base da estrutura reforçada, o efeito da compactação vai sendo "apagado" pelo peso de terra, e a rigidez relativa entre o solo e os geotêxteis convencionais tende a gerar situações próximas a K_a (coeficiente de empuxo ativo) [MITCHELL (1987) e MITCHELL & VILLET (1987)].

- A incorporação dos efeitos de compactação e dos aspectos incrementais da seqüência executiva, associados ao respeito à compatibilidade de deformações, credencia o método de Adib como o mais completo conceitualmente dentre todos os estudados, tanto para tensões quanto para deformações. Deve ser ressaltado no entanto, que a metodologia preconizada não é simples em sua aplicação. É, de alguma forma, intrincada, trabalhosa, e precisa incorporar em seu escopo programas para cálculos automáticos.
- O método proposto por Jewell e Milligan é o que melhores resultados forneceu comparativamente às movimentações medidas na estrutura de solo reforçado da SP-123. Entretanto, cabe ressaltar que, tanto este quanto o de Adib não são rigorosamente aplicáveis ao caso em questão.
- Os tipos de revestimento do paramento da estrutura reforçada mais referidos na literatura pesquisada foram: (i) argamassa jateada (ii) asfalto; (iii) muros de alvenaria.

- É importante salientar que a maior parte dos conceitos e métodos apresentados ao longo da tese foram desenvolvidos a partir da consideração de que o solo constituinte do maciço reforçado é predominantemente granular.

Objetivando o desenvolvimento de pesquisas futuras, os seguintes aspectos poderiam representar campo de relevante interesse, na avaliação do autor da presente dissertação:"

- Desenvolvimento de método de dimensionamento e estudos experimentais de laboratório e campo para sistemas de solos reforçados que utiolizem solos com finos, com especial ênfase nos solos lateríticos.
- Realização de ensaios confinados de laboratório, a partir da montagem de equipamentos adequado como, por exemplo, o proposto por MCGOWN et al (1982). Este estudo possibilitará a avaliação dop real comportamento de campo de geotêxteis não tecidos, que são comprovadamente influenciados tanto pelo confinamento como também pelo tipo de solo.
- Desenvolvimento de métodos tanto de tensões como de deformações, aplicáveis a condições de paramento sub-vertical e terrapleno inclinado. Os métodos correntes em geral não atendem estas condições e os que o fazem, apresentam outras fortes limitações conceituais.

BIBLIOGRAFIA

ADIB, M.E. (1988), "Internal Lateral Earth Pressure in Earth Walls", *Ph.D. Thesis*, University of California, Berkeley, USA.

AL-YASSIN, Z.A. (1979), "Finite Element Analysis of Reinforced Earth Wall", *Proceedings, International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques*, Paris, vol. I, pp. 3-9.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989), "Terminologia de Geotêxteis", *Documento Preliminar*, CB-2, Comissão de Geotêxteis.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986), "Terra Armada-Especificações", NBR-9286.

BEECH, J.F. (1987), "Importance of Stress-Strain Relationship in Reinforced Soil System Designs", *Proceedings, Geosynthetics'87 Conference*, New Orleans, Session 1B, pp. 133-144.

BEECH, J.F. & KULHAWY, F.H. (1987). "Experimental Study of the Undrained Uplift Behaviour of Model Drilled Shafts", *Report in press*, Electric Power Research Institute, Palo Alto, USA.

- BELL, J.R.; BARRET, R.K. & RUCKMAN, A.C. (1983), "Geotextile Earth Reinforced Retaining Wall Tests, Glenwood Canyon, Colorado", *Proceedings*, 62nd Annual Meeting, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- BELL, J.R. & HICKS, R.G. (1980), "Evaluation of Test Methods and Use Criteria for Geotechnical Fabrics in Highway Applications". *Interim Report*, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development Structures and Applied Mechanics Division, N^o FHWA/RD-80/021, Washington, D.C.
- BELL, J.R. & STEWARD, J.E. (1977), "Construction and Observations of Fabric Retained Soil Walls", *Proceedings*, International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, pp. 123-128.
- BOLTON, M.D.; CHOUDHURY, S.P. & PANG, P.L.R. (1977), "Modelling Reinforced Earth", *Proceedings*, Reinforced Earth and Other Composite Soil Techniques Symposium - Edinburgh, pp. 22-38.
- BONAPARTE, R.; HOLTZ, R.D. & GIROUD, J.P. (1987), "Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogrids", *Report in press*, Symposium on Geotextile Testing and the Design Engineering, American Society of Testing Materials (ASTM), Committee D-35.

- BROMS, B.B. (1977), "Poliester Fabric as Reinforcement in Soil", *Proceedings, International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris*, pp. 129-135.
- BROMS, B.B. (1978), "Design of Fabric Reinforced Retaining Structures", *Proceedings, Symposium on Earth Reinforcement, ASCE, Pittsburgh, USA*, pp. 282-304.
- CAPUTO, H.P. (1977), "*Mecânica dos Solos e suas Aplicações*", Livros Técnicos e Científicos S.A., Rio de Janeiro.
- CARVALHO, P.A.; PEDROSA, J.A.B.A. & WOLLE, C.M. (1986), "Aterro Reforçado com Geotêxteis - Uma Opção Alternativa para Engenharia Geotécnica", *Anais, VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, vol. IV*, pp. 169-178.
- CASTELLI, R. & MUNFAKH, G. (1986), "Geotextile Walls in Mountainous Terrain" *Proceedings, Third International Conference on Geotextiles, Viena*, pp. 459-463.
- CHRISTOPHER, B.R. & HOLTZ, R.D. (1985), "Geotextile Engineering Manual", *Course Text, Federal Highway Administration, National Highway Institute, Washington, D.C.*

- COLLIOS, A.; DELMAS, P.; GOURC, J.P. & GIROUD, J.P. (1980), "Experiments on Soil Reinforcement with Geotextiles", *Proceedings, National Convention, American Society of Civil Engineering (ASCE), Oregon, USA*, pp. 53-73.
- COYLE, H.M. & REESE, L.C. (1966), "Load Transfer of Axially Loaded Piles in Clay". *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 92, n^o SM2, Mardo, pp. 1-26.
- DELMAS, P. (1988), "Ouvrages de Soutènement Renforcés par Geotextile: L'expérience du Réseau des Laboratoire des Ponts et Chaussées", *Bulletin de Liaison, LCPC*, janv-févr., Ref. 3263, pp. 89-101.
- DELMAS, P.; BLIVET, J.C. & MATICHARD, Y. (1987), "Geotextile-Reinforced Retaining Structures: A Few Instrumented Examples", *Proceedings, Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures Symposium, Kingston, Canada*.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (1988), "Aterros Reforçados com Geotêxteis", *Boletim Técnico, DER n.º 1, janeiro/março*, pp. 15-22.
- DEPARTMENT OF THE NAVY (1971), "Design Manual Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures", *Nav Fac DM-7, Naval Facilities Engineering Command, Washington, D.C.*

DUNCAN, J.M.; BYRNE, P.; WONG, K.S. & MABRY, P. (1980), "Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Movement in Soil Masses", Report No. UCB/GT/80-01, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, USA.

