

COMPORTAMENTO E ANÁLISE DE UMA ESCAVAÇÃO PROFUNDA EM LISBOA*

Performance and Analysis of a Deep Excavation in Lisbon

por

M. MATOS FERNANDES**

RESUMO – Apresenta-se o estudo de uma escavação profunda realizada para a construção das 5 caves de um grande edifício na cidade de Lisboa. A escavação foi suportada por uma parede moldada escorada. A estrutura de suporte foi instrumentada por forma a serem medidos os deslocamentos laterais da cortina e os esforços no escoramento. O período de observação englobou não só as fases de escavação mas também o processo faseado de substituição dos níveis de escoras pelas lajes das caves. Utilizando um modelo de cálculo baseado no método dos elementos finitos efectuaram-se diversas análises da obra observada em diferentes fases da mesma. Os resultados das análises e da observação são discutidos e comparados. São enunciadas várias conclusões.

SYNOPSIS – The study of a deep excavation for the construction of five underground floors of a large building in Lisbon is presented. The excavation was supported by a multi-strutted diaphragm wall. The retaining structure has been instrumented to record the lateral displacements of the wall as well as the loads carried by the struts. The behaviour of the structure was observed from the initial stage of the excavation until the substitution of all the struts by the slabs of the underground floors. With the help of a finite element model several analyses of the work were performed in different stages of the construction. The field and analytical results are discussed and compared. Several conclusions are enunciated.

1 – INTRODUÇÃO

O presente trabalho refere-se ao estudo de uma escavação profunda realizada para a construção de 5 pisos enterrados de um grande edifício na cidade de Lisboa.

A Fig. 1 mostra uma planta esquemática da escavação e da zona envolvente. O local da obra está limitado por três importantes artérias e, no lado Nascente, por um velho edifício térreo de alvenaria de pedra usado como armazém de madeiras.

* Comunicação apresentada no XI ICSMFE, San Francisco, Agosto de 1985.

** Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Civil, Professor Auxiliar da FEUP.

A escavação, com 13,8 m de profundidade, foi suportada por uma cortina de paredes moldadas com 0,60 m de espessura e por quatro níveis de escoras de aço não pré-esforçadas (Fig. 2).

O perfil geológico simplificado do local, típico das zonas da cidade mais próximas do rio Tejo, pode descrever-se da seguinte forma: i) 5,5 m de aterro de material

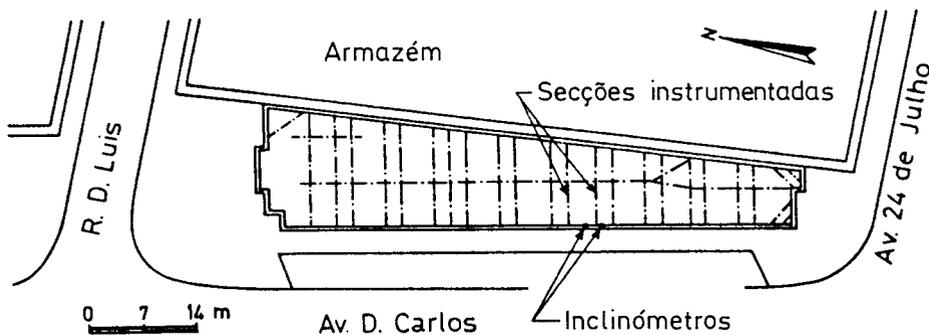


Fig. 1 - *Planta da escavação*

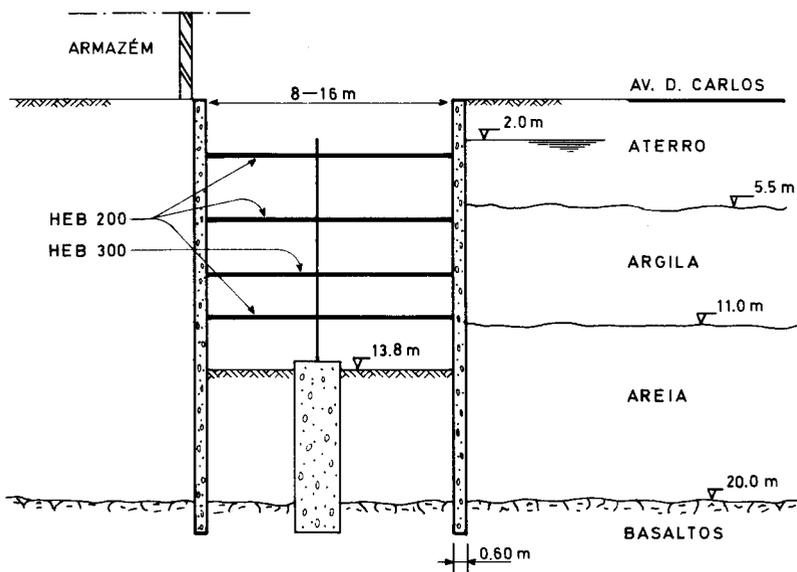


Fig. 2 - *Corte tipo*

granular heterogéneo (colocado há cerca de 120 anos); ii) 5,5 m de argila siltosa e lodosa; iii) 9,0 a 10,0 m de areia média pouco compacta; iv) aos 20,0 m de profundidade, formações basálticas, bastante alteradas na parte superior. O nível freático situa-se a cerca de 2,0 m de profundidade.

