

# REFLEXÕES SOBRE A APLICAÇÃO DA REGULAMENTAÇÃO DE ESTRUTURAS AO DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DE FUNDAÇÕES\*

Point of view about the application of probabilistic codes to the foundation design

por  
ANTÓNIO CAMPOS E MATOS\*\*

RESUMO — A aplicação dos conceitos de fiabilidade da nova regulamentação de segurança e acções ao projecto de fundações levanta algumas questões quanto aos níveis de segurança a usar. São desenvolvidos alguns aspectos relacionados com este tema, particularmente ao caso de fundações directas.

SYNOPSIS — The reliability concepts adopted in the new Portuguese Codes of Practice raises some questions related to the level of safety to be used in foundation design. The paper discusses some aspects of this problem, particularly for the case of direct foundations.

## INTRODUÇÃO

A aplicação dos conceitos de segurança da nova regulamentação de estruturas ao dimensionamento geotécnico de órgãos de fundação tem levantado algumas dúvidas motivadas, em geral, pelo abandono da anterior prática duma «tensão de segurança» e adopção dos novos conceitos probabilísticos.

Efectivamente, o anterior conceito empírico de «tensão de segurança» de um solo ou da «tensão admissível em serviço» não é compatível com a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e estados de utilização. A solução para este problema não é assunto novo na Mecânica dos Solos, antes pelo contrário os conceitos de cálculo à rotura dos solos são quase tão antigos como a própria M.S.

Estes conceitos — baseados nos parâmetros de resistência última de Coulomb —, quando acompanhados da verificação do estado de deformação, são a resposta mais adequada às dúvidas levantadas pela aplicação da nova regulamentação de segurança e acções.

Sucedendo contudo que a prática mais recente do dimensionamento de fundações directas, a partir da carga de rotura dos solos e em terrenos com atrito interno razoável — caso dos

---

\* Artigo apresentado nas Jornadas sobre a Nova Regulamentação de Estruturas, Porto, 1988.

\*\* Engenheiro Civil, Professor Auxiliar da FEUP.

granitos alterados do Porto —, tem conduzido a sapatas de dimensões consideravelmente inferiores às que se obteriam pelo cálculo com uma «tensão de segurança», que os projectistas utilizariam baseados na experiência. Este facto deve-se, no essencial, ao dimensionamento das sapatas ser feito apenas em termos de rotura, sem observância dos limites de deformação que uma análise em estado limite de utilização conduziria.

São objectivos deste trabalho:

- Sensibilizar para a necessidade e vantagem do uso de conceitos probabilísticos no projecto geotécnico, permitindo a definição dos coeficientes de segurança  $F_s$  como forma de obter construções mais fiáveis e com mais qualidade.
- Mostrar a necessidade do incremento de investigação que conduza a uma mais fácil caracterização de alguns solos e divulgação dos modelos de comportamento solo-estruturas, por forma a que o dimensionamento dos órgãos de fundação tenha também em conta os estados limites de utilização da estrutura.

Finalmente serão divulgados alguns dos objectivos das investigações experimentais e analíticas que estão a decorrer na FEUP ao abrigo de linhas de investigação subsidiadas pela JNICT e pelo INIC, com a colaboração de outras entidades públicas ou privadas.

## ENQUADRAMENTO DO PROBLEMA

Infelizmente a confiança dos projectistas na previsão de assentamentos de estruturas de fundação é justificadamente baixa. Os parâmetros elásticos, as análises a partir de ensaios laboratoriais ou as previsões a partir de ensaios no local, conduzem a resultados com variações acima do aceitável em projecto. O resultado deste «panorama» tem sido a consolidação ao longo dos anos da tendência para o uso de métodos empíricos que satisfaçam simultaneamente a verificação da segurança em relação à rotura e às deformações excessivas. É o caso da utilização de uma «tensão de segurança» preconizada, por exemplo, nas recomendações E217-1968 de LNEC. A larga experiência em projecto do uso deste método e correspondente confirmação em obra e o facto de ele conter empiricamente o controlo das deformações recomenda que ele não seja de todo abandonado até que se criem técnicas e métodos expeditos de previsão de deslocamentos em sapatas. Naturalmente que nos referimos a obras correntes, que escapem habitualmente a um tratamento geotécnico mais rigoroso. Para os restantes casos o problema não se põe dado que a sua dificuldade, ou dimensão, justifica o recurso a métodos de previsão mais rigorosos.

