

XI Lição Manuel Rocha, 1994

A XI Lição Manuel Rocha, intitulada "Estados Limites e Segurança em Geotecnia" foi proferida pelo Prof. Emanuel Maranha das Neves em 10 de Outubro de 1994, na Fundação Calouste Gulbenkian.

A apresentação do Prof. Maranha das Neves foi feita pelo Prof. Carlos Dinis da Gama, Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia:

Hoje teremos o privilégio e oportunidade de assistir à 11.^a Lição Manuel Rocha, que vai ser proferida pelo Prof. Eng.^o Emanuel Maranha das Neves subordinada ao título "Estados Limites e Segurança em Geotecnia".

Os membros da Sociedade Portuguesa de Geotecnia querem aqui manifestar o seu júbilo pela realização de mais uma lição Manuel Rocha, desta vez com a participação de um distinto colega a quem muito a SPG deve, não só durante o quadriénio em que o Prof. Eng.^o Maranha das Neves esteve à frente de agremiação, mas também pelo apoio permanente que lhe tem dedicado.

A sua apresentação desta tarde aborda o tema da segurança e estados limites em geotecnia, assunto de incontestável importância e cujos conceitos têm evoluído com grande rapidez e que o nosso conferencista tem acompanhado contribuindo cientificamente para o respectivo desenvolvimento.

Do seu extenso Curriculum Vitae permito-me realçar alguns aspectos significativos, mesmo assim correndo o risco de ser redundante para a maioria dos presentes, dado o grande envolvimento que o Prof. Eng.^o Maranha das Neves tem tido em todos os sectores do meio geotécnico nacional e europeu.

O Prof. Maranha das Neves é licenciado em Engenharia Civil pela Universidade do Porto, Doutor pela Universidade Nova de Lisboa e Agregado pela mesma universidade.

É Investigador Coordenador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, onde chefia o Departamento de Geotecnia. É Professor Catedrático Convidado da Universidade Nova de Lisboa.

Actualmente preside ao Conselho Directivo da Região Sul da Ordem dos Engenheiros, é presidente da Subcomissão dos Regulamentos de Engenharia Geotécnica do Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes, sendo também membro da Subcomissão dos Regulamentos de Segurança de Barragens e vogal daquele Conselho.

Faz parte da Comissão de Normalização CT-115, comissão que coordena em Portugal os Eurocódigos Estruturais, e é membro da Comissão de Segurança de Barragens.

Desde 1963 que o Prof. Maranha das Neves tem desenvolvido no LNEC investigação no domínio da geotecnia, designadamente no que respeita às barragens de aterro, filtros, hidráulica dos meios porosos, enrocamentos e equações constitutivas aplicadas a meios particulados. Orientou diversas teses de doutoramento e de mestrado.

É responsável por diversos programas de investigação financiados pela União Europeia e pela Junta Nacional de Investigação Científica e Tecnológica envolvendo colaboração com outros centros de investigação estrangeiros e nacionais.

Participou activamente, colaborou na organização ou foi principal responsável da organização de mais de 60 conferências nacionais e internacionais. Foi relator e presidente de sessões em vários congressos internacionais e nacionais.

Proferiu cerca de 40 conferências e palestras em universidades e outras instituições, quer em Portugal quer no estrangeiro, e ministrou cursos de pós-graduação no estrangeiro.

Tem contribuído de uma forma muito activa, quer a nível nacional quer internacional, na elaboração de regulamentação geotécnica, designadamente como perito da Comissão Europeia (CEN posteriormente) na comissão redactora do Eurocódigo 7.

Projectou ou colaborou no projecto de mais de 200 obras, em Portugal e no Estrangeiro, designadamente barragens de aterro, aeroportos, auto-estradas, docas, muros-cais, barragens de estêreis e fundações de muitos tipos de estruturas.

Foi presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia (1984-1988) e é membro conselheiro da Ordem dos Engenheiros. É membro de várias sociedades internacionais (ISSMFE, ISRM, IAEG, SISF).

É autor ou co-autor de cerca de 80 publicações e de 4 livros.

Em nome da comissão organizadora peço ao Prof. Maranha das Neves para pronunciar a XI Lição Manuel Rocha.



El libro de los santos de Carlos de los Angeles y su familia.
En el nombre de la oración organizada por el Sr. Manuel de los Angeles para producir a
El libro de los santos.

ESTADOS LIMITES E SEGURANÇA EM GEOTECNIA

Limit states and safety in geotechnique

EMANUEL MARANHA das NEVES

RESUMO – Apresenta-se o sistema dos Eurocódigos com particular relevo para o Eurocódigo respeitante às estruturas geotécnicas. Após considerações sobre a incerteza na geotecnia, sobre os estados limites, os coeficientes parciais de segurança e os valores característicos dos parâmetros mecânicos, descreve-se a forma como, de acordo com a norma em questão, se procede à avaliação da segurança. Aborda-se depois o problema da quantificação dos coeficientes de segurança parciais nomeadamente com base na teoria da fiabilidade. Exemplificando com fundações superficiais de diversos tamanhos e em vários tipos de terreno, procede-se ao respectivo dimensionamento, quer com base no método tradicional (coeficiente de segurança global) quer com base no Eurocódigo, e calculam-se as correspondentes probabilidades de rotura nominais. Por comparação dos resultados podem tirar-se conclusões sobre a justeza dos valores atribuídos aos coeficientes de segurança parciais em jogo. São analisadas as consequências, para o dimensionamento, da verificação relativamente aos estados limites de utilização. Termina-se com uma proposta para a elaboração do chamado documento nacional de aplicação e para a revisão do Eurocódigo.

SYNOPSIS – The Eurocode system is presented with particular emphasis on the code concerning the geotechnical structures. After a reference to the limit states concept, the partial safety factors and the characteristic values of the mechanical parameters, the procedures for safety evaluation are described and exemplified through straightforward examples. The problem of quantifying the partial safety factors, namely using reliability theory, is then dealt with. Dimensioning of spread foundations of different sizes on different soil types is accomplished through the use of the traditional method as well as the Eurocode. Corresponding nominal probabilities of failure are also calculated. The comparison of the obtained results enables a judgement regarding the fairness of the suggested values for the partial safety factors. Consequences for the design resulting from the verifications regarding serviceability limit states are discussed. Finally some proposals concerning the elaboration of the national document of application and the future revision of the code are envisaged.

1 – INTRODUÇÃO

A 25 de Maio de 1993 foi aprovado em Copenhague, no âmbito do CEN, CT250¹, o Eurocódigo 7. Face à necessidade de harmonização com o Eurocódigo 1 – só aprovado posteriormente – houve que proceder a modificações que incidiram sobretudo nos coeficientes parciais a usar nas acções permanentes. Tais modificações vieram a ser introduzidas em reunião havida em Berlim em 20 e 21 de Janeiro de 1994. Com a publicação simultânea das versões inglesa, francesa e alemã do Eurocódigo 7, publicação essa iminente à data desta conferência, o documento passa a ter o estatuto de pré-norma europeia (ENV) nos dezoito países europeus que constituem a UE e a EFTA.

¹) Comité Europeu de Normalização, Comissão Técnica 250. Esta Comissão trata das normas por projectos relativos a estruturas de diferentes materiais, normas essas que têm a designação, singular no CEN, de Eurocódigos.

A versão portuguesa do Eurocódigo 7 está também pronta para ser aprovada e publicada pela entidade normalizadora nacional, isto é, o Instituto Português de Qualidade. Na prática, a utilização do EC7 pelos engenheiros portugueses fica condicionada pela publicação do chamado Documento Nacional de Aplicação (DNA), onde são fornecidas diversas indicações sobre o uso do Eurocódigo. Tais indicações poderão variar consoante o país (dependem da prática corrente neles adoptada) mas um objectivo fulcral do documento é o da quantificação dos coeficientes de segurança parciais, os quais são meramente sugeridos no Eurocódigo. É assim entendido que a fixação do nível de segurança pretendido para as estruturas geotécnicas (no caso do Eurocódigo 7) é da competência de cada país. Após três anos de vigência da pré-norma e uma vez introduzidas modificações que a prática venha eventualmente a recomendar, o Eurocódigo 7 passará a ser uma norma europeia (EN).

A publicação desta norma que, sublinhe-se, diz apenas respeito ao projecto², introduz, com excepção da Dinamarca, substanciais alterações relativamente aos códigos e normas para a elaboração dos projectos de estruturas geotécnicas em vigor na generalidade dos países europeus.

Sucedem ainda que em alguns casos, como por exemplo o de Portugal, não existem esses códigos e normas. Mas há obviamente uma prática habitual (embora por vezes heterogénea) que, também ela, é diferente da preconizada no Eurocódigo 7.

Do anteriormente exposto conclui-se da necessidade de dispor do DNA português.

Neste trabalho procurar-se-á dar uma contribuição para a elaboração daquele documento, principalmente no que diz respeito à nova forma de avaliação da segurança das estruturas geotécnicas (verificação em relação aos estados limites últimos (ELU), à quantificação dos coeficientes parciais de segurança a usar naquelas avaliações e à relação entre os ELU e estados limites de utilização (ELUt) já que, em certas situações, a verificação de que existe uma probabilidade suficientemente pequena de instalação dum estado limite pode dispensar a verificação de outros estados limites.

É também chamada a atenção para a importância da quantificação dos parâmetros geotécnicos (os métodos de dimensionamento não estão propriamente em causa com a adopção do Eurocódigo). E são tecidas considerações de ordem prática quanto à introdução da noção de valores característicos dos referidos parâmetros.

Seguidamente e com vista à quantificação dos coeficientes de segurança parciais propõem-se e exemplificam-se duas vias complementares.

A primeira consiste numa calibragem dos resultados da aplicação dos coeficientes parciais (logo do Eurocódigo), tomando como padrão os resultados da prática habitual. Esta, sabemos-lo, implica níveis de segurança (probabilidades de rotura) aceites pela sociedade.

A segunda via consiste na avaliação da probabilidade de rotura nominal das estruturas geotécnicas calculadas de acordo com o Eurocódigo, recorrendo ao método do segundo momento de primeira ordem avançado da teoria da fiabilidade (nível II da avaliação da segurança estrutural). Neste caso há que comparar entre si as probabilidades de rotura obtidas não deixando de ter em atenção a probabilidade de rotura histórica do tipo de estrutura em causa.

Finalmente são feitas propostas quanto à forma de analisar os reflexos práticos da experiência portuguesa com o novo regulamento de forma a introduzir-lhe futuras melhorias (e comparar com a experiência dos outros países, designadamente os da União Europeia). Sugere-se que essa actividade para-normativa seja levada a cabo sob forma institucionalizada devendo incluir a análise de eventuais acidentes.

²) Estão em fase de conclusão normas respeitantes à construção de algumas estruturas geotécnicas, tais como, paredes moldadas, estacas moldadas, estacas-prancha e ancoragens (CEN, CT288).

2 – ESTADOS LIMITES E INCERTEZA EM GEOTECNIA

Quando se pretende abordar a segurança duma estrutura geotécnica recorre-se normalmente a uma descrição de comportamento baseada em modelos teóricos. Como é sabido tais modelos pretendem representar o comportamento real da estrutura o que de facto raramente conseguem. Três componentes de incerteza são responsáveis pelo afastamento, em maior ou menor grau, entre teoria e realidade: a incerteza global, a incerteza do sistema e a incerteza dos parâmetros.

A incerteza global diz respeito à eventualidade de se verificarem erros humanos ou ocorrência de fenómenos aleatórios tais como explosões, fogos, etc., sendo que estes factores não são tidos em conta na prática corrente de dimensionamento.

A incerteza do sistema relaciona-se com a falta de fiabilidade do modelo teórico usado para descrever o comportamento da estrutura geotécnica.

Finalmente a incerteza dos parâmetros tem a ver com a maior ou menor fiabilidade dos respectivos valores admitindo que o modelo a que correspondem é 100% fiável.

A introdução do conceito coeficientes de segurança, global ou parciais, resulta precisamente das incertezas associadas ao sistema e aos parâmetros.

2.1 – Dimensionamento baseado nos estados limites

A ideia base do conceito de dimensionamento pelo método dos estados limites³ baseia-se, como é sabido, no seguinte:

- a) identificar de todos os potenciais estados limites (modos de rotura – ELU – e deformação excessiva – ELUt);
- b) verificar separadamente cada estado limite;
- c) demonstrar que a ocorrência dos estados limites é suficientemente improvável.

Há uma forte relação entre o dimensionamento baseado nos estados limites e o dimensionamento baseado na teoria da fiabilidade. De facto o primeiro traduz uma abordagem lógica e sistemática do processo de dimensionamento na engenharia, acrescentando ainda que, ao aplicar a teoria das probabilidades para demonstrar a suficiente improbabilidade da ocorrência de um estado limite, segue um procedimento que é o cerne do dimensionamento baseado na teoria da fiabilidade.

A aplicação do método dos estados limites à geotecnia envolve problemas próprios. Por exemplo, a identificação adequada dos modos de rotura duma fundação nem sempre é simples pois implica geralmente um julgamento da interacção entre o meio geológico, o tipo de

³) Uma descrição de outros métodos de dimensionamento (método das tensões admissíveis, método dos coeficientes de carga, outros métodos baseados num só coeficiente de segurança, método do cálculo das deformações, método das condições mais adversas, método da proporcionalidade entre a margem de segurança e a respectiva incerteza, etc.) pode encontrar-se em Maranha das Neves (1985).

carregamento e a resposta da fundação. É certo que são possíveis generalizações úteis como a de estados limites que são dominantes em situações típicas de projecto de fundações. Mas é insubstituível o papel do engenheiro geotécnico na introdução de ajustamentos àquelas generalizações, ajustamentos esses baseados num conhecimento e experiência locais, tornando-se evidente que a necessidade de julgamento de engenharia na selecção dos estados limites potenciais é maior na geotecnia do que na engenharia estrutural.

Outro aspecto é a verificação da violação ou não do estado limite. É então necessário usar um modelo que preveja o desempenho do sistema com base nos valores medidos de alguns parâmetros. Ora, como os materiais geotécnicos não são manufacturados e com propriedades únicas que se podem encontrar em manuais, esta tarefa não é simples. O comportamento dos terrenos sob o efeito das acções depende de muitos factores tais como as condições de fronteira, trajectórias das tensões, história das tensões, taxa de aplicação das acções, etc. E embora se consigam previsões aceitáveis usando modelo simples adequadamente calibrados com base em informação suficiente, deve ter-se presente que a aplicação de tais modelos se deve restringir à gama de condições específicas incluídas no processo de calibração.

O papel do engenheiro geotécnico é decisivo no julgamento da complexidade do comportamento dos terrenos e das limitações dos modelos. Não vale a pena dedicar muita atenção à quantificação da segurança se se cometer um erro grosseiro, tal como escolher um modelo não adequado ao projecto em causa.

2.2 – A incerteza em geotecnia

Como é bem sabido o recurso ao tradicional coeficiente de segurança global resulta do reconhecimento das possíveis variações nas acções, na resistência dos materiais, imprecisões no modelo de cálculo, defeitos de construção, condições in-situ e acções não previstas bem como outras incertezas inerentes ao processo de dimensionamento. A classificação destas incertezas foi apresentada no início deste capítulo.

De facto, até ao momento, apenas é óbvio que a diferença entre estas incertezas e os erros grosseiros é mais uma questão de grau do que de espécie. Ao fazer referência a incertezas admitir-se-á implicitamente que são as razoáveis, isto é, que podem ser adequadamente tidas em conta através duma margem de segurança aceitável do ponto de vista económico (Phoon *et al.*, 1993).

De facto, até ao momento só as variações nas acções e nas propriedades dos materiais têm sido consideradas explicitamente no dimensionamento baseado na teoria da fiabilidade. A probabilidade de rotura é calculada apenas com base em fontes de incerteza quantificáveis tal como as atrás referidas (acções e materiais). No entanto, as outras incertezas são incorporadas indirectamente, ajustando o dimensionamento de tal modo que seja atingida uma probabilidade de rotura “suficientemente baixa”. Esta é determinada empiricamente fazendo com que satisfaça o requisito de ser comparável com a que está implícita nos projectos existentes.

As considerações anteriores podem levar à conclusão de que as variações nas acções e nas resistências dos materiais são fáceis de caracterizar. De facto tal não sucede, como se mostrará em 4 para o caso das propriedades dos materiais.

Uma nota final sobre as incertezas na geotecnia diz respeito à variabilidade inerente. Considera-se que os solos exibem variabilidade inerente porque são formados e modificados

por processos geológicos. Os engenheiros geotécnicos enfrentam esta realidade na sua actividade normal e resolvem-na pragmaticamente, com vista a obter soluções para questões determinísticas. Mas a consideração explícita da variabilidade pode ser um factor importante em diversas questões que envolvem análises probabilísticas. Os conceitos de auto-correlação e de distância de correlação desempenham então um papel importante. Trata-se de um desenvolvimento relativamente recente e em fase de aprofundamento pelo que não será tido em consideração, de forma explícita, nas aplicações probabilísticas nos capítulos seguintes.

3 – A AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SEGUNDO O EUROCÓDIGO

A avaliação da segurança das estruturas geotécnicas⁴ resulta da aplicação de dois Eurocódigos. De facto, constituindo o conjunto dos Eurocódigos um sistema com vista ao projecto de estruturas de betão, de aço, mistas de betão e aço, de alvenaria, de madeira, de alumínio e geotécnicas⁵ é natural que exista um conjunto de princípios básicos relativos ao dimensionamento de aplicação comum a todas as estruturas. Esse conjunto de princípios básicos está contido precisamente no EC1, sobretudo na sua Parte 1, Fundamentos de Projecto. Por sua vez os aspectos específicos referentes às estruturas geotécnicas constam do EC7.

No que mais directamente interessa à segurança, o EC1 define os estados limites, os tipos de acções e os coeficientes parciais a considerar nas acções. São sugeridos valores para estes últimos.

O EC7 explicita os estados limites a verificar consoante o tipo de estrutura geotécnica em causa, bem como os coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais geotécnicos. Sugere também valores para estes coeficientes parciais, os quais são apresentados no Quadro 3.1 (transcrição do Quadro 2.1 do EC7).

Trata-se de dois conjuntos de coeficientes de segurança parciais, um aplicável às acções (que, note-se, é comum a todos os tipos de estruturas e por isso vem também referido no EC1) e outro aplicável aos parâmetros dos materiais (e específico, portanto, do EC7). Os valores de cálculo dos parâmetros dos materiais (X_d), isto é, os valores utilizados nos modelos de cálculo para a verificação da segurança, são obtidos dividindo os valores característicos dos referidos parâmetros (X_k) pelo coeficiente parcial das propriedades dos materiais, γ_m , enquanto que as acções de cálculo (F_d) se obtêm multiplicando os valores característicos das acções (F_k) por um coeficiente parcial relativo às acções, γ_F .

Assim

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (3.1)$$

e

$$F_d = F_k \gamma_F \quad (3.2)$$

4) Não está incluída a avaliação da segurança relativamente às acções sísmicas. Este aspecto é coberto pelo Eurocódigo das Estruturas em Zonas Sísmicas o qual trata, em princípio, todos os tipos de estruturas e cuja Parte 5 é dedicada às fundações. Em tudo o que é quantificação da segurança de estruturas geotécnicas submetidas a acções sísmicas o Eurocódigo relativo às Estruturas Geotécnicas remete para o Eurocódigo aplicável às Estruturas em Zonas Sísmicas.

5) Por ser uma forma mais curta, passar-se-á a designar os diferentes Eurocódigos pela seguinte forma alternativa: EC1 – Bases do Projecto e Acções nas Estruturas; EC2 – Estruturas de Betão; EC3 – Estruturas de Aço; EC4 – Estruturas Mistas de Betão e Aço; EC5 – Estruturas de Madeira; EC6 – Alvenarias; EC7 – Estruturas Geotécnicas; EC8 – Estruturas em Zonas Sísmicas e EC9 – Estruturas de Alumínio.

Verifica-se que no Quadro 3.1 os coeficientes de segurança parciais são diferentes consoante os casos A, B ou C. Em seguida procurar-se-á esclarecer o que significam os referidos casos bem como apontar as razões que levaram à sua introdução nos Eurocódigos.

QUADRO 3.1

Valores dos coeficientes parciais a usar na verificação da segurança.
Situções persistentes e transitórias*

Caso	Acções			Propriedades do terreno (γ_m)			
	Permanentes (γ_G)		Variáveis (γ_Q)	tg ϕ'	c'	c_u	q_u
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis				
A	[1,00]	[0,95]	[1,50]	[1,1]	[1,3]	[1,2]	[1,2]
B	[1,35]	[1,00]	[1,50]	[1,0]	[1,0]	[1,0]	[1,0]
C	[1,00]	[1,00]	[1,50]	[1,25]	[1,6]	[1,4]	[1,4]

* A colocação dos valores entre parêntesis significa que se trata de uma sugestão para a sua quantificação.

ϕ' – ângulo de atrito interno efectivo

c' – coesão efectiva

c_u – resistência ao corte não drenado

q_u – resistência à compressão uniaxial (solo e rocha)

3.1 – Razões da necessidade da verificação dos ELU para os casos A, B e C

Um aspecto que, no quadro anterior, necessita de explicação é a razão pela qual é necessário efectuar a verificação de cada ELU para três casos: A, B e C⁶. Trata-se de uma forma de compatibilizar o modo diferente de quantificar o coeficiente parcial relativo às acções permanentes desfavoráveis (γ_G) por parte dos estruturalistas e dos geotécnicos. Os primeiros propuseram um valor de 1,5 (1,0 no caso dessas acções serem favoráveis) enquanto os segundos indicavam o valor de 1,0 quer se tratasse de cargas permanentes desfavoráveis ou favoráveis.

Há algumas boas razões para que γ_G tenha um valor unitário.

Considere-se por exemplo a estabilidade de um terreno com superfície horizontal tal como se representa na Fig. 3.1 (Orr, 1993). A aplicação dum coeficiente parcial superior à unidade num dos lados (o lado desfavorável) conduz à conclusão absurda de que o terreno, nas condições indicadas, pode ser instável (para certos valores da sua resistência ao corte).

Acresce ainda que em certas estruturas geotécnicas (taludes por exemplo) não é evidente, nas análises de equilíbrio, que parte do respectivo peso próprio actua favoravelmente (e qual a que actua desfavoravelmente).

⁶ Como se verá e como consta do próprio EC7, quando se torna evidente que um dos três casos é o crítico para o projecto, não é necessário efectuar os cálculos para os outros casos. Contudo, casos diferentes podem ser críticos para aspectos diferentes do projecto. Os valores de γ_m para a resistência duma estaca ou de uma ancoragem, determinada com base nos parâmetros de resistência do solo, fórmulas de cravação de estacas, ensaios de carga ou ensaios de ancoragens são dados nos capítulos relevantes do EC7.

