

OBSERVAÇÃO E ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS DE UMA ESCAVAÇÃO SUPOSTADA POR UMA PAREDE MOLDADA ANCORADA (*)

Performance and Finite Element Analysis of a Deep Excavation Supported by a Tied-Back Diaphragm Wall

por
M. MATOS FERNANDES (**)

RESUMO — Apresenta-se o estudo de uma grande escavação suportada por uma parede moldada ancorada. Observou-se o comportamento da estrutura de suporte, medindo os deslocamentos laterais da cortina e os esforços nas ancoragens. Procedeu-se à análise por elementos finitos da mesma obra, baseada na determinação experimental dos principais parâmetros definidores do comportamento mecânico do maciço interessado pela escavação. Compararam-se os resultados do cálculo e da observação. Outros resultados do cálculo que se consideram de interesse são igualmente discutidos.

SYNOPSIS — The study of a deep excavation supported by an anchored diaphragm wall is presented. The retaining structure has been instrumented to record lateral displacements of the wall as well as the loads carried by the anchors. With the help of a mathematical model based on the finite element method, the excavation was analysed, using data related to soil behaviour obtained from «in situ» and laboratory tests. The field and analytical results are compared. Another interesting results of the analysis are discussed.

1 – INTRODUÇÃO

O estudo que seguidamente se apresenta diz respeito a uma grande escavação realizada na Rua D. Luís I em Lisboa para a construção de três pisos enterrados de um imóvel propriedade da Sociedade Estoril-Sol, SARL. O projecto e a execução da obra foram da responsabilidade da Empresa de Sondagens e Fundações Teixeira Duarte, Lda.

(*) Parte deste trabalho faz parte de uma comunicação do autor às Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, realizadas em Novembro de 1982 em Lisboa. A discussão do trabalho está aberta por um período de três meses.

(**) Professor Auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

A Figura 1 mostra a planta da escavação, de forma aproximadamente trapezoidal, referenciada relativamente às artérias vizinhas. No lado Nascente, e adjacente ao perímetro da escavação, situava-se um edifício de cinco pisos, com estrutura porticada de betão armado, fundado em sapatas a cerca de 3,0 metros de profundidade. A Figura 2 inclui uma imagem da obra, colhida do terraço do edifício citado, quando a escavação se encontrava praticamente concluída.

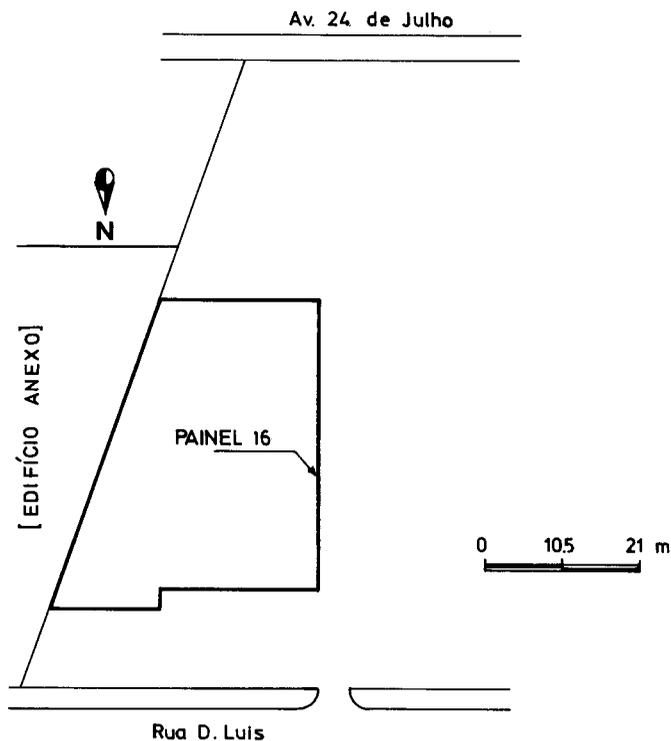


Fig. 1 — *Planta de escavação*

As condições geotécnicas locais podem ser resumidamente descritas da forma seguinte:

- a) até à profundidade aproximada de 4,5 m existe uma camada de aterro, muito heterogéneo, constituído por solo de características essencialmente granulares, mas englobando também restos de demolições e de fundações de antigos edifícios; esta camada faz parte do chamado Aterro da Boavista, realizado por volta de 1860, e com o qual foram conquistadas ao Rio Tejo algumas áreas que hoje integram a zona ribeirinha da cidade;

- b) dos 4,5 até uma profundidade variável entre os 9,5 e os 11,5 m, ocorre um estrato de argila siltosa e lodosa, normalmente consolidada, no qual aparecem a certos níveis grandes quantidades de conchas;
- c) abaixo do estrato referido em b) aparece o firme constituído por margas do Miocénico.



Fig. 2 — *Imagem da escavação quase concluída*

O nível freático situa-se a cerca de 1,7 metros de profundidade.

A profundidade projectada para a escavação era de 10,0 metros, embora nos locais em que o estrato de argila se prolongava abaixo desse nível a escavação tenha sido levada até ao tecto do estrato margoso sobre o qual foi betonada a laje de fundo.

A estrutura de suporte projectada (Figura 3) consiste numa cortina de parede moldada de 0,6 m de espessura, penetrando cerca de 2,0 m no firme, complementada a 2,5 m do topo por um nível de ancoragens, espaçadas na horizontal de 1,6 m e pré-esforçadas de 600 kN. As ancoragens estão inclinadas de 35° relativamente à horizontal, têm um comprimento livre de 15,0 m e um comprimento de selagem de 6,0 m, sendo esta realizada nas formações margosas do Miocénico; a armadura respectiva é constituída por um feixe de cordões de aço de alta resistência com uma secção total de $4,95 \text{ cm}^2$.