A estrutura de suporte colocada na face Poente da escavação foi instrumentada (ver Fig. 1) por meio de dois tubos inclinométricos englobados na parede moldada e por células dinamométricas de cordas vibrantes instaladas entre duas escoras adjacentes de cada nível e a parede moldada (o que perfaz 8 células no total). Conforme se ilustra na Fig. 3, o comportamento da obra foi observado não apenas durante a realização da escavação mas também durante as fases em que se procedeu à substituição, de baixo para cima, do escoramento pelas lajes dos pisos enterrados. De forma a facilitar a remoção e a conseqüente recuperação dos perfis constituintes das escoras, cada nível do escoramento foi retirado antes da construção das lajes situadas a cotas iguais ou superiores à desse nível.

O estudo da escavação inclui também uma série de análises empregando um modelo por elementos finitos (Matos Fernandes, 1983).

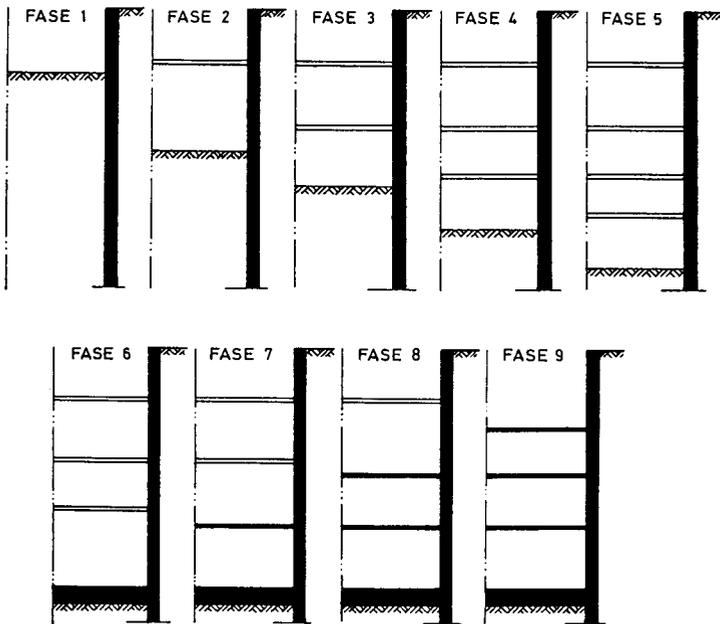


Fig. 3 – Fases construtivas observadas

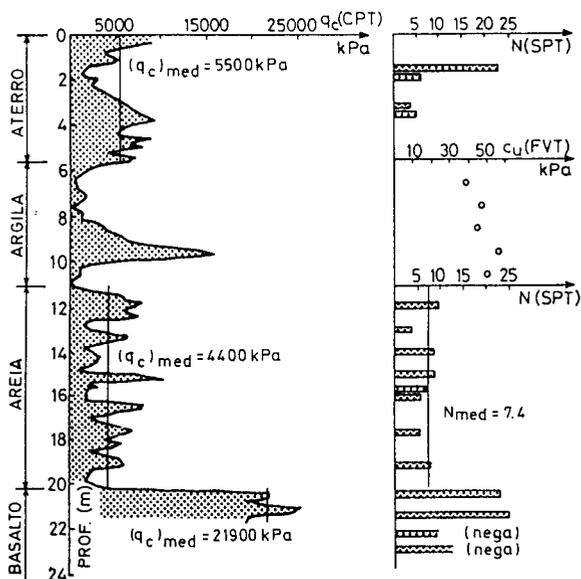


Fig. 5 – Resultados dos ensaios “in situ”

argila, efectuaram-se sobre amostras indeformadas quatro ensaios de compressão triaxial do tipo consolidado não drenado; a consolidação foi efectuada sob o estado de tensão efectiva “in situ”.

Os parâmetros de cálculo adoptados para as três camadas de solo sobrejacentes ao firme basáltico incluem-se no Quadro I.

QUADRO I

	γ (kN/m ³)	K_0	ϕ ($^\circ$)	c_u (kPa)	E (kPa)	E_i, E_{dr} (kPa)	ν
ATERRO	19,0	0,5	33	—	16500	—	0,35
ARGILA*	19,5	0,6	—	61 68		20600 23050 25500	0,49
AREIA	18,0	0,5	32 $^\circ$	—	13250	—	0,35

* C_u, E_i e E_{dr} crescentes em profundidade.

