

2 Aspectos Teórico-experimentais Gerais

Neste capítulo são apresentadas, sem maiores detalhamentos, considerações associadas a aspectos teóricos e/ou experimentais relativos aos diferentes objetos de estudos e pesquisas desenvolvidos durante o transcorrer da presente dissertação. Neste sentido, o mesmo compreende uma revisão bibliográfica direcionada, não extensiva, que salienta ou aborda, de forma simplificada e direta, somente assuntos ou ferramentas que foram motivo de uso no desenvolvimento da dissertação.

2.1. Material de Fundação (argila)

2.1.1. Teoria do Estado Crítico e Cam-Clay Modificado (CCM)

Teoria do estado crítico (*CST – critical state theory*).

Quando uma amostra de areia fofa ou de argila normalmente adensada é cisalhada em um ensaio triaxial, ela passa por estados progressivos de tensão até atingir um patamar de ruptura, ou seja, experimenta deformações plásticas de modo contínuo, diminuindo de volume até chegar a um índice de vazios final, o qual permanece constante em relação a deformações adicionais (fofo, na Figura 2.1). Nesta condição tem-se que $\partial q/\partial \varepsilon_1 = \partial e/\partial \varepsilon_1 = 0$, onde $q = \sigma_1 - \sigma_3$, sendo σ_1 = tensão principal maior e σ_3 = tensão principal menor, e = índice de vazios e ε_1 = deformação axial no ensaio triaxial convencional.

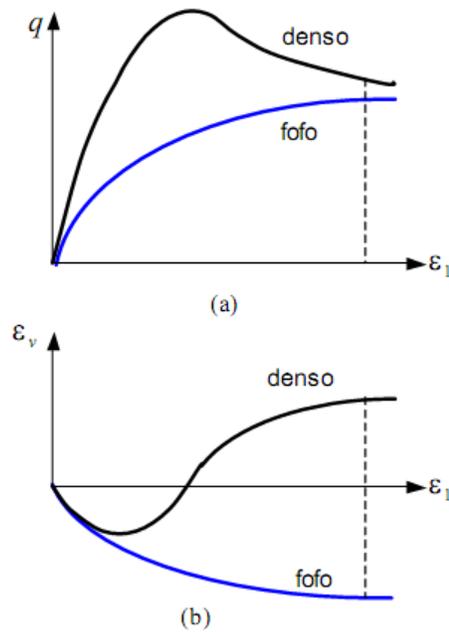


Figura 2.1: Ensaio CTC para solos denso e fofo: a) curva q - ε_1 ; b) curva ε_v - ε_1 . Ibañez (2003).

Se uma amostra de areia densa ou de argila pré-adensada é cisalhada, a mesma passa por uma tensão desviadora máxima (tensão de pico) para em seguida, gradualmente, diminuir para um valor último. Neste processo, o solo inicialmente experimenta diminuição de volume, para depois expandir (comportamento dilatante) e chegar, finalmente, a um volume constante correspondente ao estado crítico (denso, na Figura 2.1).

Os pontos no plano p' - q no estado constante de variação de volume ou de tensão desviadora ($q/2$) são relacionadas por uma constante M que é a inclinação de $\Delta q/\Delta p'$.

No plano e - $\ln(p')$ que também pode-se substituir por um gráfico w - $\ln(p')$, $\ln(e)$ - $\ln(p')$ ou $\ln(w)$ - $\ln(p')$ a linha de consolidação isotrópica (LCI) ou linha virgem situa-se sempre no lado direito, sendo ambas paralelas (Figura 2.2a). A linha do estado crítico (LEC) define duas regiões possíveis para o estado do solo: NA (normalmente adensado) e PA (pré-adensado).

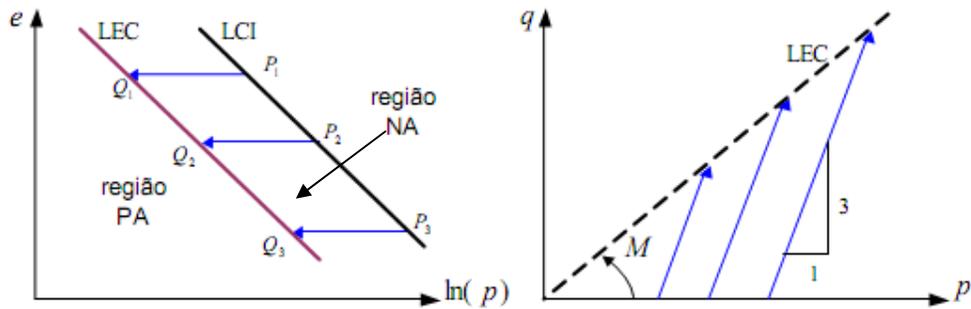


Figura 2.2: a) Resultado de ensaios CTC não drenados no plano $e - \ln(p)$ b) Ensaios CTC drenados no plano $p - q$, Ibañez (2003).

Modelo Cam-Clay Modificado (CCM)

O modelo foi o resultado dos trabalhos de Schofield e Wroth (1968) e de Roscoe e Burland (1968) desenvolvidos a partir do trabalho de Roscoe et. al (1958, 1963). A principal diferença entre o modelo Cam-Clay e o Cam-Clay Modificado está na descrição da superfície de escoamento. No primeiro caso esta superfície tem a forma de uma gota de água semi-plana. No Cam-Clay Modificado ela tem a forma de uma elipse (Figura 2.3).

O modelo é descrito pelos parâmetros λ (*inclinação da linha virgem*), κ (*inclinação da linha de descarregamento/re carregamento*), e , M , onde M é calculado por:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (2.1)$$

onde ϕ' é o ângulo de atrito efetivo da envoltória de Mohr-Coulomb.

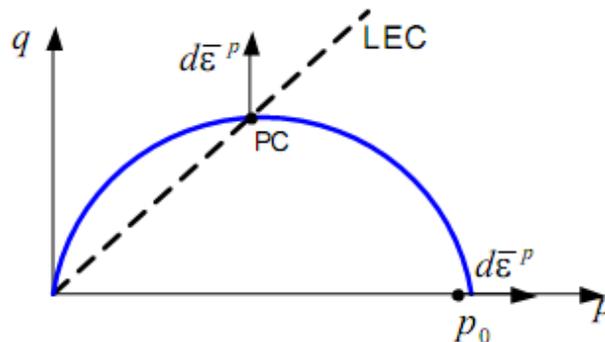


Figura 2.3: Superfície de escoamento (SE) e direção do fluxo plástico no modelo Cam-Clay Modificado, Ibañez (2003).

2.1.2. Ensaios de Campo e Laboratório na Argila

2.1.2.1 Ensaios de campo

Ensaio Standart Penetration Test (SPT)

A normalização brasileira veio em 1980 com a NBR 6484, com o título de “*Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos*”, que tem o objetivo de prescrever o método de execução do ensaio SPT.