A alternativa, por vezes referida, de dimensionamento a partir de uma tensão de rotura minorada por um coeficiente de segurança elevado — alegando-se com este método o controlo das deformações —, parece-nos ser de desaconselhar, não só porque continua a escapar a um tratamento do problema no domínio da fiabilidade mas, principalmente, porque os coeficientes de segurança a usar (em geral  $> 3,0$ ) são de tal maneira elevados que não têm qualquer pos-

sibilidade de futura quantificação probabilística, não permitindo aferir as probabilidades de colapso (aceitam-se, como máximo de um coeficiente de segurança de uma variável, valores da ordem dos 2,5. Valores acima destes significam que existe um desconhecimento «exagerado» da própria variável — domínio das incertezas).

Contudo o referido problema do dimensionamento de fundação não ficaria resolvido mesmo encontrando métodos e técnicas de previsão dos deslocamentos. É que, e ao contrário da verificação à rotura, o problema diz em geral respeito à «verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização» da estrutura e não do órgão de fundação. Sendo assim estamos perante um caso de interacção entre o solo e a estrutura; sabe-se que, para a mesma carga vertical do pilar, o assentamento da sapata diminui com o aumento das dimensões desta <sup>(1)</sup>; mas o próprio valor da carga transmitido pelo pilar depende daquele assentamento. A solução passa assim pela melhor e mais fácil caracterização dos parâmetros de deformação do solo, por modelos de previsão de deslocamentos e também pela utilização de programas de cálculo que permitam obter, com mais rigor, os deslocamentos diferenciais entre pilares, aqueles que, em geral, condicionam o dimensionamento das fundações.

Se na verificação à rotura a aplicação de coeficientes de minoração à resistência do solo é um dado evidente da segurança, já para a verificação aos deslocamentos excessivos este aspecto é menos claro, havendo por vezes necessidade de aplicar coeficientes de minoração e também de majoração. É, por exemplo, o caso dos tabuleiros de pontes contínuas em que, sobre determinadas circunstâncias de fundação, os esforços devidos aos assentamentos tomam, ao longo dos anos, valores condicionantes do comportamento da obra.

As reflexões que se seguem pertencem ao âmbito das fundações directas (sapatas superficiais, ou semiprofundas), em solos com atrito interno razoável ( $> 25^\circ$ ) — afinal aqueles com mais interesse para aquele tipo de fundação. É, por exemplo, o caso dos solos graníticos residuais que associam a uma resistência interna elevada deformabilidade (e fluência) — motivadas pela fracção argilosa — superior ao esperado.

Excluímos destas reflexões os assentamentos de consolidação e os de fluência plástica. Na interligação solo-estrutura eles são, pelo seu carácter reológico, de difícil consideração pelos modelos correntes. Este problema pode contudo ser contornado, usando toda a deformação de consolidação, adicionada à deformação imediata e à de fluência plástica — para um determinado estado de carga —, na estimativa de parâmetros lineares  $E$  e  $\mu$ , admitindo um comportamento elástico do solo.

## A REGULAMENTAÇÃO DE ESTRUTURAS E A GEOTECNIA

A recente entrada em vigor da regulamentação portuguesa sobre acções em edifícios e pontes, acompanhada da regulamentação sobre construções em B.A./P.E. e metálicas, veio

---

(<sup>1</sup>) Em condições homogéneas assim o é; contudo, o aumento das dimensões da sapata implica maior profundidade dos terrenos afectados, podendo a diminuição do assentamento ser inferior ao previsto.

finalmente impor aos projectistas a necessidade de trabalharem no domínio dos conceitos probabilísticos (valores característicos e de cálculo, combinações de acções, valores reduzidos, etc.) e da teoria da fiabilidade (conceitos de colapso e de risco).

Naturalmente que este facto não veio alterar o «panorama» determinístico dos cálculos anteriores. A regulamentação pode ter uma base probabilística, mas ao impor regras bem definidas no domínio das acções e dos materiais está na prática a fomentar o cálculo determinístico. Concretizando para casos correntes, dois projectistas perante as mesmas acções (regulamentadas) calcularão exactamente a mesma área de aço numa viga de betão armado, com a mesma segurança (determinista).

