

OBSERVAÇÃO E ANÁLISE DE UMA ESCAVAÇÃO COM TALUDES REFORÇADOS COM PREGAGENS*

Performance and analysis of a nailed excavation

por

ANTÓNIO S. CARDOSO**

A. PIRES CARRETO***

RESUMO — Descreve-se e analisa-se o comportamento de uma escavação profunda realizada para a construção das caves de um edifício na cidade do Porto. A escavação em solos residuais do granito do Porto foi suportada principalmente por pregagens. Utilizando modelos bi e tridimensionais baseados no método dos elementos finitos efectuaram-se diversas análises “a posteriori”. Os resultados da observação e das análises são discutidos e comparados. São enunciadas algumas conclusões.

SYNOPSIS — A deep excavation for the construction of the underground floors of a building in Oporto is described and analysed. The excavation in Oporto residual soils was mainly supported by nailing. With the help of 2D and 3D finite element models, several “a posteriori” analysis were performed. The field and analytical results are discussed and compared. Some conclusions are drawn.

1 — INTRODUÇÃO. DESCRIÇÃO DO LOCAL DE IMPLANTAÇÃO

O presente artigo refere-se a uma escavação profunda realizada para a construção dos pisos enterrados de um edifício localizado na Rua Gonçalo Sampaio, na cidade do Porto.

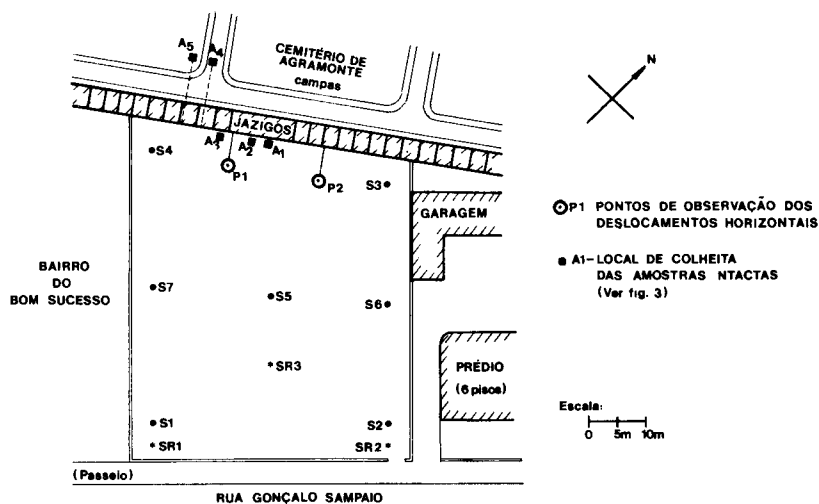
Na Fig. 1 apresenta-se uma planta esquemática da escavação e da zona envolvente. O local da obra tem forma trapezoidal com dimensões médias de $49 \times 57 \text{ m}^2$, confronta a SE com a artéria acima referida e com o Cemitério de Agramonte no lado oposto; na direcção perpendicular, situa-se entre o Bairro do Bom Sucesso (a SW) e um edifício de habitação e respectivas garagens.

Na altura em que se iniciaram os trabalhos de prospecção geotécnica, o terreno encontrava-se terraplenado a uma cota aproximadamente constante e igual à cota de um ponto de referência situado na Rua Gonçalo Sampaio (cota de referência desse ponto: +9,5), com excepção de uma faixa disposta ao longo de alguns dos limites do terreno. A altura da banquetta no lado confrontante com o Cemitério de Agramonte era de 3,5 a 4,0 m (ver Fig. 3), diminuindo gradualmente até zero ao longo dos lados aproximadamente ortogonais àquele.

