

2

Reforço de Solos com Fibras

2.1.

Considerações Iniciais

Neste Capítulo apresenta-se uma revisão baseada na literatura existente, com relação à utilização de fibras como reforço de solos. Serão apresentadas as definições e propriedades gerais relacionadas à melhoria e ao reforço de solos. Em seguida apresentam-se os mecanismos de interação entre solo e reforço e as principais alterações que a adição das fibras provoca no solo.

Também apresenta-se uma revisão sobre a Teoria do Estado Crítico, pois os conceitos da mecânica dos solos clássica são utilizados como referência para a compreensão do comportamento do material abordado.

2.2.

Solos Reforçados

O reforço de solos é uma técnica na qual se insere um material que possua alta resistência à tração, promovendo, então, uma melhoria nas propriedades mecânicas dos solos, aumentando a resistência e diminuindo a compressibilidade destes.

O reforço de solos com fibras é uma técnica há muito tempo conhecida e empregada pela humanidade. Indícios do emprego desta técnica também são encontrados em partes da Grande Muralha da China e em estradas construídas pelos Incas, no Peru, empregando lã de lhama como reforço (Palmeira, 1992).

Aplicações pioneiras do que mais se aproxima de um geossintético dos dias atuais foi a utilização de mantas de algodão, em 1926, pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul, Estados Unidos, como reforço de camadas asfálticas em pavimentos. (Palmeira, 1992).

Inicialmente, diversos artigos foram publicados com o intuito de avaliar o efeito de raízes de plantas na resistência ao cisalhamento dos solos, dentre estes estão os trabalhos de Kaul (1965), Endo & Tsuruta (1969) e Gray & Ohashi (1983). Além de evidenciar a contribuição positiva de raízes de plantas para a resistência ao cisalhamento dos solos foi comprovado também que estas contribuíam também para a estabilidade dos taludes.

Baseando-se nos princípios de reforço que as raízes de plantas introduziam ao solo, foram desenvolvidas técnicas que atuassem da mesma maneira, e assim, em 1966, Vidal patenteou a técnica denominada “Terra Armada”, na qual o reforço foi alcançado através da introdução de tiras metálicas e painéis de concreto que constituíam a face do maciço.

A partir de então foram se desenvolvendo técnicas de estabilização de solos com a adição de novos materiais combinados com a compactação. Dentre estas técnicas pode-se destacar a estabilização utilizando cal e cimento, injeção de materiais estabilizantes, utilização de colunas de brita ou areia, pré-carregamento e emprego de drenos verticais, reforço com tiras metálicas ou geossintéticos etc.

A técnica de reforçar solos com fibras encontra-se inserida na tecnologia dos materiais compósitos. Tais materiais são originados da combinação de dois ou mais materiais que juntos apresentam propriedades que não são encontradas nos materiais originais, quando avaliados separadamente. Existem alguns livros no mercado que abordam a utilização de materiais compósitos fibrosos, onde um dos compósitos possuem forma de fibra. Dentre tais publicações pode-se citar Taylor (1994), Hannat (1994), Hollaway (1994), Illston (1994), Johnston (1994), Ashby e Jones (1994) e Budinski (1996).

Segundo Budinski (1996) um material compósito é constituído por uma matriz e um elemento de reforço e são desenvolvidos para otimizar os pontos fortes de cada uma destas duas fases; definiu ainda como sendo as combinações mais promissoras aquelas entre polímeros e materiais cerâmicos.

De acordo com a engenharia de materiais, o cimento Portland e seus produtos são considerados materiais cerâmicos, pois apresentam características típicas deste grupo, tais como alta rigidez, fragilidade e baixa resistência à tração. Já os polímeros são

caracterizados por possuírem baixo módulo de elasticidade, ductilidade variável e alta resistência à tração (Taylor, 1994).

Dessa forma a grande maioria dos reforços utilizados hoje é de origem polimérica. Isso devido ao grande avanço da indústria do petróleo e ao desenvolvimento de polímeros como plásticos, fibras, borrachas e adesivos (Illston, 1994).

Palmeira (1995) estabelece alguns tipos de geossintéticos disponíveis no mercado, são eles: geotêxteis, geogrelhas, geomalhas, geomembranas, tiras, fibras, e geocompostos. No entanto hoje existem outros tipos tais como geotubos, etc.

Os geotêxteis são os mais conhecidos, são compostos por fibras têxteis ordenadas ou dispostas aleatoriamente, tecido ou não-tecido, unidas por diferentes processos (ligação térmica, por costuras, por colas ou até mesmo por amarração). São usados para diversas aplicações na engenharia geotécnica. Devido à distribuição destas fibras, possuem poros que permitem a passagem de fluidos e gases, sendo excelentes materiais para obras de cunho hidráulico. Dentre muitas aplicações, as mais conhecidas são: drenagem, filtração, reforço de solo, separação entre camadas e barreira líquida (quando impregnado com algum material impermeabilizante – betume, bentonita, membranas plásticas, etc).

Já as geogrelhas consistem em grelhas de plástico com grandes aberturas de diferentes formatos. Estes vazios permitem o imbricamento entre os materiais granulares, aumentando assim a eficiência do reforço. Podem ser pré-tensionadas ou não, mobilizando assim a resistência do reforço para grandes ou pequenas deformações. Possuem a função principal de reforço de solo, sendo bastante utilizados também em muros de solo reforçado, encontros de viadutos, reforço de pavimentos e reforço de fundações.