Ruver (2005), entre vários outros autores, relata o procedimento do ensaio, que consiste em penetrar um amostrador padrão (diâmetros interno e externo, respectivamente, de 34,6 mm e 50,8 mm) no solo por meio da queda de um martelo padrão (65 kg) a uma altura de 0,75 m nos três últimos 0,15 m (total de 0,45 m) a cada metro de profundidade do furo de sondagem. O índice de resistência à penetração (N_{SPT}) é o valor da soma do número de golpes dos 0,30 m últimos da penetração do amostrador padrão. Deve-se coletar amostras de solo retidas no interior do amostrador a cada metro de profundidade ensaiada.

A Figura 2.4 apresenta as duas fases dos ensaios: cravação do amostrador e avanço do furo de sondagem por meio de trépano de lavagem; bem como os detalhes e dimensões dos principais elementos que compõem a aparelhagem necessária para a execução do ensaio SPT.

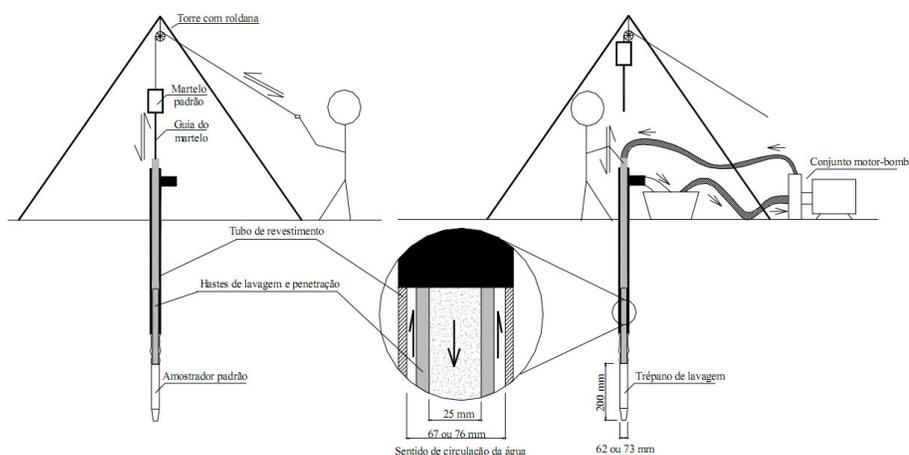


Figura 2.4. (a) ensaio SPT durante a cravação do amostrador padrão, e (b) avanço da perfuração por meio do trépano de lavagem (Ruver, 2005)

Ensaio de Palheta

Januzzi (2009), entre diversos outros autores, relata que o ensaio de palheta consiste em inserir verticalmente no terreno quatro lâminas, formando ângulos retos entre si (seção é uma cruz). O cisalhamento realiza-se a velocidade de rotação constante (típicamente, 6º/min), medindo-se o torque T correspondente. A resistência não drenada máxima é obtida a partir do torque máximo, T_{máx}, (ver Figura 2.5) utilizando-se a seguinte expressão:

$$S_u = \frac{6T}{7\pi D^3} \quad (2.2)$$

Valores de resistência não drenada correspondentes ao estado amolgado, s_{ur} , são também obtidos a partir da equação 2.2. Neste caso, o torque considerado é o relativo ao ensaio na condição amolgada (tipicamente definido após a execução, rápida, de cerca de 10 voltas completas da palheta no ponto de ensaio).

A sensibilidade, St , é definida como a relação entre os valores de resistência não drenada correspondentes à condição natural, s_u , e amolgada, s_{ur} (equação 2.3).

$$St = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (2.3)$$

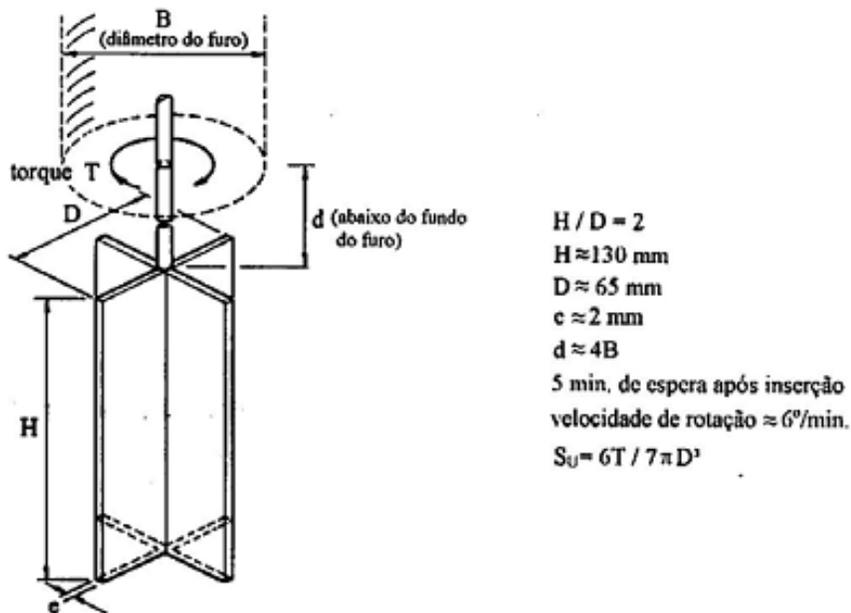


Figura 2.5 – Resumo das dimensões e procedimentos mais usados no ensaio de palheta, Januzzi (2009).

Conforme proposto por Bjerrum (1972), os resultados dos ensaios de palheta devem ser corrigidos pelo fator μ (ver Figura 2.6). Tal correção foi desenvolvida a partir de análises de aterros rompidos, tendo sido associado a efeitos de velocidade de deformação, anisotropia e ruptura progressiva em argilas.

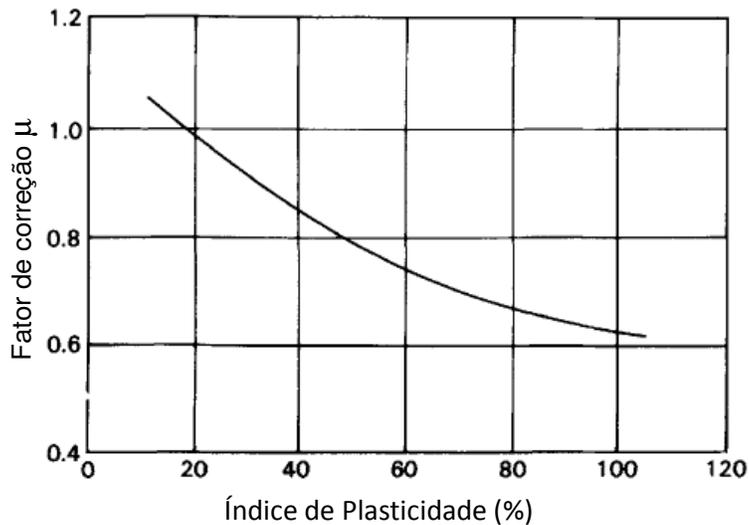


Figura 2.6: Fator de correção para a resistência ao cisalhamento não drenada do ensaio da palheta (Bjerrum 1972).