DYER, N.R. & MILLIGAN, G.W.E. (1984), "A Photoelastic Investigation of the Interaction of a Cohesionless Soil with Reinforcement Placed at Different Orientations", *Proceedings, International Conference on In Situ Soil and Rock Reinforcements, Paris, Session 2*, pp. 257-262.

EHRlich, M. (1987), "Empuxos de Terra e Obras de Arrimo", *Notas de Aula, Curso de Pós-Graduação, COPPE/UFRJ*.

FINLAY, T.W. & SUTHERLAND, H.B. (1977), "Field Measurements on a Reinforced Earth Wall at Granton", *Proceedings, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, vol. I*, pp. 511-516.

GIROUD, J.P. (1986), "From Geotextiles to Geosynthetics: A Revolution in Geotechnical Engineering", *Proceedings, Third International Conference on Geotextiles, Viena*, pp. 1-18.

GOURC, J.P.; GOTTELAND, P. & DELMAS, P. (1988), "Design of Geosynthetic Retaining Walls: Displacement Method and Two Blocks Method", *Proceedings, International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan*, pp. 517-522.

GOURC, J.P.; GOTTELAND, P. & DELMAS, P. (1989), "Parametric Study of Geosynthetic Reinforced Retaining Walls Using the Displacement Method", *Proceedings, Geosynthetics'89 Conference, San Diego, USA*.

GOURC, J.P.; RATEL, A. & DELMAS, P. (1986), "Calcul des Murs en Sol Renforcé: Methode on Deplacements", *Proceedings, Third International Conference on Geotextiles, Viena*, pp. 289-294.

HALIBURTON, T.A.; ANGLIN, C.C. & LAWMASTER, J.D. (1978), "Testing of Geotechnical Fabric for Use as Reinforcements", *Geotechnical Testing Journal, American Society of Testing of Materials (ASTM)*, vol. 1, No. 4, pp. 203-212.

HAUSMANN, M.R. (1976), "Strength of Reinforced Soil", *Proceedings, 8th Australian Road Research Conference, Sect. 13*, pp. 1-8.

HOARE, D.J. (1983), "Geotextiles in the UK", *Ground Engineering*, November, pp. 30-38.

HOLTZ, R.D. (1977), "Laboratory Studies of Reinforced Earth Using a Woven Polyester Fabric", *Proceedings, International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics*, Paris, pp. 149-154.

HOLTZ, R.D.; TOBIN, W.R. & BURKE, W.W. (1982), "Creep Characteristics and Stress-Strain Behaviour of Geotextile-Reinforced Sand", *Proceedings, Second International Conference on Geotextiles*, Las Vegas, pp. 805-809.

INGOLD, T.S. (1979), "Retaining Wall Performance During Backfilling", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 105, n^o. GT5, May, pp. 613-626.

INGOLD, T.S. (1982), "Reinforced Earth", Thomas Telford Ltd., London.

INGOLD, T.S. (1982), "An Analytical Study of Geotextile Reinforced Embankments", *Proceedings, Second International Conference on Geotextiles*, Las Vegas, pp. 683-688.

INGOLD, T.S. & MILLER, K.S. (1988), "Geotextiles Handbook", Thomas Telford House, London.

JEWELL, R.A. (1980), "Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behaviour of Soils", *Ph.D. Thesis*, University of Cambridge, England.

- JEWELL, R.A. & MILLIGAN, G.W.E. (1989), "Deformation Calculations for Reinforced Soil Walls", *Proceedings, Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro*, pp. 1257-1262.
- JOHN, N.W.M. (1987), "Geotextiles", Blackie & Son Ltd., London.
- JONES, C.J.F.P. (1985), "Earth Reinforcements and Soil Structures", Butterworth and Co. Publishers, London.
- JURAN, I. & CHEN, C.L. (1989), "Strain Compatibility Design Method for Reinforced Earth Walls", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 115, n.^o 4, April, pp. 435-456.
- JURAN, I.; IDER, H.M. & FARRAG, K. (1990), "Strain Compatibility Analysis for Geosynthetic Reinforced Soil Walls", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. 116, n.^o 2, February, pp. 312-329.
- JURAN, I.; KNOCHENMUS, G.; ACAR, Y.B. & ARMAN, A. (1988), "Pull-out Response of Geotextiles and Geogrids (Synthesis of Available Experimental Data)", *Proceedings, Geosynthetics for Soil Improvement, ASCE, Tennessee, USA*, pp. 92-111.