As geomalhas são malhas sintéticas de menores dimensões (menores aberturas e filamentos de menores diâmetros) cuja resistência à tração do material não é um fator preponderante na qualidade do mesmo. Seus filamentos são distribuídos em forma de rede, que permitem o escoamento de uma grande quantidade de fluidos em uma pequena seção transversal. É um material excelente para desempenhar funções de drenagem de fluidos.

Também são excelentes materiais quando usadas em associação com geomembranas e geotêxteis, formando assim os geocompostos.

As geomembranas são materiais poliméricos em forma de placas (membranas) de material polimérico (plásticos ou PVC) ou vulcanizado (borrachas). Possuem função principal de barreira líquida, de impermeabilização e de separação entre camadas. Atualmente, este material vem tomando destaques em obras de cunho ambiental, principalmente em aterros de disposição de resíduos.

Os geocompostos consistem na combinação de dois ou mais geossintéticos como: geotêxteis, geogrelhas, georredes, geomembranas etc. Às vezes é necessário combiná-los com outros materiais naturais, tais como areia, brita, fibras naturais, solos, para que o mesmo possa desempenhar funções associadas e simultâneas.

O fibrosolo consiste na mistura de solo e fibras sintéticas, que pode ser aplicado a pavimentos (Specht, 2000; Homem, 2002), aterros sobre solos moles, estabilidade de taludes (Zornberg, 2002), além de outras aplicações, como em liners de cobertura de aterros sanitários (Heineck, 2002) e em fundações superficiais (Casagrande *et al.*, 2002).

2.3.

Reforço com Fibras

Existem vários tipos de fibras que podem ser utilizadas no reforço de solos. As fibras podem ser classificadas em quatro classes: naturais, minerais, metálicas e poliméricas. As características e propriedades dos materiais relacionados é que irão definir o comportamento do material compósito. Dessa forma a interação matriz–reforço está relacionada com as características do tipo de reforço e da matriz agindo em conjunto.

2.3.1.

Fibras Naturais

Pioneiras, as fibras vegetais foram as primeiras a serem empregadas pelo homem para reforço de solo. Utilizava-se bambu, capim, malva, coco, sisal, linho e cana-de-açúcar (Hannant, 1994). Estas fibras podem atingir altas resistências, porém a durabilidade dos

compostos formados com fibras vegetais representa um problema que deve ser criteriosamente avaliado, devido ao tempo de degradação desses materiais.

2.3.2.

Fibras Minerais

As principais fibras minerais são as fibras de carbono, as fibras de vidro e as fibras de amianto.

As fibras de carbono apresentam alta resistência e módulo de elasticidade em torno de 420 GPa., além, de apresentarem forte aderência entre a matriz e as fibras (Taylor,1994).

As fibras de amianto também possuem boa aderência e a resistência à tração está em torno de 1000 MPa e seu módulo de elasticidade em torno de 160 GPa (Taylor, 1994).

Já as fibras de vidro são manufaturadas na forma de fios compostos de centenas de filamentos individuais justapostos, que não são suscetíveis ao ataque dos álcalis (Taylor,1994).

2.3.3.

Fibras Metálicas

Existem várias pesquisas que aplicam as fibras de aço com a finalidade de melhoramento das propriedades mecânicas de materiais de construção. Geralmente essas fibras apresentam resistência à tração da ordem de 1100 MPa e o módulo de elasticidade em torno de 200 GPa . Possuem grande variedade de formatos e tamanhos, de forma a aumentar sua aderência com a matriz. E sua ruptura geralmente está associada ao arrancamento da fibra.

2.3.4.

Fibras Poliméricas

As fibras poliméricas possuem diferentes denominações e comportamentos de acordo com a estrutura química que pode ser de diversos tipos. Além dos diferentes tipos de

polímeros, existem numerosas formas de fibras poliméricas, a fim de melhorar a adesividade à matriz e resistência.

Vários autores têm estudado tais fibras, a citar Al Wahab & Al-Qurna (1995), Al Wahab & El-Kedrah (1995) e Nataraj *et al.* (1996). Outro formato também utilizado por alguns autores (McGown *et al.*, 1978; Morel & Gourc, 1997) e que se diferencia um pouco do formato de fibra são as malhas, que proporcionam um maior intertravamento com as partículas do solo. Outro tipo, desenvolvido na França, chamado de Texsol, consiste em um filamento contínuo que é distribuído aleatoriamente dentro da massa de solo (Casagrande, 2005).

As fibras poliméricas se dividem em: fibras de polipropileno; fibras de polietileno; fibras de poliéster e fibras de poliamidas.

As fibras de polipropileno são bastante flexíveis e possuem grande tenacidade. Seu módulo de elasticidade margeia 8 GPa e sua resistência à tração é aproximadamente 400MPa. E também possuem resistência ao ataque de várias substâncias químicas (Taylor, 1994).

Já as fibras de polietileno possuem baixo módulo de elasticidade e são fracamente aderidas à matriz cimentada, porém altamente resistente aos álcalis. Sua durabilidade é alta, mas apresenta grandes deformações de fluência (Hannant, 1994).