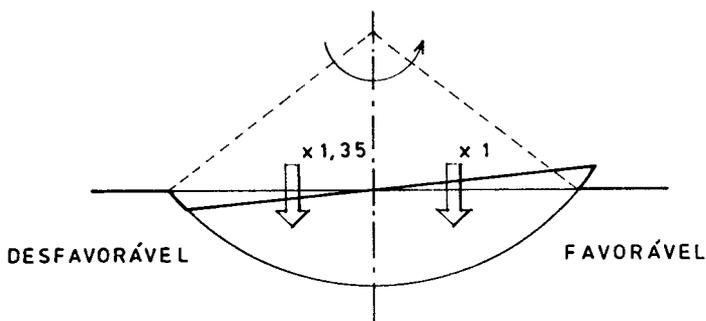


Fig. 3.1 – Modelo de cálculo da estabilidade dum terreno com superfície horizontal (Orr, 1993)

Outra razão para escolher $\gamma_G = 1,0$ deve-se ao facto de os valores das acções, no caso do dimensionamento geotécnico, serem conhecidas com muito menos incerteza do que as propriedades dos materiais, não obstante pequenas variações que podem ocorrer no peso volúmico ou nas dimensões. A acção dominante em muitas estruturas geotécnicas é o peso próprio do terreno.

Por outro lado o processo de interacção estrutura-terreno tende a transferir, no caso de estruturas hiperestáticas, as cargas estruturais das zonas do terreno menos resistentes (menos rígidas) para as zonas de terreno mais resistentes (mais rígidas) (Maranha das Neves, 1989).

Também os valores das acções devidas à água, quando a sua superfície livre é conhecida, podem ser estabelecidos com grande precisão, razão pela qual se justifica usar o valor $\gamma_G = 1,0$ para as correspondentes pressões hidroestáticas. Neste caso, qualquer outro valor para o coeficiente parcial introduziria complicações no que respeita ao carácter favorável ou desfavorável dos consequentes efeitos, isto porque o efeito da impulsão no solo ou em qualquer elemento estrutural é parte integrante do seu peso efectivo.

Podiam juntar-se mais argumentos a favor e contra o uso de $\gamma_G = 1,0$ (os argumentos contra são fundamentalmente ligados à incerteza com que são conhecidos nas estruturas os efeitos devidos à acção do peso próprio) mas os que se acabam de referir são suficientes para compreender porque se teve de chegar a uma solução de compromisso e porque surgem no Quadro 1 os casos A, B e C.

O caso A diz respeito ao equilíbrio estático e não é uma condição crítica de dimensionamento para a maior parte das situações em geotecnia. É bem exemplificado no caso da verificação da possibilidade de instalar-se uma situação de areia movediça (Fig. 3.2).

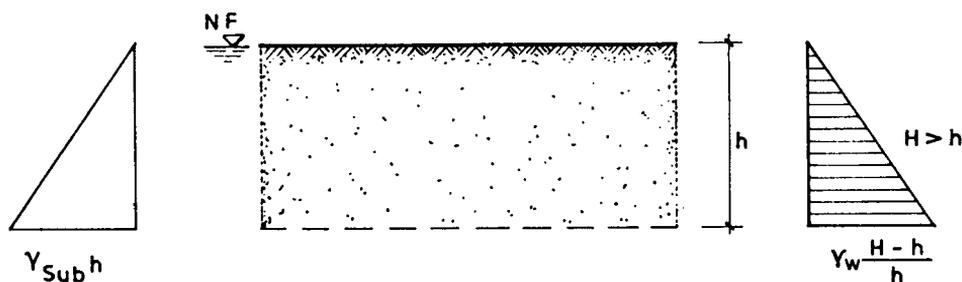


Fig. 3.2 – Comparação entre forças devidas ao peso do solo submerso e de percolação

Como pode ver-se, trata-se duma análise de equilíbrio em que a resistência do solo não tem qualquer papel.

O caso B resulta do ponto de vista dos estruturalistas e será frequentemente o caso crítico no dimensionamento dos elementos estruturais envolvidos no projecto de fundações ou de obras de contenção.

Finalmente o caso C, que reflecte o ponto de vista dos geotécnicos, será crítico em situações em que não há envolvimento de elementos estruturais (como é o caso da análise da estabilidade de taludes) ou na fixação das dimensões de elementos estruturais no projecto de fundações ou de obras de contenção.

Em todos os dimensionamentos há que verificar, em princípio, os três casos A, B e C.

Mas do anteriormente exposto pode concluir-se que só haverá que ter em atenção o caso A em situações muito particulares nas quais se pretende verificar se há ou não perda de equilíbrio estático.

Quando não estejam em causa aspectos geotécnicos o projecto implica apenas a análise do caso B da mesma forma que em estruturas geotécnicas sem interferência de outras estruturas (o atrás citado caso dos taludes, por exemplo) apenas se torna necessário ter em atenção o caso C.

Mas em todos os casos em que a estrutura tem uma componente geotécnica e uma ou várias componente(s) devida a outro(s) material (ais) (betão, aço, madeira, etc.) há normalmente que avaliar a segurança em relação aos ELU tendo em atenção o caso B e C, adoptando-se logicamente o resultado mais desfavorável.⁷

Chama-se a atenção para o facto de os três casos implicarem também a adopção de valores diferentes para os γ_m tal como se pode verificar no Quadro 3.1.

3.2 – Exemplo de aplicação do Eurocódigo

Para exemplificar a aplicação do EC7 tendo em conta a existência dos casos B e C, veja-se o caso simples do dimensionamento de uma sapata corrida, submetida a uma carga vertical permanente, W , de 600 kN/m, assente numa formação arenosa (ver esquema na Fig. 3.3) com um ângulo de atrito interno característico $\phi_k = 33^\circ$, logo com um ângulo de atrito de projecto $\phi_d = \arctang(\tan \phi_k / 1,25) \cong 27,5^\circ$, e com um peso volúmico de 20 kN/m³.

Os valores de γ_G , γ_m , b , da tensão máxima no terreno (p) e do momento máximo na sapata (M) para os casos B e C, bem como para o procedimento tradicional, figuram no Quadro 3.2. O valor de b é determinado a partir da conhecida expressão da capacidade de carga (admitindo que o peso da sapata é praticamente compensado pelo peso do terreno escavado),

$$\frac{W \gamma_G}{b} = \frac{1}{2} \gamma b N_\gamma + q N_q \quad (3.3)$$

Como pode ver-se da comparação entre os casos B e C, este último determina a largura da sapata (1,42 m) enquanto que o caso B determina o momento a considerar (é de notar que o cálculo do momento neste caso B é efectuado considerando a largura obtida do caso C). Isto

⁷ Como se verá mais à frente, há ainda que verificar se a funcionalidade (ELU) não é a condição crítica.

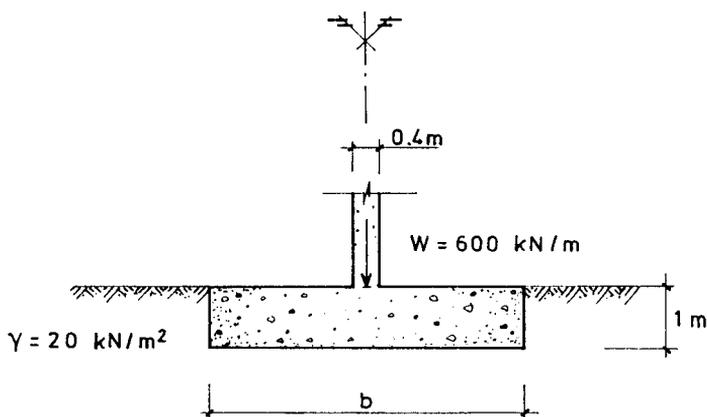


Fig. 3.3 – Sapata corrida com vista à verificação do ELU correspondente à rotura do terreno

QUADRO 3.2

Coefficientes de segurança usados na verificação do ELU.
Momento e largura da sapata. Tensão no terreno

	γ_G	γ_m	F	b (m)	p (kN/m ²)	M (kN.m/m)
CASO B	1,35	1,0	–	1,05	≅ 770	≅ 100
CASO C	1,0	1,25	–	1,42	420	≅ 55
PROCEDIMENTO TRADICIONAL	–	–	3	2,49	≅ 240	131

é, a largura da sapata é resultado das condições geotécnicas e a sua capacidade resistente é determinada por razões estruturais (sobretudo pelo agravamento da carga permanente).

Como pode ver-se no Quadro 3.2, o método tradicional determina condições muito mais severas no que diz respeito a b e a M . Mas não é susceptível de comparação com os casos B e C porque a adopção dum coeficiente de segurança global (F , no Quadro 3.2) igual a 3 no método tradicional pode dispensar, em princípio, a verificação da funcionalidade o que, como se viu, não é o caso dos procedimentos preconizados no EC7: verificação em separado da segurança e da funcionalidade.

3.3 – Propriedades do terreno

De acordo com a equação 3.1 os valores de cálculo das propriedades do terreno (X_d) são obtidos a partir dos valores característicos (X_k) por intermédio dum coeficiente parcial (γ_m). Mas os valores de X_d também podem ser obtidos directamente.

A escolha dos valores característicos X_k deve basear-se nos resultados de ensaios de laboratório e de campo.

A escolha do valor característico dum parâmetro do terreno deve ser o resultado duma cuidadosa estimativa do valor que influencia a ocorrência do estado limite.

A extensão da zona de terreno que governa o comportamento duma estrutura geotécnica num estado limite é normalmente muito maior do que a extensão da zona equivalente no ensaio. Assim o parâmetro determinante é muitas vezes o valor médio numa certa superfície ou volume do terreno. O valor característico é uma estimativa cuidadosa desse valor médio.

Podem usar-se métodos estatísticos para a escolha dos valores característicos das propriedades dos terrenos. Tais métodos devem ter em conta um conhecimento a priori da experiência comparável com as propriedades do terreno em causa (por exemplo, por intermédio dos métodos estatísticos Bayesianos).

Se se usarem métodos estatísticos, o valor característico deve ser escolhido de tal forma que a probabilidade calculada do pior valor que governa a ocorrência dum estado limite não seja superior a 5%.

A escolha dos valores característicos deve ter em conta as incertezas nos dados geométricos e nos modelos de cálculo, a não ser que os modelos de cálculo tenham em atenção, duma forma directa, tais incertezas.

Como se disse inicialmente, os valores de cálculo das propriedades do terreno podem também ser deduzidos por outros métodos que não o dos coeficientes parciais. Os valores de γ_m sugeridos no Quadro 3.1 indicam o nível de segurança apropriados para projectos convencionais. Devem pois ser usados como indicação do nível de segurança requerido quando não é usado o método dos coeficientes parciais.

3.4 – Algumas referências adicionais relevantes sobre o EC7

Tendo em atenção o objecto de materiais tratados mais à frente e como contribuição para melhor os circunscrever, referem-se em seguida mais alguns aspectos relevantes do EC7:

- a) As acções permanentes incluem o peso próprio das componentes estruturais e não estruturais e as acções devidas ao terreno, à água do terreno e à água livre.
- b) No caso de acções acidentais os coeficientes parciais das acções assumem um valor igual à unidade.
- c) Os valores dos coeficientes parciais sugeridos no Quadro 3.1 devem ser usados geralmente na verificação de ELU de tipos convencionais de estruturas e fundações. Devem considerar-se valores mais severos nos casos de risco fora de comum ou condições de terreno ou de carregamento não usuais ou excepcionalmente difíceis.
- d) Para a verificação de ELU são usados valores de γ_G e γ_Q unitários excepto especificação em contrário. Todos os valores de γ_m são também iguais à unidade.
- e) No cálculo das pressões do terreno de projecto, para o caso B, os coeficientes parciais dados no Quadro 3.1 são aplicados às pressões do terreno características. Estas últimas incluem as pressões características da água conjuntamente com as pressões que resultam da consideração das propriedades características do terreno e dos valores característicos das cargas de superfície.

Todas as cargas permanentes características são multiplicadas por $\gamma_G = [1,35]$ se o efeito resultante da acção total é desfavorável e por $[1,00]$ se o efeito resultante da acção total é favorável. Todas as pressões do terreno características são assim tratadas como tendo uma única origem.

Em certas situações, a aplicação dos coeficientes parciais às pressões do terreno características pode dar origem a valores de projecto não razoáveis ou mesmo fisicamente impossíveis. Nestas situações, os coeficientes parciais para as acções dados no Quadro 3.1 podem ser tratados como coeficientes de modelo. São então aplicados directamente aos efeitos das acções (forças estruturais internas, momentos flectores, por exemplo) derivados das pressões do terreno características.

- f) No cálculo de pressões do terreno de cálculo para o caso C, os coeficientes parciais dados no Quadro 3.1 são aplicados às resistências do terreno características e às cargas de superfície características.
- g) Os valores de cálculo das acções devidas ao terreno e à água do terreno podem também ser obtidos por outros métodos que não o uso dos coeficientes parciais. Os valores destes indicados no Quadro 3.1 indicam o nível de segurança considerado apropriado para o projecto convencional na maioria das circunstâncias. Estes devem ser considerados como uma indicação do adequado nível de segurança quando não é usado o método dos coeficientes parciais.

4 – A SELECÇÃO DOS VALORES CARACTERÍSTICOS DOS PARÂMETROS DO TERRENO

4.1 – Introdução

A questão da quantificação dos parâmetros do terreno, isto é, a escolha dos respectivos valores a usar nos modelos de cálculo, é central na avaliação da segurança. O mesmo se pode dizer quanto à verificação dos requisitos de funcionalidade das estruturas geotécnicas. Mas tendo presente que a principal finalidade deste trabalho é a análise de vias para quantificar tão objectivamente quanto possível os níveis de segurança associados ao dimensionamento das referidas estruturas de acordo com o novo regulamento (EC7), dar-se-á particular atenção às implicações dos critérios de quantificação dos parâmetros geotécnicos relevantes na verificação dos ELU.

Sendo importante, esta questão acaba por ser normalmente minimizada. De facto é raro vê-la tratada duma forma objectiva, não se apresentando as razões pelas quais, com base nos resultados dos ensaios de campo e de laboratório, se opta por determinados valores. Também a relação entre a selecção dos parâmetros do terreno e o nível de segurança introduzido no projecto é quase sempre negligenciada.

Os procedimentos adoptados baseiam-se sobretudo numa experiência pessoal, nas tradições duma empresa e no chamado julgamento de engenharia e não pode deixar de reconhecer-se a importância destes meios. Mas acabam por não evitar uma certa arbitrariedade que realmente caracteriza a prática geotécnica neste aspecto particular.

Sucedem ainda que os insucessos com este processo de escolha dos parâmetros do terreno não são normalmente estudados e inventariados com a adequada sistematização pelo que há, no processo do projecto geotécnico, uma parcela de incerteza de natureza hereditária provavelmente evitável (Denver e Ovesen, 1994).

Os métodos de dimensionamento que usam o conceito de estados limites empregam frequentemente coeficientes de segurança parciais. Estes são usados para majorar as acções ca-

racterísticas e minorar as propriedades características dos materiais⁸. No caso dum ELU o critério de dimensionamento consiste em assegurar que haja equilíbrio no estado limite em causa usando valores de cálculo para as acções e para as propriedades dos materiais. Como também já foi referido, os valores de cálculo resultam de valores característicos multiplicados ou divididos pelos coeficientes parciais (consoante se trate de acções ou propriedades dos materiais, respectivamente).

Ora uma das questões mais difíceis introduzidas no EC7 é a da definição de valores característicos dos terrenos com base nos resultados dos ensaios de campo e de laboratório.

Viu-se em 3.3 que a escolha do valor característico deveria basear-se numa cautelosa avaliação da melhor estimativa duma determinada propriedade. Refere ainda o EC7, sob forma de recomendação (isto é, não obrigatória), que o valor característico deve ser escolhido de tal modo que a probabilidade de ocorrerem valores inferiores seja igual ou inferior a 5%. Mas, reconhecendo as dificuldades desta matéria, o EC7 prevê também que as propriedades dos materiais possam ser obtidas directamente.

4.2 – Estimação da gama de valores entre os quais se pode situar, com uma certa probabilidade, o verdadeiro valor da média duma população

Enquanto na engenharia estrutural é relativamente fácil obter o número necessário de medições dos parâmetros (pesos volúnicos, resistências, etc.) dos materiais construtivos – logo, obter os respectivos valores médios e desvios padrões – na engenharia geotécnica, na melhor das hipóteses, dispõe-se de uma amostra estatística⁹ de meia dúzia de amostras geotécnicas colhidas, durante a prospecção, em cada tipo de terreno. Neste caso o valor médio da população, m_x , tem de ser estimado a partir do valor médio de uma só amostra estatística, m_s . É o que se designa por estimação pontual.

Nestes casos é importante estimar o afastamento do valor médio da amostra em relação ao valor médio actual da população o que, como é sabido, se obtém através do chamado erro padrão em relação à média, σ_n , dado pela expressão,

$$\sigma_n = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (4.1)$$

onde n é o número de valores de uma amostra aleatória com valor médio m_s seleccionada de uma população (que tem um valor médio m_x) e σ representa o desvio padrão dos valores, quando cada valor é tomado separadamente. Então o erro padrão em relação à média não é mais do que o desvio padrão de valores quando agrupados em n valores por grupo.

⁸⁾ Tratando-se de segurança essas propriedades são fundamentalmente as resistências já que num ELU a deformação é, por definição muito elevada. Não é pois relevante a quantificação da deformabilidade, outrotanto não sucedendo se se estiver a verificar um ELU.

⁹⁾ Em termos geotécnicos uma amostra implica apenas um resultado (em laboratório ou in situ). Em termos estatísticos os resultados de um conjunto de amostras representativas do material onde foram colhidas constitui uma amostra estatística.

Ora com base em σ_n e no teorema do limite central, demonstra-se que a distribuição das médias de cada grupo, m_s , se aproxima duma distribuição normal à medida que o número de grupos (amostras), n , aumenta.

Utilizam-se então as propriedades da curva normal para a estimação da dependência dum ponto de estimação da média duma população (m_x). Quanto menor $\frac{\sigma}{\sqrt{n}}$, logo quanto maior n , maior é a fiabilidade do valor de estimação da média da população.

Então, para um determinado nível de confiança, m_x tem de se situar na gama de valores

$$m_x = m_s \pm k (\sigma/\sqrt{n}) \quad (4.2)$$

onde k é uma constante dependente do nível de confiança. Admitindo uma distribuição do tipo normal representa-se na Fig. 4.1 um determinado nível de confiança. Se, por exemplo, se pretender um intervalo de confiança de 90%, tal indica que os valores das áreas traçadas da Fig. 4.1 são ambos iguais a 5%. Com base neste valor e consultando uma tabela da cumulativa da função de distribuição normal, $F_Y(y)$, tem-se que os valores de y de que resultam valores de 0,05 e 0,95 para a referida função são $-1,645$ e $+1,645$, respectivamente.

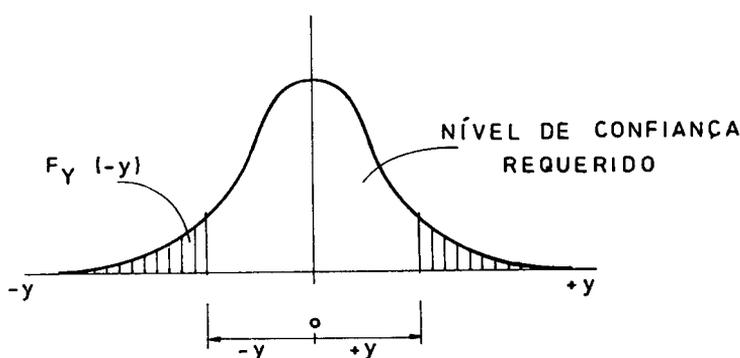


Fig. 4.1 – Representação gráfica do intervalo de confiança admitindo uma distribuição normal

A probabilidade de m_x cair na gama de valores

$$m_s \pm 1,645 \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

é igual a 0,9.

Tem-se assim que com a média aritmética e o desvio padrão de uma única amostra estatística (um conjunto de amostras geotécnicas de um certo universo) é possível quantificar a gama de valores na qual se situará, com uma dada probabilidade, o valor médio da população. O número de valores da amostra estatística dependerá dos requisitos em relação à extensão da referida gama de valores.

Teoricamente, para um número infinito de ensaios a média dos resultados dos ensaios concidiria com a média da população. Numa perspectiva geotécnica consistiria, por exemplo, em ensaiar todos os pontos de um terreno, tarefa impossível como é evidente.

4.3 – Valores característicos

Na engenharia civil é frequente a preocupação com as acções máximas mais prováveis e as resistências mínimas mais prováveis.

Quando se faz referência a que o mais provável valor mínimo da resistência ao corte deve ser o valor que tem uma probabilidade de ocorrência igual ou menor a 5% tem-se que, muito embora o intervalo de confiança seja 95%, se está apenas a considerar a zona mais à esquerda da distribuição de valores y , isto é, os que correspondem a $F_Y(y)$ igual a 5%. Outrotanto se poderá dizer relativamente à zona mais à direita de $F_Y(y)$ quando se consideram acções com um máximo valor mais provável, com probabilidade de ocorrência menor ou igual a 5%, por exemplo.

Esta formulação da questão conduziu ao uso dos chamados valores característicos, primeiro no projecto de estruturas de betão armado e agora, como já foi referido, no EC7. Para ter uma ideia quantitativa do que significa um valor característico da resistência dum terreno, tem-se que, no caso duma distribuição normal, a resistência característica é igual à resistência média menos 1,645 vezes o desvio padrão da resistência.

Ao aplicar os procedimentos do EC7 há que adoptar valores característicos das propriedades dos materiais¹¹. Daí a questão: como vão ser seleccionados esses valores? Ou ainda: qual a relação entre a prática tradicional e a prática agora recomendada?

Como se viu atrás, podem calcular-se os valores característicos das propriedades dos materiais a partir dos valores médios. Mas onde se situam os valores escolhidos de acordo com a prática actual? Tomando a Fig. 4.2 como referência (admitindo uma distribuição normal) podem situar-se na zona A. De facto não é lógico que se escolham valores superiores à média, m_x , mas em princípio não há razões que impeçam a adopção de valores inferiores ao valor característico.