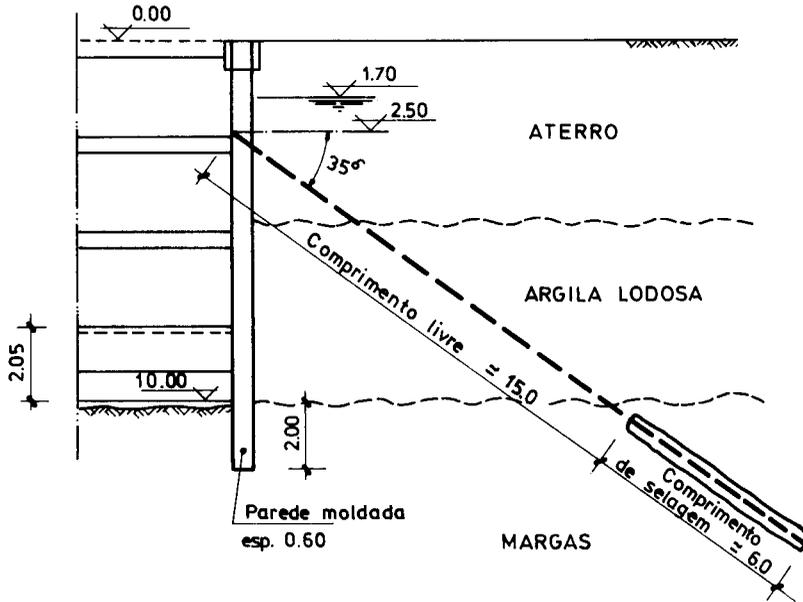


Fig. 3 — Corte na zona do painel instrumentado

2 – RESULTADOS DA OBSERVAÇÃO

2.1 – Deslocamentos da cortina

Para a observação dos deslocamentos da cortina foram englobados três tubos inclinométricos no painel 16 da parede moldada (Figura 1).

Problemas relacionados com a programação da obra obrigaram a que as leituras iniciais de referência nos tubos inclinométricos fossem apenas efectuadas quando a profundidade da escavação era de 1,7 m.

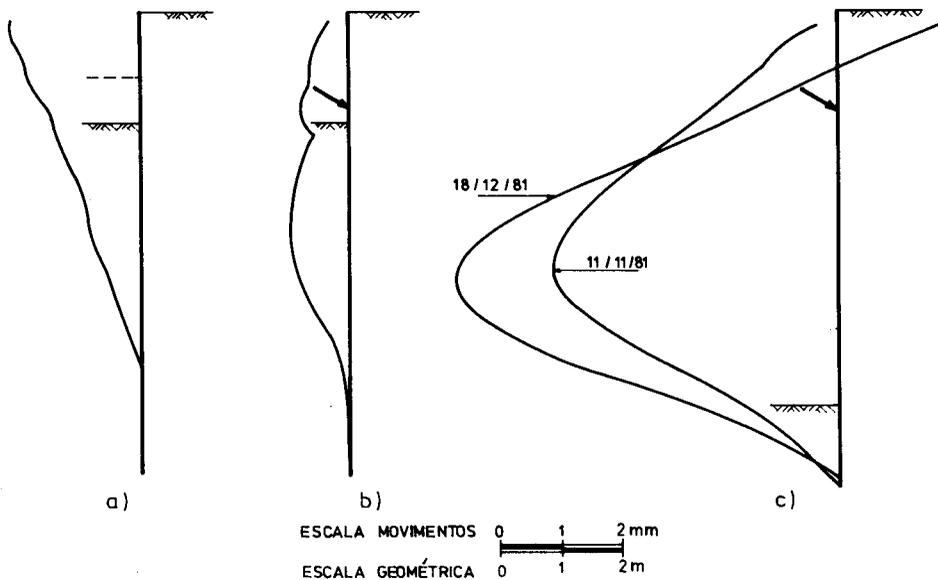
As observações relativas aos movimentos constam da Figura 4.

Os deslocamentos representados na Figura 4a referem-se à escavação até à profundidade 2,9 m, profundidade em que o fundo do corte serviu de plataforma para a construção e pré-esforço das ancoragens. A deformada da parede apresenta o aspecto que é típico na fase autoportante, isto é, deslocamentos crescendo quase linearmente da base ao topo.

A acção dos pré-esforços das ancoragens é ilustrada pela Figura 4b; os deslocamentos associados à fase de escavação anterior sofrem reduções, anulando-se praticamente no topo da cortina.

A Figura 4c mostra os deslocamentos medidos no dia 11/11/81, quando a escavação atingiu a profundidade máxima (10,2 metros) junto ao painel instrumentado, bem como os medidos cinco semanas depois (18/12/81), quando ainda nenhuma das lajes dos pisos enterrados estava construída. Na primeira daquelas datas os deslocamentos das duas extremidades da cortina são praticamente nulos, verificando-se entre os 6,0 e os 7,0 metros de profundidade o deslocamento máximo para a escavação de aproximadamente 7,5 mm. Na segunda leitura efectuada após a conclusão da escavação, pôde constatar-se o crescimento do deslocamento máximo, cuja grandeza atinge 10 mm; por outro lado, o topo da parede deslocou-se de encontro ao maciço suportado cerca de 3 mm.

Embora os deslocamentos observados não incluam os associados à escavação até à profundidade de 1,7 m, deve sublinhar-se que a respectiva grandeza pode considerar-se muito reduzida, correspondendo o seu valor máximo a apenas 0,1% da profundidade da escavação.



2.2 – Esforços nas ancoragens

Para a medição dos esforços nas ancoragens foram instaladas células dinamo-métricas de 3 cordas vibrantes nas cabeças das ancoragens 38,39 e 40 ligadas ao painel 16 da parede moldada. Porém, a célula instalada na última daquelas ancoragens, provavelmente devido a avaria sofrida na montagem, não funcionou, limitando por isso a dois o número de ancoragens cujos esforços puderam ser acompanhados.