As fibras de poliéster, por sua vez, apresentam alta densidade, rigidez e resistência. Estas fibras possuem aspectos bastante semelhantes às fibras de polipropileno e assim, podem ser utilizadas para as mesmas aplicações (Taylor, 1994).

A fibra de poliamida é comercialmente conhecida como Kevlar e representa a fibra orgânica de maior sucesso. São polímeros contendo longas cadeias, geralmente possuem baixa resistência e rigidez, devido a forma de suas moléculas espiraladas e dobradas. No entanto, podem-se alcançar altas resistências, 3000 MPa, e módulos de elasticidade, 64 GPa, se forem esticadas e reforçadas durante o processo de manufatura.

2.4.

Interação Solo-Fibra

São complexos os fatores que afetam o comportamento do compósito solo-fibra (Vendruscolo, 2003). Inúmeras combinações de variáveis alteram os mecanismos de interação. Para cada combinação de variáveis, o resultado pode implicar em respostas diferentes, podendo até nem atender às expectativas.

Vendruscolo (2003) afirmou que o melhoramento das propriedades dos solos reforçados com fibras depende de algumas variáveis referentes às fibras, tais como: comprimento, teor, resistência, módulo de elasticidade, rugosidade e orientação do reforço. E também depende dos parâmetros do solo (grau de cimentação, forma e distribuição granulométrica), da tensão de confinamento e do modo de carregamento.

A seguir são apresentadas, resumidamente, as conclusões obtidas por diversos pesquisadores a respeito do comportamento de solos reforçados com fibras. Alguns aspectos apresentaram resultados antagônicos, dependendo diretamente do tipo de fibra utilizada.

- *Teor de fibra:* quanto maior o teor de fibra, maior é o acréscimo de resistência mecânica, até um certo limite, a partir do qual este efeito não é mais observado (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; McGown *et al.*, 1988; Maher & Ho, 1994; Ulbrich, 1997; Specht, 2000; Santoni *et al.*, 2001; Vendruscolo, 2003); o aumento do teor de fibra provoca aumento do índice de fragilidade e da capacidade de absorção de energia de deformação (Maher & Ho, 1993); a inclusão de fibras diminui o índice de fragilidade e aumenta a capacidade de absorção de energia (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2002).
- *Comprimento da fibra:* quanto maior o comprimento da fibra maior é o ganho de resistência mecânica, até um limite assintótico (Gray & Ohashi, 1983; Ulbrich, 1997; Santoni *et al.*, 2001; Heineck, 2002; Vendruscolo, 2003); o aumento do comprimento da fibra provoca redução do índice de fragilidade e

aumento da capacidade de absorção de energia (Crockford *et al.*, 1993; Ulbrich, 1997; Montardo *et al.*, 2002); o aumento do comprimento provoca diminuição da resistência de pico e aumento da capacidade de absorção de energia (Maher & Ho, 1994).

- *Orientação das fibras*: os elementos de reforço devem estar posicionados na direção das deformações de tração do solo (McGown *et al.*, 1978; Morel & Gourc, 1997; Fatani *et al.*, 1991); fibras distribuídas aleatoriamente mantém a resistência isotrópica, não sendo observados planos potenciais de fragilidade (Gray & Al-Refeai, 1986; Gray & Maher, 1989).
- *Rugosidade*: as fibras devem estar bem aderidas à matriz do compósito para que a sua resistência à tração seja mobilizada (Taylor, 1994).
- *Módulo de elasticidade da fibra*: fibras com módulo baixo comportam-se como reforços idealmente extensíveis (Gray & Ohashi, 1983; Specht, 2000); fibras com módulo baixo não contribuem para o aumento da resistência mecânica (Montardo, 1999; Specht, 2000); quanto maior for o módulo do reforço mais facilmente as fibras poderão ser arrancadas (Shewbridge & Sitar, 1990).
- *Tensão confinante*: foi verificada uma tensão de confinamento crítica onde, abaixo desta, os elementos de reforço são arrancados (Gray & Ohashi, 1983; Teodoro, 1999; Morel & Gourc, 1997; Kaniraj & Havanagi, 2001; Heineck, 2002). A tensão confinante crítica é sensível a alguns parâmetros do compósito solo-fibra como fator de forma das fibras (l/d), coeficiente de uniformidade e forma das partículas do solo (Gray & Maher, 1989).
- *Modo de carregamento*: o número de ciclos necessários para causar ruptura em solos cimentados aumenta com a inclusão das fibras (Maher & Ho, 1993; Crockford *et al.*, 1993; Specht, 2000).

As características de resistência e deformabilidade do elemento de reforço possuem grande influência no comportamento tensão *versus* deformação do solo reforçado. Sendo

assim, as fibras passam a exercer uma ação efetiva dentro da massa de solo quando esta é submetida a esforços externos, ou seja, quando sofre deformações. O comportamento das fibras é comandado pelas características de deformabilidade do solo e pela distribuição dessas deformações.

MCGown *et al.*, (1978) estabeleceram uma analogia entre o elemento de reforço de solo e uma estaca cravada, Figura 1, em sistemas de estacas, podendo existir estacas comprimidas ou tracionadas. As estacas, por sua vez, induzem deformações à massa de solo. Já no sistema de solo reforçado ocorre o contrário, carregamentos externos de compressão ou alívio de tensões agem na massa de solo provocando deformações internas que acabam por transferir esforços para os elementos de reforço. Porém, as deformações internas do solo envolvidas nestas condições não são analogamente correspondentes às envolvidas no sistema de estacas.