Ensaio de Piezocone

Mondelli (2004), entre diversos outros autores, relata que o piezocone é um ensaio de penetração quase-estática *in situ*, que permite identificar e avaliar o perfil e parâmetros geotécnicos do solo. Nos Estados Unidos, o procedimento está normalizado de acordo com a ASTM D3411 (1986), tanto para o ensaio com medida de poro-pressões (CPTU), como para o ensaio sem essa medida (CPT). No caso do Brasil emprega-se a norma NBR-12069/91 (Ensaio de penetração de cone *in situ*).

Nesse ensaio, uma ponteira em forma cônica (Figura 2.7), que é conectada à extremidade de um conjunto de hastes, é introduzida no solo a uma velocidade constante igual a 2cm/s, que é aproximadamente igual a 1m/min. O cone tem um vértice de 60° e um diâmetro típico de 35,68 mm (que corresponde a uma área de 10 cm²). O diâmetro das hastes é igual ou menor do que o diâmetro do cone. Durante o ensaio, a resistência à penetração da ponta do cone é medida constantemente. Também é medida a resistência à penetração de uma luva de atrito que é alojada logo atrás do cone.

Os penetrômetros elétricos possuem células de carga que registram a resistência de ponta (q_c) e o atrito lateral (f_s). Valores de poro-pressão (U) atrás do cone durante a penetração são determinados por meio de um transdutor de pressão. Alguns piezocones possuem múltiplos transdutores de pressão, permitindo determinar também a poro-pressão na ponta (U_1), atrás da ponta (U_2) e atrás da luva de atrito (U_3).

Uma das principais aplicações do piezocone é para a identificação do perfil geotécnico a partir do emprego de cartas de classificação. A experiência tem demonstrado que, tipicamente, a resistência de ponta (q_c) é alta em areias e baixa em argilas, e o atrito lateral (f_s) é baixo em areias e alto em argilas.

A resistência de ponta e o atrito lateral aumentam com a profundidade devido à tensão de confinamento. Portanto, os dados obtidos pelo CPT ou CPTU necessitam de correções, especialmente para as sondagens mais profundas. Por exemplo, em uma camada espessa de argila pré-adensada, a resistência do cone aumentará com a profundidade, resultando em mudanças aparentes na classificação do material.

A resistência não drenada é relacionada à resistência de ponta do cone convencional, q_c , pela seguinte equação (Bowles, 1998):

$$Su = \frac{q_c - \gamma z}{N_k} \quad (2.4)$$

onde γ = peso específico total do solo, z = profundidade e N_k = fator do cone.

No caso de piezocone com medida de poro-pressão atrás da ponta, a seguinte expressão se aplica:

$$Su = \frac{q_t - \gamma z}{N_{kt}} \quad (2.5)$$

onde N_{kt} = fator do piezocone e q_t é a resistência do cone, dada por:

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad (2.6)$$

onde q_c = resistência de ponta do piezocone, u_2 = poro-pressão medida atrás da ponta e a = razão entre a área da área neta e a área total do cone.

O parâmetro N_{kt} tem sido adotado tomando-se como base resultados de ensaios de palheta (e.g. Almeida et. al. 2010), de acordo com a seguinte expressão:

$$N_{kt} = \frac{q_t - \gamma z}{S_u(\text{palheta})} \quad (2.7)$$

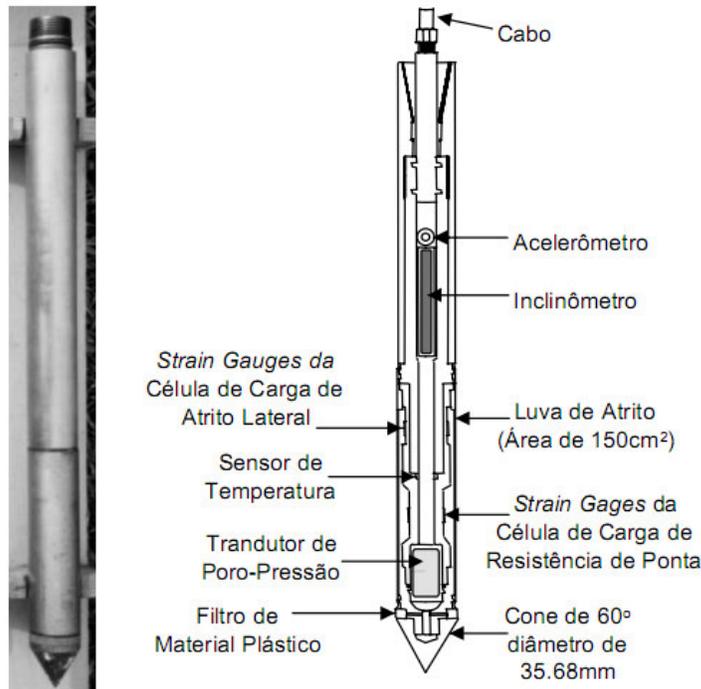


Figura 2.7: Piezocone com inclinômetro, sensor de temperatura e acelerômetro, Mondelli, (2004)

2.1.2.2.

Ensaio de Laboratório

Medida da Sucção Mátrica

Papel filtro

O método do papel filtro permite determinar a curva característica de sucção ou curva de retenção de umidade de solos (e.g. Marinho, 1997). Procedimentos relativos a este ensaio estão descritos na norma ASTM D5298.

Com a curva característica se pode determinar, de forma indireta, a sucção mátrica de um solo para a umidade desejada. Em um ambiente fechado envolvendo o papel filtro e o solo, as sucções do papel e do solo se equilibram. Geralmente o papel filtro absorve água e aumenta sua umidade, enquanto que o solo perde umidade.

O papel filtro tem sua relação umidade gravimétrica x sucção calibrada. Com isto se pode determinar a sucção mátrica do solo para a umidade do mesmo no equilíbrio de sucções. Marinho (1997) sugere um tempo de equalização de 7 dias como suficiente para determinações da sucção mátrica.

Diferentes curvas de calibração do papel filtro são disponíveis na literatura. No caso de emprego do papel filtro Whatman N° 42, utilizado no presente trabalho, Chandler et al. (1992) propuseram a utilização das seguintes expressões:

$$\text{Para umidades do papel de filtro } > 47\% \text{ Sucção (kPa)} = 10^{(6.05-2.48 \log w)} \quad (2.8)$$

$$\text{Para umidades do papel de filtro } \leq 47\% \text{ Sucção (kPa)} = 10^{(4.84-0.0622 w)} \quad (2.9)$$

Tensiômetro tipo Imperial College

Um tensiômetro consiste em um sistema fechado de água e pedra porosa saturada. Ao entrar o sistema em contato com o solo de diferente sucção, estes atingem, após um determinado tempo, um equilíbrio de sucções. Geralmente o solo absorve água da pedra porosa, variando a sucção da mesma, que é medida com um manômetro ou mediante transdutores de pressão (Figura 5.8). A característica do tensiômetro tipo Imperial College, segundo Ridley e Burland (1993), é o pequeno reservatório de água que inibe a formação de bolhas de ar na água. Além disso a pedra porosa possui um elevado valor de entrada de ar (1.500kPa). O esquema do equipamento está mostrado na Figura 2.8.