Nas ancoragens instrumentadas o pré-esforço foi aplicado por escalões de 100 kN, medidos na bomba de injeção de óleo no macaco; em simultâneo, os escalões de carga foram medidos nas células, que forneceram, aliás como é habitual, valores um pouco diferentes (Quadro I). Imediatamente após a blocagem das ancoragens, novas leituras foram efectuadas, agora apenas nas células, constatando-se decréscimos nos pré-esforços da ordem dos 90 kN, cerca de 15%, portanto, do valor que se pretendia instalar. Dois dias depois, ainda com a escavação à mesma profundidade, detectaram-se novos decréscimos (ver Quadro I), embora muito mais pequenos do que os anteriores, e que podem ser atribuídos à acomodação do maciço suportado e do maciço envolvente da selagem à solicitação introduzida pelo pré-esforço.

Parece ser, pois, aconselhável elevar, antes da blocagem, o pré-esforço um pouco acima do valor estabelecido no projecto para compensar as perdas referidas. Refira-se que a não serem tidas em conta essas perdas iniciais, isso poderá levar a uma ideia completamente errada acerca das variações dos esforços nas fases construtivas seguintes.

Ainda no Quadro I se indicam os esforços registados após ser atingida a profundidade projectada para a escavação. Enquanto numa das ancoragens o esforço aumentou de 38 kN, na outra decresceu 3 kN, ficando, após esta variação, ambas as ancoragens submetidas praticamente ao mesmo esforço de tracção; a variação média corresponde a um aumento percentual de 3,5% dos valores instalados após as perdas referidas.

QUADRO I

ANCORAGEM Nº	ESFORÇOS NAS ANCORAGENS (kN)					
	6/10/81 (pré-esforço)		6/10/81 (após blocagem)	8/10/81	11/11/81	18/12/81
	Bomba	Célula	Célula	Célula	Célula	Célula
38	600	608	515	512	550	553
39	600	647	557	552	549	546
40	600	AVARIADA	—	—	—	—

As leituras efectuadas cinco semanas depois de concluída a escavação denotam variações muito reduzidas, mantendo-se constante a soma dos esforços nas duas ancoragens, logo a variação média.

É curioso verificar como, na prática, as forças nas ancoragens e as respectivas variações podem ser diferentes, mesmo no caso de ancoragens situadas em perfis adjacentes. Aliás, neste caso o próprio pré-esforço não foi igual nas ancoragens observadas, se se tomarem como bases os valores medidos nas células, em geral os mais correctos. É precisamente por isso que é aconselhável instrumentar várias ancoragens para se obter uma ideia aproximada do que se passa com os esforços nelas instalados. A inoportuna avaria numa das células limitou, infelizmente, a observação neste aspecto.

3. – ANÁLISE («A POSTERIORI») POR ELEMENTOS FINITOS DA OBRA OBSERVADA

3.1 – *Introdução*

O estudo por elementos finitos da obra em causa foi efectuado aplicando um modelo de cálculo (Matos Fernandes, 1983 ab) especialmente apropriado para o estudo de escavações suportadas por estruturas flexíveis, admitindo a existência de um estado de equilíbrio plano de deformação. Conjugando técnicas incrementais e iterativas, simulam-se as diversas solicitações e fases construtivas típicas neste tipo de obras geotécnicas, entrando em consideração com o comportamento não linear dos materiais envolvidos no problema, designadamente do maciço interessado pela escavação, dos elementos estruturais e da superfície de contacto entre o solo e a cortina.

Por meio do modelo é, assim, possível acompanhar a evolução do estado de tensão e dos deslocamentos no maciço e do estado de tensão, esforços e deslocamentos na estrutura de suporte, ao longo da vida da obra, tomando igualmente conhecimento, no caso dos elementos com comportamento não linear, das características mecânicas por eles exibidas em cada fase.

A malha de elementos finitos utilizada para o estudo do problema inclui-se na Figura 5, representando uma secção da escavação na zona do painel 16, em que aquela tem uma largura de 29,0 m. A malha compreende 374 pontos nodais, 304 elementos quadrangulares subparamétricos representando o maciço e a cortina e, para a representação da superfície de contacto entre esta e aquele, 28 elementos de junta.

As fronteiras laterais da malha foram colocadas, a esquerda no plano de simetria da escavação e a direita a cerca de 30,0 m da face do corte; a fronteira inferior, por seu turno, foi situada 4,8 m para além do tecto do estrato margoso, ou seja, 15,0 m abaixo da superfície do terreno.

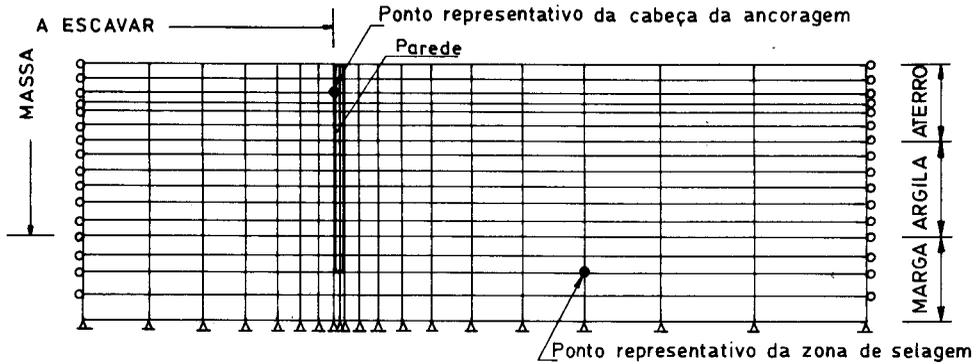


Fig. 5 — Malha de elementos finitos

O cálculo foi efectuado em seis incrementos simulando as seguintes fases construtivas: *i*) escavação até à profundidade de 1,7 m; *ii*) rebaixamento do nível freático na camada de aterro do lado da escavação; *iii*) escavação até à profundidade de 2,9 m; *iv*) pré-esforço e blocagem das ancoragens; *v*) escavação até à profundidade de 6,3 m; *vi*) escavação até à profundidade de 10,2 m.