- KOERNER, R.M. (1982), "Durability", *Proceedings, Second International Conference on Geotextiles, Report on Session 8B, Las Vegas, pp. 148.*
- LESHCHINSKY, D. & BOEDEKER, R. (1989), "Geosynthetic Reinforced Soil Structures", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 115, n.º 10, October, pp. 1459-1478.*
- LESHCHINSKY, D. & PERRY, E.B. (1987), "A Design Procedure for Geotextile-Reinforced Walls", *Proceedings, Geosynthetics'87 Conference, New Orleans, Session 1B, pp. 95-107.*
- LESHCHINSKY, D. & REINSCHMIDT, A.J. (1985), "Stability of Membranes Reinforced Slopes", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 111, n.º 11, November, pp. 1285-1300.*
- LESHCHINSKY, D. & VOLK, J.C. (1986), "Predictive Equation for the Stability of Geotextile Reinforced Earth Structures", *Proceedings, Third International Conference on Geotextiles, Viena, pp. 383-388.*
- MCGOWN, A., ANDRAWES, K.Z. & KABIR, M.H. (1982), "Load-Extension Testing of Geotextiles in Soil", *Proceedings, Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas, pp. 793-798.*

- MCKEAND, E. & SISSONS, C.R. (1977), "Textile Reinforcements: Characteristic Properties and their Measurement", *Proceedings, Reinforced Earth and Other Composite Soil Techniques Symposium, Edinburgh*, pp. 293-301.
- MILLIGAN, G.W.E. (1974), "The Behaviour of Rigid and Flexible Walls in Sand", *Ph.D. Thesis, University of Cambridge, England*.
- MITCHELL, J.K. (1987), "Reinforcement for Earthwork Construction and Ground Stabilization", *Proceedings, VIII Pan American Conference, Cartagena*, pp. 16-21.
- MITCHELL, J.K. & VILLET, W. (1987), "Reinforcement of Earth Slopes and Embankments", *NCHRP no. 290, Transportation Research Board*.
- MURRAY, R.T. (1977), "Research at the TRRL to Develop Design Criteria for Reinforced Earth", *Proceedings, Reinforced Earth and Other Composite Soil Techniques Symposium, Edinburgh*, pp. 55-87.
- MURRAY, R.T. (1982), "Fabric Reinforcement of Embankment and Cuttings", *Proceedings, Second International Conference on Geotextiles, Las Vegas*, pp. 707-713.
- NICHOLLS, R.L. (1981), "Comparison of Fabric Sheet-Reinforced Earth Design Methods", *Canadian Geotechnical Journal, National Research Council of Canada*, vol. 18, July, pp. 585-592.

PALMEIRA, E.M. (1987), "The Study of Soil-Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Tests", *Ph.D. Thesis*, University of Oxford, England.

PLANT, G.W. & JAROS, M.B. (1986), "The Design and Construction of a Multi-layered Geotextile - Earth System to Reinstate a Failed Slope", *Proceedings, Third International Conference on Geotextiles, Viena*, pp. 379-382.

RANKE, A. & OSTERMAYER, H. (1969), "Contribuição sobre a Pesquisa de Estabilidade de Cortinas de Contenção de Cavas com Ancoragens Múltiplas", *Die Bautechnik* 10/1968, tradução livre de Antonio José da Costa Nunes, publicado em Documento Interno no. 029/69-Tecnosolo S.A.

RAULIN, P.; ROUQUÉS, G. & TOUBOL, A. (1974), "Calcul de la Stabilité des Pentes en Rupture Non Circulaire", *Relatório de Pesquisa no. 36*, Laboratoire Central des Ponts e Chaussées - Paris.

SCHLOSSER, F. & LONG, N.T. (1973), "Étude du Comportement du Matériau Terre Armé", *Annuelles*, Institut du Batiment et des Travaux Publics, no. 304, Ser. Matér. no. 45.

SCHMERTMANN, G.R.; CHEW, S.H. & MITCHELL, J.K. (1989), "Finite Elements Modelling of Reinforced Soil Wall Behaviour", *Report No. UCB/GT/89-01*, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, U.S.A.

- SEED, R.B. (1983), "Soil Structure Interaction Effects of Compaction-Induced Stresses and Deflections", *Ph.D. Thesis*, University of California, Berkeley, USA.
- SEED, R.B.; COLLIN, J.G. & MITCHELL, J.K. (1986), "FEM Analyses of Compacted Reinforced Soil Walls", *Proceedings, International Conference on Numerical Model in Geomechanics*, Belgium, pp. 553-562.
- SEED, R.B. & DUNCAN, J.M. (1986), "FE Analyses: Compacting-Induced Stress and Deformations", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 112, no. 1, pp. 23-43.
- SMITH, A.K.C. & WROTH, C.P. (1977), "The Failure of Model Reinforced Earth Walls", *Proceedings, Reinforced Earth and Other Composite Soil Techniques Symposium*, Edinburgh, pp. 109-131.
- SMITH, G.N. (1977), "Summary of Session I-Discussion", *Proceedings, Reinforced Earth and Other Composite Soil Techniques Symposium*, Edinburgh, pp. 151-160.
- STUDER, J.A. & MEIER, P. (1986), "Earth Reinforcement with Non-woven Fabrics: Problems and Computational Possibilities", *Proceedings, Third International Conference on Geotextiles*, Viena, pp. 361-365.

- TATSUOKA, F. & YAMAUCHI, H. (1986), "A Reinforcing Method for Steep Clay Slopes Using a Non-woven Geotextile", *Geotextiles and Geomembranes*, no. 4, pp. 241-268.
- TAYLOR, D.W. (1949), *Fundamentals of Soil Mechanics*", John Wiley & Sons, Inc., New York.
- VANICEK, I. & SKOPEK, P. (1989), "Stability Calculation of Reinforced Soil Slope", *Proceedings, Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro.
- VAN ZANTEN, R.V. (1986), *Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering*", John Wiley & Sons, New York.
- VIDAL, D.; CARVALHO, P.A.S.; EHRLICH, M. & SILVA, L.F.M. (1990), "Análise de uma Estrutura de Solo Reforçado através de Ensaios de Laboratório e Instrumentação de Campo", *Anais, IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Salvador, Vol. 2, pp. 35-44.
- VIDAL, D. & RIGHETTI, C.C. (1990), "Propriedades Hidráulicas dos Geotêxteis", *Anais, IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações*, Salvador, vol. 1, pp. 589-595.

VIDAL, H. (1969), "The Principle of Reinforced Earth",
Highway Research Record , no. 282, USA.

WERNER, G. & RESL, S. (1986), "Stability Mechanisms in
Geotextile Reinforced Earth-Structures", *Proceedings*,
Third International Conference on Geotextiles, Viena, pp.
1131-1135.

YANG, Z. (1972), "Strength and Deformation Characteristics
of Reinforced Sands", *Ph.D. Thesis*, University of
California, USA.