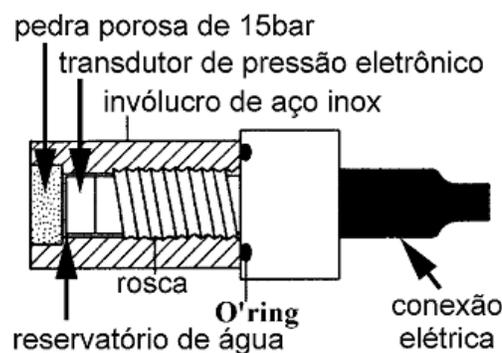


Figura 2.8. Tensiômetro Tipo Imperial College (Ridley e Burland 1993).

Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto, amplamente conhecido, consiste em levar à ruptura um corpo de prova ao longo de um plano aproximadamente horizontal, localizado à meia altura da amostra de solo. Uma tensão normal (σ_n) é aplicada ao solo e tem seu valor mantido constante; a seguir, são aplicados esforços cisalhantes (τ) na direção horizontal até a ruptura. Para cada tensão normal aplicada, um ponto é definido na envoltória de Mohr-Coulomb.

Ensaio de Compressão Triaxial

Este ensaio convencional, amplamente discutido, por exemplo, por Bishop e Henkel (1954) e Head (1994), é executado em um corpo de prova cilíndrico extraído de amostras indeformadas ou moldados nas condições desejadas. Permite o cisalhamento em condições drenada ou não drenada com medidas de poro-pressão. Carregamentos podem ser impostos sob controle de velocidade de deslocamento ou de aplicação de tensões.

Ensaio de adensamento convencional (carga incremental)

Este ensaio consiste na aplicação, no corpo de prova, de carregamentos em estágios. São observadas as deformações ao longo do tempo. O ensaio é composto de vários estágios de carregamento e descarregamento, sendo que cada estágio possui duração, geralmente, de 24 horas.

Os testes para obter parâmetros de compressibilidade foram realizados empregando a norma ABNT NBR-12007 (ensaio de adensamento unidimensional). Na estimativa da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}) foi empregado o método de Pacheco Silva, em gráficos $\log(1+e) - \log \sigma'_{v}$.

Efeito do Amolgamento

A amostragem de campo nem sempre propicia amostras de boa qualidade, o que, naturalmente, pode afetar os resultados dos ensaios de adensamento e conclusões obtidas a partir destes ensaios. Dentro deste contexto, Hong e Onitsuka (1998) propõem um procedimento para corrigir a curva de compressibilidade em relação a efeitos de amolgamento. As principais conclusões deste trabalho são:

- a) As amostras obtidas da mesma profundidade no mesmo local foram deliberadamente amolgadas por vibração a diferentes níveis. Os resultados dos ensaios de adensamento mostram que a compressibilidade durante a recompressão acima da tensão de pré-adensamento aumenta com o nível do amolgamento da amostra.
- b) Um índice para o amolgamento da amostra é proposto como a razão do índice de compressão no estado pré-adensado C_{CLB} sobre o índice de compressão no estado remoldado C_{CLR} : $SD(\%) = C_{CLB}/C_{CLR} \times 100\%$. Este índice pode refletir quantitativamente a magnitude do amolgamento da amostra.
- c) A relação generalizada entre o índice de compressão no gráfico $\ln(1+e)-\log(p)$, C_{CLR} , e o limite de liquidez, w_L , para solos remoldados pode ser expresso por $C_{CLR} = -0,390 + 0,332 \times \log(w_L)$. Esta equação pode ser usada para fornecer um valor de C_{CLR} quando o ensaio de adensamento não é realizado para a amostra.
- d) A tensão de pré-adensamento p_{CL} , e o índice de compressão C_{CLA} medido no laboratório decresce linearmente com o incremento do grau de amolgamento da amostra SD .

Uma aproximação simples e racional de corrigir p_{CL} é proposta. A relação entre o p_{CL} medido e o grau de amolgamento da amostra SD é pesquisado para obter o coeficiente de correlação R_p . A tensão de pré-adensamento corrigida p_{yf} pode então ser calculada da seguinte equação: $p_{yf} = p_{CL} + R_p \times SD$. Da mesma forma, o índice de compressão corrigido C_{CLF} pode ser obtido por $C_{CLF} = C_{CLA} + R_c \times SD$. (Figura 2.9)

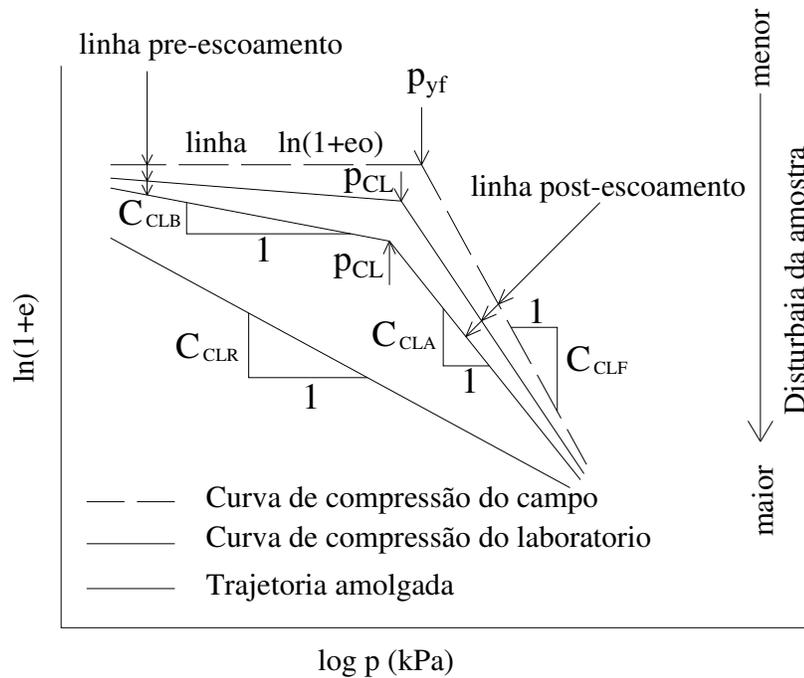


Figura 2.9 – Plotagem conceitual para o efeito do amolgamento de amostras sobre a curva de compressão. (Hong & Onitsuka, 1998).

Oliveira (2002) apresenta uma proposta de classificação da qualidade das amostras (tabela 2.1) para as argilas do Rio de Janeiro. Outro aporte de Oliveira foi definir um critério de qualidade ao procedimento de Hong e Onitsuka (1998) relatado anteriormente. Esta classificação se apresenta na Tabela 2.2.

Tabela 2.1: Classificação proposta por Oliveira (2002), da qualidade de amostras brasileiras (adaptado de Lunne e Coutinho).