À blocagem das ancoragens corresponde, no modelo, a introdução na malha de elementos finitos, após o pré-esforço ser simulado e antes da fase de escavação subsequente, de um elemento unidimensional («elemento-mola»), funcionando como um apoio elástico com a rigidez e a orientação da ancoragem que se pretende simular, ligando o ponto representativo da cabeça da ancoragem à fronteira inferior da malha. Por meio de um processo iterativo, é possível assegurar que a reacção mobilizada naquele elemento é a mesma que se desenvolve na ancoragem real para o deslocamento relativo experimentado, na fase em causa, pelos pontos nodais representativos da cabeça da ancoragem e do ponto médio do bolbo de selagem.

Pelo facto de se admitir a existência de um estado plano de deformação, os valores de rigidez dos elementos representativos das ancoragens, e das forças nestas inicialmente instaladas, são divididos pelo respectivo espaçamento na horizontal. O pré-esforço considerado no cálculo corresponde à média dos esforços nas ancoragens instrumentadas após as perdas iniciais (obviamente, dividido pelo espaçamento daquelas na horizontal), já que se pretendia adoptar como parâmetros de cálculo valores tanto quanto possível próximos dos correspondentes à obra cujo comportamento se procurava reproduzir.

3.2 – Determinação dos parâmetros de cálculo relativos ao solo e às ancoragens

3.2.1 – Aterro

A caracterização da camada superficial de aterro apresentou grandes dificuldades. A sua heterogeneidade tornava pouco aconselháveis os ensaios de penetração, exigindo um tipo de ensaio que, como os ensaios de placa, englobasse um volume bastante mais amplo de terreno.

Felizmente, o terrapleno livre do lado Poente permitiu o acesso de um camião dotado da aparelhagem necessária para a realização de ensaios de carga com pneu, habitualmente efectuados em pavimentos rodoviários. Aqueles equivalem a dois ensaios simultâneos com placas circulares de 0,23 m de diâmetro, cujos centros se encontram afastados de 0,44 m; a tensão máxima transmitida ao terreno é de 550 kPa.

Foram efectuados três ensaios, todos à superfície, indicando-se os módulos de deformabilidade obtidos, resultantes da interpretação das curvas de ensaio por meio de ábacos apropriados (Almeida Pereira 1969), no Quadro II.

QUADRO II

ENSAIO	1	2	3	MÉDIA
E (MPa)	82	102	74	86

No cálculo atribui-se à camada de aterro um comportamento bilinear, definido até à rotura por um único módulo de deformabilidade, independente da menor tensão principal, do nível e da trajectória de tensões, igual ao valor médio dos resultados dos ensaios de carga. Embora abaixo da zona mais superficial interessada pelos ensaios, o aterro apresentasse possivelmente uma menor compacidade, não se considerou qualquer decréscimo do módulo de deformabilidade em profundidade, porque, por outro lado, ele tende a aumentar com a tensão «overburden».

Para o ângulo de atrito adoptou-se o valor de 40°, resultante da aplicação de correlações (Folque, 1976) do módulo de deformabilidade médio da formação em causa com a resistência de ponta de um cone-penetrómetro, R_p , e deste parâmetro com aquele ângulo.

3.2.2 – Argila

No Quadro III incluem-se algumas características do estrato de argila. Trata-se de uma argila siltosa, pouco plástica e saturada, normalmente consolidada.

QUADRO III

γ (kN/m ³)	W _L (%)	W _P (%)	W (%)	S _r (%)	OCR
19.5	52	32	41	100	1.0

Para a determinação das suas características mecânicas foram efectuados ensaios «in situ», de corte rotativo, e ensaios de compressão triaxial do tipo consolidado não drenado, em laboratório.

Para a realização dos ensaios triaxiais colheram-se, com amostradores de parede fina de 75 mm de diâmetro cravados com macaco, às profundidades de 6,0 e 9,0 m, amostras indeformadas. As amostras foram consolidadas à tensão «in situ», tendo esta sido estabelecida na base de um coeficiente de impulso em repouso igual a 0,6, adoptado tendo em conta diversas correlações (Brooker e Ireland, 1965; Alpan, 1967; Sherif e Ishibashi, 1981) entre aquele coeficiente e alguns dos parâmetros incluídos no Quadro III.

Na Figura 6 representam-se os diagramas resultantes dos ensaios realizados sobre as amostras colhidas à profundidade de 6,0 m. Num dos ensaios procedeu-se a um ciclo de descarga-recarga.