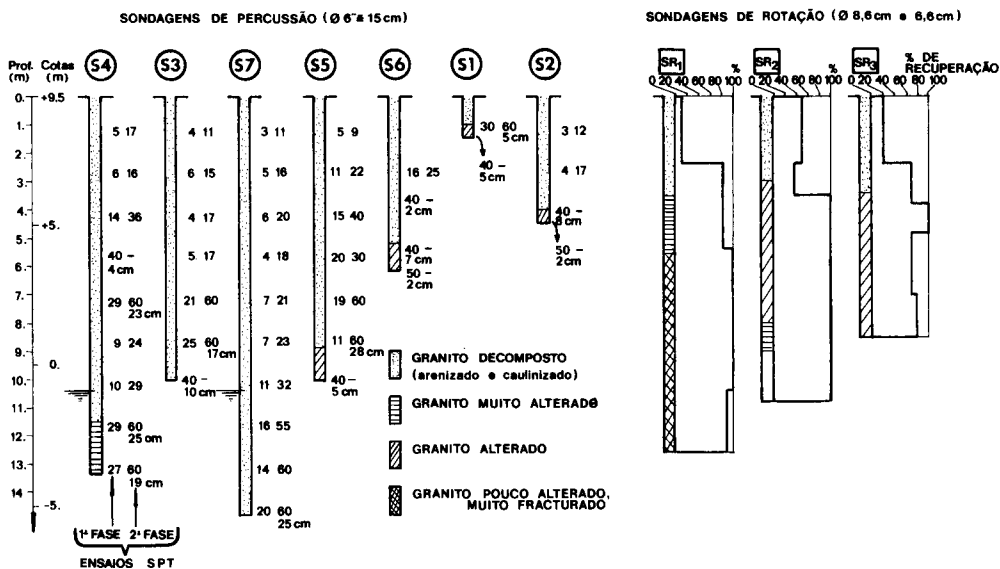
* Versão em português de uma comunicação apresentada na 12.^a Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro, Agosto de 1989.

** Engenheiro Civil, Professor Auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

*** Engenheiro Civil, Director do Centro de Obras de Especialidade da Teixeira Duarte, S.A.



a)



b)

Fig. 1 — a) Planta de localização; b) resultados da prospecção geotécnica

Os trabalhos de prospecção consistiram na realização de 7 sondagens de percussão, primeiro, e de 3 sondagens de rotação, depois. Na Fig. 1a estão localizadas todas as sondagens e na Fig. 1b são apresentados os resultados obtidos: i) identificação dos materiais geológicos atravessados pelos furos e apreciação do grau de alteração e (ou) de fracturação; ii) resultados dos ensaios SPT efectuados, em regra de 1,5 em 1,5 m, no decorrer das sondagens de percussão; iii) valores das percentagens de tarolo recuperadas nas sondagens de rotação. Os resultados da prospecção geotécnica permitem concluir que:

- a) ocorre desde a superfície (note-se que o terreno tinha sido previamente terraplenado) uma formação granítica que se apresenta, no início, completamente arenizada e caulinizada; em profundidade o grau de alteração diminui ocorrendo então o granito muito alterado a alterado e depois o granito pouco alterado geralmente muito fracturado;
- b) a alteração do granito é relativamente heterogénea sendo mais importante nas proximidades do Cemitério de Agramonte (sondagens S4, S3, S7 e S5) e menos no lado oposto (sondagens S1, S2, S6, SR1, SR2 e SR3);
- c) em regra a compacidade do solo residual (areia siltosa), traduzida pelos resultados dos ensaios SPT, é mediana (número de pancadas entre 10 e 30) até profundidades da ordem dos 6 m (S3 e S5) a 11 m (S4 e S7) na primeira das duas zonas mencionadas em b) e da ordem dos 3 m na outra; abaixo dessas profundidades o solo residual apresenta-se muito compacto;
- d) na generalidade dos casos o nível freático encontrava-se, na época em que decorreram os trabalhos de prospecção, abaixo do fundo dos furos de sondagem; com efeito, apenas as duas sondagens mais longas (S4 e S7) intersectaram aquele nível.

Já depois de se terem iniciado os trabalhos de escavação foram recolhidas cinco amostras indeformadas nos locais indicados nas Figs. 1a e 3 e, além disso, foram executados alguns ensaios de arranque de elementos de reforço.

QUADRO I

Resultados dos ensaios de laboratório

γ	w	% de partículas < 74 μ m	Valores SPT	Compressão triaxial								
				Parâmetros de resistência	Parâmetros Hiperbólicos							
					Mód. de deformab.				Coef. de Poisson			
					c	ϕ	R_f	K	n	d	G	F
(kN/m ³)	%	(%)	(N.º de pancadas)		(kPa)	(°)						
18,8	22	37	12 a 17	34	28		0,70	150	0,66	8,6	0,20	0,10