Qualidade	Muito boa Excelente	Boa a regular	Pobre	Muito pobre
$\Delta e/e_o$	<0,05	0,05-0,08	0,08-0,14	>0,14

Tabela 2.2: Classificação proposto por Oliveira (2002), baseado na nota de um corpo de prova (a partir de Hong e Onitsuka)

Qualidade	Excelente	Boa	Regular	Pobre	Muito pobre
Nota (N)	9-10	7-9	6-7	4-6	0-4

O efeito do amolgamento pode ser também estimado encontrando-se o valor da tensão efetiva da amostra coletada em Shelby's. Este valor, obtido conhecendo-se a umidade e a curva de retenção de umidade (pelo papel filtro) é numericamente igual à u_f , ou seja, à poro-pressão existente na amostra não confinada. Posteriormente, conhecendo-se o estado de tensões inicial (A, K_o, σ'_{vi}) pode-se encontrar a poro-pressão inicial que a amostra deveria apresentar após o alívio de tensões totais. Este valor, comparado com o anterior, proporciona a informação referente à qualidade da amostra. O desenvolvimento das expressões para encontrar a poro-pressão inicial por essas hipóteses é apresentado a seguir. Nas mesmas, A = parâmetro de poro-pressão de Skempton, K_o = coeficiente de empuxo em repouso e σ'_{vi} = tensão efetiva inicial da amostra (definida a partir do cálculo da tensão total no ponto da amostragem e de dados piezométricos de campo).

$$u_i = u_f - \Delta u \quad (2.10)$$

Pela equação de Skempton, considerando o estado de tensões totais do corpo de prova em $\sigma_{vf} = \sigma_{hf} = 0$, e solo saturado $B=1$, tem-se:

$$\Delta u = -\sigma_{hi} + A(\sigma_{hi} - \sigma_{vi}) \quad (2.11)$$

A tensão efetiva horizontal inicial é $\sigma'_{hi} = K_o \sigma'_{vi}$, portanto tem-se:

$$\sigma_{hi} = K_o \sigma_{vi} + u_i(1 - K_o) \quad (2.12)$$

Resolvendo para u_i , tem-se:

$$u_i = \frac{u_f - [K_o(A-1) - A]\sigma_{vi}}{1 + (A-1)(1 - K_o)} \quad (2.13)$$

2.2. Resíduo Sólido Urbano (RSU)

Resistência ao Cisalhamento

O comportamento do material geotécnico RSU varia com o aumento do tempo em função dos processos de biodegradação da matéria orgânica. Assim, o ângulo de atrito diminui e a coesão aumenta. Pesquisas de campo e laboratório envolvem várias aplicações, desde obter parâmetros de resistência para análises específicas até o desenvolvimento de modelos constitutivos avançados.

O ensaio de campo realizado para RSU tem seu objetivo encontrar parâmetros de resistência empregando principalmente dispositivos de cisalhamento direto até 2m de lado da caixa.

Withiam et al. (1995), utilizaram o ensaio de cisalhamento direto insitu, em blocos indeformados de RSU (1,5x1,5x1,5m), tendo encontrado uma coesão de 10kPa e ângulo atrito de 30° para tensões confinantes de 0 a 21kPa. Richardson e Reynolds (1991) apresentaram resultados de parâmetros de resistência medidos também em um ensaio de cisalhamento direto, coesão de 10kPa, e ângulo de atrito variando de 18 a 43°, usando tensões normais de 14 a 38 kPa. Gotteland et al. (1995), Cowland et al. (1993) apresentaram parâmetros de coesão na ordem de 10kPa e ângulo de atrito de 25°, para caixas de 1m² de área e 35 cm de altura, para amostras indeformadas. Resumindo, a faixa de variação para os ensaios de campo foi: ângulo de atrito de 18 a 43° e coesão de 10 a 38 kPa.

Os ensaios de laboratório têm como limitação o emprego de amostras representativas do material de RSU do aterro sanitário. Mas estes ensaios ajudam a compreender o comportamento do mesmo.

Em geral, os ensaios de laboratório (de cisalhamento direto e triaxiais), em amostras construídas em laboratório e coletadas de aterros sanitários, mostraram, segundo a compilação de Carvalho (1999), valores de ângulo de atrito de 17° a 42°, e uma coesão de 0 a 70kPa.

Bray *et. al.* (2009) realizou ensaios em amostras de três cidades diferentes (cisalhamento direto de 30cmx30cmx1,8cm e 40cmx30cmx15cm, e triaxial de 30cm de diâmetro). O resíduo tem idades de 1, 2 e 15 anos e o teor de matéria orgânica foi menor que 27%. A envoltória de resistência foi não linear e o ângulo do atrito diminui com o aumento da tensão efetiva (a 1000kPa atingiu 23°). Uma influência favorável de orientação de fibras se apresenta a partir de 20mm de deslocamento. Este trabalho recomenda o emprego dos parâmetros de resistência em função dos níveis de tensão efetiva normal.

Peso Específico

O peso específico dos RSU varia com as condições de compactação do mesmo e com a tensão de confinamento. Resultados de investigações realizadas por Zekkos et. al. (2006), mostrados na Figura 2.10, resumem bem informações contidas na literatura.

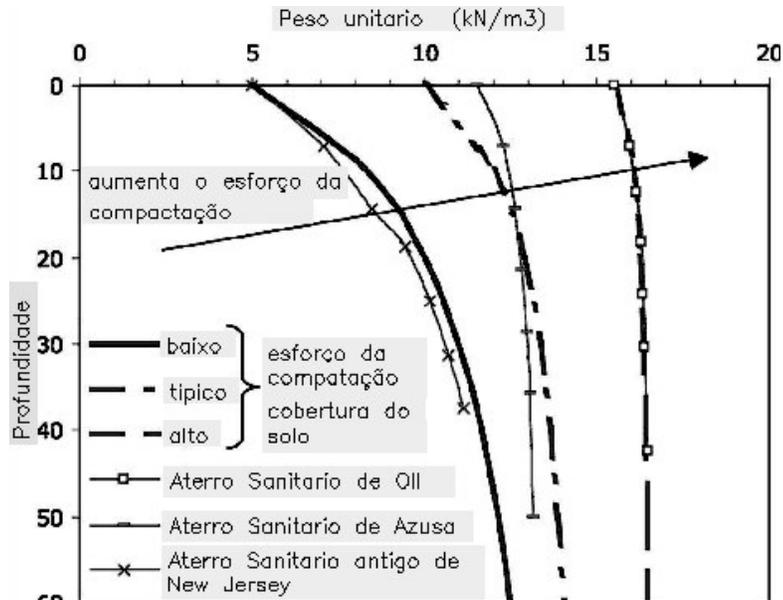


Figura 2.10 – Perfis do peso específico para aterros sanitários de resíduos sólidos convencionais, modificado de Zekkos *et. Al.* (2006).

Condutividade Hidráulica

Barros (2004) apresenta um resumo de dados de condutividade hidráulica de RSU coletados da literatura, o qual pode ser visto na tabela 2.3.

Tabela 2.3: Valores típicos da condutividade hidráulica dos RSU, Barros (2004).

