

TÚNEL DO TÉRMINO DA ESTAÇÃO ALAMEDA II IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Identification of the parameters of a Miocene clay intersected by a tunnel
of the Lisbon Metro

Carlos Moreira*

Jorge Almeida e Sousa**

Luís Leal Lemos***

RESUMO – Aplica-se um algoritmo de identificação de parâmetros geotécnicos, baseado na resolução do problema inverso, ao maciço terroso envolvente do túnel do término da estação da Alameda II do Metropolitano de Lisboa. Utiliza-se o método dos elementos finitos e a análise é realizada admitindo condições associadas a um estado plano de deformação, simulando-se o efeito tridimensional do avanço da frente através do método de convergência-confinamento. Consideram-se dois tipos de comportamento para o maciço terroso: elástico linear - isotrópico e transverso-isotrópico - e hiperbólico isotrópico. Os parâmetros são identificados através de medidas e observações obtidas na obra e são depois confrontados com os avaliados através dos ensaios de caracterização geotécnica efectuados *in situ* e em laboratório.

ABSTRACT – Is applied back analysis algorithm is applied to the identification of geotechnical parameters of the ground involved by the surface terminus tunnel of the Alameda II Station of the Metropolitano de Lisboa. The finite element method is used, the study is two dimensional and the analysis is performed assuming a plain strain state. Two types of behaviour are considered for the ground massive: linear elastic with either isotropic and transverse-isotropic styles and hyperbolic with isotropy. The three dimensional effect of the front advance is simulated by the convergence-confinement method. The identification of the parameters is performed using field measurements and observations and then they are confronted with those obtained by means of the geotechnical characterization *in situ* and laboratory tests.

1 – INTRODUÇÃO

A geotecnia pesquisa actualmente a solução de uma parte significativa dos problemas que se lhe deparam recorrendo à modelação numérica. Muitas têm sido por essa razão as leis constitutivas formuladas no intuito de simular de forma realista o comportamento exibido pelos materiais afectados pelas obras de engenharia. Contudo, não se deve esperar que um modelo numérico, mesmo quando baseado nos conhecimentos geológicos disponíveis e criteriosamente escolhido, conduza só por si a resultados credíveis. A selecção das grandezas a atribuir aos parâmetros do próprio modelo de comportamento releva de idêntica se não mesmo maior importância.

Ora acontece que a grande dificuldade ainda hoje sentida na colheita de amostras não perturbadas e indeformadas, que representem adequadamente o material em causa, aliada ao facto dos ensaios *in situ* não serem ainda suficientemente abrangentes de toda a estrutura geológica do maciço

* Professor Coordenador, Departamento de Eng. Civil, ISEC. E-mail: cmoreira@mail.isec.pt

** Professor Auxiliar, Departamento de Eng. Civil, FCTUC. E-mail: jas@dec.uc.pt

*** Professor Associado, Departamento de Eng. Civil, FCTUC. E-mail: llemos@dec.uc.pt

envolvido pelas obras, provocam actualmente uma acentuada imprecisão na determinação dos parâmetros geotécnicos.

Não é portanto de estranhar que a engenharia geotécnica procure com insistência crescente determinar os parâmetros geotécnicos, ou corrigir aqueles que foram previamente obtidos, a partir de observações da própria obra.

O procedimento que tem vindo a ser amplamente utilizado para identificação dos parâmetros geotécnicos, geralmente designado por retroanálise, baseia-se na resolução do problema inverso e está actualmente em voga, graças sobretudo aos desenvolvimentos que têm vindo a ser registados tanto ao nível das técnicas de optimização como dos processos de identificação de sistemas.

Para além de proporcionar a avaliação dos parâmetros óptimos respeitantes a um modelo particular, a retroanálise serve ainda para verificar se a estrutura desse mesmo modelo é ou não adequada à resolução do problema em causa. Os modelos que vêm sendo referidos possuem normalmente estruturas complexas, que incluem aspectos tão diversos como as condições de fronteira, o zonamento do domínio de acordo com os diferentes materiais nele existentes, as leis constitutivas e os parâmetros que regulam o comportamento reológico de cada um desses materiais e ainda o conjunto de equações matemáticas que irão conduzir à solução pretendida. A informação prévia disponível só muito raramente permite decidir com exactidão sobre todas aquelas características e, por isso, a questão crucial de saber se o modelo que foi adoptado é o mais correcto mantém-se. A retroanálise pode demonstrar a inadequabilidade de um determinado modelo quando, por exemplo, a concordância entre as medidas em obra e os valores calculados só se consegue por intermédio de um conjunto de parâmetros sem significado físico razoável. Por outro lado, quando os parâmetros de um modelo são avaliados por retroanálise e mesmo assim não se consegue que os valores calculados se aproximem dos observados na obra, isto é, quando continua a existir um certo desvio entre as medições e os cálculos, tal só pode ficar a dever-se a erros nas medições ou ao efeito de um modelo incorrecto.

O procedimento enunciado foi implementado num programa de cálculo automático, estruturado de acordo com a formulação tradicional da metodologia dos elementos finitos, e foi depois aplicado, em concreto, à identificação de vários parâmetros geotécnicos característicos do maciço terroso interessado pela escavação do túnel superficial do término da estação da Alameda II da rede do Metropolitano de Lisboa.

2 – FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DO PROBLEMA INVERSO

2.1 – Metodologia global

Em geotecnia é tradição iniciar-se a resolução do problema inverso com a adopção de um modelo de comportamento. Este modelo, geralmente numérico, relaciona os parâmetros característicos dos materiais com observações e medições de campo a partir da informação geológico-geotécnica disponível. Em termos matemáticos simples, começa-se geralmente por admitir uma equação do tipo:

$$u = F(p) \tag{1}$$

representativa do modelo escolhido, a qual relaciona uns parâmetros p com umas variáveis mensuráveis u , quase sempre deslocamentos. O problema de identificação em análise consiste então em admitir como dados de entrada determinados valores medidos de alguns desses deslocamentos, representados por u^* , e percorrer o caminho inverso do habitual, no sentido de serem encontrados os parâmetros do modelo que melhor aproximam os valores calculados daquelas medidas.

Este processo envolve geralmente a selecção de um critério de identificação que permita definir uma função baseada total ou parcialmente nas diferenças entre os valores medidos e os calculados, habitualmente designada por função objectivo, a qual, ao ser posteriormente minimizada, deverá conduzir ao desejado conjunto dos parâmetros mais bem ajustados a cada situação em concreto. A metodologia descrita pode ser caracterizada pela execução sequencial das etapas referidas, de acordo com o esquema ilustrado na Figura 1.

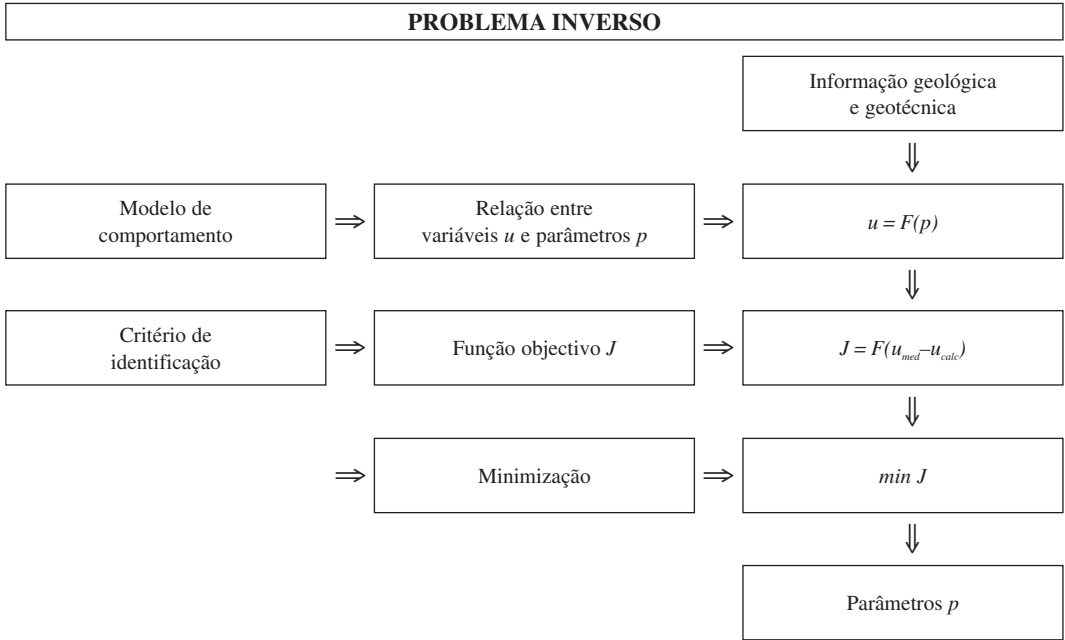


Fig. 1 – Metodologia de resolução do problema inverso.

2.2 – Função objectivo

A metodologia de resolução do problema inverso apresentada carece, tal como se viu, de uma operação de minimização de uma função objectivo, cuja definição matemática está associada ao critério de identificação que se pretende utilizar.

São vários os critérios que podem ser escolhidos para o efeito enunciado. Adoptou-se neste estudo o critério da máxima verosimilhança, com base na evidência de ser aquele que apresenta o mais elevado grau de generalidade, ao permitir mediante certas simplificações reproduzir outros critérios como casos particulares (Ledesma Villalba, 1987).

Em geral, admite-se que a verosimilhança pode ser tomada como proporcional à probabilidade de obter determinadas medições, a partir da admissão de hipóteses válidas de um modelo e de uma estrutura de erro das medidas. Assim, a solução do problema em questão será constituída pelos parâmetros estimados que maximizarem essa probabilidade.

Supondo que os erros das n medidas efectuadas se distribuem segundo uma função normal (gaussiana), com uma matriz de covariâncias C_u , a verosimilhança para um certo conjunto de parâmetros, proporcional à probabilidade da realização simultânea de todos os erros das medidas, determina-se através da expressão seguinte, onde Δu é a diferença entre as variáveis medidas e as calculadas com o modelo e Γ é uma constante de proporcionalidade arbitrária:

$$L(u) = \frac{\Gamma |C_u|^{-1/2}}{(2\pi)^{n/2}} \exp \left[-\frac{1}{2} (\Delta u)^T C_u^{-1} (\Delta u) \right] \quad (2)$$

Normalmente, para agilizar o procedimento, torna-se mais vantajoso usar uma outra função $S = -2\ln L$, designada por função de suporte e correspondente ao logaritmo natural da anterior função de verosimilhança, cujo desenvolvimento é dado por:

$$S = (\Delta u)^T C_u^{-1} (\Delta u) + n \ln 2\pi + \ln |C_u| - 2 \ln \Gamma u \quad (3)$$

Maximizar a anterior equação (2) será neste caso equivalente a minimizar esta última expressão e se for fixada a matriz de covariâncias C_u as três últimas parcelas aí representadas são constantes. Isto significa que, para efeitos de minimização, pode muito simplesmente a função objectivo ser representada apenas por:

$$J = (\Delta u)^T C_u^{-1} (\Delta u) \quad (4)$$

No caso dos erros de observação serem independentes entre si, a referida matriz de covariâncias C_u será diagonal e a anterior expressão da função objectivo passa a corresponder ao critério de identificação de Markov. C_u representará então uma matriz de pesos que deve ser definida à partida e que traduz a qualidade de cada uma das observações. Na situação mais particular ainda de todas as medições enfermarem de erros iguais, aquela matriz será a identidade e a função objectivo coincidirá com a do critério dos mínimos quadrados.

2.3 – Minimização da função objectivo

O processo de minimização da função objectivo passa em geral pela linearização da expressão do modelo, o que, apesar de impor a necessidade de um processamento de natureza iterativa, apresenta por outro lado a vantagem de simplificar o cálculo em cada etapa. Tendo em conta a expressão (1) representativa do modelo geotécnico e que define explicitamente e de forma genérica a relação entre variáveis mensuráveis u e parâmetros desconhecidos p , e operando o seu desenvolvimento em série de Taylor, em torno de um ponto p_0 de parâmetros iniciais, obtém-se:

$$u \approx u_{p0} + \left[\frac{\partial F(p)}{\partial p} \right]_{p0} (p - p_0) \quad (5)$$

onde as derivadas das variáveis definidas pelo modelo em ordem aos parâmetros, no caso mais habitual, correspondentes às derivadas dos deslocamentos em relação aos parâmetros, representam coeficientes de sensibilidade que podem ser agrupados numa matriz A , de tipo jacobiano chamada matriz de sensibilidade. Assim, tendo em consideração este novo conceito e introduzindo na expressão (5) as variáveis medidas u^* , pode-se obter a expressão:

$$\Delta u^* = u^* - u_{p0} = \left[\frac{\partial F(p)}{\partial p} \right]_{p0} (p - p_0) = \left[\frac{\partial u}{\partial p} \right]_{p0} (p - p_0) = A \Delta p \quad (6)$$

a qual, como adiante se verá, desempenha um papel de grande importância para o desenrolar de todo o processo, pois é através dela que se podem determinar os acréscimos Δp , a fornecer aos parâmetros em cada iteração realizada no caminho até ao mínimo da função objectivo.