Para a camada superficial de aterro e para o estrato de areia foram adoptadas leis de comportamento do tipo bilinear. Os respectivos valores do ângulo de atrito e do módulo de deformabilidade foram obtidos por meio de correlações com o valor médio da resistência de ponta, q_c , do ensaio com o cone-penetrómetro holandês (CPT) em cada camada. Das correlações mais conhecidas entre E e q_c , expressas pela expressão

$$E = \alpha q_c \quad (1)$$

foi adoptado para α um valor igual a 3 (para as duas formações α variava entre 1,5 e 6,5 naquelas correlações).

Para o estrato de argila foi adoptado o modelo hiperbólico proposto por Duncan e Chang (1970), modelo cujos parâmetros são obtidos aproximando os diagramas tensões-deformações dos ensaios triaxiais por meio de funções hiperbólicas. No mesmo modelo, quando as tensões de corte no solo decrescem, ou quando, após um decréscimo, as mesmas tensões aumentam até valores já anteriormente atingidos, o comportamento do solo é admitido como linear, sendo representado por um único módulo, E_{dr} (de “descarga-recarga”), obtido impondo nos ensaios triaxiais trajectórias de tensões precisamente desse tipo.

Finalmente, para o firme basáltico foi admitido um comportamento elástico linear, com $E = 200$ MPa, excepto na parte mais superficial, fortemente alterada, em que um módulo de deformabilidade de 66 MPa (3 vezes o valor médio de q_c) foi tomado.

A rigidez efectiva das escoras, K_e , foi considerada igual a 75% da rigidez teórica, K_t , sendo esta expressa por

$$K_t = \frac{EA}{L} \quad (2)$$

em que E é o módulo de Young do aço, A a área da respectiva secção transversal e L metade do comprimento da escora (recorda-se que pelo facto se ter admitido a simetria do problema, o ponto médio das escoras é considerado fixo na direcção horizontal). De forma a ter em conta a hipótese, no modelo de cálculo, da existência de um estado plano de deformação, K_e foi dividido pela distância média horizontal entre escoras (2,85 m).

2.3 – Resultados

Os deslocamentos laterais da parede e os assentamentos na superfície do terreno calculados para as cinco fases de escavação mostram-se na Fig. 6. Na primeira fase de escavação, em que a parede funciona como autoportante, os deslocamentos da cortina

crecem da base ao topo. Com o progresso da construção, contudo, o movimento da parede modifica-se progressivamente: o deslocamento da parte superior mantém-se bastante reduzido, experimentando mesmo uma pequena redução, enquanto os deslocamentos máximos passam a verificar-se nas proximidades da base da escavação quando concluída.

A Fig. 7 ilustra a evolução dos esforços de compressão nos 4 níveis do escoramento. Em concordância com o movimento da parte superior da cortina, quando a escavação aumenta de profundidade, os esforços nos dois primeiros níveis experimentam um ligeiro decréscimo. Os esforços máximos mobilizam-se no terceiro nível, provavelmente em consequência do facto de a rigidez das respectivas escoras ser cerca do dobro da rigidez das escoras dos níveis restantes.

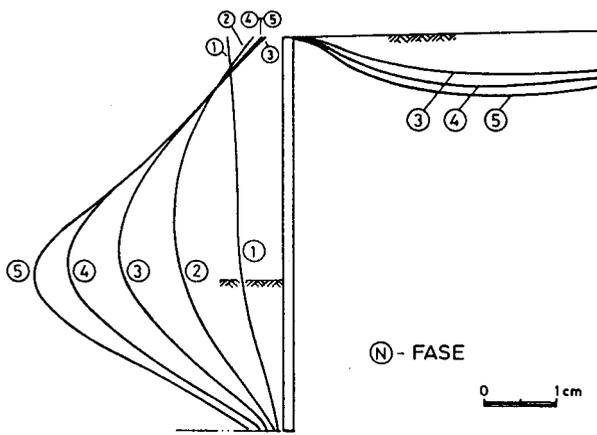


Fig. 6 – Deslocamentos da cortina e assentamentos da superfície previstos (fases 1 a 5)

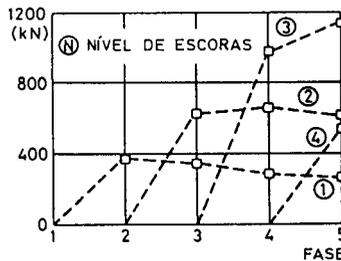


Fig. 7 – Esforços previstos no escoramento

3 – RESULTADOS DA OBSERVAÇÃO

3.1 – *Introdução*

Antes da discussão dos resultados da observação torna-se indispensável fazer referência a um incidente verificado no primeiro nível do escoramento, incidente esse que veio a afectar em larga escala o comportamento da estrutura de suporte.