A existência de regulamentação no domínio das estruturas é aceite pela necessidade de diminuição dos riscos de acidentes no processo construtivo. Ela é contudo condicionante da actividade do projectista, limitando-o mais aos aspectos de concepção e modelação estrutural do projecto. Por este facto, resulta também impeditiva do fomentar de obras mais económicas, como consequência da utilização de coeficientes de segurança mais baixos (ao nível do projecto). O que seria de admitir, premiando os intervenientes nessa actividade, desde que o processo global de verificação da segurança e da construção fosse mais fiável, como resultado de um conjunto de actuações específicas, a saber: caracterização mais exigente dos parâmetros geotécnicos, uso de modelos de cálculo mais rigorosos, utilização de programas de cálculo automático mais fiáveis, redução dos riscos de erro ao nível dos desenhos, cadernos de encargos mais bem elaborados e finalmente fiscalização mais eficiente. Quem assim procedesse seria conduzido a um processo de maior confiança, logo mais seguro e fiável, inserindo-se numa melhoria da qualidade estrutural da obra.

Estas questões não são agora levantadas como crítica à existência de «regras de projecto», para além da «ciência e arte do projecto», no domínio das estruturas. Questionando-se apenas se as primeiras deverão sobrepor-se às segundas ou se, pelo contrário, se deverão submeter a estas.

Sucede que o panorama no domínio geotécnico é, e continuará a ser, distinto deste. As acções (algumas geológicas) e as resistências (e deformabilidades) dos materiais não são regulamentáveis. Os modelos de cálculo são em número elevado para cada caso (e também não regulamentados), conduzindo por vezes a resultados de tal forma variáveis, que a pouca confiança na sua resposta implica coeficientes de segurança «não-científicos» (ex: uso de coeficientes de segurança de valor superior a 4 em alguns cálculos de fundações indirectas). A quantificação da segurança não está regulamentada em função da fiabilidade da obra, mas apenas em função de coeficientes empíricos em literatura dispersa.

Estes aspectos — não-negativos para a actividade do projectista, antes aliantes e fomentadores da investigação — resultam do carácter heterogéneo e anisotrópico dos maciços naturais, com elevada dispersão de valores, por vezes de difícil caracterização estatística, e da existência, em número muito acima do habitual em estruturas, de «incertezas» não «reconhecíveis» nem caracterizáveis na fase do projecto.

Não é de esperar alteração deste panorama e nem a saída de regras, como por exemplo o Eurocódigo 7 de Fundações, poderá vir a alterar de forma significativa o carácter do projecto geotécnico. As alternativas continuarão a passar, ou pelo uso de coeficientes de segurança muito altos (encobrindo desconhecimentos) — obras mais caras —, ou pelo investimento na caracterização mais rigorosa das variáveis — projecto mais caro — e uso de modelos mais rigorosos, como forma de procurar soluções efectivamente mais seguras e mais económicas. De qualquer forma, e ao contrário do projecto de estruturas, duas sapatas poderão ter dimensões muito diferentes (é fácil ver que variações de mais de 200% são possíveis), no mesmo terreno e para as mesmas acções, desde que calculadas com diferentes concepções de segurança. O mesmo se passa para outros casos geotécnicos como, por exemplo, a estabilidade de muros, de taludes, etc.

Este problema é de significativa importância, não só porque o custo da obra geotécnica é muito sensível, e de forma não-linear, às variações dos coeficientes de segurança usados (reflectindo-se, por exemplo, na qualidade de obras resultantes de concursos projecto-construção) mas também porque a sociedade impõe cada vez mais (seguros, penalizações, etc.) uma redução dos níveis de risco da actividade de engenharia civil.

## OS CONCEITOS PROBABILÍSTICOS NO PROJECTO GEOTÉCNICO

Reconhecidos desde os inícios da Mecânica dos Solos como uma necessidade na caracterização com segurança dos parâmetros, o tratamento estatístico sistemático da informação resultante de sondagens e ensaio tem vindo a ser atrasado como resultado do custo de ensaios, da falta de informação dos projectistas sobre as vantagens do seu uso e, de forma geral, por um certo cepticismo resultante da elevada dispersão de valores que apresentam os parâmetros geotécnicos.

Mais recentemente e com a constatação das vantagens de operar todos os cálculos referentes a projectos tendo em vista a fiabilidade final da construção, tem-se verificado um crescente interesse da comunidade científica, com a divulgação de diversas aplicações, encontrando-se actualmente um razoável número de bibliografia de aplicação sobre este assunto (Harr, 1981; Whitman, 1984; Magnan, 1982) Os campos de aplicação destes conceitos (com vista a diminuir o risco das incertezas e a quantificar a confiança nas variáveis) são os seguintes:

- Optimização de sondagens, explorações e testes.
- Estabelecimento do grau de confiança das correlações.
- Avaliação de riscos.
- Optimização do projecto em face de incertezas.
- Caracterização estatística dos parâmetros.
- Utilização da teoria de fiabilidade na avaliação dos coeficientes de segurança de projecto ( $F_s$ ).