Ao longo desta “viagem”, a função objectivo deverá em cada iteração tomar um valor inferior ao da iteração anterior. O avanço em direcção ao mínimo pode ser conseguido através de um procedimento matemático de minimização que consiste na selecção de um conjunto inicial de parâme-

tros, a partir dos quais se vai progredindo numa determinada direcção de pesquisa, por aplicação sucessiva de um vector de avanço Δp_k , de acordo com o seguinte estratagema (Moreira e Almeida e Sousa, 2000):

$$p_{k+1} = p_k + \Delta p_k \quad (7)$$

A avaliação em cada passo deste vector de avanço pode ser conseguida por intermédio de uma formulação matemática, em que a matriz de sensibilidade se apresenta como elemento fulcral no processo de identificação e que é consistente com a seguinte expressão:

$$\Delta p_k = \left[A_k^T C_u^{-1} A_k + \mu_k I \right]^{-1} A_k^T C_u^{-1} \Delta u \quad (8)$$

Na verdade, a equação anterior permite avançar segundo duas vias alternativas, correspondendo cada uma delas à aplicação de algoritmos de minimização distintos, cuja principal diferença reside na parcela $\mu_k I$, definida em função de um escalar μ_k variável em cada iteração e introduzido no cálculo matricial recorrendo à matriz identidade I .

Assim, considerando o caso particular de $\mu_k=0$ na expressão anterior, obtém-se o chamado algoritmo de Gauss-Newton, definido para o critério da máxima verosimilhança. Este algoritmo admite a seguinte interpretação geométrica simples: sendo μ_k nulo avança-se em direcção ao mínimo de um parabolóide tangente à função objectivo no ponto p_k . A grande vantagem deste processo advém da sua simplicidade, pois permite uma velocidade de cálculo superior.

O outro algoritmo que pode ser usado resulta da aplicação da expressão (8) sempre que a parcela $\mu_k I$ for não nula. A consideração desta parcela adicional constitui uma modificação do algoritmo de Gauss-Newton introduzida por Marquardt e cuja contribuição, fazendo fé nas referências analisadas, permite melhorar a convergência do processo nas situações em que ele disso sofrer (Ledesma Villalba, 1987). Ao contrário do que acontece quando μ_k é nulo, se o seu valor for muito grande avança-se agora um incremento muito pequeno e na direcção do gradiente.

2.4 – Matriz de sensibilidade

No presente estudo optou-se pela utilização do método dos elementos finitos, devido sobretudo à grande versatilidade por ele demonstrada na resolução dos problemas geotécnicos, permitindo uma definição geométrica bastante abrangente e aceitando facilmente uma grande diversidade de modelos matemáticos para simulação do comportamento dos materiais.

Neste método, como é sobejamente sabido, desde que o modelo admita uma relação unívoca entre as tensões e as deformações, a equação fundamental que representa o equilíbrio dos elementos, formulada a partir do princípio dos trabalhos virtuais, igualando o trabalho das forças interiores e exteriores, pode relacionar os vectores dos deslocamentos nodais u e das forças nodais f através de uma expressão do tipo:

$$K(u) u = f \quad (9)$$

onde a matriz de rigidez $K(u)$ é muitas vezes função dos parâmetros e dos deslocamentos, como acontece por exemplo em situações de não linearidade, mas também pode depender exclusivamente dos parâmetros, como no caso do modelo elástico linear, designando-se então apenas por K . Esta matriz é geralmente obtida a partir da equação:

$$K(u) = \int_V B^T D B dV \quad (10)$$

em que B representa a matriz das deformações e D a matriz tensão-deformação do material. O vector das forças nodais, que inclui as forças exteriores f_{ext} , de superfície t , mássicas b e aquelas que são originadas pela existência de tensões σ_0 ou deformações iniciais ϵ_0 , vem definido por:

$$f = f_{ext} + \int_S N^T t dS + V \int_V N^T b dV + \int_V B^T D \epsilon_0 dV - \int_V B^T \sigma_0 dV \quad (11)$$

Como se pode verificar, a definição do vector das forças nodais, à semelhança do que já acontece com a matriz de rigidez, também inclui os parâmetros.

A matriz de sensibilidade $A = \partial u / \partial p$ necessária para o processo de identificação, pode ser obtida por derivação da expressão (9) em ordem aos parâmetros:

$$\frac{\partial}{\partial p} [K(u)u] = \frac{\partial f}{\partial p} \quad (12)$$

No caso mais geral em que a matriz de rigidez está dependente dos parâmetros e dos deslocamentos, e estes por sua vez dependem dos parâmetros, a referida derivação resulta em:

$$\frac{\partial K}{\partial p} u + \frac{\partial K}{\partial u} \frac{\partial u}{\partial p} u + K \frac{\partial u}{\partial p} = \frac{\partial f}{\partial p} \quad (13)$$

a qual, quando em presença do modelo elástico linear, virá reduzida da segunda parcela, o que representa em termos de cálculo uma diminuição drástica da complexidade de outro modo resultante. A expressão anterior na sua forma global pode ser explicitada em ordem a $\partial u / \partial p$:

$$\left[\frac{\partial K}{\partial u} * u + K \right] \frac{\partial u}{\partial p} = \frac{\partial f}{\partial p} - \frac{\partial K}{\partial p} u \quad (14)$$

onde a primeira parcela do primeiro membro indica um produto contraído calculado de acordo com a equação apresentada a seguir, em que os índices repetidos têm o significado de somas:

$$\left[\frac{\partial K}{\partial u} * u \right]_{ik} = \frac{\partial K_{ij}}{\partial u_k} u_j \quad (15)$$

Por fim, as componentes da matriz de sensibilidade A , iguais como se disse às derivadas dos deslocamentos em relação aos parâmetros, podem ser avaliadas por intermédio de:

$$A = \frac{\partial u}{\partial p} = \left[\frac{\partial K}{\partial u} * u + K \right]^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial p} - \frac{\partial K}{\partial p} u \right] \quad (16)$$

Para que tal procedimento conduza de forma válida à solução pretendida, subentende-se que é usada uma matriz de rigidez secante e são considerados os deslocamentos e as tensões acumulados (Ledesma Villalba, 1987). Esta expressão pode ser simplificada nos casos de linearidade, pois, como aí a matriz K não depende dos deslocamentos, as derivadas $\partial K / \partial u$ são nulas e então:

$$A = K^{-1} \left[\frac{\partial f}{\partial p} - \frac{\partial K}{\partial p} u \right] \quad (17)$$

onde as componentes da matriz $\partial K / \partial p$ podem ser determinados recorrendo à própria definição fornecida pela equação (10) e tomando em consideração que a geometria não varia com os parâmetros, resultando pois:

$$\frac{\partial K}{\partial p} = \int_V B^T \frac{\partial D}{\partial p} B dV \quad (18)$$

Já no que diz respeito aos casos de não linearidade, a expressão (16) demonstra de forma assaz evidente, que o cálculo das componentes da matriz de sensibilidade é, para esta situação, substancialmente mais trabalhoso e complicado do que para os modelos lineares do caso anterior. A matriz:

$$K' = \left[\frac{\partial K}{\partial u} * u + K \right] \quad (19)$$

terá agora que ser calculada e invertida em cada uma das iterações necessárias para obtenção da solução, ainda com a agravante adicional de não ser simétrica.

Os termos $\partial K/\partial p$ continuam neste caso a ser determinados pela equação (18), uma vez que a matriz de deformação B continua a depender somente da geometria do problema e é portanto independente dos parâmetros e dos deslocamentos. No que diz respeito ao cálculo de $\partial D/\partial p$, este pode ser efectuado directamente, pois a matriz de tensão-deformação D depende unicamente e de modo explícito dos parâmetros, tanto nos casos lineares como não lineares.

Quanto aos termos $\partial K/\partial u$, atendendo às mesmas considerações, eles podem ser determinados por intermédio de uma expressão semelhante à referida acima e igual a:

$$\frac{\partial K}{\partial u} = \int_V B^T \frac{\partial D}{\partial u} B dV \quad (20)$$

A grande complexidade reside agora no cálculo de $\partial D/\partial u$, visto que, em geral, no caso da não linearidade a matriz D vem definida em função dos níveis das tensões, os quais dependem por sua vez dos deslocamentos verificados. Tendo em conta que as derivadas das tensões em ordem às deformações podem ser obtidas directamente das relações tensões-deformações, expressas por $\sigma = D\varepsilon$, e que as derivadas das deformações com respeito a um deslocamento nodal podem ser calculadas a partir de $\varepsilon = Bu$, equação que inclui a matriz B das deformações e é como se sabe usada na formulação geral do método dos elementos finitos, então a derivada da matriz D em ordem aos deslocamentos pode ser calculada recorrendo ao seguinte esquema:

$$\frac{\partial D}{\partial u} = \frac{\partial D}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial u} = DB \frac{\partial D}{\partial \sigma} \quad (21)$$

Quanto ao termo $\partial f/\partial p$ que representa as derivadas das forças nodais em relação aos parâmetros, será nulo quando se consideram exclusivamente forças exteriores. Porém, nos problemas de geotecnia sucede amiúde a inclusão de forças equivalentes provenientes de tensões, que actuam, por exemplo em fronteiras escavadas, no vector que representa as solicitações. Ora acontece que, no caso específico dos túneis, a resolução dos problemas passa em geral pela consideração do efeito das tensões iniciais aplicado sobre o contorno da escavação. Estas tensões expressam-se normalmente por meio de uma componente vertical e outra horizontal. No estudo aqui apresentado a componente horizontal é avaliada a partir da componente vertical, considerando o coeficiente de impulso em repouso K_0 . Assim, o termo $\partial f/\partial p$ será avaliado em função deste coeficiente K_0 e recorrendo ao vector das tensões.

2.5 – Processo iterativo

O método de minimização anteriormente apresentado obriga a que a identificação dos parâmetros seja processada de forma iterativa, tal como então se referiu. Tendo em atenção o mecanismo descrito para calcular numericamente as derivadas, foi estabelecido um algoritmo iterativo que permite executar de maneira sistemática e organizada todas as operações de cálculo necessárias para determinar os parâmetros mais ajustados a cada problema particular. A Figura 2 ilustra o esquema iterativo adoptado no programa desenvolvido.