As escoras do nível referido eram dotadas, numa das extremidades (a outra era selada numa cavidade aberta na própria parede moldada), de uma cabeça regulável que permitia a sua instalação fácil e rápida. Contudo, instalado esse nível, e quando a fase de escavação subsequente (segunda fase) estava prestes a ser concluída, verificou-se que as cabeças reguláveis não possuíam resistência compatível com os esforços mobilizados nas escoras, sofrendo rotura. Esta ocorrência, verificada nos três primeiros dias do mês de Julho de 1982, acarretou um muito significativo crescimento dos deslocamentos da parede, deslocamentos que todavia rapidamente estabilizaram.

Em consequência deste incidente, o processo de colocação dos outros níveis do escoramento foi modificado de forma a evitar quaisquer sistemas ou peças deformáveis entre as escoras propriamente ditas e a parede moldada.

No sistema que passou a ser adoptado, para cada escora a ser instalada, eram feitas duas cavidades nas paredes colocadas nas faces opostas da escavação. Em seguida, a escora era manobrada cuidadosamente de forma a que as respectivas extremidades se introduzissem nas cavidades referidas, onde eram posteriormente seladas com pasta de cimento. Com base neste mesmo sistema, e depois da instalação do segundo nível do escoramento, o primeiro nível foi reparado. Esta operação foi conduzida mantendo ao lado de cada escora em reparação uma outra instalada com ajuda de cunhas de aço.

3.2 – *Movimentos da parede*

A Fig. 8 mostra os deslocamentos laterais da parede registados no tubo inclinométrico 2 nas cinco fases de escavação e na última fase construtiva, ou seja, após a completa substituição do escoramento pelas lajes dos pisos enterrados (os deslocamentos medidos no tubo inclinométrico 1 são praticamente iguais aos representados).

A análise da figura sugere os seguintes comentários:

- o incidente verificado no primeiro nível de escoras reduziu drasticamente a sua eficácia, tornando possível, na segunda fase de escavação, um movimento da parede qualitativamente semelhante ao verificado na primeira, na qual aquela funciona como autoportante;

- nas fases seguintes, com o sistema de escoramento oferecendo já um apoio adequado, o tipo de movimento da cortina modifica-se progressivamente, com os deslocamentos dos pontos próximos ou abaixo da base de escavação tornando-se predominantes; contudo, pelo facto de serem praticamente irrecuperáveis os deslocamentos relativamente elevados já experimentados pela parte superior da parede, a deformada desta quando concluída a escavação exhibe uma forma substancialmente diferente da fornecida pela análise realizada antes da construção e da que é típica em obras do género;
- os deslocamentos induzidos pelas quatro últimas fases construtivas (substituição do escoramento pelas lajes dos pisos enterrados) são relativamente modestos e ocorrem essencialmente acima da base da escavação quando concluída;
- apesar do incidente registado no primeiro nível do escoramento, o deslocamento lateral máximo da parede representa apenas cerca de 0,33% da profundidade final da escavação.

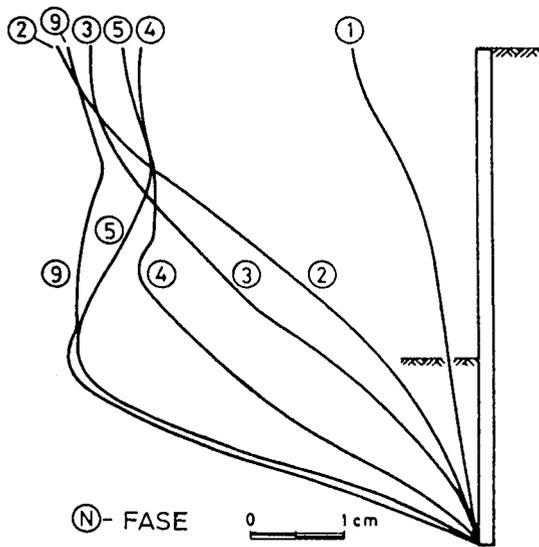


Fig. 8 — Deslocamentos da parede observados

3.3 — Evolução dos esforços no escoramento

Mais de 50 campanhas de leituras dos esforços no escoramento foram realizadas. A Fig. 9, onde se representa a evolução dos esforços médios nas duas escoras instrumentadas de cada nível, ilustra alguns factos interessantes:

- depois da sua reinstalação, o primeiro nível do escoramento mantém-se praticamente descarregado durante toda a construção, apenas voltando a ser solicitado por esforços significativos na fase 8, quando o nível imediatamente inferior foi retirado; isso pode ser explicado com a já referida tendência de a parte superior da cortina se deslocar de encontro ao maciço suportado logo após a instalação do segundo nível de escoras; tendo em conta os muito reduzidos esforços mobilizados no primeiro nível, pode concluir-se que a sua reparação após o incidente nele registado não era relevante para o comportamento de estrutura nas fases construtivas seguintes;
- são muito apreciáveis, apesar da proximidade dos perfis instrumentados, as diferenças entre os esforços medidos nas escoras ao mesmo nível, registando-se um afastamento máximo do valor médio igual a 23%; nota-se, contudo, uma nítida tendência para a aproximação entre os esforços com o progresso da construção;
- no caso em análise, o estudo da evolução dos esforços nas escoras nas fases correspondentes à substituição destas pelas lajes das caves apresenta uma importância considerável; com efeito, verifica-se que os esforços máximos nos segundo e terceiro níveis ocorrem naquelas fases construtivas; é notável, por exemplo, o acréscimo médio da ordem de 35% verificado nos esforços no segundo nível quando o terceiro foi retirado.

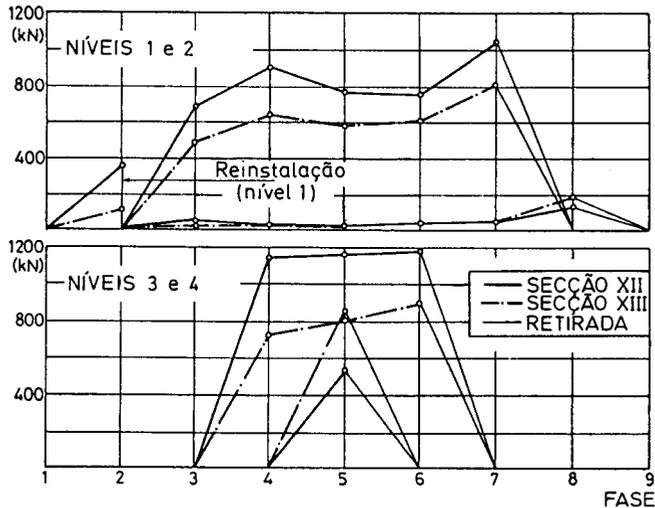


Fig. 9 – Esforços no escoramento observados

3.4 – Esforços no escoramento associados a variações de temperatura

Com o objectivo de avaliar os efeitos das variações de temperatura ambiente sobre os esforços no escoramento (as últimas fases de escavação decorreram durante o Verão de 1982), procurou-se, nalguns dias, efectuar as leituras daqueles esforços sensivelmente às horas de mais baixa e mais alta temperatura, ou seja, cerca das 6.00 e das 15.00 horas. Em simultâneo, a temperatura nas escoras era medida por meio de um termómetro apropriado colocado na alma dos perfis.

No Quadro II incluem-se os valores máximos da razão, R_G (Kanatani et al., 1981), dos esforços medidos em cada escora associados às variações de temperatura pelos esforços que ocorreriam, induzidos pelas mesmas variações, caso qualquer dilatação do perfil fosse impedida. As variações máximas de temperatura e os correspondentes esforços (24° C e 156 kN, respectivamente) ocorreram no dia 28 de Junho no segundo nível do escoramento, correspondendo a um valor de R_G igual a 0.40.

QUADRO II

Nível de escoras	R_G	Variação do esforço (kN)	Variação de temperatura (° C)	Data
1*	—	—	—	—
2	0,42	74	11	24/6
3	0,21	58	9	7/7
4	0,15	48	20	26/7

* sem significado

Não são evidentes as razões do decréscimo de R_G do nível 2 para o nível 4, já que o solo existente às profundidades a que tais níveis estão colocados (o estrato de argila) parece exibir características mecânicas crescentes em profundidade, tendendo pois a dificultar a dilatação dos níveis instalados a maior profundidade. Verificou-se, por outro lado, que o máximo valor de R_G num dado nível ocorria imediatamente após a conclusão da fase de escavação subsequente à respectiva instalação. Tal facto está provavelmente associado à concentração de pressões por efeito de arco que em regra se desenvolve junto dos pontos de apoio da cortina mais próximos do fundo do corte (Bjerrum et al., 1972).

4 – COMPARAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO PREVISTO E O OBSERVADO DURANTE A ESCAVAÇÃO

Um exame, ainda que muito geral, das Figs. 6 e 8 mostra que as diferenças entre os movimentos da parede previstos e observados são muito consideráveis. É óbvio que uma contribuição fundamental para tal facto foi dada pelo incidente ocorrido no primeiro nível do escoramento.