Como se reconhece pela localização dos pontos onde foram recolhidas, as amostras são representativas da zona em que o solo residual se apresenta menos compacto e, por isso, possui características mecânicas menos favoráveis. Com essas amostras efectuaram-se alguns ensaios de laboratório, nomeadamente ensaios de identificação, de determinação do peso específico e do teor em água natural e ensaios triaxiais com trajectórias de tensão convencionais. Os resultados obtidos com as diversas amostras não apresentaram dispersões importantes pelo que, no Quadro I, se resumem apenas os referentes a uma delas, aqueles que se consideraram mais representativos por se aproximarem mais dos valores médios. Note-se que as curvas que traduzem a variação da tensão e da deformação volumétrica com a deformação axial são interpretadas em termos dos parâmetros hiperbólicos (Wong e Duncan, 1974) e que o coeficiente de Poisson varia com a tensão de confinamento e com o nível de tensão. Os parâmetros indicados no Quadro I são usados nos cálculos adiante descritos com excepção do coeficiente de Poisson que, por razões de simplicidade, foi considerado constante e igual a 0,3.

A Fig. 2 mostra os resultados de dois dos ensaios de arranque efectuados “in situ” aproximadamente a 4,5 m de profundidade (relativamente à superfície do cemitério) bem como as hipérboles que, em cada um dos dois casos, melhor se adaptam a esses resultados experimentais. Supondo, simplifcadamente, que a tensão normal na superfície de contacto das pregagens com o solo envolvente é igual à tensão vertical e admitindo que a tensão tangencial se distribui uniformemente, obtêm-se, num e noutro caso, coeficientes de atrito aparentes iguais a 0,77 e a 0,93, valores francamente superiores a $\text{tg } \varnothing = 0,53$. Infelizmente todos os ensaios foram realizados mais ou menos à mesma profundidade pelo que não é possível determinar a lei de variação do coeficiente de atrito aparente com a profundidade. Por fim, note-se que os resultados dos dois ensaios considerados constituem as envolventes, inferior e superior, respectivamente, da grande maioria dos ensaios realizados.

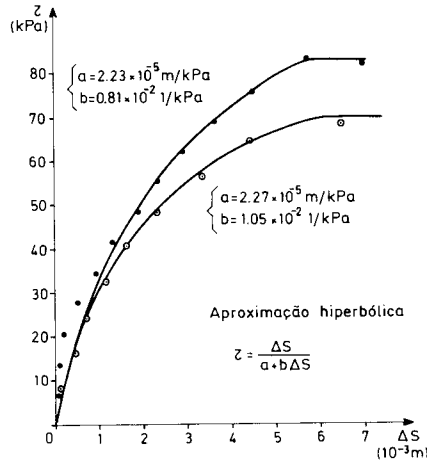


Fig. 2 — Resultados dos ensaios de arranque e respectivas interpretações pelo modelo hiperbólico

2 — SISTEMA DE REFORÇO E FASES DE CONSTRUÇÃO

Dado que as características do terreno eram claramente distintas nas zonas adjacentes à Rua Gonçalo Sampaio e ao Cemitério de Agramonte, piores nesta do que naquela, e que as exigências impostas pelas estruturas vizinhas variavam muito de lado para lado (ver Fig. 1a), foram adoptados para as várias faces do corte sistemas de reforço substancialmente diferentes, tanto no que se refere à densidade e comprimento das pregagens, como no que concerne à adopção de determinadas medidas adicionais (pré-esforço, micro-estacas, etc.) conducentes à minoração dos deslocamentos.

A situação mais exigente correspondia ao lado confrontante com o Cemitério de Agramonte porque aí se encontrava o terreno com características mais desfavoráveis em conjugação com a maior profundidade do corte e porque aí os condicionamentos em termos de deslocamentos eram mais severos, não tanto por causa das características estruturais dos jazigos mas essencialmente por considerações de ordem social e psicológica. Isso motivou que, para a face em causa, não só se tivesse projectado o sistema de reforço mais denso e complexo mas também que a construção fosse faseada de modo a minorar os deslocamentos do maciço que lhe era adjacente. As considerações e o estudo seguintes referem-se fundamentalmente a esta face da escavação.