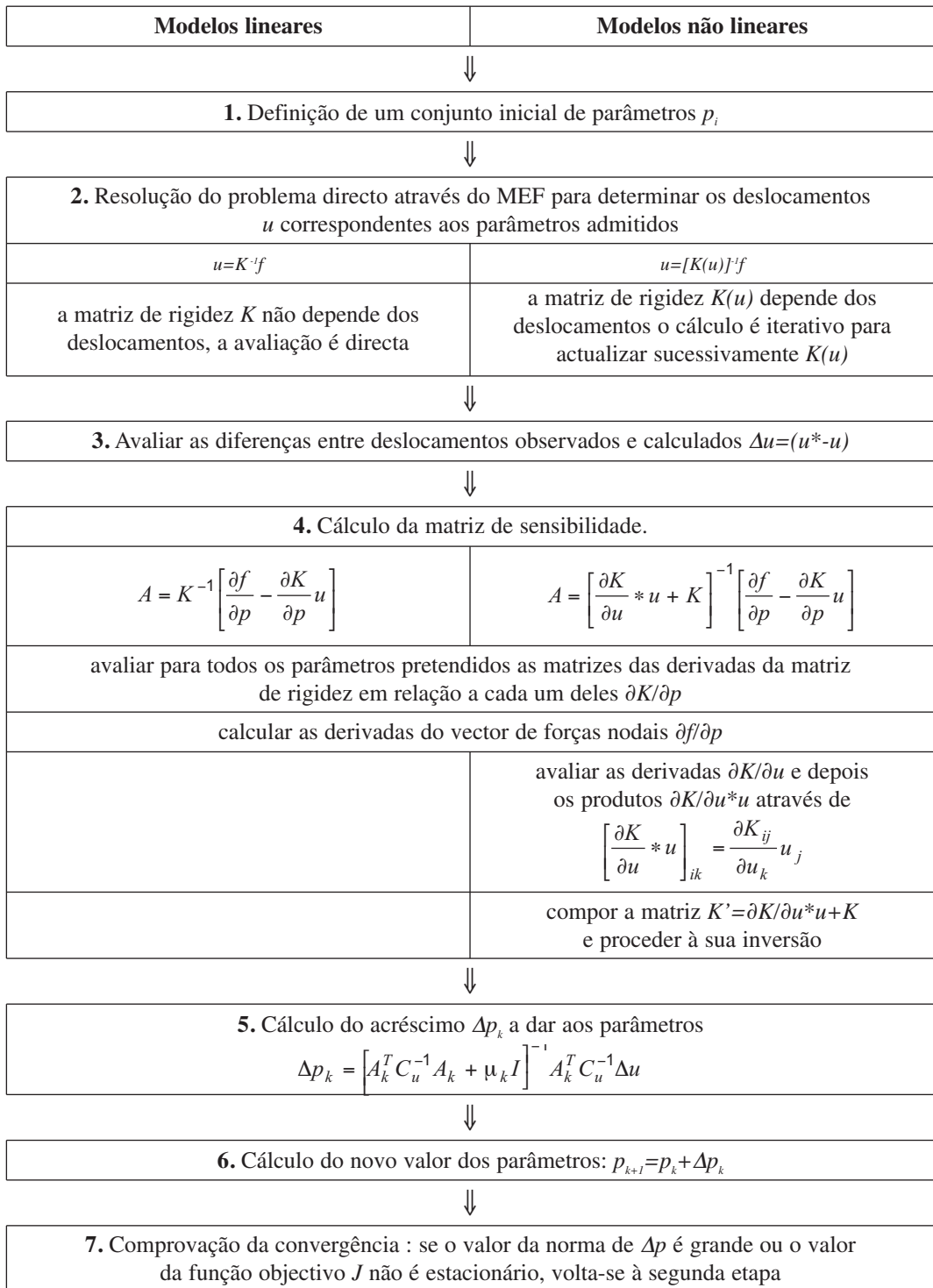


Fig. 2 – Esquema do processo iterativo usado para identificação dos parâmetros

2.6 – Análise de sensibilidades

As informações contidas na matriz de sensibilidade podem revelar-se particularmente importantes quando se pretende analisar as incertezas associadas aos parâmetros estimados, uma vez que a influência que uma pequena variação no parâmetro p_j vai ter na resposta $u_i(p)$, calculada através do modelo num dado ponto de calibração i , pode ser avaliada através dos coeficientes de sensibilidade:

$$A_{ij} = \frac{\partial u_i(p)}{\partial p_j} \quad (22)$$

Porém, existem muitos modelos em que a possibilidade de se estimarem todos os parâmetros a partir dos dados disponíveis não é evidente, sobretudo quando são definidos com base num elevado número de parâmetros ou quando envolvem equações diferenciais. Um critério que permite avaliar a identificabilidade dos parâmetros em jogo, consiste em assumir que ela é possível sempre que os coeficientes de sensibilidade no intervalo das medidas forem linearmente independentes. Quer dizer, se os coeficientes de sensibilidade de dois parâmetros não forem linearmente independentes no intervalo das medidas, pode a variação de um deles ser compensada por uma variação no outro, continuando o sistema a responder do mesmo modo e, assim, existirá uma série de combinações entre eles que produzirá a mesma solução.

Nestes termos, a avaliação dos resultados obtidos pode ser efectuada por interpretação da matriz de covariâncias dos parâmetros identificados, calculando o coeficiente de correlação ρ_{ij} entre cada dois parâmetros p_i e p_j :

$$\rho_{ij} = \frac{c_{ij}}{\sigma_i \sigma_j} \quad (23)$$

em que c_{ij} é a covariância dos dois parâmetros e σ_i e σ_j os desvios-padrão respectivos. A matriz de covariância C_p dos parâmetros pode de forma aproximada ser obtida a partir de:

$$C_p \approx \sigma_0 [A^T A]^{-1} \quad (24)$$

onde σ_0 é o desvio padrão das medidas e A é a matriz de sensibilidade, tal como anteriormente definida. Esta matriz C_p , quadrada, simétrica e de ordem 2, em que os elementos da diagonal c_{ii} e c_{jj} correspondem às variâncias dos respectivos parâmetros e os elementos $c_{ij} = c_{ji}$ fora da diagonal representam a sua covariância, permite pois avaliar a correlação entre os parâmetros através de:

$$\rho_{ij} = \frac{c_{ij}}{\sqrt{c_{ii} c_{jj}}} \quad (25)$$

Uma vez que estão a ser considerados apenas dois parâmetros, é possível demonstrar que a correlação entre eles pode ser calculada independentemente do conhecimento dos erros das medidas e de forma simplificada usando uma matriz C' reduzida, definida apenas para esse efeito e dada por:

$$C' \approx -[A^T A] \quad (26)$$

Os coeficientes de correlação que acabam de ser apresentados, gozam da propriedade de tomarem valores compreendidos entre -1 e 1 e quando o seu valor é zero, isso significa que não há correlação entre os dois parâmetros. Ao invés, quando o seu valor se aproxima daqueles limites é grande a correlação entre eles. Um valor em termos absolutos superior a 0,9 indica uma correlação muito elevada (Beck e Arnold, 1977), não podendo determinar-se de forma independente os dois parâmetros. Quer dizer, se os parâmetros são correlacionados, pode-se obter a mesma resposta de um modelo variando os parâmetros, de modo que o efeito de um deles na solução seja simultaneamente compensado por efeito contrário produzido pelo outro.

A interpretação dos coeficientes de correlação, do ponto de vista físico, tornar-se-á bastante mais complexa quando as retroanálises envolverem mais de dois parâmetros, pois nesse caso existirão mais dependências indirectas entre eles.

3 – ANÁLISES EFECTUADAS

3.1 – Descrição sumária do túnel

Uma descrição mais pormenorizada da obra neste estudo analisada, o túnel do término da estação da Alameda II da rede do Metropolitano de Lisboa, pode ser encontrada noutras publicações, fazendo-se aqui apenas uma muito sucinta apresentação. Este túnel, com uma extensão de 165m e um volume de escavação de aproximadamente 70m³ por metro linear, tem um recobrimento variando continuamente desde um valor máximo de cerca de 30m na zona do tímpano, até um valor mínimo de 14m.

Como esquematizado na Figura 3, os trabalhos de prospecção mecânica revelaram a existência ao longo do traçado do túnel de uma camada superficial de aterros sobrejacente a duas formações características do chamado Miocénico marinho de Lisboa, conhecidas como Areolas da Estefânia e Argilas dos Prazeres (Marques et al., 2001). Trata-se de materiais sobreconsolidados, constituídos fundamentalmente por areias compactas e (ou) argilas rijas, com frequentes intercalações calcárias.

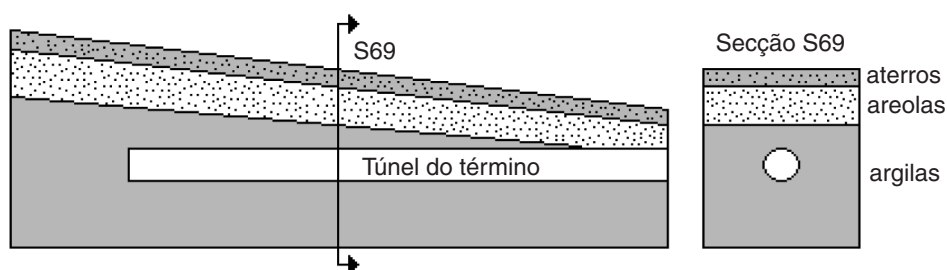


Fig. 3 – Representação esquemática do perfil longitudinal do maciço e da secção S69.

Os materiais de aterro, com uma espessura de 2,5 a 3m, são bastante heterogéneos e essencialmente areno-argilosos. Subjacente aos aterros ocorre a formação das Areolas da Estefânia, com uma espessura entre 11 e 12m. É uma formação constituída por areias de granulometria predominantemente fina, geralmente micáceas, silto-argilosas, com algumas intercalações de cascalho. Por último, ocorre a formação das Argilas dos Prazeres. Nesta unidade, onde o túnel é quase que inteiramente escavado, encontram-se fundamentalmente sedimentos finos argilo-siltosos com comportamento muito rijo.

A caracterização geotécnica destas diferentes formações foi feita com recurso a ensaios *in situ* – SPT, ensaios de permeabilidade e ensaios com os pressiómetros de Ménard e autoperfurador de Cambridge – e em laboratório, nomeadamente ensaios de identificação e classificação e de determinação dos principais índices físicos, ensaios edométricos e ensaios triaxiais consolidados não drenados (Marques et al., 2001).

A construção do túnel foi desenvolvida de acordo com os princípios preconizados pelo método NATM. Para cada ciclo de avanço, a escavação da abóbada e dos hasteais processou-se em três etapas de 1m, deixando um núcleo central que funcionava como apoio à frente de escavação. A escavação da soleira foi executada em etapas de 2,4m. No suporte inicial foram utilizadas cambotas metálicas (revestimento rígido) e betão projectado (revestimento flexível), admitindo-se duas etapas de projecção até se atingir a espessura de 0,20m definida em projecto. O revestimento definitivo, com uma espessura de 0,40m, foi executado em betão moldado após a escavação completa do túnel (Almeida e Sousa et al., 2001).

3.2 – Perfil geológico da secção do túnel estudada

A identificação de parâmetros baseia-se, de acordo com a formulação apresentada, na análise de grandezas medidas *in situ*, em geral deslocamentos, que passam nessas circunstâncias a ser admitidas como dados de entrada do problema a resolver. No caso do túnel em apreciação optou-se por seleccionar para as análises em perspectiva, uma zona da obra que permitisse, da forma mais abrangente possível, averiguar a influência que os parâmetros a identificar têm nos métodos de previsão dos deslocamentos. Escolheu-se para o estudo a secção designada por S69, em virtude da sua localização intermédia ser a ideal para a análise plana.

O perfil geológico característico desta secção S69, revelado pelos trabalhos de prospecção mecânica aí realizados e ilustrado na Figura 4, é constituído por uma camada superficial de aterros areno-argilosos muito heterogéneos, com 2,5m de espessura e assente sobre as duas formações do Miocénico marinho de Lisboa, atrás sucintamente caracterizadas. Nesta secção o dito estrato das Areolas da Estefânia ostenta uma possança de 12,0m e à semelhança da camada mais profunda das Argilas dos Prazeres, patenteia um elevado grau de sobreconsolidação.

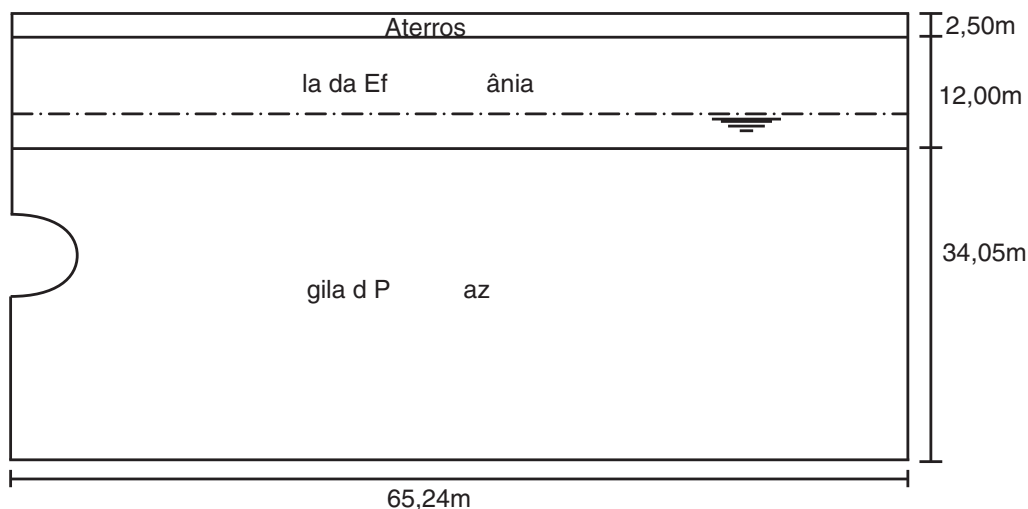


Fig. 4 – Representação esquemática do perfil geotécnico da secção S69.