As fibras ao serem submetidas a esforços de tração transferem esforços para o solo, provocando uma redistribuição de tensões e, portanto, de deformações na matriz de solo.

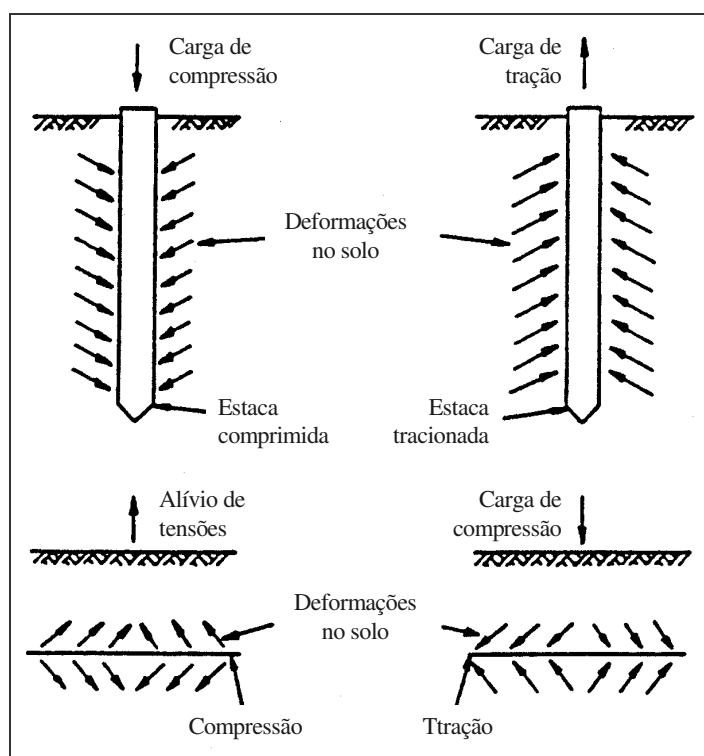


Figura 1: Comparação de estaca com elemento de reforço de solo (McGown *et al.*, 1978)

O emprego de fibras discretas aleatoriamente distribuídas possui duas grandes vantagens em relação aos solos reforçados com inclusões orientadas, contínuas ou não: minimiza o surgimento de qualquer tipo de anisotropia e não induz planos preferenciais de fraqueza (Maher & Gray, 1990). As características almejadas com a inclusão de fibras nem sempre dizem respeito a um aumento da capacidade de suporte do material. Vários outros aspectos, como maior capacidade de absorção de energia (maior resistência ao impacto), queda na redução de resistência pós-pico (para o caso de materiais mais frágeis), maior capacidade de absorver deformações até atingir a resistência última.

2.5.

Comportamento dos Solos Reforçados com Fibras

Inúmeros autores relataram algumas mudanças no comportamento mecânico dos solos reforçados com fibras. Tais mudanças estão relacionadas com a compactação, resistência, deformabilidade, modo de ruptura e rigidez.

Hoare (1979) estudou experimentalmente a influencia da adição de fibras de polipropileno na compactação de um cascalho de areia. E observou que as fibras fornecem ao solo uma resistência a compactação, ou seja, para as mesmas energias de compactação a porosidade da mistura é maior, e este aumento é linear em relação à quantidade de fibra.

Com relação à resistência de pico, Gray & Ohashi (1983) e Gray & Al-Refeai (1986) constataram que a resistência aumentava de forma linear com o aumento da quantidade de reforço. Porém, Jewell & Wroth (1987) Shewbridge & Sitar (1989) e Teodoro (1999), observaram que o aumento não acontecia de forma linear. Diferentemente, estudos experimentais realizados por Casagrande (2001) e Casagrande & Consoli (2002), em areia siltosa reforçada com fibras de polipropileno, mostraram um crescimento constante da resistência com a deformação axial, caracterizando um comportamento elasto-plástico de enrijecimento.

Segundo Vendruscolo (2003), as fibras possuem a característica de conferir um intercepto coesivo ao solo arenoso, além de proporcionarem um aumento do ângulo de

atrito. Montardo (1999) e Consoli *et al.* (2003-b) constataram o aumento do ângulo de atrito tanto para uma areia uniforme cimentada como não cimentada reforçada com vários tipos de fibra. Acréscimos da coesão somente foram verificados para a areia não cimentada reforçada com fibras.

Segundo Vendruscolo (2003) as fibras possuem a característica de conferir um intercepto coesivo ao solo arenoso, além de proporcionarem um aumento do ângulo de atrito. Já para o solo cimentado, as fibras têm uma influência maior sobre a coesão última e o ângulo de atrito último.

Analisando a resistência ao cisalhamento pós-pico, praticamente todos os trabalhos que analisaram o comportamento de solos reforçados em termos da resistência concluíram que a adição de fibras reduz a queda da resistência pós-pico (Gray & Ohashi, 1983; Gray & Al-Refeai, 1986; Fatani *et al.*, 1991; Ranjan *et al.*, 1996; Consoli *et al.*; 1997, 1999, 2002-b; Donato *et al.*, 2004; Casagrande *et al.*, 2006; Consoli *et al.*, 2007-a).