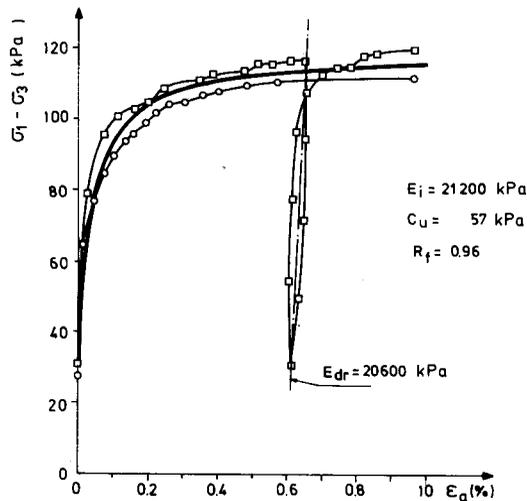


Fig. 6 — Diagramas resultantes dos ensaios triaxiais

Para a representação do comportamento mecânico do solo por meio do modelo hiperbólico (Duncan e Chang, 1970) determinou-se a hipérbole, também incluída na figura em causa, que melhor aproxima os resultados dos ensaios. Por meio daquele modelo, para incrementos de solitação que impliquem acréscimos nas tensões de corte («primeira carga»), o solo exibe um módulo de deformabilidade tangente à curva hiperbólica no ponto correspondente ao valor da tensão instalada; por outro lado, para solitações que impliquem decréscimos nas mesmas tensões ou acréscimos para valores inferiores ou iguais a outros já anteriormente atingidos («descarga-recarga»), o solo exibirá um módulo de deformabilidade, E_{dr} , determinado como se ilustra na figura.

Para o solo em causa os módulos E_i , módulo de deformabilidade tangente no início da hipérbole, e E_{dr} são cerca de 370 vezes maiores do que a respectiva resistência não drenada, c_u .

Os resultados dos ensaios triaxiais, de forma análogas aos dos ensaios de corte rotativo, denotam um certo crescimento de resistência em profundidade, que pode ser traduzido pela expressão:

$$c_u = 0,35 \sigma'_v + 34 \text{ (kPa)} \quad (1)$$

em que σ'_v representa a tensão efectiva vertical.

Na malha de elementos finitos, o estrato de argila foi representado por três camadas com resistências não drenadas de 55, 61 e 68 kPa, crescentes de cima para baixo; em cada uma daquelas camadas a curva tensões-deformações obedece a uma lei hiperbólica com módulos tangente inicial e de descarga-recarga 370 vezes maiores do que a resistência.

3.2.3 – Marga

Algumas características do estrato margoso determinadas por meio de ensaios de identificação e outros em laboratório incluem-se no Quadro IV. Os valores do peso específico total, do teor de humidade e grau de saturação, indicam que a formação em presença tem mais as características de uma rocha do que propriamente de um solo.

Para ensaios em laboratório foram colhidas amostras com uma sonda dotada de coroa diamantada, apropriada para a amostragem em maciços rochosos.

Os ensaios em laboratório para a determinação das características mecânicas constaram de um ensaio de compressão uniaxial e de três ensaios de compressão triaxial às tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa. As quatro tensões de confinamento (incluindo-se a tensão nula, no caso do primeiro ensaio referido) foram adoptadas em função da gama de tensões provável no problema a estudar e na zona do estrato que se inclui na malha de elementos finitos. Os ensaios foram efectuados numa câmara triaxial própria para maciços rochosos.

QUADRO IV

δ (kN/m ³)	W _L (%)	W _p (%)	W (%)	S _r (%)
22.7	32	17	11	94

Os módulos de deformabilidade adoptados no cálculo foram considerados independentes do nível e da trajectória de tensões, mas dependentes da menor tensão principal. Das curvas de ensaio foram deduzidos módulos secantes, unindo o ponto inicial dum segundo ciclo de carga com o ponto do mesmo ciclo correspondente a uma tensão de corte igual a 30% da tensão de rotura. Entendeu-se que essa seria uma maneira razoável de entrar em conta com a deformabilidade, não se justificando neste caso o refinamento de considerar como não linear o comportamento até à rotura.

A Figura 7a ilustra a determinação dos parâmetros de resistência, em que os pontos representativos dos resultados dos ensaios evidenciam excelente alinhamento.

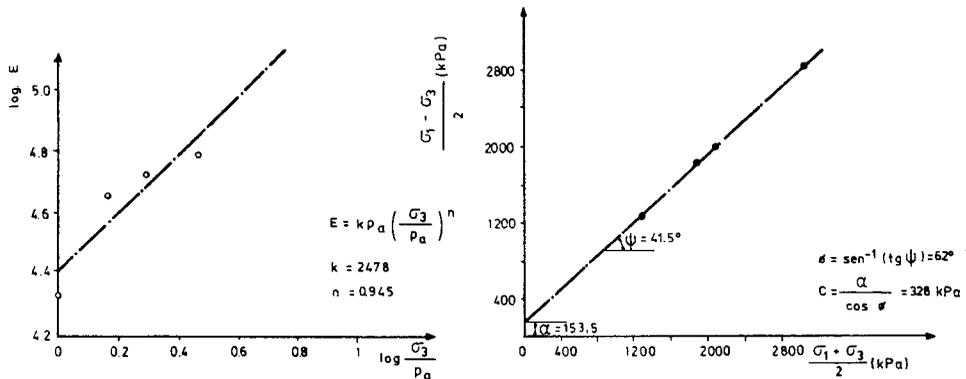


Fig. 7 — Resultados dos ensaios triaxiais sobre amostras de marga:
 a) determinação dos parâmetros de resistência;
 b) determinação da dependência do módulo de deformabilidade relativamente à tensão de confinamento

Para a determinação da dependência do módulo de deformabilidade relativamente à tensão de confinamento, marcaram-se num sistema de eixos bilogarítmico, como mostra a Figura 7b, os valores de E em função da razão σ_3/p_a , em que p_a é a pressão atmosférica. Através da recta que melhor aproxima os pontos marcados, podem obter-se os parâmetros k e n que através da equação (Janbu, 1963):

$$E = k p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2)$$

traduzem a dependência citada.

3.2.4 – Ancoragens

Nas ancoragens instrumentadas procedeu-se à realização de ensaios de recepção simplificados, consistindo na aplicação do pré-esforço por escalões de 100 kN com medição dos deslocamentos da armadura nas respectivas cabeças.