Destas aplicações, aquelas que mais interessam ao domínio estrutural são as três últimas.

Suponha-se agora que são conhecidas as características de uma acção (ou combinação de acções) estrutural sobre um maciço terroso (exemplo: uma sapata); suponha-se também conhecidos estatisticamente (valor médio, desvio padrão, coeficiente de variação, tipo de distribuição) os parâmetros que intervêm na definição do comportamento do maciço ( $\phi$ ,  $c$ ,  $E$ ,  $\mu$ ,  $k$ , etc.). Admita-se ainda que se aceita a existência de um modelo (ou regra) que permita comparar a acção sobre o maciço com a resposta deste a essa acção.

Embora o modelo assim apresentado tenha um carácter determinístico — regra ou lei de cálculo — é vulgar (e aconselhável) atribuir-lhe um factor de segurança ( $F_a$ ), naturalmente determinístico. Este procedimento, que não é vulgar em estruturas, deve ser usado com cuidado quando se lida com combinações regulamentares de acções. Estes factores de segurança resultam da experimentação directa e também do conhecimento empírico acumulado. Para alguns modelos mais recentes como, por exemplo, o método dos elementos finitos, não existe ainda informação sobre o valor a usar. Seguem-se alguns valores de  $F_a$  para os modelos de comportamento rígido-plástico: capacidade de fundação — 2 a 3; estabilidade de taludes — 1 a 1,5 (supõe-se que pode atingir valores  $<1$ ); impulsos de terras — 1 a 1,5; ancoragens — 1 a 2,0.

Designando por  $D$  a referida acção exterior e por  $C$  a capacidade do maciço, pretende-se de seguida mostrar que é possível, para casos correntes, a definição dos coeficientes de segurança de obras, em função dos riscos aceites, passando pelo conhecimento estatístico das resistências — por exemplo: coeficiente de variação de um ângulo de atrito de um enrocamento — e pela aceitação de uma probabilidade de ruína da obra, para definir um coeficiente de segurança a usar no projecto. Só por esta via é possível projectar com confiança, com minimização de custos e de riscos, evitando na prática situações em que, por exemplo, um talude de um mesmo material seja projectado para uma obra de estrada não-urbana com o mesmo coeficiente de segurança de um talude que serve de suporte a um edifício.

Repare-se que na prática não há regras ou regulamentos que digam quais os coeficientes de segurança a usar nestes casos, pelo que o projectista tem como única alternativa aos métodos baseados na fiabilidade desejada para a obra, o uso de coeficientes de segurança empíricos que, embora aceites como seguros pelos longos anos de utilização, não são contudo aplicáveis numa perspectiva desejada de melhoria da qualidade das obras, associada à diminuição dos custos dentro de riscos aceites pela sociedade.

## CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

### 1 — Segurança ao colapso

A verificação da segurança dos terrenos de fundação directa em relação aos estados limites últimos é assunto «pacífico», existindo modelos teóricos de comportamento ao colapso dos terrenos suficientemente experimentados para que a sua aplicação possa ser considerada segura.

No geral, eles baseiam-se no comportamento rígido-plástico dos materiais e nos parâmetros de resistência última de Coulomb (atrito interno  $\phi$  e coesão  $c$ ) para a obtenção da tensão última ( $q_{ult}$ ) de rotura de solo. Este valor é ainda função das dimensões da sapata, da baridade dos terrenos e da profundidade da base da sapata. Factores correctivos para situações diversas de compressibilidade do solo, de inclinação e excentricidade das cargas e de posicionamento da sapata, são de uso corrente.

Como comparar a carga última do terreno  $C$  ( $C = q_{ult} \times \text{área da base da sapata}$ ) com a carga  $D$  transmitida pela sapata, por forma a aferir a segurança, já é assunto mais discutido, conduzindo naturalmente cada processo a dimensões de sapatas ou a coeficientes de segurança diferentes.

Em termos dos critérios de fiabilidade anteriormente referidos, a segurança será probabilisticamente assegurada desde que a ocorrência de um «agravamento» de  $D$ , para além do seu «valor característico», conduza a situações ainda *suficientemente afastadas da rotura*  $C$  do solo. Sendo esta também obtida com valores característicos dos parâmetros de resistência (valores característicos são valores de ocorrência estatisticamente definida).

Contudo, a linha de raciocínio descrita é apenas uma das possíveis. A inversa também é válida, ou seja, a segurança pode ser assegurada (...) se, para um certo valor da acção  $D$ , puder ocorrer uma «redução» da capacidade resistente  $C$  do solo, para aquém do seu «valor característico», que conduza a situações ainda *suficientemente afastadas da rotura* deste.