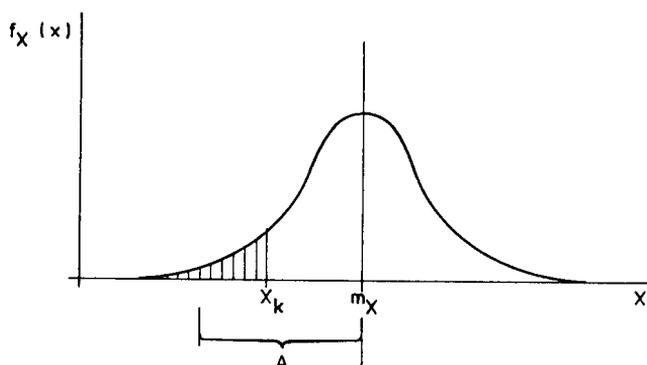


Fig. 4.2 – Gama de variação possível na prática tradicional de selecção de valores dos parâmetros geotécnicos com vista à avaliação da segurança de estruturas geotécnicas

¹¹) Obviamente que são também necessários valores característicos das acções. Mas este aspecto é comum a todas as estruturas o que não é obviamente o caso dos materiais geotécnicos. É ainda de salientar a importância relativa do peso próprio nas acções típicas da maioria das estruturas geotécnicas bem como a reduzida incerteza que lhe está associada. Por todos estes motivos não será dada atenção particular à escolha dos valores característicos das acções estáticas.

Recentemente Orr (1993), com base num apreciável número de ensaios SPT efectuados numa formação designada por Dublin Boulder Clay, mostrou que os valores seleccionados com base na adopção dum limite inferior “razoável” do conjunto dos resultados dos ensaios e com vista à sua utilização nos projectos convencionais são semelhantes aos valores característicos tal como são definidos no EC7.

Pretendeu-se também analisar a posteriori uma decisão de escolha de parâmetros, tomada e justificada na fase de projecto, no sentido de os comparar com o que seriam os valores característicos. No caso concreto trata-se da escolha do valor de c_u (resistência ao corte não drenado) das aluviões lodosas na zona do Cais do Sodré, com base em ensaios de corte rotativo in situ¹¹.

Como pode ver-se na Fig. 4.3 os resultados indicam os valores de pico e residuais de c_u . O número de ensaios é relativamente reduzido o que torna o exemplo mais de acordo com o que sucede em geral na prática.

Para escolher os valores característicos a adoptar no projecto há primeiro que ter em atenção se há correlação entre c_u e a profundidade z .

Não se verificando dependência funcional¹² entre as duas variáveis c_u e z calcula-se a regressão (que se admite linear para a gama de valores analisada) de c_u em z .

O coeficiente de correlação

$$r = \frac{COV(c_u, z)}{\sigma_{c_u} \sigma_z} =$$

$$= \frac{80,01}{18,57 \times 5,074} = 0,845 \cong 0,85$$
(4.3)

indica uma forte correlação entre as duas variáveis. A equação da regressão de c_u em z , será

$$c_u = 2,26 z + 1,18$$

e está representada na Fig. 4.3. Pretendendo-se agora o intervalo de confiança de 90% (quantil de 5% em ambas as caudas) tem-se que, para uma distribuição normal, os valores de y da função $F_Y(y)$ correspondente são $y = -1,645$ e $y = +1,645$. Os respectivos limites são dados, como se viu anteriormente, por

$$m_{c_u} \pm 1,645 \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = 37,2 \pm 13,66$$

¹¹) Metropolitano de Lisboa, EP (1993). Restauradores – Baixa/Chiado e Rossio – Baixa/Chiado – Cais do Sodré. Relatório geológico – geotécnico, RT-00.0 – 104, (REV. 1-17.12.93).

¹²) Havendo dependência funcional entre duas variáveis não faz sentido determinar a regressão linear entre elas. Faz-se referência a este aspecto porque ele é por vezes esquecido em aplicações por parte de alguns geotécnicos. Por exemplo, têm mostrado vários autores que há uma forte correlação linear entre o IP e o LL, com um coeficiente de correlação que atinge o valor de 0,957, (Li, 1991). No entanto esta correlação é artificial já que, como IP = LL – LP, IP e LL são linearmente dependentes. Deste modo o coeficiente de correlação teórico entre as duas variáveis deve ser elevado mesmo que não haja correlação estatística entre IP e LL. Li e White (1993) demonstraram que assim era efectuando uma simulação através da geração aleatória de valores de LL (na gama compreendida entre os 30 e 120%) e de valores da relação PL/LL (na gama de valores entre 0,3 e 0,5). Como resultado obtiveram uma correlação linear entre IP e LL em que o coeficiente de correlação da recta de melhor estimação era igual a 0,963!

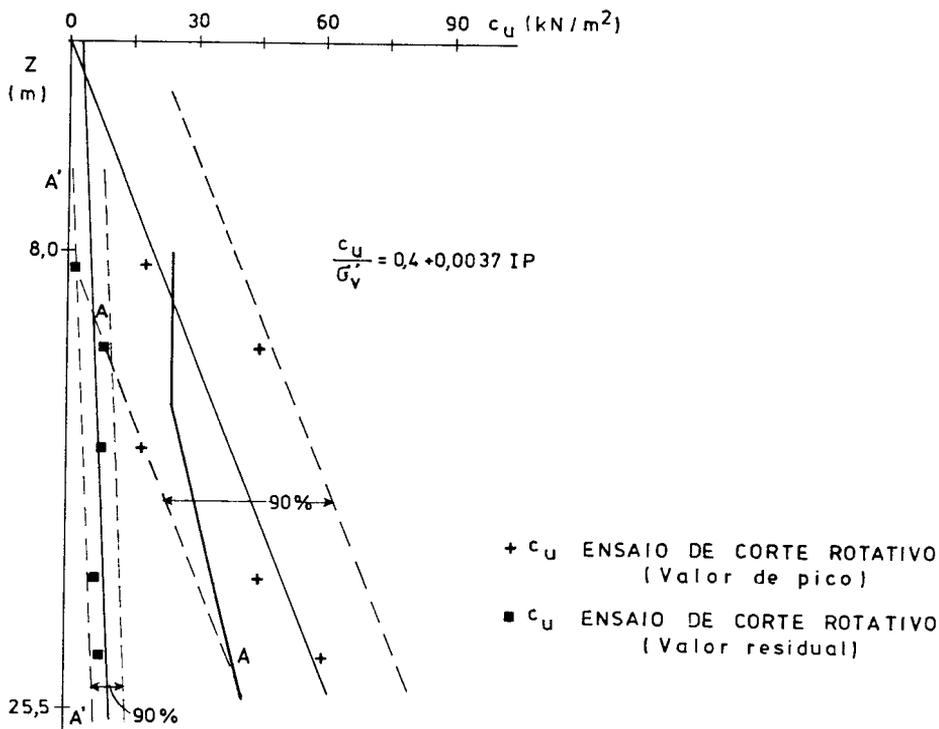


Fig. 4.3 – Ensaio de corte rotativo in situ. Comparação entre valores de c_u propostos e valores de c_u característicos

onde m_{c_u} representa o valor médio de c_u , σ o desvio padrão da amostra estatística disponível ($n = 5$ ensaios de corte rotativo) no cálculo do qual se introduziu a correcção de Bessel e em que σ/\sqrt{n} é o erro padrão da média.

Mais adequadamente, face ao valor de n , ($n \ll 30$), deve admitir-se uma distribuição Student t em vez da distribuição normal. De facto, recorrendo àquela distribuição, para o mesmo quantil de 5% e para $(n - 1)$ graus de liberdade, tem-se $k = 2.13$, logo

$$m_{c_u} \pm 2,13 \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = 37,2 \pm 17,7$$

Na Fig. 4.3 está marcado o intervalo de confiança de 90% assim obtido.

Procedendo do mesmo modo com os valores residuais de c_u , obtém-se

$$r = \frac{COV(c_u, z)}{\sigma_{c_u} \sigma_z} = \frac{12,644}{3,07 \times 5,074} = 0,81$$

$$c_{u, residual} = 0,366 z + 1,745$$

$$m_{c_{u, residual}} \pm 2,13 \frac{\sigma}{\sqrt{n}} = 7,12 \pm 2,93$$

Na Fig. 4.3 estão também representados graficamente a regressão de c_u (residual) e o intervalo de confiança de 90%.

Em todos os cálculos anteriores a resistência ao corte não drenado é expressa em kN/m^2 e a profundidade em m .

Deste modo, os valores característicos a adoptar tanto para c_u como para c_u residual são traduzidos na Fig. 4.3 pelas rectas \overline{AA} e $\overline{AA'}$, respectivamente.

A proposta quanto aos valores de c_u adoptados no projecto está também indicada na Fig. 4.3. Acabou por ser influenciada pela conhecida relação entre c_u e z sugerida por Skempton para argilas normalmente consolidadas, tomando a forma

$$\frac{c_u}{\sigma_v} = 0,4 + 0,0037 IP \quad (4.4)$$

onde σ_v é a tensão efectiva vertical (que é função de z). Mais à superfície considera-se que, em resultado de alguma sobreconsolidação, o valor de c_u independe da profundidade.

Comparando com os valores característicos determinados de acordo com o EC7 verifica-se que não há grandes diferenças entre estes e os valores escolhidos para utilização nos métodos tradicionais de avaliação de segurança. O que em parte confirma a anterior opinião de Orr (op. cit.).

Apenas mais algumas considerações sobre os valores residuais de c_u . Na interpretação dos resultados com vista ao projecto considera-se que estes valores independem da profundidade o que se justificaria face à destruição da estrutura do solo devido à acção de remeximento. No entanto a análise estatística efectuada mostra que assim não é. O coeficiente de correlação tem o valor de 0,81, o que indica uma correlação relativamente forte.

Tem também sido sugerido (Olsson *et al.*, 1989) que face à dificuldade na escolha dos valores característicos a partir dos resultados de um reduzido número de ensaios, aqueles valores poderiam ser os próprios valores médios o que, de acordo com os autores e em contradição com o anteriormente exposto, era um procedimento mais de acordo com a prática tradicional.

O inconveniente em usar estes valores característicos reside na escolha dos coeficientes parciais. De facto, quando se usam quantis muito reduzidos como valores característicos, o coeficiente parcial teoricamente correcto não sofre grandes variações podendo, dum ponto de vista prático, considerar-se constante. Mas se se tomar o valor médio como valor característico, os coeficientes parciais variarão consoante o problema em causa. É desnecessário sublinhar os inconvenientes que resultam para o caso dum código no qual os valores dos coeficientes parciais não devem depender do problema em causa. Mas já do ponto de vista da calibragem dos coeficientes parciais a usar quando da introdução do método dos coeficientes parciais, calibragem essa baseada na análise da fiabilidade, o procedimento pode ser útil.

Considera-se no entanto que não se poderá generalizar esta conclusão tal como os autores parecem sugerir. Muitos mais estudos haverá a fazer tendo em atenção a diversidade de tipos de projecto, as características geológicas e geotécnicas dominantes nos diversos países onde o EC7 vai ser aplicado bem como o que se considera ser as práticas tradicionais de projecto (logo de selecção de parâmetros dos materiais) nos referidos países.

Uma abordagem mais racional do modo de determinar os valores característicos, aliás referida no EC7 (ver 3.3), baseia-se quer no conhecimento a priori do terreno quer nos resultados dos ensaios de campo ou de laboratório efectuados (Denver e Ovesen, 1994). Trata-se afinal de, tirando partido dum eventual conhecimento pré-existente do terreno e aplicando métodos Bayesianos¹³, diminuir o grau de incerteza no problema em causa. É assim possível obter o valor característico de propriedades do solo correspondentes a um dado quantil da função de densidade estatística do parâmetro.

¹³) Baseados no teorema de Bayes da teoria das probabilidades que permite relacionar as probabilidades a priori e a posteriori.

Um engenheiro experiente pode assim incorporar sempre o seu conhecimento a priori do terreno no processo de selecção das suas propriedades. Mas esse conhecimento tem de ser quantificado (o que é conseguido interpretando-o como sendo os parâmetros duma amostra fictícia) de tal modo que possa ser combinado com os resultados dos ensaios quando da determinação dos valores característicos.

As considerações que se fizeram sobre a problemática dos valores característicos estão longe de esgotar o assunto. Muita investigação vem sendo desenvolvida na área da fiabilidade das estruturas geotécnicas, sendo ainda poucos os coeficientes parciais utilizados. Com certeza também que coeficientes parciais adoptados actualmente no projecto virão a sofrer alterações no futuro, quer nos seus valores numéricos quer no que diz respeito à sua própria definição.

5 – QUANTIFICAÇÃO DOS COEFICIENTES PARCIAIS E NÍVEL DE SEGURANÇA

Aborda-se em seguida a forma como podem ser quantificados os coeficientes de segurança parciais dos materiais indicados no Quadro 3.1.

Primeiro através duma calibragem que é conseguida pela comparação dos resultados da aplicação da prática habitual do dimensionamento das estruturas geotécnicas (determinação dum coeficiente de segurança global) com os resultados obtidos seguindo a via preconizada no EC7, nomeadamente a verificação da segurança em relação a ELU utilizando coeficientes parciais. A calibragem é feita por comparação directa dos resultados. Faz-se uma aplicação destes procedimentos.

Uma segunda via consiste em recorrer à teoria da fiabilidade e calcular a probabilidade de rotura das estruturas geotécnicas dimensionadas pelos métodos tradicionais e de acordo com o EC7. É assim possível ter uma medida directa da influência dos valores adoptados para os coeficientes parciais e julgar da respectiva adequabilidade. Em 6 será exemplificada a aplicação deste método.

Sucedendo ainda que a aplicação dos coeficientes parciais à resistência do terreno pode implicar uma maior necessidade do cálculo dos assentamentos em certas estruturas (verificação dos estados limites de utilização). Acentua-se nestes casos a importância da quantificação dos parâmetros de rigidez do terreno. Por este motivo far-se-á também em 6 a determinação das deformações das estruturas para as quais se calculou a probabilidade de rotura.

Finalmente uma nota sobre o tipo de estruturas analisadas, já que não se pretende ser exaustivo mas apenas exemplificar procedimentos. Como o EC7 se destina fundamentalmente à estruturas geotécnicas mais comuns (categorias geotécnicas 1 e 2) escolheram-se os taludes (estrutura geotécnica “pura”), as fundações directas e as estruturas de contenção (onde é importante, em graus diferentes, a interacção terreno-estrutura).

5.1 – Calibragem com base nos valores do coeficiente de segurança global

Em primeiro lugar analisar-se-á a segurança dos taludes e depois a de algumas obras de contenção.

5.1.1 – Segurança de taludes

A verificação dos ELU dos taludes apenas envolve a resistência pelo que só é necessário ter em atenção o caso C (ver Quadro 3.1). Isto quer dizer que, relativamente ao método tradicional, o procedimento em relação às acções, neste caso o peso próprio, é o mesmo, isto é, estas não são majoradas.

Considerando em primeiro lugar a condição de corte não drenado e utilizando o número de estabilidade de Taylor, N , é possível determinar a altura do talude ($N = c_u/\gamma H$, sendo H a altura do talude e γ o peso volúmico do terreno) correspondente a um dado coeficiente de segurança global.

Nesta situação (corte não drenado) é fácil verificar que os resultados do uso daquele coeficiente (para o qual se adapta normalmente o valor 1,5), quando comparados com os resultantes da aplicação do coeficiente parcial γ_{mcu} com o valor de 1,4, mostram que a altura de projecto do talude, para o ELU em causa, aumenta 7%.

Em algumas situações, particularmente no caso de aterros fundados em solos moles, esta diferença pode ser importante e conduzir à necessidade de analisar as deformações do terreno.

Na hipótese de comportamento drenado, com $c' = 0$, é fácil verificar que alterar o método tradicional, com $F = 1,5$, para o método dos estados limites com um coeficiente parcial de 1,25 aplicável a tang ϕ' dá origem a um acréscimo de 17% na inclinação do talude, o que já é significativo. Se no entanto se admitir $F = 1,3$, o que é frequente em taludes com drenagem adequada, o acréscimo de inclinação é somente de 4%.

No caso de materiais com componente friccional e coesiva é também possível determinar a relação entre os resultados da aplicação dos dois métodos.

Para exemplificar considere-se o talude representado na Fig. 5.1.

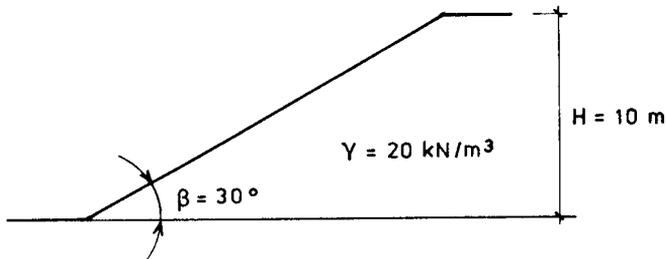


Fig. 5.1 – Talude em material com coesão e ângulo de atrito interno

Para um peso volúmico, γ , de 20 kN/m^3 , uma altura, H , de 10 m e uma inclinação do talude, β , igual a 15° , apresenta-se na Fig. 5.2 a curva correspondente à rotura, isto é, $F = 1$ (de facto há infinitas combinações de c e ϕ que podem determinar a condição de rotura, o mesmo se podendo dizer para qualquer outro valor de $F \neq 1$). No mesmo gráfico figura a curva $F = 1,5$. Admitindo agora coeficientes parciais, γ_m , para a coesão variando entre 1,5 e 1,8 e para a tang ϕ variando entre 1,20 e 1,25, tem-se que, considerando como valores característicos de c e ϕ os correspondentes à curva $F = 1,5$ (o que significa admitir que os critérios para escolha dos valores dos parâmetros de resistência no dimensionamento tradicional levam a valores que não diferem, para efeitos práticos, dos respectivos valores característicos), se obtém a zona indicada na Fig. 5.2 que é a representação gráfica da condição

$$Z = R - S = 0 \quad (5.1)$$

onde R representa a resistência da estrutura e S o efeito das ações. Z é a equação limite de estado e traduz a condição limite de comportamento dum sistema de engenharia.

Em primeira aproximação verifica-se que os resultados da aplicação do método tradicional ($F = 1,5$) e dos estados limites com os coeficientes parciais dos materiais com valores compreendidos nas gamas atrás indicadas, são semelhantes. Isto é, obtêm-se estruturas (no caso presente inclinações) semelhantes.

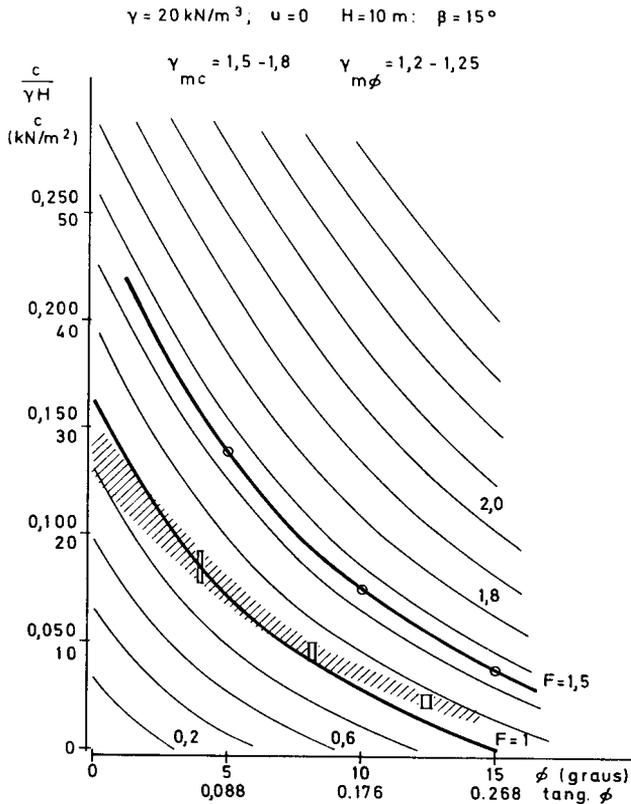


Fig. 5.2 – Comparação entre os resultados da aplicação do método tradicional (com $F = 1,5$) e do método dos estados limites (com $1,5 \leq \gamma_{mc} \leq 1,8$ e $1,20 \leq \gamma_{mtang\phi} \leq 1,25$) na avaliação da segurança relativamente ao deslizamento do talude representado na Fig. 5.1

Analisando com um pouco mais de detalhe verifica-se que para terrenos com uma componente coesiva importante os resultados do método dos estados limites conduziriam a taludes um pouco mais conservativos do ponto de vista da inclinação (utilizaram-se neste caso coeficientes parciais compreendidos entre 1,5 e 1,8), sucedendo exactamente o contrário com os solos predominantemente friccionais. Mas é importante frisar que, para os solos tipo intermédios, a aplicação dos dois métodos dá resultados (inclinação) praticamente iguais. A análise é válida tanto para tensões totais como para tensões efectivas.

Se se adoptarem os valores de γ_m sugeridos no Quadro 3.1, isto é, $\gamma_{mc} = 1,6$ e $\gamma_{mtang\phi} = 1,25$, as conclusões não são muito diferentes das já expostas, mas os resultados da aplicação do método do coeficiente global (considerando $F = 1,5$) e os do método dos estados limites ainda se aproximam mais.

Como se verifica, é fácil comparar os dois métodos para o caso de outros valores de β , de H , de F e de γ_m .

É frequente que as pressões da água do solo estejam envolvidas na quantificação da segurança.

A Fig. 5.3 (Maranha das Neves, 1991) mostra curvas de $F = 1$ (rotura) para diferentes valores de r_u ($r_u = u/\gamma h$, onde u é a pressão intersticial da água instalada num dado ponto do terreno e γh representa a tensão total devida ao terreno sobrejacente) no caso de um talude com inclinação

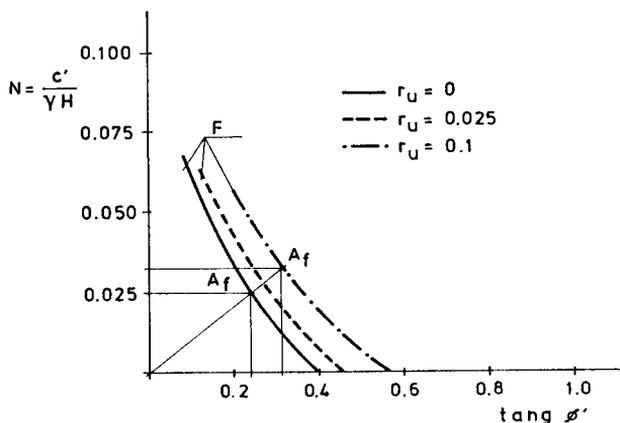


Fig. 5.3 – Influência da pressão da água na quantificação da segurança dum talude relativamente ao deslizamento (Maranha das Neves, 1991)

2,5 H:1,0 V, altura de 10 m e com o peso volúmico do terreno igual a 20 kN/m³. Estas curvas foram obtidas através do uso das cartas de estabilidade de Bishop e Morgenstern (1960).