O Quadro III inclui uma avaliação da rigidez efectiva das escoras, baseada nos resultados da observação e expressa em percentagem da rigidez teórica. A rigidez efectiva foi calculada na base da média dos esforços medidos nas escoras na fase seguinte à da respectiva instalação e da média dos deslocamentos incrementais da parede à mesma profundidade e na mesma fase. Dos resultados presentes no Quadro III são dignos de especial referência: i) o valor extremamente baixo de K_e no primeiro nível antes da sua reinstalação; ii) os valores surpreendentemente modestos da rigidez efectiva nos níveis restantes, já que não foram intercalados quaisquer elementos ou sistemas de reduzida rigidez entre as escoras desses níveis e a parede moldada.

QUADRO III

Nível de escoras	K_e / K_t (%)	
	Admitido	Calculado
1	75	2 9*
2	75	44
3	75	30
4	75	39

* após a reinstalação

Será interessante notar, por outro lado, que é bastante satisfatória a concordância entre os esforços previstos e os medidos nos níveis 2 a 4 do escoramento (ver Figs. 7 e 9). Com efeito, com excepção do primeiro nível, os valores previstos são intermédios em relação aos dois valores medidos em cada nível e fase construtiva. Este resultado é seguramente explicável por erros que mutuamente se compensaram.

5 – ANÁLISES “A POSTERIORI” (Fases 1 a 5)

Entre as fases construtivas 5 e 6 (Fig. 3), isto é, depois de concluída a escavação e antes de iniciada a substituição, de baixo para cima, do escoramento pelas lajes das

caves, procedeu-se a uma série de análises por elementos finitos da escavação efectuada considerando alguns ajustes e alterações nos respectivos dados, designadamente:

- na segunda fase, a escavação foi levada até uma profundidade 0,80 m maior do que a considerada na análise efectuada previamente à construção, de forma a ter em devida conta a sobreescavação efectivamente verificada durante a execução da obra;
- a rigidez das escoras foi adoptada na base dos resultados da observação (valores que constam do Quadro III);
- o módulo de deformabilidade da camada de aterro e do estrato de areia foi alterado por meio da consideração de outras correlações (além da já adoptada no cálculo realizado antes da construção) entre aquele parâmetro e q_c , conforme se indica no Quadro IV; no cálculo B o coeficiente de proporcionalidade, α , entre E e q_c foi tomado igual ao limite inferior da gama correspondente às correlações mais conhecidas; no cálculo C, por seu turno, o módulo de deformabilidade foi considerado dependente da trajectória de tensões: α foi tomado igual aos limites inferior e superior da gama referida acima para situações, respectivamente, de “primeira carga” (tensões de corte crescendo para valores ainda não atingidos) ou de “descarga-recarga” (tensões de corte decrescendo ou, após um decréscimo, crescendo para valores já anteriormente assumidos). (Note-se que o comportamento adoptado para o estrato de argila é igualmente dependente da trajectória de tensões, conforme referido em 2.2).

QUADRO IV

CÁLCULO	E, E_{dr}
A	$3 q_c$
B	$1,5 q_c$
C	$E = 1,5 q_c; E_{dr} = 6,5 q_c$

Na Fig. 10 representam-se os deslocamentos da cortina observados e os resultantes dos três cálculos referidos no Quadro IV nas fases 2 e 5. Para uma mais razoável comparação dos resultados, os deslocamentos calculados para o pé da parede foram adicionados aos deslocamentos medidos (nas medições inclinométricas aquele ponto é admitido como fixo). A figura mostra que os movimentos fornecidos pelo cálculo C reproduzem de forma muito mais satisfatória os observados do que os resultantes dos outros dois cálculos. Particularmente interessante é a mudança verificada dos cálculos A e B para o cálculo C no aspecto da deformada na fase 2, em que neste último cálculo se

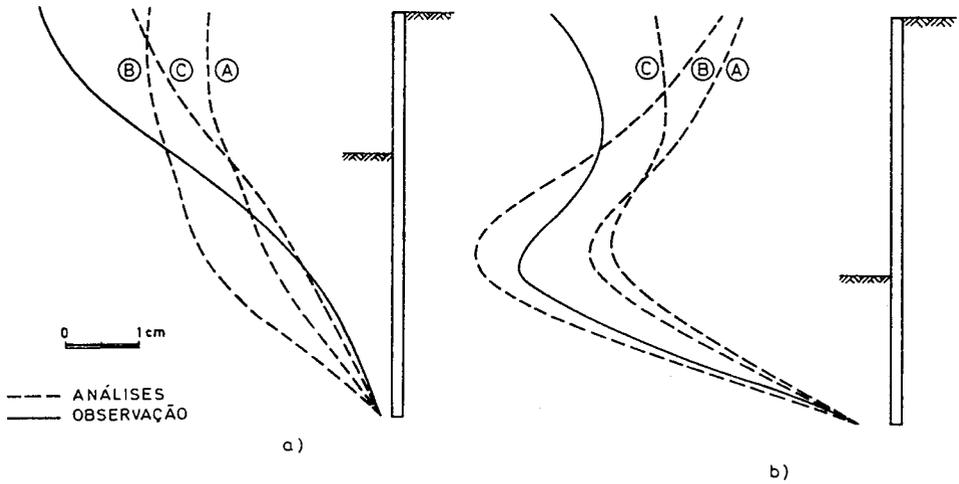


Fig. 10 – Deslocamentos da parede medidos e calculados “a posteriori” (cálculos A, B e C): a) fase 2; b) fase 5