A primeira situação corresponde a um caminho de colapso determinado pela variação da acção, enquanto que a segunda situação corresponde a um caminho de colapso determinado pela variação das resistências do solo. Se para as estruturas em geral (exceptuando-se alguns casos de pré-esforço e de estruturas de cabos), as duas situações correspondem na prática a resultados idênticos, já nos solos e rochas a situação de agravamento da acção actuante (mantendo estacionária a resistência) conduz a valores de segurança ao colapso sempre superiores à situação de redução da resistência do solo, mantendo estacionária a acção actuante. Este comportamento deve-se à interferência, favorável à segurança, que a própria acção cria na resistência do solo.

A um aumento do estado de tensão devido à acção exterior corresponde um aumento do tensor esférico no solo que, em termos de resistência plástica e atendendo ao ângulo de atrito interno do solo, implica um aumento da resistência à cedência plástica (distorcional) e ao colapso em geral. Numa análise probabilística dir-se-ia que as curvas de distribuição de  $C$  e de  $D$  não são independentes entre si, pelo que os estudos da fiabilidade dos sistemas poderão ter de seguir outros caminhos, diferentes dos usuais em estruturas. Este assunto foi discutido e comprovado em análise da carga de colapso de sapatas com comportamento elasto-visco-plástico do solo (Matos, 1987).

Suponha-se o caso de uma sapata corrida ( $L = \infty$ ) de largura  $B$ , submetida à acção vertical de  $Q = 500 \text{ kN/m}$ , apoiada na superfície de um solo de coesão  $c = 10 \text{ kN/m}^2$ , baridade  $20 \text{ kN/m}^3$  e ângulo de atrito interno  $\phi = 35^\circ$ . Estudaram-se as seguintes situações:

- 1) Resistência dos solos fixa e agravamento da acção  $Q$  por um coeficiente  $F_{sl}$  (factor de carga) = 2,0. Resultado:  $B = 1,04 \text{ m}$ .
- 2) Acção exterior fixa e redução das resistências por um coeficientes  $F_{sc}$  (factor de enfraquecimento) = 2,0 Resultado:  $B = 2,00 \text{ m}$ .
- 3) Acção exterior agravada de  $F_s = 1,35$ , tangente de ângulo de atrito reduzida de  $F = 1,15$ , coesão reduzida de  $F = 1,5$ , factor de segurança do modelo de cálculo:  $F_a = 2,5$ . Resultado:  $B = 1,80 \text{ m}$ .

O terceiro resultado corresponde à aplicação do chamado «método dos coeficientes parciais de segurança» e pode ser, quando convenientemente comprovados os coeficientes a usar, uma resposta satisfatória à medida do grau de segurança, por parcial agravamento da acção em simultâneo com parcial redução das resistências. Os factores  $F$  de redução das resistências devem ser tomados conforme a confiança no terreno e o grau de conhecimento dos parâmetros. Os valores referidos são valores médios dos correntemente usados.

As duas situações descritas (1 e 2) foram ainda simuladas para vários valores do ângulo de atrito  $\phi$ , mantendo fixas, de cada vez, a resistência dos solos e a carga  $Q$ . Apresentam-se em anexo estes resultados, como também o da relação  $r$  entre os dois factores de segurança assim definidos. Repare-se como para ângulos  $\phi$  inferiores a  $22^\circ$  os resultados são praticamente idênticos e que para  $\phi$  superiores a  $25^\circ$  as diferenças são extremamente elevadas. Atendendo a que nos solos residuais da região do Porto os ângulos de atrito são frequentemente superiores a  $25^\circ$ , este problema tem merecido o interesse das linhas de investigação em curso na FEUP (INIC e JNICT), pela possibilidade de, com uma melhor caracterização dos terrenos, ser possível estabelecer mais convenientemente o estado de segurança destas fundações à luz do novo Regulamento de Acções.

## 2 — Segurança aos deslocamentos excessivos

### 2.1 — Métodos directos

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização é, como tem vindo a ser referido, assunto pouco «pacífico». Não está em causa a quantificação das acções — estas determinadas em geral pelos regulamentos — mas sim a previsão dos assentamentos (e outros deslocamentos) das sapatas. Em relação a este ponto, uma previsão com segurança passa inevitavelmente por:

- escolha correcta de um modelo de comportamento do solo;
- conveniente (segura) caracterização dos parâmetros de modelo;
- utilização de algoritmos de interligação estrutura-solo.