3.3 – Medidas observadas

O método de construção utilizado no túnel do término requer, como antes se salientou, o recurso a uma adequada instrumentação do maciço envolvido e a sua contínua observação *in situ*, bem como a interpretação dos seus resultados em tempo útil (Ribeiro e Sousa, 2001). Por outro lado, também o processo de identificação dos parâmetros pressupõe obviamente a medição de deslocamentos.

O controlo dos deslocamentos verticais na referida secção, foi conseguido através de sete marcas superficiais, uma sobre o eixo do túnel e as outras seis simétricas em relação ao eixo e afastadas entre si cerca de 5,0m e ainda uma marca profunda instalada 3,0m acima da geratriz da abóbada do túnel. As convergências e os deslocamentos no interior do túnel foram controlados por intermédio de uma marca no tecto e outras duas nos hasteais. As distribuições dos assentamentos superficiais registados foram seguidamente aproximadas através de curvas de Gauss. Para a secção em epígrafe essa curva encontra-se representada na Figura 5 e pode ser descrita por:

$$u_v(x) = u_{vmax} e^{\left(\frac{-x^2}{2 \cdot i^2}\right)} = 8,9 e^{\left(\frac{-x^2}{2 \cdot 14,4^2}\right)} \quad (27)$$

onde u_v é o assentamento em qualquer ponto da curva à distância x do eixo de simetria, u_{vmax} é o assentamento máximo no eixo de simetria e i é o valor de x correspondente ao ponto de inflexão da curva.

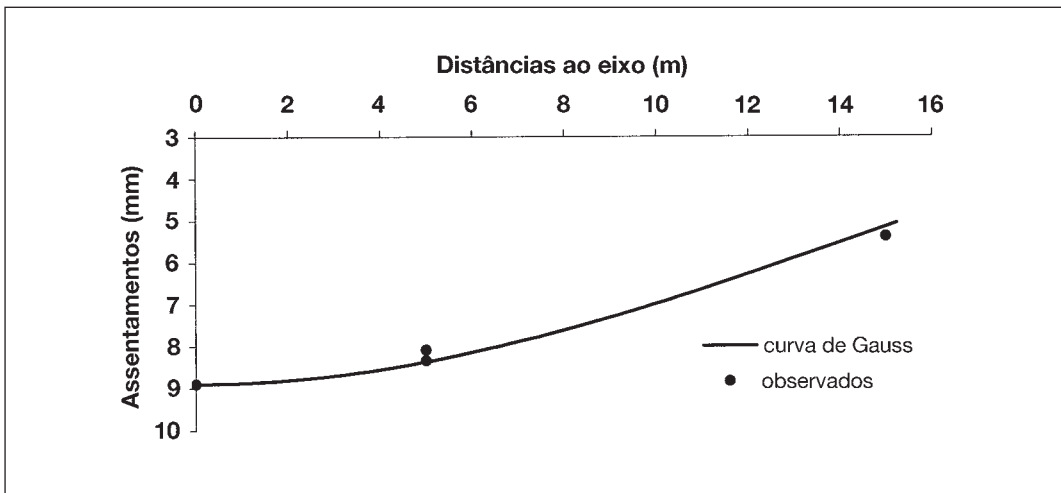


Fig. 5 – Curva de Gauss dos assentamentos superficiais medidos sobre a secção S69.

3.4 – Metodologia do cálculo numérico

Os processos numéricos envolvidos neste trabalho foram levadas a efeito recorrendo a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos. Este programa permite efectuar análises bidimensionais em condições de deformação plana.

Convém antes de mais relembrar que o equilíbrio junto da frente de escavação de um túnel é sempre de natureza tridimensional, quaisquer que sejam a forma, as dimensões e a localização da obra, independentemente dos métodos de escavação utilizados e dos tipos de suportes adoptados,

ou ainda dos valores do estado de tensão inicial e dos modelos reológicos admitidos para os maciços. Houve pois necessidade de proceder logo desde início à conversão do equilíbrio tridimensional para uma formulação em termos de duas dimensões apenas, para assim se poderem levar a efeito as análises considerando um estado plano de deformação. O procedimento adoptado consistiu em assumir que aquele equilíbrio tridimensional pode ser adequadamente simulado considerando a escavação como uma sequência de análises planas em várias secções transversais perpendiculares ao eixo do túnel.

A metodologia seguida para modelar a parcela da deformação do maciço que se verifica antes da instalação do suporte, assentou basicamente numa interpretação do método de convergência-confinamento. Começa-se por retirar os elementos finitos que compõem a zona do maciço a escavar, substituindo pelas forças nodais equivalentes ao estado de tensão registado na fronteira da escavação o efeito que esses elementos exerciam sobre a parte restante do maciço. O avanço da frente do túnel é depois simulado aliviando gradual e sucessivamente aquelas forças nodais na fronteira da escavação, ou seja, no contorno do túnel. Esta redução é executada em cada fase a analisar introduzindo um parâmetro adicional α , designado por factor de alívio e que representa a percentagem do valor das forças nodais que se esvaneceu desde o início da escavação até ao momento considerado. Quando da fase correspondente à colocação do suporte serão libertadas as forças nodais remanescentes no contorno, as quais passam deste modo a constituir o carregamento a que ficará submetido esse mesmo suporte.

A resolução dos problemas não lineares foi implementada no programa através do recurso a uma técnica iterativa. A técnica utilizada consiste na aplicação integral da totalidade da solicitação preconizada em cada fase, sendo depois a primeira solução assim determinada sucessivamente corrigida até se obter um certo grau de satisfação das necessárias equações de equilíbrio (Moreira, 2003).

3.5 – Modelos de comportamento

Considerou-se que a camada das *Argilas dos Prazeres*, onde o túnel foi praticamente todo escavado, teve a maior quota de responsabilidade no comportamento denotado pelo maciço nesta secção. Por isso, a identificação de alguns dos parâmetros geotécnicos que conduzem à melhor aproximação da curva de Gauss deduzida dos assentamentos medidos à superfície, incidiu neste estudo muito particularmente sobre esse estrato. Os parâmetros foram calculados admitindo dois tipos de comportamento do material. Assumiu-se que tal comportamento podia, por um lado, ser adequadamente descrito por uma lei elástica linear, uma vez que se verificou não existirem praticamente zonas do maciço em cedência plástica, com os parâmetros de resistência das diferentes formações deduzidos dos ensaios, nomeadamente a resistência não drenada das *Argilas dos Prazeres* (Almeida e Sousa et al., 2001). As primeiras análises foram efectuadas admitindo a isotropia do material, no entanto, como a maioria dos depósitos naturais apresenta uma certa anisotropia característica, foram também efectuados cálculos modelando estas argilas com um comportamento do tipo transverso-isotrópico. Uma vez que a influência no comportamento do maciço adjacente à escavação da anisotropia referente ao módulo de deformabilidade (E_h/E_v) é muito pequena (Almeida e Sousa, 1998 e Lee e Rowe, 1989), apenas se estudou a anisotropia relativa ao módulo de distorção em qualquer plano vertical (G_{vh}/E_v).

Por outro lado, visto que se estava lidando com materiais cujo comportamento pode como se sabe afastar-se bastante da linearidade, optou-se por introduzir no estudo um outro tipo de comportamento, também elástico mas desta vez não linear, tendo-se utilizado para este efeito o modelo hiperbólico. A justificação de semelhante escolha assenta basicamente em três aspectos. O primeiro,

prende-se com o facto já demonstrado de o modelo ser fiável no estudo de escavações de túneis superficiais, quando através dele se pretende simular o comportamento de solos resistentes, como por exemplo argilas rijas sobreconsolidadas ou areias submetidas a tratamentos que lhes melhorem substancialmente as suas características de resistência. Este modelo foi aplicado com sucesso em numerosas obras cuja situação se configura com as normais condições de utilização, onde as zonas de material em cedência não existem ou são muito restritas e sem importância capaz de afectar em termos globais as deformações geradas nesses casos. O segundo aspecto, tem a ver com a própria natureza deste modelo, que pelas características de simplicidade, permite a sua definição por um número pequeno de parâmetros, desde que sejam adoptadas algumas hipóteses simplificadoras. E por fim, o facto também muito importante do modelo possibilitar o cumprimento de uma relação unívoca entre tensão e deformação, aspecto que é fundamental para que os procedimentos anteriormente descritos para avaliação da matriz de sensibilidade possam ser implementados satisfatoriamente.

É do conhecimento comum que o modelo hiperbólico se caracteriza por um módulo de deformabilidade variável, dependente do nível de tensão SL (*stress level*) atingido, o qual, em termos físicos, representa a percentagem da tensão de rotura correspondente à tensão atingida por um certo ponto, o que equivale a dizer que é uma medida do afastamento do estado de tensão nesse ponto relativamente à rotura. A expressão mais habitualmente usada do módulo de deformabilidade tangente à curva hiperbólica é:

$$E = (1 - R_f SL)^2 E_i \quad (28)$$

em que E_i representa o valor inicial do referido módulo e R_f (*failure ratio*) é um parâmetro adicional que visa estabelecer um patamar da tensão desviatória na rotura como percentagem do seu valor máximo obtido no ensaio. Nos casos analisados neste trabalho, dado que foram sempre admitidas condições não drenadas, assumiu-se que tal valor máximo se conciliava com a resistência cu estabelecida de acordo com o critério de Tresca e definiu-se o valor do módulo de deformabilidade secante através de:

$$E_{us} = \left[1 - R_f \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c_u} \right] E_{ui} \quad (29)$$

3.6 – Discretização e caracterização mecânica da secção estudada

A malha de elementos finitos usada para discretização da secção escolhida encontra-se esquematizada na Figura 6. Esta malha é composta por 761 pontos nodais e 244 elementos isoparamétricos quadrangulares de 8 pontos nodais que representam o maciço terroso e o suporte. Na fronteira lateral esquerda, correspondente ao plano de simetria da secção, bem como na outra fronteira lateral localizada a uma distância de 65,24m foram impedidos os deslocamentos segundo a horizontal. A fronteira inferior da malha, onde foram impedidos todos os deslocamentos, situou-se à profundidade de 48,55m.

O factor de alívio adoptado foi de 0,5, valor que foi obtido através do confronto dos resultados de um cálculo tridimensional, onde se procurou reproduzir o processo construtivo efectivamente seguido nas proximidades da secção S69 em estudo, com os de análises em deformação plana (Almeida e Sousa, 1998).

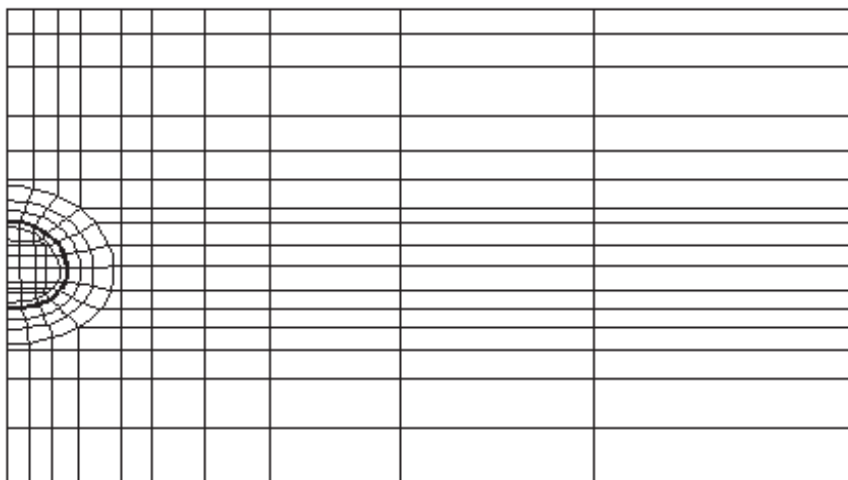


Fig. 6 – Malha de elementos finitos representando a secção estudada.

O estado de tensão inicial foi admitido como sendo geostático. Para a sua definição consideraram-se para as várias formações os valores dos pesos volúmicos e dos coeficientes de impulso em repouso indicados no Quadro 1. Tanto os aterros como as Areolas da Estefânia foram sempre considerados em todos os cálculos com comportamentos elásticos lineares e isotrópicos, definidos com base nas características mecânicas indicadas no Quadro 2.

Quadro 1 – Pesos volúmicos e coeficientes de impulso em repouso.