REFERÊNCIA	MATERIAL	VALOR (cm/s)	MÉTODO
Fungaroli e Steiner (1979)	Amostras trituradas	$10^{-2} - 10^{-4}$	Lisímetro
Fang (1983)	Amostras embaladas	7×10^{-4}	Laboratório
	Amostras soltas	$1,5 \times 10^{-4}$	Laboratório
	Valores intermediários	$3,5 \times 10^{-3} - 5 \times 10^{-3}$	Laboratório
Oweiss e Khera (1986)		$1 \times 10^{-3} - 2,6 \times 10^{-3}$	Laboratório
Landva e Clark (1980)		$1 \times 10^{-5} - 4 \times 10^{-4}$	Ensaio de campo
Massanero (1990)		$1,5 \times 10^{-3} - 7 \times 10^{-2}$	Ensaio em poço
Brandl (1990)	Compactado com rolo	$2 \times 10^{-3} - 7 \times 10^{-4}$	Ensaio de campo
Cepolina et al (1994)		10^{-5}	
Brandl (1994)		$5 \times 10^{-2} - 1 \times 10^{-4}$	Laboratório
OGabr e Valero (1996)	Variável com a profundidade	$10^{-3} - 10^{-5}$	Ensaio triaxial
Blengino et al (1996)		$3 \times 10^{-5} - 3 \times 10^{-4}$	Ensaio de campo
Jucá at al (1996)		1×10^{-5}	Ensaio de campo

Rocha (2008) apresenta dados de condutividade hidráulica obtidas em laboratório para resíduos novos e velhos (Tabela 2.4). Deve-se observar que, conforme seria de se esperar, com o aumento do peso específico a condutividade hidráulica diminui.

Tabela 2.4: Condutividade hidráulica dos RSU, Rocha (2008).

CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

	RSU NOVOS			RSU VELHOS		
γ (kN/m ³)	3,47	7,00	10,00	3,50	7,00	10,00
k(m/s)	$3,64 \times 10^{-4}$	$3,34 \times 10^{-5}$	$9,74 \times 10^{-6}$	$3,74 \times 10^{-4}$	$6,07 \times 10^{-5}$	$1,63 \times 10^{-5}$

2.3.**Análise de estabilidade****2.3.1.****Tipo de análise de estabilidade****Tensões totais**

Análises em termos de tensão total podem ser realizadas em situações de:

- Solo saturado.
- Análise em curto prazo ou final de construção, em que a condição não drenada corresponde ao instante crítico da obra. Os parâmetros de resistência em termos totais são obtidos em ensaios não drenados em laboratório, ou em ensaios de campo (palheta, cone). Nestes casos, a envoltória de resistência em termos de tensão total se caracteriza por $C = S_u$ ou C_u ; $\phi' = 0$.

A tensão cisalhante mobilizada é estimada por

$$(s_u)_{mob} = \frac{S_u}{FS} \quad (2.14)$$

A resistência não drenada nas análises de estabilidade pode ser obtida pelo método proposto por Ladd et. al. (1974) - Shansep (Stress History and Normalized Soil Engineering Properties) conforme a expressão:

$$\frac{S_u}{\sigma'_{vc}} = S(OCR)^m \quad (2.15)$$

Para o emprego do método são considerados os passos a seguir:

- Avaliação da história de tensões (OCR) e determinação de σ'_{vm} .
- Plotar o gráfico S_u/σ'_{vc} e OCR .
- Encontrar do passo anterior os parâmetros S e m .

Observa-se que em solos normalmente adensados ($OCR=1$) a equação 2.15 transforma-se em $S_u/\sigma'_{vc}=S$, valor constante para cada tipo de solo.

Tensões efetivas

Nas análises em termos de tensão efetiva, a tensão cisalhante mobilizada é estimada por

$$\tau = \frac{c'}{FS} + (\sigma - u) \frac{\text{tg} \phi'}{FS} \quad (2.16)$$

Com isso, são necessários os seguintes parâmetros: C' , ϕ' e $(u_o + \Delta u)$.

Os parâmetros efetivos são obtidos em ensaios de laboratório ou em campo.

2.3.2.

Método determinístico de análise de estabilidade

2.3.2.1.

Métodos de equilíbrio limite

Método de Morgenstern & Price

O método mais geral de equilíbrio limite para superfície qualquer foi desenvolvido por Morgenstern e Price (1965). Posteriormente, Morgenstern (1967) publicou outro artigo, resumido a seguir:

Para tornar o problema estaticamente determinado, a relação entre E e T (ver figura 2.11) é dada por uma função:

$$T = \lambda f(x) E \quad \text{ou} \quad \tan \theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x) \quad (2.17)$$

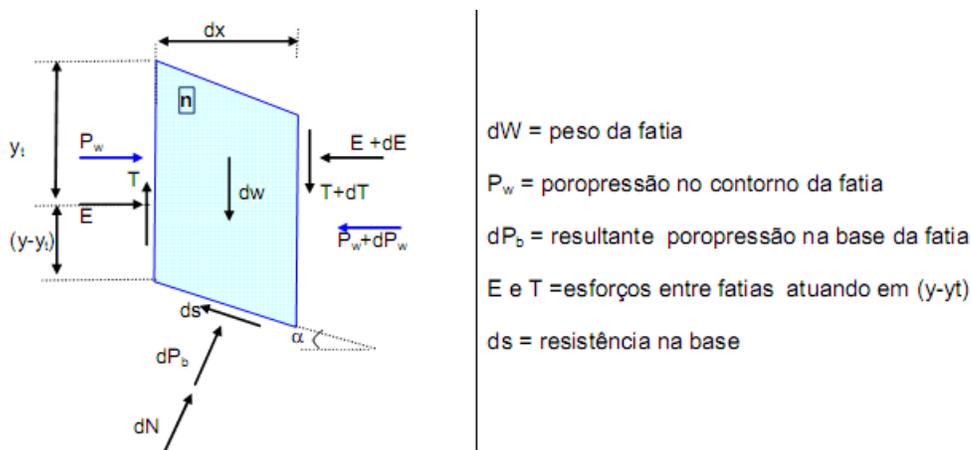


Figura 2.11 – Esforços na fatia n

Onde λ é um parâmetro que deve ser determinado a partir da solução e $f(x)$ uma função arbitrária, como mostra a Figura 2.12. Caso $f(x) = 0$ a solução é

idêntica à de Bishop e quando $f(x) = \text{constante}$, o método torna-se idêntico ao de Spencer.