Pode assim ter-se uma ideia da influência da pressão intersticial da água nos valores dos coeficientes parciais de c' e ϕ' (e, obviamente, na quantificação de F).

Considere-se o ponto A, de coordenadas $c' = 5$ kN/m² e $\tan \phi' = 0,025$, e admita-se que ele resulta da aplicação dos coeficientes parciais $\gamma_{mc'} = 1,6$ e $\gamma_{m \tan \phi'} = 1,25$ aos valores característicos de c' e ϕ' , no caso em que não há qualquer pressão de água intersticial ($r_u = 0$). Tal significa que para $r_u = 0$ os dois métodos que se têm vindo a comparar dão os mesmos resultados.

Determinando agora A' a partir de A (Fig. 5.3) verifica-se que os coeficientes parciais adequados à situação $F = 1$ e $r_u = 0,1$ seriam $\gamma_{mc'} = 1,6/1,36 \cong 1,18$ e $\gamma_{m\phi'} = 1,25/1,28 \cong 1,06$. Como pode ver-se é importantíssima a influência da água na segurança dos taludes relativamente a estados limites últimos por deslizamento e pode ser quantificada por calibragem.

5.1.2 – Segurança de obras de contenção

Um dos motivos de interesse em referir a calibragem deste tipo de obras deve-se ao facto de o EC7 prever a verificação da sua segurança para os casos B e C (Quadro 3.1). Ora, como se viu, no caso B há uma majoração das cargas permanentes ($\gamma_G = 1,35$). Além disso as principais acções que actuam nestas estruturas têm a sua origem no próprio meio geotécnico, quer se trate do terreno natural ou de um aterro.

Como exemplo de aplicação escolheu-se o caso simples de um muro de suporte que contém um aterro arenoso, é fundado numa formação também arenosa e tem as dimensões indicadas na Fig. 5.4. O aterro tem um peso volúmico, γ , igual a 18 kN/m³ e a fundação é arenosa com um ângulo de atrito interno, ϕ , igual a 40°. À superfície do terreno actua uma carga vertical uniformemente distribuída de 10 kN/m².

Pretende-se calcular o momento máximo no muro resultante da aplicação do método tradicional e do EC7, admitindo que o ângulo de atrito da areia no tardo do muro pode tomar os valores de 27, 33 e 40° (por uma questão de simplificação admite-se que γ se mantém

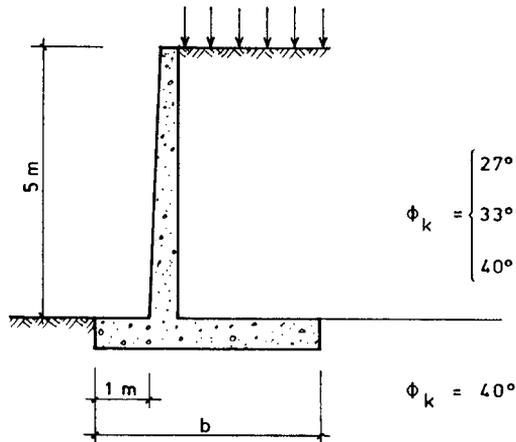
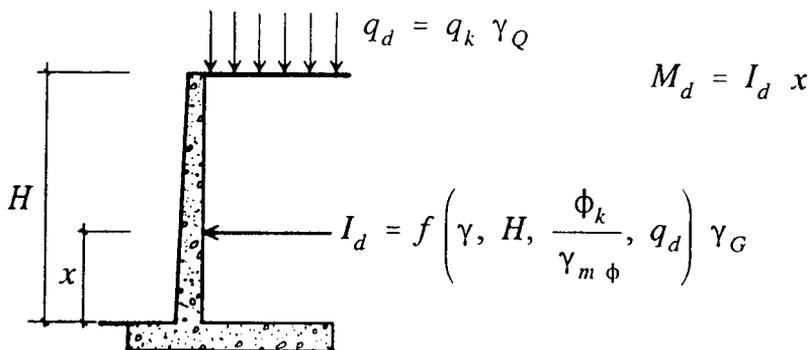


Fig. 5.4 – Esquema do muro de suporte analisado

constante). Seguidamente recalcula-se para a hipótese do nível freático à superfície (neste caso introduz-se a simplificação de admitir que não há percolação, não obstante as condições de fronteira e a natureza drenante dos materiais em causa).

Para fazer esta avaliação não se torna necessário dispor das características estruturais do muro pois trata-se duma análise de um ELU, portanto uma situação em que se supõem instalados grandes deslocamentos que, no caso presente, permitem a geração dum estado activo de plastificação no aterro. Isto é, o problema da interacção aterro-muro deixa de ser relevante. Na quantificação dos correspondentes impulsos usou-se a formulação de Rankine. Na quantificação do momento máximo admitiu-se a condição de encastramento perfeito na fundação.

Apresenta-se na Fig. 5.5 um esquema da utilização dos coeficientes parciais no cálculo dos momentos de projecto M_d nos casos B e C.



$$ELU \text{ (Quadro 1.3)} \begin{cases} \text{CASO B: } \gamma_G = 1,35; \gamma_Q = 1,50; \gamma_{m\phi} = 1,00 \\ \text{CASO C: } \gamma_G = 1,00; \gamma_Q = 1,50; \gamma_{m\phi} = 1,25 \end{cases}$$

Fig. 5.5 – Uso dos coeficientes parciais na avaliação dos momentos de projecto com vista à análise do ELU relativo à rotura estrutural do muro

Na Fig. 5.6 apresentam-se os resultados dos momentos máximos no muro (podia optar-se antes pelo impulso resultante e seu ponto de aplicação) para os diferentes valores ϕ do aterro. Como pode verificar-se os casos B e C do EC7 dão resultados bastante aproximados sendo que para valores elevados de ϕ o caso C dá momentos ligeiramente maiores. Sucede precisamente o contrário para os ângulos de atrito de menor valor.

Da aplicação do método tradicional resultam momentos máximos superiores aos resultantes do uso do EC7, diferença que é da ordem dos 7% para os aterros de areia relativamente solta (baixo ϕ) mas quase se anula para os aterros bem compactados.

No Quadro 5.1 apresentam-se os valores dos momentos chamando-se a atenção para o facto de no cálculo dos momentos pelo método tradicional se ter majorado o impulso de acordo com os valores preconizados no Regulamento da Segurança e Acções para Edifícios e Pontes.

No caso do nível freático coincidir com a superfície do aterro os momentos máximos no muro estão indicados na Fig. 5.7 em função do ϕ do aterro e consoante a via seguida na avaliação da sua segurança.

Também nesta situação os casos B e C dão resultados muito parecidos mas que de qualquer forma são apenas cerca de 75% dos momentos determinados pelos procedimentos tradicionais. No Quadro 5.2 apresentam-se os valores dos momentos.

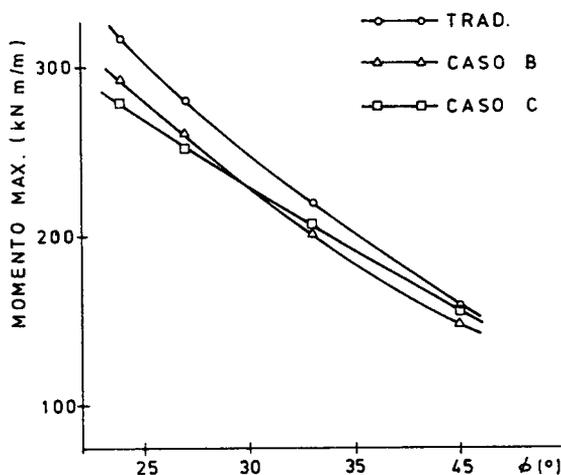


Fig. 5.6 – Variação dos momentos máximos com o valor de ϕ e de acordo com diferentes formas de utilização dos coeficientes de segurança no muro de suporte indicado na Fig. 5.4

QUADRO 5.1

Momentos máximos (kN.m/m) no muro representado na Fig. 5.4 de acordo com a prática tradicional e o EC7

	Ângulo de atrito, ϕ (°)			
	24	27	33	40
Mét. tradicional	162,8	220,5	281,3	315,8
EC7 – Caso B	150,6	204,0	260,2	292,1
EC7 – Caso C	159,8	207,6	254,3	279,6

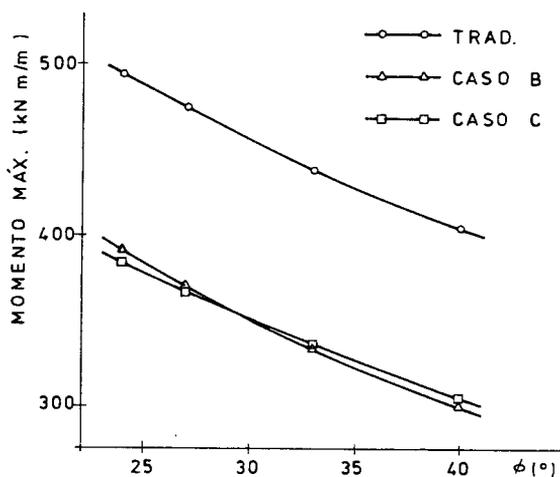


Fig. 5.7 – Variação dos momentos máximos com o valor de ϕ e de acordo com diferentes formas de utilização dos coeficientes de segurança no muro de suporte indicado na Fig. 5.4. Nível freático à superfície do aterro

QUADRO 5.2

Momentos máximos (kN.m/m) no muro representado na Fig. 5.4 de acordo com a prática tradicional e o EC7. Nível freático à superfície do aterro

	Ângulo de atrito, ϕ (°)			
	24	27	33	40
Mét. tradicional	407,4	441,1	476,5	496,7
EC7 – Caso B	302,3	335,7	370,8	390,7
EC7 – Caso C	308,9	339,0	368,8	384,3

Verifica-se assim que um crescimento das ações permanentes faz aumentar de forma sensível a diferença entre os momentos máximos calculados de forma tradicional e os momentos calculados de acordo com o EC7. Em relação a esta última via vê-se que a aplicação dos casos B e C conduz a resultados semelhantes.

Em princípio, a utilização dos métodos dos ELU na verificação da segurança não dispensa uma verificação da funcionalidade. Mas para muitas estruturas geotécnicas a verificação da segurança utilizando o conceito de coeficiente de segurança global dispensa a verificação dos ELU_t (estabilidade de barragens de aterro, capacidade de carga de fundações superficiais em areias determinada com base nos resultados de ensaios SPT, etc.).

Poder-se-ia assim pensar que o mesmo sucederia com o tipo de estruturas de suporte que se está a analisar face ao elevado momento máximo obtido pelo método tradicional. De facto não é assim pois neste caso o efeito da interação é muito importante.

Repare-se que o cálculo do momento é independente da resistência e deformabilidade do muro (só é necessário considerar a sua altura). Logo, mesmo sendo o momento avaliado pelo método tradicional o mais elevado, tal não significa que não haja que calcular deformações,

já que o referido momento não resultou de qualquer decisão prévia envolvendo o próprio muro. A análise da segurança é pois verificar se as dimensões da estrutura asseguram que esta não rompe para o momento calculado, podendo obviamente sofrer deformações muito elevadas o que determina dimensões que podem permitir que, para as acções de serviço, a estrutura se deforme para além dos requisitos de funcionalidade.

Já no caso de um talude, estrutura sem interacção, um coeficiente global elevado implica geralmente que as deformações reais vão ser suficientemente reduzidas para dispensar a verificação de ELUt.

5.2 – Quantificação dos coeficientes de segurança parcial com base na teoria da fiabilidade

Existem três vias (níveis) para projectar uma estrutura de modo a que ela exiba uma determinada probabilidade de rotura.

O nível I corresponde aos métodos que envolvem valores característicos e coeficientes parciais de segurança. É o que, por exemplo, caracteriza o sistema dos Eurocódigos. Saliente-se que a sua aplicação não envolve o cálculo explícito da probabilidade de rotura (P_r) já que em relação a um dado estado limite pode haver segurança se os valores dos coeficientes parciais relevantes não forem excedidos.

O nível II – normalmente designado por método do índice de fiabilidade (β) – implica uma análise da fiabilidade, consistindo na verificação da segurança num dado ponto (ou pontos) da superfície de rotura, superfície essa definida pela função de estado limite (Z) apropriada (ver equação 5.1). Trata-se de um método que pode ser usado directamente como método de projecto mas que é especialmente vocacionado para a quantificação dos coeficientes parciais de segurança a usar nos métodos do nível I. É pois este o procedimento que será usado mais à frente.

O nível III é puramente matemático, sendo usado na análise de estruturas especiais nas quais o nível de fiabilidade tem uma importância decisiva ou quando é particularmente importante otimizar o projecto (Smith, 1986).

Seguidamente faz-se primeiro uma referência sucinta ao método do índice de fiabilidade, abordando-se depois a aplicação do método do segundo momento avançado de primeira ordem (nível II).

5.2.1 – Função de estado limite e índice de fiabilidade

Considere-se a resistência duma estrutura, R , e os efeitos das acções, S , a que esta poderá ser submetida. Tanto R como S são variáveis aleatórias com funções de densidade de probabilidade próprias, possivelmente não conhecidas.

No caso das funções de densidade de probabilidade (*pdf*) de R e S serem conhecidas e se se subtrair a segunda da primeira, obtém-se a curva de probabilidade $Z = R - S$ representada na Fig. 5.8.

A probabilidade de rotura, P_r , é igual a $P [(R - S) \leq 0]$ que por sua vez é igual a $P [Z \leq 0]$, representando Z a função de estado limite correspondente ao modo de rotura em consideração.

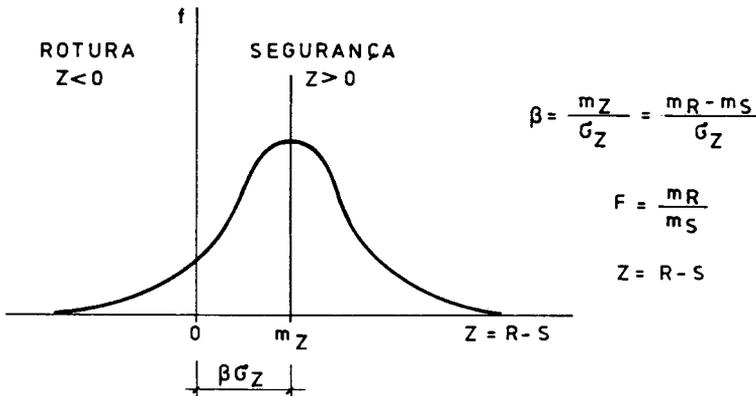


Fig. 5.8 – Função de estado limite (Z) e índice de fiabilidade (β)

Como pode ver-se na Fig. 5.8 a distância da média de Z , m_Z , ao ponto onde $Z = 0$ pode exprimir-se em termos do desvio padrão de Z , σ_Z , e é igual a $\beta\sigma_Z$. β é o índice de fiabilidade e é uma medida da segurança do sistema. Assim,

$$\beta = m_Z / \sigma_Z \tag{5.2}$$

e como $m_Z = m_R - m_S$ tem-se que

$$\beta = \frac{m_R - m_S}{\sigma_Z} \tag{5.3}$$

É interessante chamar a atenção para o facto do coeficiente de segurança global, F , ser igual a m_R/m_S , logo uma expressão puramente determinística. Já a equação 5.3 inclui σ_Z , que é uma medida da incerteza de R e S . Daí a maior adequação de β na quantificação da segurança.

Acontece ainda que, nos casos práticos, R e S raramente serão uma só variável, sendo antes vectores formados a partir dum conjunto de variáveis básicas. Se uma dada variável aleatória, X , for constituída por n variáveis básicas, tal que

$$X = (X_1, X_2, \dots, X_n) \tag{5.4}$$

ter-se-á que o espaço variável básico é o espaço a n dimensões que representará todos os possíveis valores de X .

Tal significa que sendo x um ponto de coordenadas x_1, x_2, \dots, x_n representa a situação em que as variáveis básicas X_1, X_2, \dots, X_n assumem valores x_1 a x_n .

Z é uma função de todas as variáveis básicas relevantes

$$Z = g(x_1, x_2, \dots, x_n) \tag{5.5}$$

pelo que

$$Pf = P[z \leq 0] = P[g(x_1, x_2, \dots, x_n) \leq 0] \tag{5.6}$$

É interessante apresentar um exemplo em que se determina e representa graficamente Z num espaço de variáveis básicas e se determina o valor de β do sistema.

Considere-se o ELU correspondente a um escorregamento planar num talude com uma inclinação $\alpha = 35^\circ$ num terreno com um peso volúmico de 18 kN/m^3 e com um ângulo de atrito e coesão cujos valores médios são 30° e 40 kN/m^2 , respectivamente, sendo que o plano de deslizamento se situa a 10 m de profundidade.

Pretende-se representar graficamente a superfície de rotura no espaço das variáveis básicas e determinar o índice de fiabilidade correspondente a este ELU, sabendo que os coeficientes de variação de $\tan \phi$ ($V_{\tan \phi}$) e de c (V_c) têm os valores iguais a 0,05 e 0,15. Consideram-se desprezáveis os coeficientes de variação dos parâmetros geométricos e do peso volúmico do terreno.

As tensões normal e tangencial na superfície de deslizamento são

$$\sigma_n = 147,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau = 103,2 \text{ kN/m}^2$$

A equação de estado limite (rotura) será

$$Z = R - S = c + \sigma_n \tan \phi - \tau = 0$$

sendo $\tan \phi$ e c as duas variáveis básicas ($n = 2$), pelo que

$$Z = X_1 + 147,5 X_2 - 103,2 = 0$$

A representação gráfica desta equação é uma recta e traduz o critério de rotura de Mohr-Coulomb. Não introduz pois qualquer conceito probabilístico. Mas se as escalas de X_1 (ou c) e X_2 (ou $\tan \phi$) forem escolhidas de tal modo que o comprimento representando um desvio padrão de c ($= V_c m_c = 0,15 \times 40 = 6 \text{ kN/m}^2$) seja igual ao comprimento que representa um desvio padrão de $\tan \phi$ ($= V_{\tan \phi} m_{\tan \phi} = 0,05 \times 0,577 = 0,029$) então a mínima distância do ponto médio ($m_c; m_{\tan \phi}$) à superfície de rotura será igual ao índice de fiabilidade β .

Na Fig. 5.9 está representada a equação Z e o ponto médio (A) bem como as escalas gráficas de c e $\tan \phi$ de acordo com o atrás exposto. A distância do ponto médio à superfície

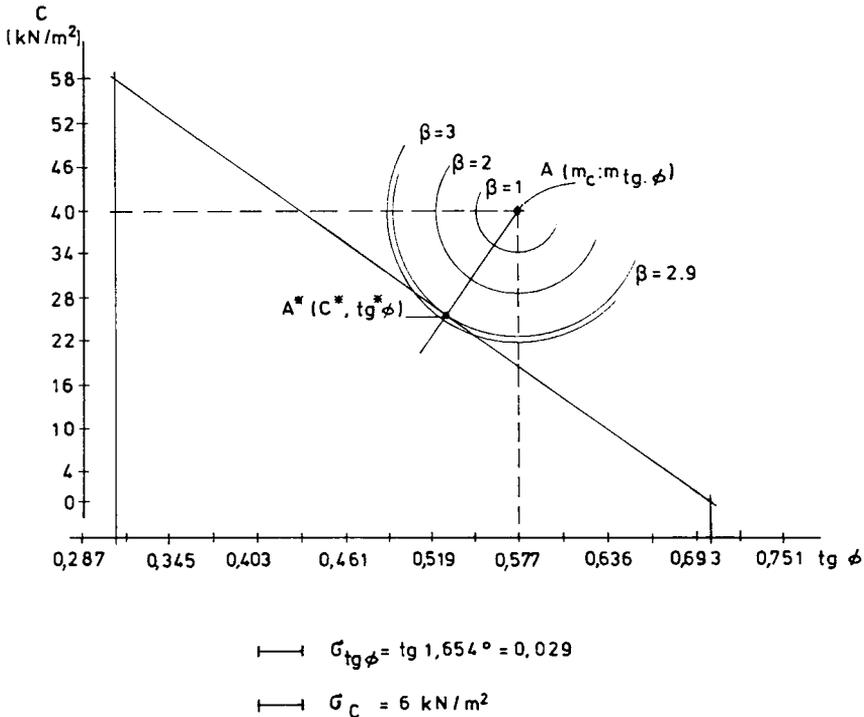


Fig. 5.9 – Quantificação gráfica do índice de fiabilidade

de rotura em termos de desvio padrão e face à escala escolhida é igual a 2,9. Logo o índice de fiabilidade, β , é igual a 2,9 (ver também a Fig. 5.8).

Como pode verificar-se, quanto menor a distância do ponto médio à superfície de estado limite maior a probabilidade de rotura.

Por sua vez, o ponto da superfície de estado limite, x_i^* , mais próximo do ponto médio designa-se por ponto de dimensionamento e é designado por A^* na Fig. 5.9, [A^* (c^* ; $\text{tang}^* \phi$)]. Representa a zona onde se faz a aproximação linear da superfície de estado limite.

5.2.2 – Método do segundo momento de primeira ordem avançado

Quando há mais do que duas variáveis básicas a técnica usada no exemplo anterior não pode ser utilizada.

Podem então recorrer-se ao atrás descrito método correspondente ao nível II, o qual, como incorpora os conceitos de média e variância, se designa por método do segundo momento¹⁴.

Deve-se a Cornell (1969) e Rosenblueth e Esteva (1972) a implementação daquele método¹⁵ o qual, no entanto, enfermava do apreciável inconveniente de a posição da aproximação da superfície de estado limite poder variar consoante a forma de expressar Z (por exemplo as expressões $Z = 2x^2 + 2xy$ e $Z = 2x(x + y)$ dariam origem a valores de β diferentes (Smith, 1986)).

Posteriormente Hasofer e Lind (1974) mostraram que se o ponto escolhido para a aproximação linear se situar na superfície de estado limite pode obter-se um β invariante. Este ponto de probabilidade de rotura máxima localiza-se algures na superfície. Designa-se por ponto de dimensionamento e é representado por x^* . O método que incorpora estes conceitos é o chamado método do segundo momento de primeira ordem avançado.

A Fig. 5.10 representa a superfície de estado limite $Z = g(X)$ quando esta consiste de uma só variável, X . Como pode ver-se em x^* será

$$Z = g(x^*) = 0 \tag{5.7}$$

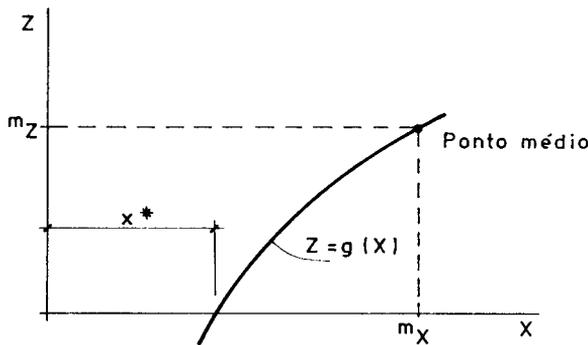


Fig. 5.10 – Superfície de rotura no caso de uma única variável aleatória básica

¹⁴) A variância duma variável aleatória é o seu segundo momento central.