Uma análise assim baseada conduzirá a resultados satisfatórios se houver possibilidade prática de a executar. Contudo não se deve pensar que os resultados obtidos por esta previsão deverão ser «semelhantes» aos que eventualmente vierem a ser medidos. O problema tem de ser visto, tal como na análise de segurança ao colapso, em termos probabilísticos, inserindo-se os resultados das previsões naquele contexto. Assim sendo, obter-se-ão valores que poderão oscilar, em função das dispersões dos parâmetros e da precisão dos modelos usados, em torno de valores médios. Se for possível obter este valor, com a segurança desejada, então o projectista deverá estudar a sua estrutura, não para esse valor médio, mas para os pares de valores particulares, superior e inferior, que se obtêm daquele por ampliação ou redução através de factores de segurança (definidos a partir da confiança global no processo). Só assim estarão abrangidas a possibilidade de oscilação das sobrecargas, as fluências e relaxação das estruturas, a adaptação da estrutura e solo durante a construção daquela e a variação das características do solo. A segurança estaria assim baseado no conceito de «margem de segurança» de duas distribuições, ao qual se associa o «coeficiente de segurança central», igual à relação entre os valores médios da resistência e da acção.

Sendo aceite que a previsão dos assentamentos tem base probabilística, então a primeira tarefa será a de encontrar um modelo de comportamento do solo seleccionado, não apenas pelo seu rigor em determinadas situações, mas principalmente pela generalidade (e facilidade) de aplicação. O modelo elástico-linear parece ser ainda o de maior aceitação, quer pela facilidade de caracterização, quer de aplicação. Com as potencialidades actuais de programação, justifica-se plenamente que a sua utilização seja feita com a melhor aproximação possível. Assim sugere-se que o estado de deformação no solo seja avaliado com base nas tensões  $s_v$ ,  $s_o$ , e  $s_r$ , e não apenas na tensão vertical  $s_v$ ; o módulo de elasticidade seja considerado crescente em profundidade (em função da tensão de confinamento); a sapata seja simulada no mesmo cálculo como uma laje deformável. Interessa para a estrutura o assentamento do ponto de ligação da sapata à estrutura e não o valor médio do assentamento da sapata.

O método de Schmertmann (1970) é de uso recomendado em solos arenosos. Estudos sobre previsões de assentamento efectuados com este método, e medições locais, permitem atribuir-lhe um coeficiente de segurança  $F_a = 1,49$  para que 90% dos assentamentos reais sejam inferiores aos previstos.

A interacção estrutura-solo deve ser sempre considerada quando o objectivo é dimensionar uma fundação atendendo às deformações (distorções) limites da estrutura, ou dos elementos que suporta. Programas para este fim, com observância da deformabilidade da sapata e do solo, estão a ser desenvolvidos na FEUP, ao abrigo de linhas de investigação da JNICT. A modelação do solo com coeficientes elásticos é um objectivo que se mantém. Os parâmetros elásticos, inicialmente obtidos indirectamente de ensaios de deformabilidade «in situ» deverão, com a melhoria progressiva dos conhecimentos de alguns solos (por ex. os granitos alterados), passar a ser obtidos de correlações a estabelecer com resultados de sondagens correntes como, por exemplo, o penetrómetro dinâmico.

A maior dificuldade consiste na avaliação das acções que efectivamente são responsáveis pelos esforços em determinados elementos estruturais, devido aos assentamentos dos solos. Refira-se, por exemplo, que em termos de assentamentos imediatos, as vigas dos pisos inferiores de um edifício são, por motivos do faseamento da construção e da realização progressiva de cargas, mais solicitados que as dos pisos superiores.

Não se deve ser demasiado céptico em relação à utilização destes modelos. É preciso aceitar o domínio da segurança em que se inserem. Os coeficientes de segurança necessários (quer pela variação dos parâmetros, quer pela menor confiança nos modelos) conduzem a valores superiores e inferiores (valores fronteira) dos assentamentos que «encobrem» a relativa falta de confiança nos modelos elásticos de previsão de assentamentos.

## 2.2 — Métodos indirectos

Os métodos alternativos de previsão são os métodos indirectos, em que o assentamento é estimado quer por comparação com o assentamento medido no local em ensaio de placa (usando fórmulas de proporção de dimensões), quer por obtenção dos parâmetros elásticos do solo a partir dos ensaios de placa ou do pressiómetro (ex: de Ménard), usando posteriormente a teoria de elasticidade para obtenção do assentamento em quaisquer condições.