Os diagramas relativos aos três ensaios foram aproximados, como ilustra a Figura 8, por uma hipérbole para a consideração no cálculo de não linearidade do comportamento das ancoragens (Matos Fernandes, 1981).

Já que, como foi atrás referido, as ancoragens foram blocadas com um esforço inferior a um outro, o estabelecido no projecto, que nelas esteve instalado no acto de aplicação do pré-esforço, no cálculo foi imposto às ancoragens o comportamento linear até este último valor ser ultrapassado.

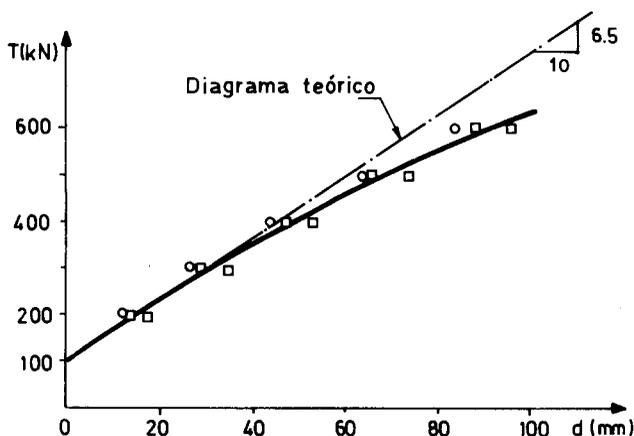


Fig. 8 — Diagramas de ensaio das ancoragens instrumentadas

3.3 – Resultados

Os deslocamentos da parede calculados ao fim das terceira, quarta e sexta fases construtivas constam da Figura 9. Nesta incluem-se não só os valores absolutos mas também os valores tomando como referência o fim da primeira fase, ou seja, a escavação até à profundidade de 1,7 m, para comparação com os resultados das observações, também representados na mesma figura. De notar que a discordância entre os movimentos medidos e calculados no pé da cortina é devida ao facto de nas medidas inclinométricas se admitir como fixo aquele ponto, enquanto no cálculo ele experimenta um deslocamento, embora extremamente reduzido.

O exame da figura sugere alguns breves comentários.

Em primeiro lugar, é na fase de pré-esforço das ancoragens que os movimentos medidos e calculados mais se afastam, sugerindo que o maciço suportado, e em especial a camada de aterro, se terá comportado no campo com um módulo de deformabilidade de «descarga» (já que nessa fase decrescem as tensões de corte

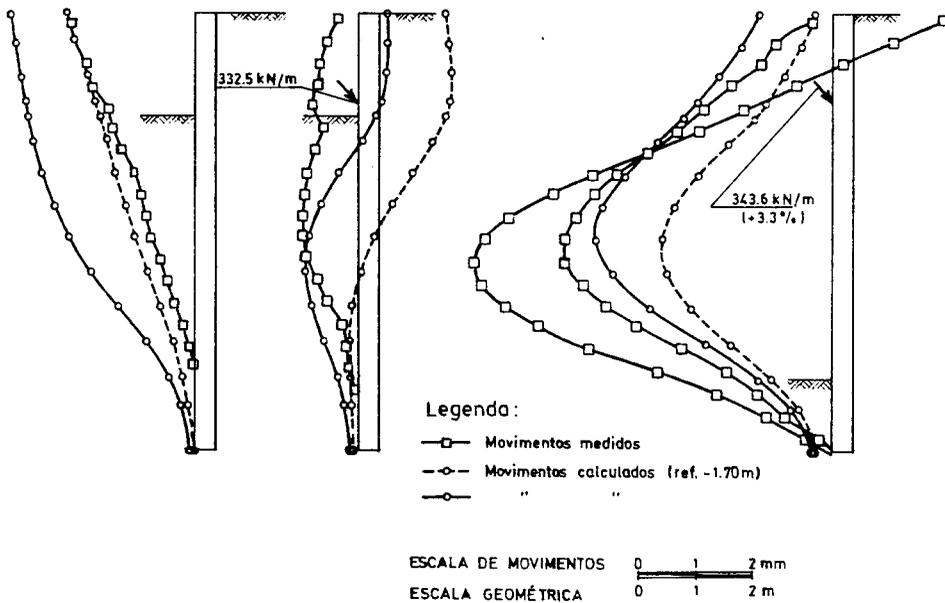


Fig. 9 — *Movimentos calculados e medidos da parede:*
a) *escavação até 2,9 m;*
b) *pré-esforço das ancoragens;*
c) *escavação concluída*

naquele maciço) bastante superior ao adoptado no cálculo. Repare-se que a discordância dos deslocamentos na fase de pré-esforço contribui significativamente para as diferenças verificadas nos mesmos nas fases seguintes, e nomeadamente no fim da escavação. Com efeito, se os deslocamentos forem considerados em termos incrementais, as diferenças entre os deslocamentos associados às fases posteriores ao pré-esforço das ancoragens atenuam-se consideravelmente.

De qualquer forma, importa sobretudo sublinhar que, se for tomada em consideração a escala em que os movimentos estão representados, pode concluir-se que a concordância entre os resultados da observação e do cálculo é bastante boa. Efectivamente, embora as diferenças percentuais entre as respectivas grandezas possam ser elevadas, o seu valor absoluto assume um significado prático relativamente reduzido.

Adiante (ver Conclusões) se comentará mais desenvolvidamente este aspecto dos resultados.

Ainda na mesma figura se indica o valor do esforço por metro instalado no único nível de ancoragem no fim da escavação. Tal esforço corresponde a uma variação percentual de 3,3%, muito próxima da variação média ocorrida nas ancoragens observadas (3,5%), embora seja de notar que o número na base do qual tal valor médio foi calculado não possa considerar-se suficientemente representativo.