¹⁵) O método consiste em expandir Z no ponto médio, isto é introduzindo os valores médios das variáveis na expressão de Z , de molde a criar a aproximação local a uma superfície de rotura linear. Daí a designação método do segundo momento de valor médio de primeira ordem.

Para aproximar Z a uma expansão linear pode seguir-se a técnica seguinte. Expandindo Z em série de Taylor, vem

$$Z = g(x^*) + (x - x^*) g'(x^*) + \frac{(x - x^*)^2}{2} g''(x^*) + \dots \quad (5.8)$$

sendo x^* o valor X em relação ao qual se toma a aproximação e $g'(x^*)$ a primeira derivada de $g(X)$ para $X = x^*$.

Desprezando os termos superiores ao de primeira ordem tem-se a aproximação de primeira ordem

$$Z = g(x^*) + (x - x^*) g'(x^*) \quad (5.9)$$

No caso de Z ser função de várias variáveis será

$$Z = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) g'(x_i^*) \quad (5.10)$$

e como o primeiro termo do segundo membro é nulo vem

$$Z = \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) g'(x_i^*) \quad (5.11)$$

Então, de modo análogo

$$m_z = g(m_1^*, m_2^*, \dots, m_n^*) + \sum_{i=1}^n (m_i - x_i^*) g'(x_i^*) = \sum_{i=1}^n (m_i - x_i^*) g'(x_i^*) \quad (5.12)$$

e

$$\sigma_z = \sqrt{\sum_{i=1}^n [g'(x_i^*) \sigma_i]^2} \quad (5.13)$$

É ainda importante o chamado coeficiente de sensibilidade, α_i ,

$$\alpha_i = \frac{g'(x_i^*) \sigma_i}{\sigma_z} \quad (5.14)$$

que quantifica a contribuição relativa de qualquer variável X_i para o valor de σ_z .

Atendendo à equação 5.13 e combinando-a com a equação 5.14 obtém-se

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \alpha_i g'(x_i^*) \sigma_i \quad (5.15)$$

Atendendo à definição de β (equação 5.2) vem

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i - x_i^*) g'(x_i^*)}{\sum_{i=1}^n \alpha_i g'(x_i^*) \sigma_i}$$

donde

$$\sum_{i=1}^n g'(x_i^*) [(m_i - x_i^*) - \alpha_i \beta \sigma_i] = 0 \quad (5.16)$$

O valor de x_i^* que satisfaz a equação anterior é

$$x_i^* = m_i - \alpha_i \beta \sigma_i \quad (5.17)$$

para os n valores de i .

Determinando todos os valores de x_i^* obtém-se o ponto de dimensionamento x^* (ver Fig. 5.9). Para efectuar a determinação de β por este processo adopta-se uma técnica iterativa que não se abordará por razões que se deduzem do que de imediato se expõe.

De facto verifica-se ser mais adequado e prático calcular β em termos de variáveis reduzidas (normalizadas). Uma variável reduzida tem um valor médio igual a zero e o desvio padrão igual à unidade o que significa que a origem dos eixos que representam este espaço reduzido é precisamente o ponto médio das variáveis reduzidas (Fig. 5.11).

Se x_1 for um valor particular da variável com média igual a m_1 e desvio padrão σ_1 a variável reduzida y_1 correspondente a x_1 será

$$y_1 = \frac{x_1 - m_1}{\sigma_1}$$

A equação de estado limite pode então ser expressa em termos da variável reduzida y ,

$$Z = h(y_1, y_2, \dots, y_n) = h(y) \quad (5.18)$$

Procedendo de modo idêntico ao adoptado para obter a equação 5.10, tem-se a aproximação linear no ponto $y^* = (y_1^*, y_2^*, \dots, y_n^*)$

$$Z = h(y_1^*, y_2^*, \dots, y_n^*) + \sum_{i=1}^n (y_i - y_i^*) h'(y_i^*) \quad (5.19)$$

de que resulta

$$Z = \sum_{i=1}^n (y_i - y_i^*) h'(y_i^*) \quad (5.20)$$

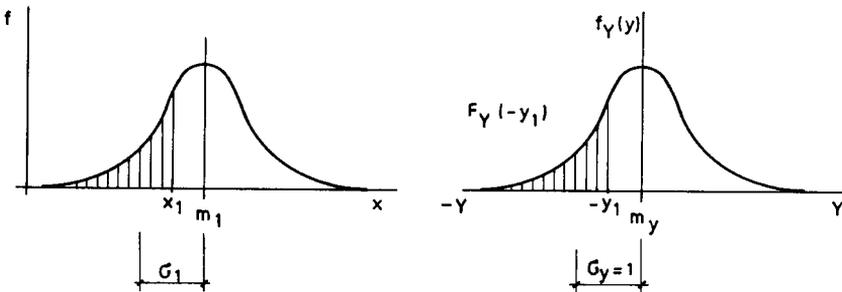


Fig. 5.11 - Definição da variável reduzida y_1 da variável x_1 (por exemplo,

$$x_1 = m_1 - \frac{1}{2} \sigma_1 \text{ tem como variável reduzida } y_1 = -0,5)$$

visto que a primeira parcela do segundo membro da equação 5.19 é nula.

A média de Z é então

$$m_z = \sum_{i=1}^n (m_i - y_i^*) h'(y_i^*) = - \sum_{i=1}^n y_i^* h'(y_i^*) \quad (5.21)$$

visto que a média duma variável reduzida é, por definição nula. De acordo com a equação 5.14

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*) \sigma_i \quad (5.22)$$

mas como, também de acordo com a definição de variável reduzida, o respectivo desvio padrão é igual à unidade, logo $\sigma_i = 1$, vem

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*) \quad (5.23)$$

Então

$$\beta = \frac{m_z}{\sigma_z} = - \frac{\sum_{i=1}^n y_i h'(y_i^*)}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h'(y_i^*)}$$

logo

$$\sum_{i=1}^n h'(y_i^*) [-(y_i^* - \alpha_i \beta)] = 0 \quad (5.24)$$

e a solução em termos de variáveis reduzidas é

$$y^* = - \alpha_i \beta \quad (5.25)$$

para os n valores de i . Esta equação mostra que a distância da origem a y^* é uma medida do coeficiente de fiabilidade, o que se pode obter da expressão

$$\beta = \sqrt{\sum_{i=1}^n y_i^2} \quad (5.26)$$

Um processo iterativo, sugerido por Fiessler, permite obter β após três ou quatro iterações (Smith, 1986). Foi o procedimento utilizado na avaliação do índice de fiabilidade das estruturas estudadas mais à frente e pode resumir-se do seguinte modo:

- (1) Determinar $g(X)$
- (2) Converter $g(X)$ em $h(y)$
- (3) Calcular todas as primeiras derivadas h'_i de $h(y)$
- (4) Fazer $y = 0$ e $\beta = 0$
- (5) Calcular h'_i
- (6) Calcular $h(y)$
- (7) Calcular o desvio padrão $\sigma_z = \sqrt{\sum (h'_i)^2}$
- (8) Calcular os novos valores de $y = -\frac{h'_i}{\sigma_z} \left[\beta + \frac{h(y)}{\sigma_z} \right]$

(9) Calcular $\beta = \sqrt{\sum y_i^2}$

(10) Repetir de (5) a (9) até se verificar convergência.

A utilização de variáveis reduzidas permite ainda utilizar directamente tabelas de valores relativos à distribuição normal desde que as variáveis em causa tenham distribuições de probabilidade semelhantes à normal e admitindo que a aproximação linear à equação de estado limite é realista. Pode assim obter-se o valor da probabilidade de rotura, P_f , a partir da expressão

$$P_f = \Phi(-\beta) \tag{5.27}$$

onde o segundo membro é o símbolo do valor da probabilidade acumulada de Z de $-\infty$ a $-\beta$ Fig. 5.12) o qual pode obter-se directamente a partir de tabelas de valores acumulados da distribuição normal.

Finalmente algumas considerações sobre o tipo de distribuição das variáveis aleatórias básicas e sobre o método acabado de descrever.

Se as variáveis não têm uma distribuição normal ou se a aproximação linear não é adequada o valor de P_f obtido da equação 5.27 é designado por probabilidade nominal.

É no entanto interessante frizar que no caso de diversas variáveis de peso aproximadamente igual – o qual pode ser quantificado através do coeficiente de sensibilidade α (equação 5.14) – as funções de estado limite Z tendem a ser normais mesmo quando as variáveis que as integram não são elas próprias normais¹⁶ (Benjamin e Cornell, 1970).

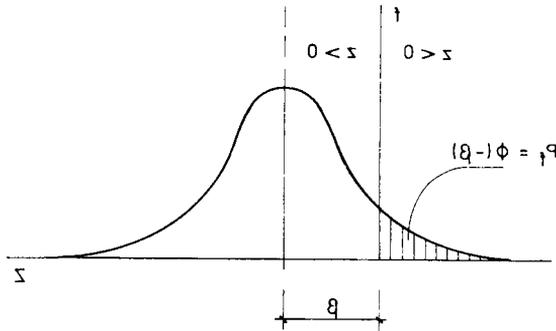


Fig. 5.12 – Probabilidade de rotura

¹⁶ Rackwitz e Fiessler (1978) mostraram que uma variável aleatória com distribuição não normal, X_i , pode ser aproximada em qualquer ponto de uma distribuição normal desde que a função densidade de probabilidade acumulada e a função de densidade de probabilidade sejam iguais no ponto seleccionado. Para efeitos de aplicação do método do segundo momento esse ponto é o ponto de dimensionamento x_i^* .

Nestas condições os valores de m_i^N e σ_i^N (média e desvio padrão da variável normalizada) podem obter-se das

expressões $\sigma_i^N = f^N \frac{\Phi^{-1}(F_{X_i}(x_i^*))}{f_{X_i}(x_i^*)}$ e $m_i^N = x_i^* - \Phi^{-1}(F_{X_i}(x_i^*)) = \sigma_i^N$ onde $F_{X_i}(x_i^*)$ é a probabilidade acumulada

de X_i em x_i^* , $f_{X_i}(x_i^*)$ é a densidade de probabilidade de X_i em x_i^* , $\Phi^{-1}(\cdot)$ é a distribuição normal inversa e $f^N(\cdot)$ é a função da densidade de probabilidade normal (normalizada). É possível obter os valores de Φ^{-1} e f^N a partir de tabelas.

Há então que usar m_i^N e σ_i^N em vez de m_i e σ_i no processo iterativo de cálculo de β .

Também se pode admitir com razoável segurança que em quase todos os problemas de engenharia a aproximação linear à equação de estado limite é adequada. Esta conclusão baseou-se na comparação dos resultados obtidos com o uso, por exemplo, dos chamados métodos de fiabilidade de segunda ordem que usam uma expansão quadrática de $g(X) = 0$.

No entanto, há que ter em atenção a escassez de elementos estatísticos, as hipóteses e aproximações efectuadas na sua determinação e o facto de P_f ser determinado sem ter em conta factores de incerteza global, tais como erros humanos e acidentes aleatórios externos. Assim, todos os valores de probabilidade de rotura envolvendo estruturas geotécnicas devem ser considerados nominais.

6 – APLICAÇÃO DA TEORIA DA FIABILIDADE NO ESTUDO COMPARADO DO EC7 E DO PROCEDIMENTO TRADICIONAL

Neste capítulo utilizam-se os conceitos e o método descritos anteriormente com o fim exemplificar as respectivas potencialidades na ponderação dos valores numéricos a atribuir aos coeficientes parciais inerentes ao uso prático do EC7.

Considera-se o caso de uma sapata corrida, fundada a profundidade de 1 m, submetida a uma carga vertical uniformemente distribuída (Fig. 6.1).

Para poder fazer alguma generalização do estudo considera-se que a largura b da sapata pode ter a dimensão de 2 e 6 m e que pode ser fundada em argila ou areia. Relativamente a estes materiais admitem-se ainda duas possibilidades quanto às respectivas características mecânicas. Assim a argila pode exibir uma resistência ao corte não drenado, c_u , de 30 kN/m² (argila normalmente consolidada), e de 300 kN/m² (argila sobreconsolidada). Quanto à areia o respectivo ângulo de atrito interno efectivo, ϕ , pode ter o valor de 30° (areia normalmente consolidada) ou de 40° (areia sobreconsolidada). Tal significa que serão analisadas oito situações diferentes. Resta acrescentar que o peso volúmico da argila e da areia é 18 e 20 kN/m³, respectivamente (por questões de ordem prática não se admitiu que γ variasse com o grau de sobreconsolidação, o que seria de facto mais realista).

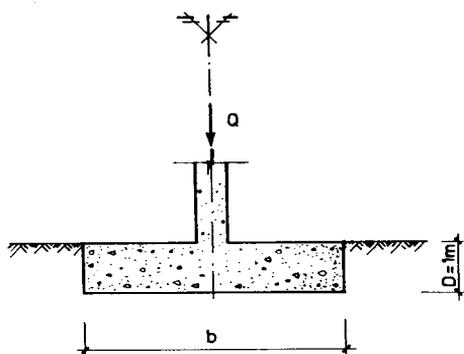


Fig. 6.1 – Sapata corrida de largura b assente em terreno homogêneo submetida a uma carga Q uniformemente distribuída

Admitem-se os seguintes valores para os coeficientes de variação do peso volúmico e dos parâmetros de resistência dos materiais (Cherubini *et al.*, 1993; Smith, 1986).

$$V_{c_u} = 0,225$$

$$V_{\phi} = 0,1$$

$$V_{\gamma} = 0,05$$

São por vezes indicados valores de V_{c_u} para as argilas sobreconsolidadas um pouco superiores.

6.1 – Tensões de rotura na fundação

Para cálculo das tensões de rotura, q_u , utilizou-se, para as argilas, a expressão

$$q_u = (2 + \pi) c_u + \gamma D - (\gamma_{betão} - \gamma) D \quad (6.1)$$

e para as areias

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma b N_{\gamma} + q N_q - (\gamma_{betão} - \gamma) D \quad (6.2)$$

com $\gamma_{betão} = 25 \text{ kN/m}^3$ e

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi \quad (6.3)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad (6.4)$$

$$N_{\gamma} = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi \quad (6.5)$$

Há que calcular q_u pelo método tradicional (com $F = 3$) e segundo o EC7 (casos B e C). Exemplificando para a sapata com 6 m de largura e com $\phi = 30^\circ$ ($N_{\gamma} = 15,07$ e $N_q = 18,4$) ter-se-á

a) método tradicional

$$q_a \text{ (tensão admissível)} = q_u / F = q_u / 3 \cong 421 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = \frac{1}{2} \times 20 \times 6 \times 15,07 + 20 \times 18,4 - (25 - 20) \times 1 = 1263,4 \text{ kN/m}^2$$

b) EC7 – Caso B ($m_{\phi} = 30^\circ$)

Para obter o valor característico de ϕ , ϕ_k , e pretendendo-se ter como referência o quantil 5%, tem-se que, para uma distribuição normal,

$$\phi_k = m_{\phi} - 1,645 \sigma_{\phi}$$

onde σ_{ϕ} (desvio padrão) = $m_{\phi} \times V_{\phi} = 30^\circ \times 0,1 = 3^\circ = 0,052 \text{ rad}$.

Assim

$$\phi_k = 30^\circ - 1,645 \times 3^\circ \cong 25^\circ$$

(neste caso ϕ_d , ângulo de atrito de cálculo, é igual a ϕ_k já que como é sugerido no Quadro 3.1, $\gamma_{m\phi} = 1,00$). Deste modo, sendo $N_\gamma = 6,75$ e $N_q = 10,66$, vem

$$\gamma_G q_u = \frac{1}{2} \times 20 \times 6 \times 6,75 + 20 \times 10,66 - (25 - 20) \times 1 = 613,2 \text{ kN/m}^2$$

e sendo $\gamma_G = 1,35$ (sugestão do Quadro 3.1) vem

$$q_u \text{ (ou } Z) \cong 455 \text{ kN/m}^2$$

c) EC7 – Caso C ($m_\phi = 30^\circ$)

$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi_k}{\gamma_{m\phi}}$ e, como é sugerido no Quadro 3.1 $\gamma_{m\phi} = 1,25$ vem $\phi_d \cong 20^\circ$ pelo que, com $N_\gamma = 2,95$ e $N_q = 6,40$ se terá

$$q_u = \frac{1}{2} \times 20 \times 6 \times 2,95 + 20 \times 6,40 - (25 - 20) \times 1 \cong 310 \text{ kN/m}^2$$

No Quadro 6.1 apresentam-se as tensões na fundação para o ELU correspondente a rotura no solo e para as oito situações consideradas anteriormente quando se adoptam, quer o procedimento tradicional quer o EC7, casos B e C. Nas argilas, obviamente, aquelas tensões independem da largura da sapata e no caso do método tradicional também se apresenta o valor da tensão admissível para um coeficiente de segurança global igual a 3.

Embora não seja o objectivo desta análise a comparação directa dos resultados verifica-se que as tensões de rotura pelo método tradicional são sempre mais elevadas (por vezes substancialmente) que as calculadas pelo EC7. É natural visto que não lhes foi introduzido qualquer margem de segurança. É assim lógico que no caso do método tradicional o termo de comparação sejam as tensões admissíveis ($F = 3$).

Assim sendo, nas argilas a tensão de rotura usando o EC7 é sempre mais elevada que a tensão admissível obtida pelo método tradicional ($\cong 30\%$ para a argila mole e $\cong 38\%$ para a argila rija). Relativamente ao EC7 os casos B e C dão resultados praticamente iguais. Tem-se assim que a verificação é condicionada pela tensão de segurança. Isto significa que, quanto a este ELU, o EC7 é menos conservador que a prática tradicional (partindo do princípio que a verificação do ELUt não seja a crítica).

No caso das areias e para $b = 2$ m tem-se que, tanto para $\phi = 30^\circ$ como para $\phi = 40^\circ$, a tensão admissível é superior ($\cong 240\%$ em relação ao caso C para, $\phi = 30^\circ$, e $\cong 120\%$ também em relação ao caso C, para $\phi = 40^\circ$). Como se vê o caso C é crítico na verificação deste ELU quando comparado com o caso B. Para $b = 6$ m o caso C continua a ser crítico em termos do EC7, mas a tensão admissível é sempre superior ($\cong 37\%$ para $\phi = 30^\circ$ e $\cong 150\%$ para $\phi = 40^\circ$). Em resumo, no caso das areias e para a verificação deste ELU, é o caso C do EC7 que se revela crítico. Mas, tal como se afirmou para as argilas, haverá que ter em conta a verificação do ELUt. É assunto a que se voltará mais à frente.

QUADRO 6.1

Tensão da fundação para o ELU correspondente à rotura no terreno

CASO	c_u (kN/m ²)	ϕ (°)	γD (kN/m ²)	$(\gamma_{\text{betão}} - \gamma) D$ (kN/m ²)	$c_u N_c$	$\frac{1}{2} \gamma b N_y$	$\gamma D N_q$	q_a ou Z (kN/m ²)	
ARGILAS $\gamma = 18$ (kN/m ²)	$c_u = 30$ (kN/m ²)	-	18	7	154,2	-	-	165,2/55	
			18	7	97,2	-	-	80	
			18	7	69,4	-	-	80	
	$c_u = 300$ (kN/m ²)	-	18	7	1542	-	-	-	1553/515
			18	7	976,6	-	-	-	730
			18	7	697,6	-	-	-	710
AREIAS $\gamma = 20$ (kN/m ²)	$b = 2$ m $\phi = 30^\circ$	30	-	5	-	301,4	1272,2	1573,6/525	
		25	-	5	-	135,2	213,2	255	
		20	-	5	-	59	59	128	182
		40	-	5	-	1590,8	1284	2809,8/957	
		35,5	-	5	-	412,1	555,3	713	
		26,75	-	5	-	179,5	257,26	432	
	$B = 6$ m $\phi = 30^\circ$	30	-	-	5	-	900,4	368	1263,4/421
		25	-	-	5	-	405	213,2	455
		20	-	-	5	-	177	128	300
		40	-	-	-	-	4772,4	6061,4	6051,4/2017
		35,5	-	-	-	-	1596,3	555,3	1590
		26,75	-	-	-	-	538,5	257,3	791

(*) $F = 3$; $D = 1$ m

6.2 – Equação de estado limite

Analisando a argila em primeiro lugar

$$Z = R - S = 0$$

$$R = (2 + \pi) c_u \quad S = q_u + (\gamma_{\text{betão}} - \gamma) D$$

As variáveis básicas são $X_1 = c_u$; $X_2 = q_u$ e $X_3 = \gamma$ e a equação de estado será

$$Z = 5,14 X_1 - X_2 + X_3 - 25 = 0 \quad (6.6)$$

No caso da argila sobreconsolidada a questão do peso próprio da sapata e do terreno a escavar tem influência reduzida pelo que a equação de estado será

$$Z = 5,14 X_1 - X_2 = 0 \quad (6.7)$$

No caso das fundações em areia e para $b = 6$ m e $\phi = 30^\circ$ ter-se-á

$$R = \frac{1}{2} b \gamma N_\gamma + \gamma D N_q$$

$$S = q_u + \gamma_{\text{betão}} D - \gamma D$$

donde

$$Z = 3X_1 X_2 + X_1 X_3 - X_4 + X_1 - C = 0 \quad (6.8)$$

com $C = \gamma_{\text{betão}} D = 25$ kN/m², sendo as variáveis básicas

$$X_1 = \gamma; X_2 = N_\gamma; X_3 = N_q \text{ e } X_4 = q_u$$

Para a mesma largura de sapata mas com $\phi = 40^\circ$ também se considera poder desprezar a contribuição do peso volúmico da sapata e do terreno escavado pelo que a equação 6.8 se simplifica

$$Z = 3 X_1 X_2 + X_1 X_3 - X_4 = 0 \quad (6.9)$$

Para o caso da sapata com $b = 2$ m e $\phi = 30^\circ$ ter-se-á

$$Z = X_1 X_2 + X_1 X_3 - X_4 + X_1 - C = 0 \quad (6.10)$$

e para $\phi = 40^\circ$, por considerações análogas às tecidas a propósito da equação 6.9 virá

$$Z = X_1 X_2 + X_1 X_3 - X_4 = 0 \quad (6.11)$$

As variáveis básicas das equações 6.9, 6.10 e 6.11 são iguais às de 6.8.