manifesta uma certa concavidade da face exposta, em especial nas zonas a maior profundidade, mais de acordo com o comportamento observado. Tal mudança pode ser interpretada como consequência da aproximação das tensões vertical e horizontal (e da concomitante redução nas tensões de corte) que em regra se verifica no solo do lado da escavação a partir de certa profundidade. Na análise C, módulos de deformabilidade elevados são atribuídos a essa zona de elementos em “descarga”, provocando a redução dos deslocamentos da parte da parede a ela adjacente.

6 – ESTUDO DA SUBSTITUIÇÃO DO ESCORAMENTO PELAS LAJES DAS CAVES

As análises que acabam de ser discutidas, realizadas imediatamente após a conclusão da escavação, assumiram grande utilidade nas fases seguintes da realização da obra, isto é, durante o processo de substituição do escoramento pelas lajes das caves. Com efeito, interessava que ao ser betonada determinada laje não existisse inferiormente em serviço qualquer nível do escoramento, já que, de contrário, e como é compreensível, adviriam grandes dificuldades na retirada e recuperação posterior dessas escoras. As posições relativas bastante díspares dos níveis do escoramento e das lajes, fruto de uma alteração do projecto da estrutura quando a escavação ia já adiantada, aconselhavam, contudo, que um estudo fosse efectuado de modo a investigar se os esforços e

deslocamentos resultantes do processo faseado ilustrado na Fig. 3 seriam aceitáveis. Um novo cálculo por elementos finitos (cálculo D) foi então efectuado, adoptando parâmetros idênticos aos do cálculo C mas simulando agora as nove fases construtivas. Dos resultados desse cálculo foi possível concluir pela possibilidade da adopção do processo construtivo citado. Por exemplo, a Fig. 11 mostra que a envolvente dos momentos flectores na parede para as fases de escavação é praticamente, também, a envolvente para a totalidade das fases construtivas. Por outro lado, os esforços no escoramento calculados para as fases 6 a 8 forma considerados aceitáveis. Esses esforços estão

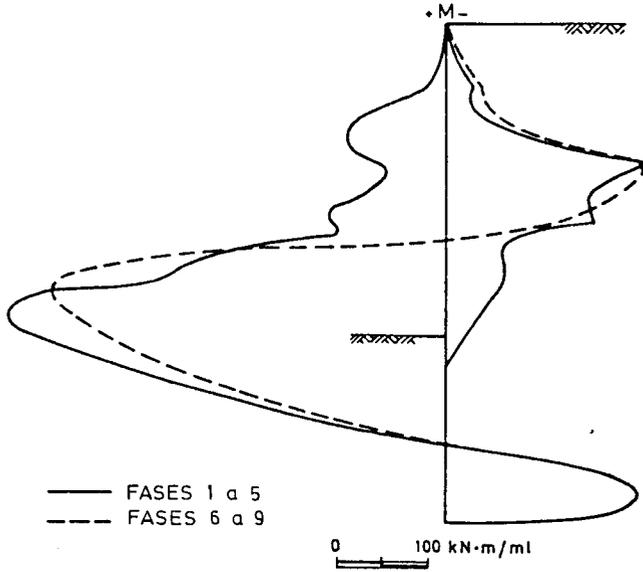


Fig. 11 – *Envolventes dos diagramas de momentos flectores (cálculo D)*

representados, em conjunto com os medidos, na Fig. 12 (os esforços calculados para as fases 1 a 5 coincidem com os obtidos no cálculo C). Como ilustra a figura, a concordância entre os resultados da análise por elementos finitos e os da observação é bastante boa. Por outro lado, o facto de os esforços do cálculo estarem, dum modo geral, mais próximos do mais baixo dos dois valores dos correspondentes esforços medidos é compreensível, já que os deslocamentos calculados (Fig. 10) são inferiores aos observados. Note-se, a propósito, que os deslocamentos fornecidos pelo cálculo em análise para as quatro últimas fases construtivas são muito reduzidos, não alterando significativamente o aspecto e a grandeza dos deslocamentos verificados no fim da escavação.