APÊNDICE A

CÁLCULO DE DEFORMAÇÕES DA ESTRUTURA DE SOLO REFORÇADO DA
RODOVIA SP123-KM 35

A.1. JEWELL & MILLIGAN (1989)

Este método foi proposto para estruturas de solos granulares reforçados com face vertical e terrapleno horizontal. De forma a possibilitar a aplicação do método ao caso em questão, considerou-se a inclinação do paramento e a coesão influenciando apenas o valor do empuxo ativo do solo. Os cálculos foram desenvolvidos para o estágio intermediário de construção S.S. (ver item V.2 desta tese), situação onde o terreno no topo da estrutura era horizontal.

O peso específico aparente do aterro compactado foi tomado como igual a 18KN/m^3 .

Os valores de rigidez adotados para os geotêxteis foram: (i) $K_{NT} = 42 \text{ KN/m}$ para o geotêxtil não tecido; e (ii) $K_T = 295 \text{ KN/m}$ para o tecido. No caso do geotêxtil tecido, este valor baseia-se em ensaios de tração não confinada conforme dados do fabricante. Já com relação ao geotêxtil não tecido, cujo comportamento é reconhecidamente muito influenciado pelo confinamento, o valor adotado foi

tomado da curva resultante de ensaio confinado a 100KN/m^2 , apresentado por MCGOWN et al (1982) para o BIDIM U24, de gramatura igual a 210g/m^2 (note-se que o do caso em questão apresenta uma gramatura de 300g/m^2).

Com base nos resultados de laboratório, adotou-se $\phi_{ds} = 35^\circ$. ϕ_{ds} é o ângulo definido por Jewell & Milligan como "ângulo de atrito de cisalhamento direto", diferente do ângulo de atrito interno obtido a partir de ensaios de cisalhamento direto (ver item III.3.1. desta tese).

Bolton cf. JEWELL & MILLIGAN (1989) apresenta 30 a 35° como a faixa esperada para valores do ângulo de atrito correspondente ao estado crítico, ϕ_{cv} , para solos quartzosos. No caso em estudo, tomou-se ϕ_{cv} como 30° .

Segundo Bolton, conforme já indicado no item III.3.1 desta tese, tem-se:

$$\phi_{ps} = \phi_{cv} + 0,8 \psi,$$

onde ϕ_{ps} = ângulo de atrito em deformação plana (envoltória de Mohr-Coulomb), e ψ = ângulo de dilatância.

Como

$$\text{tg } \phi_{ds} = \frac{\text{sen} \phi_{ps} \cos \psi}{1 - \text{sen} \phi_{ps} \text{ sen } \psi}$$

substituindo-se os valores conhecidos, obtém-se:

$$\phi_{ps} \cong 39^\circ \quad \text{e} \quad \psi \cong 11^\circ$$

Considerando a inclinação do paramento, 1:2 (H:V), cerca de 26° , adotou-se $K_a = 0,16$.

Embora a estrutura reforçada em questão não tenha sido dimensionada segundo as premissas conceituais de Jewell & Milligan, a sua geometria resultou no que esses autores designam como "espaçamento uniforme", e também se aproximou do que consideram "arranjo com comprimento truncado".

Para o cálculo das movimentações, faz-se necessária a determinação de P_{BASE} :

$$\begin{aligned} P_{BASE} &= (K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a}) S_v = \\ &= (0,16 \times 18 \times 10 - 2 \times 20 \sqrt{0,16}) \times 0,60 = \\ &= 7,68 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

(a) Cálculo das movimentações no trecho reforçado com geotêxtil não tecido; $K_{NT} = 42 \text{ KN/m}$

Neste caso, a chave de entrada no ábaco do método é o fator $\frac{\delta_h K_{NT}}{H P_{BASE}}$, onde δ_h é a deformação horizontal da face d

estrutura. Substituindo-se os valores conhecidos, a expressão se reduz a $0,55 \delta_h$.

Para os três níveis de profundidade dos extensômetros,

4,20m; 6,60m e 9,00m, obtêm-se dos ábacos as deformações correspondentes, respectivamente, 0,42m; 0,51m e 0,49m.

No cálculo da movimentação vertical, δ_v , da crista da estrutura a uma distância de 1,00m de face (localização dos medidores de recalque), entrando-se nos ábacos tem-se:

$$\frac{\delta_v K_{NT}}{H P_{BASE}} = 0,32$$

daí

$$\delta_v = 0,59m$$

(b) Cálculo das movimentações no trecho reforçado com geotêxtil tecido; $K_T = 295 \text{ KN/m}$

A partir dos ábacos, tem-se que as movimentações horizontais, δ_h , calculadas para os níveis 4,20m, 6,60m e 9,00m, são iguais, respectivamente, a 0,06m; 0,07m e 0,07m.

A movimentação vertical na crista da estrutura, também a 1,00m de distância da face, foi encontrada como igual a 0,08m.

A.2. ADIB (1988)

Este método foi desenvolvido para estruturas de face

vertical. Entretanto, desconsiderou-se na análise do caso em questão esta limitação. A análise foi conduzida como se a face do muro fosse vertical.

Para o cálculo da carga atuante nos reforços, foi elaborado um programa para cálculo automático. Os resultados estão apresentados nas tabelas A.1 e A.2.