Na Figura 10 representam-se em conjunto os deslocamentos da parede e os assentamentos no terrapleno no fim da escavação. O valor do assentamento máximo

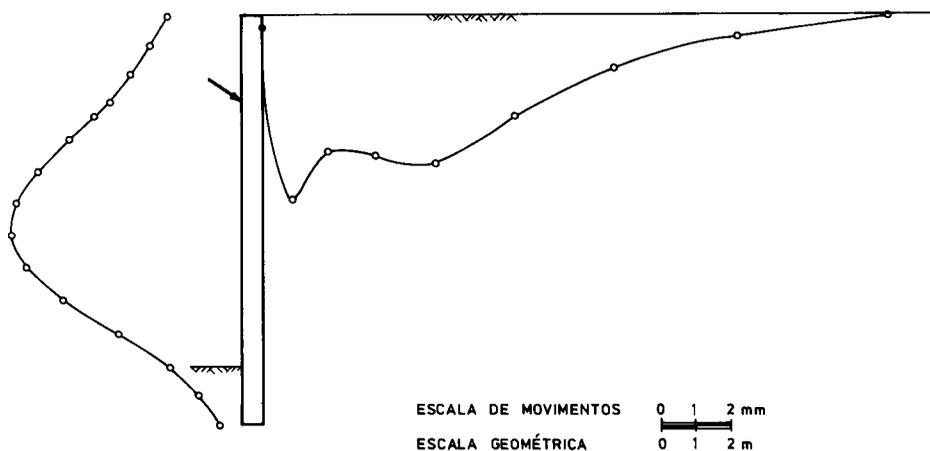


Fig. 10 — Deslocamentos laterais da parede e assentamentos da superfície calculados para a profundidade projectada para a escavação.

representa cerca de 2/3 do deslocamento máximo na parede, correspondendo, por outro lado, a uma distorção angular máxima na superfície de apenas, aproximadamente, 0,5/1000.

As pressões sobre a cortina concluída a escavação constam da Figura 11; na camada de aterro distinguem-se os diagramas de pressões hidrostáticas e de terras; enquanto no estrato de argila o diagrama representado diz respeito às pressões totais. O aspecto dos diagramas de pressão do solo e totais reflecte particularmente bem o movimento experimentado pela cortina. Assim, na parte superior, em que a parede, depois de se ter afastado do solo suportado nas primeiras fases de escavação, foi, por acção das ancoragens, compelida a deslocar-se de novo de encontro àquele, as pressões são elevadas, ultrapassando as de repouso e chegando a atingir as correspondentes ao impulso passivo; daí para baixo, na zona de maior deslocamento da parede para a escavação, é também onde as pressões mais decrescem relativamente às iniciais, para de novo se aproximarem destas perto do fundo da escavação, onde, devido ao encastramento no firme, o movimento da parede mais acentuadamente decresce.

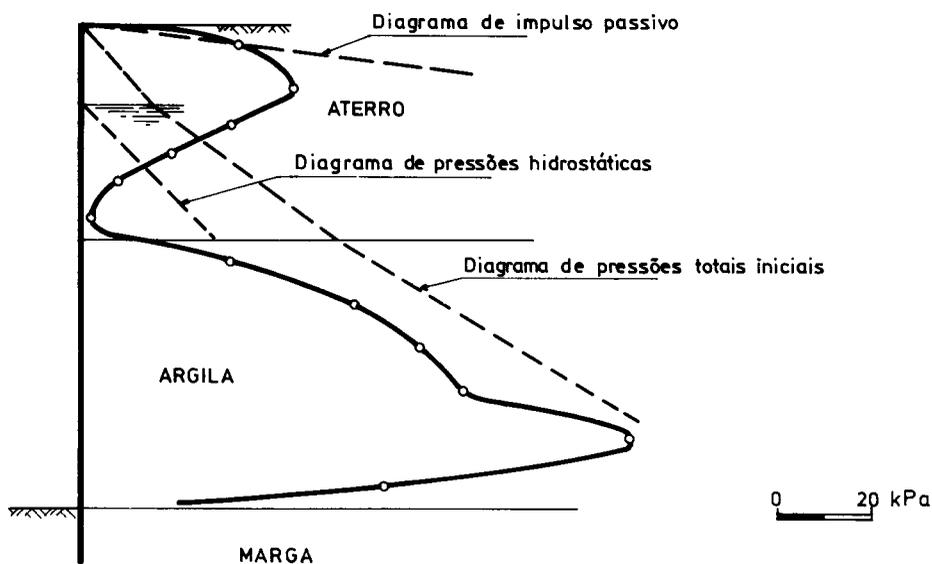


Fig. 11 — Pressões sobre a cortina no fim da escavação.

Finalmente, a Figura 12 diz respeito ao diagrama de momentos flectores da parede no fim da construção e à envolvente dos diagramas de momentos em todas as fases construtivas, envolvente que é, aliás, muito semelhante ao diagrama primeiramente citado. Nas zonas extremas desenvolvem-se momentos negativos, fruto, na parte superior, do apoio materializado pela ancoragem, e, na parte inferior, do encastramento no firme; na parte intermédia predominam os momentos positivos cujo valor máximo não chega a atingir os 300 kN.m/m.