Para calcular o valor de β correspondente às anteriores equações de estado há que convertê-las em variáveis reduzidas e efectuar em seguida a respectiva diferenciação. A maioria das equações de estado relativas à mecânica dos solos envolve poucas variáveis básicas cuja diferenciação não levanta problemas. As dificuldades surgem quando há termos que são função de ϕ como é o caso dos coeficientes de capacidade de carga, por exemplo, o que torna as

operações muito trabalhosas. Se se imaginar que ainda podem ser incluídos em Z factores de inclinação, de excentricidade, etc., pode concluir-se que a equação de estado se pode tornar muito difícil de tratar.

Pode então recorrer-se a uma abordagem simplificada (Smith, 1986) segundo a qual as várias funções de ϕ são encaradas como formando um conjunto de variáveis independentes, cada uma com o seu valor esperado (ou valor médio) e com o seu desvio padrão.

Demonstra-se que se

$$U = g(X) \quad (6.12)$$

com $X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$, então

$$\sigma_U = \sqrt{\sum_{i=1}^n [g'(X_i) \cdot \sigma_{X_i}]^2} \quad (6.13)$$

onde

$$g'(X_i) = \left. \frac{\partial U}{\partial X_i} \right|_{m_{X_i}} \quad (6.14)$$

isto é, se U for função de várias variáveis independentes X_i , de que se conhecem as respectivas médias m_{X_i} e desvio padrão σ_{X_i} , pode obter-se o desvio padrão de U através da equação 6.13. A equação 6.14 representa a derivada da função U em relação à variável quando esta assume o valor esperado ($X_i = m_{X_i}$) (Benjamin e Cornell, 1970). No caso de uma única variável

$$\sigma_U = \sqrt{\left(\left. \frac{\partial U}{\partial X} \right|_{m_X} \sigma_X \right)^2} \quad (6.15)$$

Usando este procedimento puderam calcular-se os desvios padrões de N_γ e N_q . Deste modo para $\phi = m_\phi = 30^\circ$, $V_\phi = 0,1$, $\sigma_\phi = 3^\circ = 0,052$ rad, $N_\gamma = m_\gamma = 15,07$ e $N_q = m_q = 18,4$, tem-se

$$\sigma_{N_\gamma} = \frac{\partial N_\gamma}{\partial \phi} \sigma_\phi = 138,36 \times 0,052 = 7,245 \quad 17$$

$$\sigma_{N_q} = \frac{\partial N_q}{\partial \phi} \sigma_\phi = 119,57 \times 0,052 = 6,218$$

e usando procedimento semelhante para $\phi = 40^\circ$ tem-se

$$\sigma_{N_\gamma} = 56,19 \quad \text{e} \quad \sigma_{N_q} = 35,69$$

São estes valores que vão ser usados na quantificação de β .

$$17) \frac{\partial N_\gamma}{\partial \phi} = 1,5 \tan \phi \left[\frac{2 \cos \phi}{(1 - \sin \phi)^2} e^{\pi \tan \phi} + \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \pi \sec^2 \phi e^{\pi \tan \phi} \right] + 1,5 \sec^2 \phi \left[\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} - 1 \right]$$

No entanto os valores das derivadas de N_c , N_q e N_γ podem ser encontrados em tabelas.

6.3 – Quantificação do coeficiente de fiabilidade

Usando os procedimentos descritos em 5.2 e as equações de estado limite deduzidos em 6.2 calcularam-se os coeficientes de fiabilidade correspondentes ao conjunto das situações que se pretende analisar. Para facilitar a análise dos resultados apresenta-se primeiro uma figura com informação que permite uma referência rápida de cada situação (Fig. 6.2). Como pode ver-se na coluna mais à direita (onde estão as referências) o primeiro número identifica todas as condições geométricas, físicas e mecânicas da situação em estudo. O segundo número da referência indica a tensão aplicada na fundação (4/740, por exemplo, designa uma situação de fundação em sapata corrida com 2 m de largura, fundada em terreno argiloso com $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c_u = 300 \text{ kN/m}^2$ e submetida a uma carga vertical centrada que transmite ao terreno uma tensão uniforme de 740 kN/m^2).

Argila $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$	b = 6 m	$c_u = 30 \text{ kN/m}^2$	$q_u = 30 \text{ kN/m}^2$	1/30
			70	1/70
			100	1/100
			200	2/200
			400	2/400
			700	2/700
	b = 2 m	300	50	3/50
			100	3/100
			150	3/130
			500	4/500
			740	4/740
			1500	4/1500
Areia $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	b = 6 m	$\phi = 30^\circ$	20	5/20
			30	5/30
			60	5/60
			100	6/100
			150	6/150
			250	6/250
	b = 2 m	30°	40	7/40
			80	7/80
			170	7/170
			100	8/100
			400	8/400
			700	8/700
		40°		

Fig. 6.2 – Referência das diversas situações analisadas

No Quadro 6.2 apresentam-se os índices de fiabilidade para todas as situações referenciadas na Fig. 6.2, determinados pela aplicação do método do segundo momento de primeira ordem avançado. No mesmo Quadro figuram ainda os valores da probabilidade de rotura que, como se viu, se relaciona com β de acordo com a equação 5.27 nas condições referidas em 5.2.2. O que se pretende é verificar a influência do uso do procedimento tradicional ou do EC7 na probabilidade de rotura (ou em β), isto para diversas situações. Antes de efectuar esta análise é importante justificar os valores da tensão no terreno que figuram no Quadro 6.2 para os quais se calculou o índice de fiabilidade e que por vezes são bem diferentes das que figuram no Quadro 6.1. Porquê não se calcularam os valores de β correspondentes às tensões que figuram naquele quadro.

A resposta a esta questão prende-se com o papel que a verificação dos estados limites de utilização pode desempenhar nesta análise. No ponto seguinte desenvolve-se um pouco mais este assunto.

QUADRO 6.2

Índices de fiabilidade correspondentes às diversas situações analisadas

Situação de referência (ver Fig. 6.2)	Índice de fiabilidade (β)	Probabilidade de rotura nominal (P_f)
1/30	3,36	4×10^{-4}
1/70	2,18	$1,5 \times 10^{-2}$
1/100	1,31	$9,5 \times 10^{-2}$
2/200	3,49	$2,5 \times 10^{-4}$
2/400	2,95	$1,5 \times 10^{-3}$
2/700	2,15	$1,6 \times 10^{-2}$
3/50	2,98	$1,4 \times 10^{-3}$
3/100	1,30	$9,7 \times 10^{-2}$
3/130	0,08	$4,7 \times 10^{-1}$
4/500	2,68	$3,7 \times 10^{-3}$
4/740	2,01	$2,2 \times 10^{-2}$
4/1500	0,12	$4,5 \times 10^{-1}$
5/20	2,76	$2,9 \times 10^{-3}$
5/30	2,74	$3,1 \times 10^{-3}$
5/60	2,72	$3,3 \times 10^{-3}$
6/100	1,73	$4,2 \times 10^{-2}$
6/150	1,86	$3,1 \times 10^{-2}$
6/250	1,69	$4,6 \times 10^{-2}$
7/40	3,39	3×10^{-4}
7/80	3,10	10^{-3}
7/170	2,40	$8,2 \times 10^{-3}$
8/100	2,11	$1,7 \times 10^{-2}$
8/400	1,88	3×10^{-2}
8/700	1,64	$5,1 \times 10^{-2}$

6.4 – Verificação dos estados limites de utilização e avaliação da segurança

Quando se utilizam os métodos de dimensionamento tradicionais, o F adoptado tem como objectivo uma margem de segurança em relação à rotura ($\sigma_a = \sigma_u/F$), mas, frequentemente, assegura que a deformação δ_F esteja em conformidade com as deformações limite (δ_L) pelo que não se torna necessário calcular deformações (Fig. 6.3).

Como já foi referido na aplicação dos estados limites há que efectuar, em princípio, dois tipos de verificações: uma dizendo respeito aos ELU outra aos ELUt. Normalmente a margem de segurança em relação à rotura é menor ($\sigma_{ELU} > \sigma_a$) mas o correspondente δ_{ELU} será superior à deformação limite δ_L pelo que se terá de adoptar uma tensão σ_L correspondente no máximo a δ_L , logo,

$$\sigma_a \leq \sigma_L \leq \sigma_{ELU} \tag{6.16}$$

No entanto poderá haver situações em que só seja necessário verificar um ELU ou um ELUt, aspecto que convém ser analisado.

No caso de o ELUt ser o crítico continua a fazer sentido (e é possível) determinar a probabilidade de rotura da estrutura. Só que (e é assim que é frequentemente entendida) a rotura, neste caso, significa atingir-se um estado limite, último ou de utilização.

Foi pelos factos atrás descritos que se considerou importante analisar a deformação (assentamentos) das sapatas cuja probabilidade de rotura foi calculada em 6.3. Esses assentamentos foram calculados para a totalidade das situações estudadas havendo assim que adoptar parâmetros de deformabilidade adequados (compatíveis com as propriedades mecânicas) para os terrenos da fundação e para o betão da sapata. No Quadro 6.3 apresentam-se esses valores.

Os assentamentos foram determinados admitindo um comportamento elastoplástico do terreno e elástico do betão¹⁸, recorrendo-se ao método dos elementos finitos¹⁹.

Foram utilizados elementos triangulares de 15 nós (12 pontos de integração de Gauss por elemento) com uma malha de 60 elementos para a sapata com $b = 2$ m e 154 elementos para o caso de $b = 6$ m. O cálculo foi efectuado admitindo a condição de deformação plana (compatível pois com uma sapata corrida).

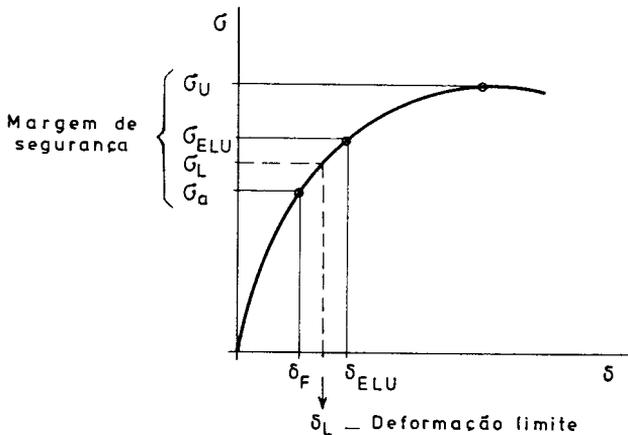


Fig. 6.3 – Esquema das relações entre ELU, ELUt e método do coeficiente de segurança global

¹⁸) O módulo de Young e o coeficiente de Poisson do betão são 3×10^7 kN/m² e 0,2, respectivamente.

¹⁹) Foi utilizado o programa Plaxis, versão 5.0.

QUADRO 6.3

Parâmetros mecânicos dos terrenos utilizados na determinação dos assentamentos das sapatas

	ϕ (°)	C_u kN/m ²	Módulo de rigidez G (kN/m ²)	Coefficiente de Poisson ν	Coef. imp. repouso K_0	Dilatância ψ (°)	Atrito ou adesão entre o betão e o terreno
ARGILAS	-	30	2000	0,33	0,65	0	⁽¹⁾ c_u 0,015 c_u ⁽²⁾
	-	300	40150	0,30	1,00	0	c_u 0,01 c_u
AREIAS	30	-	3100	0,30	0,50	0	0,7 ϕ ϕ
	40	-	14160	0,30	0,36	10	0,7 ϕ ϕ

⁽¹⁾ base da sapata

⁽²⁾ superfícies laterais da sapata

No modelo elastoplástico o critério de rotura é o de Mohr-Coulomb, utilizando como parâmetros elásticos o módulo de elasticidade transversal e o coeficiente de Poisson, como parâmetros de resistência a coesão e o ângulo de atrito e ainda o ângulo de dilatância com vista a modelar deformações correspondentes a aumentos irreversíveis de volume são típicos dos meios particulados densos.

Dadas as dificuldades de modelação do comportamento estrutura-terreno nos cantos das sapatas (tensões e deformações muitíssimo elevadas e concentradas e que não traduzem a situação real), foram usados elementos de interface (de junta) na base e nas paredes laterais da sapata, cujo comportamento é também descrito pelo modelo elastoplástico e critério de rotura de Mohr-Coulomb. É atribuída a estes elementos uma espessura virtual de molde a introduzir as propriedades dos materiais das interfaces. No caso presente foram adoptadas condições no contacto entre o terreno e a zona lateral da sapata correspondentes à mobilização de atrito entre a areia e o betão igual a 2/3 de ϕ e duma reduzida adesão entre a argila e o betão.

Para cada situação (tipo de terreno, parâmetro de resistência mecânica e largura da sapata) calcularam-se os assentamentos para várias tensões, podendo verificar-se o grau de não linearidade da relação tensão-deformação.

No caso das argilas, os parâmetros de resistência correspondem a uma situação de curto prazo. Tendo este trabalho como principal finalidade objectivar um procedimento para quantificar a segurança, a análise da rotura a curto prazo, quando comparada com a situação a longo prazo, é a mais realista.

No capítulo seguinte relacionam-se tensões, assentamentos e probabilidades de rotura a fim de tirar conclusões sobre as relações entre esta última e os resultados da aplicação do EC7.

6.5 – Fundações superficiais. Probabilidade de rotura nominal associada à tensão transmitida ao terreno

Com os valores da probabilidade de rotura nominal já calculados, apresentam-se de seguida gráficos com a evolução da P_f (ou β) em função da tensão transmitida ao terreno (ou da carga vertical transmitida à fundação). Analisa-se primeiro o caso do solo argiloso.

6.5.1 – Fundação argilosa

Na Fig. 6.4 pode ver-se a evolução de P_f com o valor da tensão transmitida à fundação no caso de $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$ e para uma sapata com 2 m de largura. Consultando o Quadro 6.1 pode ver-se que para, esta situação, é crítica a tensão correspondente ao uso do método tradicional, verificando-se que $P_f = 4 \times 10^{-3}$. Aos casos B e C (resultados iguais) do EC7 corresponde $P_f = 4 \times 10^{-2}$, isto é, há um aumento apreciável de P_f com a adopção do EC7.

Na Fig. 6.5 tem-se o caso da argila com $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$ e uma sapata com 6m de largura. Obviamente as tensões são as mesmas (para um comportamento não drenado do solo, que é o que se está a analisar, as tensões no ELU independem da largura da sapata) mas P_f é diferente. No caso da aplicação do método tradicional (o crítico) tem-se $P_f = 6,4 \times 10^{-3}$ e às tensões resultantes da aplicação dos casos B e C do EC7 corresponde $P_f = 5 \times 10^{-2}$.

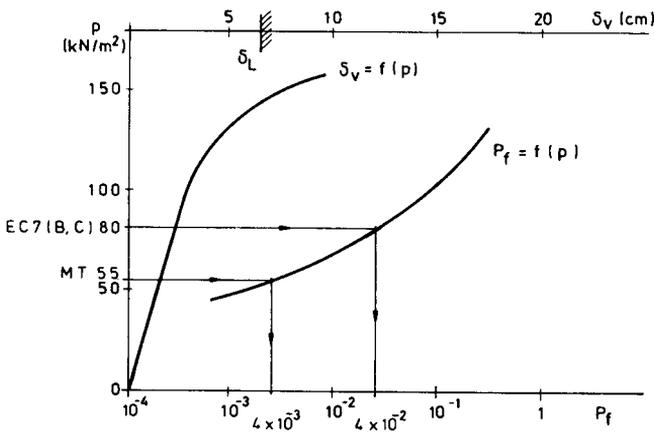


Fig. 6.4 – $P_f = f(p)$ e $\delta_v = f(p)$ para sapata corrida com $b = 2 \text{ m}$ fundada em argila com $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$
(p – pressão transmitida ao terreno; d_v – assentamento da sapata)

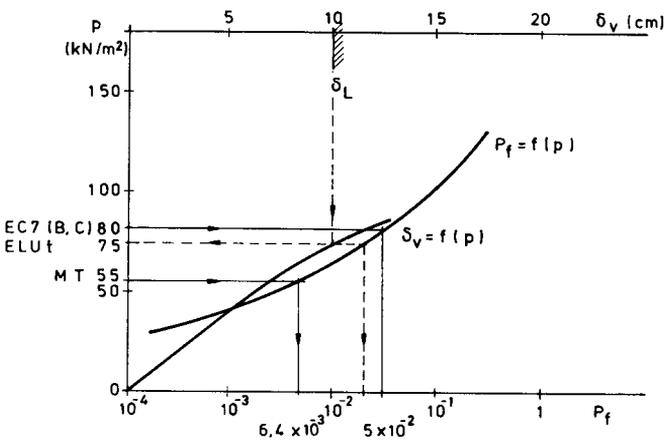


Fig. 6.5 – $P_f = f(p)$ e $\delta_v = f(p)$ para sapata corrida com $b = 6 \text{ m}$ fundada em argila com $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$

Como pode ver-se a probabilidade de rotura nominal aumenta com a largura da sapata.

No caso do solo argiloso com $c_u = 300 \text{ kN/m}^2$ e para a sapata com largura igual a 2 m (Fig. 6.6) tem-se que da utilização do EC7 (caso C) resulta uma tensão mais elevada do que a obtida aplicando o método tradicional, correspondendo àquela tensão (caso C) um valor de $P_f = 10^{-2}$ ($P_f = 4,8 \times 10^{-3}$ no que diz respeito ao método tradicional).

Para o mesmo solo e para uma largura de sapata igual a 6 m (Fig. 6.7) o valor de P_f não difere muito do da sapata com largura igual a 2 m ($P_f = 1,7 \times 10^{-2}$ no que respeita ao EC7, caso C, e $P_f = 5,1 \times 10^{-3}$ relativamente ao método tradicional).

Como pode ver-se no Quadro 6.1, o método tradicional, no caso das argilas rijas, é também crítico quando comparado com a aplicação do EC7 (caso C).

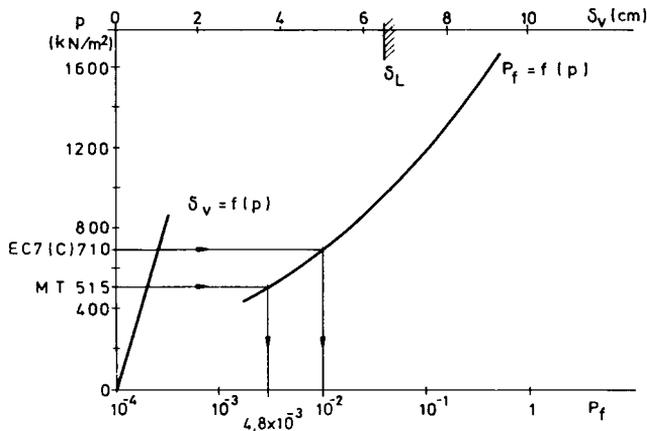


Fig. 6.6 - $P_f = f(p)$ e $\delta_v = f(p)$ para sapata corrida com $b = 2 \text{ m}$ fundada em argila com $c_u = 300 \text{ kN/m}^2$

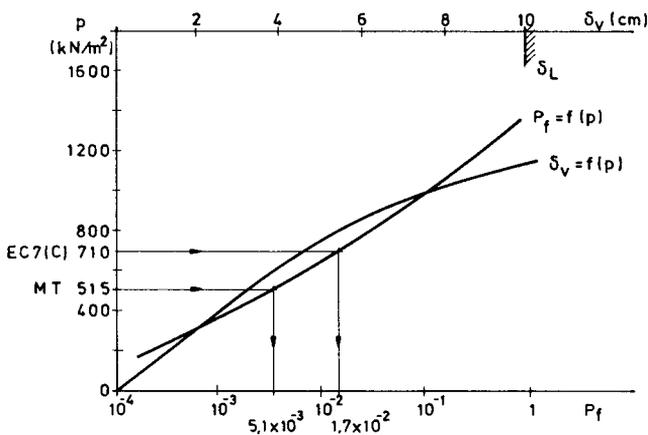


Fig. 6.7 - $P_f = f(p)$ e $\delta_v = f(p)$ para sapata corrida com $b = 6 \text{ m}$ fundada em argila com $c_u = 300 \text{ kN/m}^2$

Conclui-se assim que:

- o aumento da largura da sapata eleva ligeiramente a probabilidade de rotura;
- para as argilas moles, a aplicação do EC7 traduz-se num aumento ($\cong 2,1$ vezes) da probabilidade de rotura (relativamente ao método tradicional com $F = 3$);
- no caso de argilas rijas também o uso do EC7 dá origem a um aumento ($\cong 3,3$ vezes) da probabilidade de rotura quando comparado com a aplicação do método tradicional (com $F = 3$).

6.5.2 – Fundação arenosa

Nas Figs. 6.8 a 6.11 faz-se uma apresentação dos resultados da evolução de P_f com a tensão transmitida ao terreno, tal como em 6.5.1.

Analisando o Quadro 6.1 verifica-se que independentemente da compactidade da areia e da largura da sapata, a situação crítica no dimensionamento relativamente ao ELU é a que corresponde à aplicação do EC7, caso C.

Na Fig. 6.8 vê-se que para $\phi = 30^\circ$ e $b = 2$ m se tem $P_f = 8,8 \times 10^{-3}$. Na Fig. 6.9 ($\phi = 30^\circ$ e $b = 6$ m) verifica-se que P_f não é muito sensível à variação da tensão na fundação para a gama dos valores daquele parâmetro que foram analisados. Assim $P_f \cong 3,5 \times 10^{-3}$.

Para $\phi = 40^\circ$ o comportamento é semelhante, isto é, P_f também pouco varia com a tensão quer para $b = 2$ m (Fig. 6.10) quer para $b = 6$ m (Fig. 6.11). Deste modo tem-se para $b = 2$ m, $P_f \cong 3,2 \times 10^{-2}$ e para $b = 6$ m, $P_f \cong 5,4 \times 10^{-2}$. Este último valor é condicionado pelo ELU t como se verá mais à frente. Como se pode depreender da Fig. 6.11, o valor P_f correspondente ao ELU (isto é, à tensão de 791 kN/m²) é superior a $5,4 \times 10^{-2}$ (da ordem de 10^{-1}).