A adição de fibras promove um aumento da ductilidade do solo. Esta observação foi apresentada em caráter unânime pelos vários autores que avaliaram este parâmetro (Hoare, 1979; McGown *et al.*, 1988; Maher & Ho, 1993; Nataraj *et al.*, 1996; Consoli *et al.*, 1999).

O modo de ruptura de areias reforçadas por malhas de polipropileno foi estudado por Morel & Gourc (1997) em um ensaio biaxial. Os resultados mostraram que a inserção do reforço não modifica a posição da banda de cisalhamento, porém modifica o comportamento de ruptura. Em função da ductilidade do reforço, mesmo após a formação da banda de cisalhamento, as tensões continuam a crescer, pois parte da carga passa a ser absorvida pelo reforço.

Segundo Feuerharmel (2000) a forma de ruptura do solo é alterada pela inclusão de fibras de polipropileno, reduzindo a fragilidade dos solos. A amplitude dessas alterações depende fundamentalmente de uma boa adesão solo-fibra, que pode ser atingida pela ação de um agente cimentante, formando uma estrutura cimentada bastante resistente ou por uma combinação apropriada dos fatores comprimento das fibras e tensões efetivas médias normais atuantes.

Em se tratando de rigidez do compósito, o efeito do reforço fibroso na rigidez inicial do compósito depende das características do mesmo. Michalowski & Cermák (2003) observaram que a adição de uma fibra sintética em um solo arenoso causou uma queda da rigidez inicial, por outro lado, a adição de fibras de aço aumentou a rigidez inicial. Para Feuerharmel (2000) a intensidade das alterações no módulo de elasticidade depende também do tipo e das características de cada solo.

Segundo Casagrande (2005) os parâmetros de resistência do solo reforçado são representados por um ângulo de atrito elevado na porção inicial e um intercepto coesivo muito alto na segunda porção da envoltória, onde a resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-fibra se iguala ou supera a resistência à tração da fibra.

2.6.

Teoria do estado Crítico

2.6.1.

Conceitos Fundamentais

Quando um solo tende a uma condição na qual o cisalhamento pode continuar ocorrendo sem que apresente variações expressivas de volume ou de seu estado efetivo de tensões, diz-se que este atingiu sua condição de estado crítico. Em termos algébricos tem-se:

$$\frac{\partial q}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_1} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_1} = 0 \quad (2.1)$$

Onde ε_1 é a deformação, q é a tensão desvio, p' é a tensão efetiva e e o índice de vazios.

A Teoria do Estado Crítico, possui como mecanismo básico de compressão em solos o rearranjo de grãos. Em solos granulares este mecanismo pode ser acompanhado da quebra de grãos, e, em solos argilosos, pela contração ou expansão das partículas de argila.

O comportamento do solo sob carregamento isotrópico é normalmente representado no espaço $v : \ln p'$, onde p' representa a tensão efetiva média e v é o volume específico do solo. Para a maioria dos solos, a compressão e a expansão são lineares neste espaço, representando uma boa idealização do comportamento da maioria das argilas e areias. Para solos granulares, as variações volumétricas durante o carregamento são freqüentemente acompanhadas da quebra de grãos, onde se faz necessária a aplicação de altas tensões, usualmente maiores que 1000kPa, para a identificação do comportamento real destes solos. Os invariantes de tensão q e p' , utilizados para descrever o estado corrente da amostra juntamente com o volume específico v , são definidos como:

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (2.2)$$

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (2.3)$$

$$v = 1 + e \quad (2.4)$$

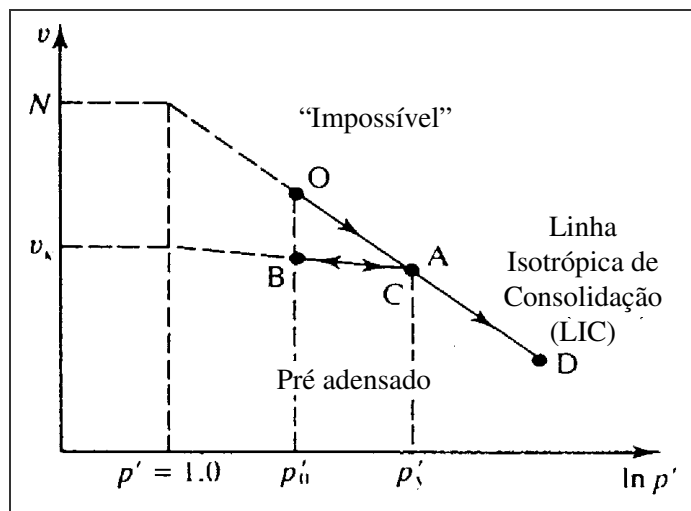
A Figura 2 esquematiza o comportamento dos materiais sob carregamento isotrópico. A reta AO, correspondente ao primeiro carregamento, é conhecida como *Linha Isotrópica de Consolidação (LIC)*, e pode ser expressa por:

$$v = N - \lambda \cdot \ln p' \quad (2.5)$$

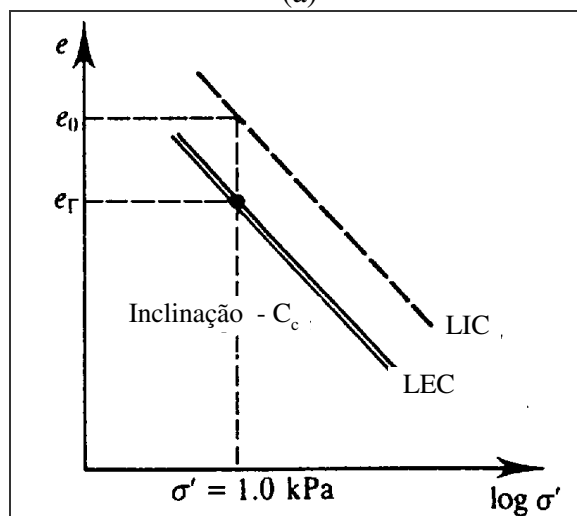
onde N é o valor de v para $p' = 1\text{kPa}$ e λ é o valor do gradiente da LIC. A reta BC, conhecida como curva de expansão, é expressa pela equação:

$$v = v_\kappa - \kappa \cdot \ln p' \quad (2.6)$$

onde v_κ é o valor de v para $p' = 1\text{kPa}$ e κ é o valor do gradiente da curva de expansão. Os parâmetros λ , κ e N são constantes para cada solo, resultando na existência de uma única LIC definida pelos mesmos.



(a)



(b)

Figura 2: (a) Representação da Linha Isotrópica de Compressão e (b) da Linha do Estado Crítico. (Atkinson, 1993)

Uma amostra de solo carregada isotropicamente irá seguir a reta OD (Figura 2-a). Se for descarregada, seguirá uma linha de expansão tal qual a reta AB, mas nunca irá mover-se para um estado à direita da LIC. Portanto, a LIC representa um estado limite entre estados possíveis, à esquerda, e impossíveis, à direita da LIC.

Após sofrer carregamento isotrópico, um solo cujo estado encontra-se sobre a linha OAD da Figura 2-a é considerado como sendo Normalmente Adensado. Por outro lado, se o solo encontra-se em um estado qualquer à esquerda da LIC, tendo seguido uma linha de

expansão tal qual a CB, é considerado um solo Pré Adensado, onde o ponto C corresponde à tensão máxima experimentada pelo solo, p'_y .

A *Linha do Estado Crítico (LEC)* também é representada no espaço $v : \ln p'$ por uma reta paralela à LIC. A LEC pode ser descrita pela equação:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (2.7)$$

onde Γ é definido como o valor do v correspondente à $p' = 1\text{kPa}$. Desta maneira, Γ define a localização da LEC da mesma forma que N define a localização da LIC. A projeção da LEC no plano $q : p'$ é uma reta.

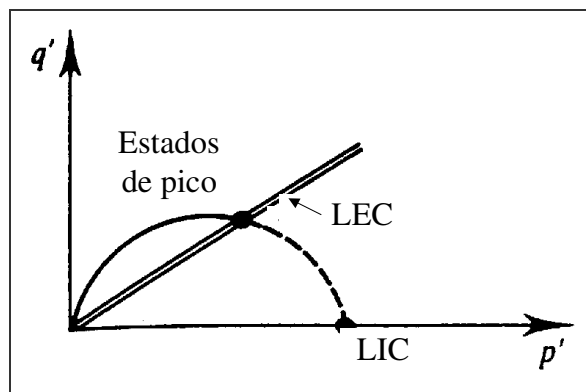
$$q = Mp' \quad (2.8)$$

A expressão que correlaciona M com o ângulo de atrito interno do solo podem ser expressa, para ensaios triaxiais de compressão de acordo com a equação 2.9.

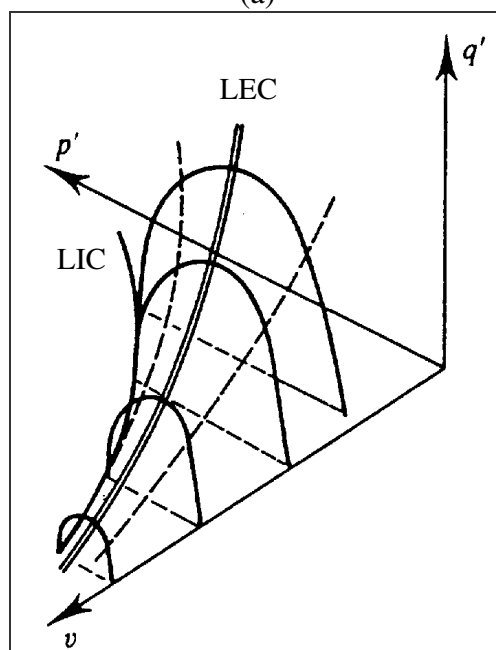
$$M_c = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (2.9)$$

As amostras que se encontram à direita da LEC, ou no lado úmido, comprimem durante o cisalhamento e não apresentam picos de resistência. Correspondem às argilas Normalmente Adensadas ou fracamente Pré Adensadas e areias fofas. Por outro lado, o solo cujo estado inicial situa-se à esquerda da LEC, ou no lado seco, expandem após uma pequena contração durante o cisalhamento e atingem picos de resistência antes de atingirem o estado último. Correspondem às argilas fortemente PA e areias densas.

A LIC representa um limite para todos os estados possíveis na compressão isotrópica. Da mesma forma, a envoltória de pico (Figura 3-a) deve representar um limite para todos os estados possíveis uma vez que, por definição, ela representa os pontos de resistência máxima. É importante lembrar que, para cada valor de volume específico, existe uma envoltória de pico, que somadas irão formar uma superfície de pico no espaço tridimensional $q:p':v$, ilustrada na Figura 3-b.