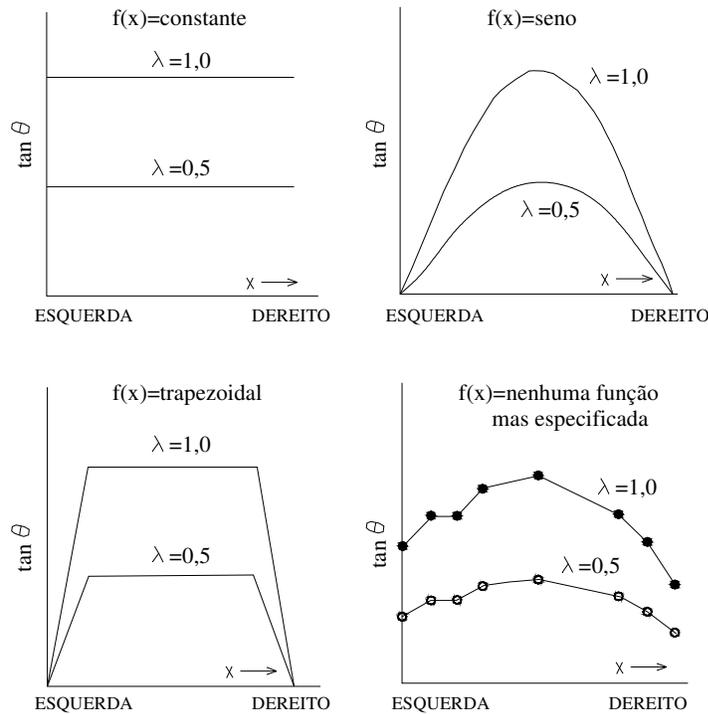


Figura 2.12 – Distribuições de força entre fatias usadas por Morgenstern-Price

Considerando as forças atuantes em uma fatia infinitesimal, o equilíbrio de momentos com relação à base, para $dx \rightarrow 0$ é dado por:

$$-T = \frac{d\{E(y - y_t)\}}{dx} - E \frac{dy}{dx} + \frac{d\{P_w(y - h)\}}{dx} - P_w \frac{dy}{dx} \quad (2.18)$$

Em que definem-se as seguintes funções:

$y(x)$ representa a superfície de ruptura;

$z(x)$ representa a superfície do talude,

$h(x)$ representa a linha de ação da poro-pressão

$y_t(x)$ representa a linha de ação da tensão efetiva normal

O equilíbrio de forças na direção normal e tangencial à base da fatia, associada ao critério de ruptura de Morh-Coulomb leva à seguinte equação:

$$\begin{aligned} & \frac{dE}{dx} \left\{ 1 - \frac{\tan \phi'}{FS} \frac{dy}{dx} \right\} + \frac{dT}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{FS} + \frac{dy}{dx} \right\} = \\ & \frac{c'}{FS} \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\} + \frac{dP_w}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{FS} \cdot \frac{dy}{dx} - 1 \right\} + \frac{dW}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{FS} + \frac{dy}{dx} \right\} - P_u \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\} \frac{\tan \phi'}{FS} \\ \Rightarrow & \frac{dE}{dx} \left\{ 1 - \frac{\tan \phi'}{FS} \frac{dy}{dx} \right\} + \lambda f \left\{ \frac{\tan \phi'}{FS} + \frac{dy}{dx} \right\} + \lambda \frac{df}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{FS} + \frac{dy}{dx} \right\} E = \\ & \frac{c'}{FS} \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\} + \frac{dP_w}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{FS} \cdot \frac{dy}{dx} - 1 \right\} + \frac{dW}{dx} \left\{ \frac{\tan \phi'}{FS} + \frac{dy}{dx} \right\} - P_u \left\{ 1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right\} \frac{\tan \phi'}{FS} \end{aligned}$$

Onde $P_u = \cos \alpha \frac{dP_b}{dx}$ e $\tan \alpha = -\frac{dy}{dx}$

(2.19)

Considerando a subdivisão em n fatias, com coordenadas limítrofes x_0, x_1, \dots, x_n , assume-se no interior das fatias as seguintes funções: (x é contado do início de cada fatia).

$$\begin{aligned} y &= Ax + B \\ \frac{dW}{dx} &= px + q \\ f &= kx + m \\ P_u &= rx + s \\ P_w &= u_w + v_w x = W_w x^2 \\ hP_w &= u_N + v_N x + w_N x^2 + z_N x^3 \end{aligned}$$

(2.20)

A equação pode ser simplificada na seguinte forma:

$$(Kx - L) \frac{dE}{dx} + KE = Nx + P$$

(2.21)

Em que

$$\begin{aligned} K &= \lambda k \left\{ \frac{\tan \phi'}{FS} + A \right\} \\ L &= 1 - \frac{A \tan \phi'}{FS} + \lambda m \left(\frac{\tan \phi'}{FS} + A \right) \\ N &= \frac{\tan \phi'}{FS} [2AW_w + p - r(1 + A^2)] + [-2W_w + pA] \\ p &= \frac{1}{FS} \{ (c - s \tan \phi')(1 + A^2) + V_w A \tan \phi' + q \tan \phi' \} + \{ qA - V_w \} \end{aligned}$$

(2.22)

Integrando a equação simplificada tem-se

$$E(x) = \frac{1}{L + Kx} \left[E_i L + \frac{Nx^2}{2} + Px \right] \quad (2.23)$$

Assim sendo:

$$E_{i+1} = \frac{1}{L + Kb} \left[E_i L + \frac{Nb^2}{2} + Pb \right] \quad (2.24)$$

Onde b é a largura da fatia = $x_i - x_{i+1}$

Usando a relação entre E e T e a equação de equilíbrio de momentos e integrando na faixa x_0 a x_n , chega-se a

$$M(x) = E(y_i - y) = M_{ew}(x) + \int_{x_0}^x \left(\lambda f - \frac{dy}{dx} \right) E dx \quad (2.25)$$

Onde:

$$M_{ew}(x) = \int_{x_0}^x \left(-P_w \frac{dy}{dx} \right) dx + [P_w(y - h)] \quad (2.26)$$

O método é solucionado iterativamente assumindo-se valores para FS e λ e calculando-se E e $M(x)$ para cada fatia. Nos contornos ($x=0$ e $x=n$) os valores de E e M deverão ser nulos; isto é:

$$\begin{aligned} x = x_0 &\Rightarrow M(x_0) = E(x_0) = 0 \\ x = x_n &\Rightarrow M(x_n) = E(x_n) = 0 \end{aligned} \quad (2.27)$$

Assim sendo o processo iterativo é repetido até que as condições no contorno sejam satisfeitas. Faz-se necessário o uso de computadores para utilização do método. Como o resultado depende da hipótese adotada para λ , é importante ter conhecimento prévio da função adotada. (Figura 2.13)