Pode ainda concluir-se que:

- na generalidade dos casos (compactidade da areia e largura da sapata variadas) a condição crítica corresponde à tensão calculada através do uso do EC7, caso C;
- o valor de P_f depende fundamentalmente da compactidade da areia (ou de ϕ);

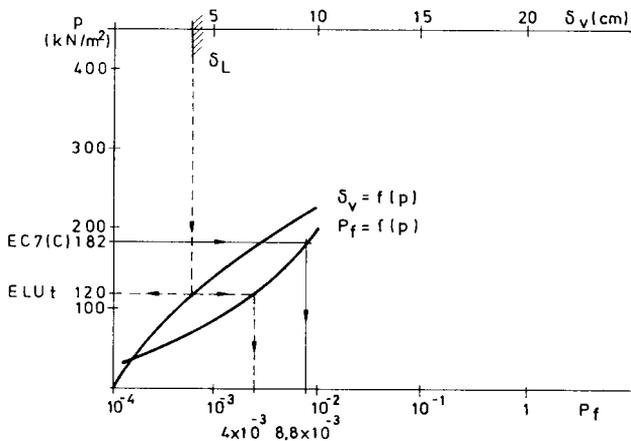


Fig. 6.8 – $P_f = f(p)$ e $\delta_v = f(p)$ para sapata corrida com $b = 2$ m fundada em areia com $\phi = 30^\circ$

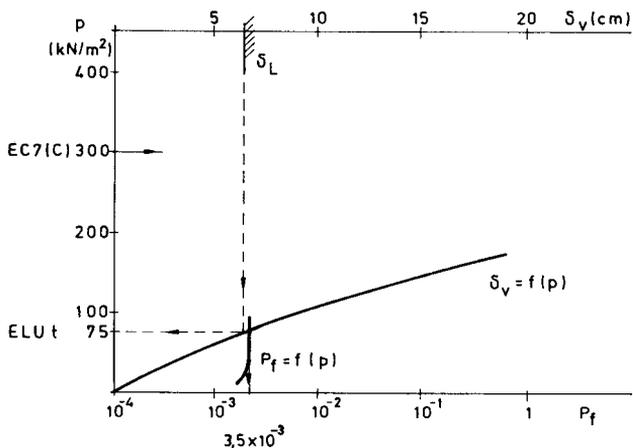


Fig. 6.9 - $P_f = f(p)$ e $\delta_v = f(p)$ para sapata corrida com $b = 6$ m fundada em areia com $\phi = 30^\circ$

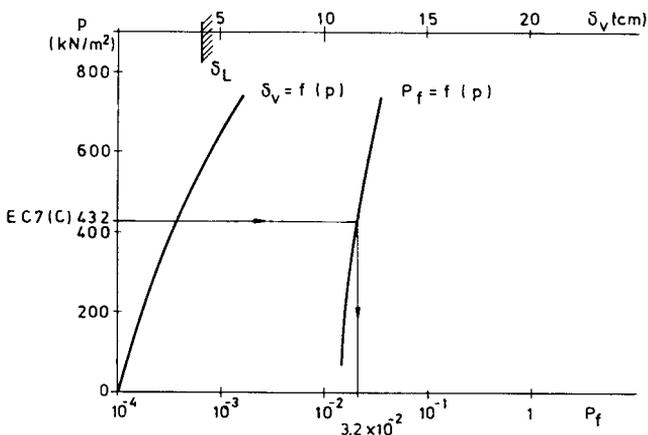


Fig. 6.10 - $P_f = f(p)$ e $\delta_v = f(p)$ para sapata corrida com $b = 2$ m fundada em areia com $\phi = 40^\circ$

- c) a probabilidade de rotura, para as tensões de cálculo aumenta com o aumento da compacidade;
- d) a largura da sapata não influi tanto na probabilidade de rotura quanto a compacidade; para $\phi = 30^\circ$, P_f diminui $\cong 2,5$ vezes quando a largura da sapata aumenta de 2 para 6 m; no caso das areias densas ($\phi = 40^\circ$), P_f aumenta $\cong 1,7$ vezes quando a largura da sapata passa de 2 a 6 m;
- e) exceptuando as sapatas em areias densas, que exibem probabilidades de rotura nominais mais elevadas (entre $3,2 \times 10^{-2}$ e $5,4 \times 10^{-2}$), todas as sapatas fundadas em argilas moles ou rijas ou areias pouco densas têm probabilidades de rotura nominais não muito diferentes (entre 4 e $6,4 \times 10^{-3}$); mas se se usar sempre o EC7 os valores de P_f no caso das argilas moles e rijas já se aproxima mais dos correspondentes às areias densas.

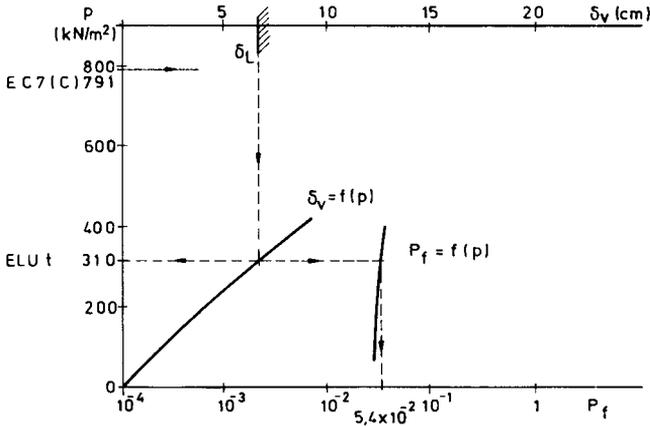


Fig. 6.11 – $P_f = f(p)$ e $\delta_v = f(p)$ para sapata corrida com $b = 6$ m fundada em areia com $\phi = 40^\circ$

As conclusões anteriores relativas à fundação arenosa sugerem ainda um comentário face à pouca sensibilidade de P_f relativamente à tensão na fundação. Sobretudo face à probabilidade de rotura relativamente elevada mesmo quando a tensão na fundação é nula (caso das Figs. 6.9, 6.10 e 6.11).

Tal se fica a dever ao elevado valor dos coeficientes de capacidade de carga N_γ e N_q bem como dos respectivos desvios padrão e suas derivadas. O aumento do valor de ϕ e de b acentua ainda mais esse efeito e assim estas duas variáveis básicas têm um peso dominante na equação de estado limite. Deste modo, só quando a carga na sapata se aproxima do valor de rotura, esta variável passa a influenciar P_f , obtendo-se, logicamente, valores próximos da unidade. Já quando a carga se aproxima dum valor nulo, P_f não tende também para um valor nulo dada a já referida incerteza associada aos coeficientes N_γ e N_q (que são função de ϕ) que é muitíssimo elevada. Aliás é bem conhecida a enorme repercussão de N_γ e N_q no dimensionamento das fundações, sobretudo na gama elevada dos valores de ϕ . Uma pequena variação deste parâmetro tem repercussões desproporcionadas no dimensionamento. Trata-se pois de assunto merecedor de uma reflexão mais aprofundada.

Também a quantificação da incerteza adoptada para os parâmetros geotécnicos não pode ser dissociada quer da análise dos resultados, quer das conclusões.

Mas a verificação dos ELU não dispensa forçosamente a verificação dos ELUt. Eis porque seguidamente se analisa o problema que se tem vindo a estudar na perspectiva dum estudo comparado dos ELU e ELUt com vista a saber quais deles são críticos e em que situações.

6.6 – Fundações superficiais. Estados limites últimos e de utilização e probabilidade de rotura

Nos gráficos das figuras referidas em 6.5 são apresentados os assentamentos da fundação. Estes foram obtidos com as equações constitutivas, valores dos respectivos parâmetros e métodos de cálculo atrás referidos.

Retomam-se aqui as considerações feitas em 6.4 a propósito da utilização dos parâmetros de resistência correspondentes à situação de curto prazo nas fundações argilosas. Pretendendo-

-se analisar agora estados limites de utilização, o parâmetro determinante é o módulo de elasticidade E (ou G). Ora os valores adoptados para G , tanto nas argilas moles como nas rijas, correspondem à situação de longo prazo (comportamento drenado), pelo que os assentamentos calculados para as fundações em argila podem considerar-se os mesmos que se verificam para aquela situação.

Far-se-á também uma análise separada dos resultados nos solos argilosos e nos solos arenosos.

6.6.1 – Fundação argilosa

Nas Figs. 6.4 a 6.7 apresenta-se graficamente a relação tensão (p) - assentamento (δ_v) para as quatro situações estudadas.

Seguidamente há que fixar um critério para os assentamentos admissíveis. De acordo com Skempton e McDonald (1956), pode admitir-se um assentamento total de 6,5 cm na sapata com largura igual a 2 m e de 10 cm para a sapata com 6 m de largura (admite-se o critério aplicável a um ensoleiramento). Na realidade esta última hipótese pressupõe elevada rigidez da sapata, aspecto que é contemplado no cálculo dos assentamentos visto que a tensão aplicada na sapata é uniformemente distribuída e com um valor resultante da divisão de Q (Fig. 6.1) pela área da sapata.

A questão dos assentamentos totais admissíveis (não confundir com os assentamentos diferenciais admissíveis) foi posteriormente abordada por vários autores (Polshin e Tokar, 1957; Bjerrum, 1973, Grant et al., 1974, Burland e Wroth, 1974) mas os critérios de Skempton e McDonald são perfeitamente aceitáveis para o presente estudo. Como já se frisou, os maiores assentamentos totais admissíveis para os ensoleiramentos implicam uma rigidez susceptível de minimizar os inerentes assentamentos diferenciais. Salienta-se ainda que os assentamentos admissíveis (totais e diferenciais) são mais elevados nas argilas porque, aumentando a rapidez de um dado assentamento, tendem a aumentar os efeitos adversos na estrutura.

Para o caso $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$ e $b = 2 \text{ m}$ (Fig. 6.4) tem-se que a tensão deduzida da aplicação quer do método tradicional, quer do EC7, caso B ou C, satisfaz igualmente, dum ponto de vista prático, o ELUt. No caso de $b = 6 \text{ m}$ (Fig. 6.5) o recurso ao método tradicional indica que o dimensionamento não é condicionado pelo ELU. Quando se aplica o EC7, casos B e C, são as deformações (assentamento), logo o ELUt, a condição crítica do projecto (embora sem grande diferença face à tensão admissível, pois esta implica um assentamento de 11,2 cm).

Passando à argila com $c_u = 300 \text{ kN/m}^2$ tem-se que, para qualquer das larguras e para qualquer método são os ELU que importa verificar (ver Figs. 6.6 e 6.7). O método tradicional, tal como nas argilas moles, é aquele que determina uma menor tensão no terreno.

Como conclusões tem-se:

- a) no dimensionamento das fundações superficiais em terrenos argilosos, a verificação da segurança é crítica (isto é, não é necessário verificar a funcionalidade), excepto para sapatas muito largas em argilas moles em que a verificação da funcionalidade pode tornar-se decisiva para o dimensionamento se se usar o EC7;
- b) tanto nas argilas moles como nas rijas o dimensionamento de fundações superficiais pelo método tradicional é crítico (isto é, conduz a tensões admissíveis menores do que as que resultam da aplicação do EC7).

6.6.2 – Fundação arenosa

Neste caso e também de acordo com Skempton e McDonald (op. cit.) são fixados os seguintes critérios para os assentamentos totais máximos: 4 cm para as sapatas de $b = 2$ m e 6,5 cm para sapatas com $b = 6$ m (também aqui se usou o critério adequado aos ensoleiramentos).

Para o caso das areias pouco densas ($\phi = 30^\circ$) são os ELUt que determinam a tensão na fundação, qualquer que seja a dimensão da sapata (ver Fig. 6.8 e 6.9) mas de forma mais acentuada para as grandes larguras. Tem-se pois que a verificação da funcionalidade é a crítica. Para as areias densas ($\phi = 40^\circ$) no caso de sapatas de reduzida largura, a verificação da segurança dispensa a verificação do ELUt. Outrotanto não sucede com sapatas de apreciável largura em que é a verificação da funcionalidade que comanda as decisões do projecto.

Podem apresentar-se as seguintes conclusões:

- no dimensionamento de fundações superficiais em terrenos arenosos, a verificação da funcionalidade é crítica excepto para sapatas de reduzida largura em areias densas. Neste caso é decisiva a verificação do ELU relevante;
- em fundações em areias é o EC7, caso C (quando comparado com o método tradicional) que condiciona as tensões de dimensionamento.

Como se pode relacionar δ_v com P_f através de p , pode calcular-se P_f para um dado assentamento limite. No Quadro 6.4 apresenta-se, para cada caso analisado, qual o estado limite condicionador do projecto e qual a probabilidade de rotura nominal.

QUADRO 6.4

Fundações superficiais. Método crítico e estado limite crítico.
Probabilidade de rotura nominal

ARGILA	$c_u = 30 \text{ kN/m}^2$	$b = 2 \text{ m, Mét. Trad., ELUt e ELU}$ $P_f = 4 \times 10^{-3}$
		$b = 6 \text{ m, Mét. Trad., ELU}$ $P_f = 6,4 \times 10^{-3}$
	$c_u = 300 \text{ kN/m}^2$	$b = 2 \text{ m, Mét. Trad., ELU}$ $P_f = 4,8 \times 10^{-3}$
		$b = 6 \text{ m, Mét. Trad., ELU}$ $P_f = 5,1 \times 10^{-3}$
AREIA	$\phi = 30^\circ$	$b = 2 \text{ m, EC7 (C) ELUt}$ $P_f = 4 \times 10^{-3}$
		$b = 6 \text{ m, EC7 (C), ELUt}$ $P_f = 3,5 \times 10^{-3}$
	$\phi = 40^\circ$	$b = 2 \text{ m, EC7 (C) ELU}$ $P_f = 3,2 \times 10^{-2}$
		$b = 6 \text{ m, EC7 (C), ELUt}$ $P_f = 5,4 \times 10^{-2}$

6.7 – Grau de plastificação no terreno consoante os critérios de dimensionamento (segurança ou funcionalidade)

É ainda interessante analisar o grau de plastificação do terreno nas várias situações estudadas e para as respectivas condições críticas: ELU de acordo com os procedimentos do EC7 ou ELUt.

Começando pelas sapatas de 2 m de largura e para o solo argiloso podem identificar-se nas Figs. 6.12 e 6.13 as zonas de plastificação (quadrados abertos) para o caso das argilas com $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$ e $c_u = 300 \text{ kN/m}^2$, respectivamente. Estão também indicadas zonas onde se tenderiam a instalar tensões negativas (quadrados cheios) e que correspondem assim a tensões principais mínimas nulas visto que se admite que o material não é susceptível de mobilizar tracções.

Como já se verificou, o dimensionamento é condicionado pela verificação da segurança (Figs. 6.4 e 6.6) para qualquer dos tipos de argila. Repare-se que, em qualquer caso, a zona de plastificação é muito reduzida. Os assentamentos correspondentes aos ELU são de 2,4 cm para a argila mole e 1,41 cm para a argila rijá.

Para o caso das areias o dimensionamento é condicionado pela verificação do ELUt no caso de $\phi = 30^\circ$ e ELU para o caso de $\phi = 40^\circ$ (Figs. 6.8 e 6.10). Em qualquer dos casos a plastificação é importante e assume formas semelhantes (Figs. 6.14 e 6.15). Esta semelhança é aceitável visto que a tensão correspondente ao ELU, no caso das areias com $\phi = 30^\circ$, é pouco superior à correspondente ao ELUt (182 e 120 kN/m^2 , respectivamente). No caso da areia com $\phi = 30^\circ$ a tensão correspondente ao ELUt é, como se disse, 120 kN/m^2 (obviamente que o assentamento é de 4 cm, critério definidor do ELUt). No caso de $\phi = 40^\circ$ o assentamento correspondente ao ELU é igual a 2,96 cm.

Estabelecendo uma comparação entre os dois tipos de terreno, verifica-se que nas areias há uma marcada plastificação, o que não sucede nas argilas. Saliente-se também que no caso da sapata com 2 m de largura o critério de dimensionamento depende da verificação da segurança com excepção do solo arenoso com $\phi = 30^\circ$.

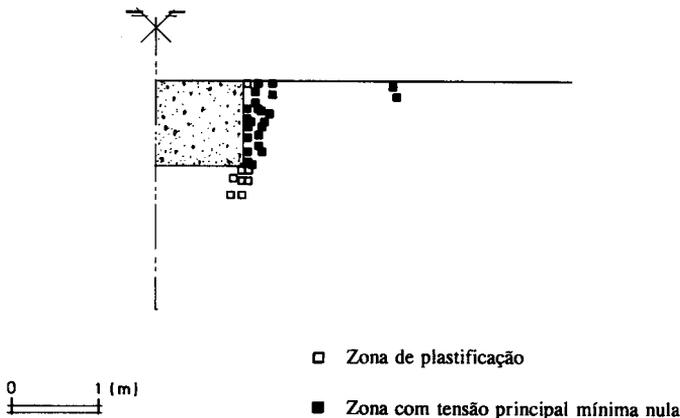


Fig. 6.12 – Sapata com $b = 2 \text{ m}$ fundada em argila com $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$.
Plastificação correspondente ao ELU, utilização do EC7,
caso B ou C ($p = 80 \text{ kN/m}^2$ e $\delta_v = 2,4 \text{ cm}$)

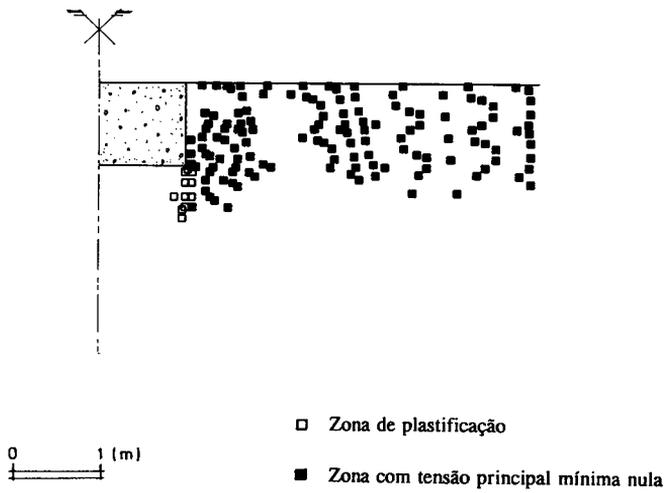


Fig. 6.13 – Sapata com $b = 2$ m fundada em argila com $c_u = 300$ kN/m².
 Plastificação correspondente ao ELU, utilização do EC7,
 caso C ($p = 710$ kN/m² e $\delta_v = 1,41$ cm)

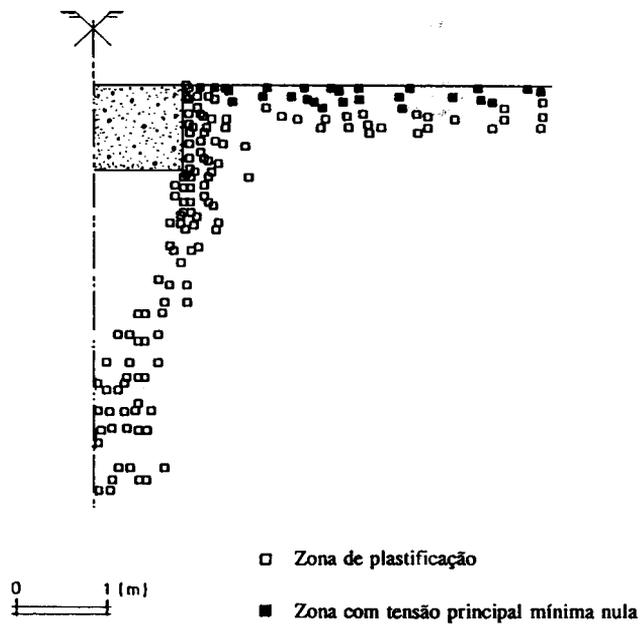


Fig. 6.14 – Sapata com $b = 2$ m fundada em areia com $\phi = 30^\circ$.
 Plastificação correspondente ao ELU ($p = 120$ kN/m² e $\delta_v = 4$ cm)

Passando agora ao caso das sapatas com 6 m de largura e para o solo argiloso vêem-se nas Figs. 6.16 e 6.17 as zonas de plastificação para o caso das argilas mole e rijas, respectivamente. Como pode verificar-se há uma importante plastificação na argila mole outrotanto não sucedendo com a argila rija.

Como se viu o dimensionamento é condicionado pela verificação da segurança (Figs. 6.5 e 6.7) tanto para argilas moles como para argilas rijas. Mas tendo em conta a presente análise,

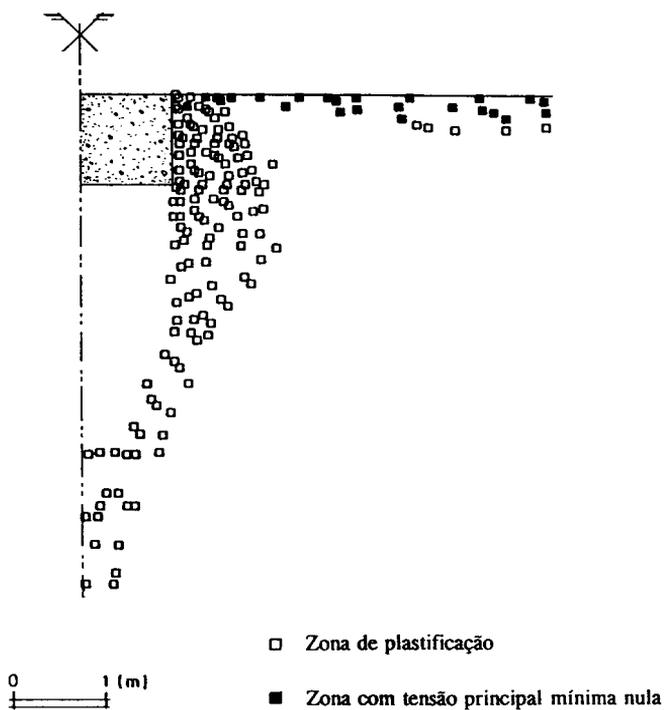


Fig. 6.15 – Sapata com $b = 2$ m fundada em areia com $\phi = 40^\circ$.
 Plastificação correspondente ao ELU utilização do EC7,
 caso C ($p = 432$ kN/m² e $\delta_v = 2,96$ cm)

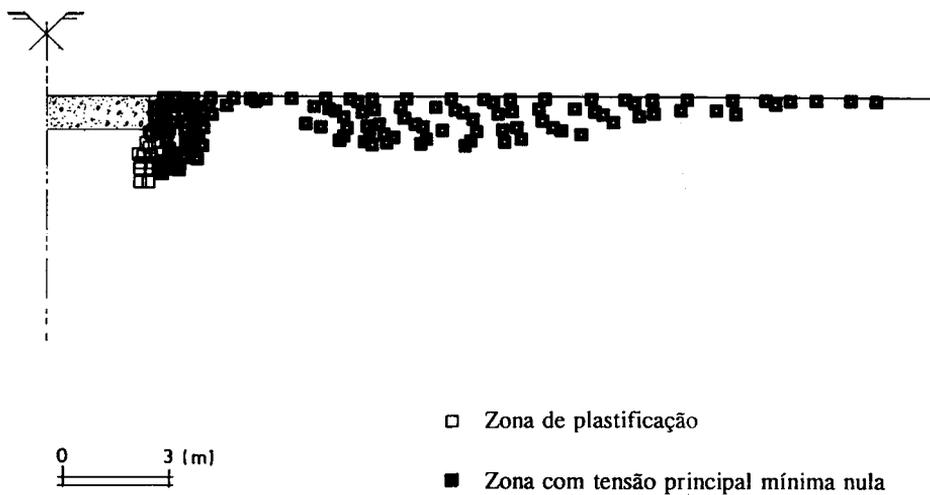


Fig. 6.16 – Sapata com $b = 6$ m fundada em argila com $c_u = 30$ kN/m².
 Plastificação correspondente ao ELU ($p = 75$ kN/m² e $\delta_v = 10$ cm)

em que só se considera a utilização do EC7, vê-se que no caso das argilas moles prevalece, ainda que por reduzida margem, o critério de funcionalidade (ver Fig. 6.5). Daí o elevado grau de plastificação nestas argilas (Figs. 6.16). Logicamente o ELUt é atingido com maior assentamento no caso da argila com $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$ (10 cm para uma tensão de 75 kN/m^2) do que o verificado na argila com $c_u = 300 \text{ kN/m}^2$ (4,67 cm para uma tensão de 710 kN/m^2).