A confiança nestes métodos é reconhecidamente superior à dos métodos directos, pois passam por ensaios dos próprios terrenos («in situ») sem perturbações dos estados de tensão geológicos. Contudo algumas dificuldades de aplicação subsistem, relacionadas quer com a interpretação dos resultados e posterior utilização em fórmulas da teoria da elasticidade, quer em relação aos custos dos ensaios. Os principais ensaios directos são o do pressiómetro e o da placa. Este último é o de mais fácil execução e interpretação dos resultados, estando contudo condicionado pelo limite de profundidade a que pode ser executado (trata-se de um ensaio do tipo superficial). A estimativa ou previsão dos deslocamentos pode ser feita directamente, através da relação entre a largura da placa de ensaio e da sapata, ou indirectamente pela obtenção de um módulo de deformabilidade do solo. Uma das intenções de linhas de investigação que decorrem na FEUP no domínio dos solos graníticos residuais é a de realizar ensaios de placa, conjuntamente com os ensaios de penetração dinâmica e estática, com o objectivo de estabelecer correlações para efeito de previsão de assentamentos.

O outro ensaio indirecto é o do pressiómetro de Ménard que, quando usado na determinação de assentamentos e aplicando as expressões de Ménard para este efeito (nas quais este autor distingue a componente essencialmente esférica da tensão, sob a sapata, da componente essencialmente distorcional a partir de uma profundidade igual a metade da largura da sapata) parece ser o processo de maior fiabilidade. A este propósito são conhecidas comparações entre previsões de assentamentos e valores observados em obra, para trinta casos de obras em França (Pilot e Amar, 1982). Estas comparações mostram resultados da relação «deslocamento pre-

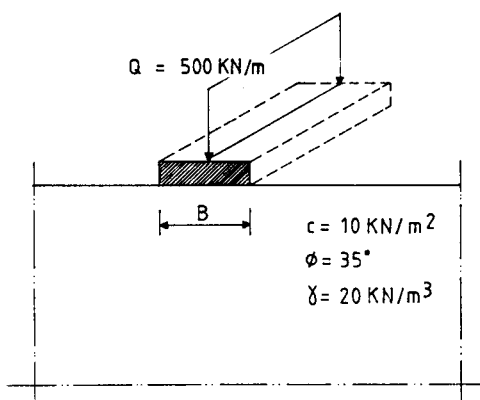
visto/deslocamento medido» com uma distribuição caracterizada por valor médio igual a + 1,20 e coeficiente de variação igual a 0,74.

Embora estes resultados sejam animadores em relação à confiança neste método, subsiste um problema base do custo dos ensaios e da sua quase não-divulgação entre nós. Investimentos, mesmo que com objectivo inicialmente científico, deveriam ser feitos por forma a apetrechar a região Norte com um destes aparelhos.

Concluiríamos então que os métodos directos — através da utilização de parâmetros elásticos, eventualmente de rigidez crescente em profundidade — deverão tornar-se no futuro os mais promissores desde que a obtenção dos referidos parâmetros seja feita, ou pelo uso de ensaios de placa, ou pelo recurso a correlações mais correctas entre ensaios de penetração e as características de deformabilidade. De qualquer forma, o solo, a sapata e a estrutura deverão ser simulados com modelos interactivos, sem recurso a algumas simplificações grosseiras que actualmente são feitas.