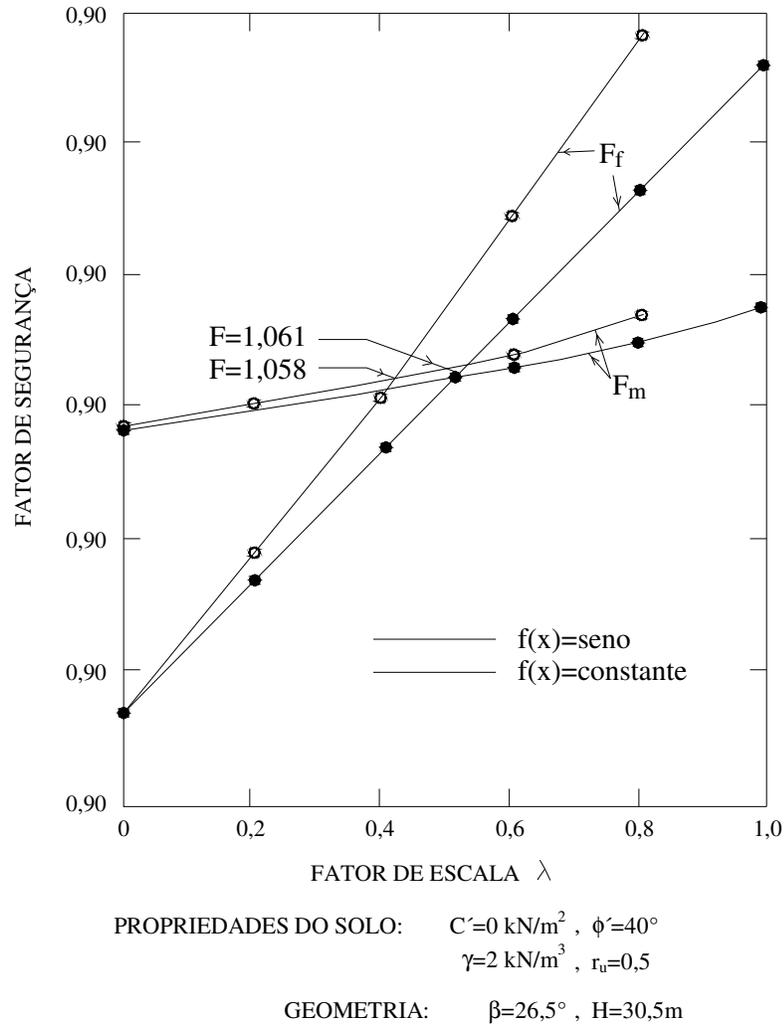


Figura 2.13 – Distribuições de Influência do fator de escala no valor do Fator de Segurança.

Superfície otimizada

Todos os métodos tradicionais de procura de superfície de ruptura mudam a superfície de ruptura completamente. Pesquisas têm explorado a possibilidade de alterar de forma incremental só porções da superfície de ruptura.

O primeiro passo no processo de otimização é dividir a superfície de ruptura num número de segmentos de linhas retas. A seguir, os pontos finais do segmento de linha são deslocados para provar a possibilidade de um fator de segurança menor. O processo começa no ponto onde a superfície de ruptura ingressa na superfície do terreno. Este ponto é locado atrás e adiante aleatoriamente ao longo da superfície do terreno até que um fator de segurança

menor seja encontrado. Logo, ajustes são feitos ao próximo ponto ao longo da superfície de ruptura até que outro fator de segurança menor seja encontrado. Este processo é repetido para todos os pontos ao longo da superfície de ruptura.

Na figura 2.16 se apresenta a diferença de uma superfície de ruptura completamente especificada e outra após otimização. A superfície de ruptura especificada não pega a camada fina, resultando em um fator de segurança de 1,2, mas o processo de otimização foi capaz de localizar uma camada fina e achar um fator de segurança menor, de 0,96. (GEOSTUDIO, 2007)

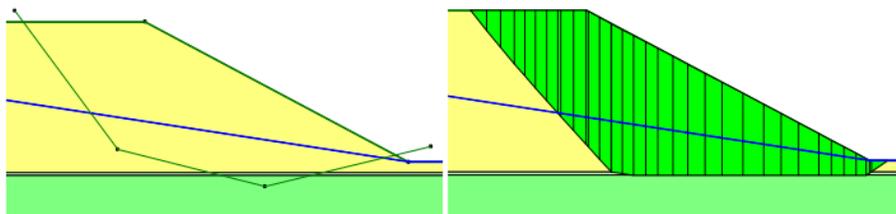


Figura 2.14: Superfície de ruptura completamente especificada (esquerda) e após otimização (direita)

2.3.2.2. Tensão Deformação

Objecções teóricas ao emprego do método de equilíbrio limite em problemas de estabilidade de taludes, levaram à utilização de outros métodos de análise que procuram incorporar as relações tensão-deformação dos diversos solos que compõem o talude, e assim evitar a adoção das hipóteses simplificadoras que caracterizam os métodos de equilíbrio limite (método das fatias). Dentre estes métodos de análise alternativos, destaca-se o popular e versátil método dos elementos finitos (MEF).

Métodos diretos para análise da estabilidade de taludes baseados no MEF

Nesta classe de métodos, o MEF é empregado diretamente para localização na massa de solo da potencial superfície de deslizamento e subsequente cálculo do fator de segurança a ela associado.

Simulação do colapso

Em análises não lineares, o MEF pode ser usado para calcular diretamente o fator de segurança pela redução progressiva dos parâmetros de resistência (equação 2.26) ou, alternativamente, pelo aumento progressivo do carregamento externo, até a ocorrência da ruptura do talude. Neste último caso, o fator de segurança é definido em termos do carregamento, sendo interpretado como o coeficiente que deve majorar o carregamento real para produzir o colapso do maciço de solo.

A redução dos parâmetros de resistência dos solos envolvidos na análise é feita por:

$$c^* = \frac{c}{M}$$

$$\tan^* \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad (2.28)$$

Onde M é um parâmetro adotado que reduz os valores de C' e $\tan \phi'$ nas sucessivas análises não lineares pelo MEF, até a ruptura do talude, quando, então $M = FS$ (fator de segurança global).

Equilíbrio Limite Aperfeiçoado (Geostudio)

As tensões calculadas pelo MEF podem ser importadas da análise convencional de equilíbrio limite. As tensões σ_x , σ_y e τ_{xy} são conhecidas dentro de cada elemento, e a partir desta informação a normal e a resistência ao cisalhamento mobilizada pode ser calculada na base do ponto médio de cada fatia. O procedimento é o seguinte:

- São conhecidos σ_x , σ_y e τ_{xy} no ponto de integração numérica de Gauss. Em cada elemento estes valores de tensão são projetados para os nós e, em seguida, é computada a média, para cada nó. Com o σ_x , σ_y e τ_{xy} conhecido nos nós, a mesma tensão pode ser calculada em qualquer outro ponto dentro do elemento.
- Procura-se o elemento que engloba as coordenadas x-y na base do ponto médio da fatia.
- São calculados σ_x , σ_y e τ_{xy} no ponto médio da base de cada fatia.

- A inclinação (α) da base na fatia é conhecida a partir da discretização do método de equilíbrio limite.
- Calcula-se na base da fatia a tensão normal e cisalhante usando a técnica ordinária do círculo de Mohr.
- Multiplica-se a resistência cisalhante mobilizada e disponível pelo comprimento da base da fatia para converter as tensões em forças.
- Repete-se o processo para cada fatia em sucessão até a fatia “n”.

O fator de segurança (F.S) é definido como:

$$FS = \frac{\sum S_r}{\sum S_m} \quad (2.29)$$

onde, S_r é a tensão cisalhante disponível e S_m é a resistência total mobilizada ao longo do todo o comprimento da superfície de ruptura.

No calculo do fator de segurança no local do AMG vai-se empregar esta metodologia.