No caso das areias, quando se compara a plastificação do terreno com $\phi = 30^\circ$ com a do terreno com $\phi = 40^\circ$, verifica-se que a plastificação é elevada em ambos os casos, sendo ligeiramente superior no segundo (Figs. 6.18 e 6.19). O dimensionamento, na fundação arenosa, é sempre condicionado pela verificação da funcionalidade (Figs. 6.9 e 6.11).

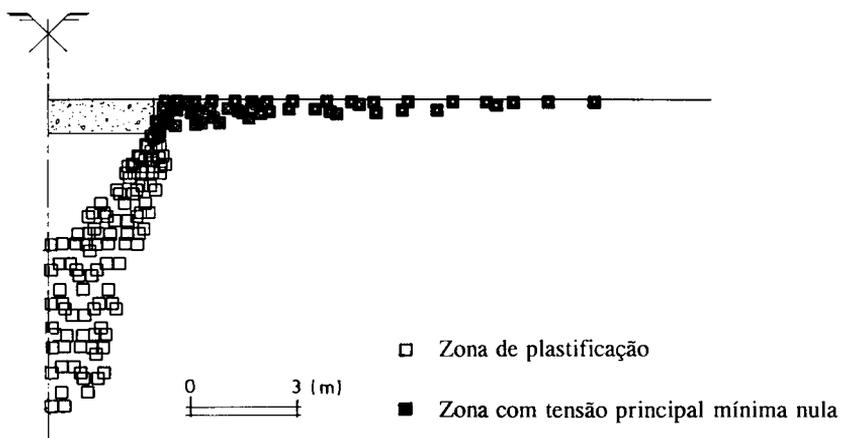


Fig. 6.17 – Sapata com $b = 6 \text{ m}$ fundada em argila com $c_u = 300 \text{ kN/m}^2$.
Plastificação correspondente ao ELU utilização do EC7, ($p = 710 \text{ kN/m}^2$ e $\delta_v = 4,67 \text{ cm}$)

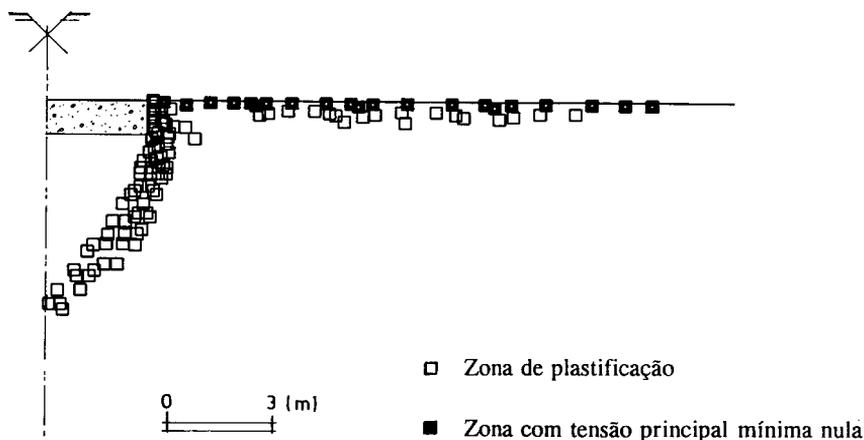


Fig. 6.18 – Sapata com $b = 6 \text{ m}$ fundada em areia com $\phi = 30^\circ$.
Plastificação correspondente ao ELUt ($p = 75 \text{ kN/m}^2$ e $\delta_v = 6,50 \text{ cm}$)

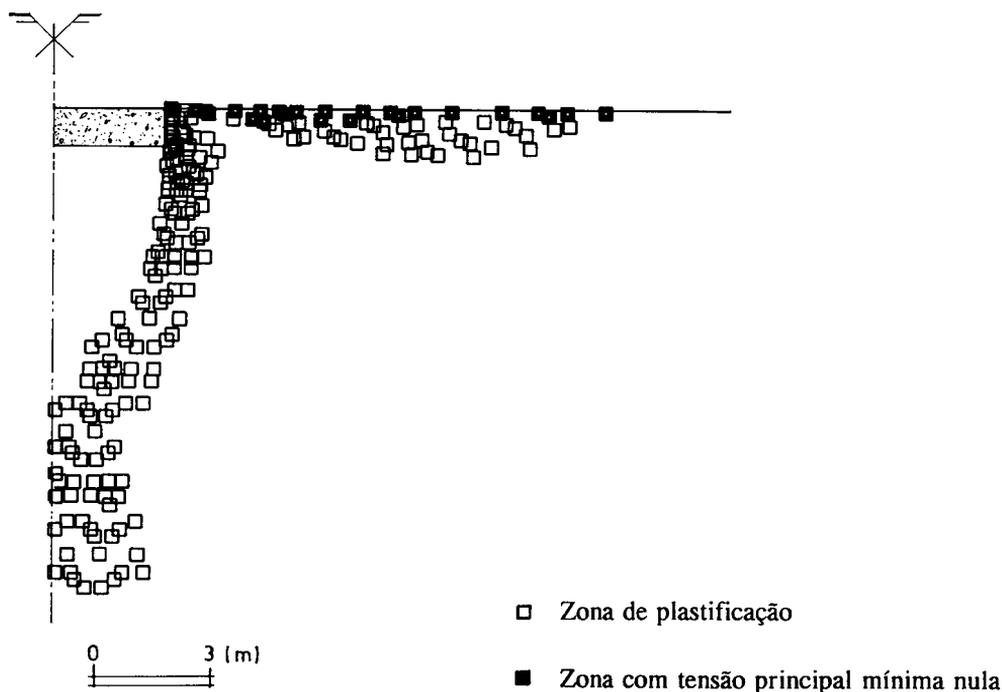


Fig. 6.19 – Sapata com $b = 6$ m fundada em areia com $\phi = 40^\circ$.
Plastificação correspondente ao ELU ($p = 310$ kN/m² e $\delta_v = 6,50$ cm)

Finalmente comparando os resultados nos dois tipos de terreno é interessante verificar que, salvo o caso das argilas moles (pelas razões já apontadas) a plastificação no caso dos terrenos arenosos é muito maior do que no caso dos terrenos argilosos. O comportamento é pois sensivelmente semelhante ao das sapatas de menor largura (2 m).

Até certo ponto, a prevalência do critério de funcionalidade nas areias, independentemente da largura da sapata, é consequência deste fenómeno, ou seja, da elevada plastificação (pode imaginar-se o quanto essa plastificação ainda aumentaria se se instalassem as tensões correspondentes ao ELU e cujos valores são transcritos no Quadro 6.1 e representados nas Figs. 6.9 e 6.11).

6.8 – Considerações finais

Tendo em consideração os parâmetros de deformabilidade adoptados bem como os critérios de funcionalidade escolhidos pode concluir-se que:

- Na verificação do ELU e comparando a aplicação do método tradicional (com um coeficiente de segurança global igual a 3) com a do EC7 (com os valores dos coeficientes parciais de segurança sugeridos na pré-norma) pode concluir-se que, no caso das argilas, o método tradicional é o crítico (isto é, as tensões instaladas no ELU são as menores); no que se refere às areias sucede o contrário, ou seja, é a aplicação do EC7 que conduz à situação crítica;

- b) nas argilas, o dimensionamento é sempre condicionado pela verificação do ELU (verificação da segurança);
- c) nas areias (com excepção de sapatas de reduzida largura em areias densas) o dimensionamento é sempre condicionado pela verificação do ELUt (verificação da funcionalidade);
- d) a probabilidade nominal de rotura, em todas as situações críticas analisadas, fica compreendida entre $3,5 \times 10^{-3}$ e $6,4 \times 10^{-3}$ (com excepção das fundações em areias densas em que P_f se situa entre $3,2 \times 10^{-2}$ e $5,4 \times 10^{-2}$).

Uma última nota sobre o significado, em termos relativos, da gama de valores obtidos para a probabilidade de rotura nominal.

Se se compararem os valores P_f obtidos, com as indicações aproximadas das probabilidades de rotura de fundações dimensionadas com base no método tradicional (coeficiente global de segurança), verifica-se que estas últimas se aproximam de 10^{-4} (Meyerof, 1993)²⁰ enquanto que os valores dos primeiros se situam na gama atrás referida ($3,5$ a $6,4 \times 10^{-3}$).

Poder-se-ia pois concluir que excluindo as fundações em areias densas, os resultados agora determinados para a probabilidade de rotura de fundações superficiais são ligeiramente maiores que o valor desejável. No entanto há que ter em atenção o facto de, nas avaliações de P_f efectuadas em que o dimensionamento é condicionado pelo método tradicional, se obtiveram valores da probabilidade de rotura entre 4 e $6,4 \times 10^{-3}$. Portanto o procedimento mantém todas as suas potencialidades para a calibragem de factores parciais de um novo regulamento se não se pretenderem alterar os níveis de segurança.

Não é de excluir a hipótese de se terem obtido probabilidades de rotura um pouco mais elevadas por se estar a analisar apenas um estado limite (poderá haver outros que sejam os condicionadores do dimensionamento) ou ainda face ao procedimento seguido para obter os valores característicos das propriedades dos materiais.

Finalmente sublinhe-se que não se deve sobrevalorizar o valor absoluto calculado da probabilidade de rotura. O que realmente importa é a comparação dos valores calculados para as diferentes situações.

7 – UMA PROPOSTA PARA A ELABORAÇÃO DO DOCUMENTO NACIONAL DE APLICAÇÃO E PARA A REVISÃO DO EC7

Embora se trate duma questão recorrente e tão antiga quanto o aparecimento dos próprios códigos, regulamentos e normas, é por vezes argumentado que tais documentos seriam incentivadores de práticas rotineiras e conservadoras, prejudicando assim o desenvolvimento e a iniciativa nas áreas do conhecimento que lhes são próprias.

Na nossa opinião trata-se de uma visão distorcida da realidade. Em primeiro lugar um código não tem de ser um documento científico, analisando exhaustivamente as matérias em que

²⁰⁾ Probabilidade de rotura correspondente ao tempo de vida útil das obras é estimada por métodos semi-probabilísticos. O valor 10^{-4} é considerado aceitável. A título de comparação é de referir que a probabilidade nominal de rotura das obras de contenção é de 10^{-3} referida ao tempo útil da estrutura e que a probabilidade dos acidentes com os transportes aéreos é de 10^{-4} para o tempo de vida útil do avião (10^{-3} nos transportes marítimos e 10^{-3} no respeitante aos transportes viários).

se apoia. Mas resulta desse tipo de análises, em consequência das quais são propostas vias e procedimentos envolventes para os potenciais utilizadores. Só uma área científica e tecnologicamente evoluída é susceptível de poder gerar documentos normativos.

Um dos principais objectivos de um código é o de assegurar, através da quantificação de determinados parâmetros, níveis mínimos de segurança considerados adequados. Também pode contribuir, como é o caso dos Eurocódigos, para o estabelecimento de uma concorrência justa num mercado tão vasto como o da União Europeia.

Um bom código deve ser fácil de consultar e usar e não deve impedir o recurso a procedimentos alternativos, desde que justificados e com salvaguarda do nível de segurança que o código estipula.

Além disso o código deve prever a sua revisão periódica.

Nos capítulos anteriores, sobretudo em 6, exemplificaram-se procedimentos com vista à elaboração do DNA do EC7, particularmente com vista ao estabelecimento do nível de segurança a exigir, em Portugal, nas estruturas geotécnicas.

Mas também se deverá verificar se, para as fundações comuns e para os tipos de terrenos portugueses, é suficiente a verificação da segurança de acordo com o EC7. Isto é, se uma vez garantida a segurança não há que analisar a funcionalidade.

Trata-se dum trabalho a longo prazo eventualmente com reflexos só na fase de norma europeia.

A nosso ver há também que estabelecer uma rotina de análise de todos os acidentes geotécnicos em Portugal.

Sabe-se que há aspectos delicados quando se pretende efectuar uma análise a posteriori de um acidente. Mas é hoje ponto assente que a maior contribuição para a segurança resulta desse procedimento, sobretudo no domínio da geotecnia. Só assim e face ao acumular de informação se poderá apertar ou relaxar os critérios, complementando-se de forma decisiva os estudos de fiabilidade.

Este trabalho de análise de acidentes deve ser desenvolvido institucionalmente, aparecendo como entidades especialmente vocacionadas para o fazer a Ordem dos Engenheiros, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil e o Conselho Superior de Obras Públicas e Transportes.

8 – CONCLUSÕES

Com base no exposto nos capítulos anteriores sublinham-se os seguintes aspectos:

- a) A entrada em vigor, como pré-norma europeia, do Eurocódigo relativo ao dimensionamento das estruturas geotécnicas introduz modificações significativas na prática portuguesa.
- b) O Documento Nacional de Aplicação (DNA) estabelecerá o nível de segurança a exigir às estruturas geotécnicas portuguesas, o que será conseguido através da quantificação dos coeficientes parciais e dos critérios para a escolha dos valores característicos de propriedades dos materiais e das acções.
- c) Os métodos baseados na teoria da fiabilidade são fundamentais para a fixação dos valores dos coeficientes parciais.

- d) Através da teoria da fiabilidade e tendo em conta todos os pressupostos apresentados nos capítulos anteriores, houve ocasião de verificar que, nos casos das fundações superficiais, a aplicação do EC7, com os valores dos coeficientes parciais nele sugeridos, não irá alterar significativamente o nível de segurança associado ao uso do método tradicional.
- e) A utilização do EC7 implica um papel acrescido do cálculo das deformações no dimensionamento geotécnico.
- f) A calibragem por comparação com os resultados da aplicação dos métodos tradicionais pode também ser útil, pese embora a sua reduzida possibilidade de generalização.
- g) O EC7 vai ter uma contribuição decisiva em Portugal para a segurança e qualidade das estruturas geotécnicas.
- h) Deve ser institucionalizada em Portugal a prática do estudo dos acidentes com vista ao aperfeiçoamento progressivo do código e à melhoria da segurança e economia das obras.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Investigador Coordenador Eng.^o Rui Correia a disponibilidade para a leitura crítica deste trabalho e ao Assistente de Investigação Eng.^o João Bilé Serra as sugestões e a revisão do texto.

BIBLIOGRAFIA

- BENJAMIN, J. R. e C. A. CORNELL - *Probability, statistics and decision for civil engineers*, McGraw-Hill Book CO. 1970.
- BISHOP, A. W. e N. R. MORGENSTERN - *Stability coefficients for earth slopes*. Géotechnique, vol. 10, n^o 4, p. 129-150. 1960.
- BJERRUM, L. - *Allowable settlements of structures*. Norwegian Geot. Institute, Oslo, n^o 93, p. 1-3. 1973.
- BURLAND, J. B. e C. P. WROTH - *Allowable and differential settlements of structures, including damage and soil-structure interaction*. Settlement of structures, Cambridge, Pentech Press, London, p. 611-763. 1974.
- CHERUBINI, C., C.I. GIASI e L. RETHATI - *The coefficient of variation of some geotechnical parameters*. Probabilistic Methods in geotechnical engineering, Canberra, Balkema, p. 179-184. 1993.
- CORNELL, C. A. - *Structural safety specifications based on second moment reliability analysis*. IABSE Symp. on concepts of safety of structures and methods of design, London. 1969.
- DENVER, H. e N.K. OVESEN - *Assessment of characteristic values of soil parameters for design*. XIII Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, vol. 1 p. 437-440. 1994.
- GRANT, R., J. T. CHRISTIAN e E. H. VANMARCKE - *Differential settlement of buildings*. Journal of the Geot. Engineering Division, ASCE, vol. 100, N^o GT9, Set., p. 973-991. 1974.

- HASOFER, A. M. e N. C. LIND – *Exact and invariant second moment code format*. J. Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 100. 1974.
- LI, K. S. – *Discussion of "Correlations between index tests and compressibility of Egyptian clays"*. Soils and Foundations, 31(3), p. 146-148. 1991.
- LI, K. S. e W. WHITE – *Use and misuse of regression analysis and curve fitting in geotechnical engineering*. Conference on Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering, Canberra, Australia, p. 145-152. 1993.
- MARANHA das NEVES, E. – *O código português de fundações e o sistema dos Eurocódigos*. 1º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, vol. 1, p. IV.7-31. 1985.
- MARANHA das NEVES, E. – *Prática europeia de projecto geotécnico: reflexos na segurança*. 3º Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, vol. 3, p. 65-85. 1989.
- MARANHA das NEVES, E. – *Methods of soil slope stability. Constraints of the limit equilibrium methods for natural slopes. Prevention and control of landslides and other mass movements*. Office for Official Publications of the European Communities, Luxembourg, p. 83-99. 1991.
- MEYEROF, G. G. – *Development of geotechnical limit state design*. Limit State Design in Geotechnical Engineering. Danish Geotechnical Society, vol. 1/3, p. 1-12. 1993.
- OLSSON, L., B. BERGGREN, P. E. BENGSSON e H. STILLE – *Reliability based partial coefficients. A simplified approach*. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, vol. 3, p. 2081-2084. 1989.
- ORR, T. – *Partial safety factors in geotechnical design*. Trabalho apresentado à Geotechnical Society of Ireland. Também CEN/TC250/SC7 N100 "Geotechnical Design". 1993a.
- ORR, T. – *Probabilistic characterization of Irish till properties*. Conference on Risk and Reliability in Ground Engineering, ICE, London. 1993b.
- PHOON, K. K., F. H. KULHAWY e M. D. GRIGORIN – *Observations on reliability-based design of foundations for electrical transmission lines structures*. Limit State Design in Geotechnical Engineering, Danish Geotechnical Society, Copenhagen, vol. 2/3, p. 351-362. 1993.
- POLSHIN, D. E. e R. A. TOKAR – *Maximum allowable non-uniform settlement of structures*. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engineering, London, vol. I, p. 402-405. 1957.
- RACKWITZ, R. e B. FIESSLER – *Structural reliability under combined random load sequences*. Compt. Struct., Vol. 9, 1978.
- ROSENBLUETH, E. e L. ESTEVA – *Reliability basis for some Mexican codes*. American Concrete Institution Publication SP-31. 1972.
- SKEMPTON, A.W. e MCDONALD, D. H. – *The allowable settlements of buildings*. Proc. the Institution of Civil Engineers, Part III, vol. 5, p. 727-768. 1956.
- SMITH, G. N. – *Probability and statistics in civil engineering*. Collins, London. 1986.

VOTO DE AGRADECIMENTO

Após a conclusão da palestra foi proferido um voto de agradecimento pelo Eng.^o Rui Correia, Investigador Coordenador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil:

É com todo o gosto que me encarrego de dizer algumas breves palavras após a excelente palestra que o Eng.^o Maranha das Neves acaba de proferir.

O tema escolhido – estados limites e segurança em geotecnia – reveste-se indiscutivelmente da maior relevância e actualidade, numa altura em que está iminente a adopção do EC 7, recentemente aprovado na sua forma definitiva, como pré-norma europeia.

Não se corre o risco de exagerar quando se sublinha a importância deste acontecimento no âmbito da engenharia geotécnica. Com efeito, trata-se da entrada em vigor do primeiro documento normativo aplicável em Portugal no que diz respeito especificamente ao projecto de obras geotécnicas, preenchendo-se assim uma infeliz e já antiga lacuna. E acresce que na base desse documento se encontram conceitos e critérios de segurança que, embora já usuais noutros tipos de estruturas, são em grande medida estranhos à prática corrente de dimensionamento de obras geotécnicas, tanto em Portugal como internacionalmente.

São óbvias as vantagens que poderão advir da nova situação, em termos de uniformidade de critérios de segurança e, de uma forma geral, da qualidade dos projectos de obras geotécnicas. No entanto, para tirar o maior partido possível dessas potenciais vantagens, é indispensável que sejam desenvolvidos esforços concertados tendo em vista a disseminação no meio geotécnico nacional, não só dos preceitos de ordem prática que constam do novo regulamento mas também (e talvez principalmente) da filosofia de segurança que lhe está subjacente, com particular saliência para o conceito de estados limites e para a introdução e quantificação dos níveis de segurança a exigir em Portugal nas obras em que o comportamento reológico dos terrenos tem papel importante.

Na excelente lição que acaba de ser proferida merece destaque a aplicação explícita de conceitos probabilísticos no âmbito da avaliação da fiabilidade de obras geotécnicas – única forma racional de abordar esta problemática –, não obstante a particular complexidade que a aplicação encerra no caso das obras desse tipo, devido às especificidades que se lhe conhecem.

É também de salientar a permanente preocupação, manifestada pelo conferencista, de ilustrar os conceitos teóricos com aplicações práticas simples mas representativas. Esta atitude era aliás marcante no grande vulto da engenharia portuguesa e mundial cuja memória homenageamos com estas lições – o Eng.^o Manuel Rocha.

Minhas Senhoras e meus Senhores

Vinte anos de ininterrupta convivência profissional no LNEC têm-me proporcionado a gratificante oportunidade de reconhecer no Eng.^o Maranha das Neves, para além das mais elevadas qualidades pessoais, um eminente investigador, engenheiro e formador, com um trabalho de grande mérito em múltiplos campos da engenharia geotécnica. Julgo que a lição que acabou de proferir evidencia de forma clara todas estas notáveis características.

Por tudo o que acabo de dizer, tenho o grato prazer de propor, em nome da organização da XI Lição Manuel Rocha e em meu nome pessoal, um voto de agradecimento ao Eng.^o Maranha das Neves pela sua magnífica lição, bem como uma renovada e calorosa salva de palmas.