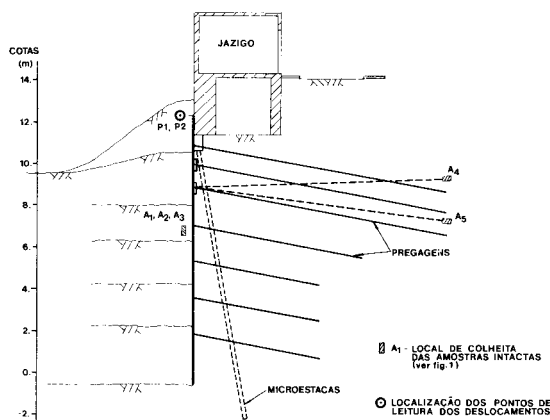


Fig. 3 — Corte esquemático ilustrativo do sistema de reforço utilizado no lado confrontante com o Cemitério de Agramonte

Na Fig. 3 está representado o sistema de reforço que foi instalado para estabilização do talude vertical formado no limite referido quando a escavação foi executada. Tal como mostra a figura, o sistema era composto por:

- a) micro-estacas com diâmetros de 6" (15 cm) e armadas com 3 varões de 16 mm; as micro-estacas tinham cerca de 13 m de comprimento, estavam afastadas entre si cerca de 2,5 m, foram implantadas com inclinações da ordem dos 10 a 15° em relação à vertical e, supe-

riormente, terminavam em pequenos maciços de betão armado construídos sob as paredes das criptas;

- b) 3 níveis de pregagens com 12 m de comprimento, inclinadas cerca de 10° em relação à horizontal e afastadas entre si cerca de 1 m, na direcção vertical, e 2,5 m, na horizontal; as pregagens eram constituídas por varões de 32 mm selados em furos com 3" (7,5 cm) de diâmetro e foram pré-esforçadas aplicando-lhes forças aproximadamente iguais a 80% das forças máximas mobilizáveis nos bolbos provisórios de selagem (primeira fase de selagem); estes tinham comprimentos variáveis de pregagem para pregagem, em geral da ordem dos 8 a 10 m;
- c) 4 níveis de pregagens sensivelmente paralelos aos anteriores e com a mesma constituição; as pregagens tinham comprimentos de 8 m, as do primeiro nível, e de 6 m, as dos restantes níveis, e dispunham-se formando uma malha rectangular com dimensões aproximadamente iguais a 1,75 m e 1,5 m nas direcções vertical e horizontal, respectivamente;
- d) uma cortina de betão projectado com espessura da ordem dos 3 a 5 cm, armada com malha electrossoldada.

A execução da obra principiou com as tarefas de solidarização e reforço das paredes de alvenaria dos jazigos, iniciando-se em seguida a abertura da escavação. Nas primeiras fases a escavação processou-se uniformemente. Porém, a partir de certa profundidade (a partir do momento em que se atingiu aproximadamente a cota 8,0), a construção foi faseada de modo a tirar partido do efeito tridimensional. Assim, a frente confinante com o Cemitério de Agramonte foi, a partir dessa fase, subdividida em três troços, só se iniciando a escavação correspondente a cada um deles após terminada a construção, no troço vizinho, de um número de lajes julgado suficiente para praticamente assegurar aí a anulação de qualquer deslocamento nas fases construtivas subsequentes.

Na Fig. 4 indicam-se, de forma muito esquemática, as principais fases de construção.