Solos	γ (kN/m ³)	K_0
Aterros	18,0	0,50
Areolas da Estefânia	20,5	0,80
Argilas dos Prazeres	21,0	a identificar

Quadro 2 – Características mecânicas.

Solos	E' (MPa)	ν'
Aterros	20	0,25
Areolas da Estefânia	80 para $z < 6$ m 80+8,6(z-6) para $z \geq 6$ m	0,25

No tocante às *Argilas dos Prazeres*, formação onde o túnel foi praticamente todo escavado, tomou-se o valor de 0,49 para o coeficiente de Poisson e, tal como já antes se disse, estabeleceu-se como objectivo primordial deste estudo a identificação dos valores do seu módulo de deformabilidade E_u e do seu coeficiente de impulso em repouso K_0 , que conduzissem à melhor aproximação da curva de Gauss deduzida dos assentamentos medidos à superfície. A escolha destes dois parâmetros como os principais a identificar resultou, por um lado, do facto de serem os que mais significativamente condicionam o comportamento global do maciço e, por outro, da existência de um número importante de ensaios *in situ* e laboratoriais a partir dos quais eles foram estimados, (Geocontrolo,

1994; Sousa Coutinho et al., 1996; Marques et al., 1997) o que possibilita concluir algo sobre a adequabilidade dos modelos empregues na reprodução do comportamento das diferentes formações.

O módulo de deformabilidade, dado que os resultados dos ensaios evidenciaram um certo crescimento em profundidade, foi definido de acordo com a equação:

$$E_u = E_{u0} + m(z - 14,5) \quad (\text{MPa}) \tag{30}$$

em que m representa a taxa de crescimento de E_u com a profundidade, a partir do valor de E_{u0} definido para o topo da camada argilosa.

Para o suporte assumiu-se em todas as circunstâncias um comportamento elástico linear e isotrópico caracterizado através de um módulo de deformabilidade igual a 10GPa e um coeficiente de Poisson de 0,2.

4 – RESULTADOS

4.1 – Análise elástica linear com isotropia

No início do processo, começou-se por experimentar a identificação das características de deformabilidade do solo, pesquisando não só o módulo de deformabilidade E_u , mas também e em simultâneo a sua taxa de crescimento com a profundidade m . Este procedimento revelou-se ineficaz e gerou grandes dificuldades na procura dos parâmetros que melhor ajustam as medidas obtidas. A convergência do processo era deficiente e, por vezes, um dado conjunto inicial de parâmetros conduzia a soluções diferentes. Mesmo com recurso ao algoritmo de Marquardt para minimização da função objectivo não se conseguiu uma eficiência razoável. O acréscimo de tempo de cálculo inerente a este método nem sequer produziu em contrapartida uma melhoria da convergência do processo, antes pelo contrário, inviabilizou várias vezes a solução. Suspeitou-se então que tais dificuldades pudessem advir do elevado grau de interdependência entre E_{u0} e m , de que resultaria um conjunto de soluções fisicamente aceitáveis em vez de uma única solução. Nestas circunstâncias, optou-se por fazer um estudo de sensibilidade, que permitisse averiguar até que ponto poderia a referida dependência influenciar as soluções procuradas.

Para tal efeito, avaliaram-se as sensibilidades daqueles parâmetros de deformabilidade, através de um cálculo partindo dos valores iniciais $E_{u0}=60\text{MPa}$, $m=4$ e $K_0=0,8$, correspondentes a valores próximos dos que foram obtidos por alguns dos ensaios de caracterização *in situ*, tendo-se obtido os valores cuja representação gráfica se apresenta na Figura 7.

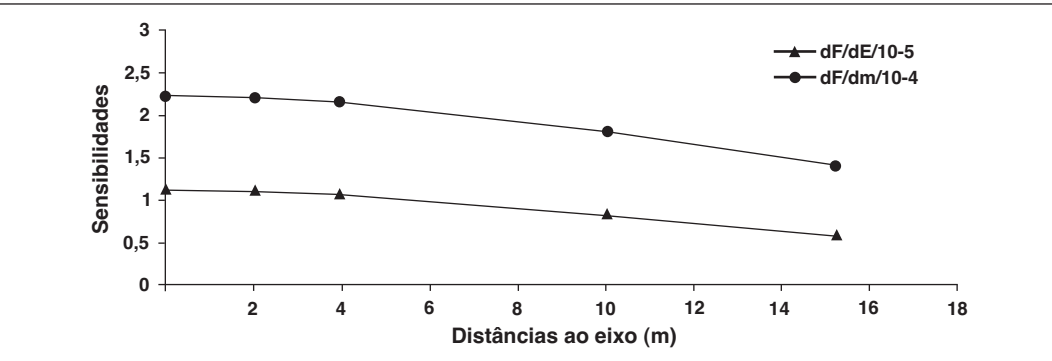


Fig. 7 – Sensibilidades correspondentes aos parâmetros iniciais: $E_{u0}=60\text{MPa}$, $m=4$ e $K_0=0,8$.

Nestas circunstâncias, optou-se então por fixar m e identificar apenas E_{u0} e K_0 . Usou-se o algoritmo de minimização de Gauss-Newton, que se mostrou bastante eficaz na pesquisa das soluções procuradas, tendo sido identificados vários conjuntos de parâmetros E_{u0} e K_0 , para diferentes valores de m , todos eles produzindo soluções idênticas à representada na Figura 8, correspondente à situação de módulo de deformabilidade variando em profundidade com uma taxa de variação $m=4$.

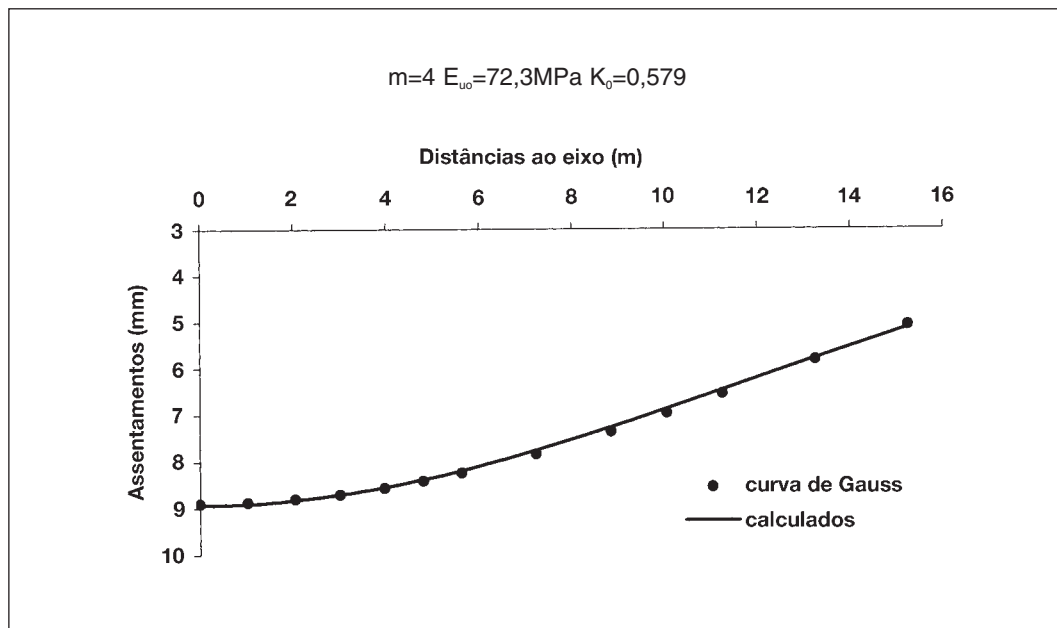


Fig. 8 – Assentamentos superficiais medidos e calculados para um conjunto de parâmetros.

Para a maioria dos casos testados, os valores identificados para os parâmetros foram encontrados ao fim de 35 a 40 iterações. Contudo, os valores obtidos por volta da 25.^a iteração, diferem dos valores finais cerca de 1% apenas e poderiam por isso ter sido já aceites como solução. A Figura 9 apresenta a evolução dos parâmetros E_{u0} e K_0 durante o processo iterativo referente ao caso particular de $m=4$. Foram realizados dois cálculos admitindo valores iniciais de E_{u0} e K_0 diferentes, para se confirmar o bom funcionamento do programa, como facilmente se comprova analisando a referida figura.

O Quadro 3 resume os resultados obtidos para as várias situações testadas, admitindo diferentes valores do parâmetro m . A análise destes valores revela, como já se suspeitava, um elevado grau de interdependência entre os três parâmetros estudados, retratado na Figura 10, através da representação das variações de E_{u0} e K_0 com o incremento de m .

Quadro 3 – Parâmetros geotécnicos da formação argilosa identificados por retroanálise.

Cálculo	1	2	3	4	5	6	7	8
m	0	2	4	6	8	9	10	12
E_{u0} (MPa)	108,6	90,2	72,3	55,5	39,8	32,4	25,3	12,4
K_0	0,432	0,508	0,579	0,647	0,716	0,751	0,789	0,861

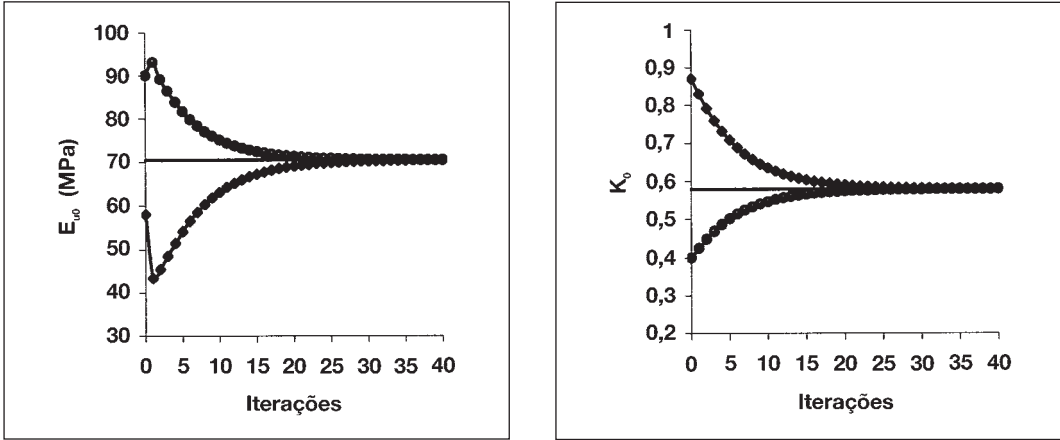


Fig. 9 – Convergência dos parâmetros E_{u0} e K_0 ao longo do processo iterativo para $m=4$.

A relação entre os parâmetros K_0 e m pode ser traduzida univocamente pela equação:

$$K_0 = 0,432 + 0,036m \quad (31)$$

enquanto que, a dependência entre m e o módulo de deformabilidade no topo da camada de argila, E_{u0} , se estabelece através de uma relação bi-linear, representada pelas expressões:

$$E_{u0} = 108,6 - 8,833m \text{ (MPa)} \quad \text{para } m \leq 7 \quad (32)$$

e

$$E_{u0} = 94,6 - 6,850m \text{ (MPa)} \quad \text{para } m > 7 \quad (33)$$

Cada uma destas relações revela um conjunto de pares (E_{u0}, m) que simultaneamente com os correspondentes valores de K_0 , conduzem à solução do problema em apreço.

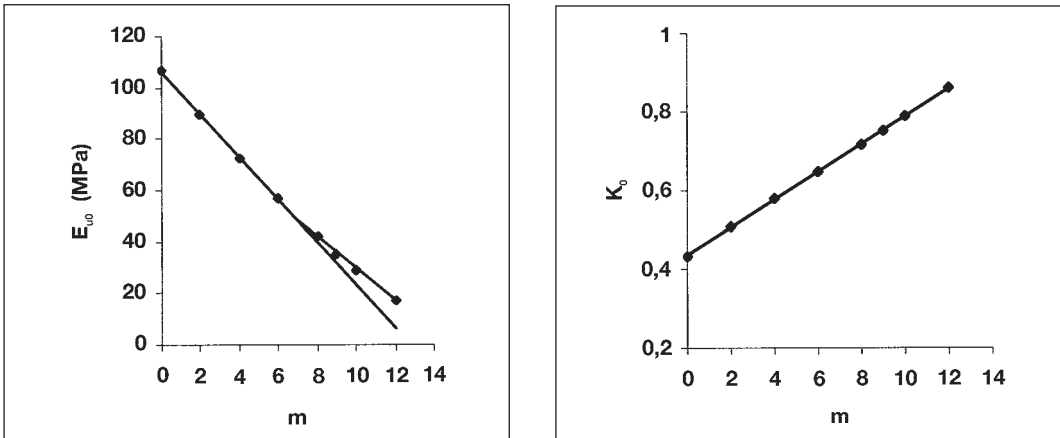


Fig. 10 – Relações entre os parâmetros m , E_{u0} e K_0 determinadas numericamente.