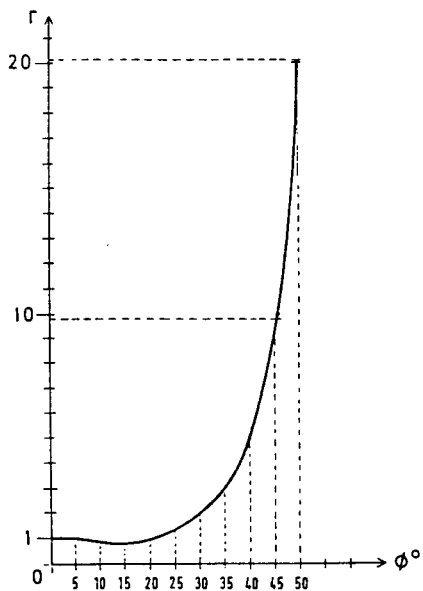
## BIBLIOGRAFIA

- HARR, E. M. (1981) — *Mécanique des Milieux Formés de Particules*. Presses Polytechniques Romandes, Lausanne.
- CASAGRANDE, A. (1965) — *Role of the Calculated Risk in Earthwork and Foundation Engineering*. ASCE, Vol. 91, pp. 1-40.
- WHITMAN, R. V. (1984) — *Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 110, pp. 145-188.
- MATOS, A. C. (1987) — *Análise do Estado de Tensão e Deformação em Maciços de Solos e Rochas Diaclasadas. Verificação da segurança*. FEUP, dissertação para doutoramento.
- PILOT, G. (1982) — *Foundation Engineering*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- MAGNAN, J. P. (1982) — *Les méthodes statistiques en mécanique des sols*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- LUMB, P. (1974) — *Application of Statistics in Soil Mechanics*. Cap. 3, Soil Mechanics New Horizons, IK Lee, Newnes-Butterworths.
- HANSEN, J. B. (1967) — *The Philosophy of Foundation Design*. Symp. Bearing Capacity and Settlement of Foundation, Duke University North Carolina, pp. 9-13.



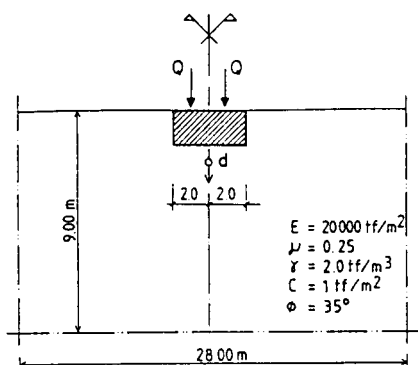
## ANEXO

$\phi^\circ$	$F_{SL}$	$F_{SC}$	$r = F_{SL}/F_{SC}$
0	0.21	0.21	1.00
5	0.30	0.30	1.00
10	0.43	0.50	0.86
15	0.65	0.80	0.81
20	1.02	1.10	0.93
25	1.70	1.30	1.31
30	3.00	1.70	1.76
35	5.69	2.00	2.85
40	11.77	2.40	4.90
45	27.09	2.81	9.64
50	71.70	3.42	20.96



Resultados do coeficiente de carga  $F_{SL}$ , do coeficiente de enfraquecimento  $F_{SC}$  e da relação  $r$  entre os dois, função do ângulo de atrito  $\phi$

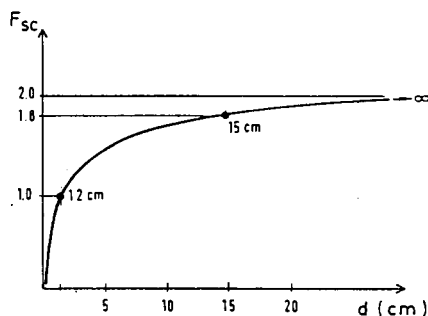
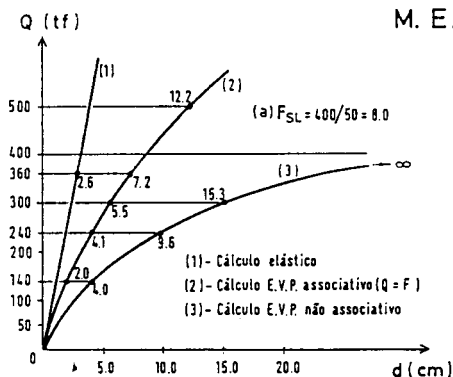
## CARACTERÍSTICAS



Características da malha de E.F.:

- 2 x 20 ELEMENTOS ISOPARAMÉTRICOS DE 8 NÓS.
- 2 x 77 PONTOS NODAIS.
- 3 x 3 PONTOS DE GAUSS.
- CONTO LATERAL COM POSSIBILIDADE DE TRANSLAÇÃO VERTICAL.
- CONTO INFERIOR FIXO.

## M. E. F.



## ANÁLISE LIMITE

a) Por aumento da carga

$$2 \times Q_{ULT} = (1 \times 46,11) \times \frac{4,0}{2,0} \times 2,0 \times 48,0 \times 4,0$$

$$Q_{ULT} = 476 \text{ tf}$$

$$F_{SL} = 476/50 = 9,5$$

b) Por redução das resistências ( $Q = 50 \text{ tf}$ )

$$2,0 \times \left( \frac{1}{F_s} N'_C + \frac{4,0}{2,0} \times 2,0 \times N'_g \right) = 50 \text{ tf}$$

$$\phi' = \arctan(\tan \phi / F_{SC})$$

$$N'_C = f_1(\phi') ; N'_g = f_2(\phi')$$

resultado:

$$F_{SC} \approx 2,0 \text{ (para } \phi' = 19^\circ)$$

Simulação do colapso pelo M.E.F. e pelos métodos de análise limite.

a) por aumento de carga.

b) por redução das características resistentes.