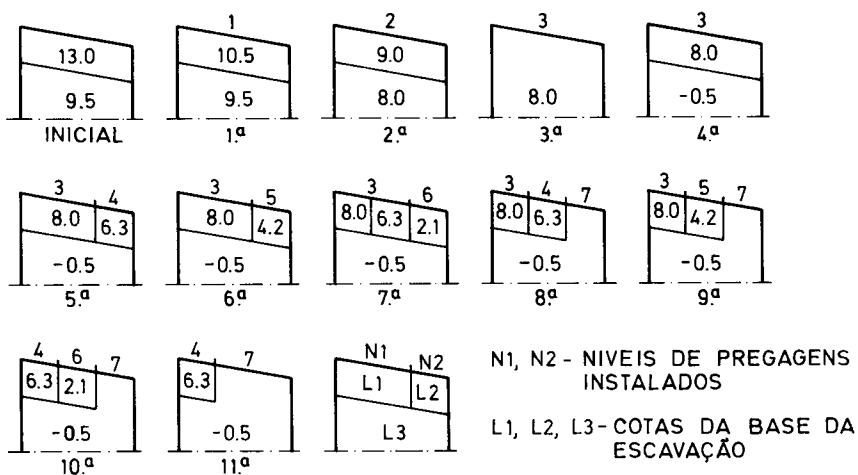


Fig. 4 — Fases de construção

3 — RESULTADOS DA OBSERVAÇÃO

A observação da obra foi efectuada não com o objectivo de investigar cuidadosa e sistematicamente o comportamento do sistema de reforço adoptado, em geral, e as características da interacção entre os diferentes componentes daquele, em particular, mas exclusivamente com a preocupação de controlar os deslocamentos do maciço interessado pela escavação. Aspecto ilustrativo da utilidade do controlo, mesmo que mínimo, da execução deste tipo de obras geotécnicas, é o constituído pelo facto de o faseamento da construção atrás descrito ter sido adoptado porque a extrapolação dos deslocamentos horizontais da face do corte, ocorridos até determinada fase, fazia prever que os deslocamentos finais poderiam ser excessivos.

Os deslocamentos horizontais da parede durante a construção foram medidos topograficamente a partir de estações suficientemente afastadas da escavação. A Fig. 7 ilustra a evolução dos deslocamentos horizontais dos pontos *P1* e *P2*, cujas posições são indicadas nas Figs. 1 e 3. São pertinentes os seguintes comentários:

- a) atendendo à profundidade do corte (da ordem dos 11 m) e à relação entre o comprimento da frente escavada e aquela profundidade (aproximadamente 4,5), os alinhamentos verticais a que pertenciam os pontos indicados situavam-se a distâncias dos cantos (14 m num caso e 17 m no outro) suficientes para que os deslocamentos desses pontos não fossem afectados pelo efeito resultante das dimensões finitas da escavação, caso esta progredisse uniformemente em toda a frente; uma vez que a escavação não foi assim realizada mas do modo já mencionado, os deslocamentos referidos foram, obviamente, afectados por aquele efeito;
- b) a homogeneidade de comportamento implicaria que até à 4.^a fase os deslocamentos medidos em dois pontos, um de cada alinhamento, situados à mesma cota, fossem idênticos; as diferenças observadas devem, portanto, resultar quer da heterogeneidade das propriedades do maciço quer de diferenças no comportamento do sistema;
- c) por último, o comentário mais relevante refere-se ao facto de a complexificação, tanto do sistema de reforço (micro-estacas, pré-esforço etc.) como do faseamento da obra, ter permitido manter os deslocamentos dentro de limites notavelmente pequenos atendendo à importância (profundidade) da escavação e às características do solo.

4 — MODELAÇÃO NUMÉRICA DA ESCAVAÇÃO

4.1 — Introdução

Apenas a modelação tridimensional permite simular de forma adequada a obra descrita nos pontos anteriores. Não obstante, considerou-se que era igualmente interessante utilizar um modelo bidimensional para estimar os deslocamentos que previsivelmente ocorreriam se não

tivessem sido tomadas as precauções respeitantes ao faseamento da abertura da escavação já mencionadas. Será então possível fazer uma ideia de qual o efeito do procedimento adoptado.

Os resultados de todas as sondagens, em particular os das situadas mais perto da frente de escavação que se tem vindo a considerar, logo mais relevantes para o estudo efectuado, provam que as propriedades do maciço melhoram com o aumento da profundidade.

Atendendo ao processo de formação do maciço terroso e às suas características actuais, certamente determinadas por aquele processo, é difícil (mesmo discutível) estabelecer níveis supostamente homogéneos aos quais se possam atribuir propriedades mecânicas diferenciadas. Contudo, este modo de proceder é conveniente para que se possam efectuar as análises indicadas. Assim, naturalmente de uma forma simplificada, com base nos resultados das sondagens mais representativas da zona em estudo, consideraram-se três níveis com propriedades distintas. Ao nível superficial, que se estende até profundidades da ordem dos 6,5 m (isto é, até à cota +3) e se caracteriza por valores do ensaio SPT que, em geral, rondam as 10 a 20 pancadas, atribuíram-se as propriedades determinadas nos ensaios de laboratório (ver Quadro I) uma vez que as amostras com que estes foram efectuados pertenciam a este nível (ver Fig. 3).