(a)



(b)

Figura 3: (a) Representação da envoltória de pico e (b) da Superfície Limite de Estado.

(Atkinson, 1993)

A envoltória limite para amostras situadas no lado seco da LEC determinam a envoltória de pico. Já no lado úmido, a envoltória limite que une a LIC com a LEC, é determinada por uma superfície limite de estado no espaço $q : p' : v$.

A superfície limite de estado é o limite para todos os estados possíveis de um solo reconstituído. Por definição, não existirão estados fora desta superfície, apesar de existirem casos onde podem ocorrer estados fora da superfície limite em função da cimentação em solos reconstituídos.

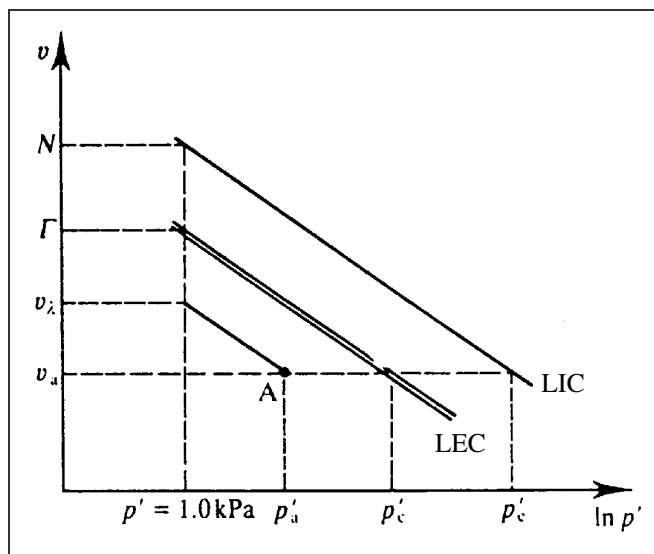
Durante o cisalhamento, se o solo estiver dentro da superfície limite do estado, as deformações são assumidas como sendo puramente elásticas. No momento que o estado situa-se sobre a superfície limite, ocorrem simultaneamente deformações elásticas e plásticas. Porém, sabe-se que este é um modelo de comportamento idealizado e que na realidade existem deformações inelásticas dentro da superfície limite de estado.

É possível que se utilize o recurso de normalização com relação a uma tensão equivalente com o objetivo de adimensionalizar q e p' , sendo os parâmetros de normalização, mostrados na Figura 4-a, são a tensão equivalente p'_e e a tensão crítica p'_c . Ambas as tensões representam a tensão na LIC e na LEC correspondente ao volume específico do solo após ser isotropicamente consolidado.

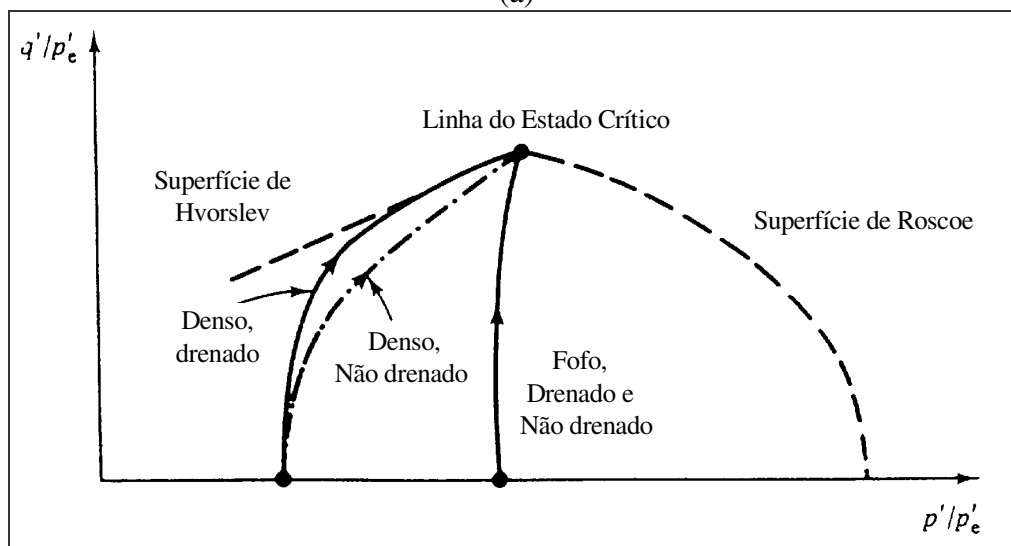
A tensão equivalente sobre a LIC pode ser calculada durante o ensaio pela expressão:

$$p'_e = \exp[(N - \nu)/\lambda] \quad (2.10)$$

Normalizando-se em relação à pressão equivalente, as trajetórias de tensão para solos NA ou fracamente PA, drenados e não drenados, seguem a mesma superfície curva chamada de Superfície de Roscoe (Figura 4-b). Esta superfície liga os pontos representados pela LIC e pela LEC no espaço $q : p' : \nu$. Desta forma, a superfície de Roscoe é uma superfície limite de estado onde é impossível que um solo reconstituído situe-se à sua direita no plano normalizado $q/p'_e : p'/p'_e$. Da mesma forma, uma superfície limite de estado denominada Superfície de Hvorslev limita os estados de solos fortemente PA no espaço $q : p' : \nu$.