Na Figura 11 confrontam-se os módulos de deformabilidade avaliados por alguns dos ensaios de caracterização geotécnica efectuados com os obtidos nos cálculos. Para além do módulo de deformabilidade estimado dos ensaios com o pressiómetro de Ménard, indicam-se também os valores dos módulos secantes para extensões axiais de 0,1, 0,3 e 0,5% derivados dos ensaios triaxiais de extensão e de compressão e já corrigidos de maneira a eliminar os efeitos da perturbação causada pela amostragem (Almeida e Sousa, 1998).

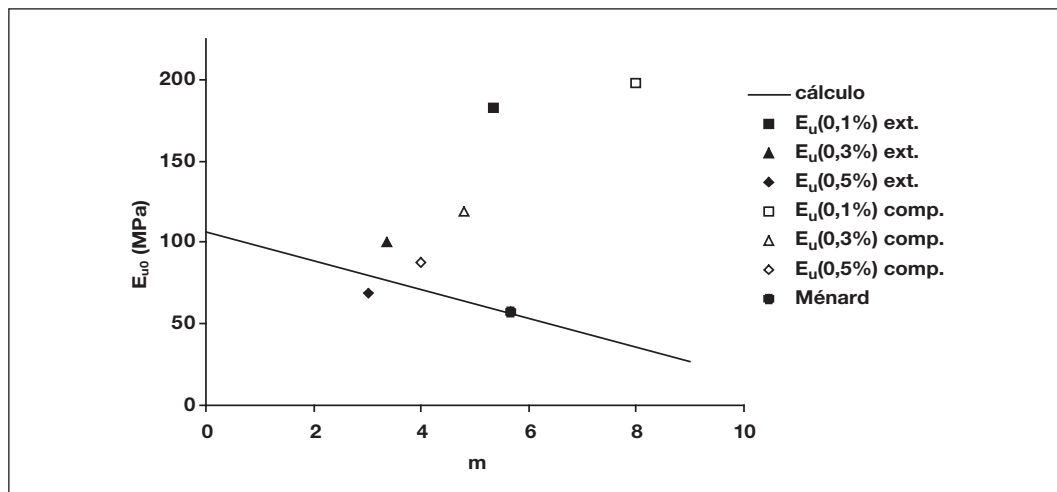


Fig. 11 – Comparação entre os valores de E_{u0} e m determinados pelos ensaios e numericamente.

Como a figura evidencia parece poder concluir-se que a solução do problema pode ser muito bem ajustada recorrendo aos parâmetros E_{u0} e m avaliados através dos ensaios com o pressiómetro de Ménard. Também os módulos de deformabilidade secantes para extensões de 0,5% (compressão) e 0,3 e 0,5% (extensão) parecem permitir ajustar razoavelmente a solução. Contudo, o êxito deste ajustamento passa incondicionalmente pela adopção criteriosa de um valor conveniente do coeficiente de impulso em repouso. De acordo com a expressão (31) o valor deste parâmetro teria que ser de cerca de 0,55 para o caso dos módulos secantes e de 0,64 para o caso do módulo avaliado a partir dos ensaios pressiométricos, valores estes que são próximos do limite inferior do intervalo ($0,57 < K_0 < 1,33$) deduzido dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador (Marques et al., 2001).

Do exposto acima, pode-se deduzir que o modelo elástico linear e isotrópico se mostra relativamente adequado para a resolução do problema em questão, desde que se adopte para K_0 um valor próximo dos valores mínimos obtidos nos ensaios.

4.2 – Análise elástica linear com anisotropia

Nos cálculos efectuados em que se admitiu para a formação das *Argilas dos Prazeres* um comportamento transverso-isotrópico começou-se por fixar o módulo de deformabilidade, tomado com valor igual ao estimado através dos ensaios com o pressiómetro de Ménard, uma vez que se verificou que este estava bem ajustado à situação em estudo, e procurou-se depois identificar os valores do coeficiente de impulso em repouso e da razão entre o módulo de distorção e o módulo de deformabilidade ($n = G_{vh}/E_v$) que melhor poderiam ajustar a solução do problema (Moreira e Almeida e Sousa, 2001). Tal não foi possível dada a existência de um conjunto infinito de soluções, em vez de uma solução única.

Assim, optou-se por considerar vários valores do coeficiente de impulso em repouso e para cada um deles identificar o correspondente valor de n . Os resultados obtidos podem ser vistos na Figura 12. Pode notar-se que a variação de n com K_0 se traduz univocamente por:

$$n = 0,48 - 0,217K_0 \quad (34)$$

Atribuindo a K_0 um valor de 0,87, correspondente ao valor médio deduzido dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador e próximo dos valores estimados empiricamente a partir do grau de sobreconsolidação da argila avaliado nos ensaios edométricos efectuados (Marques et al., 1997), a expressão anterior permite concluir que um valor de n igual a 0,29 possibilita ajustar bem a curva dos assentamentos à superfície calculada com a observada.

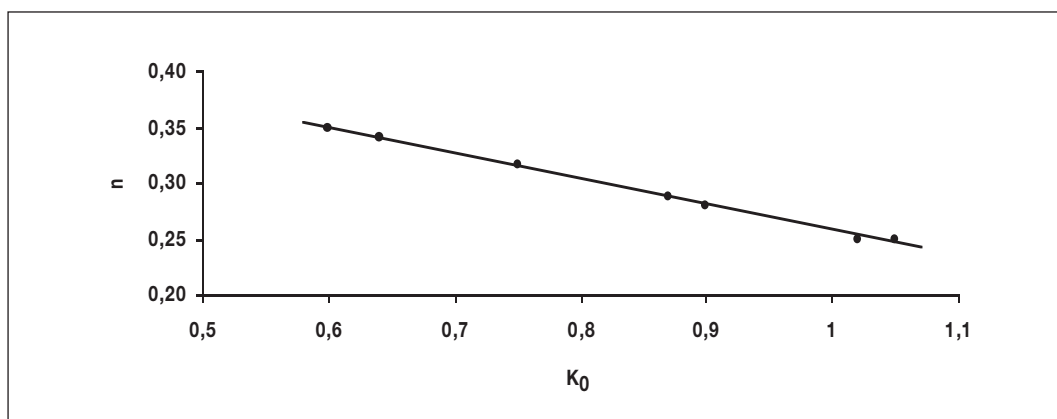


Fig. 12 – Relação entre os parâmetros n e K_0 que permite ajustar a solução do problema, com o módulo de deformabilidade avaliado através do ensaio de Ménard.

4.3 – Análise elástica não linear com modelação hiperbólica

Estudou-se uma vez mais a mesma secção do túnel, mas agora tentando simular uma possível não linearidade do comportamento elástico demonstrado pelas Argilas dos Prazeres, recorrendo para esse efeito ao modelo hiperbólico. Além disso, considerou-se um patamar de plasticidade perfeita definido de acordo com o critério de rotura de Tresca, em que se adoptou um módulo de deformabilidade dez vezes inferior ao valor exibido antes.

A modelação hiperbólica das argilas, visando reproduzir as curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios triaxiais de compressão em que a extensão axial se mediu por via interna, baseou-se essencialmente naquela que havia já sido antes realizada por Almeida e Sousa (1998). Nesta modelação, em virtude de ter sido concluído que seria extremamente difícil reproduzir ao longo de todo o seu desenvolvimento a curva do ensaio com uma única hipérbole de primeira ordem, foram definidos dois módulos tangentes iniciais, originando assim duas hipérboles diferentes, cuja utilização passa a ficar dependente dos níveis de tensão induzidos no maciço terroso. Num primeiro caso procura-se que a hipérbole acompanhe satisfatoriamente o andamento da curva do ensaio para os níveis mais baixos das tensões distorcionais, enquanto que com a segunda modelação se pretende que a hipérbole se ajuste com razoável aproximação do desenvolvimento final da curva observada, apesar de haver uma elevada subestimação do módulo de deformabilidade tangente nos níveis inferiores das tensões distorcionais induzidas.

O módulo de deformabilidade tangente inicial E_{ui} necessário para a modelação hiperbólica, à semelhança do que foi feito anteriormente, foi estabelecido a partir de um valor E_{u0} correspondente ao topo da camada argilosa de acordo com a expressão:

$$E_{ui} = E_{u0} + m (z-14,5) \text{ (MPa)} \quad \text{para } z \geq 14,5\text{m} \quad (35)$$

Os parâmetros que serviram como ponto de partida para a caracterização das Argilas dos Prazeres e que foram deduzidos dos ensaios triaxiais de compressão acima referidos, foram os correspondentes ao segundo dos casos apontados, cujos valores adaptados à equação anterior valem respectivamente $E_{u0}=21,1\text{MPa}$, $m=1,8$ e $R_f=0,20$. Por seu turno, a caracterização mecânica das argilas, em termos de resistência, baseou-se na interpretação dos resultados de ensaios de corte triaxial do tipo consolidado não drenado, executados sobre amostras indeformadas colhidas no local. A resistência ao corte não drenado admitida nas análises numéricas foi definida em consonância com aquela que se deduziu a partir dos ensaios de compressão e, à semelhança do que aconteceu com o módulo de deformabilidade, também ela se assumiu com uma evolução crescente em profundidade, dada a tendência demonstrada pelos resultados desses ensaios. Considerou-se assim, de acordo com o mencionado estudo, que aquele parâmetro podia, em termos médios, ser convenientemente representado por uma resistência para o cimo da camada argilosa de 200kPa e uma taxa de crescimento igual a 11kPa por metro de profundidade, ou seja:

$$c_u = 200 + 11 (z-14,5) \text{ (kPa)} \quad \text{para } z \geq 14,5\text{m} \quad (36)$$

Nas simulações numéricas em que se intentou a identificação daquele parâmetro, procedeu-se tal como anteriormente já se havia feito para o módulo de deformabilidade, definindo-o através duma relação idêntica à anterior e com a seguinte forma:

$$c_u = c_{u0} + n (z-14,5) \text{ (kPa)} \quad \text{para } z \geq 14,5\text{m} \quad (37)$$

onde c_{u0} representa a resistência não drenada correspondente ao topo da camada das argilas e n o seu crescimento com a profundidade.

A modelação do material a observar nestas circunstâncias passa pois pelo recurso aos seus parâmetros característicos em termos de deformabilidade e de resistência, E_{u0} e c_{u0} , e respectivas taxas de crescimento em profundidade m e n , também pela consideração do parâmetro R_f necessário para definição do modelo hiperbólico, e além destes, ainda o coeficiente de impulso em repouso K_0 , obviamente para avaliação do estado de tensão inicial.

À imagem do que foi realizado antes, iniciou-se a análise efectuando um estudo paramétrico para compreender o modo como cada um dos parâmetros envolvidos afecta os resultados numéricos, em termos da grandeza e da distribuição dos assentamentos à superfície. Este estudo revelou que, para a maioria das situações analisadas, as variações dos parâmetros provocam transformações quase homotéticas nas curvas dos assentamentos superficiais, com excepção do coeficiente de impulso em repouso que evidenciou um padrão de variabilidade substancialmente diferente dos demais. Assim, uma vez mais se anteciparam fortes possibilidades de existirem várias combinações entre os parâmetros, capazes de produzir soluções que se aproximem da curva de assentamentos observada. Isto mesmo veio depois a ser confirmado pela análise de sensibilidades realizada, como demonstram os resultados ilustrados na Figura 13, relativos aos parâmetros E_{u0} , c_{u0} e K_0 .