Prof	K_{OC}	$\Delta\sigma_1$	σ_3	E_s	μ	θ	αl_r	K/K_{OC}	K	$\Delta\sigma_3$	σ_3	$F_{m\acute{a}x}$
0.60	1.52	10.80	16.42	4874.02	0.25	0.01	110.30	0.01	0.02	0.22	0.22	0.6
				412.98	0.35	0.15	32.89	0.13	0.20	2.12	2.12	
				1699.22	0.31	0.04	64.54	0.04	0.05	0.59	0.59	
				759.43	0.34	0.08	43.57	0.08	0.11	1.24	1.24	
				1205.62	0.32	0.05	54.46	0.05	0.08	0.81	0.81	
				925.20	0.33	0.07	47.89	0.06	0.10	1.04	1.04	
				1076.99	0.32	0.06	51.54	0.05	0.08	0.90	0.90	
4.20	0.43	64.80	28.84	5855.17	0.32	0.01	150.39	0.01	0.05	0.30	1.27	2.4
				175.60	0.47	0.31	28.03	0.24	0.10	6.58	7.56	
				1084.90	0.43	0.05	63.33	0.05	0.02	1.39	2.36	
				303.73	0.47	0.18	35.09	0.15	0.07	4.25	5.23	
				700.86	0.45	0.08	51.30	0.07	0.03	2.06	3.04	
				388.55	0.45	0.14	39.09	0.12	0.05	3.46	4.43	
				581.17	0.45	0.10	46.97	0.09	0.04	2.43	3.41	
6.60	0.43	43.20	22.52	437.95	0.46	0.13	41.24	0.11	0.05	3.12	4.10	4.8
				532.51	0.46	0.10	45.10	0.09	0.04	2.63	3.61	
				464.38	0.46	0.12	42.36	0.11	0.05	2.96	3.94	
				2080.11	0.43	0.03	101.98	0.03	0.01	0.50	4.44	
				25.42	0.50	2.07	19.02	0.67	0.29	12.53	16.47	
				1099.24	0.45	0.05	74.23	0.05	0.02	0.89	4.83	
				35.51	0.50	1.48	20.22	0.60	0.26	11.10	15.04	
				900.55	0.46	0.06	67.38	0.06	0.02	1.07	5.01	
				40.66	0.50	1.30	20.81	0.56	0.24	10.49	14.43	
				820.60	0.46	0.07	64.44	0.06	0.03	1.17	5.11	
				43.54	0.50	1.21	21.13	0.55	0.24	10.17	14.11	
				780.76	0.47	0.07	62.92	0.07	0.03	1.22	5.16	
				45.22	0.50	1.17	21.32	0.54	0.23	10.00	13.94	
758.85	0.47	0.07	62.07	0.07	0.03	1.25	5.19					
9.00	0.43	43.20	26.63	46.23	0.50	1.14	21.43	0.53	0.23	5.57	9.51	5.4
				295.90	0.48	0.18	40.44	0.15	0.07	4.21	8.15	
				193.72	0.49	0.28	33.94	0.22	0.09	4.11	8.05	
				1138.54	0.46	0.05	86.40	0.05	0.02	0.86	8.91	
				1138.54	0.44	0.05	87.27	0.05	0.02	0.88	8.93	

TABELA A.1 - Cálculo das cargas nos reforços pelo método de Adib (GEOTÊXTIL NÃO TECIDO)

Prof	K_{OC}	$\Delta\sigma_1$	σ_3	E_s	μ	θ	α_{1r}	K/K_{OC}	K	$\Delta\sigma_3$	σ_3	$F_{m\acute{a}x}$
0.60	1.52	10.80	16.42	4874.02	0.25	0.09	43,25	0.09	0.13	1.42	1.42	1.8
				1310.66	0.32	0.34	24.19	0.25	0.38	4.14	4.14	
				2653.90	0.28	0.17	32.62	0.15	0.22	2.39	2.39	
				1836.85	0.30	0.24	27.76	0.20	0.30	3.21	3.21	
				2233.77	0.29	0.20	30.20	0.17	0.25	2.75	2.75	
				2014.73	0.30	0.22	28.88	0.18	0.28	2.99	2.99	
4.20	0.43	64.80	30.85	6349.54	0.31	0.07	61.01	0.07	0.03	1.82	4.81	5.4
				636.97	0.45	0.61	22.54	0.38	0.16	10.60	13.59	
				2273.69	0.40	0.18	37.15	0.15	0.07	4.29	7.28	
				1036.85	0.44	0.38	26.77	0.28	0.12	7.73	10.72	
				1679.37	0.41	0.24	32.53	0.20	0.08	5.44	8.43	
				1240.86	0.43	0.32	28.71	0.24	0.11	6.81	9.80	
6.60	0.43	43.20	27.49	1498.60	0.42	0.27	31.01	0.21	0.09	5.93	8.91	8.6
				3009.85	0.40	0.14	49.07	0.12	0.05	2.23	11.15	
				444.71	0.48	0.85	23.48	0.46	0.20	8.55	17.47	
				1246.48	0.45	0.31	33.42	0.24	0.10	4.44	13.36	
				687.70	0.47	0.56	26.85	0.36	0.15	6.65	15.57	
				972.46	0.46	0.40	30.36	0.29	0.12	5.30	14.21	
9.00	0.43	43.20	32.79	2036.14	0.44	0.19	46.90	0.16	0.07	3.03	17.24	13.5
				199.64	0.49	1.87	22.36	0.65	0.28	12.10	26.31	
				1096.91	0.46	0.35	36.32	0.26	0.11	4.83	19.05	
				328.13	0.49	1.14	24.82	0.53	0.23	9.91	24.12	
				827.72	0.47	0.46	32.73	0.32	0.14	5.87	20.08	
				414.34	0.48	0.91	26.34	0.48	0.20	8.84	23.05	
				707.60	0.48	0.54	31.00	0.35	0.15	6.50	20.71	
				470.86	0.48	0.80	27.30	0.44	0.19	8.26	22.47	

TABELA A.2 - Cálculo das cargas nos reforços pelo método de Adib (GEOTÊXTIL TECIDO)

(a) Cálculo das movimentações no trecho reforçado com geotêxtil não-tecido

A partir da expressão do parâmetro adimensional u criado por Adib:

$$u = \frac{\theta \operatorname{tgh}(\alpha l_r)}{\alpha l_r \left[1 - \frac{1}{\cosh(\alpha l_r)} \right]} + \frac{1}{1 - \frac{1}{\cosh(\alpha l_r)}}$$

(ver definição das grandezas no item III.3.2 desta tese), calculado para os três níveis de profundidade dos extensômetros, 4,20m; 6,60m e 9,00m, a deformação na face pode ser determinada:

$$\delta_r = \frac{u}{E_r A_r} F_{\text{máx}} l_r$$

$$\text{prof. 4,20m, } u = 1,00, \quad \delta_r = 0,26\text{m}$$

$$\text{prof. 6,60m, } u = 1,01, \quad \delta_r = 0,63\text{m}$$

$$\text{prof. 9,00m, } u = 1,00, \quad \delta_r = 0,79\text{m}$$

(b) Cálculo das movimentações do trecho reforçado com geotêxtil tecido

$$\text{prof. 4,20m, } u = 1,01, \quad \delta_r = 0,08\text{m}$$

$$\text{prof. 6,60m, } u = 1,01, \quad \delta_r = 0,16\text{m}$$

$$\text{prof. 9,00m, } u = 1,03, \quad \delta_r = 0,29\text{m.}$$

APÊNDICE B

CASOS HISTÓRICOS DE APLICAÇÃO DE SOLOS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS

B.1. NO BRASIL

Rodovia SP 123 - Km 43

(Com. pessoal do Engo. Pedro A. Carvalho - IPT)

Uma estrutura de solo reforçado foi construída no local, no intuito de reparar a ruptura havida que envolveu uma cortina atirantada previamente existente.