Por outro lado, abaixo da cota -1 o número de pancadas dos ensaios SPT é geralmente superior a 60, indicando que a essas profundidades o solo se encontra num estado muito compacto. Assim sendo, adoptaram-se para o nível mais profundo parâmetros hiperbólicos substancialmente mais elevados do que os acima mencionados (admitiu-se $\emptyset = 38^\circ$ e $k = 800$, mantendo inalterados os restantes parâmetros). No nível intermédio os resultados dos ensaios SPT são incertos, variando de sondagem para sondagem, pelo que lhe foram atribuídas características intermédias em relação às adoptadas para os restantes níveis.

Em ambos os cálculos (2D e 3D) procurou-se modelar os diferentes elementos constituintes do sistema de reforço bem como as diversas fases de execução (com óbvias insuficiências no caso bidimensional). Em seguida descrevem-se sucintamente as hipóteses assumidas em cada um dos casos.

4.2 — Análise tridimensional

A análise tridimensional efectuada pressupõe que os comportamentos mecânicos de todos os materiais e interfaces podem ser adequadamente descritos por parâmetros elásticos lineares. No que respeita às camadas de solo admite-se que os módulos de deformabilidade variam com a tensão de confinamento, σ_3 , de acordo com a conhecida expressão:

$$E = k p_a (\sigma_3/p_a)^n \quad (1)$$

sendo p_a a pressão atmosférica e k e n constantes. Para os níveis superior, intermédio e inferior em que se considerou dividido o maciço k é tomado, respectivamente, igual a 100, 350 e 550; a constante n é suposta igual a 0,66 em todos os casos. Estes valores procuram atender ao

comportamento global do solo situado atrás da face do corte, sujeito principalmente a trajectórias de tensão de carga. A zona do maciço localizada sob as sucessivas bases da escavação fica fundamentalmente sujeita a trajectórias de tensão de descarga uma vez que, ao admitir-se o coeficiente de impulso em repouso inferior a 0,5, só ocorrem importantes rotações das tensões em faixas estreitas localizadas imediatamente abaixo das sucessivas bases da escavação. É, por isso, necessário considerar para essa zona módulos de deformabilidade mais elevados do que os acima indicados (adoptaram-se valores 2,5 vezes superiores).

O maciço reforçado pelas pregagens é simulado usando uma formulação compósita. Aquele maciço é representado por um material equivalente com características elásticas anisotrópicas que podem ser determinadas pelas seguintes expressões (Cardoso, 1987):

$$\begin{aligned} E_1 &= (1 + w R) E_s \\ E_2 &= (1 + w C v_s) E_s \\ v_1 &= v_s \\ v_2 &= (1 + w C (1 + v_s)) v_s \\ G &= \frac{E_s}{2(1 + v_s)} = \frac{E_2}{2(1 + v_s)} \end{aligned} \quad (2)$$

sendo

$$R = \frac{A}{a b} \frac{E_1}{E_s} \quad (3)$$

$$C = \frac{v_s}{1 - v_s + 1/R} \quad (4)$$

em que E_s , A , a e b representam, respectivamente, o módulo de elasticidade e a área da secção transversal das pregagens e os afastamentos entre estas nas direcções vertical e horizontal; E_s e v_s são as características elásticas do solo; E_1 , E_2 , v_1 , v_2 e G representam as características elásticas anisotrópicas do material equivalente (E_1 é o módulo elástico na direcção das pregagens). O factor w define o grau de aderência entre o solo e as pregagens: se a aderência for perfeita $w = 1$ e as expressões (2) coincidem com as propostas por Gerrard (1982); se $w = 0$, isto é, se não existir aderência entre o solo e as armaduras, as características do material equivalente são iguais às do solo não reforçado.

No Quadro II indicam-se as características elásticas anisotrópicas do material equivalente ao solo reforçado. Note-se que é necessário considerar vários materiais equivalentes porque o módulo de deformabilidade do terreno varia com a profundidade.

O pré-esforço das pregagens dos três níveis superiores é considerado mediante a aplicação, nas fases convenientes do cálculo, de forças concentradas nos pontos nodais pertencentes às superfícies verticais que limitam, de um e de outro lado, a porção pré-esforçada do maciço reforçado.