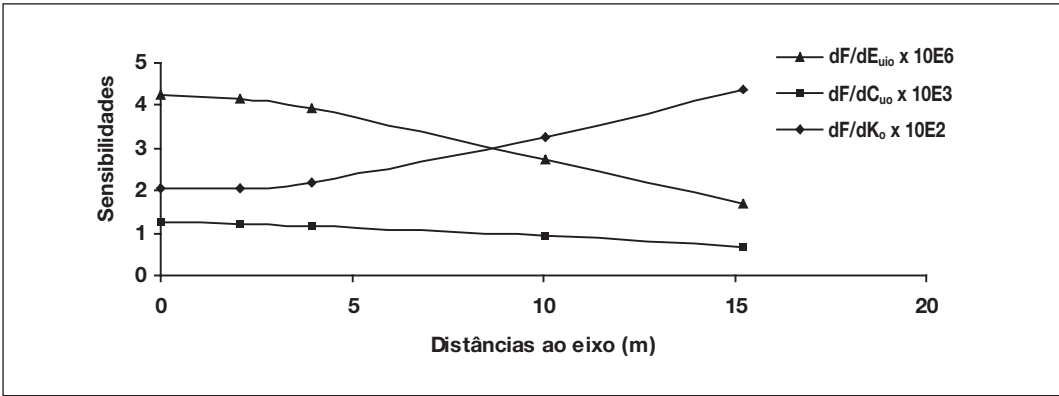


Fig. 13 – Representação gráfica das sensibilidades relativas aos parâmetros E_{u0} , c_{u0} e K_o .

Perante a anterior constatação, optou-se por fixar alguns dos parâmetros envolvidos e investigar seguidamente por meio da retroanálise o comportamento dos restantes. Apostou-se essencialmente na investigação do interrelacionamento e influências relativamente a E_{u0} e K_o denotadas pelos restantes parâmetros.

A influência que o parâmetro R_f exerce sobre o módulo de deformabilidade tangente inicial e o coeficiente de impulso em repouso ilustra-se nas Figuras 14 e 15 respectivamente. Nestas figuras procedeu-se também à representação dos valores obtidos através do modelo elástico linear isotrópico, uma vez que sendo muito limitadas as zonas em cedência plástica, tanto este modelo como o hiperbólico definido com $R_f=0$ exibem resultados próximos.

Quanto à relação entre E_{u0} e R_f , conclui-se que ela pode ser aproximadamente traduzida de forma linear. No tocante ao coeficiente de impulso em repouso, verifica-se que a sua variação com o parâmetro R_f é muito ligeira, para o valor de m utilizado nos cálculos, circunscrevendo-se os seus valores ao intervalo [0,585-0,653] com um valor médio de 0,623 e um desvio-padrão de 0,029 para toda aquela gama. Por outro lado, resulta evidente que para valores de R_f superiores a 0,5 o coeficiente de impulso em repouso torna-se praticamente constante com um valor igual a 0,650. Isto significa que a influência do K_o nos resultados dos cálculos diminui grandemente quando o modelo hiperbólico é definido recorrendo a valores elevados daquele parâmetro R_f .

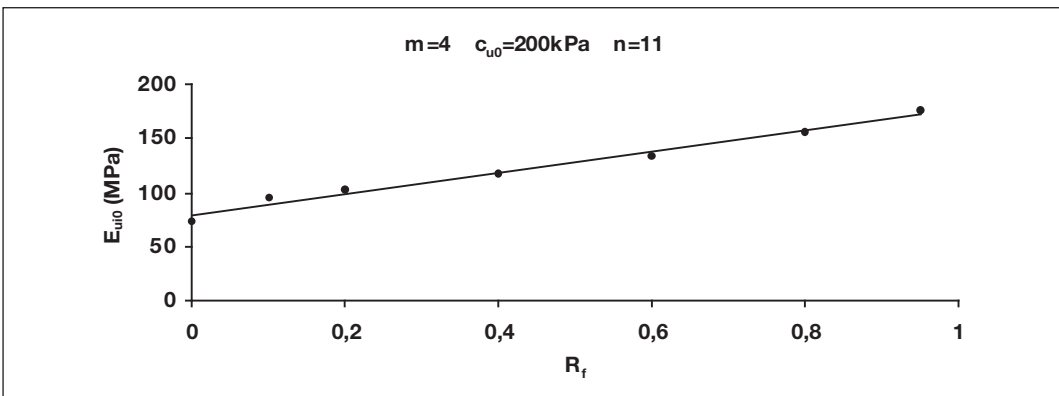


Fig. 14 – Variação dos módulos de deformabilidade tangentes iniciais com o parâmetro R_f .

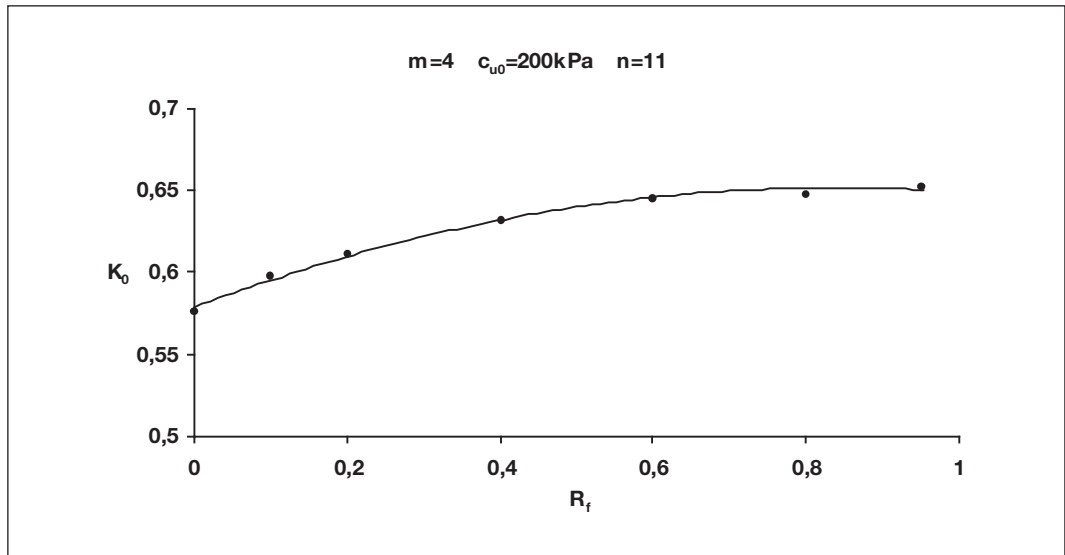


Fig. 15 – Variação dos coeficientes de impulso em repouso com R_f .

Relativamente ao estudo dos efeitos que as variações da taxa m de crescimento em profundidade do módulo de deformabilidade têm no processo de obtenção de soluções viáveis, analisaram-se várias situações para diversos valores de R_f , cujos resultados salientaram de forma evidente uma propensão para a linearidade das relações entre m e E_{u0} , como se conclui da Figura 16. Além disso, tais relações possuem ainda a particularidade de evidenciar declives aproximadamente iguais, facto que deixa perceber a existência de um padrão de comportamento que se repete para os diferentes valores do parâmetro R_f .

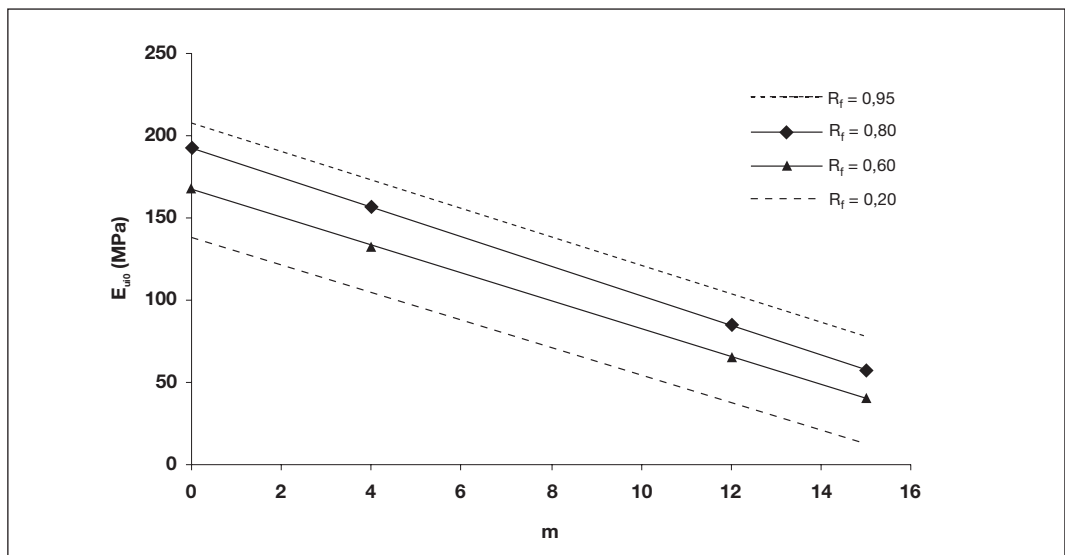


Fig. 16 – Variações do módulo de deformabilidade em função da sua taxa de crescimento m .

No que diz respeito ao coeficiente de impulso em repouso, a ilustração gráfica dos resultados obtidos pode observar-se na Figura 17, para os valores de R_f iguais a 0,2 e 0,95, a qual mostra que a variação de K_0 com o aumento de m é crescente e claramente linear.

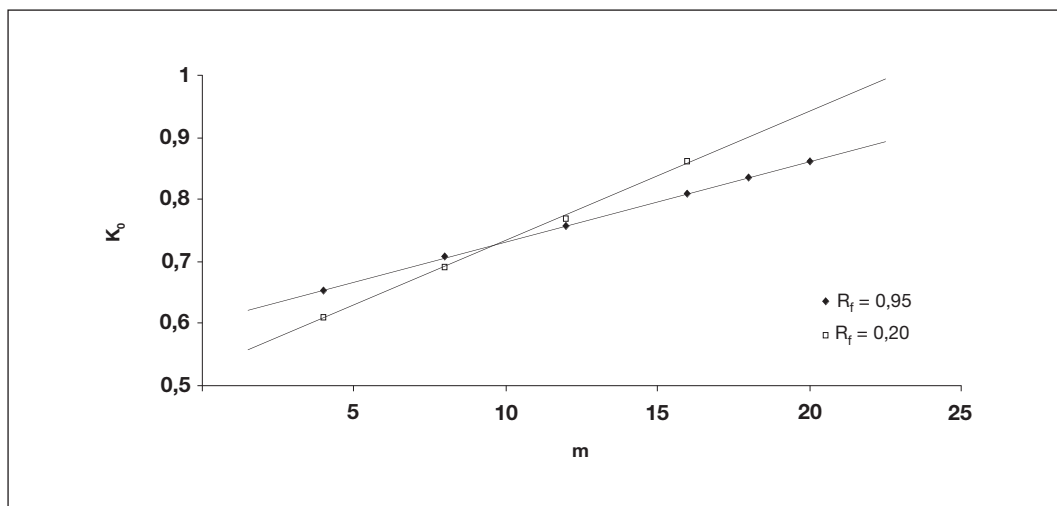


Fig. 17 – Variações do coeficiente de impulso em repouso em função de m .

Da análise desta figura, pode-se ainda concluir que, à medida que a situação se afasta da elasticidade linear, a gama de variação do coeficiente de impulso em repouso é cada vez mais estreita. Note-se que para $R_f=0,95$ o declive da relação entre K_0 e m é pouco mais de metade do valor que toma no caso de ser $R_f=0,20$. Mais, comparando os resultados das duas análises descritas em que se recorre ao modelo hiperbólico, com os obtidos na análise linear e isotrópica anteriormente apresentada, que indicaram um declive da relação K_0/m de 0,036, pode-se concluir que tais observações vêm reforçar a ideia já antes esboçada, de que a influência de K_0 na variabilidade dos valores envolvidos no processo se esvanece, à medida que o comportamento se afasta da linearidade pura. Talvez isso signifique que o modelo hiperbólico traduz de modo mais correcto o fenómeno, na medida em que as curvas finais dos assentamentos tendem a depender mais da forma hiperbólica admitida, do que propriamente serem ajustadas à custa de compensações ao nível dos valores do coeficiente de impulso em repouso. Note-se ainda que todos os valores efectivamente obtidos para o K_0 se situam no interior do intervalo deduzido com base na interpretação dos ensaios efectuados in situ com o pressiómetro autoperfurador ($0,57 < K_0 < 1,33$), acontecimento este que é revelador de uma certa coerência entre os cálculos que foram apresentados e os ensaios com mais significado neste aspecto particular.

Compara-se seguidamente o parâmetro E_{ui0} obtido através dos ensaios de compressão triaxial com os valores determinados numericamente pela retroanálise. A Figura 18 mostra, a relação anteriormente obtida através dos cálculos e o valor do módulo de deformabilidade resultante dos ensaios depois de ter sido corrigido por aplicação de um factor de 3,2 calculado e proposto por Almeida e Sousa (1998).