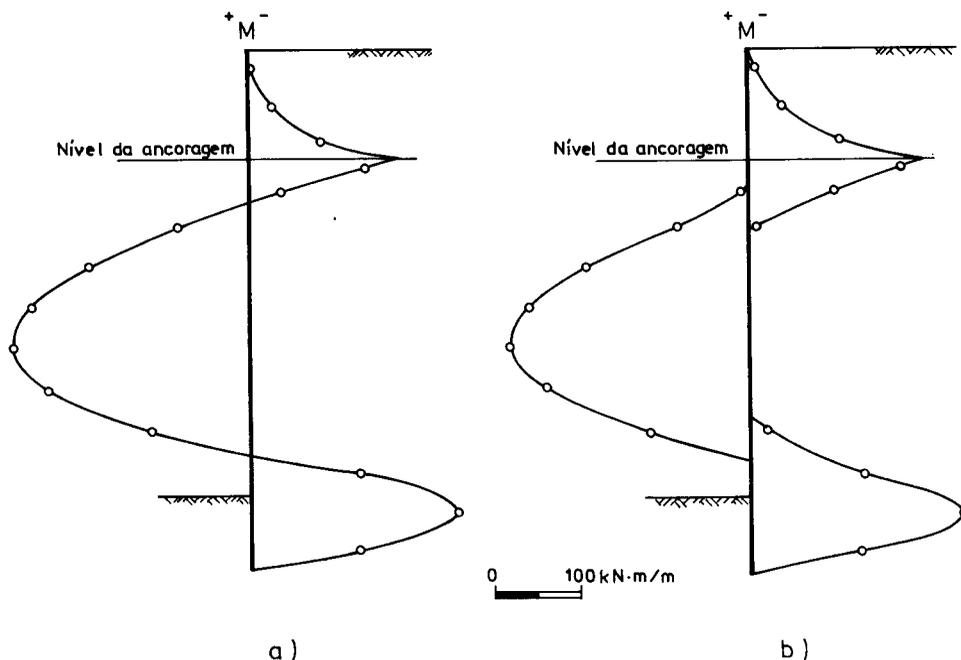


Fig. 12 — *Momentos flectores:*

a) *diagrama no fim da escavação;*

b) *envolvente dos diagramas relativos a todas as fases construtivas*

4 – CONCLUSÕES

Dos resultados apresentados, relativos, quer à observação da obra, quer ao cálculo por elementos finitos, se pode concluir pelo excelente comportamento em serviço manifestado pela estrutura projectada, atestando a sua perfeita adequação ao fim em vista.

Por outro lado, a aplicação do método dos elementos finitos ao estudo do problema permitiu reproduzir com bastante boa aproximação o comportamento observado.

Deve ser notado, contudo, que para tal aproximação terão contribuído algumas das condições presentes no problema estudado. O facto de abaixo da escavação as deformações serem praticamente nulas devido à presença de um estrato muito rijo logo à profundidade de 10,0 metros, e a muito pequena flexibilidade da parede, apoiada na parte superior por um nível de ancoragens muito próximas e no pé por meio do seu prolongamento no firme, explicam que a estrutura se tenha comportado perante a solicitação associada à escavação experimentando deslocamentos muito reduzidos. É, portanto, compreensível que em tais circunstâncias uma avaliação menos correcta das características mecânicas do maciço (e não pode deixar de sublinhar-se que a camada de aterro foi caracterizada de forma muito precária) não acarrete uma modificação drástica no comportamento da estrutura obtida da análise por elementos finitos, e as deformações se mantenham ainda dentro de limites muito restritos.

Este é, por sinal, um aspecto interessante que distingue muitos outros problemas geotécnicos dos problemas em estudo. Com efeito, nestes, o comportamento depende não só das características mecânicas do maciço interessado, mas também, e de forma extremamente importante, dos parâmetros relativos à estrutura de suporte. Quando as características desta são reforçadas, em termos de um aumento da rigidez das suas componentes e da escolha criteriosa do pré-esforço das ancoragens, por exemplo, o comportamento resulta cada vez menos dependente dos parâmetros respeitantes ao maciço, muito em especial em casos como o estudado em que as deformações são pequenas abaixo da profundidade projectada para a escavação. As previsões por meio da aplicação do método dos elementos finitos tornam-se, nessas circunstâncias, menos falíveis.

5 – AGRADECIMENTOS

O autor deseja expressar os mais sinceros agradecimentos ao Eng.º Castel-Branco Falcão pela orientação prestada, ao LNEC, pelas condições oferecidas para a realização dos ensaios e cálculos, e à Empresa Teixeira Duarte pela amável disponibilidade manifestada a propósito da observação da obra que tinha a seu cargo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA PEREIRA, O. (1969) — *Determinação das características estruturais de pavimentos a partir da linha de influência obtida em ensaios de carga com pneu*. Tese apresentada ao concurso para especialista, LNEC, Lisboa.
- ALPAN, I. (1967) — *The empirical evaluation of the coefficient K_o and K_{or}* . Soils and Foundations, Japanese Society Soil Mech. Found. Eng., Vol. 7, N. 1, p. 31-40.
- BROOKER, E. W. e IRLEAND, H. O. (1965) — *Earth pressure at rest related to stress history*. Canadian Geotech. Journal, Vol. 2, N. 1, p. 1-15.
- DUNCAN, J. e CHANG, C. (1970) — *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM5, p. 1629-1653.
- FOLQUE, J. (1976) — *Características mecânicas de solos deduzidos de ensaios de penetração*. Geotecnia N. 17, p. 73-83.
- JANBU, N. (1963) — *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests*. Proc. Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, Vol. 1, p. 19-25.
- MATOS FERNANDES, M. (1981) — *Aplicação do modelo hiperbólico à representação do comportamento não linear das ancoragens*. Comunicação ao 1.º Encontro Luso-Brasileiro de Geotecnia, Tema IV, 25 e 26 de Junho, Lisboa.
- MATOS FERNANDES, M. (1983 a) — *Modelo de cálculo para o estudo pelo método dos elementos finitos de escavações suportadas por estruturas flexíveis*. LNEC, Relatório, Proc. 55/1/7380, Lisboa.
- MATOS FERNANDES, M. (1983 b) — *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.
- SHERIF, M. A. e ISHIBASHI, I. (1981) — *Overconsolidation effects on k_o values*. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, Vol. 1, p. 785-788.