QUADRO II

Níveis	Profund. média (m)	Caract. elásticas anisotrópicas do material equivalente ao solo reforçado				
		E_1 (MPa)	ν_1	E_2 (MPa)	ν_2	G (MPa)
1	3,6	21,2	0,3	5,1	0,33	1,9
2	5,3	31,4	0,3	6,6	0,34	2,5
3	6,9	40,8	0,3	8,0	0,36	3,0
4	8,8	52,7	0,3	9,5	0,37	3,5
5	11,0	65,4	0,3	11,2	0,39	4,0
6	13,3	78,2	0,3	12,3	0,41	4,6

As micro-estacas são representadas por barras ligadas superiormente à base dos jazigos e terminando inferiormente num ponto supostamente fixo (ver Fig. 5). Deste modo despreza-se não só a rigidez à flexão das micro-estacas (efectivamente pouco importante) como também não se considera a respectiva interacção com o solo. Realmente, se se dispuser de resultados experimentais obtidos, por exemplo, em ensaios de carga, o efeito desta última pode ser parcialmente tido em atenção mediante a escolha adequada do valor da rigidez aos esforços axiais a usar nos cálculos. No caso presente, na falta de resultados experimentais, esta rigidez foi necessariamente escolhida de modo arbitrário: resolveu-se considerá-la igual à de uma peça linear de secção e comprimento idênticos aos das micro-estacas e fixa numa das extremidades.

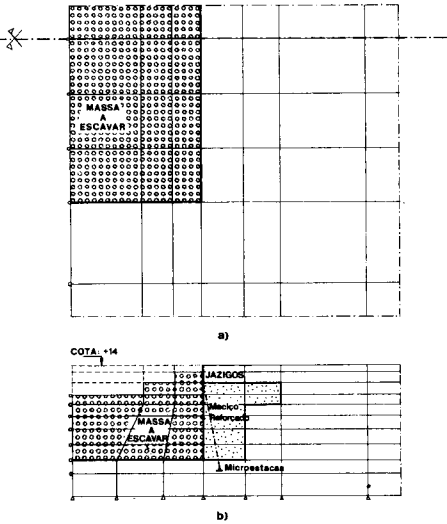


Fig. 5 — Malha tridimensional de elementos finitos

A Fig. 5 mostra a malha de elementos finitos usada. Note-se que, embora a malha seja simétrica em relação ao plano vertical indicado na figura, não se pode tirar partido dessa simetria porque o faseamento da escavação é assimétrico em relação a esse plano.

4.3 — Análise bidimensional

O modelo bidimensional usado é bastante mais sofisticado do que o tridimensional. O modelo 2D aceita comportamentos não-lineares para os materiais e interfaces e baseia-se numa modelação discreta do maciço reforçado. As pregagens e as suas interfaces com o solo são modeladas separadamente: i) as primeiras são representadas por elementos barra com rigidez igual à dos varões de aço usados na obra, desprezando-se a contribuição da calda envolvente; ii) as segundas são modeladas por elementos de junta aos quais são atribuídas as características médias obtidas nos ensaios de arranque. O pré-esforço das pregagens pertencentes aos três níveis superiores é introduzido considerando nos nós adequados forças concentradas.

Ao terreno foram atribuídas as características hiperbólicas atrás indicadas.

A Fig. 6 mostra a malha de elementos finitos adoptada no calculo bidimensional.

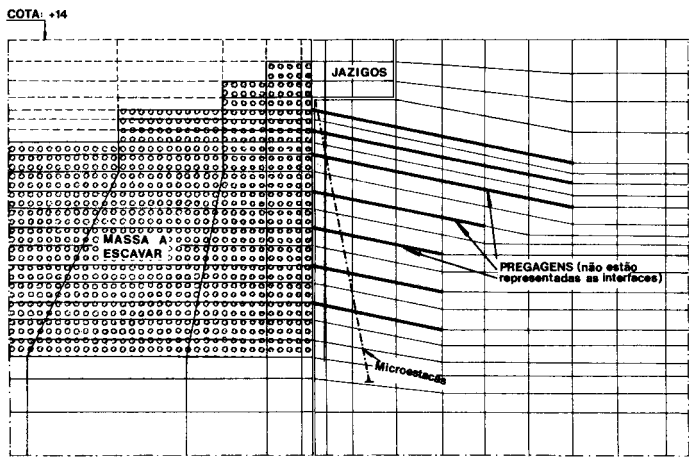


Fig. 6 — Malha bidimensional de elementos finitos

4.4 — Comparação entre os deslocamentos calculados e os observados

A comparação entre os deslocamentos medidos durante a construção nos pontos P1 e P2 e os determinados pelo cálculo 3D em pontos da malha de elementos finitos correspondentes àqueles, é ilustrada na Fig. 7. Sublinhe-se, antes de mais, que os deslocamentos calculados concordam de forma assaz razoável com os medidos. Tal concordância indicia que, no caso

presente, o comportamento do maciço, globalmente considerado, pode ser razoavelmente modelado através de parâmetros lineares, pois se assim não fosse aquela concordância só se verificaria em algumas das fases.