A nova estrutura de contenção tem uma altura máxima de cerca de 5m e 60m de extensão, e uma inclinação de face, 1:3 (H:V). O paramento externo foi revestido com uma laje pré-moldada constituída de nervuras de concreto armado e alvenaria de tijolos.

Como material de aterro foi utilizado o solo local, solo este semelhante ao empregado na obra do km 35, descrita anteriormente.

O geotêxtil utilizado para reforço foi um tecido de polipropileno. As camadas de reforço foram verticalmente espaçadas de 60cm, com comprimento de 6m.

As movimentações da estrutura, acompanhadas por extensômetros semelhantes aos instalados na obra do km 35, mostraram-se inexpressivas.

Via Expressa Leste-Oeste/Belo Horizonte - Km 3 - 1979

(Com. pessoal do Engo. Júlio C.D. de Oliveira - DER-MG)

Para implantação de um teleférico a ser utilizado na operação de uma fábrica de cimento, foi necessário tornar mais íngreme o talude de aterro da pista esquerda desta rodovia. Foi construído um aterro reforçado com geotêxtil com altura máxima de 8m e 60m de extensão. O paramento foi revestido com concreto projetado manualmente sobre tela e ficou com uma inclinação de 1:2 (H:V).

Foi utilizado para constituição do aterro um solo predominantemente argiloso e reforços consistindo de mantas não tecidas, agulhadas, de filamentos de poliéster. O espaçamento entre os geotêxteis foi de 0,50m e as mantas foram de 6,5m de comprimento.

Rodovia MG 448 - 1986

(Com. pessoal do Engo. Júlio C.D. de Oliveira - DER-MG)

A recuperação de um trecho desta rodovia, na Serra de Santa Bárbara do Tugúrio, resultou, dentre outras soluções, em quatro obras de solos reforçados com geotêxteis.

Essa alternativa permitiu recomposições de aterros com inclinações mais íngremes ensejando apoios em terreno resistente, fugindo das capas instáveis de colúvio existentes mais a jusante. A concepção adotada propiciou melhoria de estabilidade, além de ganho de espaço aproveitado com a implantação de uma terceira faixa de tráfego. As obras são descritas a seguir.

Km 4,9

O maciço reforçado neste local apresenta uma inclinação 1:2 (H:V), com altura máxima de 6m e 60m de extensão, e coroada com um aterro convencional de 3m de altura.

Foi empregado um solo arenoso, e o reforço utilizado foi um geotêxtil tecido de polipropileno com comprimento de 5m, disposto a espaçamentos verticais de 0,45m.

Como revestimento de proteção da face da estrutura foi utilizado "rip-rap".

Km 5,6

A contenção possui 7m de altura máxima com 60m de extensão. Foi utilizado um geotêxtil tecido de polipropileno. Os reforços tiveram comprimento de 5m com espaçamentos verticais de 0,45m.

O material do aterro consistiu de solo arenoso local e a estrutura foi revestida com "rip-rap", com inclinação 1:2 (H:V).

Acima da crista do maciço reforçado, foi construído um aterro convencional de 3m de altura.

Km 6,9

Com as mesmas características do Km 5,6, esta obra tem altura máxima de 6m com 70m de extensão. Os reforços tiveram 6m de comprimento.

Km 7,15

Esta solução resultou numa estrutura de 5m de altura ao longo de cerca de 50m de extensão. A face do maciço ficou com uma inclinação de 1:2 (H:V).

Foi utilizado material granular e o geotêxtil empregado foi uma manta tecida de polipropileno. Os comprimentos dos reforços foram de 4,5m e os espaçamentos de 0,45m.

A face foi protegida com alvenaria de blocos de concreto.

Também este maciço ficou subjacente a um aterro compactado de 3m de altura.

*

Após o término das obras e conseqüente liberação para o tráfego, foi procedido um acompanhamento topográfico superficial dos maciços, não tendo sido constatado movimento progressivo.

B.2. NO EXTERIOR

Natal Coastline Road / Durban - África do Sul

[PLANT & JAROS (1986)]

Uma escavação para implantação de um prédio no pé de uma encosta, a jusante da rodovia, provocou um escorregamento envolvendo o talude e a rodovia. A reparação do local foi obtida por meio de um sistema de contenção de solo reforçado com geotêxtil, conforme mostrado na figura

(B.1).

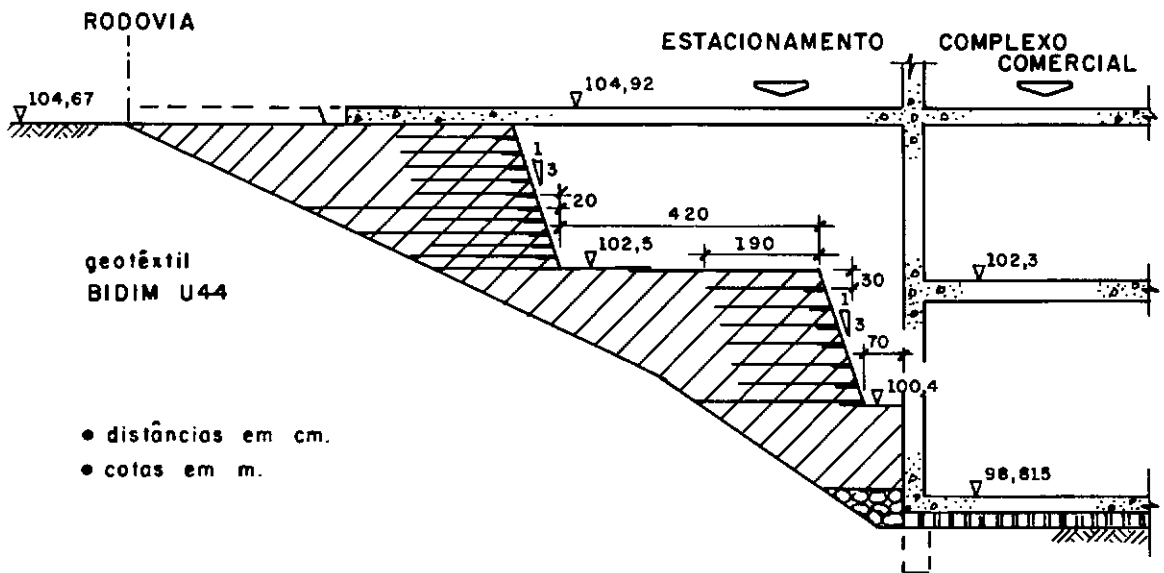


FIGURA B.1 - Concepção da obra de Natal Coastline Road
Apud PLANT et al (1986)