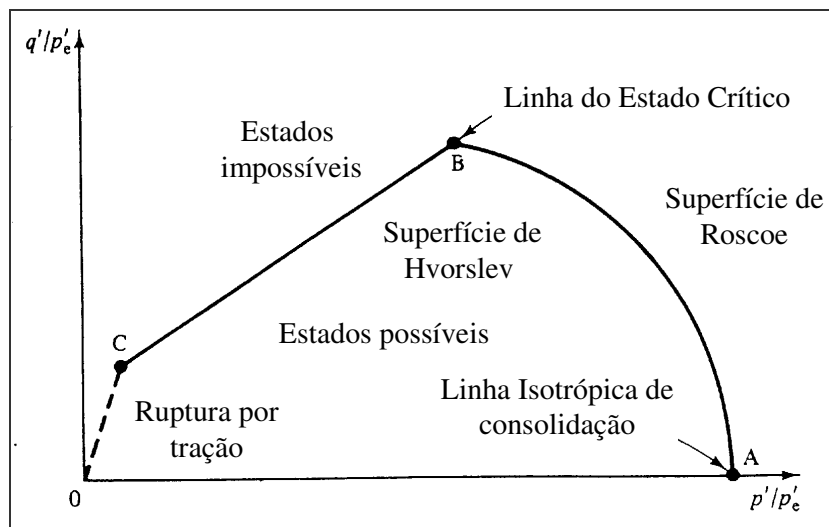
(a)



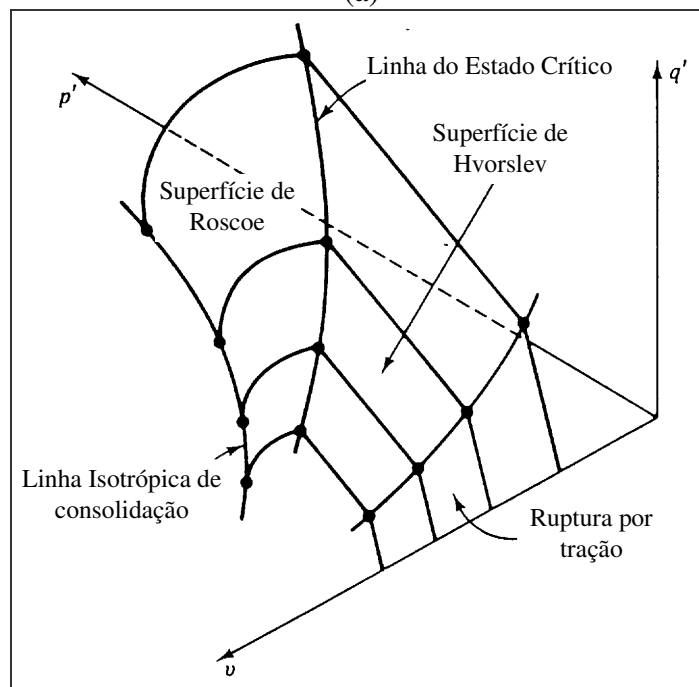
(b)

Figura 4: (a) Parâmetros para normalização (Atkinson, 1993) e (b) superfície limite de estado no plano normalizado $q/p'_e : p'/p'_e$ (Atkinson & Bransby, 1978)

As Figuras 5-a e 5-b representam a superfície limite de estado completa no plano $q/p'_e : p'/p'_e$ e no espaço $q : p' : v$. No plano normalizado, a LIC é representada pelo ponto A e a LEC pelo ponto B.



(a)



(b)

Figura 5: (a) Representação superfície limite de estado completa no plano normalizado e (b) no espaço $q : p' : v$. (Atkinson & Bransby, 1978)

Existe uma relação entre q/p' e a taxa de dilatação ($d\varepsilon_v/d\varepsilon_s$) de solos para estados sobre a superfície limite de estado, no lado seco e no lado úmido da LEC, expressa pela equação:

$$\frac{q}{p'} = M - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \quad (2.13)$$

A Figura 6 mostra a relação entre q/p' e a taxa de dilatação para solos NA e PA. Existem dois pontos, A e C, onde a taxa de variação volumétrica é zero e $q/p'=M$. Conseqüentemente, plotando-se q/p' e a taxa de dilatação, a posição do ponto do estado crítico C pode ser encontrada mesmo se o carregamento for terminado antes das amostras alcançarem o estado crítico.

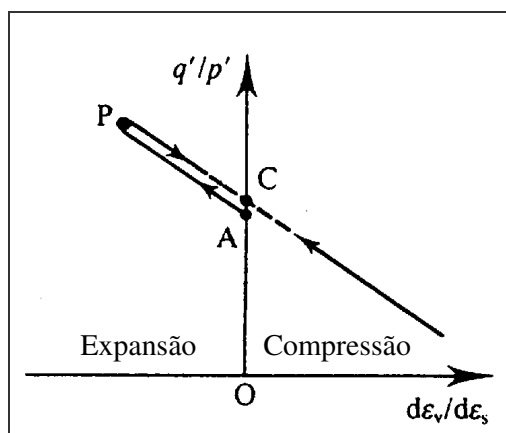


Figura 6: Relação entre q/p' e a taxa de dilatação (Atkinson, 1993)