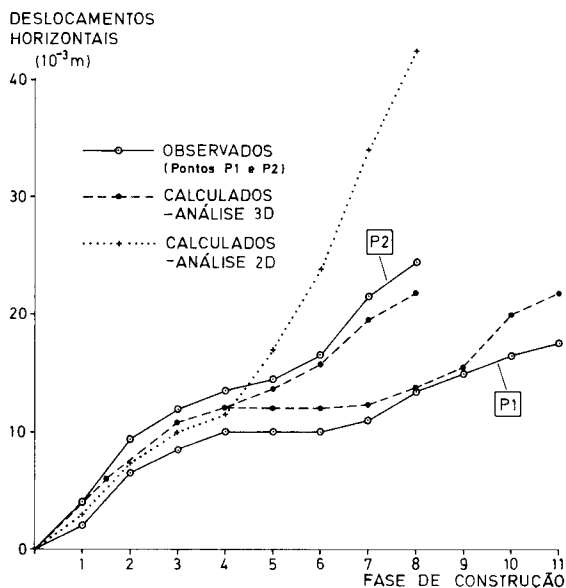


Fig. 7 — Deslocamentos observados e calculados *

De facto é aceitável que assim seja, já que o sistema de reforço adoptado (pregagens dos níveis superiores bastante longas, micro-estacas, etc.) é, em particular, o recurso ao pré-esforço e o aproveitamento dos efeitos tridimensionais, terão feito com que na maior parte do maciço interessado pela escavação os níveis de tensão não atingissem valores muito elevados. Assinala-se ainda que o valor relativamente reduzido, atendendo à profundidade do corte, dos deslocamentos absolutos finais confirma, de certo modo, aquele raciocínio.

Na Fig. 7 estão também representados os resultados do cálculo 2D. Até à 4.^a fase de execução, isto é, até à fase em que a escavação se processou uniformemente, os deslocamentos calculados coincidem razoavelmente com os medidos. Tal é consequência do facto de as condições de estado plano de deformação, nos planos verticais que contêm os pontos de leitura, serem aceitáveis até essa fase. A partir daí deixam de ser válidas aquelas condições, pelo que os resultados do cálculo 2D são naturalmente superiores aos observados.

Para os pontos considerados, o modo como foi executada a escavação motivou uma redução dos deslocamentos horizontais da ordem dos 40% em relação aos que provavelmente ocorreriam se a retirada das terras e as correlativas operações de reforço do talude tivessem sido realizadas de maneira uniforme em toda a frente.

5 — CONCLUSÕES

- (1) A utilização de pregagens, eventualmente em conjugação com outras medidas, tais como o pré-esforço das armaduras e os adequados faseamento e programação das obras, pode permitir a manutenção dos movimentos associados à execução destas dentro de limites apertados, mesmo quando as profundidades a atingir são já relativamente importantes.
- (2) Em casos como o estudado é preferível usar modelos tridimensionais pouco sofisticados mas capazes de simular todas as fases de execução, do que utilizar modelos bidimensionais não-lineares, muito mais complexos mas obviamente incapazes de satisfazer aquela exigência.
- (3) Nas análises numéricas é essencial entrar em consideração com a dependência dos módulos de deformabilidade em relação às trajectórias de tensão. Para que tal seja possível há que, em cada caso, identificar as trajectórias mais importantes.

AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar os seus mais sinceros agradecimentos à empresa Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S. A., por ter permitido a apresentação dos resultados experimentais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CARDOSO, A. S. (1987) — *A técnica das pregagens aplicada a escavações em solos. Métodos de análise e dimensionamento*. Tese de Doutoramento, Universidade do Porto.
- GERRARD, C. (1982) — *Reinforced soil: an orthorhombic material*. "Journal of the Geot. Eng. Div.", ASCE, vol. 108, GT11.
- WONG, K. S. e DUNCAN, J. (1974) — *Hyperbolic stress-strain parameters for nonlinear finite element analysis of stresses and movements in soil masses*. Report TE-74-3, University of California, Berkeley.