Pode-se observar que a correcção proposta não só aponta na direcção correcta, mas também conduz a um valor corrigido bastante próximo daquele que permite ajustar a solução às medidas realizadas no local, desde que se utilize obviamente um coeficiente de impulso em repouso adequado, que será neste caso de 0,647, valor que é um pouco inferior ao valor médio obtido nos ensaios.

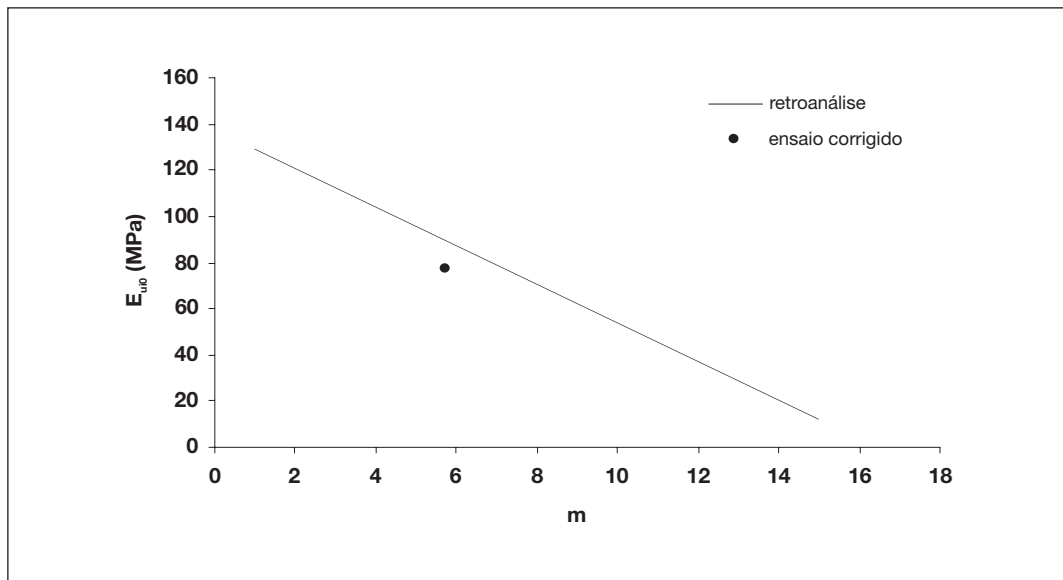


Fig. 18 – Comparação de E_{u0} deduzido dos ensaios de compressão triaxial, com os valores obtidos por retroanálise em que se usou $R_f=0,20$.

Por fim, passou-se ao estudo da influência dos parâmetros de resistência não drenada das argilas no processo. No que diz respeito mais propriamente à taxa de crescimento em profundidade da coesão não drenada, optou-se por não a fazer variar nos cálculos, dado o modo único de chegar ao seu valor, o qual passa pela análise estatística dos resultados dos ensaios realizados *in situ* a diferentes profundidades e não depende portanto do processo de realização dos ensaios, mas apenas da distribuição em profundidade dos seus resultados.

Além disso, como se pretendia determinar as relações entre a resistência não drenada c_u e os outros parâmetros já estudados, decidiu-se proceder às averiguações apenas no interior dos intervalos daqueles parâmetros que denotaram um padrão de inter-relacionamento bem definido. Assim, apenas foram consideradas situações com $R_f > 0,5$, por se ter anteriormente verificado que somente nestas condições a variação de K_0 com R_f poderia ser estabelecida de forma simples.

Da análise dos resultados obtidos para os vários valores da resistência não drenada c_{u0} considerados, pode-se uma vez mais concluir que os padrões das relações entre E_{u0} e m são análogos ao que foi anteriormente encontrado para $c_{u0}=200\text{kPa}$, ou seja, os segmentos de recta representativos das situações correspondentes a diferentes valores de c_{u0} e de R_f são aproximadamente paralelos entre si.

Estabelecendo para cada um destes valores particulares da resistência não drenada equações envolvendo além dos parâmetros E_{u0} e m também R_f , como as que se representam na Figura 19, circunscrevendo os valores de c_{u0} ao intervalo compreendido entre 150kPa e 250kPa, que corresponde em boa medida à gama de valores resultantes dos ensaios, supondo também que estes valores crescem com a profundidade a uma taxa $n=11$ e tomando além disso valores de R_f superiores a 0,5, pode provar-se que é possível formular uma relação global entre todos os parâmetros estudados, definida por:

$$E_{u0} = \frac{c_{u0}}{0,0183c_{u0} - 1,9} (R_f - 0,4) - 9m + 145 \quad (38)$$

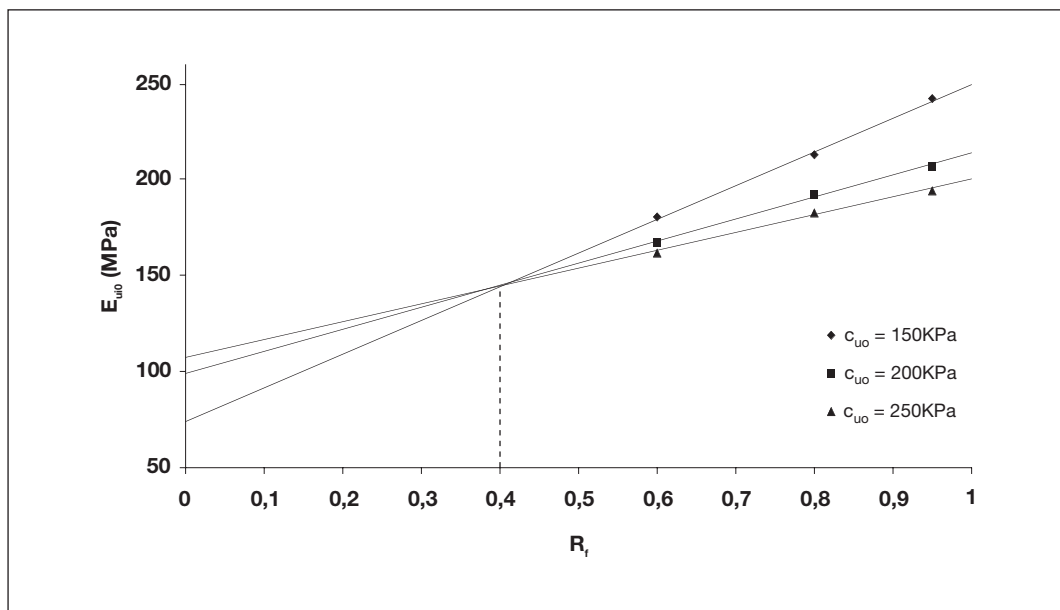


Fig. 19 – Relações entre os parâmetros E_{u0} , m e R_f para valores particulares de c_{u0} .

Esta equação permite definir conjuntos de parâmetros matematicamente consistentes com a aplicação do modelo hiperbólico, conducentes a soluções suficientemente aproximadas das mediadas. Porém, para fazer uso dela com sucesso terá que se adoptar um valor adequado para o coeficiente de impulso em repouso. Este parâmetro, como se verificou pela análise dos resultados que vêm sendo obtidos, apresenta uma evidente correlação linear com a taxa m de variação do módulo de deformabilidade e inscreve-se num intervalo de variação bastante limitado. Aliás, para valores de R_f superiores a 0,5 verificou-se que os valores de K_0 são praticamente constantes e independentes portanto deste parâmetro, o que conduziu neste último estudo a valores também praticamente independentes do valor da resistência não drenada e representados com suficiente aproximação pela média dos valores retroanalizados. Em consequência disto, o valor do coeficiente de impulso em repouso pode ser obtido de forma simplificada, para qualquer valor de c_{u0} , dentro da gama definida pelos ensaios, e para qualquer valor de R_f , desde que superior a 0,5, através da seguinte expressão linear:

$$K_0 = 0,590 + 0,0138m \quad (39)$$

5 – CONCLUSÕES

Para além do adequado funcionamento do algoritmo implementado num programa de elementos finitos para a resolução de problemas de identificação de parâmetros importa destacar, no que mais concretamente diz respeito ao maciço argiloso afectado pela abertura do túnel do término da estação Alameda II do Metropolitano de Lisboa, o seguinte:

- i. existe um elevado grau de interdependência entre os parâmetros analisados (módulo de deformabilidade, coeficiente de impulso em repouso e módulo de distorção) de que resulta não existir uma única solução, mas antes um conjunto de soluções fisicamente aceitáveis;

- ii. os valores do módulo de deformabilidade avaliados nos ensaios com o pressiómetro de Ménard e de alguns dos módulos secantes obtidos através dos ensaios triaxiais efectuados estão em boa harmonia com valores que podem conduzir a uma solução adequada;
- iii. o modelo elástico linear e isotrópico mostra-se adequado para a resolução do problema desde que se adopte para coeficiente de impulso em repouso um valor próximo dos valores mínimos obtidos nos ensaios;
- iv. a atribuição a K_0 de valores próximos dos valores médios obtidos em ensaios obriga quando se usa o modelo linear a adoptar para o módulo de distorção um valor inferior ao correspondente isotrópico;
- v. comprova-se a possibilidade de utilizar um conjunto de parâmetros, matematicamente consistentes com a formulação do modelo hiperbólico e aceitáveis do ponto de vista físico, para atingir uma solução adequada do problema em análise.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar sinceros agradecimentos ao Metropolitano de Lisboa e à Ensitrans, a cedência e autorização da publicação dos resultados da observação da obra, e também à Fundação para a Ciência e a Tecnologia, pelo apoio financeiro que foi concedido ao estudo realizado, através do Programa PRAXIS XXI, processo BM 6549/95, e do projecto PRAXIS/3/3.1/CEG/2521/95.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. *Túneis em maciços terrosos - comportamento e modelação numérica*. Tese de doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 1998.
- Almeida e Sousa, J.; Marques, F. E. R. e Lemos, L. L. *Túnel do término da Alameda II. Análise do comportamento*. Revista Portuguesa de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, N.º 93, 2001.
- Beck, J. V.; Arnold, K. J. *Parameter estimation in engineering and science*. John Wiley & Sons Inc., New York. 1977.
- Geocontrolo. *Metropolitano de Lisboa E. P. – Plano de expansão da rede/ PERII Linha D – 1.ª Fase: Alameda – EXPO, Zona da Estação da Alameda*, volume I – *Reconhecimento Geotécnico* e volume II – *Ensaio de Laboratório*. 1994.
- Ledesma Villalba, A. *Identificación de parámetros en geotecnia. Aplicación a la excavación de túneles*. Tesis doctoral. Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, 1987.
- Lee, K. M; Rowe, R. K. *Deformations caused by surface loading and tunneling: the role of elastic anisotropy*. Géotechnique, Vol. 39, N.º 1, pp. 125-149, 1989.
- Marques, F. E. R.; Almeida e Sousa, J. e Lemos, L. L. *Túnel do término da Alameda II. Caracterização geotécnica da formação das “Argilas dos Prazeres” interessada pela obras*. Revista Portuguesa de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, N.º 92, 2001.
- Marques, F.; Langton, D. D.; Furtado, R. J.; Almeida e Sousa, J. *Determinação das características de compressibilidade e de consolidação das Argilas dos Prazeres*. 6.º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, vol. 1, pp. 179-188. 1997.
- Marques, F. *Análise do comportamento de um túnel aberto nas formações miocénicas de Lisboa*. Tese de mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. 1998.

- Moreira, C. *Estimativa por retroanálise de parâmetros geotécnicos de maciços envolventes de túneis superficiais*. Tese de doutoramento. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 2003.
- Moreira, C., Almeida e Sousa, J. *Aplicação de técnicas de retroanálise na identificação de alguns parâmetros geotécnicos de um maciço terroso interessado pela abertura de um túnel do Metropolitano de Lisboa*. VI Congresso Nacional de Mecânica Aplicada e Computacional, Universidade de Aveiro, vol. 1, pp 625-634, 2000.
- Moreira, C., Almeida e Sousa, J. *Identification of the soil parameters in the analysis of a shallow tunnel*. *Modern Tunneling Science and Technology*. Adachi et al (eds). A. Balkema Publishers. Tokyo. Vol. 2, pp 685-789, 2001.
- Ribeiro e Sousa, L. *A observação no controlo da segurança de obras subterrâneas em meio urbano*. Curso sobre túneis em meios urbanos. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra. Coimbra. 2001.
- Sousa Coutinho, A. G. F.; Marques, M.; Costa, A.; Veiga, J. *Ensaio pressiométrico na zona da estação da Alameda. Trabalhos realizados, interpretação e resultados dos ensaios*. Relatórios 221/96 e 225/96 – NF, LNEC. Lisboa. 1996.