Observar na figura que, embora o desnível não seja tão grande, (menos do que 6m) a par de suportar as cargas da rodovia, o maciço reforçado se constitui no apoio para o piso de um estacionamento. Além disso, a obra se reveste de grande responsabilidade já que no prédio adjacente funcionaria um complexo comercial de porte.

A extensão da obra é de cerca de 70m.

Autoroute A15 - Rouen - France - 1971

[MITCHELL & VILLET (1987)]

Essa estrutura, de caráter experimental, foi construída utilizando para constituição do maciço reforçado, um solo

pedregulhoso, areno-argiloso, e reforços de mantas não tecidas, agulhadas, de filamentos de poliéster (Bidim U34).

A estrutura reforçada foi assente sobre um terreno de fundação composto de uma camada de 1m de um aterro antigo sobrejacente a uma turfa extremamente compressível com cerca de 3m de espessura.

A estrutura possuía 4m de altura e 20m de extensão com camadas de reforço verticalmente espaçadas de 50cm, cujos comprimentos variavam de 4,8 a 6m.

Após o término da construção, a estrutura foi sobrecarregada com um aterro de 4m de altura. A partir da instrumentação instalada, observaram-se as seguintes deformações:

- recalque total de 1,10m;
- deformações laterais da ordem de 25mm, com evidências de rotação pelo pé;
- recalque diferencial máximo de 0,25m em 3m.

Illinois River Road - Siskiyou National Forest - Oregon - USA - 1974

[MITCHELL & VILLET (1987)]

Esta obra se destinou a recompor o talude de um aterro de meia-encosta, instabilizado por um expressivo processo erosivo. Para compatibilizá-la com a inclinação dos taludes naturais que a ladeavam, a estrutura foi projetada com uma inclinação de face de 1:8 (H:V), cerca de 83°.

A estrutura, de 3,3m de altura máxima e 20m de extensão, é coroada por um aterro não reforçado de 1m de altura com talude 1:2.

O material empregado no maciço reforçado foi obtido no

local e se constituiu de uma areia siltosa com fragmentos rochosos da dimensão de pedregulhos. O reforço utilizado foi um geotêxtil não tecido, agulhado, de polipropileno (gramatura de 420gr/m^2), com comprimento médio de 3m disposto a espaçamentos verticais médios de 0,25m.

Foi utilizada gunita como revestimento de proteção do paramento da estrutura.

Olympic National Forest Road - Shelton - Washington - USA -
1975

[MITCHELL & VILLET (1987)]

O maciço possui altura máxima de 6m com 60m de extensão. Em um trecho, foi utilizado um geotêxtil não tecido idêntico ao aplicado em Illinois River Road; na outra metade, foi utilizado um mesmo geotêxtil no que diz respeito à fabricação, só que constituído de fibra de poliéster. Os reforços tiveram comprimento de cerca de 4m, com espaçamentos verticais variando entre 0,23 e 0,30m.

O material do aterro consistiu de pedra britada de basalto, que era disponível no local, e a estrutura foi revestida com emulsão asfáltica aspergida sobre o paramento.

A obra foi instrumentada e as medições ainda indicaram pequenos movimentos seis meses após o término da construção. Na face, ocorreu um movimento lateral máximo da ordem de 30mm. Não se percebeu diferença de comportamento entre os dois tipos de geotêxteis.

Barragem de Maraval - Pierrefeu - France - 1976

[MITCHELL & VILLET (1987)]

A face de jusante do aterro do vertedouro da barragem, com cerca de 6,5m de altura e 15m de extensão, foi construída reforçada com geotêxtil.

O solo utilizado no aterro foi uma argila compactada e os reforços empregados foram mantas tecidas de poliéster.

Os comprimentos dos reforços foram de 6m e 4m, espaçados verticalmente de 60cm. O revestimento da face consistiu de resina aplicada ao final da obra.

Rodovia NY 22 - Columbia County - New York - USA - 1980

[MITCHELL & VILLET (1987)]

O Departamento de Transporte do Estado de Nova Iorque adotou a solução de maciço de terra reforçada para estabilizar um processo de escorregamento na citada rodovia.

A estrutura de 5m de altura ao longo de cerca de 33m de extensão, além de inibidora do processo de movimentação, serviu também de suporte de parte da rodovia. A face do maciço ficou com uma inclinação de 1:3 (H:V), cerca de 72°.

O material empregado na construção do aterro foi uma pedra britada e o reforço utilizado foi um geotêxtil não tecido, agulhado, de poliéster. O comprimento da manta de reforço foi de 4m e o espaçamento vertical variou de 15 a 25cm.

A face foi protegida com gunitagem.

Observações de movimentos na obra indicaram recalques máximos da ordem de 3cm após 1 ano de sua conclusão. Não foram registrados movimentos laterais significativos.

Camp Hill Road - Willamette National Forest - Oregon - USA -
1981

[MITCHELL & VILLET (1987)]

Um maciço reforçado foi construído para recuperar um escorregamento, e, ao mesmo tempo, permitir uma alargamento da rodovia.

A estrutura, com cerca de 8,5m de altura, foi constituída de pó de serra reforçada com geotêxteis tecidos, fabricados a partir de laminetes de polipropileno.

O faceamento foi protegido com emulsão asfáltica.

Allemond Road - France - 1981

[MITCHELL & VILLET (1987)]

Esta obra foi implantada para compor a estrada de acesso à Usina Hidrelétrica de Allemond, construída em uma região montanhosa.