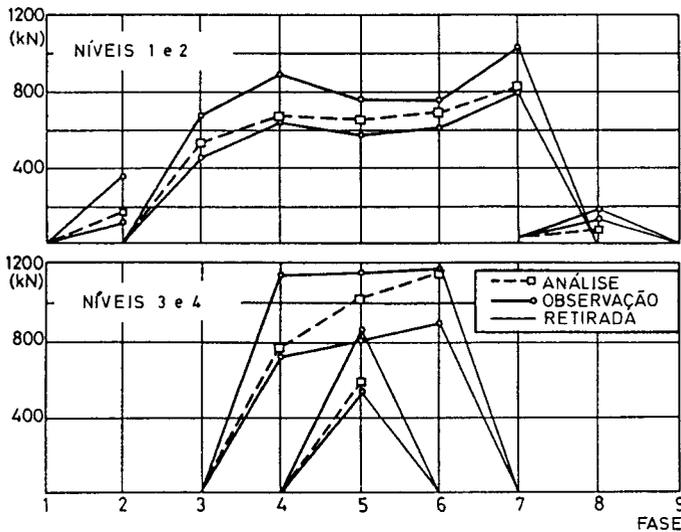


Fig. 12 – Esforços no escoramento medidos e calculados (cálculo D)

7 – CONCLUSÃO

A previsão do comportamento da estrutura de suporte da escavação estudada envolveu dificuldades consideráveis. Essas dificuldades resultaram essencialmente de dois factores: i) o extremamente acentuado afastamento da rigidez exibida em serviço pelo escoramento em relação à respectiva rigidez teórica, muito em especial no primeiro nível; ii) a impossibilidade, pelo menos no presente estado de conhecimentos, de caracterizar de uma forma completa o comportamento mecânico de uma formação de solos granulares, tal como a camada de aterro e o estrato de areia presentes no maciço interessado pela escavação.

O processo de instalação do sistema de escoramento afecta decisivamente os valores da rigidez que aquele sistema exhibirá quando colocado em serviço, logo, indirectamente, o comportamento global de estrutura. Deve ser referida com especial ênfase a conveniência de evitar a incorporação entre as escoras e a cortina de quaisquer sistemas mais deformáveis. De qualquer forma, e atendendo aos resultados apresentados, julga-se recomendável, em futuras análises de previsão do comportamento em casos análogos, a adopção de valores mais conservativos para a rigidez efectiva do escoramento (já que, infelizmente, uma avaliação “a priori” desta rigidez não é possível).

Pôde constatar-se a importância da consideração da dependência do comportamento mecânico, e designadamente do módulo de deformabilidade do solo, em relação à trajectória de tensões em cada zona do maciço. Aquela consideração torna-se particularmente difícil quando estão envolvidos solos granulares, cujas características mecânicas são em regra obtidas a partir de correlações empíricas com resultados de ensaios "in situ". Verificou-se que para trajectórias de tensões do tipo "descarga-recarga" devem ser tomados módulos de deformabilidade próximos do limite superior da gama de valores resultante da aplicação das correlações conhecidas, ao passo que a adopção daquele módulo para trajectórias de tensão do tipo "primeira recarga" deve depender dos níveis de tensão previsíveis.

Em casos análogos ao apresentado, assume muito interesse o estudo das fases construtivas nas quais o escoramento é substituído pelas lajes dos pisos enterrados. As análises por elementos finitos efectuadas imediatamente após a conclusão da escavação revelaram-se de grande utilidade naquelas fases, permitindo a tomada de decisões que facilitaram muito significativamente as operações, e efectuar, a partir de então, uma previsão que se veio a revelar muito aproximada.

AGRADECIMENTOS

O autor deseja manifestar efusivos agradecimentos à Empresa Teixeira Duarte, Lda., pela inextinguível compreensão e disponibilidade manifestadas não apenas aquando da autorização para a observação da obra que tinha a seu cargo mas também durante todo o período em que aquela decorreu.

Agradecimentos muito especiais são ainda devidos ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil pelas facilidades concedidas na utilização dos seus laboratórios, computador e instrumentos de observação.

Por fim, o autor manifesta o seu mais sincero reconhecimento ao Eng.º Castel-Branco Falcão, Investigador Coordenador do LNEC, pelo estímulo e orientação do trabalho apresentado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BJERRUM, L., CLAUSEN, C. e DUNCAN, J. (1972) – *Stability of flexible structures*. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., General Report, Madrid.
- DUNCAN, J. e CHANG, C. (1970) – *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM5, pp. 1629-1653.

EPST (1974) – Proc. Europ. Symp. on Penetration Testing, Stockholm.

KANATANI, Y., MIYAZAKI, Y. e MORIWAKI, T. (1981) – *Excavation work of Kita chiba Water Purification adjoining caisson in soft alternate-layer ground*. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Case History Vol., pp. 335-342, Tokyo.

MATOS FERNANDES, M. (1983) – *Estruturas flexíveis para suporte de terras. Novos métodos de dimensionamento*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil – Estruturas na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.