Trata-se de uma das estruturas reforçadas mais altas de que se tem notícia. Possui mais de 19m de altura máxima, com uma extensão total de cerca de 150m. A inclinação da face da estrutura é 1:2 (H:V), isto é, cerca de 64°.

Foi utilizado como material do aterro uma mistura de pedregulho e areia disponíveis na área, e como reforço, um geotêxtil tecido de filamentos contínuos de poliéster. O comprimento da manta de reforço variou entre 6 e 7m e o espaçamento vertical foi de 75cm.

A proteção da face foi realizada por meio de espargimento de uma mistura betuminosa com areia.

Interstate I-70 - Glenwood Canyon - Colorado - USA - 1982

[MITCHELL & VILLET (1987)]

Trata-se de um experimento realizado pela divisão de Rodovias do Colorado, para avaliar o desempenho de estruturas de contenção flexíveis nesta região de Glenwood Canyon.

Este local se constitui de uma garganta estreita de taludes escarpados, cortada pelo rio Colorado. O terreno se compõe de um depósito sedimentar de grande espessura, com intercalações silto-arenosas, altamente compressível.

O maciço reforçado foi construído com pouco menos de 5m de altura com mais de 90m de extensão. A inclinação do paramento externo foi de 1:5 (H:V), isto é, cerca de 80° .

O material granular empregado foi uma mistura de cascalho com pedregulhos arenosos. Foram utilizados quatro tipos diferentes de geotêxteis não-tecidos, a saber: (i) agulhado, de monofilamento contínuo de polipropileno (ii) agulhado, de monofilamento cortado de polipropileno, ligado termicamente (termossoldado) (iii) agulhado, de monofilamento contínuo de poliéster (iv) termossoldado de monofilamento contínuo de polipropileno.

Os reforços tiveram comprimento de 4m com espaçamentos verticais variando entre 25 e 35cm.

A estrutura foi revestida com gunita.

A instrumentação instalada registrou recalques diferenciais máximos da ordem de 1:300, incapaz até mesmo de

fissurar a gunita de revestimento. Mas se constataram deformações laterais significativas.

Lixing - Sarreguemines - France - 1983

[DELMAS et al (1987)]

Esta obra foi construída para recuperar um escorregamento provocado por um corte executado para implantação de uma pista adicional na rodovia.

São duas estruturas em dois níveis, como indicado na figura (B.2), a seguir.

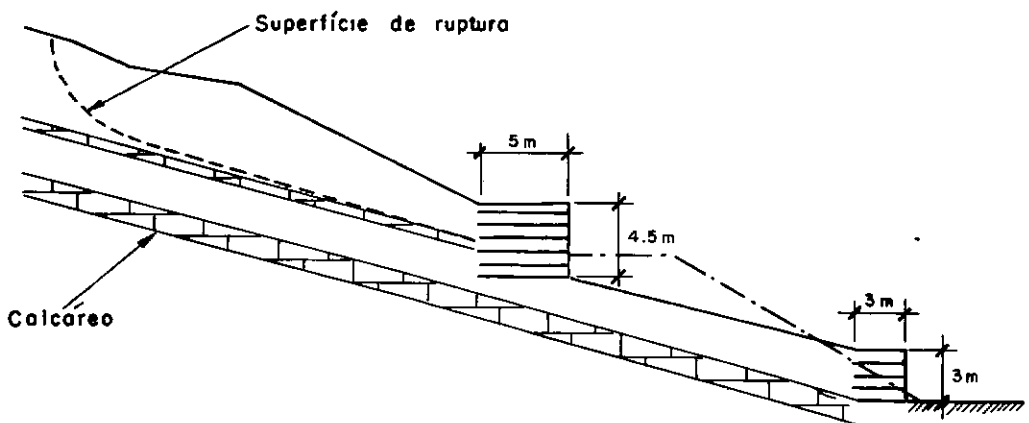


FIGURA B.2 - Seção tipo da obra de Lixing
Apud DELMAS (1988)

Os maciços constituídos por areia foram reforçados com geotêxteis tecidos de laminetes de polipropileno.

A instrumentação instalada registrou um deslocamento lateral máximo da ordem de 2,5mm.

Route Nationale 19 - Langres - France - 1983

[VAN ZANTEN (1986)]

Esta rodovia, junto às muralhas que circundam a cidade de Langres, teve seus antigos muros de arrimo em alvenaria, de gravidade, afetados ao longo do tempo. As contenções com 4m de altura, cerca de 300m de extensão e verticais originalmente, se apresentaram basculadas, indicando condição precária de estabilidade.

Foi decidido realizar-se a remoção do aterro atrás dos muros existentes, e substituí-lo por um maciço reforçado para absorver os empuxos, aliviando a contenção instável.

O maciço reforçado foi composto por pedra britada de calcáreo. Três diferentes tipos de geotêxteis foram utilizados. No trecho em que foi implantada a instrumentação, o geotêxtil empregado foi um tecido de polipropileno, com 3m de comprimento, com espaçamento vertical de 50cm.

A instrumentação indicou como muito importante na mobilização de tensões e deformações, tanto a sequência executiva como, e principalmente, a compactação.

Luchon - França - 1987

[DELMAS (1988)]

A fim de restabelecer o acesso a um Hospital em Luchon, comprometido por um grande escorregamento, decidiu-se criar uma nova via na vertente oposta do vale onde se situava o caminho original. O novo traçado obrigou a construção de uma contenção com 5m de altura e 60m de extensão.

Foi construída uma estrutura de solo reforçado com

geotêxteis com paramento vertical. Por questões de preocupações estéticas essa estrutura foi revestida de forma especial, utilizando-se de um sistema inflável, técnica patenteada pela empresa francesa EBAL.

Foi utilizado um solo local, originário de xisto, com granulometria com frações de argila até pedra de mão, sendo 70% das partículas com diâmetros inferiores à brita 2.

O geotêxtil aplicado foi um tecido de filamentos múltiplos de poliéster com comprimentos de 3 e 4 m. O espaçamento vertical das camadas de reforço foi de 0,80m.

A instrumentação instalada constatou como fato mais importante que 80% da deformação final do reforço foi alcançada imediatamente após a compactação da camada correspondente.